

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**DIAGNÓSTICO Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO
ESTRUCTURALES DE UNA EDIFICACIÓN REPRESENTATIVA EN
EL BARRIO ATUCUCHO, DE QUITO**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
MENCION ESTRUCTURAS**

**ISRAEL GERARDO AGUILAR ROSERO
gerardoaguilar08@yahoo.com**

**EDGAR GEOVANNY LUMBI MANOBANDA
edg.lum@hotmail.com**

**DIRECTOR: MSc. Ing. FÉLIX POLICARPO VACA MONCAYO
felvaca@hotmail.com**

Quito, Agosto 2014

DECLARACIÓN

Nosotros, Israel Gerardo Aguilar Rosero y Edgar Geovanny Lumbi Manobanda, declaramos que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido en la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

**ISRAEL GERARDO AGUILAR
ROSERO**

**EDGAR GEOVANNY LUMBI
MANOBANDA**

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Israel Gerardo Aguilar Rosero y Edgar Geovanny Lumbi Manobanda, bajo mi supervisión.

MSc. Ing. FÉLIX POLICARPO VACA MONCAYO
DIRECTOR DE PROYECTO

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios por haberme iluminado no sólo durante mi carrera sino en todo momento de mi vida, por haberme dado sabiduría y ayudado a tomar las decisiones correctas.

Doy gracias a mis padres Yolanda Rosero y Gerardo Aguilar, y a mis hermanos Paúl Aguilar y Daniel Aguilar por haberme apoyado y ayudado a conseguir esta meta pues siempre han aportado con lo que han podido.

Un agradecimiento especial a nuestro tutor, el ingeniero Félix Vaca por habernos guiado en la elaboración de este proyecto con su amplio conocimiento, comprensión y paciencia, siendo más que un tutor y profesor, un buen amigo y una gran persona.

Expreso mi agradecimiento también a todas las personas que conforman la prestigiosa Escuela Politécnica Nacional: autoridades, personal docente y administrativo, y empleados de la institución; por haber contribuido en mi formación académica y la consecución de este título para el que me he esforzado mucho.

Finalmente agradezco a mis amigas y amigos por haberme brindado su amistad y haberme apoyado en cada etapa de mi carrera.

Gerardo Aguilar

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar al supremo Creador del universo y la vida, Dios; por dotarme de sabiduría y en especial las fuerzas que introdujo en mi alma para poder defenderme y levantarme ante todas las adversidades que se pusieron en el camino durante el trayecto de mis estudios.

A mis padres José Lumbi y Gregoria Manobanda quienes a su manera estuvieron en todas los instantes de mi vida apoyándome e inculcando valores primordiales del respeto y la responsabilidad, que se deben cumplir para llegar a un objetivo propuesto y también por darme una excelente educación y ser ellos un ejemplo digno de superación y de vida.

Le doy gracias a mis hermanos y principalmente a Miguel y Segundo por estar junto a mí cuando más los necesitaba y deseaba un consejo para poder seguir en este camino de la educación, de esta manera ir superando los obstáculos que cada día se pusieron en el camino, más aun cuando no se tiene recursos suficientes para solventar los gastos económicos.

También a mis profesores que me inculcaron primero los valores morales y luego sus conocimientos, que fueron tan importantes para poder entender mejor este mundo que es tan maravilloso.

Gracias al MSc. Ing Félix Vaca por creer y confiar en Gerardo y en mí, por proporcionarnos la oportunidad de desarrollar nuestra tesis y todas las facilidades que nos sirvió para poder realizar de la mejor manera este proyecto de titulación.

A todos mis amigos que siempre estuvieron a mi lado en las buenas y en las malas apoyándome y dándome sus sinceros consejos para poder lograr este anhelado sueño de ser un profesional de la Escuela Politécnica Nacional.

Edgar Lumbi

DEDICATORIA

A Dios por ser mi bote salvavidas y darme fuerza para continuar en los momentos difíciles. También a mis padres por haberme formado y cuidado desde que nací, además de estar pendientes y conformar un buen hogar para mí.

Gerardo Aguilar

DEDICATORIA

Al ser que más admiro en este mundo, Dios; por estar junto a mi lado en todos los instantes de mi vida y jamás abandonarme. También por indicarme siempre el camino correcto.

A mi esposa Beronica Robles, por llegar a mi vida cuando más lo necesitaba y mis hijos que son el motor de mi vida por quienes cada día persevero.

Les dedico a mis padres por ser humildes y sinceros conmigo, y por todas las luchas que hicieron para que yo tenga la oportunidad de estudiar.

A mis pastores Mario Molina y María Belén, por guiarme en mi adolescencia y mostrarme el sendero adecuado, que se debe tomar en la vida para ser feliz y enseñarme que las mejores decisiones se las toma, con la ayuda de Dios.

Al Ing. Arq. Paúl Gachet y su esposa Melba Paredes, quienes influyeron con sus lecciones y experiencias, en formarme como una persona de bien y preparado para los retos que pone la vida.

Al Ing. Klever Rodríguez, por ser esa persona, que siempre estuvo listo para brindarme toda su ayuda.

A todos mis amigos que estuvieron en el transcurso de mi carrera y pusieron un granito de arena, para que yo pudiera seguir en el camino del saber y de esta manera llegar a la meta.

Edgar Lumbi

CONTENIDO

DECLARACIÓN	II
CERTIFICACIÓN	III
AGRADECIMIENTOS	IV
DEDICATORIA	VI
ÍNDICE DE IMÁGENES	XI
ÍNDICE DE TABLAS	XIV
ÍNDICE DE GRÁFICOS	XVIII
RESUMEN	XX
ABSTRACT	XXI
PRESENTACIÓN	XXII
CAPÍTULO 1	1
INTRODUCCIÓN	1
1.1 ANTECEDENTES	1
1.2 DEFINICIONES	2
1.3 ALCANCE Y OBJETIVOS	2
1.3.1 ALCANCE	2
1.3.2 OBJETIVOS	3
1.4 DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN	4
CAPÍTULO 2	9
LEVANTAMIENTO PLANIMÉTRICO APLICADO AL REPLANTEO Y LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL	9
2.1 GENERALIDADES	9
Levantamiento Planimétrico	9
2.2 PLANOS ARQUITECTÓNICOS ESTADO ACTUAL	12
2.3 PLANOS ESTRUCTURALES ESTADO ACTUAL	12
CAPÍTULO 3	13
PRUEBAS DE LOS MATERIALES	13
3.1 INTRODUCCIÓN	13
3.2 TOMA DE LECTURAS CON EL MARTILLO ESCLEROMÉTRICO EN LUGARES REPRESENTATIVOS DE LA ESTRUCTURA	13
3.3 CONVERSIÓN DE LECTURAS ESCLEROMÉTRICAS EN RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN f'_c DEL HORMIGÓN	17
3.4 ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LOS DATOS OBTENIDOS	18
3.5 ENSAYO TRIAXIAL	22

3.6 PROCESAMIENTO DE DATOS	31
CAPÍTULO 4	38
MODELACIÓN VIRTUAL DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE, EN EL PROGRAMA ETABS	38
4.1 MODELO ESTRUCTURAL	38
4.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL	38
4.3 DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES EXISTENTES Y SUS PROPIEDADES MECÁNICAS	39
4.4 CÁLCULO DE CARGAS	41
4.4.1 CARGAS VERTICALES	41
4.4.2 CARGAS LATERALES	46
4.5 COMBINACIONES DE CARGAS UTILIZADAS.....	50
4.6 HIPÓTESIS DE CÁLCULO ESTRUCTURAL UTILIZADAS.....	51
4.7 PROCEDIMIENTO DE MODELACIÓN	51
4.7.1 DEFINICIÓN DE MATERIALES.....	51
4.7.2 DEFINICIÓN DE SECCIONES	52
4.7.3 CIMENTACIÓN	56
4.7.4 ASIGNACIÓN DE CARGAS.....	56
4.7.5 DEFINICIÓN DE COMBINACIONES DE CARGAS	58
4.7.6 GEOMETRÍA FINAL.....	59
4.7.7 VERIFICACIÓN DE LAS DERIVAS.....	60
CAPÍTULO 5	63
DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL	63
5.1 CONFINAMIENTO	63
5.2 CHEQUEO DEL ESFUERZO ADMISIBLE	66
5.3 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE COLUMNAS	68
5.4 PUNZONAMIENTO EN LOSAS	78
5.5 VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL.....	87
CAPÍTULO 6	89
DESCRIPCIÓN DEL PROCESO DE REFORZAMIENTO	89
6.1 ENCHAPADO EN PAREDES EXTERIORES	89
6.2 ENCHAPADO EN PAREDES INTERIORES	97
6.3 ESQUEMA DE UBICACIÓN DE PAREDES SELECCIONADAS PARA ENCHAPAR	103
CAPÍTULO 7	105
MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA REFORZADA EN EL PROGRAMA ETABS, PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	105

7.1 DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES A USARSE Y SUS PROPIEDADES MECÁNICAS.....	105
7.2 CÁLCULO DE CARGAS.....	107
7.2.1 CARGAS VERTICALES	107
7.2.2 CARGAS LATERALES	110
7.3. PROCEDIMIENTO DE MODELACIÓN	113
7.3.1 PAREDES REFORZADAS	113
7.4 CHEQUEO DEL ESFUERZO ADMISIBLE	126
7.5 REVISIÓN DE LOS RATIOS DE INTERACCIÓN BIAxIAL DE LAS COLUMNAS.....	127
7.6 REVISIÓN DE PIERS	128
7.6.1 REFUERZO MÍNIMO	128
7.6.2 CHEQUEO RATIOS DEMANDA/ CAPACIDAD (D/C)	129
7.7 VERIFICACIÓN DE LOS MODOS VIBRATORIOS.....	131
7.8 VERIFICACIÓN DE LAS DERIVAS.....	131
CAPÍTULO 8.....	134
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	134
8.1 CONCLUSIONES.....	134
8.2 RECOMENDACIONES	135
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	137
ANEXOS	140
ANEXO A: PLANOS ARQUITECTÓNICOS ESTADO ACTUAL.....	141
ANEXO B: PLANOS ESTRUCTURALES ESTADO ACTUAL	147
ANEXO C: UBICACIÓN DE SONDEO.....	152
ANEXO D: REFORZAMIENTO DE PAREDES	154

ÍNDICE DE FIGURAS

Capítulo 1

FIGURA 1.1.- Vista global de la ubicación de la edificación en estudio.....	4
FIGURA 1.2a.- Vista aérea de la edificación en estudio.....	5
FIGURA 1.2b.- Calles que determinan la ubicación exacta de la edificación en estudio	5

Capítulo 2

FIGURA 2.1.- Medición de distancias en terreno horizontal.....	9
---	---

Capítulo 3

FIGURA 3.1.- Esquema de una cámara triaxial.....	27
---	----

Capítulo 4

FIGURA 4.1.- Área típica de losa para calcular su peso por unidad de área.....	41
FIGURA 4.2.- Clasificación de los Suelos de Quito. Trabajo de EPN 2002.....	47
FIGURA 4.3.- Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño.....	48
FIGURA 4.4.- Asignación de propiedades mecánicas al hormigón de las columnas	51
FIGURA 4.5.- Asignación de propiedades mecánicas al hormigón de las losas	52
FIGURA 4.6.- Listado de secciones de elementos tipo <i>frame</i> utilizados.....	53
FIGURA 4.7.- Ejes de coordenadas locales y globales para un elemento vertical	52
FIGURA 4.8.- Definición de columnas y colocación de acero de refuerzo	54
FIGURA 4.9.- Factores de agrietamiento para columnas.....	54
FIGURA 4.10.- Definición de la sección de una viga.....	55
FIGURA 4.11.- Restricción en los pies de columnas.....	56
FIGURA 4.12.- Asignación del diafragma D2 a los nudos de la segunda planta alta	57
FIGURA 4.13.- Colocación de la Carga Sísmica Estática en dirección X en el modelo virtual.....	58
FIGURA 4.14.- Definición de la primera combinación de cargas (izq.) y la inclusión de las 9 combinaciones como combos de diseño (der).....	59

FIGURA 4.15.- Geometría de la estructura (estado actual).....	60
--	-----------

Capítulo 5

FIGURA 5.1.-Nomenclatura usada en el programa para el chequeo de confinamiento.....	64
FIGURA 5.2.-Nomenclatura usada para el diagrama de interacción de columnas.....	68
FIGURA 5.3.- Convención de signos para momentos que usa ETABS	69
FIGURA 5.4.-Nomenclatura usada para el chequeo de punzonamiento (columna interior) en losa plana.....	78
FIGURA 5.5a y 5.5b.-Esquema para el cálculo del momento desbalanceado debido a cargas verticales y sísmicas para una columna interior.....	79
FIGURA 5.6.-Nomenclatura usada para el chequeo de punzonamiento (columna exterior) en losa plana.....	80
FIGURA 5.7a y 5.7b.-Esquema para el cálculo del momento desbalanceado debido a cargas verticales y sísmicas para una columna exterior.....	81

Capítulo 6

FIGURA 6.1.-Pared preparada para el proceso de enchape.....	89
FIGURA 6.2.- Picoteado de enlucido.....	90
FIGURA 6.3a, 6.3b y 6.3c.- Perforación y colocación de epóxico de anclaje ..	91
FIGURA 6.4.- Distribución de “chicotes” alrededor de la pared.....	92
FIGURA 6.5.- Colocación de malla electrosoldada.....	93
FIGURA 6.6.- Amarre de malla y colocación de clavos de sujeción.....	94
FIGURA 6.7.- Enlucido de enchape.....	95
FIGURA 6.8.- Reforzamiento seccionado (pared externa).....	96
FIGURA 6.9.- Distribución de “chicotes”	97
FIGURA 6.10a.- Colocación de malla electrosoldada.....	98
FIGURA 6.10b.- Colocación de malla electrosoldada y detalle de distribución de “chicotes” (parte posterior de pared).....	99
FIGURA 6.11a.- Detalle perforación (atravesando la pared) y relleno de mortero.....	100
FIGURA 6.11b.-Varillas que atraviesan la pared y doblez de malla.....	101

FIGURA 6.12.- Reforzamiento seccionado (pared interna).....	102
FIGURA 6.13.- Distribución de paredes enchapadas. Nv. \pm 0.00.....	103
FIGURA 6.14.- Distribución de paredes enchapadas. Nv. + 2.55.....	104
FIGURA 6.15.- Distribución de paredes enchapadas. Nv. + 5.02.....	104

Capítulo 7

FIGURA 7.1a.- Sección de mampostería real (de bloque) y mampostería maciza equivalente.....	113
FIGURA 7.1b.- Áreas iguales de mampostería real de bloque (incluye mortero y enlucido a ambos lados) y mampostería maciza equivalente.....	113
FIGURA 7.2a.- Definición de propiedades mecánicas para paredes reforzadas a 1 lado.....	118
FIGURA 7.2b.- Definición de propiedades mecánicas para paredes reforzadas a 2 lados.....	119
FIGURA 7.3a y 7.3b.- Definición de las secciones de las paredes reforzadas a 1 y 2 lados.....	119
FIGURA 7.4.- Ejemplo de asignación de etiquetas <i>pier</i> en el eje B.....	120
FIGURA 7.5.- Cuadro editor de varillas de refuerzo.....	121
FIGURA 7.6.- Separación entre hileras de malla electrosoldada para pared reforzada a 2 lados.....	122
FIGURA 7.7.- Asignación de Refuerzo Uniforme a los <i>piers</i> de paredes enchapadas a 2 lados.....	122
FIGURA 7.8.- Ejemplo de división interna de las paredes en el eje B.....	124
FIGURA 7.9a y 7.9b.- Vista espacial de la distribución de paredes reforzadas y geometría final.....	125
FIGURA 7.10a.- Ratios de interacción biaxial en columnas (estructura en su estado actual).....	127
FIGURA 7.10b.- Ratios de interacción biaxial en columnas (estructura reforzada).....	128
FIGURA 7.11.- Chequeo de la sección <i>pier</i> (sentido X: pared del eje 5 entre ejes B-C, segunda planta alta).....	130

FIGURA 7.12.- Chequeo de la sección <i>pier</i> (sentido Y: pared del eje B entre ejes 2-3, segunda planta alta).....	130
--	-----

ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

Capítulo 1

FOTOGRAFÍA 1.1a y 1.1b.- Fachada frontal de la edificación e inclinación del terreno.....	6
FOTOGRAFÍA 1.2a y 1.2b.- El hormigón está en malas condiciones. La cantidad de acero y el área transversal de las columnas es deficiente.	6
FOTOGRAFÍA 1.3.- Se evidencia la ausencia de “chicotes” que conecten la mampostería a las columnas.....	7
FOTOGRAFÍA 1.4.- Losa de cubierta inaccesible.....	8
FOTOGRAFÍA 1.5.- Las columnas están en mal estado y el recubrimiento de la losa no es suficiente.....	8

Capítulo 3

FOTOGRAFÍA 3.1.- Martillo esclerométrico utilizado en el ensayo.....	14
FOTOGRAFÍA 3.2a y 3.2b.- Se remueve la pintura, estuco y enlucido antes del ensayo.....	15
FOTOGRAFÍA 3.3.- Si se deja el bloque expuesto, se rompe al ensayar la mampostería. Se optó por remover únicamente la pintura y el estuco para el ensayo.....	15
FOTOGRAFÍA 3.4a y 3.4b.- Una viga banda de la 1 ^{ra} planta alta (izq.) se ensaya desde abajo con el martillo a +90°. Mientras que una viga banda de la 2 ^{da} planta alta (der.), al igual que en la terraza, se ensaya desde arriba con el martillo a -90°.....	16
FOTOGRAFÍA 3.5a y 3.5b.- Se ensaya un nervio en la losa de la 1 ^{ra} planta alta (izq.) y en la terraza (der.).....	16
FOTOGRAFÍA 3.6.- Curvas del martillo esclerométrico: resistencia vs lecturas	17
FOTOGRAFÍA. 3.7.- Se ensayaron columnas externas e internas para tener un mejor muestreo.....	19
FOTOGRAFÍA 3.8.- Delimitación el área de la excavación.....	22

FOTOGRAFÍA 3.9a y 3.9b.- Proceso de excavación para obtener la muestra de suelo inalterada.....	23
FOTOGRAFÍA 3.10.- Dado de suelo envuelto en plástico burbuja.....	24
FOTOGRAFÍA 3.11.- Señalización de la cara superior del dado.....	25
FOTOGRAFÍA 3.12a y 3.12b.- Tallado de cilindros con el tallador y la segueta. Igualación de caras con molde y cuchillo.....	26
FOTOGRAFÍA 3.13a y 3.13b.- Ensayo triaxial al inicio y al final.....	29
FOTOGRAFÍA 3.14.- Cápsula para determinar el contenido de humedad.....	29
FOTOGRAFÍA 3.15.- Tubo auxiliar para el cálculo de la densidad suelta.....	31

Capítulo 4

FOTOGRAFÍA 4.1.- Bloque de Latacunga usado en las mamposterías.....	42
--	----

ÍNDICE DE TABLAS

Capítulo 3

TABLA 3.1.- Constantes de la recta que determina la resistencia del hormigón en función de las lecturas y para diferentes grados de inclinación del esclerómetro.....	17
TABLA 3.2.- Constantes de la recta que determina la dispersión de los resultados en función de las lecturas y para diferentes grados de inclinación del esclerómetro.....	18
TABLA 3.3.- Lecturas esclerométricas y cálculo de resistencia para columnas	19
TABLA 3.4.- Lecturas esclerométricas y cálculo de resistencia para vigas banda.....	20
Tabla 3.5.- Lecturas esclerométricas y cálculo de resistencia para nervios.....	20
TABLA 3.6.- Lecturas esclerométricas y cálculo de resistencia para mamposterías de bloque.....	21

TABLA 3.7.- Lecturas esclerométricas y cálculo de resistencia para muro de hormigón ciclópeo.....	21
TABLA. 3.8.- Lecturas del ensayo triaxial	28
TABLA. 3.9.- Datos para calcular el contenido de humedad.....	30
TABLA. 3.10.- Datos necesarios para el cálculo de los pesos: natural, seco y específico de las muestra.....	30
TABLA 3.11.- Cálculo de la densidad suelta del suelo.....	31
TABLA 3.12.- Cálculo de esfuerzos desviadores.....	33
TABLA 3.13.- Elementos de los círculos de Mohr.....	34
TABLA 3.14.- Factores de corrección para zapata rectangular.....	36
TABLA 3.15.- Valores característicos del suelo y constantes para el cálculo de la capacidad admisible.....	37
TABLA 3.16.- Capacidad admisible del suelo de acuerdo a las dimensiones de la zapata.....	37

Capítulo 4

TABLA 4.1.- Cálculo del peso de bloques de distinto espesor.....	43
TABLA 4.2.- Resumen de cargas verticales (estado actual).....	46
TABLA 4.3.- Distribución de fuerzas sísmicas (estado actual).....	50
TABLA 4.4.- Derivas de piso de la estructura (estado actual) para las 9 combinaciones seleccionadas.....	61

Capítulo 5

TABLA 5.1.- Resultados del chequeo de confinamiento para todas las secciones de columnas.....	65
TABLA 5.2.- Resultados del chequeo de esfuerzo admisible del suelo de acuerdo a la ecuación 5.5 para la combinación D + L.....	64

TABLA 5.3.- Resultados del chequeo de esfuerzo admisible del suelo de acuerdo a la ecuación 5.5 para las combinaciones que incluyen el sismo.....	67
TABLA 5.4.- Acciones en el pie de la columna B3 obtenidas del modelo virtual	70
TABLA 5.5.- Acciones últimas y ángulo α para cada combinación. Columna B3.....	70
TABLA 5.6.- Acciones en el pie de la columna A3 obtenidas del modelo virtual	74
TABLA 5.7.- Acciones últimas y ángulo α para cada combinación. Columna A3.....	74
TABLA 5.8.- Cargas verticales en la columna B3 sobre y bajo la losa del Nv. +2.55	83
TABLA 5.9.- Momentos a la izquierda y derecha de la columna B3 Nv. +2.55	83
TABLA 5.10.- Cargas verticales en la columna A3 sobre y bajo la losa del Nv. +2.55.....	85
TABLA 5.11.- Momentos a la izquierda y derecha de la columna A3 Nv. +2.55.....	83

Capítulo 7

TABLA 7.1.- Requisitos de resistencia a la compresión de los bloques huecos de hormigón.....	106
TABLA 7.2.- Resumen de cargas verticales (modelo reforzado).....	110
TABLA 7.3.- Distribución de fuerzas sísmicas (modelo reforzado).....	112
TABLA 7.4.- Cálculo del peso específico de las paredes reforzadas (enlucido de enchape a dos lados).....	115

TABLA 7.5.- Cálculo del peso específico de la pared maciza equivalente reforzada (enlucido de enchape a dos lados).....	116
TABLA 7.6.- Cálculo del peso específico de las paredes reforzadas (enlucido de enchape a 1 lado).....	117
TABLA 7.7.- Cálculo del peso específico de la pared maciza equivalente reforzada (enlucido de enchape a 1 lado).....	117
TABLA 7.8.- Resumen de propiedades de paredes enchapadas.....	118
TABLA 7.9.- Resultados del chequeo de esfuerzo admisible del suelo de acuerdo a la ecuación 5.5 para la combinación D + L.....	126
TABLA 7.10.- Resultados del chequeo de esfuerzo admisible del suelo de acuerdo a la ecuación 5.5 para las combinaciones que incluyen el sismo.....	127
TABLA 7.11.- Modos vibratorios de la estructura reforzada.....	131
TABLA 7.12.- Derivas de piso de la estructura (reforzada) para las 9 combinaciones seleccionadas.....	132

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Capítulo 3

GRÁFICO 3.1.- Esfuerzo desviador vs deformación unitaria para cada valor de σ_3	34
GRÁFICO 3.2. Círculos de Mohr.....	35

Capítulo 5

GRÁFICO 5.1a. Diagrama de Interacción Biaxial Columna Interna (B3)	70
GRÁFICO 5.1b, 5.1c y 5.1d. Diagrama de Interacción Biaxial Columna Interna (B3)	71

GRÁFICO 5.1e, 5.1f y 5.1g. Diagrama de Interacción Biaxial Columna Interna (B3)	72
GRÁFICO 5.1h, y 5.1i. Diagrama de Interacción Biaxial Columna Interna (B3)	73
GRÁFICO 5.2a. Diagrama de Interacción Biaxial Columna Externa (A3)	74
GRÁFICO 5.2b, 5.2c y 5.2d. Diagrama de Interacción Biaxial Columna Externa (A3)	75
GRÁFICO 5.2e, 5.2f y 5.2g. Diagrama de Interacción Biaxial Columna Externa (A3)	76
GRÁFICO 5.2h y 5.2i. Diagrama de Interacción Biaxial Columna Externa (A3)	77

RESUMEN

El presente proyecto inicia describiendo la ubicación y características de una edificación que ha sido construida de manera artesanal, la cual ha sido escogida de entre varias similares del sector Atucucho, de Quito, para determinar su vulnerabilidad estructural y posteriormente proponer la manera de reforzarla.

Es evidente que no se cuenta con los planos arquitectónicos ni estructurales, por lo tanto fue necesario elaborarlos a partir de cero para poder representar ambos aspectos de la edificación. Se menciona el procedimiento que se siguió para elaborarlos.

Previo a la modelación virtual de la estructura se hizo pruebas en el hormigón que la constituye y el suelo sobre el que se encuentra asentada. Esto ayuda a que el modelo se asemeje más a la realidad y evita asumir parámetros respecto a los materiales que a pesar de un buen criterio seguirían teniendo un grado de incertidumbre.

Luego se modela la edificación tomando en cuenta las propiedades y características de cada elemento y se le asigna las cargas correspondientes para luego verificar las derivas que se producen.

Se analizan varios parámetros que permiten determinar la vulnerabilidad estructural de la edificación y a continuación se describe detalladamente el procedimiento constructivo para realizar el reforzamiento.

Finalmente se propone una distribución adecuada de paredes estructurales que conformarán el reforzamiento y a partir de esto se realizó nuevamente el modelo virtual para verificar que los parámetros analizados estén dentro de los límites permitidos.

Se presentan las conclusiones obtenidas y varias recomendaciones que se recogieron a medida que se realizó este proyecto para futuras referencias.

ABSTRACT

This project starts by describing the location and characteristics of a tenement that has been built in an artisanal way, which has been chosen from among other similar ones from Atacucho, from Quito, to determinate its structural vulnerability and then propose the way to reinforce it.

It's evident that there are neither architectural nor structural planes, thus it was necessary make them from nothing for being able to represent both aspects of the tenement. It's mentioned the followed procedure to make them.

Before the virtual modeling of the structure, they were made tests in the concrete that constitutes it and the soil on which it is founded. This helps the model to be more loyal to the reality and avoid assuming parameters about the materials that even with a good criterion; they would keep having an uncertainty grade.

After that, the building is modeled considering the properties and characteristics of each element and the corresponding loads are assigned to it for then verifying the drifts that are produced.

Several parameters are analyzed and they allow determinate the structural vulnerability of the building and then the constructive procedure for reinforcement is described with detail.

Finally an adequate distribution of the structural walls is proposed. They will constitute the reinforcement and from there, it was made up again a virtual model to verify that the analyzed parameters are between the allowed boundaries.

The obtained conclusions are presented as well as several recommendations that were collected while this project was made for future references.

PRESENTACIÓN

No es desconocido que en nuestro medio gran parte de las edificaciones se construyen sin asesoría profesional. Y en efecto, los autores de este proyecto observaron en el sector Atucucho muchas viviendas construidas de manera similar y por el inminente peligro sísmico que existe se propusieron dar un modelo de reforzamiento aplicado a una edificación en particular de dicho sector.

Este proyecto explica los pasos que deberían seguirse para realizar el estudio pertinente de una estructura como la que se muestra y además la manera de realizar el reforzamiento; que en este caso es el enchapado de paredes, pues se adapta a la distribución arquitectónica que se tenga, aprovechando las paredes que tienen continuidad vertical.

La ventaja de la forma de reforzamiento es que no requiere de mano de obra especializada y además los materiales necesarios son fáciles de conseguir. Por lo tanto está al alcance de las familias que moran en viviendas de este tipo.

Se trató en lo posible de no usar valores genéricos o asumidos en este proyecto, si no que se realizaron los *tests* y cálculos necesarios para justificar cada valor. De esta forma se enfatiza que los resultados obtenidos son para esta estructura particular.

Con fines comparativos se presenta un modelo virtual de la estructura en su estado actual y otro luego de realizado el reforzamiento. Se obtuvieron resultados satisfactorios para este último, mientras que el primero pone en evidencia las falencias actuales de la estructura.

El código usado para el cálculo de fuerzas sísmicas es el CEC 2002, que ha sido el código vigente al momento de realizar esta tesis.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

El país se encuentra situado en una de las zonas de más alta complejidad tectónica, en donde las placas de Nazca y Sudamérica se encuentran, siendo fuente de generación de energía sísmica (CEC 2002). Lo cual representa una amenaza para, entre otras, la vivienda que es objeto de este proyecto.

Considerando que el factor de zona para la capital ecuatoriana es 0.40 correspondiente a la zona sísmica IV, según el CEC 2002, caracterizada por una amenaza sísmica alta; se hace necesario realizar una intervención en la estructura de la edificación.

Se ha evidenciado que en el Distrito Metropolitano de Quito las viviendas ubicadas en la periferia son construidas de forma artesanal, es decir, sin ningún asesoramiento técnico. Por lo tanto estas edificaciones no brindan seguridad a sus ocupantes ante la ocurrencia de un sismo, de acuerdo a un informe de la Cámara de la Construcción de Quito (CCQ) (Diario Hoy 1 de noviembre de 2011).

Mediante una simple inspección de la vivienda en cuestión; ubicada en la calle Oe17B, número N57-142, entre las calles Salvador Bustamante y Manuel de Jesús Álvarez; se observó que las secciones de las columnas son esbeltas e insuficientes para sus 3 pisos, ya que estas columnas no cumplen con el área mínima de sección exigida por el código vigente.

De no realizarse la intervención en la estructura de la edificación, ésta podría colapsar de manera súbita, fallando de manera frágil; poniendo en peligro la vida de los ocupantes de la vivienda en estudio.

1.2 DEFINICIONES

Resulta pertinente definir ciertos términos técnicos utilizados en este proyecto, tales como:

ETABS.- Extended 3d (Three – Dimensional) Analysis of Building Systems. Es un programa para diseño y análisis estructural.

Enchapado de paredes.- Proceso de reforzamiento de dichos elementos que consiste en confinarlos haciendo uso de mallas electrosoldadas y elementos para fijarlas, terminando el proceso con un enlucido.

CEC.- Código Ecuatoriano de la Construcción. Es el documento al que deben regirse actualmente los diseñadores para cumplir con los requerimientos técnicos en cuanto a edificaciones se refiere.

Martillo esclerométrico.- es un instrumento que se basa en la medida del rebote de una masa de acero contra una superficie de hormigón. La cantidad de energía recuperada en el rebote se relaciona con la resistencia cúbica del hormigón en función de la posición de trabajo del aparato.

Derivas.- ocurren a partir de la primera planta alta y se calculan a partir de la diferencia entre el desplazamiento horizontal del nivel considerado y el desplazamiento horizontal del nivel inmediatamente inferior.

1.3 ALCANCE Y OBJETIVOS

1.3.1 ALCANCE

La intención de esta tesis es determinar la vulnerabilidad de la vivienda y su comportamiento ante un sismo para reforzar la estructura utilizando paredes estructurales en los lugares más adecuados tratando de preservar los ambientes arquitectónicos. Con esto se pretende reducir las derivas, aumentar la rigidez de la estructura y reforzarla para que sea más segura.

Este proyecto se realizará bajo la hipótesis de que el diagnóstico de las falencias estructurales que conforman la vulnerabilidad de la vivienda permitirá realizar la propuesta de reforzamiento más adecuada para así ofrecer garantía de seguridad y serviciabilidad en la edificación.

1.3.2 OBJETIVOS

1.3.2.1 Objetivo General

Determinar la vulnerabilidad estructural existente y proporcionar los lineamientos adecuados de reforzamiento para brindar seguridad y serviciabilidad a los ocupantes de la vivienda.

1.3.2.2 Objetivos Específicos

- Recolectar información sobre la edificación.
- Obtener las dimensiones y armadura de los elementos estructurales.
- Determinar la resistencia a compresión del hormigón en los elementos estructurales de la edificación.
- Observar el comportamiento y los esfuerzos producidos en la estructura.
- Verificar que las derivas de la edificación actual exceden las máximas permitidas por código.
- Reducir la vulnerabilidad de la estructura eliminando las falencias estructurales.
- Disminuir los desplazamientos horizontales y rigidizar la estructura.
- Explicar el proceso constructivo de la propuesta de reforzamiento.
- Comprobar que en realidad con esta propuesta se mejoró la estructura.
- Demostrar que la estructura se volvió más resistente y que el reforzamiento propuesto mejora la ductilidad.
- Proporcionar un modelo de referencia para el reforzamiento de viviendas aledañas y otras en similares condiciones.

1.4 DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN

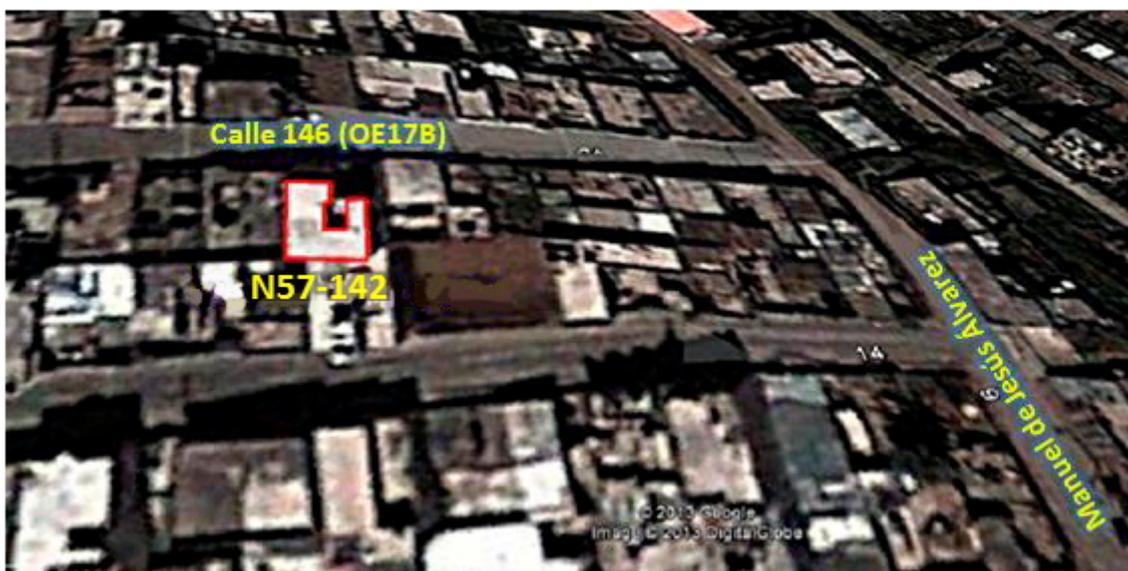
La edificación se encuentra en la Parroquia Cotocollao en el Sector Atucucho en el Barrio La Campiña, su área de terreno es aproximadamente de 107.23 m², limitado por las calles Salvador Bustamante (N57-142), Oe17B y Manuel de Jesús Álvarez. (Figuras 1.1 y 1.2)

FIGURA 1.1.- Vista global de la ubicación de la edificación en estudio.



Fuente: Google™ Earth

FIGURA 1.2a.- Vista aérea de la edificación en estudio.



Fuente: Google™ Earth

FIGURA 1.2b.- Calles que determinan la ubicación exacta de la edificación en estudio.



Fuente: Google™ Earth

En el levantamiento planimétrico se puede apreciar el área construida a lo largo y ancho del terreno, la cual se ha acomodado de acuerdo a las necesidades que con el tiempo se han ido presentando.

El terreno original tiene una inclinación o gradiente en su dirección transversal, razón por la cual antes de construir se realizó un desbanque para nivelar el suelo y también se realizó su respectivo muro de hormigón ciclópeo donde era necesario.

Consta de un área aproximada de construcción 241.22 m², tiene tres plantas.
(Fotografía 1.1)

FOTOGRAFÍA 1.1a y 1.1b.- Fachada frontal de la edificación e inclinación del terreno.



Elaborado por: Edgar Lumbi, Gerardo Aguilar

La edificación está construida de forma artesanal (sin ningún estudio pertinente de ningún tipo) y con zapatas aisladas, contrapiso de hormigón simple, paredes de mampostería de bloque, columnas, vigas banda y losas planas de hormigón.

Se puede observar que esta edificación tiene una mala configuración por lo que podría sufrir un grave daño estructural por la torsión en planta cuando llegue un sismo fuerte.

FOTOGRAFÍA 1.2a y 1.2b.- El hormigón está en malas condiciones. La cantidad de acero y el área transversal de las columnas es deficiente.



Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

Se puede observar a simple vista que el material de hormigón está mal en condiciones ya que las relaciones de agua-cemento y agregados no fueron colocados en una proporción adecuada (Fotografía 1.2a).

En esta edificación las columnas están armadas con una cantidad deficiente de acero y además no tienen el área mínima es de 600 cm^2 de acuerdo con el Código Ecuatoriano de Construcción (Fotografía 1.2b).

FOTOGRAFÍA 1.3.- Se evidencia la ausencia de “chicotes” que conecten la mampostería a las columnas.



Elaborado por: Edgar Lumbi

Las paredes de mampostería no están enlazadas con las columnas mediante “chicotes” por tanto cuando ocurra el sismo no trabajarían en conjunto ya que cada uno tiene período de vibración diferente (Fotografía 1.3).

FOTOGRAFÍA 1.4.- Losa de cubierta inaccesible.

Elaborado por: Gerardo Aguilar

En la losa superior de cubierta no se colocó el acero de temperatura, debido a esto existen muchas grietas o fisuras (Fotografía 1.4).

FOTOGRAFÍA 1.5.- Las columnas están en mal estado y el recubrimiento de la losa no es suficiente.

Elaborado por: Edgar Lumbi

También se puede observar que las columnas existentes están en mal estado y el acero de refuerzo positivo de la losa está a simple vista debido a que no cumple con el espesor mínimo de recubrimiento que es 2.5 cm en Quito (Fotografía 1.5).

CAPÍTULO 2

LEVANTAMIENTO PLANIMÉTRICO APLICADO AL REPLANTEO Y LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL

2.1 GENERALIDADES

Levantamiento Planimétrico

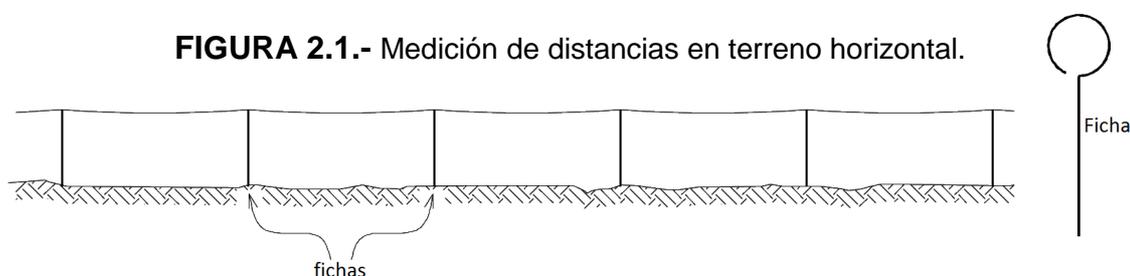
Se trata de fijar posiciones de puntos, proyectados en un plano horizontal, sin importar sus elevaciones. Las medidas de distancias pueden hacerse de manera directa usando longímetros (flexómetro o cinta métrica) o de manera indirecta usando telémetros. Para el levantamiento de la edificación en estudio se ha usado flexómetro y cinta métrica.

Las distancias con las que se trabaja y que se marcan en planos, siempre son horizontales. Por tanto, las distancias siempre que se puede se miden horizontales o se convierten a horizontales con datos auxiliares.

Empleo de la Cinta en Medidas de Distancias ¹

a) Terreno Horizontal

Se va poniendo la cinta paralela al terreno, al aire y se marcan los tramos clavando estacas o “fichas”, o pintando marcas en forma de cruz.



Fuente: Montes de Oca M. (1981). Topografía.
Reproducido por: Gerardo Aguilar

¹ Montes de Oca M. (1981). Topografía. Cuarta Edición Revisada. México D.F. Representaciones y Servicios de Ingeniería, S.A.

Al medir con cinta es preferible que ésta no toque el terreno, pues los cambios de temperatura al arrastrarla, o al contacto simple, influyen sensiblemente en las medidas.

b) Terreno Inclinado (Pendiente constante)

Puede ponerse la cinta paralela al terreno, y deberá medirse también el ángulo vertical o pendiente para después calcular la proyección horizontal.

También puede medirse por tramos, poniendo la cinta horizontal a ojo.

c) Terreno Irregular

Siempre se mide en tramos horizontal para evitarse el exceso de datos de inclinaciones de la cinta en cada tramo.

Debido a que la edificación ya está construida, el caso a) es el que más se acerca a las necesidades de este replanteo. No hay necesidad de usar fichas ni de pintar marcas en forma de cruz pues las dimensiones que se desea obtener no son muy largas y están perfectamente delimitadas, ya sea por las paredes, columnas, etc. Se procede a realizar un esquema en papel de cada planta de la misma, dibujando cada ambiente y tomando en cuenta el espesor de las paredes. Se trabaja bajo la hipótesis de que todas las intersecciones entre paredes tienen un ángulo recto. Al final de replantear cada planta se deberá comprobar con la ayuda de una escuadra si los ángulos entre paredes efectivamente son rectos.

En este proceso se requieren 3 personas: una que sostenga el inicio del flexómetro o cinta métrica, otra que sostenga al otro extremo y lea la medida correcta, la tercera persona anotará esa medida en el esquema en papel y también deberá constatar que el instrumento de medición se encuentra horizontal. Si se desea ser más precisos existen pequeños y livianos niveles portables que pueden adherirse al instrumento de medición para verificar su horizontalidad.

Para medir distancias relativamente largas se prefiere usar el flexómetro (si la distancia está dentro del alcance del mismo), pues el efecto de deformación bajo su propio peso es menor que en la cinta métrica, la cual se prefiere usar para

distancias que excedan la capacidad del flexómetro y medir elementos curvos (por ejemplo si hubiera una columna circular) por ser más manejable. En cuanto a distancias pequeñas el flexómetro es más práctico. Para medir los entrepisos necesariamente se utiliza el flexómetro. Se deben anotar también dimensiones de puertas, ventanas, antepechos y dinteles. Mientras más medidas de referencia se tengan es mejor, pues así al realizar el dibujo final se tendrán más datos de comprobación.

Es conveniente tomar fotografías en cada ambiente para tener referencias y nociones de distancias entre paredes, columnas, etc. También ayudan a visualizar dónde hay antepechos, cambios de nivel en la planta, etc. Una fotografía desde afuera será útil para elaborar el plano de la fachada.

Ahora se procede a dibujar los planos arquitectónicos de la edificación en su estado actual para lo cual se usa el software AutoCAD. Simplemente se transcribe al archivo digital lo que está en el esquema en papel. Si hubiera algo que no cuadre se comprueba nuevamente midiendo en el sitio.

En base a los planos de cada planta y las fotografías del exterior se dibujan las fachadas y, si es necesario, algunos cortes. Los ejes pueden colocarse a criterio del dibujante, en general pasan por el centro de las columnas, pero si se tienen columnas desalineadas es conveniente atravesar el eje por la mayoría de columnas.

Para realizar los planos estructurales de la edificación en su estado actual es necesario conocer la armadura de los elementos estructurales. Este tipo de planos se los puede realizar a medida que se va construyendo o una vez construida la edificación. En el primer caso es más sencillo pero en el segundo es necesario averiguarlo de alguna manera, por ejemplo mediante el uso de un escáner de alta tecnología llamado pacómetro o scanner de hormigón, este proceso se llama auscultación; otra opción es indagar a los autores de la construcción en sí.

En el presente trabajo se ha indagado a las personas que participaron en la construcción, acerca de la armadura que se ha colocado en los elementos estructurales, así como las dimensiones de las zapatas. Los planos estructurales usualmente se realizan usando los planos arquitectónicos como base.

2.2 PLANOS ARQUITECTÓNICOS ESTADO ACTUAL

(Ver anexo A).

Debe hacerse notar que en la parte posterior de la edificación, en la planta baja no existen ventanas, puesto que está adosada a una vivienda, y por tanto no hay ingreso de luz.

2.3 PLANOS ESTRUCTURALES ESTADO ACTUAL

(Ver anexo B).

CAPÍTULO 3

PRUEBAS DE LOS MATERIALES

3.1 INTRODUCCIÓN

El hormigón que compone la estructura se realizó de manera manual, es decir no existe una dosificación controlada para todo el material. Por lo tanto su resistencia no es uniforme en todos los elementos y no se tiene la certeza del valor del $f'c$.

Con el fin de realizar la modelación de la edificación de la manera más fiel a la realidad, se procede a efectuar pruebas en los materiales que conforman la mayoría de la estructura como son el hormigón y el suelo donde se encuentra asentada. Los resultados de estas pruebas permitirán conocer las propiedades de los materiales que se requieren para la modelación.

Existen varios tipos de pruebas o ensayos que se pueden aplicar a los materiales, pero por practicidad se seleccionaron las más sencillas (lo cual no quita que sean confiables) y se describen a continuación.

3.2 TOMA DE LECTURAS CON EL MARTILLO ESCLEROMÉTRICO EN LUGARES REPRESENTATIVOS DE LA ESTRUCTURA

Esto se lo hace como una alternativa no destructiva para la evaluación de estructuras de hormigón en sitio. De esta forma no se afecta la estructura y se tiene control de ella, además de que es un método económico y de fácil ejecución.

Para realizar el ensayo se debe procurar que el martillo esté perpendicular al elemento que se va a evaluar. Luego se oprime el percutor hasta que, impulsado por un resorte, el martillo choque contra el elemento. Después de esto el martillo rebotará y se tendrá una lectura representada por una aguja que se ha movido en una escala graduada.

FOTOGRAFÍA 3.1.- Martillo esclerométrico utilizado en el ensayo.

Elaborado por: Edgar Lumbi

El funcionamiento del martillo se explica de la siguiente manera: La masa que está en contacto con el hormigón posee cierta energía inicial al estar unida a un resorte, al chocar contra el hormigón la energía cinética inicial se redistribuye. Una fracción de esa energía se absorbe como deformación plástica del hormigón y como fricción mecánica en el aparato mientras que la fracción que resta se restituye a la masa móvil de manera proporcional a la energía disponible. Consecuentemente, el rebote del martillo esclerométrico es un indicador de las propiedades del hormigón con relación a su grado de rigidez y resistencia. ²

Ensayar cada elemento por separado llevaría mucho tiempo, sería muy exhaustivo e impráctico, por lo tanto se decidió ensayar en cada planta: una columna interna, una columna externa, una pared, una viga banda y un nervio de la losa.

En cada uno de esos elementos se hizo 10 ensayos con el esclerómetro para realizar el posterior análisis estadístico. En el caso de columnas se procedió a remover la pintura, estuco y enlucido en un área de 7x7 cm² para que no haya obstrucciones al colocar la punta del martillo en contacto con la superficie del hormigón. Se comprobó que al ensayar directamente sobre la columna terminada los resultados de resistencia son menores a los que obtuvimos al ensayar de la manera descrita anteriormente.

² Montenegro J. (2011). Evaluación de Estructuras con el uso de Esclerómetro. Civilgeeks. <http://civilgeeks.com/2011/09/27/evaluacion-de-estructuras-con-el-uso-de-esclerometro/>

FOTOGRAFÍA 3.2a y 3.2b.- Se remueve la pintura, estuco y enlucido antes del ensayo.



*Elaborado por: Gerardo Aguilar
Picado de columnas: Miguel Lumbi*

Para ensayar la mampostería, en primera instancia, se procedió a remover hasta el enlucido (incluido), dejando el bloque expuesto. Sin embargo, resultó contraproducente ya que el impacto del martillo rompió el bloque. Por esta razón se realizó el ensayo sólo removiendo la pintura y el estuco.

FOTOGRAFÍA 3.3.- Si se deja el bloque expuesto, se rompe al ensayar la mampostería. Se optó por remover únicamente la pintura y el estuco para el ensayo.



Elaborado por: Edgar Lumbi

Las vigas banda de la 1^{ra} planta alta se las ensayó desde su parte inferior (ángulo de inclinación del martillo esclerométrico: +90°) removiendo el enlucido y champeado. En cambio, en la 2^{da} planta alta y terraza se las ensayó desde su

parte superior (ángulo de inclinación del martillo esclerométrico: -90°), removiendo el masillado sólo en la 2^{da} planta ya que en la terraza el hormigón está expuesto.

FOTOGRAFÍA 3.4a y 3.4b.- Una viga banda de la 1^{ra} planta alta (izq.) se ensaya desde abajo con el martillo a $+90^{\circ}$. Mientras que una viga banda de la 2^{da} planta alta (der.), al igual que en la terraza, se ensaya desde arriba con el martillo a -90° .



Elaborado por: Beronica Robles

Para los nervios de las losas se realizó el mismo procedimiento que para las vigas banda.

FOTOGRAFÍA 3.5a y 3.5b.- Se ensaya un nervio en la losa de la 1^{ra} planta alta (izq.) y en la terraza (der.).

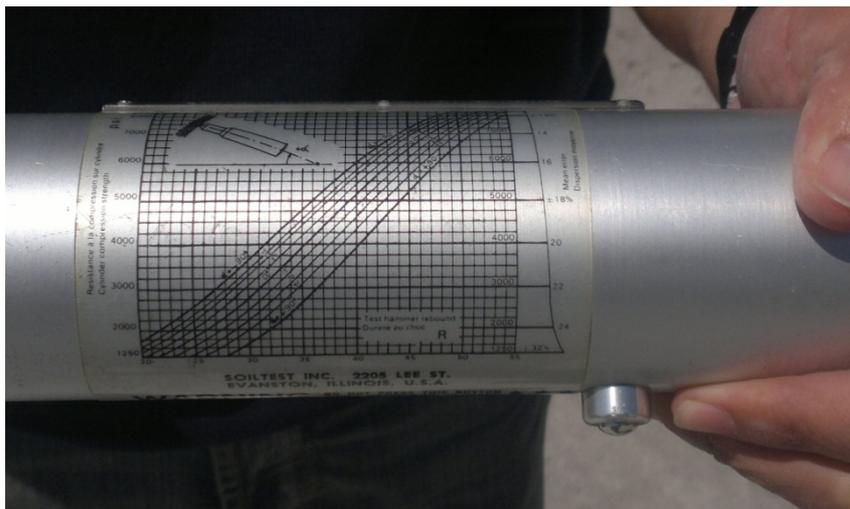


Elaborado por: Beronica Robles y Edgar Lumbi

3.3 CONVERSIÓN DE LECTURAS ESCLEROMÉTRICAS EN RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN f'_c DEL HORMIGÓN

Cada martillo esclerométrico tiene su ecuación para transformar las lecturas obtenidas en resistencia a la compresión. La curva que da el esclerómetro usado es:

FOTOGRAFÍA 3.6.- Curvas del martillo esclerométrico: resistencia vs lecturas.



Elaborado por: Edgar Lumby

Para el martillo que se utilizó en el ensayo, el laboratorio de la Escuela Politécnica Nacional desarrolló las siguientes ecuaciones de rectas (de la forma $y = m \cdot x + c$) para determinar la resistencia y la dispersión en kg/cm^2 en función de las lecturas obtenidas con ese esclerómetro:

TABLA 3.1.- Constantes de la recta que determina la resistencia del hormigón en función de las lecturas y para diferentes grados de inclinación del esclerómetro.

***PARA RESISTENCIA**

	m	c
0° (20-30 R)	12.7	-179
0° (30-35 R)	17.6	-316
90° (25-30 R)	10.7	-205
90° (30-35 R)	17.6	-419
90° (35-40 R)	17.3	-357
-90° (25-40 R)	14.4	-168

Fuente: Laboratorio de la Facultad de Ingeniería Civil de la EPN

TABLA 3.2.- Constantes de la recta que determina la dispersión de los resultados en función de las lecturas y para diferentes grados de inclinación del esclerómetro.

***PARA CÁLCULO DE DISPERSIÓN**

CTE=	10.194	
	m	c
0° (20-30 D)	0.173	-1.1
0° (30-35 D)	0.2417	-2.9
90° (20-30 D)	0.1896	-2.5181
9'0° (30-35 D)	0.2755	-5.4064
9'0° (35-40 D)	0.2336	-3.9052
-90° (20-30 D)	0.2167	-2.1621

Fuente: Laboratorio de la Facultad de Ingeniería Civil de la EPN

3.4 ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LOS DATOS OBTENIDOS

En ocasiones un rebote puede ser cerca de acero o piedra y dar un resultado falso, por eso es necesario descartar los datos extremos, es decir aquellos que no sean coherentes con el resto de resultados obtenidos.

Hallar la media aritmética entre los datos para cada elemento ensayado constituirá un buen número de referencia para determinar la resistencia $f'c$ del hormigón. Por practicidad, si la desviación estándar es pequeña se hallará un valor general de $f'c$ para toda la estructura.

Luego de calcular la resistencia con las ecuaciones dadas anteriormente, se le ha restado el valor de la dispersión para no sobreestimar los resultados y estar por el lado de la seguridad.

Los siguientes son cuadros de resumen de las lecturas que se obtuvieron y sus resultados.

TABLA 3.3.- Lecturas esclerométricas y cálculo de resistencia para columnas.

Tipo de elemento	columna	columna	columna	columna	columna	columna
Planta	P. B.	P. B.	1 ^{ra} P.A.	1 ^{ra} P.A.	2 ^{da} P.A.	2 ^{da} P.A.
Identificación	B6	B3	C6	B3	A3	B5
Ubicación	Externa	Interna	Externa	Interna	Externa	Interna
Lecturas tomadas con el martillo esclerométrico	29	30	28	30	27	27
	30	29	29	27	29	29
	27	31	27	29	26	28
	30	28	27	29	28	27
	27	30	29	28	28	28
	28	28	28	31	30	30
	27	29	30	27	29	30
	30	27	30	30	30	29
	30	31	28	29	29	29
	28	30	29	31	28	30
Desviación estándar	1.35	1.34	1.08	1.45	1.26	1.16
Lectura promedio	28.60	29.30	28.50	29.10	28.40	28.70
Resistencia (kg/cm ²)	184.22	193.11	182.95	190.57	181.68	185.49
Dispersión (± kg/cm ²)	3.85	3.97	3.83	3.93	3.81	3.87
Resistencia adoptada (kg/cm ²)	180.37	189.14	179.12	186.64	177.87	181.62

Resistencia promedio (kg/cm ²)	182.46
--	--------

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

FOTOGRAFÍA 3.7.- Ensayo de columnas externas e internas para tener un mejor muestreo.



Elaborado por: Edgar Lumbi

TABLA 3.4.- Lecturas esclerométricas y cálculo de resistencia para vigas banda.

Tipo de elemento		viga banda	viga banda	viga banda
Planta		1 ^{ra} P.A.	2 ^{da} P.A.	terracea
Identificación		VB-3	VB-3	VB-3
Lecturas tomadas con el martillo esclerométrico		34	25	25
		35	26	24
		35	26	23
		33	25	25
		35	26	26
		34	25	24
		37	25	27
		36	26	25
		33	25	24
		34	26	26
Desviación estándar		1.26	0.53	1.20
Lectura promedio		34.60	25.50	24.90
Resistencia (kg/cm ²)		189.96	199.2	190.56
Dispersión (± kg/cm ²)		4.13	3.36	3.23
Resistencia adoptada (kg/cm ²)		185.83	195.84	187.33

Resistencia promedio (kg/cm²)	189.67
---	---------------

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

TABLA 3.5.- Lecturas esclerométricas y cálculo de resistencia para nervios.

Tipo de elemento		nervio	nervio	nervio
Planta		1 ^{ra} P.A.	2 ^{da} P.A.	terracea
Identificación		Panel (D-E; 3-5)	Panel (D-E; 3-5)	Panel (D-E; 3-5)
Lecturas tomadas con el martillo esclerométrico		34	25	27
		36	24	25
		35	25	24
		35	26	25
		34	24	24
		36	26	24
		35	24	25
		34	26	25
		36	25	26
		34	26	25
Desviación estándar		0.88	0.88	0.94
Lectura promedio		34.90	25.10	25.00
Resistencia (kg/cm ²)		195.24	193.44	192
Dispersión (± kg/cm ²)		4.21	3.28	3.26
Resistencia adoptada (kg/cm ²)		191.03	190.16	188.74

Resistencia promedio (kg/cm²)	189.98
---	---------------

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

TABLA 3.6.- Lecturas esclerométricas y cálculo de resistencia para mamposterías de bloque.

Tipo de elemento	pared	pared	pared
Planta	P. B.	1 ^{ra} P.A.	2 ^{da} P.A.
Identificación	Pa 1'	Pa 2'	Pa 3'
Lecturas tomadas con el martillo esclerométrico	21	20	21
	22	22	20
	20	20	21
	21	21	20
	22	21	21
	21	20	21
	20	21	20
	22	22	20
	21	21	20
	20	20	21
Desviación estándar	0.82	0.79	0.53
Lectura promedio	21.00	20.80	20.50
Resistencia (kg/cm ²)	87.7	85.16	81.35
Dispersión (± kg/cm ²)	2.53	2.50	2.45
Resistencia adoptada (kg/cm ²)	85.17	82.66	78.90

Resistencia promedio (kg/cm ²)	82.24
--	-------

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

TABLA 3.7.- Lecturas esclerométricas y cálculo de resistencia para muro de hormigón ciclópeo.

Tipo de elemento	muro H.C.
Planta	P. B.
Identificación	Muro (E; 3-5)
Lecturas tomadas con el martillo esclerométrico	26
	27
	27
	26
	27
	28
	27
	27
	28
	25
Desviación estándar	0.92
Lectura promedio	26.80
Resistencia (kg/cm ²)	161.36
Dispersión (± kg/cm ²)	3.54
Resistencia adoptada (kg/cm ²)	157.82

Resistencia promedio (kg/cm ²)	157.82
--	--------

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

3.5 ENSAYO TRIAXIAL

Previamente se realizó el trabajo de campo que consistió elegir un sitio estratégico para sacar una muestra inalterada del suelo. Luego se delimitó en ese sitio un área de excavación de 90x90 cm².

FOTOGRAFÍA 3.8.- Delimitación del área de la excavación.



Elaborado por: Edgar Lumbi
Excavación: Miguel Lumbi

Se procedió a romper el contrapiso existente en el área delimitada para continuar con el proceso de extraer la muestra inalterada. Luego se excavó 0.80 m de profundidad y a partir de aquí se lo hizo alrededor de un área de 20x20 cm² para conformar un cubo de suelo de 20x20x20 cm³ cuya base está al nivel de cimentación de las zapatas.

FOTOGRAFÍA 3.9a y 3.9b.- Proceso de excavación para obtener la muestra de suelo inalterada.



*Elaborado por: Gerardo Aguilar
Excavación: Miguel Lumbi*

A continuación se envolvió la muestra en un plástico burbuja que hizo las veces de impermeabilizante para que se mantengan sus condiciones iniciales. Esta muestra se transporta con mucho cuidado al laboratorio para realizar el ensayo.

Es conveniente marcar la cara superior del dado de la muestra para poder ensayar los cilindros que se extraigan de ella, en la misma dirección en que se encuentra el suelo en el terreno; ya que así está aplicada la carga en la realidad.

FOTOGRAFÍA 3.10.- Dado de suelo envuelto en plástico burbuja.



Elaborado por: Gerardo Aguilar
Excavación: Miguel Lumbi

FOTOGRAFÍA 3.11.- Señalización de la cara superior del dado.



*Elaborado por: Gerardo Aguilar
Excavación: Miguel Lumbi*

Después, con la muestra en el laboratorio de la Facultad de Ingeniería Civil de la Escuela Politécnica Nacional, se extrajeron tres pequeños bloques prismáticos del dado de suelo para moldearlos en forma de cilindro.

Cada cilindro de suelo se realizó en el tallador de muestras usando para nuestro caso el diámetro interior de éste. Previamente se formó una figura cercana a un cilindro, que tenga una altura de tal forma que pueda caber en el tallador y un diámetro lo más cercano al del tallador de muestras, pero no debe ser menor que éste. Así se puede quitar el exceso de suelo, colocando el cilindro en el tallador, y pulirlo con la segueta. Esto debe hacerse cuidadosamente para que el cilindro de suelo no se quiebre ni se desmorone. Las caras superior e inferior del cilindro deben ser paralelas.

FOTOGRAFÍA 3.12a y 3.12b.- Tallado de cilindros con el tallador y la segueta. Igualación de caras con molde y cuchillo.



Elaborado por: Edgar Lumbi

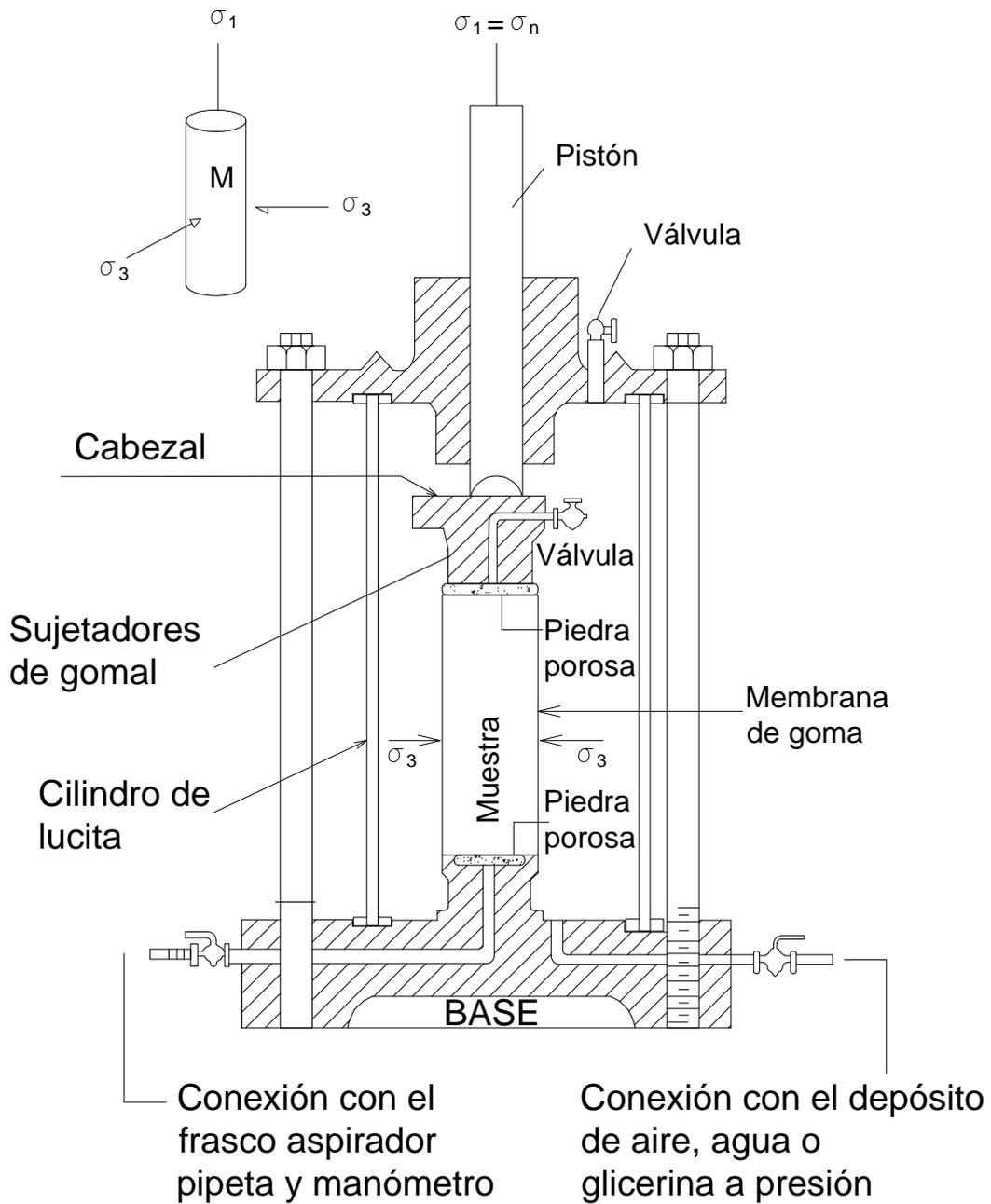
Se midieron con el calibrador tres diámetros diferentes (superior, medio e inferior) para tener un diámetro representativo y se midió también la altura. También se pesó cada cilindro antes del ensayo, estos datos son necesarios para corroborar el contenido de humedad de las muestras, luego de que se tome el peso seco de las mismas una vez finalizado el ensayo (este peso seco se lo toma 1 día después de haber dejado las muestras en el horno).

Se procedió de inmediato a utilizar un artilugio que facilita la colocación de la membrana de látex alrededor del cilindro. Inmediatamente se armó la cámara triaxial y se colocó la muestra en ella.

Este ensayo se realizó a una velocidad constante. La presión de confinamiento lateral que se desea aplicar se controla mediante un manómetro.

Al realizar una prueba triaxial estándar o normal se lleva a la falla el suelo incrementando la presión axial al mismo tiempo que la presión de confinamiento lateral se mantiene constante. La carga axial puede ser aplicada a través de pesas o una prensa hidráulica que es el caso de este proyecto. En este último la deformación es lo que se controla.³

³ Lambe W. y Whitman R. (1979). Mecánica de Suelos. 1ra Edición. Editorial Limusa.

FIGURA 3.1.- Esquema de una cámara triaxial.

Fuente: UNIVERSIDAD CATÓLICA DE VALPARAÍSO. Ensayo Triaxial. *

A continuación los datos obtenidos del ensayo triaxial.

* Tomado a su vez de Valle Rodas R. (1982). Carreteras, Calles y Aeropistas.

TABLA. 3.8.- Lecturas del ensayo triaxial.

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL UU					
PROYECTO:	Tesis				
SOLICITA:					
MUESTRA N°:	001				
UBICACIÓN:	Atucucho, La Campiña Oe17B, número N57-142				
PROFUNDIDAD:	1 m				
$(\sigma_3)_1$ (kg/cm ²) =	0.5	$(\sigma_3)_2$ (kg/cm ²) =	1	$(\sigma_3)_3$ (kg/cm ²) =	2
W NATURAL (gr) =	121.55	W NATURAL (gr) =	141.91	W NATURAL (gr) =	150.52
W SECO (gr) =	102.02	W SECO (gr) =	116.89	W SECO (gr) =	127.38
Ds (cm) =	3.54	Ds (cm) =	3.36	Ds (cm) =	3.7
Dm (cm) =	3.59	Dm (cm) =	3.66	Dm (cm) =	3.84
Di (cm) =	3.55	Di (cm) =	3.5	Di (cm) =	3.65
Hm (cm) =	7.86	Hm (cm) =	8.58	Hm (cm) =	8.36
γ (T/m ³) =	1.55	γ (T/m ³) =	1.68	γ (T/m ³) =	1.62

Deformación (mm*10 ⁻²)	Lect. Dial (KN)	Deformación (mm*10 ⁻²)	Lect. Dial (KN)	Deformación (mm*10 ⁻²)	Lect. Dial (KN)
0	0.000	0	0.000	0	0.000
10	0.009	10	0.011	10	0.049
20	0.014	20	0.018	20	0.067
30	0.019	30	0.027	30	0.082
40	0.026	40	0.045	40	0.097
50	0.031	50	0.051	50	0.110
75	0.042	75	0.073	75	0.137
100	0.056	100	0.089	100	0.159
125	0.066	125	0.100	125	0.179
150	0.072	150	0.108	150	0.195
175	0.075	175	0.116	175	0.210
200	0.079	200	0.122	200	0.222
250	0.086	250	0.132	250	0.243
300	0.090	300	0.139	300	0.258
350	0.094	350	0.145	350	0.270
400	0.096	400	0.148	400	0.281
450	0.097	450	0.153	450	0.289
500	0.098	500	0.156	500	0.295
600	0.099	600	0.161	600	0.304
700	0.100	700	0.166	700	0.310
800	0.100	800	0.169	800	0.312
900	0.100	900	0.172	900	0.316
1000	0.098	1000	0.175	1000	0.319
1100	0.095	1100	0.178	1100	0.318
1200	0.093	1200	0.179	1200	0.317

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

FOTOGRAFÍA 3.13a y 3.13b.- Ensayo triaxial al inicio y al final.



Elaborado por: Gerardo Aguilar

El ensayo se realizó bajo la siguiente condición de humedad.

FOTOGRAFÍA 3.14.- Cápsula para determinar el contenido de humedad.



Elaborado por: Edgar Lumbi

TABLA 3.9.- Datos para calcular el contenido de humedad.**Contenido de Humedad**

Cápsula	19	51	6
W_{cápsula vacía} (gr)	9.7	9.9	9.7
W_{cápsula + suelo} (gr)	36.6	43.98	37.4
W_{cápsula + suelo seco} (gr)	31.91	37.63	32.65
ω %	17.43	18.63	17.15

ω_{prom} %	17.74
---------------------------	-------

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

$$\omega = \frac{W_{agua}}{W_{suelo}} \cdot 100 = \frac{W_{s\ húmedo} - W_{s\ seco}}{W_{s\ húmedo}} \cdot 100 \quad (3.1)$$

Los siguientes datos permitieron llenar parte de la Tabla 3.8. (el peso natural y seco de cada muestra). Tales datos permitieron calcular el peso específico del suelo, parámetro muy importante para calcular la capacidad admisible del mismo.

TABLA 3.10.- Datos necesarios para el cálculo de los pesos: natural, seco y específico de las muestras.

Muestra	1	2	3
σ₃ (kg/cm²)	0.5	1	2
Tazón	C52	11	11
W_{tazón vacío} (gr)	159.52	159.28	159.28
W_{tazón + suelo húmedo} (gr)	281.07	301.19	309.8
W_{tazón + suelo seco} (gr)	261.54	276.17	286.66

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

Como dato adicional se calculó la densidad suelta del suelo:

FOTOGRAFÍA 3.15.- Tubo auxiliar para el cálculo de la densidad suelta.



Elaborado por: Edgar Lumbi

TABLA 3.11.- Cálculo de la densidad suelta del suelo.

Densidad suelta

D (cm)	4.955
h (cm)	4.82
V (cm³)	92.94
W_{tubo} (gr)	59.58
W_{tubo + suelo} (gr)	247.09
W_{suelo suelto} (gr)	187.51
γ_{suelto} (T/m³)	2.02

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

$$\gamma_{suelto} = \frac{W_{suelo\ suelto}}{V} \quad (3.2)$$

3.6 PROCESAMIENTO DE DATOS

Se realizan los siguientes cálculos para cada muestra:

Se calcula un diámetro ponderado para cada cilindro.

$$D = \frac{D_s + 2D_m + D_i}{4} \quad (3.3)$$

A partir de aquí se puede calcular el peso específico del suelo.

$$\gamma = \frac{4W_{natural}}{\pi \cdot D^2 \cdot H_m} \quad (3.4)$$

Para cada lectura de deformación y carga es necesario calcular lo siguiente.

La deformación unitaria, la cual es adimensional, se calcula mediante la siguiente fórmula, teniendo cuidado de que las unidades sean congruentes. Ya que los valores de ε son muy pequeños es conveniente representarla en porcentaje.

$$\varepsilon = \frac{Deformación}{H_m} \quad (3.5)$$

$$A_{corregida} = \frac{A}{1 - \varepsilon} = \frac{\pi \cdot D^2}{4(1 - \varepsilon)} \quad (3.6)$$

$$Esfuerzo\ desviador = \sigma_1 - \sigma_3 = \frac{Carga}{A_{corregida}} \quad (3.7)$$

En este último caso, la carga es la *lectura del dial* de la Tabla 3.8. Dicho valor se ha transformado previamente en kg para obtener el esfuerzo desviador en kg/cm².

Con estos datos se procederá a dibujar los círculos de Mohr, uno por cada muestra. La abscisa del centro de cada círculo está dada por la fórmula:

$$O = \sigma_3 + \frac{esfuerzo\ de\ falla}{2} \quad (3.8)$$

No se necesita el valor de la ordenada porque el centro de los círculos de Mohr siempre se ubica sobre el eje de las abscisas.

De acuerdo a la Norma I.N.V. E – 153 – 07 se considera que la muestra ha fallado cuando se alcance el máximo esfuerzo desviador o el valor del esfuerzo desviador cuando la muestra ha alcanzado una deformación del 15%. Lo que ocurra primero, ese es el valor que se debe ubicar en la fórmula sobre estas líneas.⁴

⁴ Norma I.N.V. E – 153 – 07. Parámetros de Resistencia del Suelo Mediante Compresión Triaxial.

El esfuerzo σ_3 ya está predeterminado para cada muestra, pero se debe calcular el valor de σ_1 como sigue:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \text{esfuerzo de falla} \quad (3.9)$$

El radio del círculo se halla fácilmente:

$$r = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (3.10)$$

Una vez aplicadas todas estas fórmulas se obtuvieron los siguientes resultados:

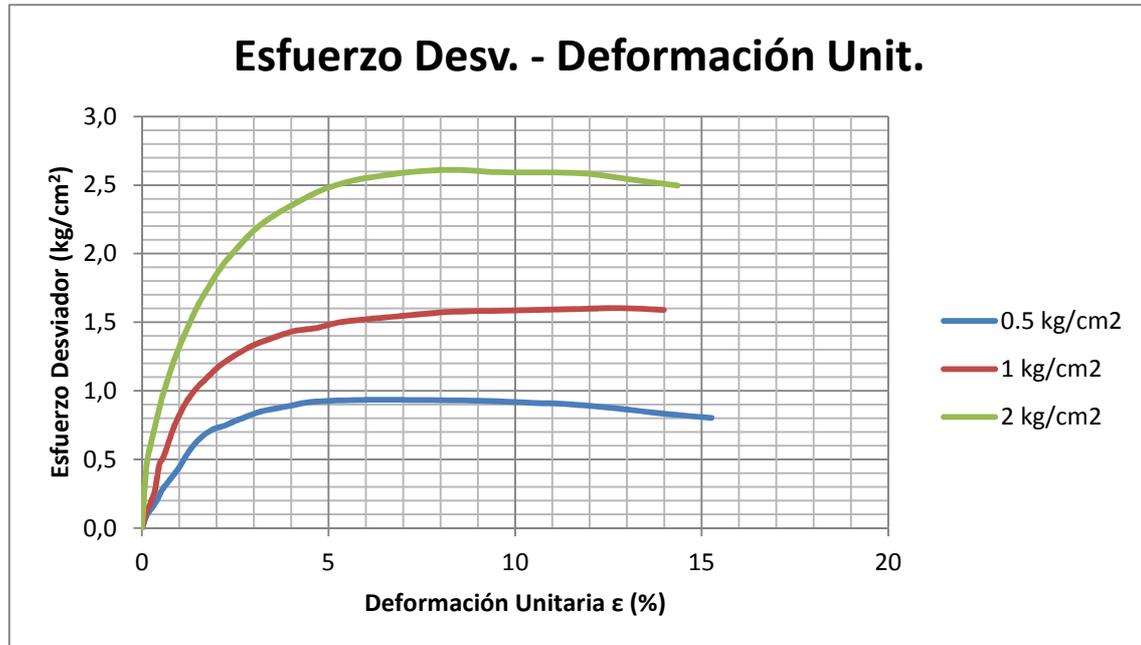
TABLA 3.12.- Cálculo de esfuerzos desviadores.

Muestra 1			Muestra 2			Muestra 3		
ϵ	A corregida	$\sigma_1 - \sigma_3$	ϵ	A corregida	$\sigma_1 - \sigma_3$	ϵ	A corregida	$\sigma_1 - \sigma_3$
(%)	(cm ²)	(kg/cm ²)	(%)	(cm ²)	(kg/cm ²)	(%)	(cm ²)	(kg/cm ²)
0.00	10.00	0.00	0.00	9.87	0.00	0.00	11.09	0.00
0.13	10.01	0.09	0.12	9.88	0.11	0.12	11.10	0.45
0.25	10.02	0.14	0.23	9.89	0.19	0.24	11.12	0.61
0.38	10.03	0.19	0.35	9.90	0.28	0.36	11.13	0.75
0.51	10.05	0.26	0.47	9.92	0.46	0.48	11.14	0.89
0.64	10.06	0.31	0.58	9.93	0.52	0.60	11.16	1.01
0.95	10.09	0.42	0.87	9.96	0.75	0.90	11.19	1.25
1.27	10.12	0.56	1.17	9.99	0.91	1.20	11.22	1.44
1.59	10.16	0.66	1.46	10.02	1.02	1.50	11.26	1.62
1.91	10.19	0.72	1.75	10.05	1.10	1.79	11.29	1.76
2.23	10.22	0.75	2.04	10.08	1.17	2.09	11.33	1.89
2.54	10.26	0.79	2.33	10.11	1.23	2.39	11.36	1.99
3.18	10.32	0.85	2.91	10.17	1.32	2.99	11.43	2.17
3.82	10.39	0.88	3.50	10.23	1.39	3.59	11.50	2.29
4.45	10.46	0.92	4.08	10.29	1.44	4.19	11.57	2.38
5.09	10.53	0.93	4.66	10.35	1.46	4.78	11.65	2.46
5.73	10.60	0.93	5.24	10.42	1.50	5.38	11.72	2.51
6.36	10.67	0.94	5.83	10.48	1.52	5.98	11.79	2.55
7.63	10.82	0.93	6.99	10.61	1.55	7.18	11.95	2.59
8.91	10.97	0.93	8.16	10.75	1.57	8.37	12.10	2.61
10.18	11.13	0.92	9.32	10.89	1.58	9.57	12.26	2.59
11.45	11.29	0.90	10.49	11.03	1.59	10.77	12.43	2.59
12.72	11.45	0.87	11.66	11.17	1.60	11.96	12.60	2.58
13.99	11.62	0.83	12.82	11.32	1.60	13.16	12.77	2.54
15.27	11.80	0.80	13.99	11.48	1.59	14.35	12.95	2.50

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

Como se observa de esta tabla y del siguiente gráfico, en todas las muestras el esfuerzo máximo desviador se alcanzó antes de una deformación unitaria del 15%.

GRÁFICO 3.1.- Esfuerzo desviador vs deformación unitaria para cada valor de σ_3 .



Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

Por lo tanto los elementos que definen los círculos de Mohr son:

TABLA 3.13.- Elementos de los círculos de Mohr.

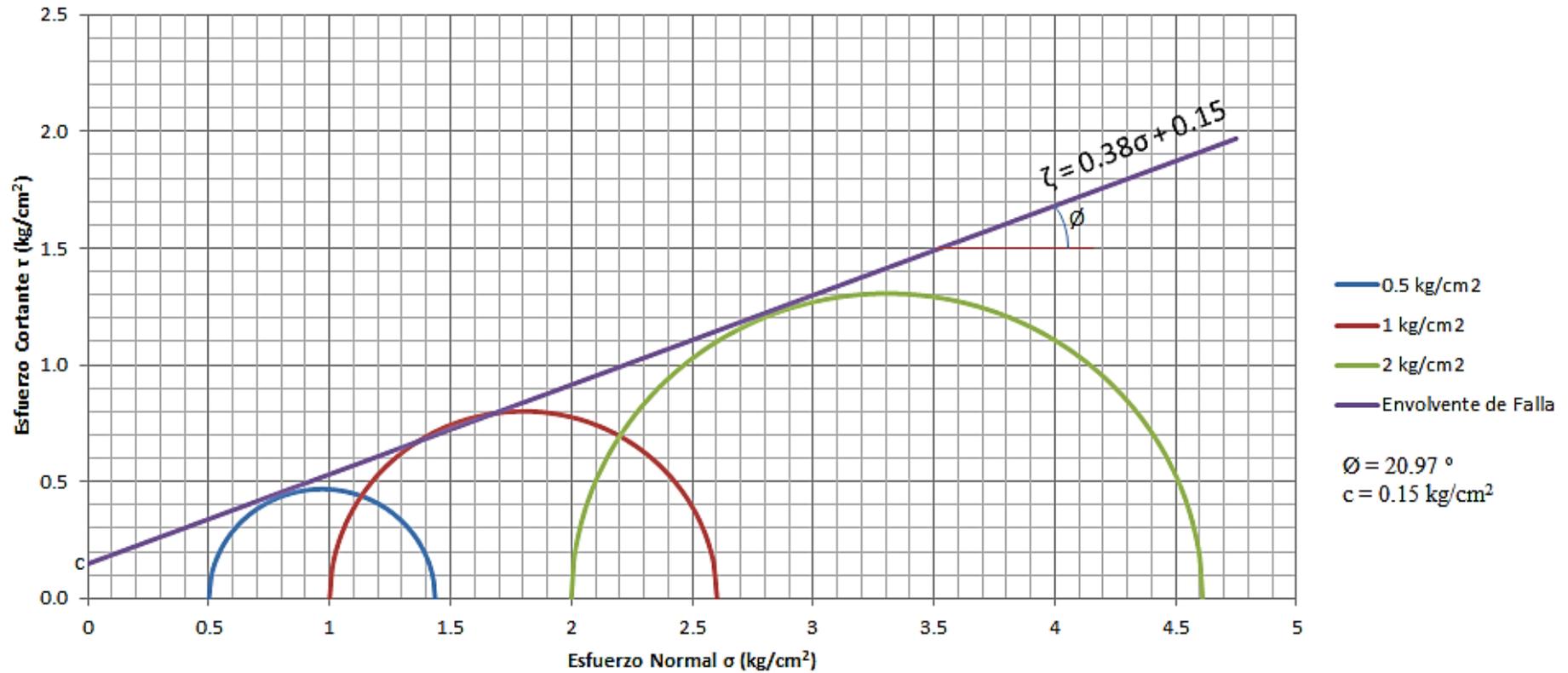
Muestra	1	2	3
σ_3 (kg/cm ²)	0.5	1	2
O (kg/cm ²)	0.97	1.80	3.31
σ_1 (kg/cm ²)	1.44	2.60	4.61
r (kg/cm ²)	0.47	0.80	1.31

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

Consecuentemente, el gráfico de la envolvente de falla que servirá para encontrar el ángulo de fricción y la cohesión es el siguiente.

GRÁFICO 3.2. Círculos de Mohr

Círculos de Mohr



Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

De la Tabla 3.8 se puede obtener el peso específico del suelo hallando el promedio de los pesos específicos de las 3 muestras y ha resultado que: $\gamma = 1.62 \text{ ton/m}^3$.

Se procede ahora a calcular la capacidad de carga del suelo mediante la ecuación de Terzaghi – Buisman corregida: ⁵

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q \cdot S_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot i_\gamma \quad (3.11)$$

La cual, dividida entre el factor de seguridad que se asumió como 3, dará la capacidad admisible del suelo.

Los valores de N_c , N_q y N_γ dependen del ángulo de fricción ϕ y se encuentran tabulados (Vesic, 1973)

Los factores de corrección, según Vesic, para zapata rectangular son ⁵:

TABLA 3.14.- Factores de corrección para zapata rectangular.

S_c	S_q	S_γ
$1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right)$	$1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan(\phi)$	$1 - 0.4 \frac{B}{L}$

Fuente: Valverde, J. (2003). Diseño de Cimentaciones y Pilotes. Quito.

En el caso de zapatas cuadradas simplemente se hace $B/L = 1$ en estas ecuaciones.

El único factor de corrección por profundidad se calcula así:

$$d_c = 1 + 0.2 \left(\frac{D_f}{B}\right) \quad (3.12)$$

Los factores de corrección i_c , i_q e i_γ se deben a la inclinación de la carga, pero como en este caso todas las cargas sobre las zapatas son verticales, estos tres factores valen 1.

⁵ Valverde, J. (2003). Diseño de Cimentaciones y Pilotes. Quito.

Recordando que la profundidad de cimentación D_f es 1 m, ya se tienen todos los datos para calcular la capacidad admisible del suelo. Los siguientes valores son constantes.

Tabla 3.15.- Valores característicos del suelo y constantes para el cálculo de la capacidad admisible.

ϕ (°)	20.97
c (kg/cm ²)	0.15
γ (T/m ³)	1.62
D_f (m)	1
FS	3
N_c	15.82
N_q	7.07
N_γ	6.2
i_c	1
i_q	1
i_γ	1

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

Existen cuatro pares diferentes de B y L en la cimentación de la estructura y para cada uno se calculó la capacidad admisible del suelo:

Tabla 3.16.- Capacidad admisible del suelo de acuerdo a las dimensiones de la zapata.

B (m)	0.8	1	1.3
L (m)	0.8	1	1.3
Sc	1.45	1.45	1.45
Sq	1.38	1.38	1.38
Sγ	0.60	0.60	0.60
dc	1.25	1.20	1.15

q_{ult} (T/m²)	60.64	59.54	58.87
q_a (T/m²)	20.21	19.85	19.62

q_{a prom} (T/m²)	19.89
---	--------------

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

CAPÍTULO 4

MODELACIÓN VIRTUAL DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE, EN EL PROGRAMA ETABS

4.1 MODELO ESTRUCTURAL

La estructura se modela tridimensionalmente. Las cargas verticales son aplicadas de manera uniformemente distribuidas sobre las losas.

Se hace un modelo inicial para el análisis, considerando la conformación estructural, incluyendo todos los elementos estructurales dentro de la edificación. Se modela las columnas y vigas banda como elementos FRAME, las paredes como elementos SHELL y las losas como elementos MEMBRANA (sin embargo, si se desea conocer los esfuerzos en las losas, deben ser modeladas como elementos SHELL).

La cimentación se discretiza en pequeñas áreas, las cuales se apoyan mediante resortes - cuya rigidez depende del coeficiente de balasto - para simular su comportamiento elástico.

4.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para el análisis de la estructura se utilizó el programa "ETABS", este programa determina los desplazamientos de los nudos de la estructura y las acciones finales en sus miembros.

Se ha seleccionado este programa por cuanto sirve específicamente para el análisis y diseño de edificios, la confiabilidad de sus resultados ha sido suficientemente comprobada, es amplia su utilización en diseños reales, además por su facilidad de uso, verificación y configuración de reportes, así como también sus ayudas gráficas.

La estructura espacial de hormigón se discretiza, en ejes de columnas, vigas y pisos en los diferentes niveles de la estructura, determinando las áreas colaborantes de carga que actúan sobre las diferentes vigas de los paneles, añadiendo su peso propio.

La carga sísmica se coloca en cada piso dependiendo de su peso y nivel, utilizando el método estático equivalente de distribución de cargas del CEC 2002. La aplicación de las fuerzas laterales fue realizada a un nudo máster ubicado en el centro de masa con la excentricidad accidental establecida en el código. Las combinaciones de carga utilizadas son las establecidas por el código CEC 2002.

Las deflexiones y desplazamientos relativos (derivadas de entrepiso) de los nudos y elementos de la estructura, ante las diferentes sollicitaciones, deben ser menores a las permitidas por el CEC 2002. Las derivadas obtenidas del análisis se compararan con dichos límites.

4.3 DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES EXISTENTES Y SUS PROPIEDADES MECÁNICAS

Las propiedades mecánicas de los materiales (algunas obtenidas de los ensayos previos) utilizados para el análisis, y presentes en la edificación son:

- Esfuerzo admisible del suelo $\sigma_{adm} = 19.89 \text{ ton/m}^2$
- Acero de refuerzo con $f_y = 4\ 200 \text{ kg/cm}^2$

Hormigón de columnas:

- Resistencia a la compresión $f'_c = 182.46 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad $E = 182\ 354.99 \text{ kg/cm}^2$ * $(13\ 500 \cdot \sqrt{f'_c})$
- El módulo de corte se calcula mediante la siguiente relación:

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} = \frac{182\ 354.99}{2(1 + 0.2)} = 75\ 981.24 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (4.1)$$

* El ACI establece $(15\ 000 \cdot \sqrt{f'_c})$ para el cálculo de E; sin embargo se ha optado por $(13\ 500 \cdot \sqrt{f'_c})$ para apegarnos a la realidad ecuatoriana.

Hormigón de vigas banda:

- Resistencia a la compresión $f'c = 189.67 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad $E = 185\,920.80 \text{ kg/cm}^2 \quad (13\,500 \cdot \sqrt{f'c})$
- El módulo de corte se calcula mediante la siguiente relación (4.1):

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} = \frac{185\,920.80}{2(1 + 0.2)} = 77\,467.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Hormigón de losa:

- Resistencia a la compresión $f'c = 189.98 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad $E = 186\,074.70 \text{ kg/cm}^2 \quad (13\,500 \cdot \sqrt{f'c})$
- El módulo de corte se calcula mediante la siguiente relación (4.1):

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} = \frac{186\,074.70}{2(1 + 0.2)} = 77\,531.12 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Hormigón ciclópeo en muro:

- Resistencia a la compresión $f'c = 157.82 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad $E = 169\,597.62 \text{ kg/cm}^2 \quad (13\,500 \cdot \sqrt{f'c})$
- El módulo de corte se calcula mediante la siguiente relación (4.1):

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} = \frac{169\,597.62}{2(1 + 0.2)} = 70\,665.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El módulo de corte es de aproximadamente 0.42 veces el módulo de elasticidad para todos los elementos de hormigón.

- Los pesos específicos utilizados en el análisis son:

Hormigón ciclópeo: 2.30 ton/m^3

Hormigón armado: 2.40 ton/m^3

4.4 CÁLCULO DE CARGAS

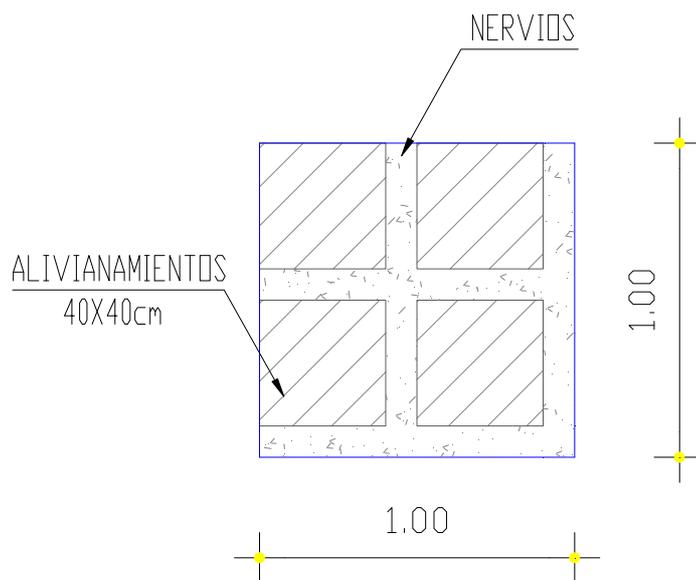
El siguiente modelo se lo realizará sin paredes debido a que las paredes que conforman actualmente la estructura no cumplen una función estructural. Esto ocurre ya que ni siquiera existen chicotes que permitan unir la mampostería a las columnas para que puedan trabajar en conjunto.

4.4.1 CARGAS VERTICALES

Carga Muerta Nv. +2.55 y +5.02

Peso propio de losa alivianada. El peso de la losa ha sido calculado usando un programa elaborado por los autores de este proyecto:

FIGURA 4.1.- Área típica de losa para calcular su peso por unidad de área.



Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

Datos

Modulación

Ancho de alma de la viga T en la losa	10	cm
Ancho de c/alivianamiento	40	cm

Peralte de la losa	20	cm
Alto de alivianamiento	15	cm

Espesor de la loseta	5	cm
----------------------	---	----

Peso propio de losa

¿Considerar peso de alivianamientos?	SÍ
Alivianamientos usados	Bloque de 15
Peso de un alivianamiento	8.78 kg

Peso propio de losa	319.84	kg/m ²
---------------------	--------	-------------------

Enlucido y masillado: $0.04\text{m} * 2\ 200\ \text{kg/m}^3 = 88\ \text{kg/m}^2$

Recubrimiento de piso con baldosa cerámica⁶: $1\ 800\ \text{kg/m}^3 * 0.02\ \text{m} = 36\ \text{kg/m}^2$

Densidad de Paredes

FOTOGRAFÍA 4.1.- Bloque de Latacunga usado en las mamposterías.



Elaborado por: Gerardo Aguilar

Toda la mampostería ha sido levantada con bloques de Latacunga y su peso se calculó tomando las medidas de un bloque real y multiplicando su volumen por el peso específico del mismo.

⁶ Castillo A. Peso Específico de Materiales de Construcción. Arqhys.
<http://www.arqhys.com/peso-materiales.html>

TABLA 4.1.- Cálculo del peso de bloques de distinto espesor.

Ancho del bloque	Volumen	Peso Específico	Peso	Peso
cm	m ³	ton/m ³	ton	kg
10	0.005375	1.3	0.0069875	6.99
15	0.006750	1.3	0.0087750	8.78
20	0.008125	1.3	0.0105625	10.56

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi.

Para calcular la densidad real de las paredes se ha seguido el siguiente procedimiento:

Densidad de Paredes Nv. +2.55

Área de paredes

		L (m)	H (m)	AREA (m ²)
Paredes (incluido ventanas)	Bloque de 10	25.83	2.27	58.64
Ventanas				9.41
Paredes (neto)	Bloque de 15			75.95

Área de mampostería de 10 (m ²)	49.22
Área de mampostería de 15 (m ²)	75.95

Peso de bloques

Espesor del Bloque (cm)	N° de Bloques/m ² de pared	Área de Mampostería (m ²)	Total de bloques (u)	Peso c/bloque (kg)	Peso total de bloques (kg)
10	11	49.22	542	6.99	3788.58
15	11	75.95	837	8.78	7348.86

Mortero en juntas

Espesor del Bloque (cm)	m ³ /m ² de pared	kg/m ² de pared	Área de mampostería (m ²)	Peso total de mortero (kg)
10	0.012	21.60	49.22	1063.23
15	0.018	32.40	75.95	2460.86

Enlucidos

Espesor del Bloque (cm)	Área (m ²) 1 solo lado	Área (m ²) 2 lados	Área total (m ²)	Peso total de enlucido (kg)
10	0.00	49.22	49.22	1329.03
15	59.77	22.35	82.12	2217.26

W Mampostería de 10	6180.84	kg
W Mampostería de 15	12026.99	kg
PESO TOTAL DE MAMPOSTERÍA	18207.83	kg
ÁREA LOSA	81.88	m²
DENSIDAD DE PAREDES	222.37	kg/m²

Densidad de Paredes Nv. +5.02

Área de paredes

		L (m)	H (m)	AREA (m ²)
Paredes (incluido ventanas)	Bloque de 10	15.00	2.29	34.36
Ventanas				4.85
Paredes (neto)	Bloque de 15			85.52

Área de mampostería de 10 (m ²)	29.51
Área de mampostería de 15 (m ²)	85.52

Peso de bloques

Espesor del Bloque (cm)	N° de Bloques/m ² de pared	Área de Mampostería (m ²)	Total de bloques (u)	Peso c/bloque (kg)	Peso total de bloques (kg)
10	11	29.51	325	6.99	2271.75
15	11	85.52	942	8.78	8270.76

Mortero en juntas

Espesor del Bloque (cm)	m ³ /m ² de pared	kg/m ² de pared	Área de mampostería (m ²)	Peso total de mortero (kg)
10	0.012	21.60	29.51	637.32
15	0.018	32.40	85.52	2770.75

Enlucidos

Espesor del Bloque (cm)	Área (m ²) 1 solo lado	Área (m ²) 2 lados	Área total (m ²)	Peso total de enlucido (kg)
10	0.00	29.51	29.51	796.64
15	30.47	80.59	111.06	2998.59

W Mampostería de 10	3705.71	kg
W Mampostería de 15	14040.10	kg
PESO TOTAL DE MAMPOSTERÍA	17745.81	kg
ÁREA LOSA	84.68	m ²
DENSIDAD DE PAREDES	209.56	kg/m²

Carga Viva Nv. +2.55 y +5.02

La carga viva se la consideró de acuerdo al Código Ecuatoriano de la Construcción CEC, que especifica para los diferentes usos lo siguiente:

Entrepisos (uso residencial): 200 kg/m²

Carga Muerta Nv. +7.46

Peso propio de losa alivianada.

Datos

Modulación

Ancho de alma de la viga T en la losa	10	cm
Ancho de c/alivianamiento	40	cm

Peralte de la losa	15	cm
Alto de alivianamiento	10	cm

Espesor de la loseta	5	cm
----------------------	---	----

Peso propio de losa

¿Considerar peso de alivianamientos?	SÍ	
Alivianamientos usados	Bloque de 10	
Peso de un alivianamiento	6.99	Kg

Peso propio de losa	262.32	Kg/m ²
---------------------	--------	-------------------

Enlucido y masillado: $1\text{m} * 1\text{m} * 0.05\text{m} * 2\ 200\text{kg/m}^3 = 110\ \text{kg/m}^2$

Carga Viva Nv. +7.46

La carga viva se la consideró de acuerdo al Código Ecuatoriano de la Construcción CEC, que especifica para los diferentes usos lo siguiente:

Terraza inaccesible: $100\ \text{kg/m}^2$

TABLA 4.2.- Resumen de cargas verticales (estado actual).

RESUMEN DE CARGAS VERTICALES			
Nv.	2.55	5.02	7.46
Carga muerta (kg/m^2)	666.21	653.40	372.32
Carga viva (kg/m^2)	200	200	100

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi.

4.4.2 CARGAS LATERALES

Para el cálculo de cargas las fuerzas laterales se ha remitido al Código Ecuatoriano de la Construcción.

h_n	7.46	m
-------	------	---

Para pórticos espaciales de hormigón armado:

C_t	0.08
-------	------

T_{calc}	0.361	seg
T_2	0.297	seg
T	0.297	seg

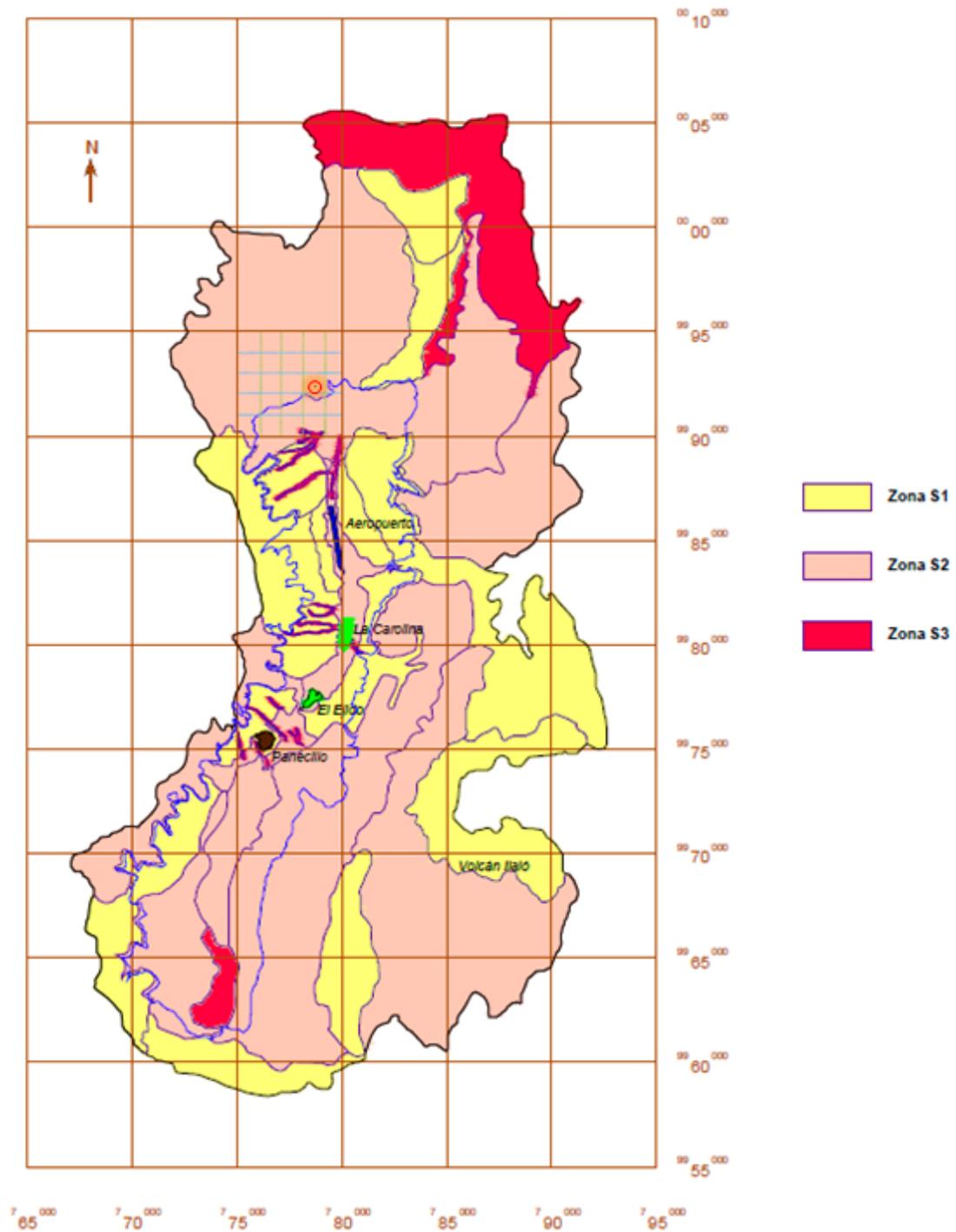
$$T = C_t (h_n)^{3/4} \quad (4.1)$$

T_{calc} de acuerdo a la ecuación (4.1) (ecuación 8 del CEC 2002).

T_2 es el valor del período obtenido del programa ETABS, una vez que se ha modelado completamente la estructura según la sección 4.7 de este proyecto, y representa el período calculado con el método 2 según la sección 6.2.4.2 del CEC 2002.

Para hallar el valor de C es necesario definir antes el valor de S que está relacionado con el tipo de suelo. Para esto se ha recurrido a un mapa de microzonificación de Quito.

FIGURA 4.2.- Clasificación de los Suelos de Quito. Trabajo de EPN 2002.



Fuente: Aguiar R. et al. (2013). Microzonificación Sísmica del Norte de Quito.

Edición de imagen: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi.

Con la ayuda de Google™ Earth se obtuvieron las coordenadas de la edificación en estudio, las cuales son:

Latitud: 0° 7' 39.87" S

Longitud: 78° 30' 51.29" O

Con dichas coordenadas se ubicó el objeto de este proyecto en la figura 4.2 y se obtuvo un suelo de tipo S2.

En aquella misma figura se trazó una rejilla dividiendo el cuadrante que contiene a la edificación en cuadros más pequeños (5x5). Las líneas verdes representan la longitud y las de color cyan, la latitud. De esa forma fue más fácil y preciso determinar el tipo de perfil. Lo cual resultó consistente con el esfuerzo admisible obtenido del ensayo triaxial.

La ubicación está señalada por un círculo rojo en la figura 4.2.

Coefficiente de Suelo S y coeficiente Cm

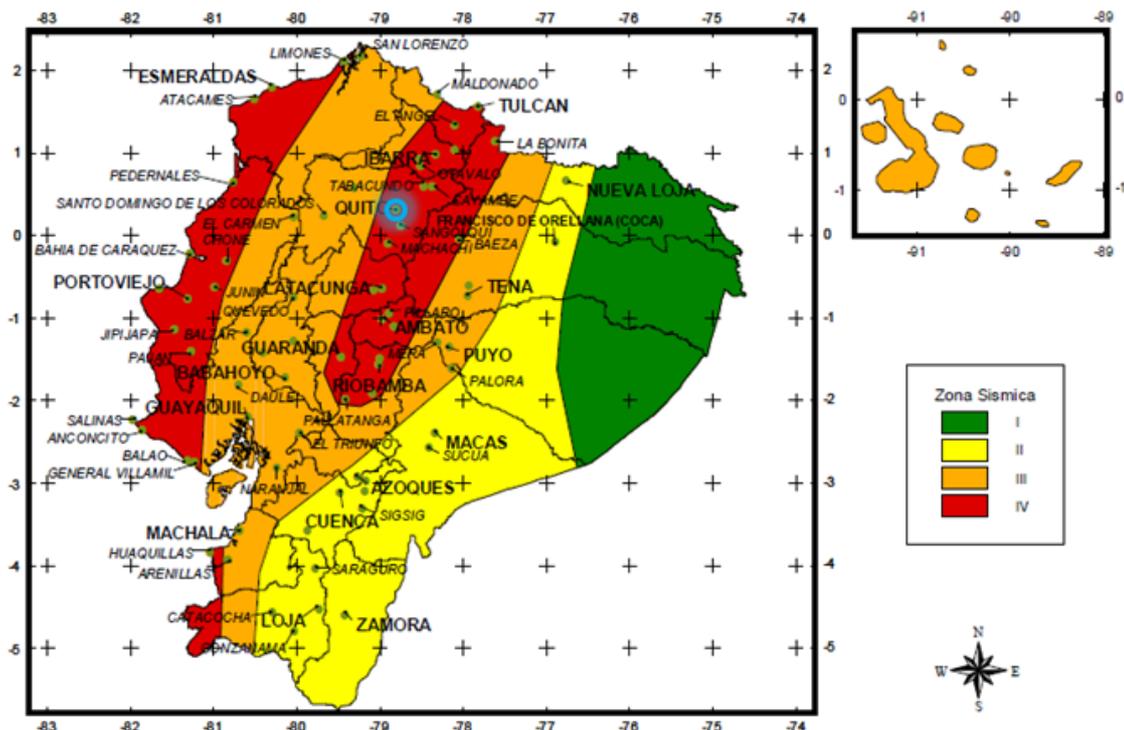
Perfil Tipo	S2
S	1.2
C _m	3
C	3.00

Suelos intermedios

$$C = \frac{1,25 S^s}{T} \quad (4.2)$$

C de acuerdo a la ecuación (4.2) (ecuación 5 del CEC 2002).

FIGURA 4.3.- Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño.



Fuente: CEC 2002.

Edición de imagen: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi.

Un círculo de color *cyan* en la figura 4.3 señala la ubicación de la edificación en estudio.

Zona sísmica	IV
Z	0.4

Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Otras Estructuras
Factor de importancia I	1

De acuerdo a la Tabla 4 del CEC 2002.

Coefficiente de reducción de respuesta estructural R

R	8
---	---

De acuerdo a la Tabla 7 del CEC 2002

Debido a la irregularidad tipo 2 (entrantes excesivos en las esquinas) se tienen los siguientes coeficientes:

ϕ_{PA}	0.9
ϕ_{PB}	1
ϕ_P	0.9

No se observan irregularidades en elevación por lo tanto:

ϕ_{EA}	1
ϕ_{EB}	1
ϕ_{EC}	1
ϕ_E	1

Corte basal como fracción del peso

$ZIC/(R\phi_p\phi_e)$	0.167
-----------------------	--------------

Para la distribución de fuerzas laterales se procedió a calcular el aporte del peso de las columnas y sumarlo a la carga muerta que ya se tenía.

Cálculo del peso de columnas

Nivel	Área de columnas	Altura	Volumen	Peso	Área de Losa	ω_i
	m ²	m	m ²	ton	m ²	kg/m ²
5.02	0.78	2.44	1.89	4.54	83.72	54.21
2.55	0.73	2.47	1.79	4.30	80.24	53.56

TABLA 4.3.- Distribución de fuerzas sísmicas (estado actual).*Distribución de Fuerzas Sísmicas*

Piso	Nivel	Área	ω_i	W_i	h_i	h_{acum}	$W_i h_{acum}$	F
Nº	Descripción	m ²	kg/m ²	kg	m	m	kg·m	ton
3	Terraza	74.66	372.32	27797.41	2.44	7.46	207368.69	7.70
2	2da PA	84.68	707.00	59868.58	2.47	5.02	300540.26	11.15
1	1ra PA	81.88	718.70	58847.24	0.00	2.55	150060.47	5.57
Σ			1798.02	146513.23			657969.42	24.42

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi.

V	24.42	ton
F _t	0	ton

La fuerza de tope se considera nula debido a que el período es menor a 0.7 s de acuerdo a la sección 6.3.1 del CEC 2002.

4.5 COMBINACIONES DE CARGAS UTILIZADAS

Con el fin de determinar las combinaciones que produzcan las mayores acciones, se enlistan las siguientes del método LRFD:

$$1.4 CM + 1.7CV \quad (4.3)$$

$$0.75(1.4 CM + 1.7CV + 1.87S_x) \quad (4.4)$$

$$0.75(1.4 CM + 1.7CV - 1.87S_x) \quad (4.5)$$

$$0.75(1.4 CM + 1.7CV + 1.87S_y) \quad (4.6)$$

$$0.75(1.4 CM + 1.7CV - 1.87S_y) \quad (4.7)$$

$$0.9CM + 1.4S_x \quad (4.8)$$

$$0.9CM - 1.4S_x \quad (4.9)$$

$$0.9CM + 1.4S_y \quad (4.10)$$

$$0.9CM - 1.4S_y \quad (4.11)$$

Donde:

CM = Carga muerta

CV = Carga viva

S_x = Sismo en dirección X

S_y = Sismo en dirección Y

4.6 HIPÓTESIS DE CÁLCULO ESTRUCTURAL UTILIZADAS

Las hipótesis utilizadas en la etapa de cálculo y modelamiento de la estructura son:⁷

- El material es homogéneo, isótropo y obedece a la ley de Hooke, se trabajará en el rango elástico de la estructura.
- Todas las deformaciones son pequeñas y no alteran (significativamente) la geometría inicial de la estructura, se desprecian los efectos de las deformaciones axiales. La losa es un elemento infinitamente rígido e indeformable.
- Todas las cargas se aplican gradualmente y el principio de superposición es válido.
- El sistema está en un estado de equilibrio estático.
- Las secciones permanecen planas antes y después de las deformaciones (hipótesis de Navier).

4.7 PROCEDIMIENTO DE MODELACIÓN

4.7.1 DEFINICIÓN DE MATERIALES

FIGURA 4.4.- Asignación de propiedades mecánicas al hormigón de las columnas.

Unidades: Kgf-cm

Fuente: ETABS

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi.

⁷ Espinoza J. (2011). Curso de Estructuras III. Quito.

Los materiales se han definido de acuerdo a los resultados obtenidos de los ensayos respectivos.

En el caso especial de las losas, su peso y masa por unidad de volumen son cero. El peso de la losa por unidad de área se incluye en la carga muerta, tal y como se muestra en la tabla 4.2.

FIGURA 4.5.- Asignación de propiedades mecánicas al hormigón de las losas.

Unidades: Kgf-cm.

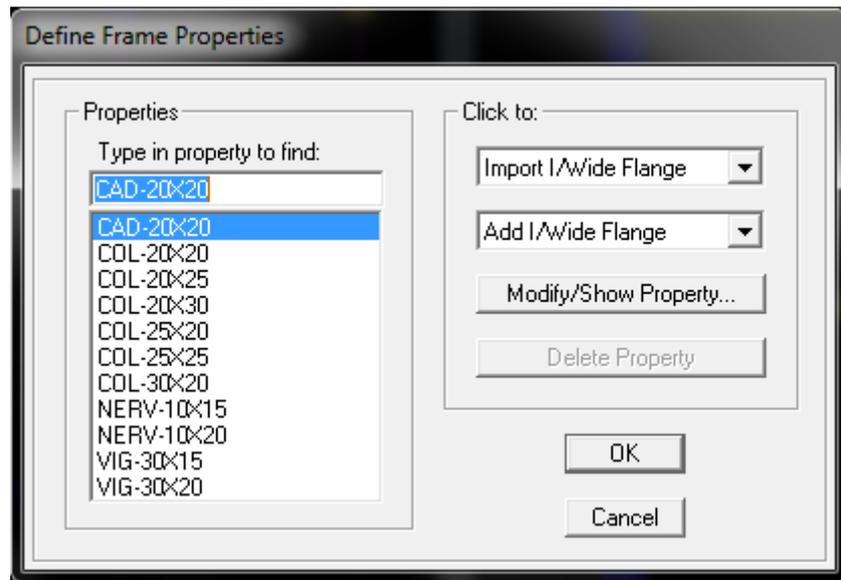
Fuente: ETABS

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi.

4.7.2 DEFINICIÓN DE SECCIONES

Es importante recalcar que para el análisis sísmico, de acuerdo al CEC 2002, se debe usar los siguientes factores de agrietamiento: 0.8 para columnas, 0.6 para muros estructurales. Se definieron las siguientes secciones:

FIGURA 4.6.- Listado de secciones de elementos tipo *frame* utilizados.

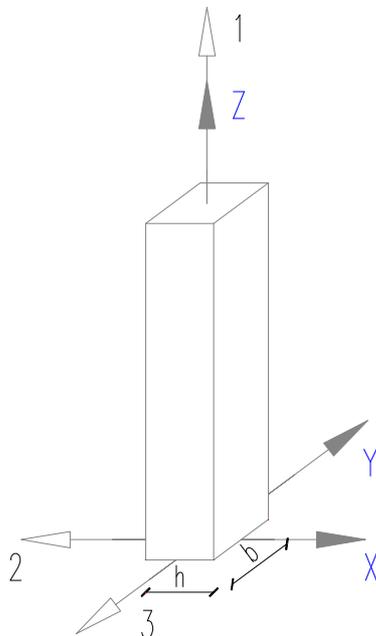


Fuente: ETABS

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi.

4.7.2.1 Columnas

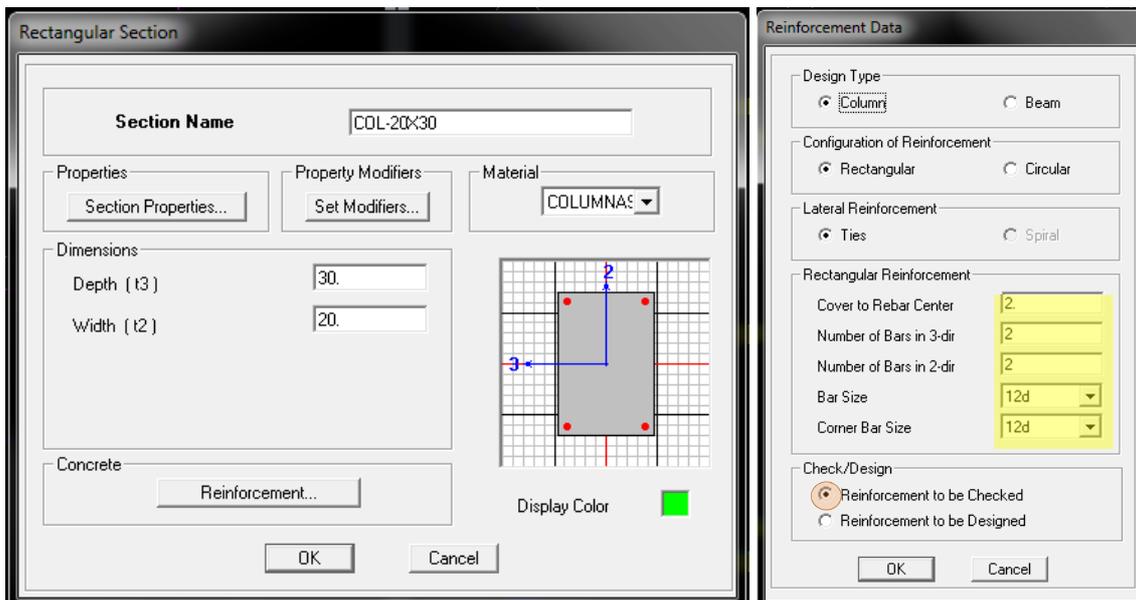
FIGURA 4.7.- Ejes de coordenadas locales y globales para un elemento vertical.



Al definir las columnas se debe tener en cuenta que el eje X coincide con el eje 2. Por lo tanto la dimensión perpendicular al eje 3 siempre corresponde a la altura h y aquella perpendicular al eje 2 corresponde a la base b .

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi.

FIGURA 4.8.- Definición de columnas y colocación de acero de refuerzo.



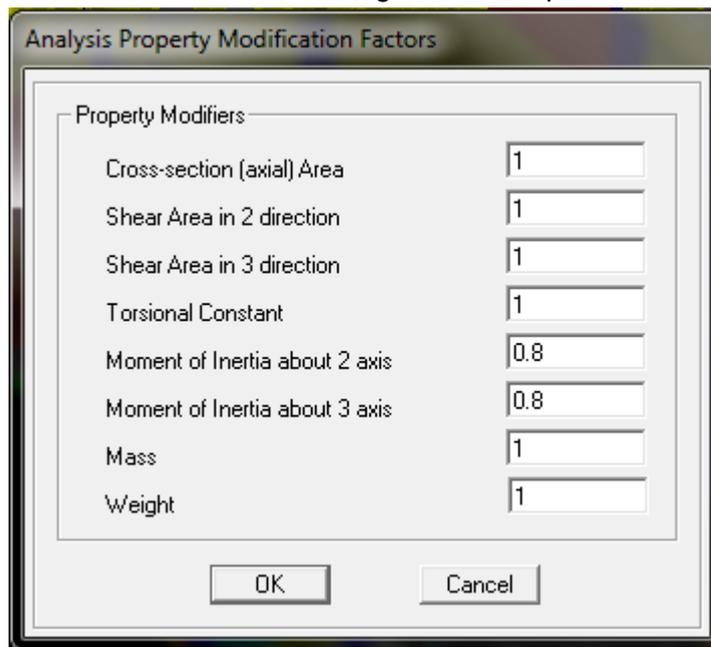
Unidades: cm

Fuente: ETABS

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi.

En la figura 4.8 cabe recalcar que se colocaron las 4 varillas de 12 mm de diámetro (una en cada esquina) tal como están armadas las columnas en la estructura real y que el refuerzo será chequeado (no diseñado) por el programa ETABS.

FIGURA 4.9.- Factores de agrietamiento para columnas.



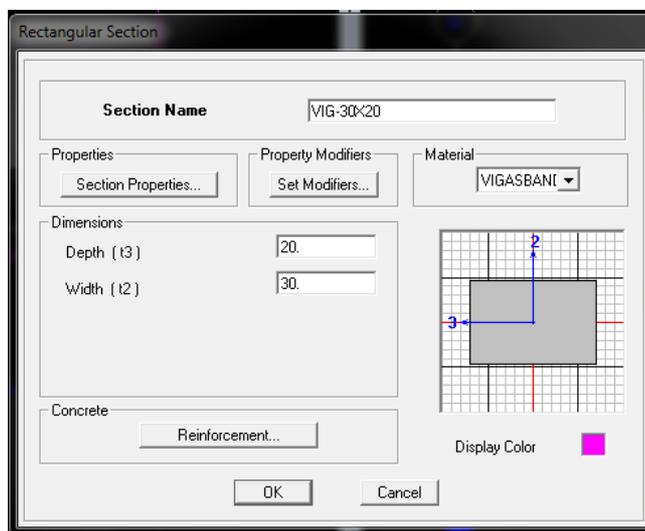
Fuente: ETABS

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi.

4.7.2.2 Vigas

Las vigas tienen el mismo peralte de la losa.

FIGURA 4.10.- Definición de la sección de una viga.



Unidades: cm

Fuente: ETABS

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi.

4.7.2.3 Losa

Para la modelación de las losas se colocaron nervios de 10 cm de espesor y la misma altura de la losa real (las losas de los niveles +2.55 y +5.02 tienen un peralte de 20 cm y la del nivel +7.46 tiene uno de 15 cm) respetando la distribución señalada en los planos estructurales. Luego, entre nervios se colocó una loseta de 5 cm.

4.7.2.4 Muro de hormigón ciclópeo

Debido a que el terreno de la edificación en estudio es irregular, aquella cuenta con un muro de hormigón ciclópeo en la parte frontal de 20 cm de ancho para soportar el empuje del suelo. Las viviendas adosadas a la de este proyecto ya tenían construidos sus muros por lo que su propietaria no tuvo necesidad de construirlos.

4.7.3 CIMENTACIÓN

La cimentación está constituida de zapatas aisladas cuyas bases se encuentran alrededor de 1.00 m bajo el nivel arquitectónico del suelo. Las columnas se encuentran apoyadas sobre estas zapatas y además están unidas entre sí por cadenas de amarre. La capacidad de la carga admisible del suelo – obtenida del ensayo triaxial – es de 19.89 t/m^2 .

No se consideró que las cadenas de amarre cumplan una función estructural por lo cual no se las colocó en el modelo.

En el modelo realizado se decidió empotrar los pies de las columnas ya que lo que interesa en este proyecto son las derivas debido a cargas laterales y sus combinaciones con cargas verticales, considerar la interacción suelo – estructura no está dentro del alcance de esta tesis.

FIGURA 4.11.- Restricción en los pies de columnas.



Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

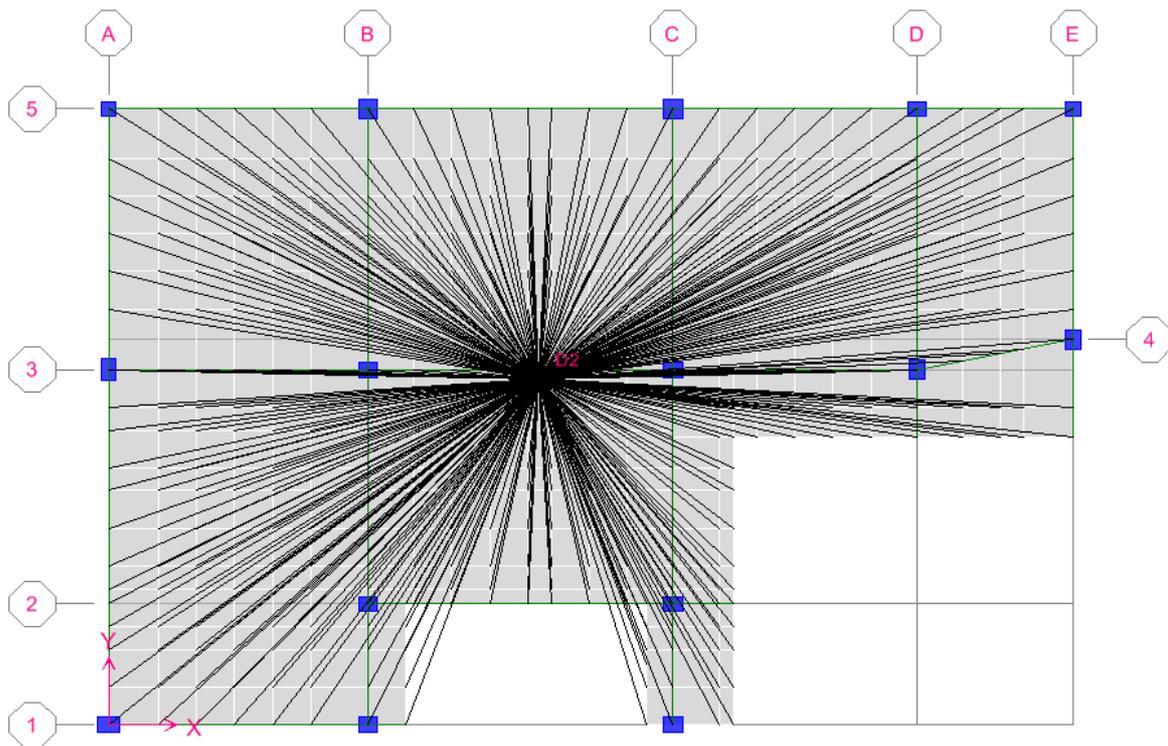
4.7.4 ASIGNACIÓN DE CARGAS

Se definieron 4 estados de carga: DEAD para carga muerta, LIVE para carga viva y SX y SY para sismo en dirección X e Y respectivamente. El factor multiplicador del peso propio para la carga muerta es 1 y en los demás casos es cero.

Tanto para carga muerta como para carga viva las cargas se colocan como carga uniformemente distribuida en las losas y se colocan las cargas señaladas en la tabla 4.2.

En el caso de SX y SY la carga lateral es de tipo “user loads”, es decir los valores de las cargas sísmicas se aplican manualmente. Antes de aplicar las cargas sísmicas es preciso seleccionar todos los puntos de un piso, asignarles un diafragma y repetir el proceso para el resto de pisos. Cada piso deberá tener un diafragma diferente. En este caso se empezó con el diafragma D1 en la primera planta alta.

FIGURA 4.12.- Asignación del diafragma D2 a los nudos de la segunda planta alta.



Fuente: ETABS

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

FIGURA 4.13.- Colocación de la Carga Sísmica Estática en dirección X en el modelo virtual.

Story	Diaphragm	FX	FY	MZ
STORY3	D3	7.7	0.	0.
STORY2	D2	11.15	0.	0.
STORY1	D1	5.57	0.	0.

User Specified Application Point
 Apply at Center of Mass

Additional Ecc. Ratio (all Diaph.)

OK Cancel

Unidades: ton.

Fuente: ETABS

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

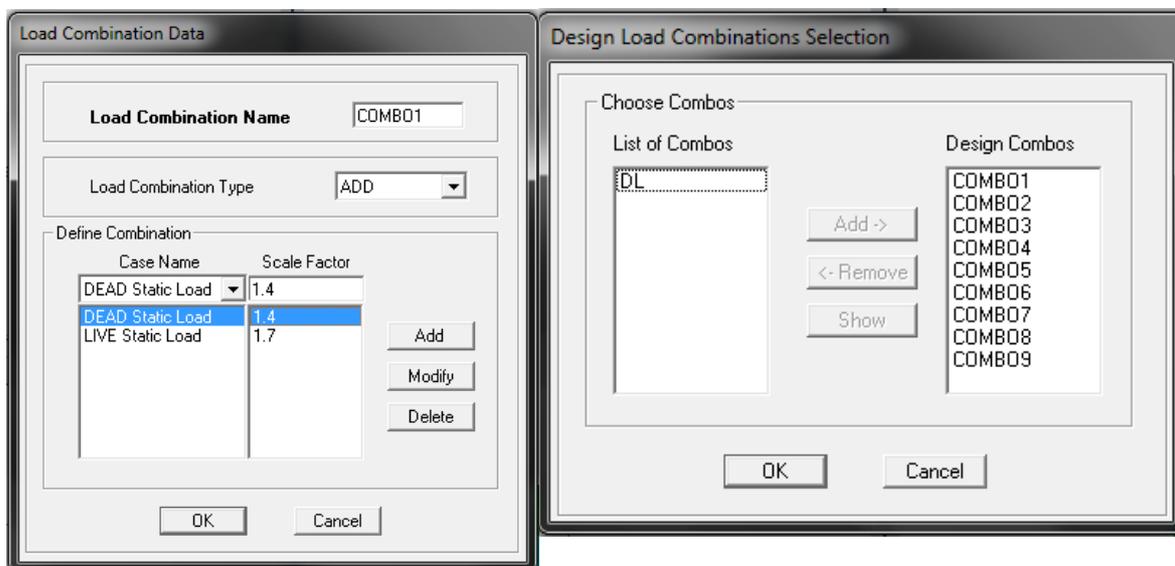
Las cargas sísmicas que se colocaron en el modelo son las mismas que se muestran en la tabla 4.4. Se escogió la opción que permite que las cargas sean aplicadas automáticamente en el centro de masa con un porcentaje de excentricidad de 5%.

4.7.5 DEFINICIÓN DE COMBINACIONES DE CARGAS

Se deben definir las 9 combinaciones de cargas que se indican en la sección 4.5 con sus respectivos factores y como tipo de combinación de carga *add*.

Es importante señalar que se pueden seleccionar las combinaciones de diseño y esto debe hacerse en la opción *Select Design Combo*, agregar las combinaciones definidas anteriormente y eliminar aquellas que el programa *ETABS* crea por defecto.

FIGURA 4.14.- Definición de la primera combinación de cargas (izq.) y la inclusión de las 9 combinaciones como combos de diseño (der).



Fuente: ETABS

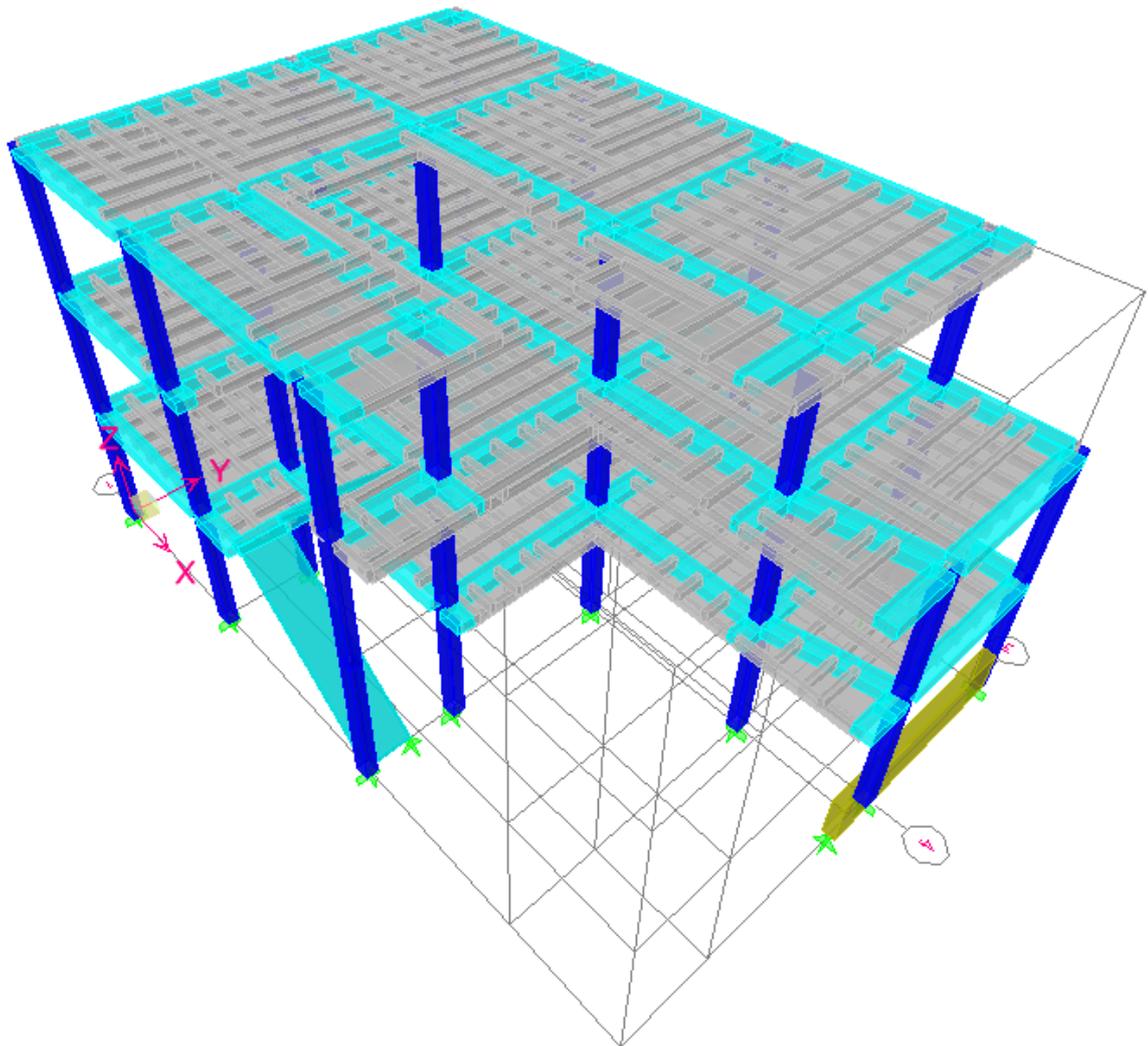
Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

Si no se realiza esto, al correr el chequeo de los elementos en hormigón armado, ese chequeo será realizado con las combinaciones que tiene el programa por defecto y no con las que se desea utilizar.

4.7.6 GEOMETRÍA FINAL

Se muestra a continuación la geometría final del modelo de la edificación en su estado actual.

FIGURA 4.15.- Geometría de la estructura (estado actual)



Fuente: ETABS

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

4.7.7 VERIFICACIÓN DE LAS DERIVAS

Las derivas se chequearon de acuerdo al CEC 2002. Se presenta a continuación las derivas para el modelo actual y se han resaltado aquellas que sobrepasan el límite establecido en la Tabla 8 del código mencionado.

TABLA 4.4.- Derivas de piso de la estructura (estado actual) para las 9 combinaciones seleccionadas.

Derivas de piso

R = 8	ΔE máx = 0.0025
-------	-------------------------

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY3	Max Drift X	DEAD	1512	2.65	0	7.46	0.000124	
STORY3	Max Drift Y	DEAD	846	11.2	4.2	7.46		0.000331
STORY3	Max Drift X	LIVE	1512	2.65	0	7.46	0.000040	
STORY3	Max Drift Y	LIVE	846	11.2	4.2	7.46		0.000091
STORY3	Max Drift X	SX	1557	8.5	8.15	7.46	0.002312	
STORY3	Max Drift Y	SX	773	0	1.6	7.46		0.000448
STORY3	Max Drift X	SY	1557	8.5	8.15	7.46	0.000218	
STORY3	Max Drift Y	SY	846	11.2	4.2	7.46		0.002576
STORY3	Max Drift X	COMBO1	1512	2.65	0	7.46	0.000241	
STORY3	Max Drift Y	COMBO1	846	11.2	4.2	7.46		0.000618
STORY3	Max Drift X	COMBO2	1557	8.5	8.15	7.46	0.003375	
STORY3	Max Drift Y	COMBO2	846	11.2	4.2	7.46		0.000968
STORY3	Max Drift X	COMBO3	1557	8.5	8.15	7.46	0.003110	
STORY3	Max Drift Y	COMBO3	773	0	1.6	7.46		0.000662
STORY3	Max Drift X	COMBO4	1557	8.5	8.15	7.46	0.000174	
STORY3	Max Drift Y	COMBO4	846	11.2	4.2	7.46		0.003149
STORY3	Max Drift X	COMBO5	1557	8.5	8.15	7.46	0.000439	
STORY3	Max Drift Y	COMBO5	846	11.2	4.2	7.46		0.004077
STORY3	Max Drift X	COMBO6	1557	8.5	8.15	7.46	0.003325	
STORY3	Max Drift Y	COMBO6	846	11.2	4.2	7.46		0.000802
STORY3	Max Drift X	COMBO7	1557	8.5	8.15	7.46	0.003149	
STORY3	Max Drift Y	COMBO7	773	0	1.6	7.46		0.000651
STORY3	Max Drift X	COMBO8	1557	8.5	8.15	7.46	0.000218	
STORY3	Max Drift Y	COMBO8	846	11.2	4.2	7.46		0.003308
STORY3	Max Drift X	COMBO9	1557	8.5	8.15	7.46	0.000394	
STORY3	Max Drift Y	COMBO9	846	11.2	4.2	7.46		0.003905
STORY2	Max Drift X	DEAD	1512	2.65	0	5.02	0.000111	
STORY2	Max Drift Y	DEAD	1717	0	3.1	5.02		0.000136
STORY2	Max Drift X	LIVE	1512	2.65	0	5.02	0.000045	
STORY2	Max Drift Y	LIVE	1734	0	1	5.02		0.000036
STORY2	Max Drift X	SX	1630	12	8.15	5.02	0.003164	
STORY2	Max Drift Y	SX	586	0	0.5	5.02		0.001517
STORY2	Max Drift X	SY	1512	2.65	0	5.02	0.000318	
STORY2	Max Drift Y	SY	1734	0	1	5.02		0.002982
STORY2	Max Drift X	COMBO1	1512	2.65	0	5.02	0.000232	
STORY2	Max Drift Y	COMBO1	1734	0	1	5.02		0.000252
STORY2	Max Drift X	COMBO2	1630	12	8.15	5.02	0.004393	
STORY2	Max Drift Y	COMBO2	586	0	0.5	5.02		0.002318
STORY2	Max Drift X	COMBO3	1630	12	8.15	5.02	0.004482	
STORY2	Max Drift Y	COMBO3	586	0	0.5	5.02		0.001939

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi.

TABLA 4.4 (Continuación)

STORY2	Max Drift Y	COMBO4	1734	0	1	5.02		0.004371
STORY2	Max Drift X	COMBO5	1630	12	8.15	5.02	0.000347	
STORY2	Max Drift Y	COMBO5	837	12.65	4.2	5.02		0.004109
STORY2	Max Drift X	COMBO6	1630	12	8.15	5.02	0.004405	
STORY2	Max Drift Y	COMBO6	586	0	0.5	5.02		0.002247
STORY2	Max Drift X	COMBO7	1630	12	8.15	5.02	0.004455	
STORY2	Max Drift Y	COMBO7	586	0	0.5	5.02		0.002002
STORY2	Max Drift X	COMBO8	1512	2.65	0	5.02	0.000545	
STORY2	Max Drift Y	COMBO8	1734	0	1	5.02		0.004297
STORY2	Max Drift X	COMBO9	1630	12	8.15	5.02	0.000366	
STORY2	Max Drift Y	COMBO9	1655	12.65	6	5.02		0.004083
STORY1	Max Drift X	DEAD	15	7.4	0	2.55	0.000224	
STORY1	Max Drift Y	DEAD	11	0	0	2.55		0.000134
STORY1	Max Drift X	LIVE	15	7.4	0	2.55	0.000076	
STORY1	Max Drift Y	LIVE	11	0	0	2.55		0.000042
STORY1	Max Drift X	SX	8	0	8.15	2.55	0.002871	
STORY1	Max Drift Y	SX	11	0	0	2.55		0.001255
STORY1	Max Drift X	SY	15	7.4	0	2.55	0.000682	
STORY1	Max Drift Y	SY	837	12.65	4.2	2.55		0.002584
STORY1	Max Drift X	COMBO1	15	7.4	0	2.55	0.000442	
STORY1	Max Drift Y	COMBO1	11	0	0	2.55		0.000258
STORY1	Max Drift X	COMBO2	8	0	8.15	2.55	0.003890	
STORY1	Max Drift Y	COMBO2	11	0	0	2.55		0.001954
STORY1	Max Drift X	COMBO3	8	0	8.15	2.55	0.004161	
STORY1	Max Drift Y	COMBO3	11	0	0	2.55		0.001567
STORY1	Max Drift X	COMBO4	15	7.4	0	2.55	0.000625	
STORY1	Max Drift Y	COMBO4	837	12.65	4.2	2.55		0.003514
STORY1	Max Drift X	COMBO5	15	7.4	0	2.55	0.001288	
STORY1	Max Drift Y	COMBO5	837	12.65	4.2	2.55		0.003734
STORY1	Max Drift X	COMBO6	8	0	8.15	2.55	0.003935	
STORY1	Max Drift Y	COMBO6	11	0	0	2.55		0.001878
STORY1	Max Drift X	COMBO7	8	0	8.15	2.55	0.004102	
STORY1	Max Drift Y	COMBO7	11	0	0	2.55		0.001637
STORY1	Max Drift X	COMBO8	15	7.4	0	2.55	0.000753	
STORY1	Max Drift Y	COMBO8	837	12.65	4.2	2.55		0.003555
STORY1	Max Drift X	COMBO9	15	7.4	0	2.55	0.001156	
STORY1	Max Drift Y	COMBO9	837	12.65	4.2	2.55		0.003680

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi.

Como puede observarse en la tabla 4.4, se supera la deriva permisible por el código.

CAPÍTULO 5

DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL

A continuación se evaluarán ciertos parámetros que permitirán determinar las falencias de la estructura y posteriormente reportar la vulnerabilidad de la misma.

5.1 CONFINAMIENTO

El confinamiento en las columnas ha sido chequeado conforme a lo indicado en el Código ACI sección 21.4.4. Se presentan las siguientes fórmulas:

$$A_{sh} = \text{máx}(A_{sh_1}, A_{sh_2}) \quad (5.1)$$

$$A_{sh_1} = 0.3 \cdot \frac{s \cdot h_c \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad (5.2)$$

$$A_{sh_2} = 0.09 \cdot \frac{s \cdot h_c \cdot f'_c}{f_y} \quad (5.3)$$

$$s = \text{mín} \left(\frac{b}{4}, \frac{h}{4}, 6\phi_c, 15 \text{ cm} \right) \quad (5.4)$$

El código define así las siguientes variables:

A_g = área total de la sección de la columna.

A_{sh} = área transversal de la columna, medida de extremo a extremo del acero de refuerzo transversal.

h_c = dimensión transversal del núcleo de la columna medida de centro a centro del refuerzo confinante.

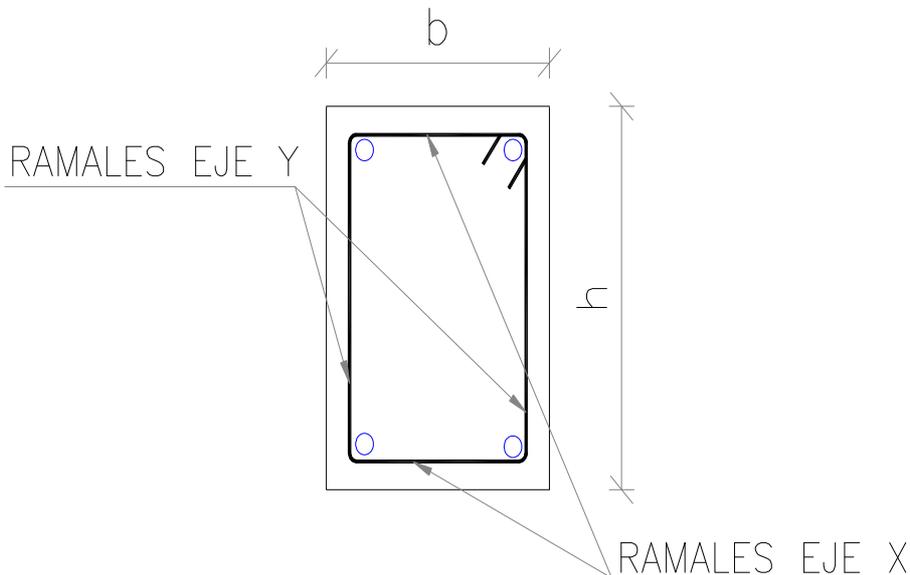
s = espaciamiento de refuerzo transversal medido a lo largo del eje longitudinal del extremo estructural.

ϕ_c = diámetro del refuerzo longitudinal de la columna.

En el cuadro de columnas de los planos estructurales que se muestran en el anexo B constan las secciones de las columnas, el diámetro de las varillas que se usaron para los estribos y su espaciamiento. Con esos datos y un programa

elaborado por los autores de este proyecto, y que se muestra a continuación, se chequeó el confinamiento para las columnas y como ejemplo se muestra el cálculo para una columna de 20x30 cm²:

FIGURA 5.1.-Nomenclatura usada en el programa para el chequeo de confinamiento.



Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

Datos

f'_c	182.46	kg/cm ²
f_y	4200	kg/cm ²
b	20	cm
h	30	cm
Recubrimiento	2	cm
S	15	cm
ϕ Ramales eje X	8	mm
Nº Ramales eje X	2	
ϕ Ramales eje Y	8	mm
Nº Ramales eje Y	2	
ϕ_c	12	mm

A_g	600	cm ²
A_c	416	cm ²
s	5	cm

No cumple el espaciamiento

Eje X

h_c	25.2	cm
A_{sh1}	0.73	cm ²
A_{sh2}	0.49	cm ²
A_{sh} requerido		
0.73 cm ²	@	5.0 cm
A_{sh} requerido equivalente		
2.18 cm ²	@	15.0 cm
A_{sh} disponible		
1.01 cm ²	@	15.0 cm

No cumple con refuerzo transversal

Eje Y

b_c	15.2	cm
A_{sh1}	0.44	cm ²
A_{sh2}	0.30	cm ²
A_{sh} requerido		
0.44 cm ²	@	5.0 cm
A_{sh} requerido equivalente		
1.31 cm ²	@	15.0 cm
A_{sh} disponible		
1.01 cm ²	@	15.0 cm

No cumple con refuerzo transversal

Antes de proceder a calcular el área de acero de refuerzo transversal, se observa que el espaciamiento de los estribos en las columnas excede el espaciamiento máximo; sin embargo se calculó cuál debería ser el área de acero de refuerzo transversal para el espaciamiento real (A_{sh} requerido equivalente) y tampoco se cumple con ese requisito para el confinamiento.

El mismo cálculo se hizo para todas las secciones de columnas y se encontró que ninguna cumple con los requisitos de confinamiento, por lo tanto se considera esto dentro de las fallencias de la estructura. El siguiente cuadro resume los resultados de los cálculos.

TABLA 5.1.- Resultados del chequeo de confinamiento para todas las secciones de columnas.

Sección (cm ²)	20x20	20x25	20x30	25x25
S real (cm)	15.0	15.0	15.0	15.0
s máx (cm)	5.0	5.0	5.0	6.3
$S_{real} < s_{máx}$	NO	NO	NO	NO
Ash disponible X (@ S real) (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01
Ash requerido X equivalente (@ S real) (cm ²)	1.67	1.93	2.18	1.65
$Ash_{disp} X \geq Ash_{req. eq. X}$	NO	NO	NO	NO
Ash disponible Y (@ S real) (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01
Ash requerido Y equivalente (@ S real) (cm ²)	1.67	1.45	1.31	1.65
$Ash_{disp} Y \geq Ash_{req. eq. Y}$	NO	NO	NO	NO

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi.

5.2 CHEQUEO DEL ESFUERZO ADMISIBLE

Se chequeó que el esfuerzo admisible no sea sobrepasado de acuerdo al criterio que se describe a continuación.

Primero se dividió la carga axial de las columnas, debido a carga muerta más carga viva (sin mayorar ninguna de ellas), para el área de sus respectivas zapatas. Los siguientes cuadros contienen los nombres de los ejes tal como constan en los planos y expresan los valores obtenidos.

$$\frac{P}{A} \leq \sigma_{adm} \quad (5.5)$$

Cargas axiales en pies de columnas (ton)

	A	B	C	D	E
5	-6.88	-17.39	-16.81	-11.46	-3.84
4					-5.73
3	-17.93	-33.06	-28.11	-17.26	
2		-20.71	-10.67		
1	-9.79	-7.22	-3.97		

Áreas de zapatas (m²)

	A	B	C	D	E
5	1.00	1.00	1.00	1.00	0.64
4					0.64
3	1.00	1.69	1.69	1.00	
2		1.00	1.00		
1	1.00	0.64	0.64		

TABLA 5.2.- Resultados del chequeo de esfuerzo admisible del suelo de acuerdo a la ecuación 5.5 para la combinación D + L.

Esfuerzo del suelo (ton/m²)

	A	B	C	D	E
5	6.88	17.39	16.81	11.46	6.00
4					8.96
3	17.93	19.56	16.63	17.26	
2		20.71	10.67		
1	9.79	11.28	6.20		

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi.

Luego se creó las siguientes combinaciones de carga para usarlas en el chequeo:
 $D + L \pm E_x$; $D + L \pm E_y$.

Para estas combinaciones de cargas se halla la carga axial en cada columna y se la divide entre el área de su respectiva zapata. Para estos casos se permite como límite $1.33 \sigma_{adm}$.

El siguiente cuadro muestra la carga axial máxima (de mayor valor absoluto) para cada pie de columna (la combinación que produce ese valor no será la misma para todas las columnas).

TABLA 5.3. - Resultados del chequeo de esfuerzo admisible del suelo de acuerdo a la ecuación 5.5 para las combinaciones que incluyen el sismo.

Cargas axiales en pies de columnas (ton)

	A	B	C	D	E
5	-8.76	-19.54	-19.13	-13.91	-9.10
4					-9.11
3	-20.20	-33.17	-28.48	-20.23	
2		-29.47	-18.02		
1	-11.37	-16.25	-10.42		

Esfuerzo del suelo (ton/m²)

	A	B	C	D	E
5	8.76	19.54	19.13	13.91	14.22
4					14.23
3	20.20	19.63	16.85	20.23	
2		29.47	18.02		
1	11.37	25.39	16.28		

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi.

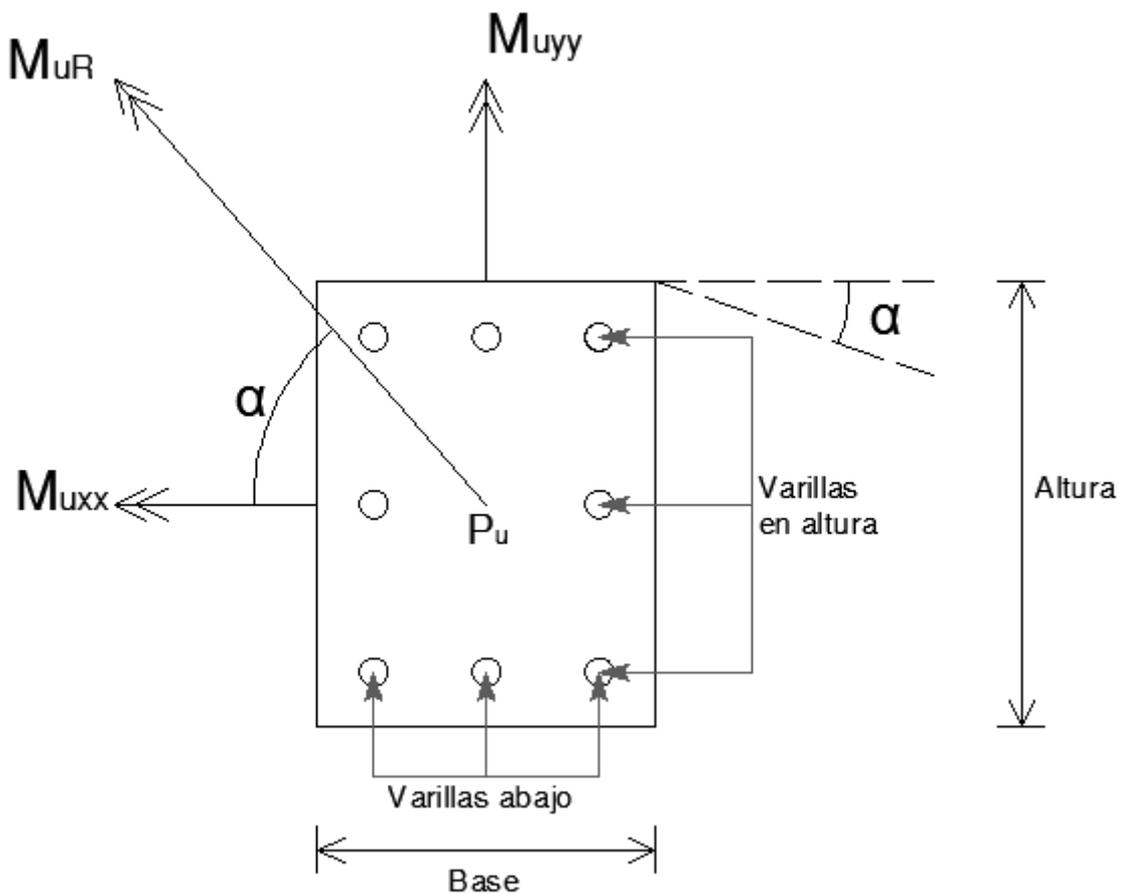
De las tablas 5.2 y 5.3 se puede constatar que no se ha sobrepasado la capacidad admisible del suelo señalada en la sección 4.3, excepto en la columna B2 en que se sobrepasa este esfuerzo aproximadamente en un 4% para la combinación $D + L$ y en un 10% para las combinaciones que incluyen el sismo. En el primer caso es aceptable y en el segundo se espera mejorar con el reforzamiento y se chequeará más adelante.

5.3 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE COLUMNAS

En el diagrama de interacción de columnas existen dos curvas: una nominal y una utilizable, dentro de la cual debe encontrarse el par ordenado (M_u , P_u).

Usando un programa elaborado por los autores de este proyecto se realizó el diagrama de interacción biaxial de una columna interna (B3) y una externa (A3) para efectos de chequeo. El armado y las secciones de las columnas seleccionadas para el chequeo constan en los planos estructurales.

FIGURA 5.2.-Nomenclatura usada para el diagrama de interacción de columnas.



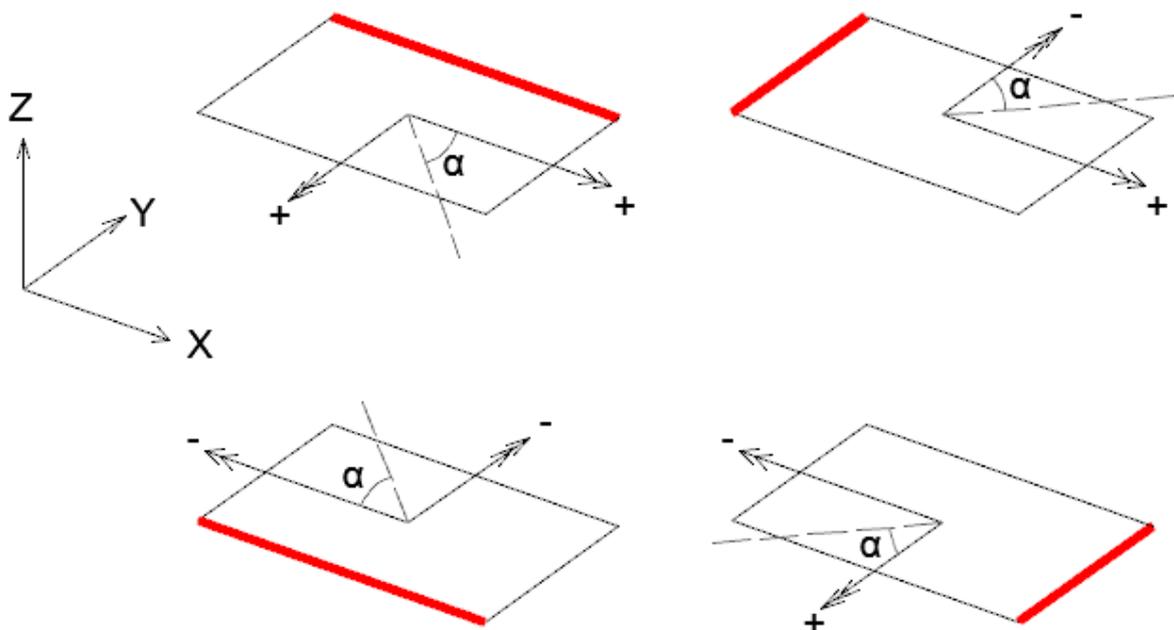
Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

Como puede observarse en la figura sobre estas líneas, “Nº Varillas arriba o abajo” representa el número de varillas en cualquiera de las 2 hileras paralelas a la base; y “Nº Varillas en altura” representa el número de varillas en cualquier hilera paralela a la altura.

El programa que se ha elaborado dibuja el diagrama de interacción biaxial para el caso que se muestra en la figura 5.2. Si los momentos se encontraran dispuestos en direcciones diferentes se deberá reacomodar esa columna de manera que coincida con el esquema mostrado en la figura mencionada.

En la figura 5.3 se muestra la convención de signos que usa *ETABS* para los momentos y al mismo tiempo se destaca el lado que se debería tomar como base en el programa de interacción para que coincida con el esquema mostrado en la página anterior.

FIGURA 5.3.- Convención de signos para momentos que usa ETABS.



Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

Columna Interna B3

Datos

Base	20	cm
Altura	25	cm
Nº Varillas arriba o abajo	2	
Nº Varillas en altura	2	
Diámetro de varillas	12	mm
Recubrimiento	2	cm
f_y	4200	kg/cm ²
f'_c	182.46	kg/cm ²

Adicionalmente el programa pide el ángulo α que corresponde al momento resultante, pero hay uno diferente para cada combinación realizada, por lo tanto es necesario realizar previamente esa actividad. Base y altura pueden intercambiarse para coincidir con uno de los casos mostrados en la figura 5.3.

TABLA 5.4.- Acciones en el pie de la columna B3 obtenidas del modelo virtual.

	P (T)	M_x (T·m)	M_y (T·m)
D	26.36	0.02	-0.15
L	6.7	0.00522	-0.05
E_x	0.07	0.28	1.66
E_y	0.11	1.17	0.41

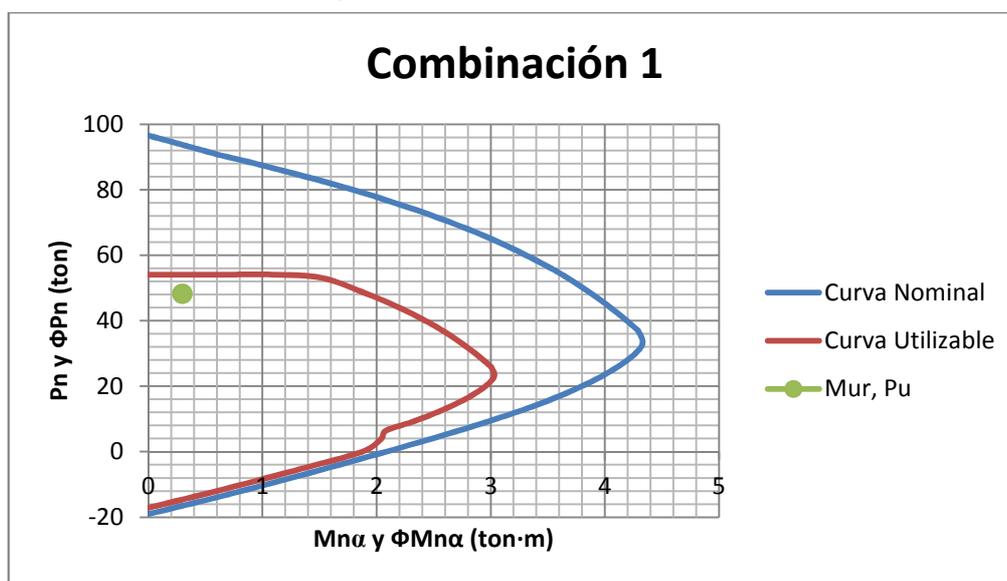
Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

Se tomó como positiva a la carga P si la columna está en compresión. Para sacar las acciones últimas se usaron las combinaciones de cargas mencionadas en la sección 4.5 dando los siguientes resultados:

Tabla 5.5.- Acciones últimas y ángulo α para cada combinación. Columna B3.

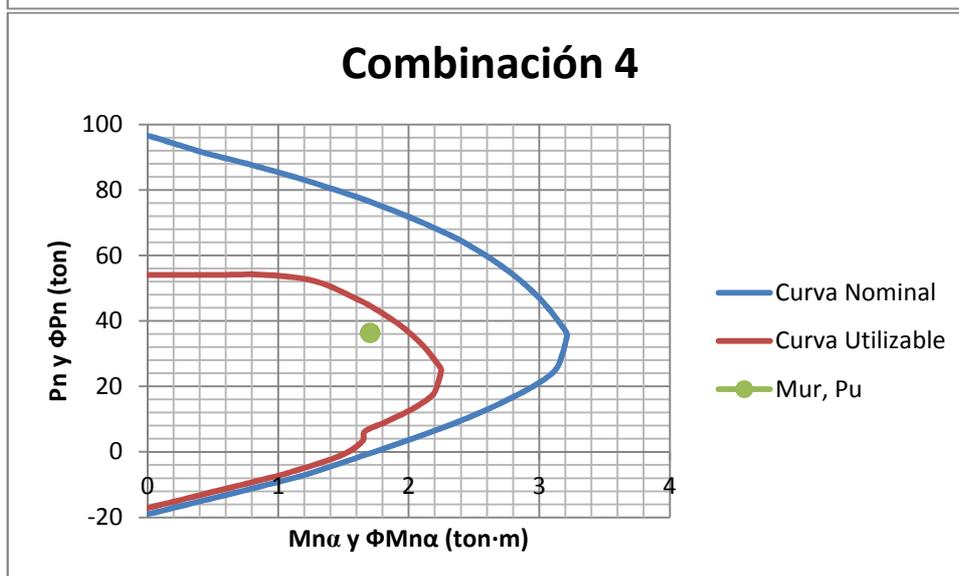
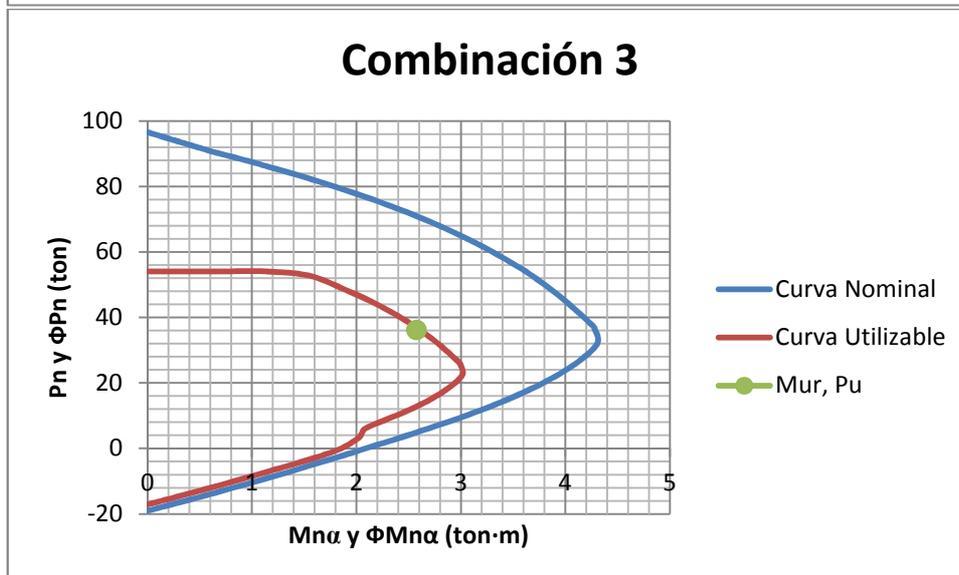
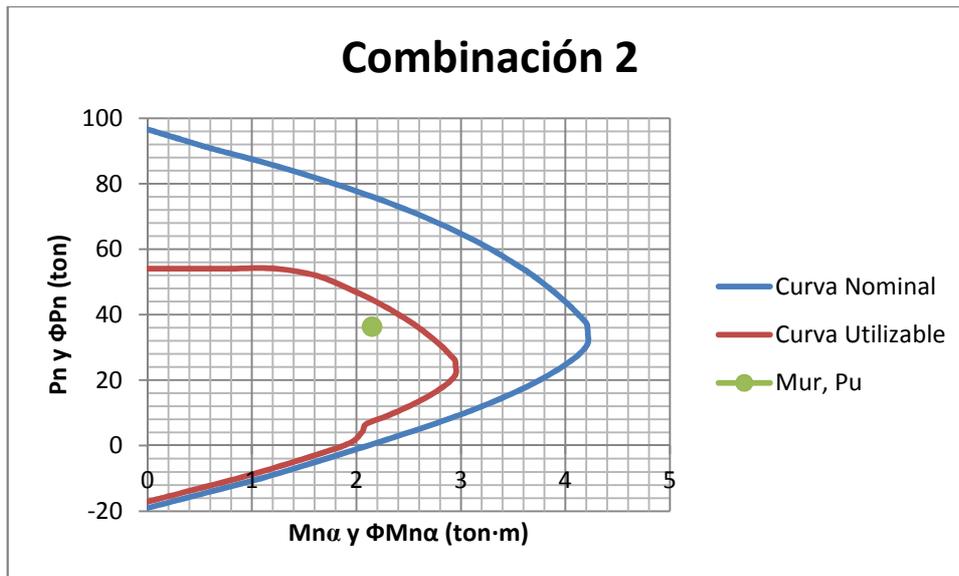
Combinaciones	P_u (T)	M_{ux} (T·m)	M_{uy} (T·m)	M_{UR} (T·m)	α (°)
1	48.29	0.04	-0.30	0.30	7.12
2	36.32	0.42	2.11	2.15	78.72
3	36.12	-0.37	-2.55	2.58	81.85
4	36.37	1.67	0.35	1.71	11.97
5	36.07	-1.61	-0.80	1.80	26.27
6	23.82	0.41	2.19	2.23	79.39
7	23.63	-0.37	-2.46	2.49	81.35
8	23.88	1.66	0.44	1.71	14.85
9	23.57	-1.62	-0.71	1.77	23.64

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

GRÁFICO 5.1a. Diagrama de Interacción Biaxial Columna Interna (B3)

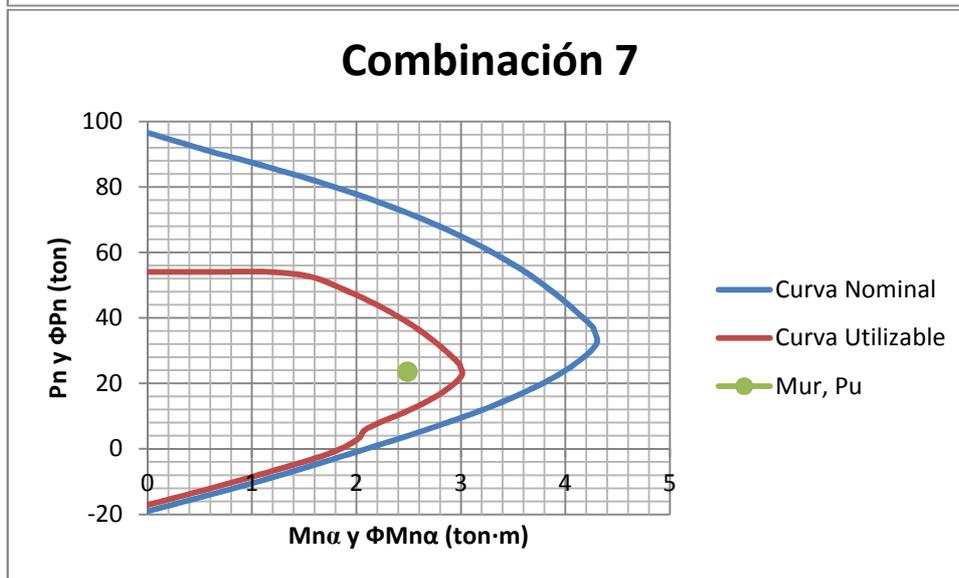
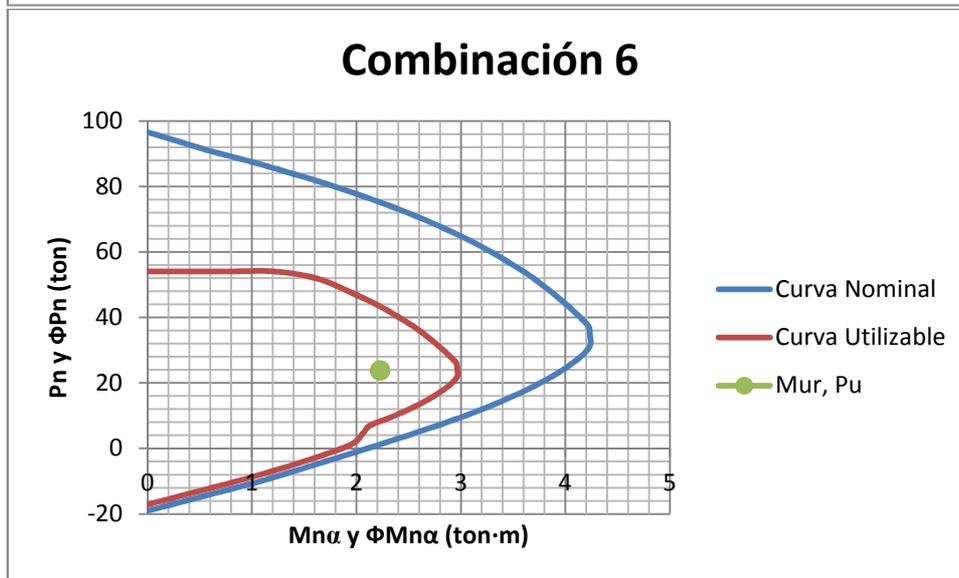
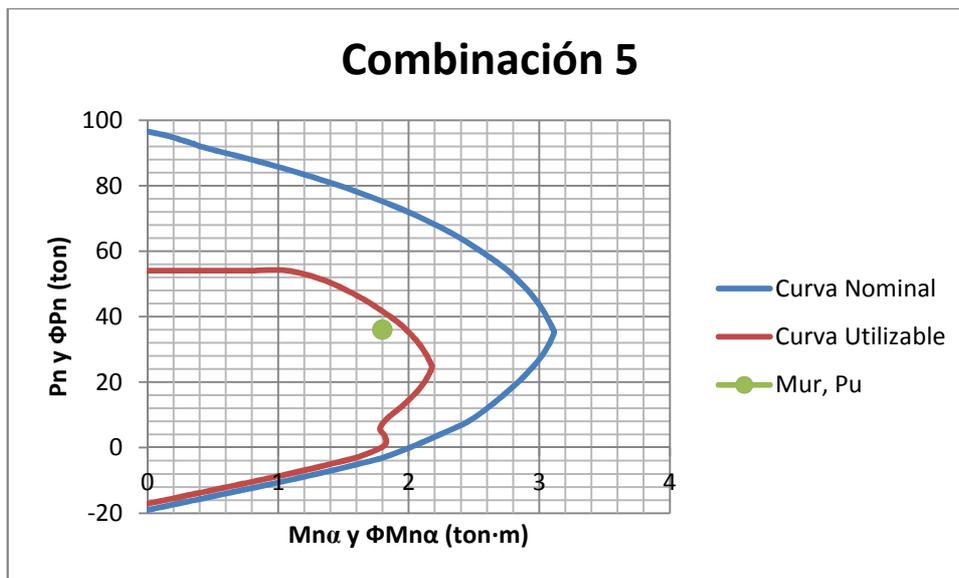
Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

GRÁFICO 5.1b, 5.1c y 5.1d. Diagrama de Interacción Biaxial Columna Interna (B3)



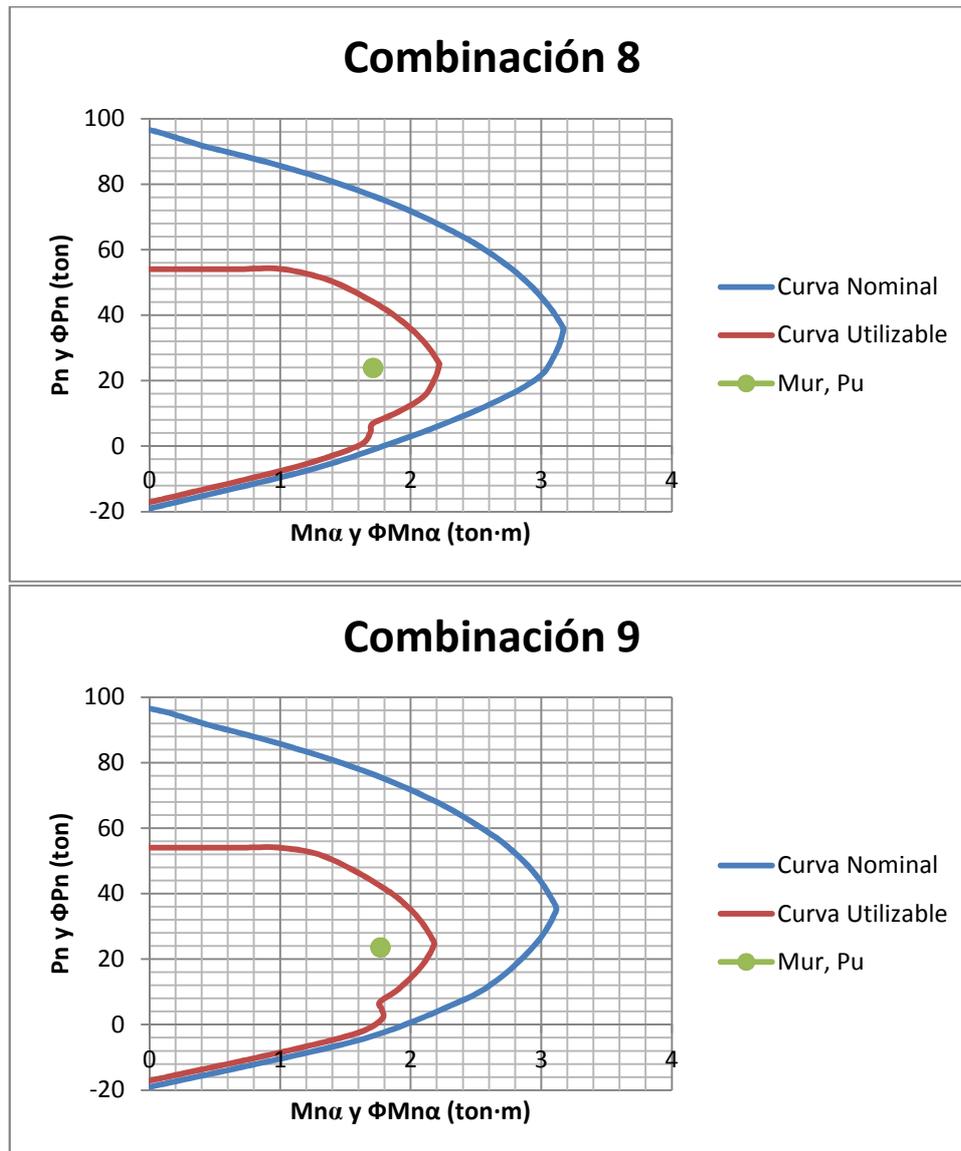
Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

GRÁFICO 5.1e, 5.1f y 5.1g. Diagrama de Interacción Biaxial Columna Interna (B3)



Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

Gráfico 5.1h, y 5.1i. Diagrama de Interacción Biaxial Columna Interna (B3)



Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

Columna Externa A3

Datos

Base	30	cm
Altura	20	cm
Nº Varillas arriba o abajo	2	
Nº Varillas en altura	2	
Diámetro de varillas	12	mm
Recubrimiento	2	cm
f_y	4200	kg/cm ²
f'_c	182.46	kg/cm ²

TABLA 5.6.- Acciones en el pie de la columna A3 obtenidas del modelo virtual.

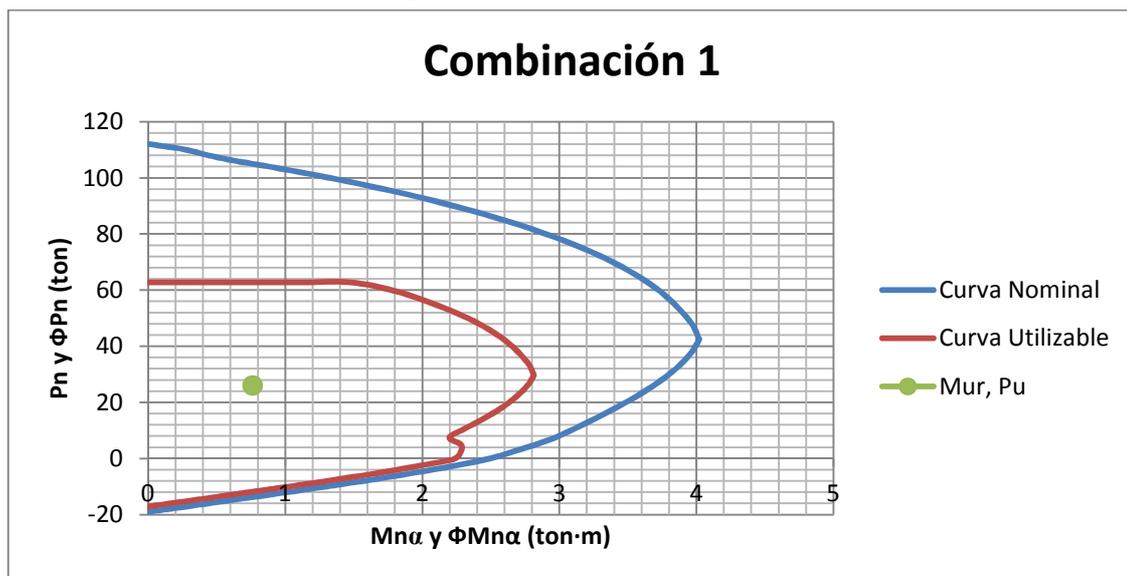
	P (T)	M_x (T·m)	M_y (T·m)
D	14.61	0.25	-0.32
L	3.32	0.07	-0.09
E_x	-2.26	1.36	1.18
E_y	-0.75	2.28	0.36

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

TABLA 5.7.- Acciones últimas y ángulo α para cada combinación. Columna A3.

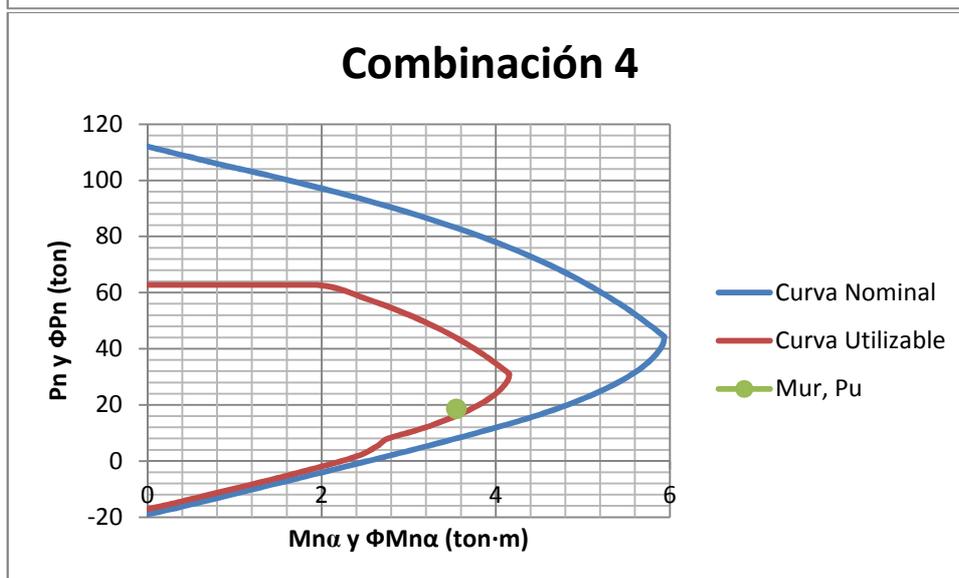
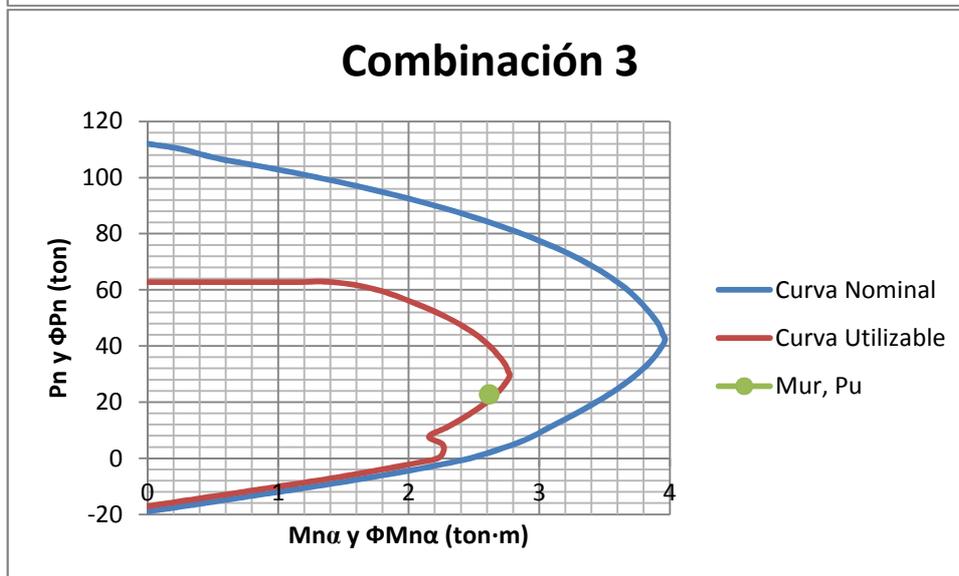
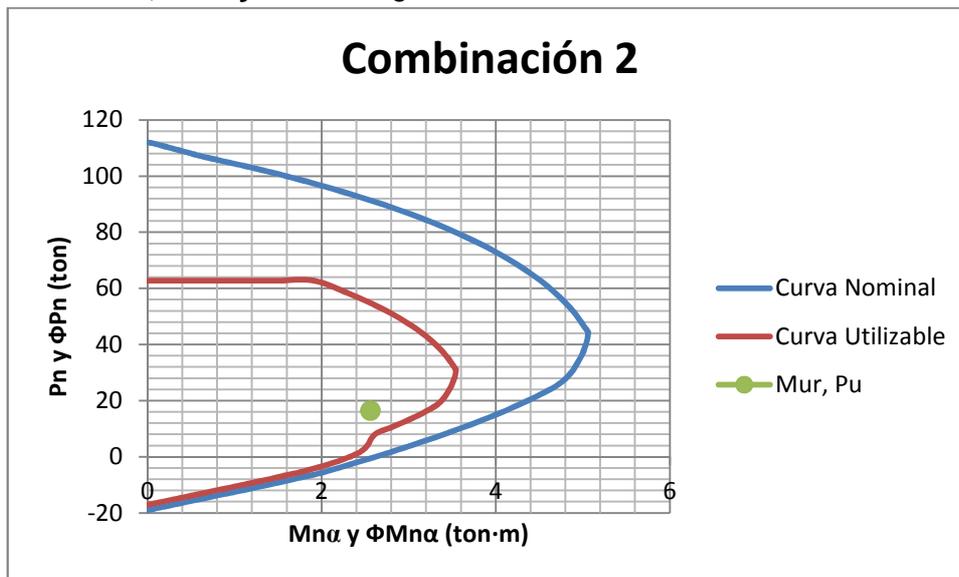
Combinaciones	P_u (T)	M_{ux} (T·m)	M_{uy} (T·m)	M_{UR} (T·m)	α (°)
1	26.10	0.47	-0.60	0.76	37.97
2	16.40	2.26	1.20	2.56	28.06
3	22.74	-1.56	-2.11	2.62	53.54
4	18.52	3.55	0.05	3.55	0.87
5	20.63	-2.85	-0.96	3.00	18.56
6	9.99	2.13	1.36	2.53	32.65
7	16.31	-1.68	-1.94	2.57	49.12
8	12.10	3.42	0.22	3.42	3.62
9	14.20	-2.97	-0.79	3.07	14.95

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

GRÁFICO 5.2a. Diagrama de Interacción Biaxial Columna Externa (A3)

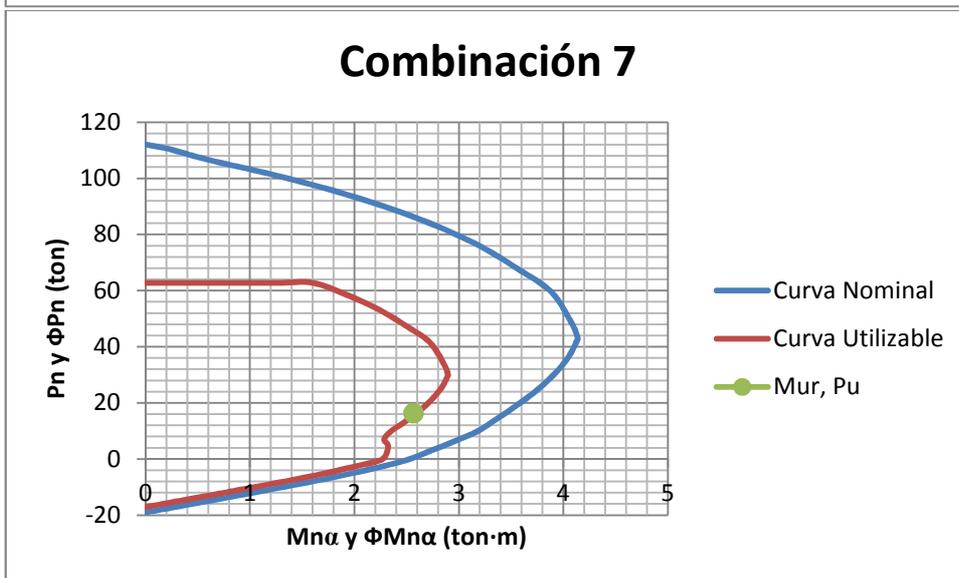
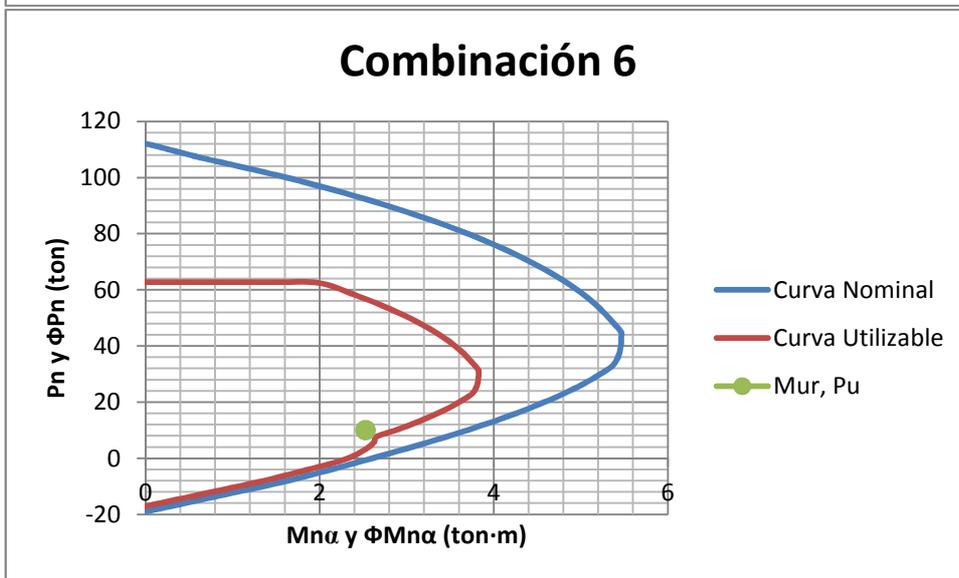
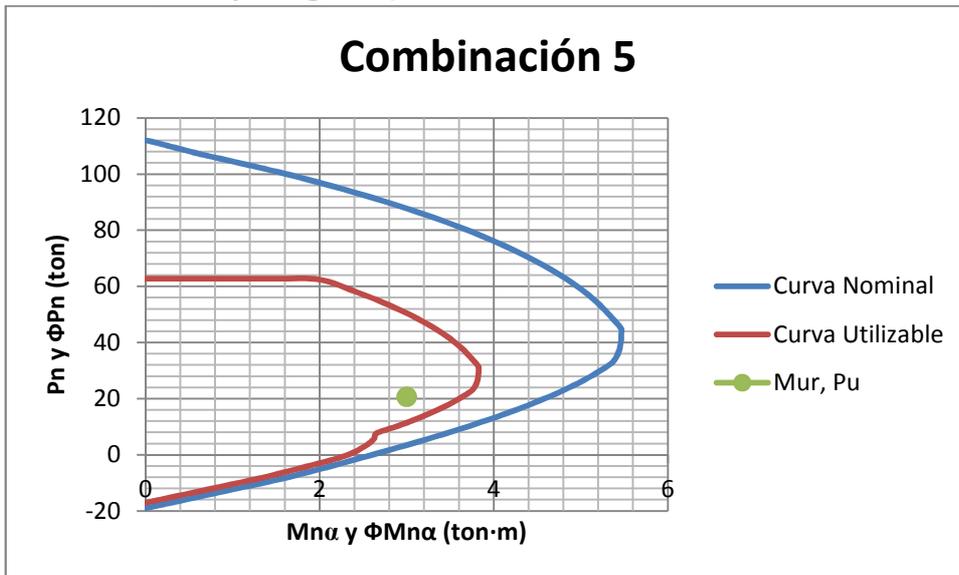
Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

GRÁFICO 5.2b, 5.2c y 5.2d. Diagrama de Interacción Biaxial Columna Externa (A3)



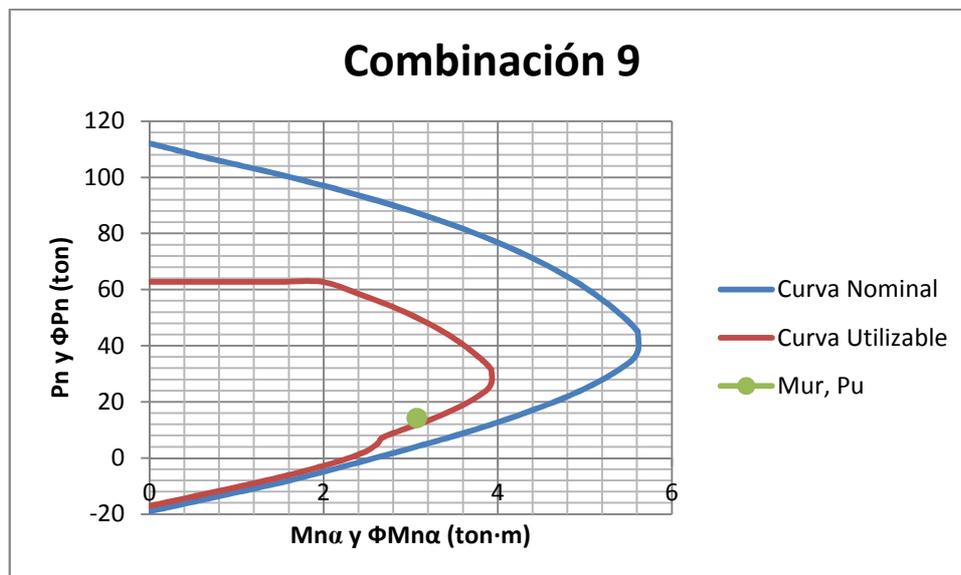
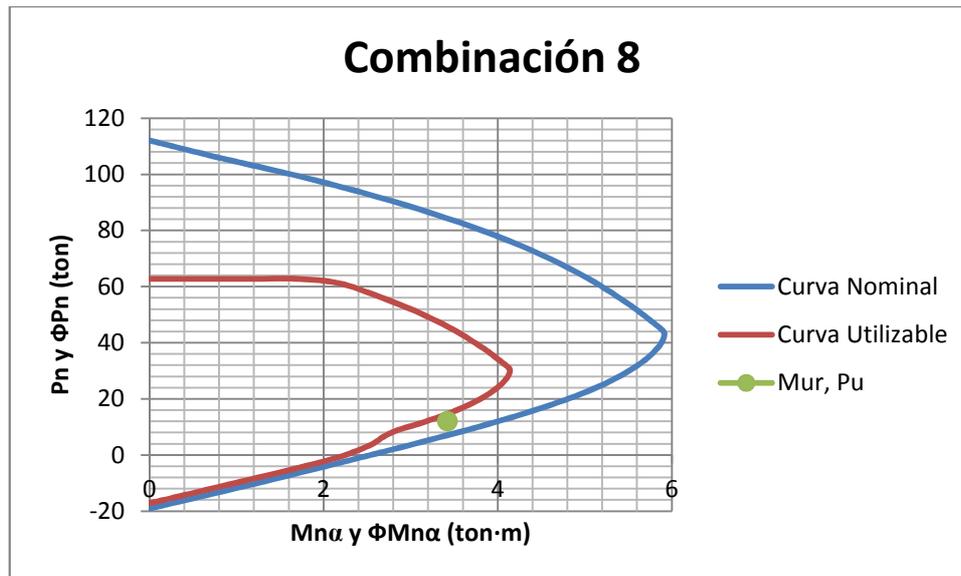
Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

GRÁFICO 5.2e, 5.2f y 5.2g. Diagrama de Interacción Biaxial Columna Externa (A3)



Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

GRÁFICO 5.2h y 5.2i. Diagrama de Interacción Biaxial Columna Externa (A3)



Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

Las columnas B3 y A3 se escogieron porque son aquellas que tienen mayor área colaborante y son las más desfavorables.

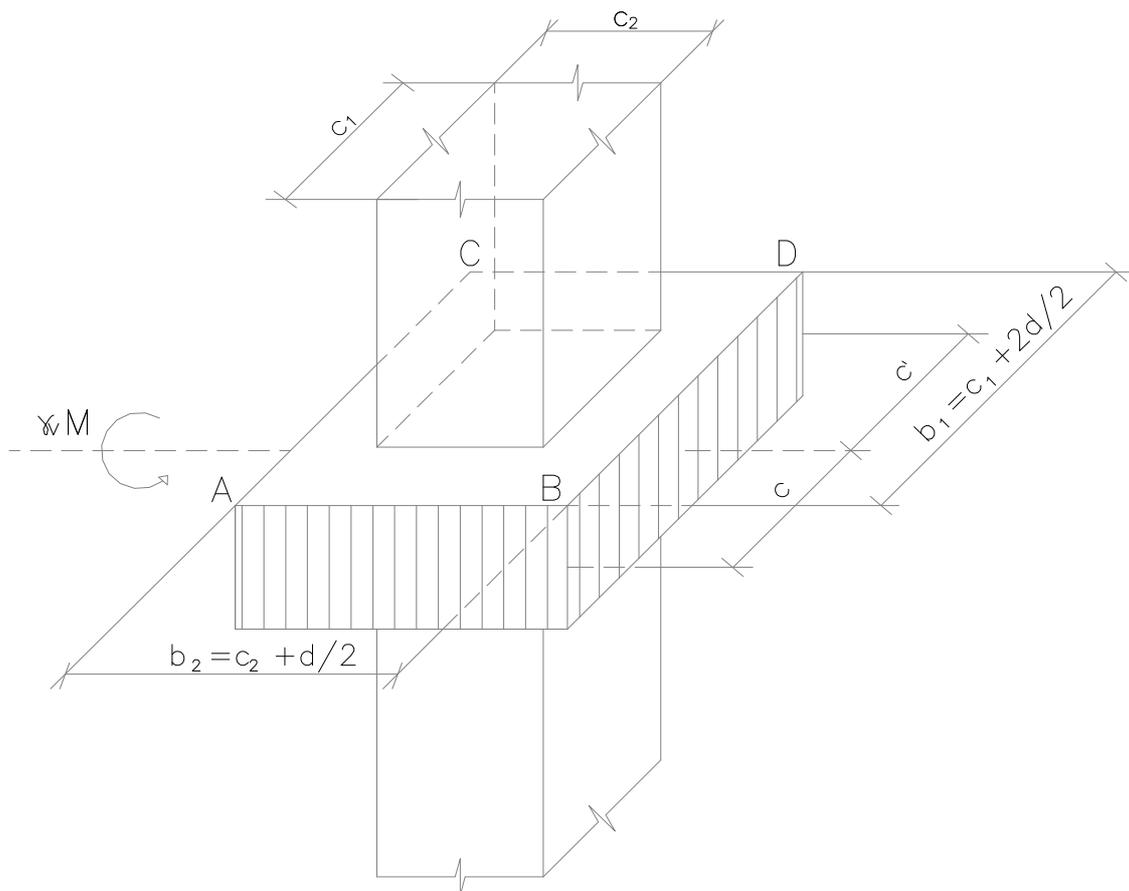
De los diagramas de interacción anteriores se puede observar, para la columna B3 que representa a las columnas internas, que con su sección y armado a pesar de estar dentro de la curva utilizable la ordenada del par (M_u , P_u) está por encima del P_b , lo cual indica que la sección no está en un rango aceptable para garantizar la ductilidad. Respecto a la columna A3, la mayoría de puntos cae dentro de la curva utilizable y bajo el valor de P_b , pero están al borde de la curva.

5.4 PUNZONAMIENTO EN LOSAS

Es necesario este chequeo debido a que las losas son planas. Se usarán las siguientes fórmulas indicadas en el código ACI en la sección 11.12 y sus comentarios:

Columna Interior

FIGURA 5.4.-Nomenclatura usada para el chequeo de punzonamiento (columna interior) en losa plana.



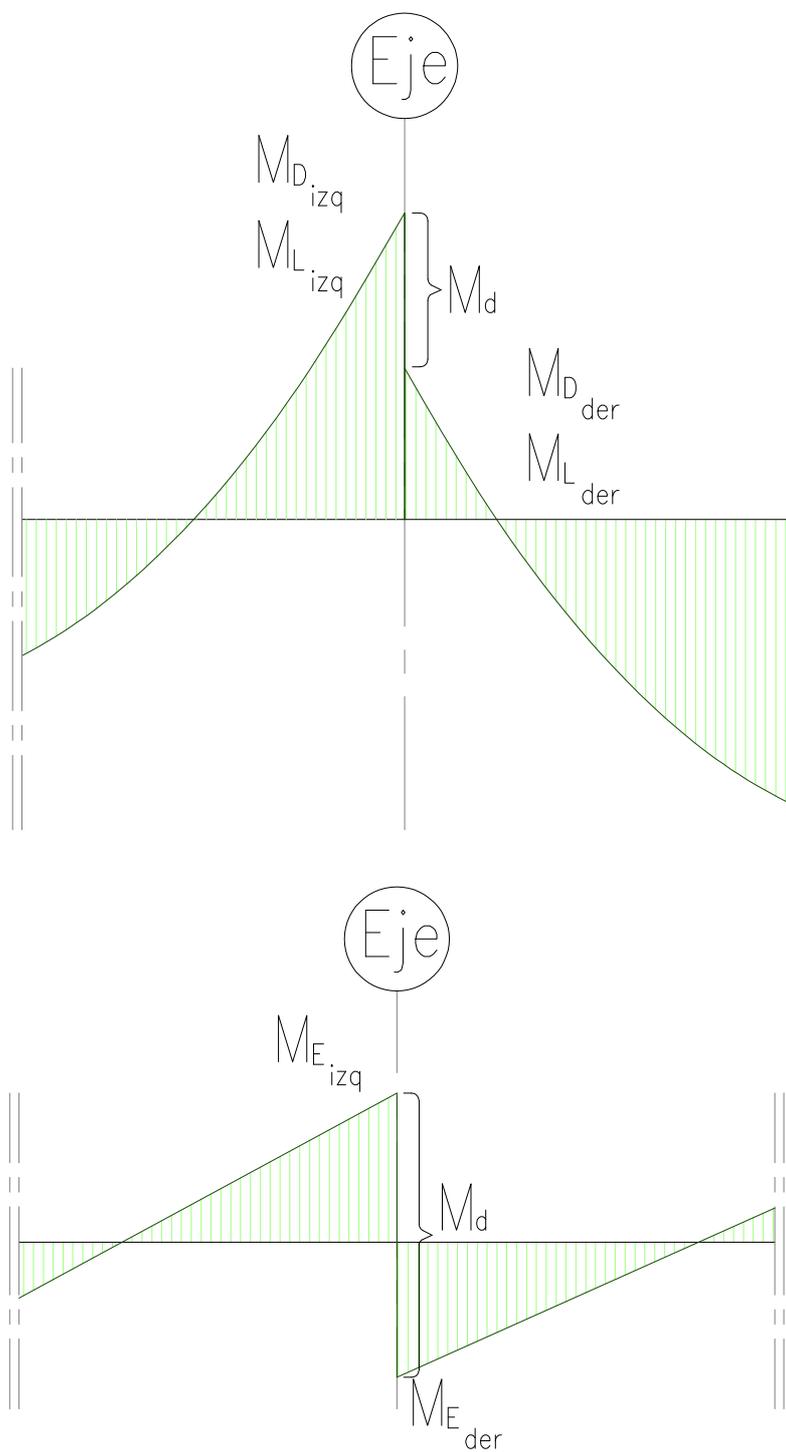
Fuente: Placencia P. (1999). Diseño Sismo Resistente de Edificios con Vigas Banda. Quito.

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

$$A_c = 2(b_1 + b_2)d$$

$$\frac{J}{c} = \frac{J}{c'} = \frac{[b_1 \cdot d(b_1 + 3b_2) + d^3]}{3}$$

FIGURA 5.5a y 5.5b.-Esquema para el cálculo del momento desbalanceado debido a cargas verticales y sísmicas para una columna interior.

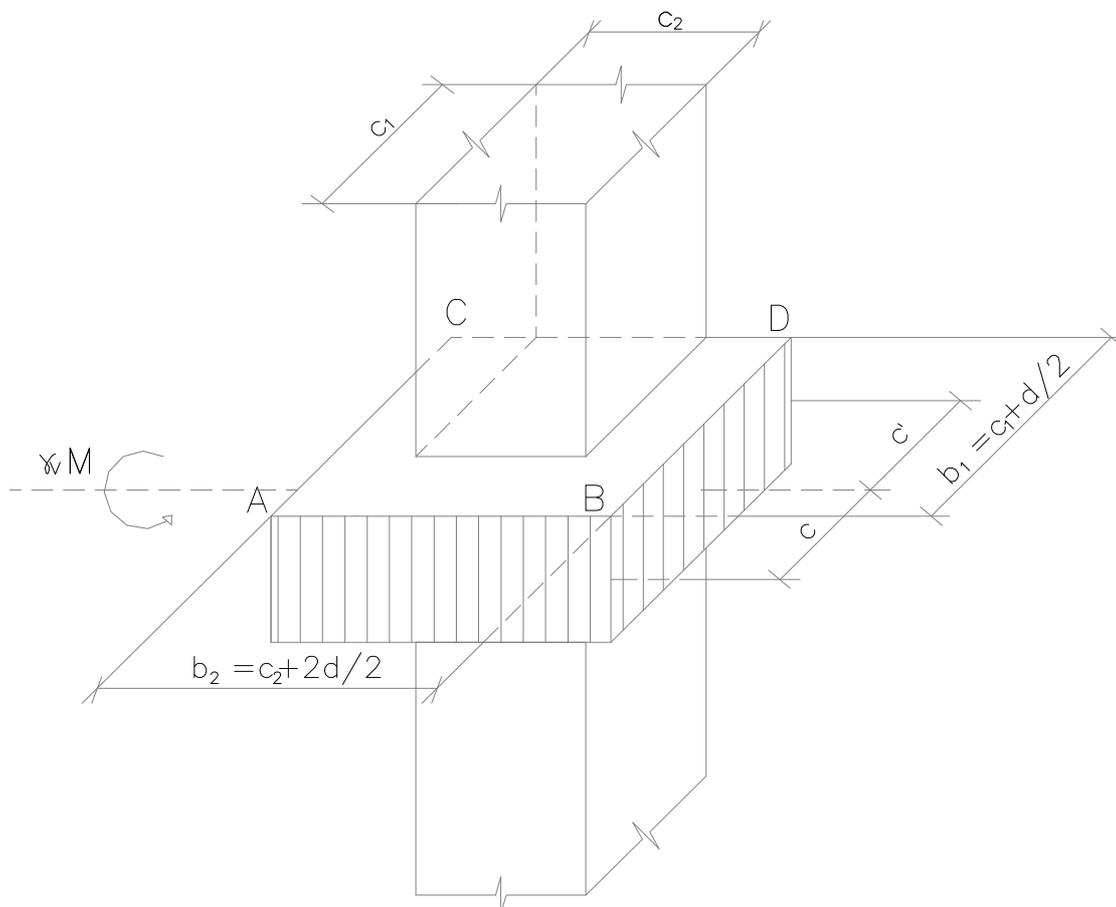


Fuente: Placencia P. (1999). Diseño Sismo Resistente de Edificios con Vigas Banda. Quito.

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

Columna Exterior (flexión perpendicular al borde)

FIGURA 5.6.-Nomenclatura usada para el chequeo de punzonamiento (columna exterior) en losa plana.



Fuente: Placencia P. (1999). Diseño Sismo Resistente de Edificios con Vigas Banda. Quito.

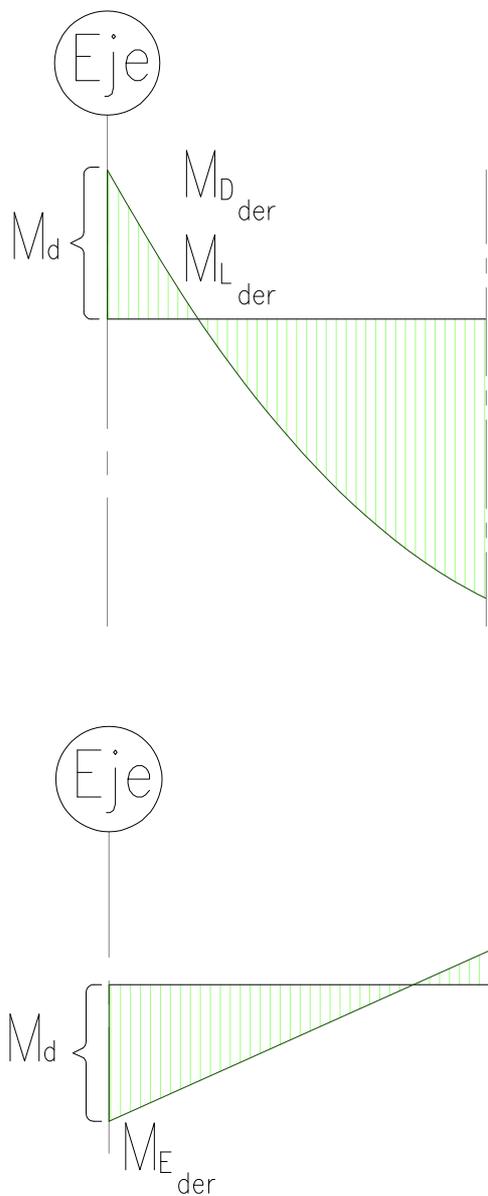
Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

$$A_c = (2b_1 + b_2)d$$

$$\frac{J}{c} = \frac{[2b_1 \cdot d(b_1 + 2b_2) + d^3(2b_1 + b_2)]}{6}$$

$$\frac{J}{c'} = \frac{[2b_1^2 \cdot d(b_1 + 2b_2) + d^3(2b_1 + b_2)]}{6(b_1 + b_2)}$$

FIGURA 5.7a y 5.7b.-Esquema para el cálculo del momento desbalanceado debido a cargas verticales y sísmicas para una columna exterior.



Fuente: Placencia P. (1999). Diseño Sismo Resistente de Edificios con Vigas Banda. Quito.

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

Fórmulas Generales

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}}$$

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f$$

$$b_{ef} = \max\left(\frac{l_2}{3}, c_2 + 1.5 \cdot h_{izq} + 1.5 \cdot h_{der}\right)$$

l_2 : semisuma de las longitudes perpendiculares y adyacentes al pórtico analizado.

$$b = b_{viga\ banda} + N^{\circ} \text{ de nervios en } b_{ef} \cdot b_{nervios}$$

$$A_s = A_{s_{superior}} \text{ en } b_{ef} + A_{s_{inferior}} \text{ en } b_{ef}$$

$$\phi \cdot V_{n_{m\acute{a}x}} = 0.85 \cdot 1.06 \sqrt{f'_c}$$

Solicitaciones de Carga Vertical:

$$V_u = 1.4V_D + 1.7V_L$$

$$M_d = |M_{izq} - M_{der}|$$

$$M_{u_d} = 1.4M_{D_d} + 1.7M_{L_d}$$

$$V_{u_{AC\ m\acute{a}x}} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v \cdot M_{u_d}}{J/c} \text{ (columna interna y externa)}$$

$$V_{u_{AC\ m\acute{i}n}} = \frac{V_u}{A_c} - \frac{\gamma_v \cdot M_{u_d}}{\frac{J}{c'}} \text{ (columna externa)}$$

$$\text{m\acute{a}x}(V_{u_{AC\ m\acute{a}x}}, |V_{u_{AC\ m\acute{i}n}}|) \leq \phi \cdot V_{n_{m\acute{a}x}} \rightarrow OK$$

Solicitaciones de Sismo de C\`alculo

$$V_u = 0.75 \cdot (1.4V_D + 1.7V_L + 1.87V_E)$$

$$M_u = 0.75(1.4M_{D_d} + 1.7M_{L_d} + 1.87M_{E_d})$$

$$V_{u_{AC\ m\acute{a}x}} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v \cdot M_u}{J/c} \text{ (columna interna y externa)}$$

$$V_{u_{AC\ m\acute{i}n}} = \frac{V_u}{A_c} - \frac{\gamma_v \cdot M_u}{J/c'} \text{ (columna externa)}$$

$$\text{m\acute{a}x}(V_{u_{AC\ m\acute{a}x}}, |V_{u_{AC\ m\acute{i}n}}|) \leq \phi \cdot V_{n_{m\acute{a}x}} \rightarrow OK$$

Solicitaciones de Sismo por Capacidad

$$V_u = 0.75 \cdot (1.4V_D + 1.7V_L + 1.87V_E)$$

$$M_1 = (A_{S_{superior}} \text{ en } b_{ef}) (1.25f_y) \left(d - \frac{(A_{S_{superior}} \text{ en } b_{ef}) (1.25f_y)}{1.7f'_c \cdot b} \right)$$

$$M_2 = (A_{S_{inferior}} \text{ en } b_{ef}) (1.25f_y) \left(d - \frac{(A_{S_{inferior}} \text{ en } b_{ef}) (1.25f_y)}{1.7f'_c \cdot b} \right)$$

$$M_{u_d} = M_1 + M_2 \text{ (interna)}$$

$$M_{u_d} = M_1 \text{ (externa)}$$

$$V_{u_{AC} \text{ máx}} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v \cdot M_{u_d}}{J/c} \text{ (columna interna y externa)}$$

$$V_{u_{AC} \text{ mín}} = \frac{V_u}{A_c} - \frac{\gamma_v \cdot M_{u_d}}{\frac{J}{c'}}$$

$$\text{máx}(V_{u_{AC} \text{ máx}}, |V_{u_{AC} \text{ mín}}|) \leq \phi \cdot V_{n\text{máx}} \rightarrow OK$$

Con las fórmulas recién mencionadas se procedió a realizar el chequeo de una columna interna y una externa (de borde) en el eje 3.

Columna Interna (B3)

Datos

TABLA 5.8. - Cargas verticales en la columna B3 sobre y bajo la losa del Nv. +2.55.

		D	L	Ex
Carga Vertical (ton)	Story 1	-15.74	-3.92	-0.16
	PB	-26.36	-6.7	-0.07
	V (ton)	10.62	2.78	0.09

Fuente: ETABS

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi.

Tabla 5.9. - Momentos a la izquierda y derecha de la columna B3 Nv. +2.55.

	M _{izq} (ton·m)	M _{der} (ton·m)	M _d (ton·m)
D	-1.507	-1.811	0.304
L	-0.409	-0.503	0.094
E _x	-0.894	0.923	1.817

Fuente: ETABS

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi.

c_1	25	cm
c_2	20	cm
h	20	cm
d	17.4	cm
f_y	4200	kg/cm ²
f'_c	182.46	kg/cm ²
b viga banda	30	cm
ubicación	interior	
$L_2 a$	310	cm
$L_2 b$	345	cm

Resultados

L_2	327.5	cm
$b_{ef 1} (L_2/3)$	109.17	cm
b_1	42.4	cm
b_2	37.4	cm
γ_f	0.58	
γ_v	0.42	
$b_{ef 2}$	80.0	cm
b efectivo	109.2	cm
Nº nervios en b_{ef}	0	
b	30.0	cm

As en 109.2 cm	
Nº varillas	\varnothing (mm)
Vigas banda superior	
2	12
Vigas banda inferior	
2	12

A_c	2777.04	cm ²
J/c	39775.24	cm ³
J/c'	39775.24	cm ³
$\varnothing V_n \text{ máx}$	12.17	kg/cm ²

Solicitaciones de carga Vertical

V_u	19.59	ton
M_{u_d}	0.59	ton·m
$V_{U_{AC}}$	7.67	kg/cm ²

OK

Solicitaciones de Sismo de Cálculo

Vu	14.82	ton
Mu	2.99	ton·m
VU _{AC}	8.46	kg/cm ²

OK

Solicitaciones de Sismo por capacidad

Vu	14.82	ton
M1	1.91	ton·m
M2	1.91	ton·m
Mud	3.83	ton·m
VU _{AC}	9.33	kg/cm ²

OK

Columna Externa (A3)

Datos

TABLA 5.10.- Cargas verticales en la columna A3 sobre y bajo la losa del Nv. +2.55.

		D	L	Ex
Carga Vertical (ton)	Story 1	-9.02	-2	1.37
	PB	-14.61	-3.32	2.26
	V (ton)	5.59	1.32	0.89

Fuente: ETABS

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi.

TABLA 5.11.- Momentos a la izquierda y derecha de la columna A3 Nv. +2.55.

	M _{izq} (ton·m)	M _{der} (ton·m)	M _d (ton·m)
D	0	-0.989	0.989
L	0	-0.269	0.269
E _x	0	1.002	1.002

Fuente: ETABS

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi.

c ₁	20	cm
c ₂	30	cm
h	20	cm

d	17.4	cm
f _y	4200	kg/cm ²
f'c	182.46	kg/cm ²
b viga banda	30	cm
ubicación	exterior	
L ₂ a	310	cm
L ₂ b	470	cm

Resultados

L ₂	390	cm
b _{ef 1} (L ₂ /3)	130.00	cm
b ₁	28.7	cm
b ₂	47.4	cm
γ _f	0.66	
γ _v	0.34	
b _{ef 2}	90.0	cm
b efectivo	130.0	cm
Nº nervios en b _{ef}		2
b	50.0	cm

As en 130.0 cm	
Nº varillas	∅ (mm)
Vigas banda superior	
2	12
Total nervios superior	
2	12

Ac	1823.52	cm ²
J/c	23763.90	cm ³
J/c'	8962.21	cm ³
∅Vn máx	12.17	kg/cm ²

Solicitaciones de carga vertical

V _u	10.07	ton
M _{u_d}	1.84	ton·m
V _{u_{AC} máx}	8.17	kg/cm ²
V _{u_{AC} mín}	-1.50	kg/cm ²

OK

Solicitaciones de sismo de cálculo

Vu	8.80	ton
Mu	2.79	ton·m
VU _{AC} máx	8.83	kg/cm ²
VU _{AC} mín	-5.79	kg/cm ²

OK

Solicitaciones de sismo por capacidad

Vu	8.80	ton
M1	3.77	ton·m
VU _{AC} máx	10.24	kg/cm ²
VU _{AC} mín	-9.54	kg/cm ²

OK

5.5 VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL

La vulnerabilidad estructural hace referencia a la susceptibilidad que la estructura presenta frente a posibles daños en aquellas partes que la mantienen en pie ante un sismo grande⁸.

Con el objeto de diagnosticar la vulnerabilidad estructural de esta edificación se realizaron estudios de suelos, ensayos en hormigón con el martillo esclerométrico; cuyos resultados obtenidos se encuentran en el capítulo 3.

Se analizaron modelos matemáticos tridimensionales de esta edificación para poder observar las falencias existentes; y de esta manera proponer la solución más adecuada.

El diagnóstico de la estructura proveyó los resultados siguientes:

- El suelo de la cimentación es suficientemente resistente para soportar la edificación, razón por la cual no se evidencian en paredes o contrapiso grietas que indiquen problemas de cimentación.
- La calidad y resistencia de los materiales constitutivos de la estructura, ya que fueron hechos en sitio y artesanalmente, evidencian que no son adecuados.

⁸ OPS/Cardona O. (2000), Fundamentos para la Mitigación de Desastres en Establecimientos de Salud. Washington, D.C.

- c) En cuanto al refuerzo transversal, ni el espaciamiento, ni el área de acero son adecuados para un buen confinamiento en las columnas.
- d) Los diagramas de interacción de columnas realizados se concluye que no están dentro de la región permisible para un comportamiento dúctil.
- e) No se halló problemas de punzonamiento en la losa.
- f) Las derivas están fuera del límite permitido por el código.

Los chequeos realizados anteriormente resultan pertinentes tomando en cuenta la siguiente definición de elementos estructurales:

Elementos estructurales.- Son aquellos que conforman el sistema resistente de la estructura, soportan y transmiten a la fundación las fuerzas del peso propio de la estructura y lo que contiene, además de las cargas ocasionadas por sismos, u otras acciones provenientes de fenómenos naturales. Entre los elementos estructurales se incluyen: losas, muros, cimientos, vigas y columnas.

En el caso particular de esta edificación se realizaron ciertos chequeos en una losa, la cimentación y columnas, que permitieron dar un diagnóstico de la estructura. De la definición anterior, el sismo es precisamente la acción que interesa en este proyecto de entre otras provenientes de fenómenos naturales que puede haber.

CAPÍTULO 6

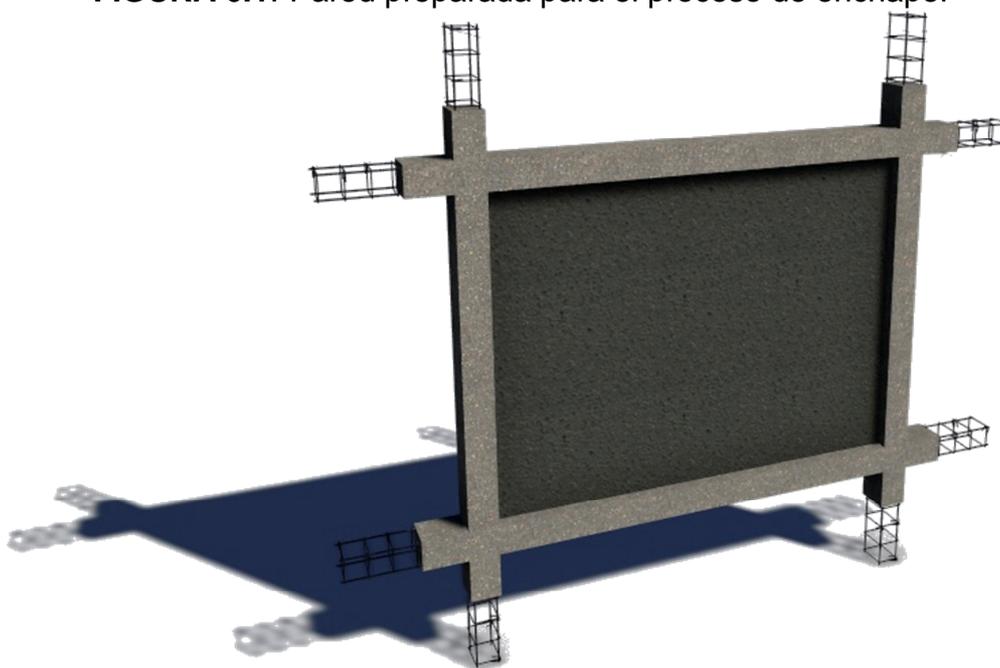
DESCRIPCIÓN DEL PROCESO DE REFORZAMIENTO

A continuación se presenta en orden el procedimiento que se debe emplear para enchapar paredes constituidas de bloque. Se han considerado dos casos particulares que pueden presentarse en las paredes escogidas para realizar el enchapado.

6.1 ENCHAPADO EN PAREDES EXTERIORES

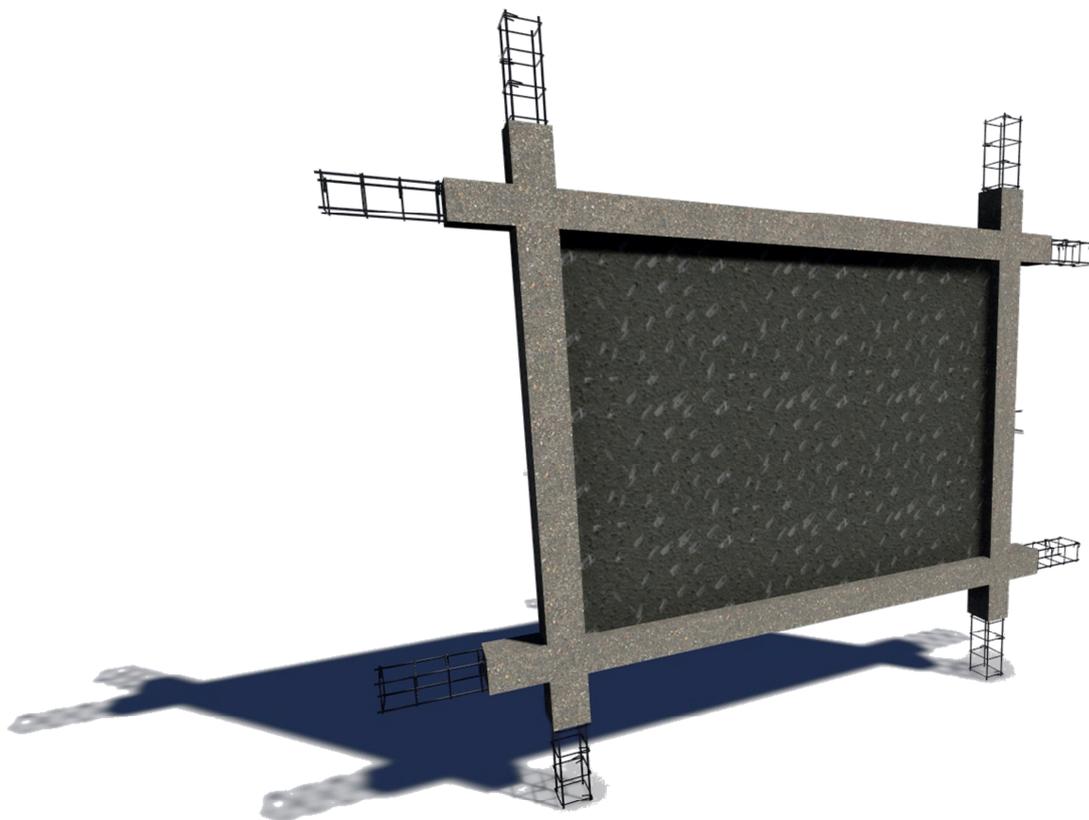
Este representa el caso en que las paredes están adosadas y sólo es posible la intervención desde el lado interior.

FIGURA 6.1.-Pared preparada para el proceso de enchape.



Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

La figura 6.1 representa la pared que se ha seleccionado para enchapar, a la cual se le ha removido la pintura y el estuco con la ayuda de una herramienta menor: la espátula. De quedar masilla suelta o por desprenderse, se la deberá retirar de una vez. También se debe realizar este proceso en una franja de 5 cm de ancho que recorre el contorno de la pared (sobre el tumbado, sobre el piso y superficie de columnas).

FIGURA 6.2.- Picoteado de enlucido.

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

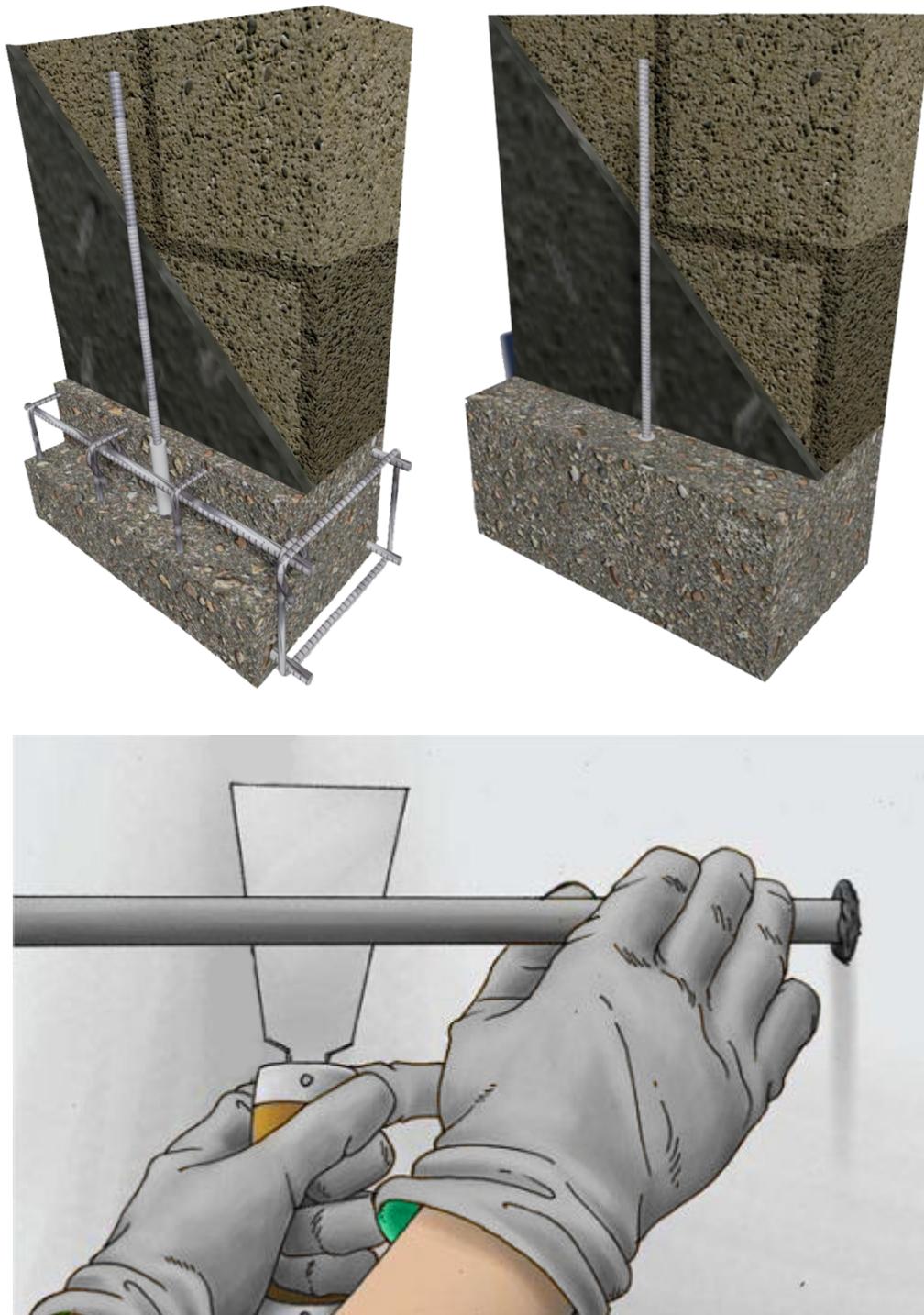
Ahora se procede a picar manualmente el enlucido vertical con una punta, cincel y martillo o combo. El objetivo es realizar pequeñas hendiduras y de manera arbitraria para conseguir una superficie rugosa y que el mortero que se utilizará al final del enchapado pueda adherirse al mortero existente que está conformando el enlucido.

Este paso hay que realizarlo con cuidado para no romper los bloques que conforman la pared.

Igual que en el paso anterior, el picoteado se realiza en el contorno de la pared.

Al termina este paso habrá polvo en las hendiduras realizadas, así que será necesario limpiarlo; para lo cual se empleará una pequeña brocha.

FIGURA 6.3a, 6.3b y 6.3c.- Perforación y colocación de epóxico de anclaje.



Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

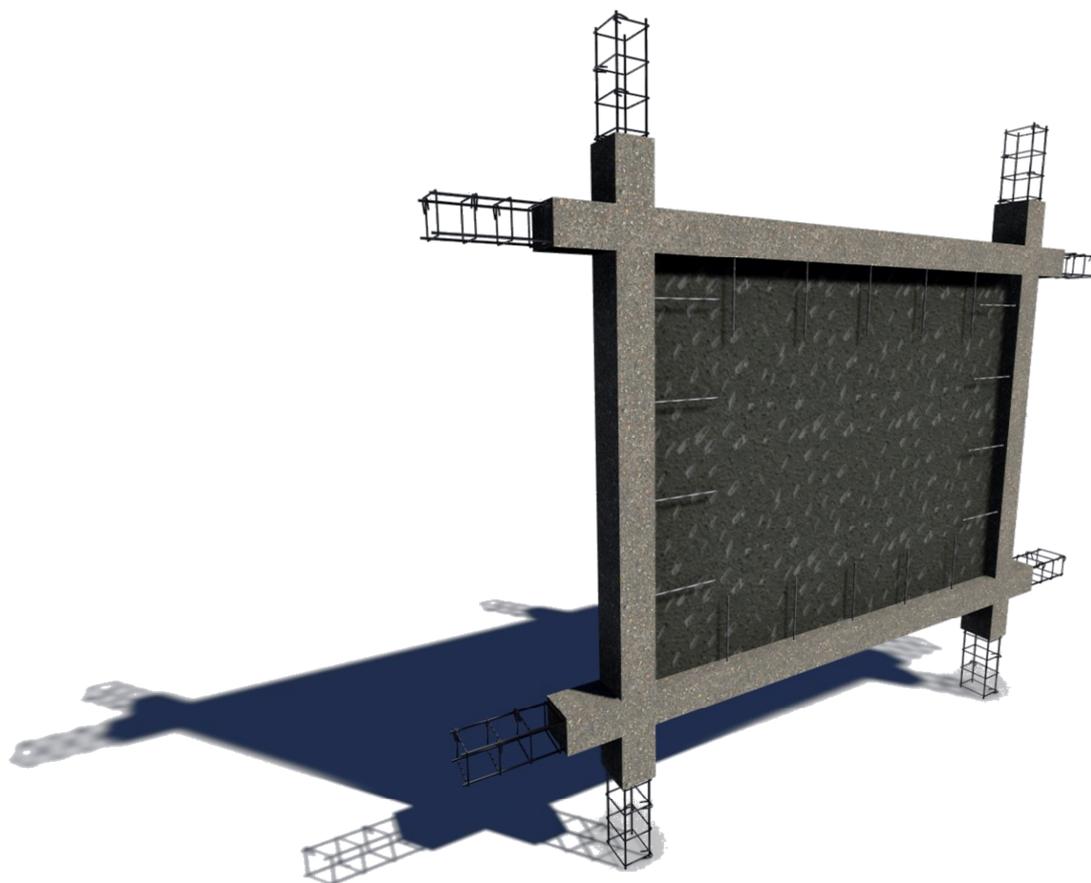
En la figura 6.3 se muestra la perforación que debe hacerse con un taladro de broca de diamante $\varnothing \frac{1}{2}$ " a una profundidad de 10 cm. Las perforaciones se hacen

en hileras paralelas al plano de la pared dentro de una franja de 5 cm de ancho en los 4 lados que rodean la pared. Los “chicotes” son varillas corrugadas de \varnothing 10 mm y 50 cm de longitud, para cortarlos se utilizará una sierra o una cizalla. Se limpia el polvo de las perforaciones para lo cual se puede emplear un cepillo de nylon de 1” y una sopladora para realizar la limpieza final.

Una vez limpias las perforaciones se prepara el epóxico en una pistola inyectora adecuada para el efecto, de acuerdo a las indicaciones del fabricante. Se introduce la boquilla de la pistola inyectora hasta el fondo de cada perforación y se aplica el epóxico gradualmente y retrocediendo con la pistola poco a poco hasta llenar las dos terceras partes del agujero. Luego se introduce el elemento a anclar con un ligero movimiento de rotación.

Si el epóxico llegara a desbordarse fuera del hueco, es necesario quitar ese excedente con una espátula.

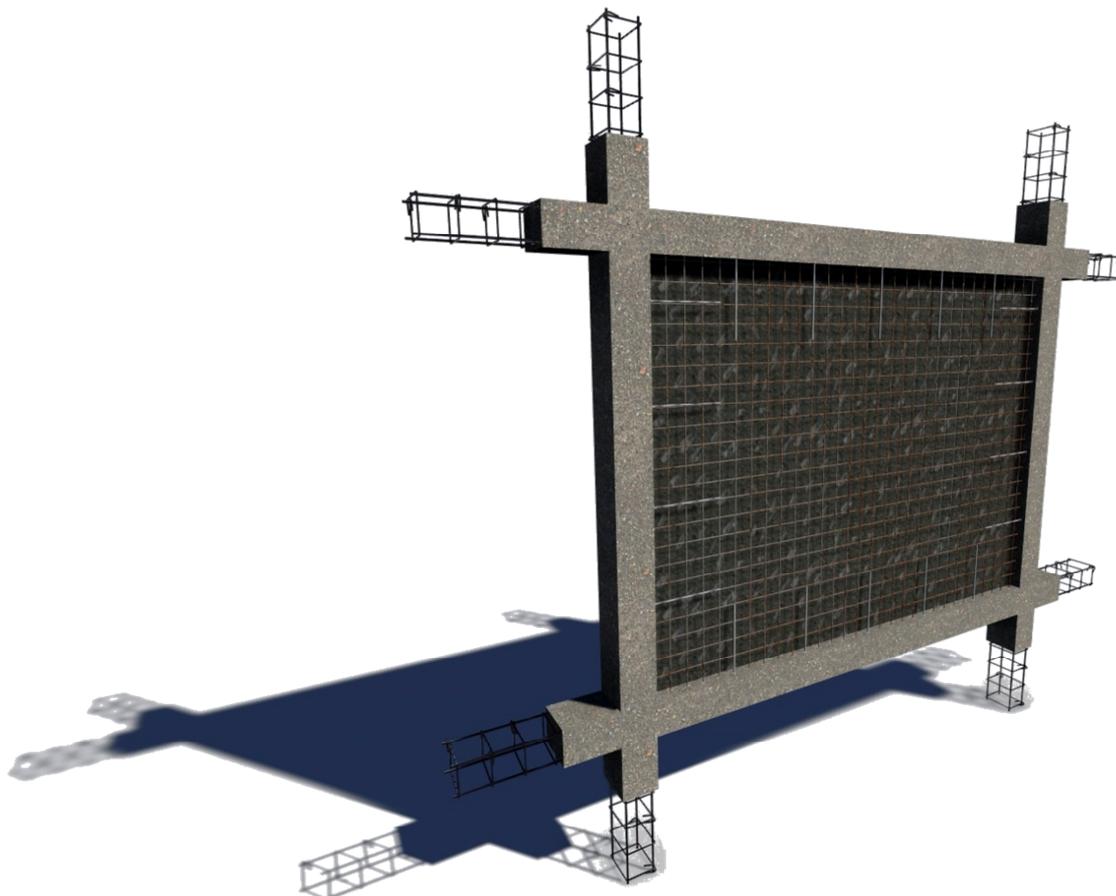
FIGURA 6.4.- Distribución de “chicotes” alrededor de la pared.



Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

Los “chicotes” colocados de la manera anteriormente descrita deben tener una separación de 50 cm entre ellos. Estos elementos se requieren para poder sujetar la malla que se colocará luego.

FIGURA 6.5.- Colocación de malla electrosoldada.



Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

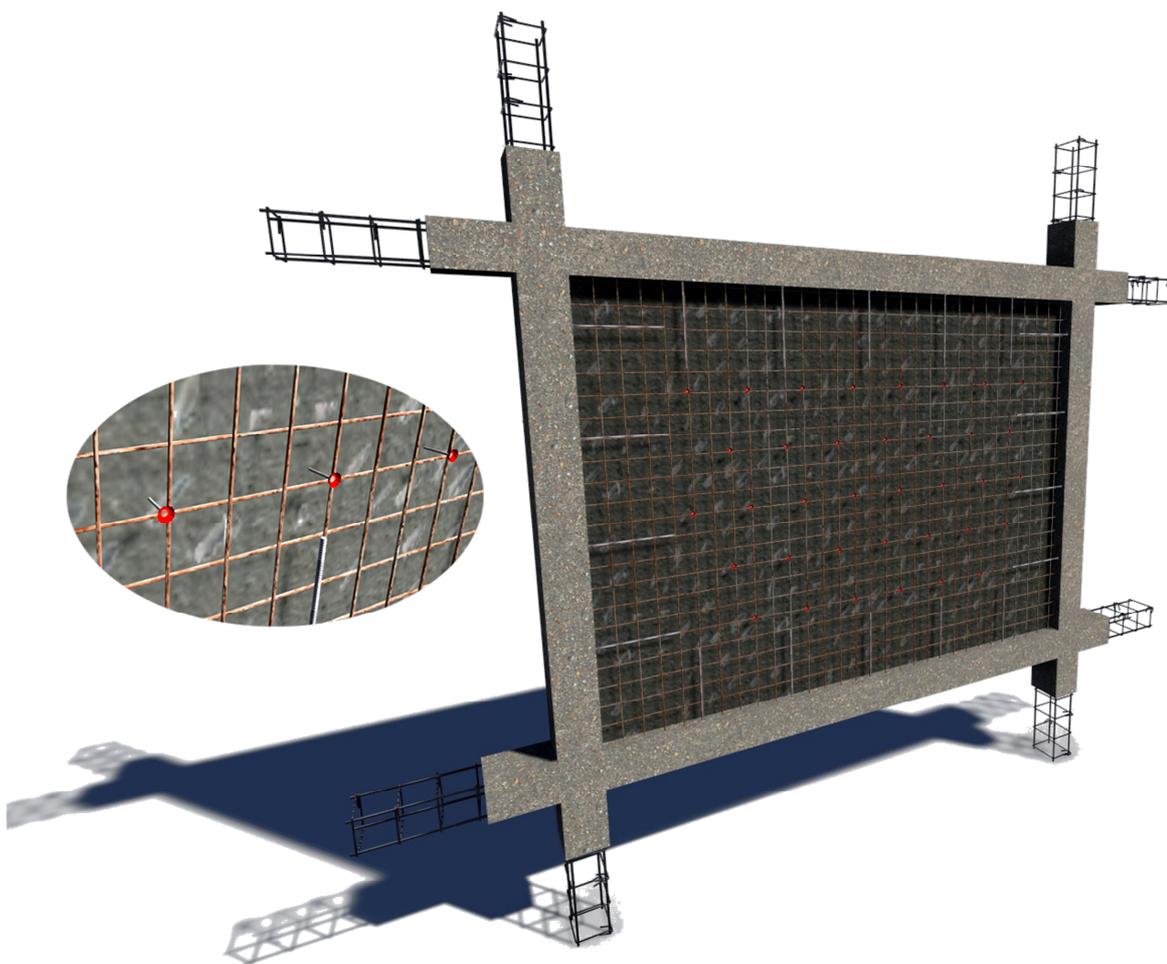
La malla electrosoldada que se colocará es de acero de alta resistencia de \varnothing 4 mm cada 10 cm y debe estar libre de toda suciedad, escamas sueltas, pintura, herrumbre u otra sustancia que perjudique la adherencia con la masilla nueva.

Los cortes se los efectuará de acuerdo a las dimensiones de la pared en que se va a colocar y serán realizados con una sierra o una cizalla.

Se emplean ciertos artificios para colocar la malla electrosoldada entre la pared y los “chicotes”: primero, con la herramienta llamada “perro” se dobla ligeramente hacia afuera los 2 primeros “chicotes” de la fila superior y de la inferior; luego se introduce la malla hasta el tope, de esta forma la malla estará metida casi en su

totalidad excepto que los “chicotes” horizontales de la columna izquierda estarán por debajo de la malla, por tanto, aprovechando la flexibilidad de la malla se la contra doblándola en un eje vertical hacia afuera por su mitad, lo necesario para finalmente introducirla detrás de los “chicotes” mencionados anteriormente. Recordar que se debe regresar a su estado anterior los “chicotes” que se habían doblado inicialmente.

FIGURA 6.6.- Amarre de malla y colocación de clavos de sujeción.



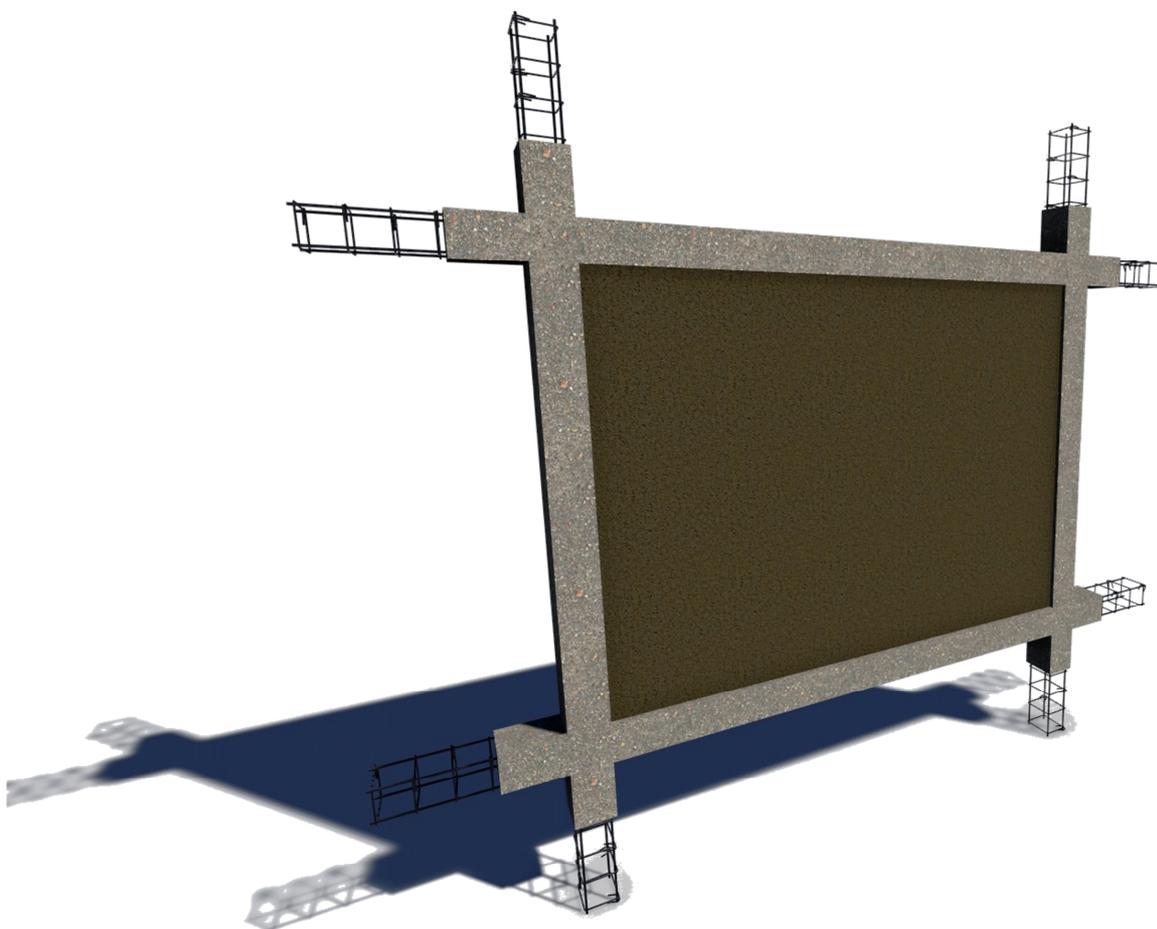
Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

Utilizando alambre galvanizado # 18 y un amarrador de alambre se sujeta la malla electrosoldada a los “chicotes” y después se colocan los clavos de 1 ½” (que previamente han traspasado un “tillo”) justo al lado de una intersección en la malla. Las filas de clavos estarán separadas 30 cm entre ellas, así mismo en cada fila los clavos estarán separados la misma distancia. Se deben desplazar las filas

en dirección horizontal saltando una, de modo que la distribución de los clavos se asemeje a una red de forma romboidal para de esta manera no propiciar un plano de falla. Los “tillos” se colocan con los dientes en dirección opuesta a la pared y sirven para proporcionar un mejor ajuste a la malla.

Luego se procede a amarrar todos los clavos con la malla, de la misma manera que se hizo con los “chicotes”.

FIGURA 6.7.- Enlucido de enchape.



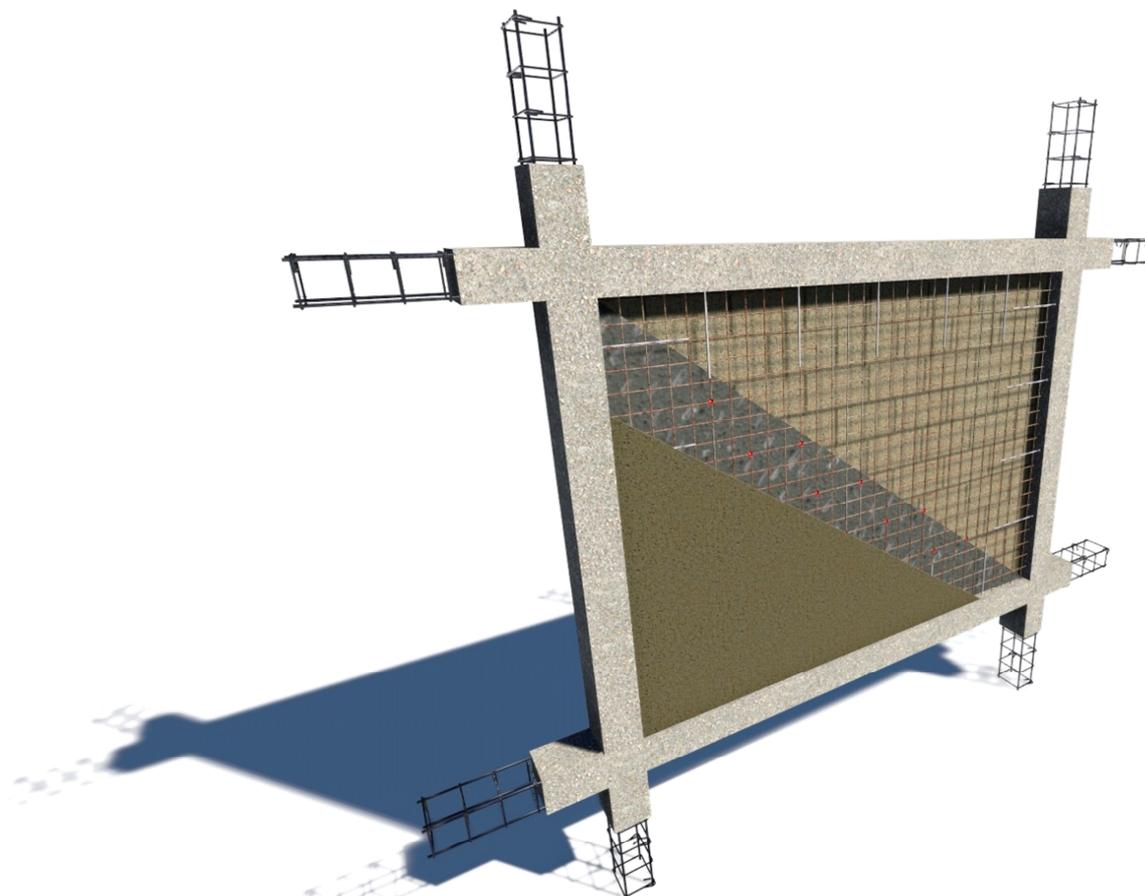
Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

Finalmente, para la conformación de un revestimiento de la pared intervenida se fabricará un mortero cemento – arena en relación 1:3. Este mortero puede ser realizado en sitio y deberá agregársele un aditivo impregnante para poder unir el mortero existente con el nuevo.

Inicialmente se mojará la pared y a continuación se empleará un champeado grueso aplicado con pala, que se igualará mediante un “codal” y ajustando los plomos al de las maestras establecidas. Esta capa tiene que tener un espesor de 10 a 20 mm. Además el “codal” usado tendrá 3 m de longitud, será perfectamente recto, sin alabeos o torceduras, de madera o metálico y sus movimientos serán longitudinales y transversales para obtener una superficie uniformemente plana.

La segunda capa, se colocará inmediatamente a continuación de la precedente, cubriendo toda la superficie con un espesor uniforme hasta completar los 30 mm e igualándola mediante el uso del “codal”, un “bailejo” y una paleta de madera de mínimo 200 x 800 mm, utilizando esta última con movimientos circulares. Igualada y verificada la superficie, se procederá al acabado de la misma, con la paleta de madera. Para un acabado fino se espolvoreará la superficie con cemento seco y se pasará una esponja humedecida en agua, con movimientos circulares uniformemente efectuados.

FIGURA 6.8.- Reforzamiento seccionado (pared externa).

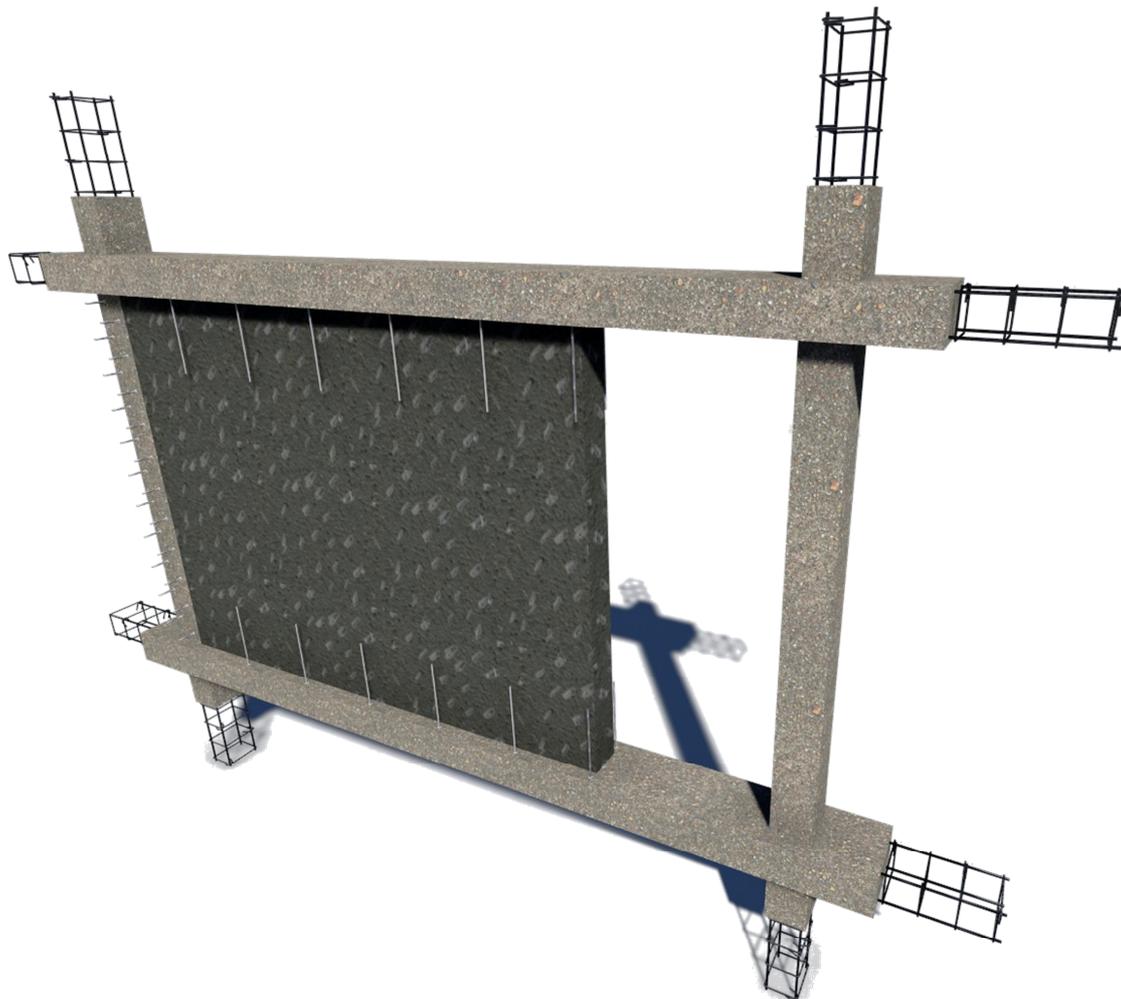


Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

6.2 ENCHAPADO EN PAREDES INTERIORES

Este representa el caso común de paredes interiores que dejan una abertura para la puerta. De este modo es posible realizar el enchapado a ambos lados de la pared como se describe a continuación.

FIGURA 6.9.- Distribución de “chicotes”.



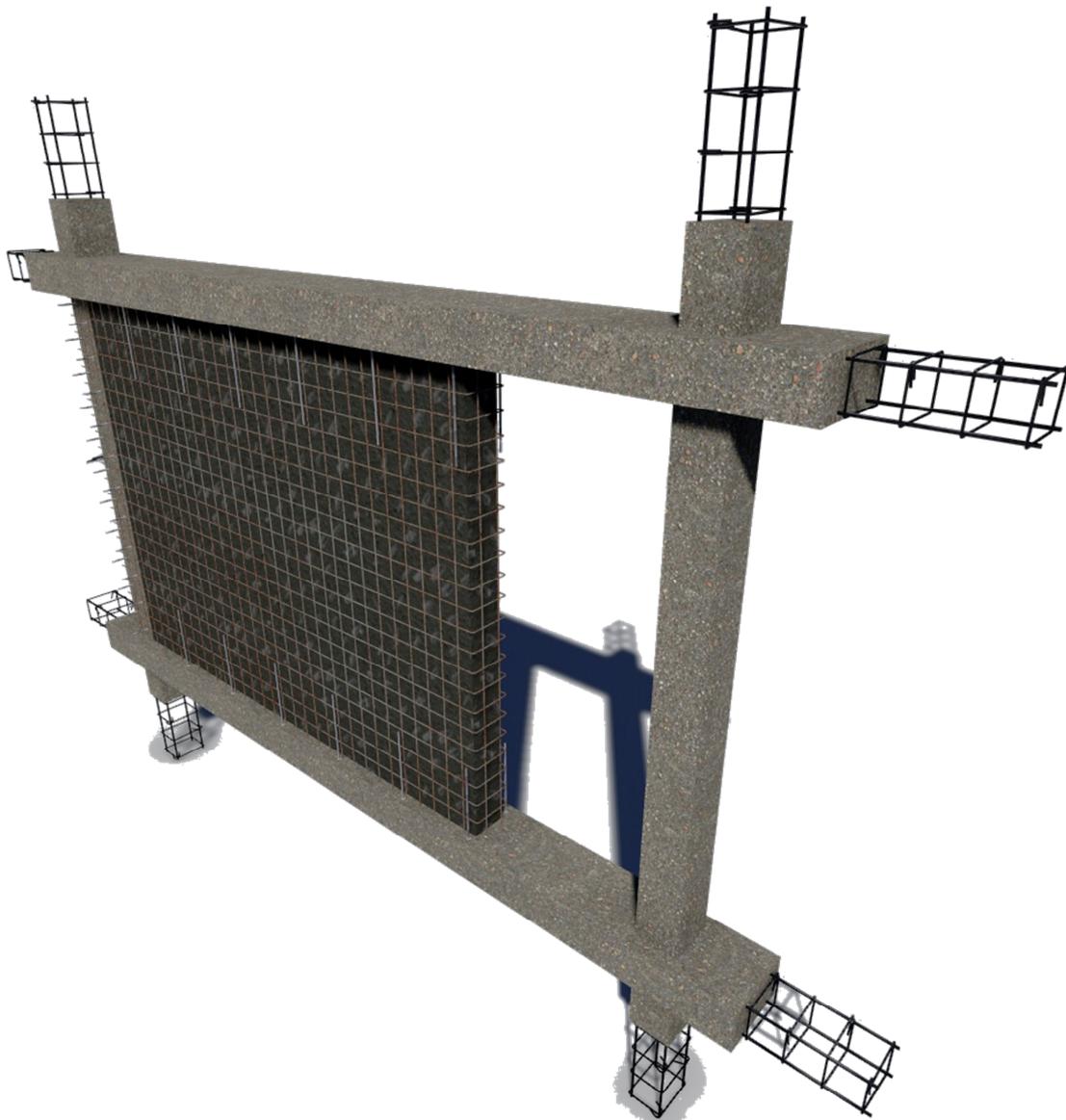
Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

El procedimiento de limpieza, picoteado del enlucido, perforación y colocación de epóxico es similar al descrito en el caso de enchapado en paredes exteriores.

En este caso particular, al no poder sujetar la malla entre dos columnas, se distribuyen los “chicotes” en una fila superior e inferior como se muestra en la figura 6.9 y además se colocan “chicotes” en la columna adyacente a la pared perpendicularmente al plano de la misma. Estos últimos se colocan en dos hileras verticales y en forma de zig-zag, sobresaliendo 10 cm y embebidos la misma

longitud. En cada hilera vertical, aquellos tienen una separación de 20 cm. En la cara opuesta de la columna y el lado opuesto de la pared se colocan los “chicotes” de la misma manera, tal como se muestra en la figura 6.10b.

FIGURA 6.10a.- Colocación de malla electrosoldada.



Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

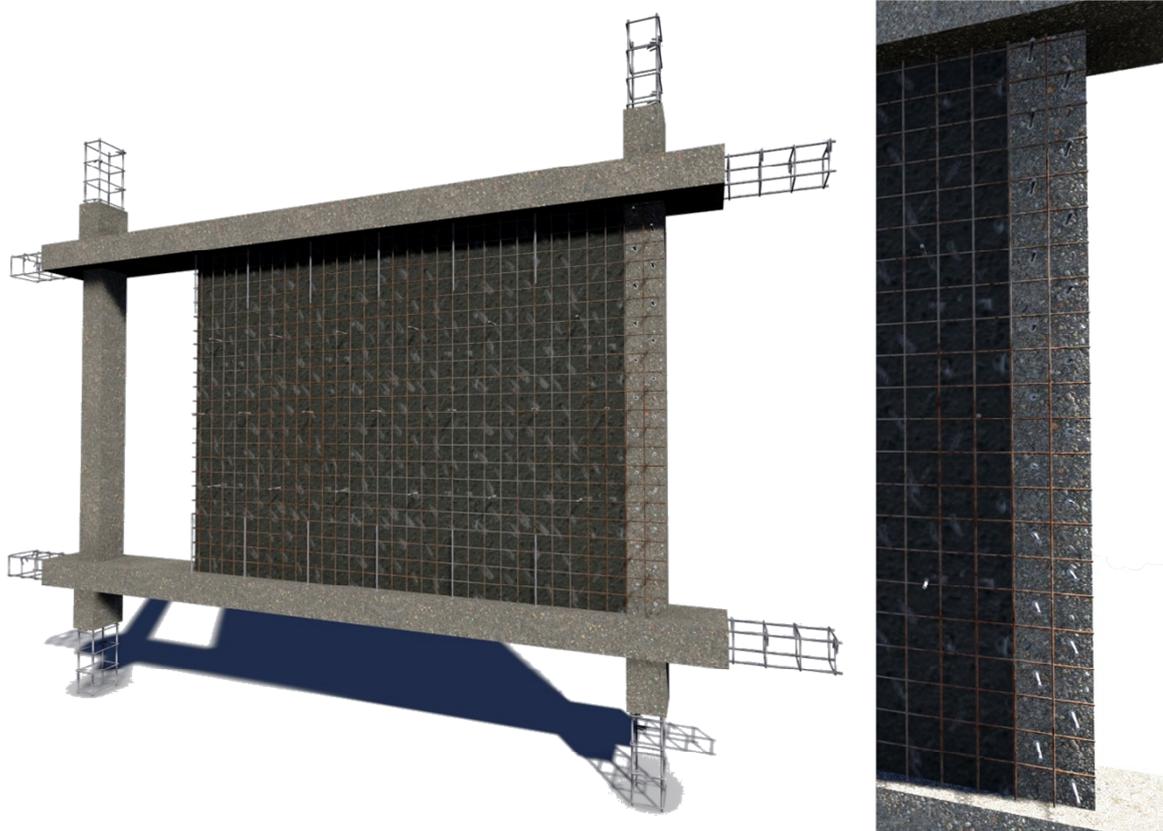
En este caso la colocación de la malla electrosoldada es más simple pues se la puede introducir por el borde libre de la pared entre aquella y los “chicotes”, luego se dobla la malla alrededor de dicho borde para cubrir el otro lado como se muestra en la figura 6.11b. La malla se corta según los requerimientos y en caso de no alcanzar a cubrir el área que se necesita se puede usar otro pedazo de malla con un traslape de 20 cm.

Los traslapes con mallas electrosoldadas deben realizarse siguiendo las instrucciones del Código Ecuatoriano de la construcción sección 7.8 y según ACI 318-08 sección 12.7; 12.8; 12.18; 12.19. El traslape no será menor a al espaciamiento entre varas paralelas de la malla aumentado en 5 cm; por tal razón en el caso particular que se está describiendo se ha adoptado un traslape de 20 cm como se menciona en el párrafo anterior.

La figura 6.10b muestra la colocación de la malla en la parte posterior de la pared y un acercamiento a la columna adyacente a la misma que permite apreciar mejor la distribución de “chicotes” en dicha columna.

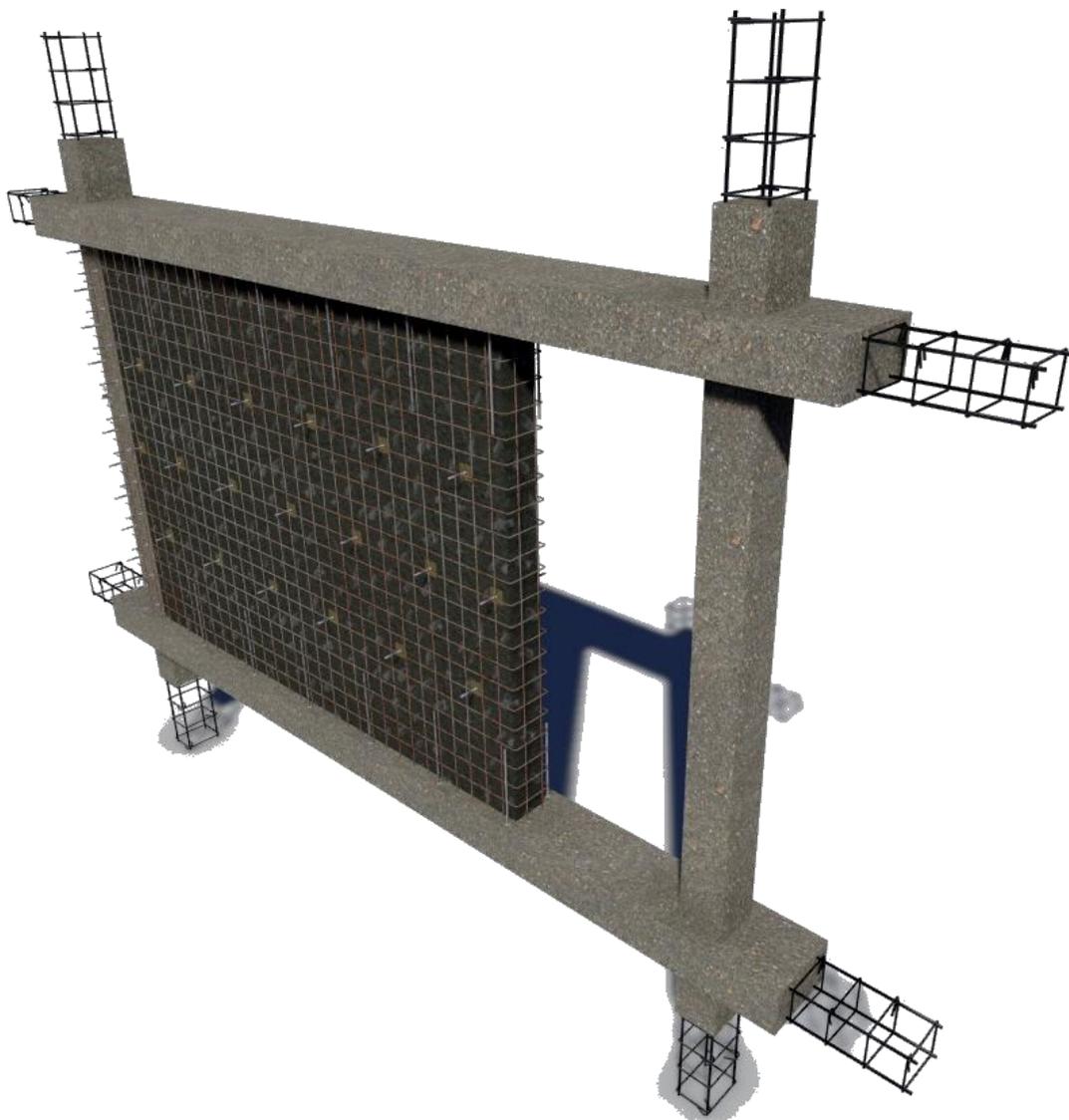
En caso de que la pared no tenga una abertura como en la figura 6.10b, la malla electrosoldada se colocará en las dos caras de acuerdo con las dimensiones necesarias pues no será posible realizar un dobléz en la malla.

FIGURA 6.10b.- Colocación de malla electrosoldada y detalle de distribución de “chicotes” (parte posterior de pared).



Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

FIGURA 6.11a.- Detalle perforación (atravesando la pared) y relleno de mortero.



Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

El objetivo en este paso es atravesar la pared con una varilla corrugada de \varnothing 10mm y una longitud tal que sobresalga 10 cm a cada lado de la pared. Para cortarlas se utilizarán las mismas herramientas que para cortar los “chicotes”.

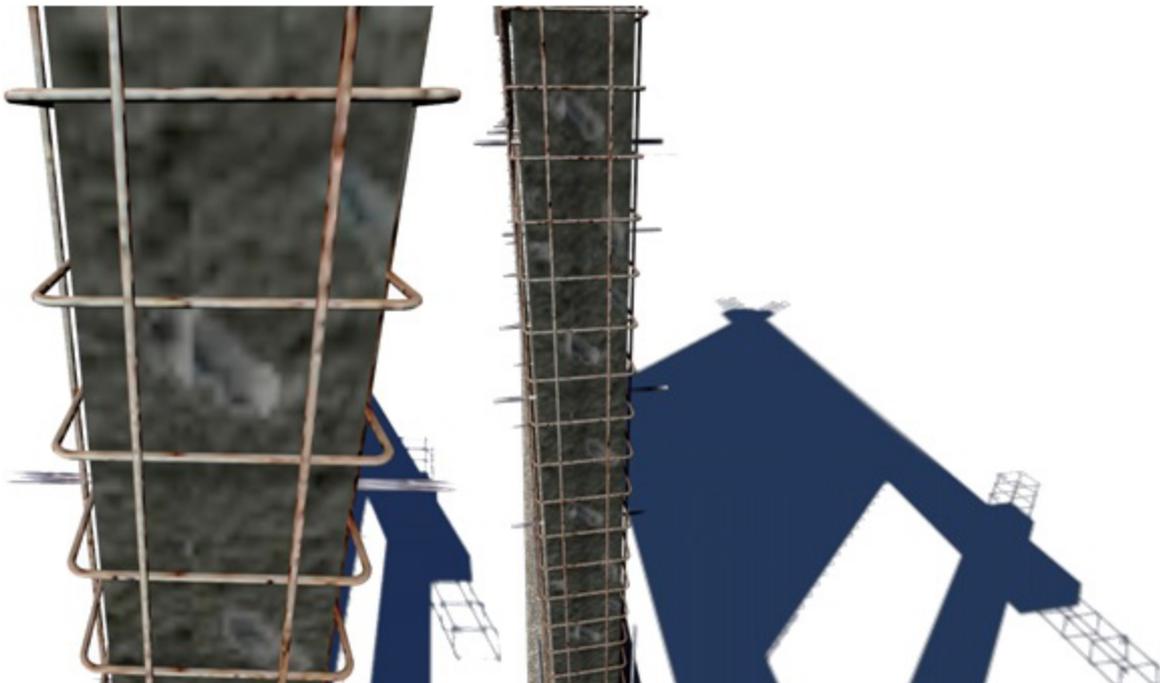
Se escogerá un lado de la pared en la que se practicarán aberturas de $5 \times 5 \text{cm}^2$ atravesando el enlucido y la cara del bloque de ese lado. En la superficie opuesta y a la altura de cada abertura hecha anteriormente, empleando un taladro de broca $\varnothing \frac{1}{2}$ ”, se abrirá un orificio de diámetro ligeramente mayor que el de la varilla que atravesará la pared, para darle cierta holgura.

Estas aberturas y orificios deben ser tales que las varillas que se coloquen estén separadas 50 cm entre ellas en cada fila y además la separación entre filas será de ese mismo valor. Al igual que la colocación de los clavos que se mostró en la figura 6.6, las filas de varillas deben desplazarse horizontalmente saltando una de tal forma que se forme una especie de red romboidal para no provocar un plano de falla inminente.

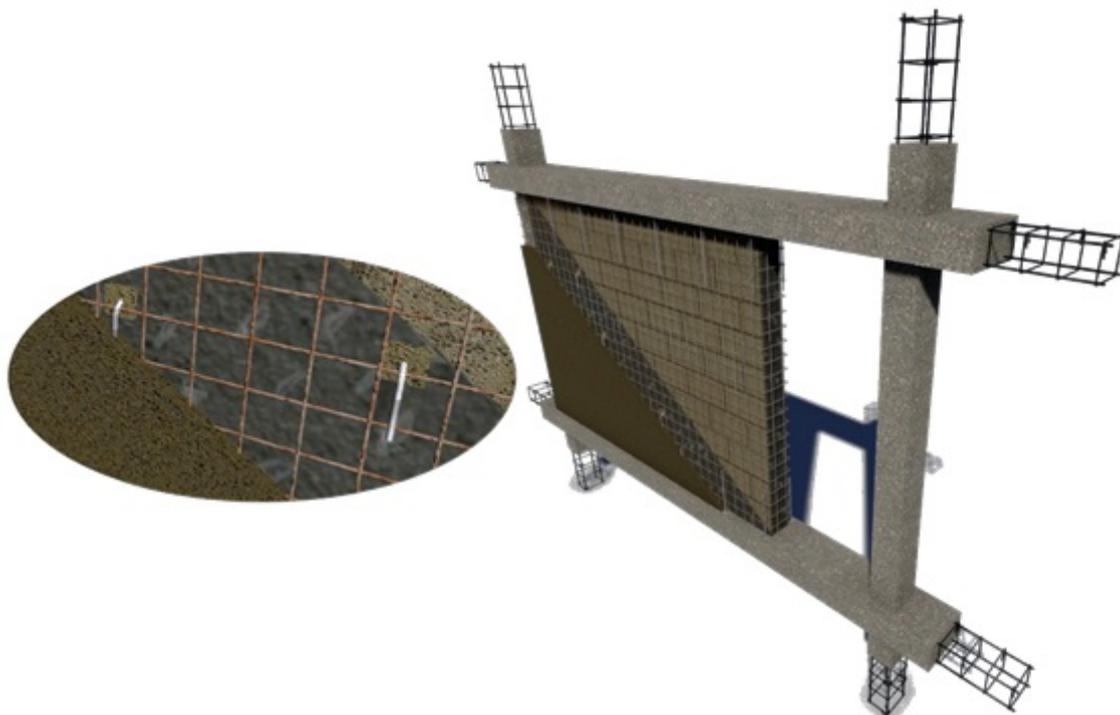
Se humedece el interior de las aberturas hechas para luego ubicar las varillas cortadas anteriormente e inmediatamente rellenarlas con cascajo y mortero, utilizando el “bailejo”. El mortero a utilizarse para el efecto será de una proporción 1:3 y se lo necesitará en poca cantidad. Este mortero tendrá una consistencia similar a la que usualmente se emplea para las juntas entre bloques.

Las varillas que atraviesan la pared se ven como en la figura 6.11b.

FIGURA 6.11b.-Varillas que atraviesan la pared y doblez de malla.



Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

FIGURA 6.12.- Reforzamiento seccionado (pared interna)

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

En la figura 6.12 se muestra el paso final que consiste en doblar las varillas que habían atravesado la pared y amarrarlas a la malla electrosoldada. La malla electrosoldada que se usará, así como las características y proceso de amarre son los mismos que se describieron para la pared exterior. De igual manera el enlucido para acabado final del enchapado.

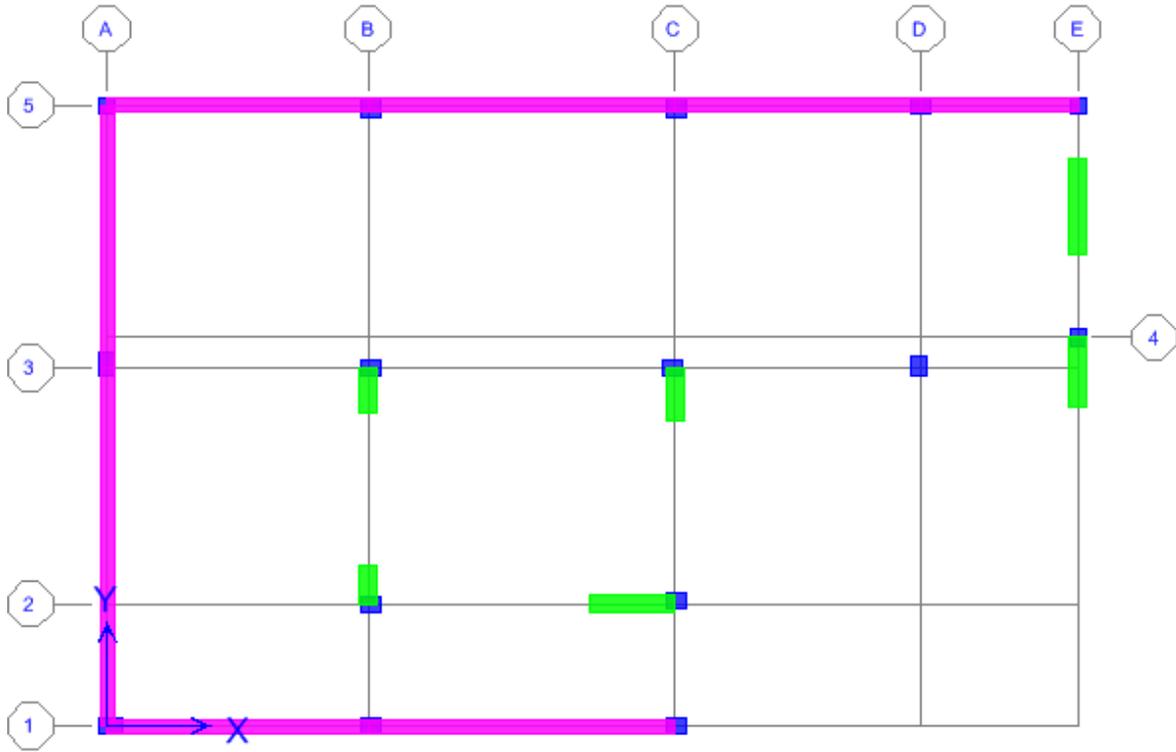
Para el doblado es conveniente valerse de un artilugio que consiste en un tubo metálico para colocarla alrededor de la varilla y doblarla fácilmente, recordar que a mayor brazo de palanca se necesita menor fuerza.

Luego de terminar el enchapado se deberá desalojar los desperdicios de los materiales utilizados en el proceso.

El acabado que se le dio al enchapado permite estucar y pintar de acuerdo al gusto del propietario y de esta manera no se causa impacto en el ambiente arquitectónico como se pretendía en este proyecto.

Los detalles específicos que se recomiendan para este proyecto constan en el anexo D.

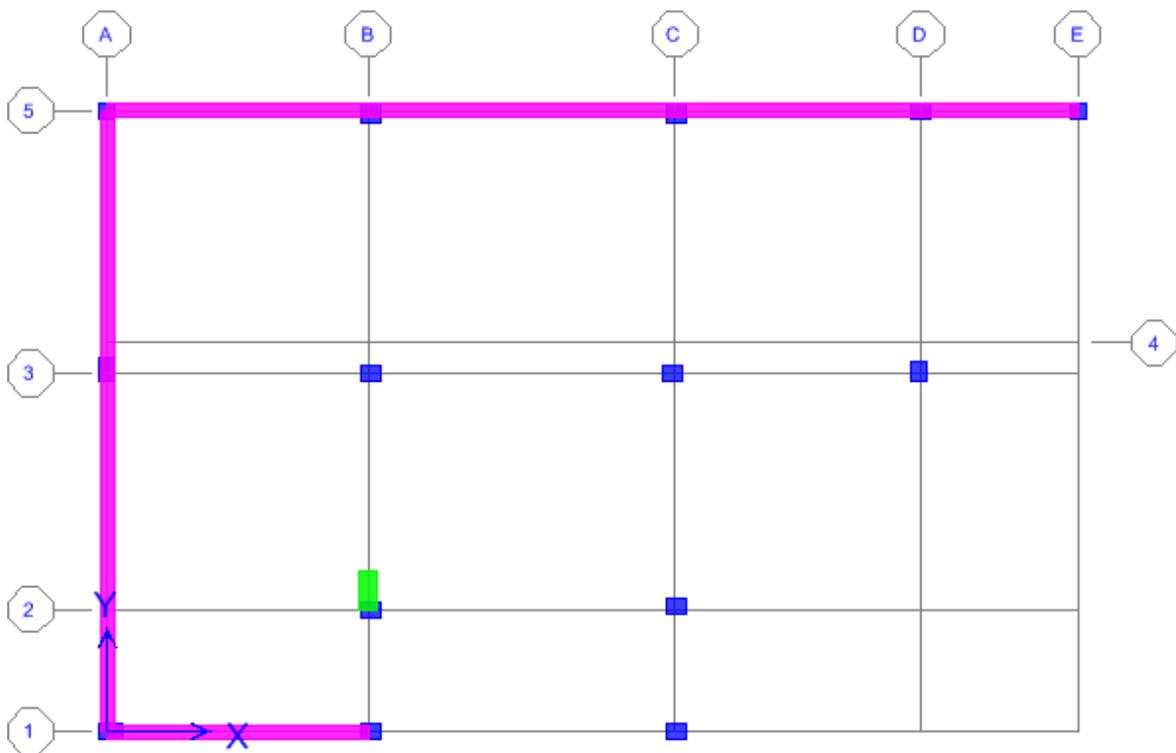
FIGURA 6.14.-Distribución de paredes enchapadas. Nv. + 2.55.



Fuente: ETABS

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

FIGURA 6.15.-Distribución de paredes enchapadas. Nv. + 5.02.



Fuente: ETABS

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

CAPÍTULO 7

MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA REFORZADA EN EL PROGRAMA ETABS, PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

En el presente modelo reforzado de la estructura se utilizaron las mismas combinaciones de cargas de la sección 4.5 y las mismas hipótesis de cálculo de la sección 4.6.

7.1 DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES A USARSE Y SUS PROPIEDADES MECÁNICAS

Los materiales a usarse en el modelo reforzado son los mismos que se describen en la sección 4.3 y por lo tanto también sus propiedades mecánicas, excepto por que aquellas son diferentes para la mampostería reforzada y el acero de las mallas electrosoldadas que se usará.

Malla electrosoldada:

Ø 4 mm @ 10 cm

$f_y = 5\ 000\ \text{kg/cm}^2$

$E = 2.1 \cdot 10^6\ \text{kg/cm}^2$

$G = 80\ 7692.31\ \text{kg/cm}^2$

Mampostería de bloque:

- Resistencia a la compresión

De acuerdo a la ecuación (3.1) del libro “Design of Masonry Structures” de A.W. Hendry, la siguiente ecuación permite el cálculo de la resistencia a la compresión de la mampostería en función de las propiedades de sus componentes por separado:

$$f'_m = 0.3f_b + 0.1f_{mr} + 0.25f_c \quad (7.1)$$

Siendo:

f'_m = Resistencia a la compresión de la mampostería

f_b = Resistencia a la compresión del mampuesto.

f_{mr} = Resistencia a la compresión del mortero.

f_c = Resistencia a la compresión del relleno (en caso de que se rellenen las celdas del mampuesto hueco).

En este caso no existe relleno en las celdas de los bloques, se ha decidido entonces usar los dos primeros términos a la derecha de esa ecuación y aumentar otro 10% de la resistencia del mortero de enchape.

$$f'_m = 0.3f_b + 0.1f_{mr} \text{ (en juntas)} + 0.1f_{mr} \text{ (de enchape)} \quad (7.2)$$

Los valores que se utilizarán en este cálculo son:

$$^9 f_b = 2 \text{ Mpa} = 20.39 \text{ kg/cm}^2$$

$$^{10} f_{mr} \text{ (en juntas)} = 12.28 \text{ Mpa} = 125.18 \text{ kg/cm}^2$$

$$^{10} f_{mr} \text{ (de enchape)} = 13.72 \text{ Mpa} = 139.86 \text{ kg/cm}^2$$

TABLA 7.1.- Requisitos de resistencia a la compresión de los bloques huecos de hormigón.

Tipo de Bloque	Resistencia mínima a la compresión en Mpa a los 28 días
A	6
B	4
C	3
D	2.5
E	2

Fuente: norma NTE INEN 0643:93

Para el valor de f_b se escogió el menor valor de la tabla 7.1, debido a que el bloque de la mampostería es bloque de Latacunga y de baja resistencia.

Esos valores se reemplazaron en la ecuación (7.2) obteniendo lo siguiente:

$$f'_m = [0.3(20.39) + 0.1(125.18) + 0.1(139.86)] \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

$$f'_m = 32.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{- Módulo de elasticidad } E = 13\,047.91 \text{ kg/cm}^2 \quad ^{11} (400 \cdot f'_m)$$

⁹ INEN. Norma NTE 0643:93.

¹⁰ Paredes J. y Fernández L. (2010). Investigación Teórico Experimental de un Sistema Estructural Alternativo. Quito. EPN.

¹¹ Díaz S. (2012). Apuntes de Aplicaciones Computacionales en Estructuras. Quito. EPN.

De la tabla 3.6 se obtuvo a través del ensayo esclerométrico que la resistencia a la compresión de la mampostería $f'm = 82.24 \text{ kg/cm}^2$, pero este valor relativamente alto se debe a que el impacto del martillo esclerométrico se realizó sobre el enlucido de la mampostería. Sin embargo, ese valor no representa el conjunto bloque-enlucido por eso se investigó la manera más adecuada de hallar dicho valor y se optó por usar la ecuación (7.2).

7.2 CÁLCULO DE CARGAS

Para el cálculo de cargas que se usarán para el modelo virtual de la estructura reforzada podrán servir algunos cálculos hechos para los modelos anteriores.

7.2.1 CARGAS VERTICALES

Tanto la carga viva como la carga muerta son iguales que para el modelo sin paredes descrito en la sección 4.4.1, excepto la densidad de paredes, ya que sólo se tomará en cuenta el peso de las paredes que no se han elegido para enchapar (aquellas que sí, se colocaron 'físicamente' en el modelo, y el programa *ETABS* considera su peso).

Todas las paredes que se van a enchapar son de bloques de 15 cm de espesor, (lo cual no quiere decir que todas las paredes con bloques de este espesor se seleccionaron para el reforzamiento) por eso a las paredes de esta característica se las ha dividido en dos grupos: las reforzadas y las que no se tomarán en cuenta para el reforzamiento. El peso de las paredes de bloque de 10 se aplicará solamente como carga virtual, es decir como carga distribuida sobre la losa.

Para calcular la densidad real de las paredes se ha seguido el siguiente procedimiento:

Densidad de Paredes Nv. +2.55**Área de paredes**

		L (m)	H (m)	AREA (m ²)
Paredes (incluido ventanas)	Bloque de 10	25.83	2.27	58.64
Ventanas				9.41
Paredes reforzadas	Bloque de 15	29.0487	2.27	65.94
Paredes no reforzadas				10.01

Área de mampostería de 10 (m ²)	49.22
Área de mampostería de 15 reforzada (m ²)	65.94
Área de mampostería de 15 no reforzada(m ²)	10.01

Peso de bloques

Espesor del Bloque (cm)	N° de Bloques/m ² de pared	Área de Mampostería (m ²)	Total de bloques (u)	Peso c/bloque (kg)	Peso total de bloques (kg)
10	11	49.22	542	6.99	3788.58
15 (reforzadas)	11	65.94	726	8.78	6374.28
15 (no reforzadas)	11	10.01	111	8.78	974.58

Mortero en juntas

Espesor del Bloque (cm)	m ³ /m ² de pared	kg/m ² de pared	Área de mampostería (m ²)	Peso total de mortero (kg)
10	0.012	21.60	49.22	1063.23
15 (reforzadas)	0.018	32.40	65.94	2136.47
15 (no reforzadas)	0.018	32.40	10.01	324.39

Enlucidos

Espesor del Bloque (cm)	Área (m ²) 1 solo lado	Área (m ²) 2 lados	Área total (m ²)	Peso total de enlucido (kg)
10	0.00	49.22	49.22	1329.03
15 (reforzadas)	59.77	12.34	72.11	1946.94
15 (no reforzadas)	0.00	10.01	10.01	270.32

W Mampostería de 10	6180.84	kg
W Mampostería de 15 reforzadas	10457.69	kg
W Mampostería de 15 no reforzadas	1569.29	kg
PESO TOTAL DE MAMPOSTERÍA	18207.83	kg
ÁREA LOSA	81.88	m ²
DENSIDAD DE PAREDES	94.65	kg/m ²

Densidad de Paredes Nv. +5.02

Área de paredes

		L (m)	H (m)	AREA (m ²)
Paredes (incluido ventanas)	Bloque de 10	15.00	2.29	34.36
Ventanas				4.85
Paredes reforzadas	Bloque de 15	24.46	2.29	56.01
Paredes no reforzadas				29.507

Área de mampostería de 10 (m ²)	29.51
Área de mampostería de 15 reforzada (m ²)	56.01
Área de mampostería de 15 no reforzada(m ²)	29.51

Peso de bloques

Espesor del Bloque (cm)	N° de Bloques/m ² de pared	Área de Mampostería (m ²)	Total de bloques (u)	Peso c/bloque (kg)	Peso total de bloques (kg)
10	11	29.51	325	6.99	2271.75
15 (reforzadas)	11	56.01	617	8.78	5417.26
15 (no reforzadas)	11	29.51	325	8.78	2853.50

Mortero en juntas

Espesor del Bloque (cm)	m ³ /m ² de pared	kg/m ² de pared	Área de mampostería (m ²)	Peso total de mortero (kg)
10	0.012	21.60	29.51	637.32
15 (reforzadas)	0.018	32.40	56.01	1814.72
15 (no reforzadas)	0.018	32.40	29.51	956.03

Enlucidos

Espesor del Bloque (cm)	Área (m ²) 1 solo lado	Área (m ²) 2 lados	Área total (m ²)	Peso total de enlucido (kg)
10	0.00	29.51	29.51	796.64
15 (reforzadas)	30.47	51.08	81.55	2201.90
15 (no reforzadas)	0.00	29.51	29.51	796.69

W Mampostería de 10	3705.71	kg
W Mampostería de 15 reforzadas	9433.88	kg
W Mampostería de 15 no reforzadas	4606.22	kg
PESO TOTAL DE MAMPOSTERÍA	17745.81	kg
ÁREA LOSA	84.68	m²
DENSIDAD DE PAREDES	98.16	kg/m²

TABLA 7.2.- Resumen de cargas verticales (modelo reforzado).

RESUMEN DE CARGAS VERTICALES (MODELO REFORZADO)

Nv.	2.55	5.02	7.46
Carga muerta (kg/m ²)	538.49	542.00	372.32
Carga viva (kg/m ²)	200	200	100

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi.

No es necesario aumentar el peso del mortero de enchape ya que eso se lo toma en cuenta en el material con que se ha definido las paredes, tal y como se indica en la sección 7.3.1 y la tabla 7.8.

7.2.2 CARGAS LATERALES

La mayoría de valores necesarios para calcular el corte basal son los mismos que para el caso del modelo sin paredes, mencionados en la sección 4.4.2; sin embargo cambian los valores del período T , C_t (ahora es 0.06, establecido para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales y para otras estructuras) y del factor de reducción de respuesta estructural R (ahora es 5, según lo describe el CEC en la tabla 7). Además a la carga por metro cuadrado de la primera y segunda planta alta se le sumó el peso correspondiente del mortero de enchape. La siguiente tabla muestra el peso del mortero de enchape

(3 cm de espesor) por unidad de área que debe ser adicionado (se lo toma en cuenta en la tabla 7.3). En aquellos casos en que la pared tenga una capa de mortero de enchape a ambos lados se ha considerado el doble de la longitud L de la pared.

CÁLCULO DE PESO DE MORTERO DE ENCHAPE

Espesor de mortero	3	cm
--------------------	---	----

Nivel	Reforzamiento	L (m)	H (m)	A (m ²)	V (m ³)	W (ton)	ω (kg/m ²)
2.55	1 lado	26.33	2.27	59.77	1.79	3.59	43.80
	2 lados	5.43	2.27	12.34	0.37	0.74	9.04
5.02	1 lado	13.30	2.29	30.47	0.91	1.83	21.59
	2 lados	22.31	2.29	51.08	1.53	3.07	36.20

Cálculo del Corte Basal

h_n	7.46	m
-------	------	---

C_t	0.06
-------	------

T_{calc}	0.271	seg
T_2	0.108	seg
T	0.108	seg

Coefficiente de Suelo S y coeficiente C_m

Perfil Tipo	S2	Suelos intermedios
S	1.2	
C_m	3	
C	3.00	

Zona sísmica	IV
Z	0.4

Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Otras Estructuras
I	1

Coefficiente de reducción de respuesta estructural R

R	5
---	---

Coeficiente de configuración en planta

ϕ_{PA}	0.9
ϕ_{PB}	1
ϕ_P	0.9

Coeficiente de configuración en elevación

ϕ_{EA}	1
ϕ_{EB}	1
ϕ_{EC}	1
ϕ_E	1

Corte basal como fracción del peso

$ZIC/(R\phi_P\phi_E)$	0.267
-----------------------	--------------

Para calcular la distribución de fuerzas sísmicas se va a usar las mismas tres primeras columnas de la tabla 4.3 y a la cuarta columna de dicha tabla es necesario sumarle el peso correspondiente del mortero de enchape como se manifestó anteriormente.

TABLA 7.3.- Distribución de fuerzas sísmicas (modelo reforzado).

Distribución de Fuerzas Sísmicas

Piso	Nivel	Área	ω_i	W_i	h_i	h_{acum}	$W_i h_{acum}$	F
Nº	Descripción	m ²	kg/m ²	kg	m	m	kg·m	ton
3	Terraza	74.66	372.32	27797.41	2.44	7.46	207368.69	12.42
2	2da PA	84.68	764.78	64761.68	2.47	5.02	325103.66	19.47
1	1ra PA	81.88	771.54	63173.78	0.00	2.55	161093.14	9.65
Σ			1908.64	155732.87			693565.48	41.53

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi.

V	41.53	ton
Ft	0	ton

En este caso el corte basal resultó ser aproximadamente un 70% más que el corte basal para el modelo en su estado actual.

7.3. PROCEDIMIENTO DE MODELACIÓN

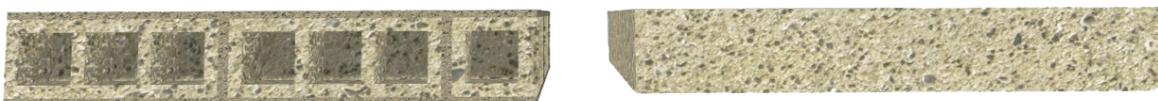
Este modelo es básicamente el que se describió en la sección 4.7, pero ahora es necesario definir el material de las paredes enchapadas.

7.3.1 PAREDES REFORZADAS

Se modelan como elementos *wall*. En el modelo virtual, constan solamente aquellas paredes que se escogieron para enchapar, y contribuyen con la rigidez de la estructura. Las demás paredes se han tomado en cuenta sólo a través de la inclusión de su peso en la carga muerta.

Se debe tomar en cuenta que por el hecho de haber huecos en los bloques de la mampostería se deberá calcular una pared maciza equivalente que tenga la misma inercia de la sección tal como se ilustra en la siguiente figura.

FIGURA 7.1a.- Sección de mampostería real (de bloque) y mampostería maciza equivalente.



Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

FIGURA 7.1b.- Áreas iguales de mampostería real de bloque (incluye mortero y enlucido a ambos lados) y mampostería maciza equivalente.



Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

Se ha calculado la inercia de un bloque completo respecto a un eje paralelo a su lado más largo y que pasa por la mitad de su sección. También se tomó en cuenta

para este cálculo un enlucido de 1.5 cm de espesor a ambos lados de la pared. Se calculó el ancho de la mampostería que con un largo igual a los 40 cm de base que tiene el bloque tenga la misma inercia así calculada.

Ya que todas las paredes que se colocaron en el modelo tienen espesor de 15 cm de acuerdo a los planos arquitectónicos *as built* sólo se calculó una pared maciza equivalente para bloques de 15 cm de ancho. Los autores de este proyecto elaboraron un programa que permitió tal cálculo:

Paredes enchapadas a 2 lados

Datos

ancho de bloque	15	cm
espesor de enlucido	1.5	cm
enlucido a	2	lados
ancho de divisiones	2.5	cm
largo del bloque	40	cm

Ancho total de la sección

ancho	18	cm
-------	----	----

Sección	I_{xx} (cm ⁴)	
1	19440.00	bloque (sin huecos)
2	-5492.50	huecos
I_T	13947.50	

Pared maciza

ancho equivalente	16.11	cm
-------------------	-------	----

Para la modelación de paredes es necesario definir el espesor de la pared maciza equivalente, para lo cual basta referirse al valor que se muestra sobre estas líneas y sumarle el espesor del mortero de enchape (3 cm). Tomando en cuenta que todas las paredes seleccionadas para enchapar son de bloques de 15 cm de ancho se obtuvieron los siguientes valores para una pared enchapada a ambos lados.

ancho equivalente (no reforzada)	16.11	cm
espesor enlucido de enchape	3	cm
enlucido a	2	lados

ancho equivalente	22.11	cm
-------------------	-------	----

Para ubicar las paredes en el modelo virtual es necesario también definir el peso específico de las paredes. A continuación se procede a su cálculo aunque luego será necesario establecer un peso específico equivalente. Los siguientes valores por metro cuadrado de pared se obtuvieron de otros ya usados en el cálculo de la densidad de paredes en la sección 4.4.1.

TABLA 7.4.- Cálculo del peso específico de las paredes reforzadas (enlucido de enchape a dos lados).

	Valores /m ² de pared	
	Peso (kg)	Volumen (m ³)
Bloques	96.58	0.07425
Mortero	36.00	0.018
Enlucido (no reforzada)	60	0.03
Enlucido (de enchape)	120	0.06
Σ	312.58	0.18225

γ (T/m ³)	1.72
-----------------------	------

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi.

El que se muestra al final de la tabla 7.4 es el peso específico de la mampostería real, pero la pared equivalente pesaría más con este mismo peso específico. Por lo tanto es necesario también calcular un peso específico equivalente para la mampostería que se colocará en el modelo virtual.

Para este cálculo se ha tomado un área de 1m x 1m de pared tanto para la pared real como para la pared maciza equivalente como se muestra en la figura 7.1b (esa figura muestra parte de una pared en enlucida a ambos lados, pero sin

enchapar, en este cálculo realizado ya se incluyó la capa de enchape en las dos caras de la mampostería). Se calculó el peso de la primera con su peso específico recientemente determinado y luego se calculó el peso específico de la segunda para que pese lo mismo que la primera. Se obtuvo lo siguiente:

TABLA 7.5.- Cálculo del peso específico de la pared maciza equivalente reforzada (enlucido de enchape a dos lados).

Volumen (m ³)/m ² de pared	
Pared real	Pared maciza
0.18225	0.22114

γ_{real} (T/m ³)	γ_{maciza} (T/m ³)
1.72	1.41

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi.

En el cálculo del peso específico no se toma en cuenta el peso de la malla electrosoldada porque se la añade en el programa *ETABS* y de esa forma aquel toma en cuenta el peso propio del acero de la malla.

Paredes enchapadas a 1 solo lado

Este cálculo es similar al que se siguió para las paredes enchapadas a 2 lados y se usó el mismo programa.

Datos

ancho de bloque	15	cm
espesor de enlucido	1.5	cm
enlucido a	1	lado
ancho de divisiones	2.5	cm
largo del bloque	40	cm

Ancho total de la sección

ancho	16.5	cm
-------	------	----

Sección	Ixx	
1	14973.75	bloque (sin huecos)
2	-3802.19	huecos
I_T	11171.56	

Pared maciza

ancho equivalente	14.97	cm
-------------------	-------	----

ancho equivalente (no reforzada)	14.97	cm
espesor enlucido de enchape	3	cm
enlucido a	1	lado

ancho equivalente	17.97	cm
-------------------	-------	----

TABLA 7.6.- Cálculo del peso específico de las paredes reforzadas (enlucido de enchape a 1 lado).

	Valores /m ² de pared	
	Peso (kg)	Volumen (m ³)
Bloques	96.58	0.07425
Mortero	36.00	0.018
Enlucido (no reforzada)	30	0.015
Enlucido (de enchape)	60	0.03
Σ	222.58	0.13725

γ (T/m ³)	1.62
------------------------------	------

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi.

TABLA 7.7.- Cálculo del peso específico de la pared maciza equivalente reforzada (enlucido de enchape a 1 lado).

Volumen (m ³) /m ² de pared	
Pared real	Pared maciza
0.13725	0.17965

γ_{real} (T/m ³)	γ_{maciza} (T/m ³)
1.62	1.24

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi.

TABLA 7.8.- Resumen de propiedades de paredes enchapadas.

Enchape a	1 lado	2 lados
ancho equivalente (cm)	17.97	22.11
γ_{real} (T/m ³)	1.62	1.72
γ_{maciza} (T/m ³)	1.24	1.41

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi.

7.3.1.1 Definición de material de paredes

Para definir los materiales se usarán los resultados obtenidos recientemente y lo descrito en la sección 7.1.

FIGURA 7.2a.- Definición de propiedades mecánicas para paredes reforzadas a 1 lado.

Fuente: ETABS

Unidades: Ton-m

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

Nótese que en la definición de este material, que se usará para las paredes reforzadas a 1 lado, se utilizaron: el peso específico correspondiente de la tabla 7.8, el f'_c , E y f_y indicados en la sección 7.1.

FIGURA 7.2b.- Definición de propiedades mecánicas para paredes reforzadas a 2 lados.

Fuente: ETABS

Unidades: Ton-m

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

7.3.1.2 Definición de sección paredes

Para esto también se recurrió a los resultados que se muestran en la tabla 7.8 y se definió la sección de área como se muestra a continuación.

FIGURA 7.3a y 7.3b.- Definición de las secciones de las paredes reforzadas a 1 y 2 lados.

Fuente: ETABS

Unidades: Ton-m

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

7.3.1.3 Asignación de etiquetas *pier*

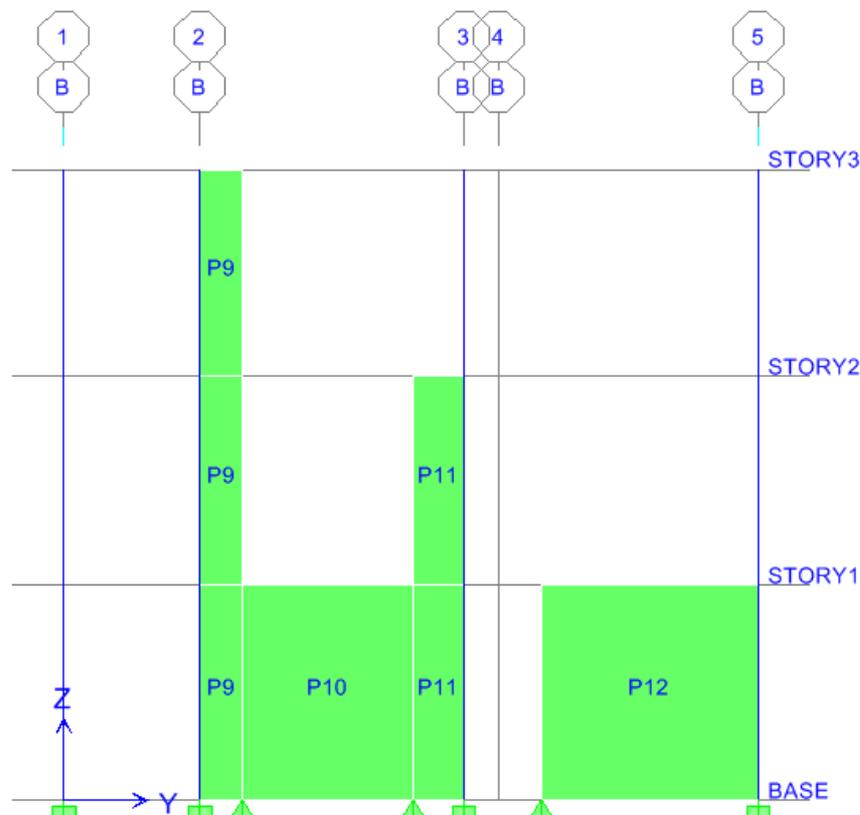
La asignación de etiquetas *pier* es una forma de indicarle al programa cómo se desea que integre los esfuerzos y los exprese como acciones. Además, al realizar esta asignación a un elemento de área tipo *Shell* se indica que se desea las acciones resultantes como muro, es decir, en sus secciones superior e inferior.

De acuerdo a las paredes que se seleccionaron para reforzar y que se muestran tanto en la sección 6.3 como en los anexos, se definieron varias etiquetas *piers* como se explica a continuación.

Todas las paredes escogidas empiezan desde la planta baja y tienen continuidad en las siguientes plantas (si es que continúan) además de que no hay aberturas a lo largo del entreciso.

Es conveniente asignarle una etiqueta *pier* diferente a cada pared continua en vertical para obtener resultados independientes para cada pared.

FIGURA 7.4.- Ejemplo de asignación de etiquetas *pier* en el eje B.



Fuente: ETABS

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

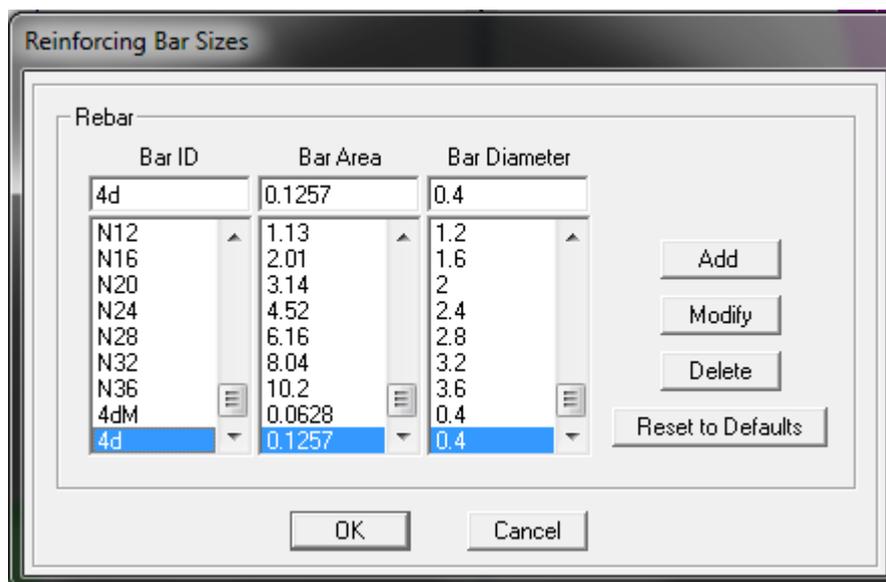
7.3.1.4 Asignación de secciones pier

Es importante no confundir las etiquetas *pier* con los nombres de las secciones *pier* que son definidas en el *Section Designer* y asignadas a los *piers* de Refuerzo General. Las etiquetas *pier* se usan para definir o identificar los *pier*.

Las secciones *pier* de refuerzo general son propiedades de la sección del *pier*.

Se plantea colocar la malla electrosoldada $\varnothing 4 @ 10$ cm. Pero no existen definidas varillas de tal diámetro en el programa por lo que tendrá que definírselas manualmente. Siguiendo la secuencia *Options / Preferences / Reinforcement Bar Sizes* se halla el siguiente cuadro de diálogo:

FIGURA 7.5.- Cuadro editor de varillas de refuerzo.



Fuente: ETABS

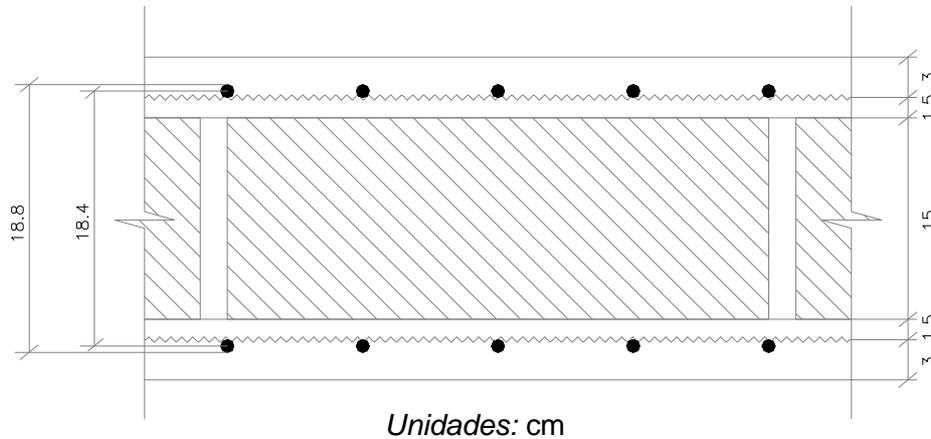
Unidades: Ton-cm

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

En este caso se nombró a la varilla como 4d y se introdujo manualmente su área y diámetro (4mm).

Al asignar *piers* el programa permite colocar dos hileras de varillas de refuerzo en las paredes y se pretende usar la varilla recién definida para ese refuerzo. La siguiente ilustración muestra cómo están colocadas las varillas de la malla.

FIGURA 7.6.- Separación entre hileras de malla electrosoldada para pared reforzada a 2 lados.



Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

Luego de seleccionar las paredes que tengan el mismo refuerzo (en este caso de ejemplo se seleccionaron todas las paredes que tienen enchape a dos lados) En la opción *Asign Pier Sections for Checking / Uniform Reinforcing Pier Section* se define la sección *pier* requerida.

FIGURA 7.7.- Asignación de Refuerzo Uniforme a los *piers* de paredes enchapadas a 2 lados.

Fuente: ETABS

Unidades: Ton-cm

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

En la figura 7.7 se puede observar que se colocó el material que corresponde a las paredes reforzadas a dos lados. Tanto las varillas distribuidas como en los extremos o esquinas tienen la sección creada anteriormente y que se muestra en la figura 7.5. El espaciamiento es de 10 cm tal y como en la malla electrosoldada que se propone usar. Nótese que se escogió la opción *Reinforcement to be Checked*.

El recubrimiento se mide desde el extremo de la varilla hasta la fibra extrema de la sección de la pared y se calculó de tal forma que la distancia entre varillas sea la misma en la pared equivalente que para la pared real así:

$$\text{Recubrimiento} = \frac{22.11 - 18.8}{2} = 1.655 \text{ cm}$$

Para las paredes enchapadas a 1 solo lado se siguió un proceso similar.

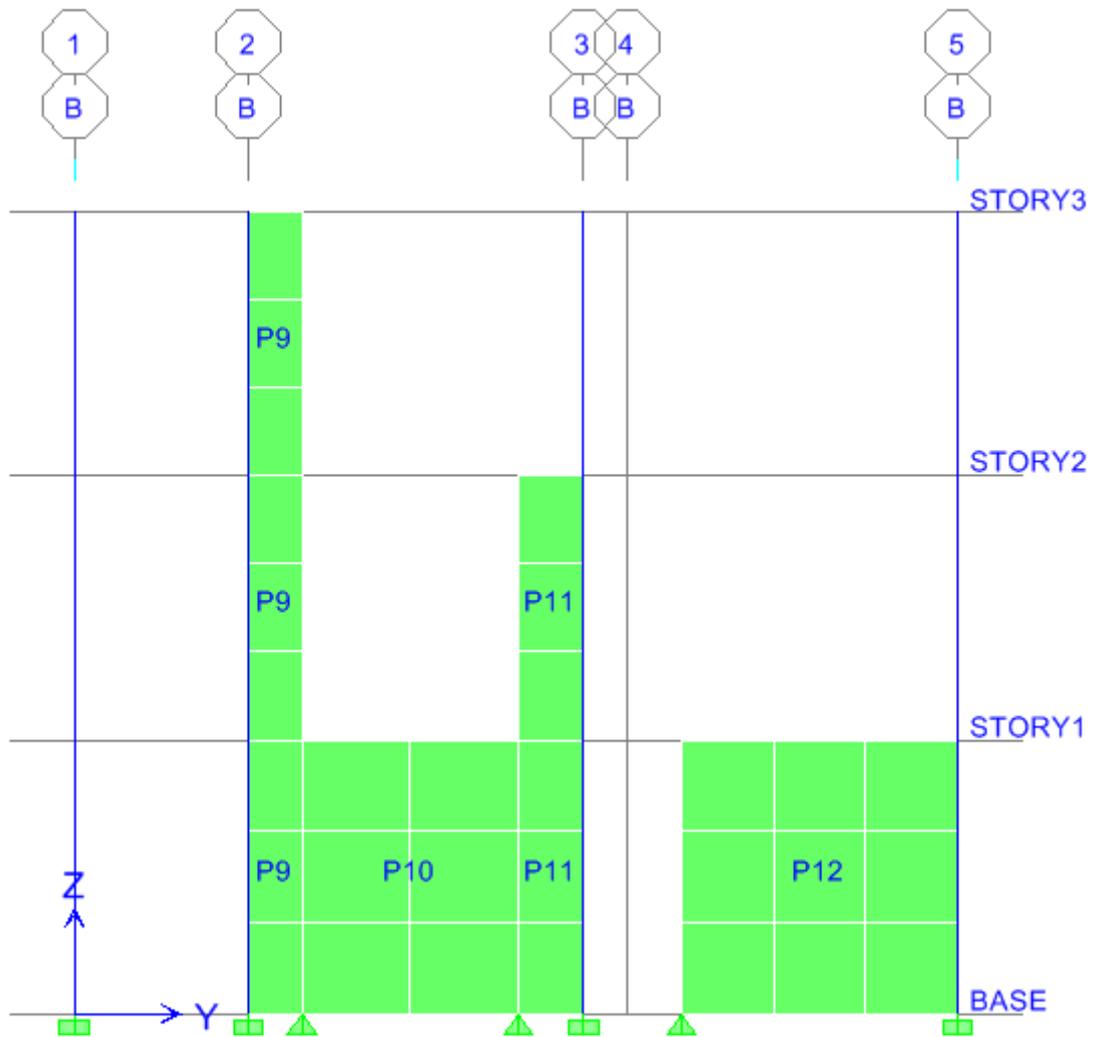
7.3.1.5 División interna de las paredes

Para un análisis de elementos finitos es necesario dividir las paredes, y esto lo puede hacer de manera externa o interna. En el primer caso se muestra 'físicamente' la división de las áreas seleccionadas, mientras que en el segundo caso la división es interna y el elemento se conserva completo pero el programa lo divide internamente para el análisis.

En este caso se optó por realizar la división interna para que los resultados no se muestren en pedazos sino íntegramente en la pared que se seleccione. Esto no impide el análisis de elementos finitos.

Esta división se realiza primero seleccionando las áreas a las que se desea dividir y luego se sigue la secuencia *Assign / Shell / Area / Area Object Mesh Options*. Se activa la opción *Subdivide Object into* y se divide las áreas conforme sea necesario.

FIGURA 7.8.- Ejemplo de división interna de las paredes en el eje B.

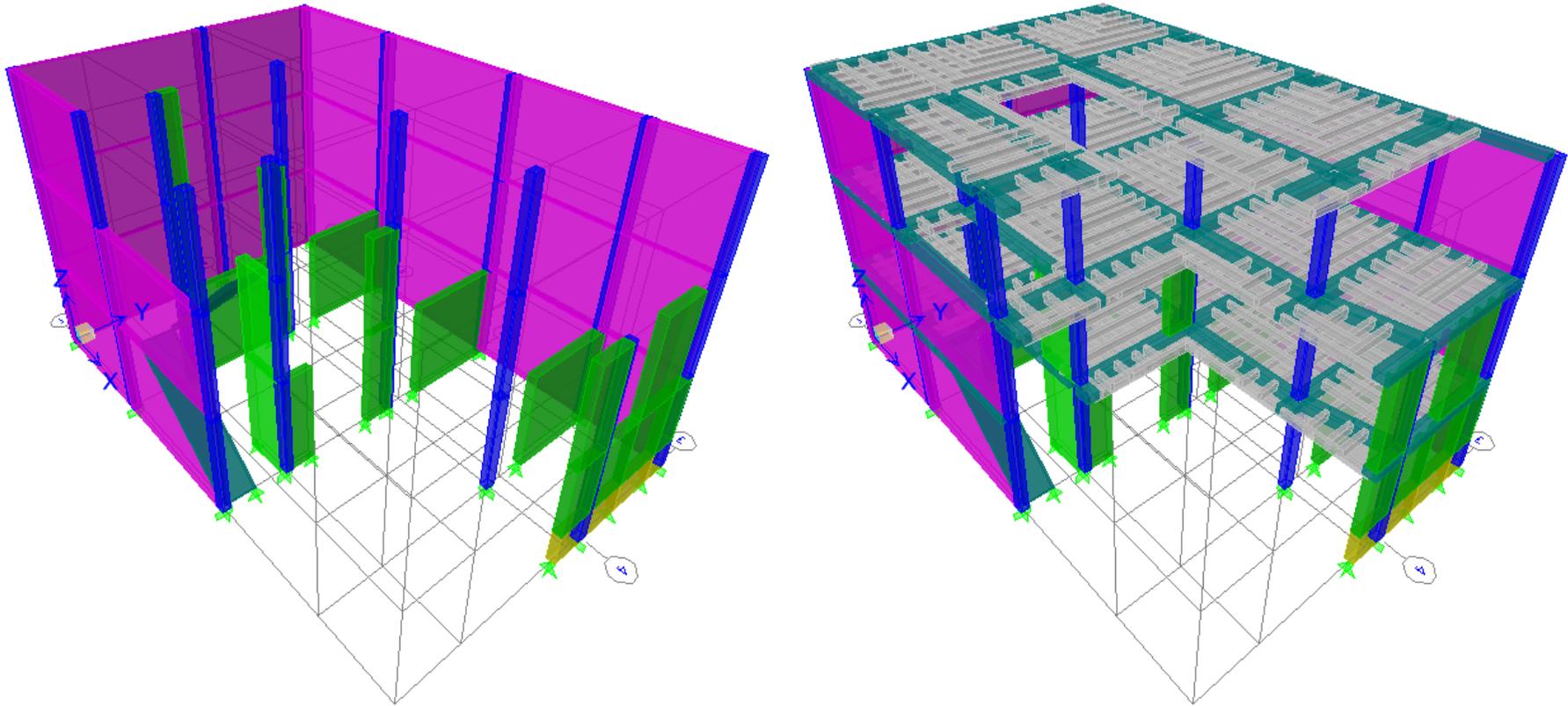


Fuente: ETABS

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

No olvidar agrietar las paredes al 60% tal como se explicó en la sección 4.7.2 ya que éstas funcionarán como muros.

FIGURA 7.9a y 7.9b.- Vista espacial de la distribución de paredes reforzadas y geometría final.



Fuente: ETABS

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

7.4 CHEQUEO DEL ESFUERZO ADMISIBLE

Este chequeo es similar al que se realizó en la sección 5.2. Primero se chequean los esfuerzos en las zapatas mediante la ecuación 5.5 para la combinación de carga muerta más carga viva, sin mayorar. Las áreas de las zapatas se encuentran tabuladas sobre la tabla 5.2.

Cargas axiales en pies de columnas (ton)

	A	B	C	D	E
5	-6.35	-9.61	-9.22	-6.15	-4.76
4					-4.71
3	-10.29	-17.10	-17.98	-12.92	
2		-11.63	-7.04		
1	-8.51	-6.10	-3.58		

TABLA 7.9.- Resultados del chequeo de esfuerzo admisible del suelo de acuerdo a la ecuación 5.5 para la combinación D + L.

Esfuerzo del suelo (ton/m²)

	A	B	C	D	E
5	6.35	9.61	9.22	6.15	7.44
4					7.36
3	10.29	10.12	10.64	12.92	
2		11.63	7.04		
1	8.51	9.53	5.59		

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi.

Ahora se presentan los resultados máximos (en valor absoluto) al pie de cada columna para las 4 combinaciones adicionales que incluyen el sismo.

Cargas axiales en pies de columnas (ton)

	A	B	C	D	E
5	-13.31	-13.38	-12.08	-8.64	-10.16
4					-10.04
3	-11.48	-20.23	-18.79	-14.21	
2		-14.09	-10.31		
1	-19.39	-7.51	-8.22		

Tabla 7.10.- Resultados del chequeo de esfuerzo admisible del suelo de acuerdo a la ecuación 5.5 para las combinaciones que incluyen el sismo.

Esfuerzo del suelo (ton/m²)

	A	B	C	D	E
5	13.31	13.38	12.08	8.64	15.88
4					15.69
3	11.48	11.97	11.12	14.21	
2			14.09	10.31	
1	19.39	11.73	12.84		

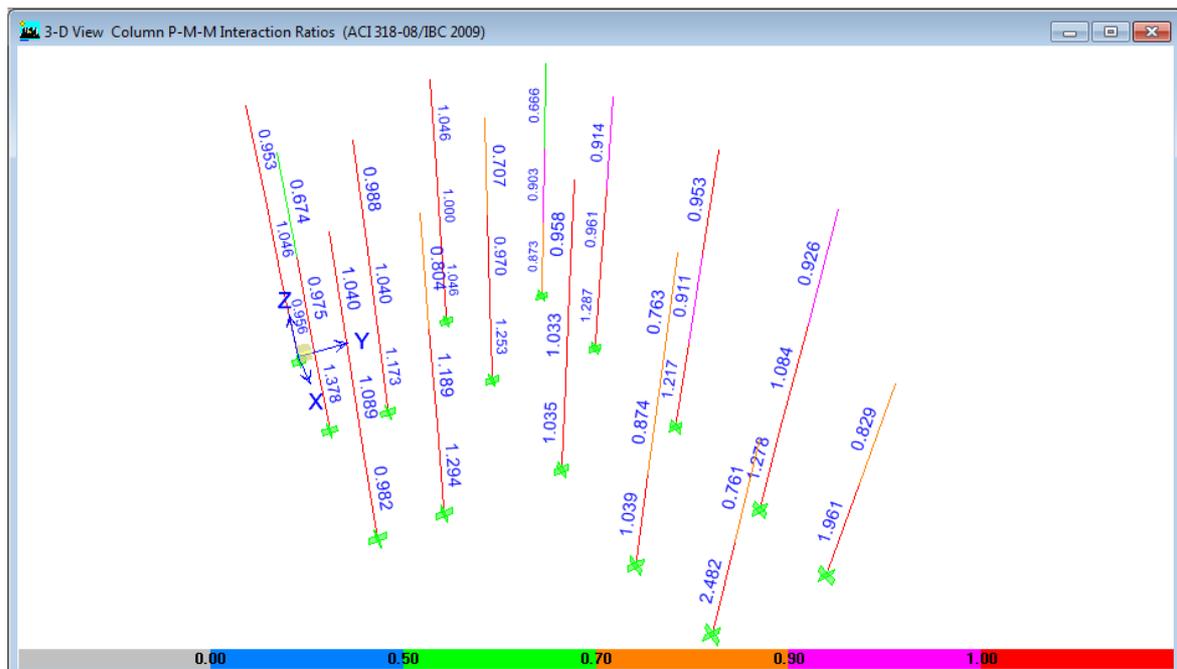
Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi.

De acuerdo a estos resultados, con la ayuda de las paredes reforzadas no se sobrepasa el esfuerzo admisible en ningún caso.

7.5 REVISIÓN DE LOS RATIOS DE INTERACCIÓN BIAIXIAL DE LAS COLUMNAS

En este punto se corrió el chequeo en hormigón para la estructura en su estado actual. Este chequeo incluyó únicamente las 9 combinaciones definidas en la sección 4.5. Se ocultaron de la vista todos los elementos que no sean columnas para enfocar sólo éstas y su porcentaje en el cociente demanda/capacidad para la interacción biaxial.

FIGURA 7.10a.- Ratios de interacción biaxial en columnas (estructura en su estado actual).

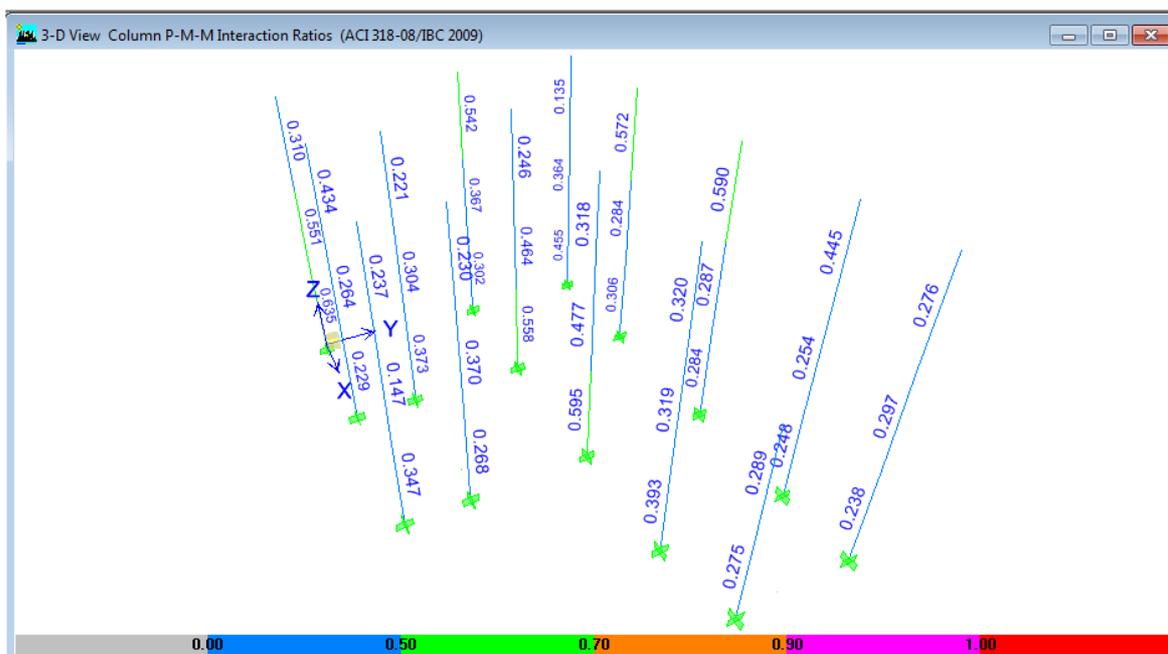


Fuente: ETABS

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

Ahora se corrió el mismo chequeo para la estructura reforzada, de igual manera quedan visibles sólo las columnas para poder comparar los resultados con el chequeo anterior.

FIGURA 7.10b. - Ratios de interacción biaxial en columnas (estructura reforzada).



Fuente: ETABS

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

La estructura ha mejorado notablemente con la inclusión de las paredes reforzadas. Ahora los ratios no sobrepasan aproximadamente el 65%.

7.6 REVISIÓN DE PIERS

A continuación se evaluarán 2 parámetros de las paredes reforzadas, en cuanto al refuerzo mínimo y las acciones que se producen en ellas.

7.6.1 REFUERZO MÍNIMO

El refuerzo mínimo se chequeará según las siguientes condiciones.¹²

Los siguientes chequeos se realizan para cumplir con el mínimo de reforzamiento y para las paredes enchapadas a 2 lados.

¹² Schneider R.; Walter L. y Dickey. (1980). Reinforced Masonry Design. New Jersey. USA. Prentice Hall.

Varillas horizontales

Se considera la sección vertical de la pared. Se toma en cuenta el ancho de la pared maciza equivalente y para esta sección se tiene un ancho de 22.11 cm y el entrepiso promedio de 2.28 m que viene a ser la altura de la pared. Cabe notar que se colocan 2 hileras de acero en la sección, en 2.28 m entran 23 varillas $\emptyset 4$ @ 10 cm en cada hilera. La relación entre el refuerzo y el área de la sección es:

$$\left(\frac{(2 \cdot 23) \cdot \frac{\pi \cdot 0.004^2}{4}}{2.28 \cdot 0.2211} \right) \cdot 100 = 0.115 \% > 0.07 \% \text{ mín.} \quad \therefore OK$$

Varillas verticales

Se considera la sección horizontal de la pared. El ancho es igual 22.11 cm y entran 2 varillas (por ser 2 hileras) $\emptyset 4$ en un espacio de 10cm.

$$\left(\frac{(2 \cdot 1) \cdot \frac{\pi \cdot 0.004^2}{4}}{0.1 \cdot 0.2211} \right) \cdot 100 = 0.114 \%$$

y

$$0.115 + 0.114 = 0.229 \% > 0.20 \% \text{ mín.}$$

$\therefore OK$ para acero mínimo total

Para las paredes enchapadas el cálculo es similar a este y se ha verificado que cumplen con el refuerzo mínimo.

7.6.2 CHEQUEO RATIOS DEMANDA/ CAPACIDAD (D/C)

Se va a chequear las paredes cuyos ratios demanda/ capacidad sean los mayores tanto en el sentido X como en el sentido Y.

Los resultados que muestra el programa ETABS permiten este chequeo tanto a flexión como a corte. En el primer caso se indica directamente la relación D/C y en segundo, es necesario comparar los valores de V_u y $\emptyset V_n$.

FIGURA 7.11.- Chequeo de la sección *pier* (sentido X: pared del eje 5 entre ejes B-C, segunda planta alta).

Uniform Reinforcing Pier Section - Check (ACI 318-02)							
Story ID: STORY3		Pier ID: P6	X Loc: 5.4	Y Loc: 8.15	Units: Ton-m		
Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)							
Station	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u		
Location							
Top	0.498	COMBO1	3.480	-1.025	-0.107		
Bottom	0.422	COMBO1	3.821	0.893	0.066		
Shear Design							
Station	Rebar cm ² /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Location							
Top Leg 1	4.493	COMBO2	2.596	-1.755	4.272	17.554	60.682
Bot Leg 1	4.493	COMBO2	2.742	1.989	4.286	17.572	60.700
Boundary Element Check							
Station	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po	
Location							
Top Leg 1	Not Needed	COMBO4	2.775	1.499	-3.631	0.0190	
Bot Leg 1	Not Needed	COMBO4	3.441	-1.818	-3.595	0.0236	

Fuente: ETABS

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

FIGURA 7.12.- Chequeo de la sección *pier* (sentido Y: pared del eje B entre ejes 2-3, segunda planta alta).

Uniform Reinforcing Pier Section - Check (ACI 318-02)							
Story ID: STORY3		Pier ID: P9	X Loc: 3.4	Y Loc: 1.85	Units: Ton-m		
Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)							
Station	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u		
Location							
Top	0.342	COMBO5	2.992	0.000	0.707		
Bottom	0.660	COMBO5	-2.146	0.014	-0.708		
Shear Design							
Station	Rebar cm ² /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Location							
Top Leg 1	5.528	COMBO5	2.992	0.707	-1.167	2.298	8.931
Bot Leg 1	5.528	COMBO5	-2.146	-0.708	-1.074	1.458	8.091
Boundary Element Check							
Station	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po	
Location							
Top Leg 1	Not Needed	COMBO5	2.992	0.707	-1.167	0.1168	
Bot Leg 1	Not Needed	COMBO5	-2.146	-0.708	-1.074	-0.0838	

Fuente: ETABS

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi

La mayor sollicitación a flexión en sentido X es aproximadamente 50% de la capacidad y en el otro sentido es un 70%. Debido a estos resultados se podría

decir que las paredes reforzadas no están trabajando al máximo pero tampoco están sobre dimensionadas.

Se observa que la relación D/C a flexión es mucho mayor que a corte.

En ningún caso la relación D/C es mayor que 1, por tanto podemos decir que estos elementos estructurales están trabajando adecuadamente.

7.7 VERIFICACIÓN DE LOS MODOS VIBRATORIOS

A causa de que se han colocado las paredes en el modelo es pertinente comprobar que no se haya generado torsión en los dos primeros modos de vibración, de ser así tendría que cambiarse la distribución de paredes por una más adecuada.

TABLA 7.11.- Modos vibratorios de la estructura reforzada.

Mode	Period	UX	UY	RZ
1	0.107823	0.2719	51.4115	3.6096
2	0.077498	77.4596	2.0942	0.7821
3	0.06761	3.6574	13.8483	60.8407
4	0.052199	0.0621	0.0263	0.0763
5	0.052058	0.9649	0.2507	0.6274
6	0.051488	0.7692	0.5195	1.0303
7	0.051108	0.8445	7.0767	10.2423
8	0.045595	0.1656	0.2559	0.0015
9	0.044066	0.1142	0.2301	0.2555
10	0.043321	1.2825	0.0203	0.8352
11	0.042884	0.8121	0.3115	0.0076
12	0.04195	0.0035	0.0679	0.0033

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi.

En los dos primeros modos el movimiento es predominantemente traslacional.

7.8 VERIFICACIÓN DE LAS DERIVAS

Las derivas se chequearon bajo las mismas condiciones de la sección 4.7.7, tomando en cuenta que de acuerdo a la tabla 8 del CEC el límite para la deriva es diferente en este caso y además el factor de reducción de respuesta estructural R también lo es.

TABLA 7.12.- Derivas de piso de la estructura (reforzada) para las 9 combinaciones seleccionadas.

Derivas de piso (estructura reforzada)

R = 5	ΔE máx = 0.002
-------	------------------------

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY3	Max Drift X	DEAD	1512	2.65	0	7.46	0.000035	
STORY3	Max Drift Y	DEAD	1	12.65	8.15	7.46		0.000064
STORY3	Max Drift X	LIVE	1512	2.65	0	7.46	0.000008	
STORY3	Max Drift Y	LIVE	1	12.65	8.15	7.46		0.000018
STORY3	Max Drift X	SX	1512	2.65	0	7.46	0.000191	
STORY3	Max Drift Y	SX	1	12.65	8.15	7.46		0.000160
STORY3	Max Drift X	SY	1512	2.65	0	7.46	0.000336	
STORY3	Max Drift Y	SY	1	12.65	8.15	7.46		0.000885
STORY3	Max Drift X	COMBO1	1512	2.65	0	7.46	0.000062	
STORY3	Max Drift Y	COMBO1	1	12.65	8.15	7.46		0.000121
STORY3	Max Drift X	COMBO2	1512	2.65	0	7.46	0.000220	
STORY3	Max Drift Y	COMBO2	1	12.65	8.15	7.46		0.000135
STORY3	Max Drift X	COMBO3	1512	2.65	0	7.46	0.000314	
STORY3	Max Drift Y	COMBO3	1	12.65	8.15	7.46		0.000315
STORY3	Max Drift X	COMBO4	1512	2.65	0	7.46	0.000425	
STORY3	Max Drift Y	COMBO4	1	12.65	8.15	7.46		0.001150
STORY3	Max Drift X	COMBO5	1512	2.65	0	7.46	0.000518	
STORY3	Max Drift Y	COMBO5	1	12.65	8.15	7.46		0.001331
STORY3	Max Drift X	COMBO6	1512	2.65	0	7.46	0.000236	
STORY3	Max Drift Y	COMBO6	1	12.65	8.15	7.46		0.000167
STORY3	Max Drift X	COMBO7	1512	2.65	0	7.46	0.000298	
STORY3	Max Drift Y	COMBO7	1	12.65	8.15	7.46		0.000282
STORY3	Max Drift X	COMBO8	1512	2.65	0	7.46	0.000440	
STORY3	Max Drift Y	COMBO8	1	12.65	8.15	7.46		0.001181
STORY3	Max Drift X	COMBO9	1512	2.65	0	7.46	0.000502	
STORY3	Max Drift Y	COMBO9	1	12.65	8.15	7.46		0.001296
STORY2	Max Drift X	DEAD	1630	12	8.15	5.02	0.000007	
STORY2	Max Drift Y	DEAD	1655	12.65	6	5.02		0.000008
STORY2	Max Drift X	LIVE	1512	2.65	0	5.02	0.000001	
STORY2	Max Drift Y	LIVE	1734	0	1	5.02		0.000001
STORY2	Max Drift X	SX	1512	2.65	0	5.02	0.000172	
STORY2	Max Drift Y	SX	1734	0	1	5.02		0.000003
STORY2	Max Drift X	SY	1512	2.65	0	5.02	0.000120	
STORY2	Max Drift Y	SY	1655	12.65	6	5.02		0.000682
STORY2	Max Drift X	COMBO1	1630	12	8.15	5.02	0.000011	
STORY2	Max Drift Y	COMBO1	1655	12.65	6	5.02		0.000013
STORY2	Max Drift X	COMBO2	1512	2.65	0	5.02	0.000233	
STORY2	Max Drift Y	COMBO2	837	12.65	4.2	5.02		0.000012
STORY2	Max Drift X	COMBO3	1512	2.65	0	5.02	0.000249	
STORY2	Max Drift Y	COMBO3	1734	0	1	5.02		0.000013

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi.

TABLA 7.12 (Continuación)

STORY2	Max Drift X	COMBO4	1630	12	8.15	5.02	0.000169	
STORY2	Max Drift Y	COMBO4	1655	12.65	6	5.02		0.000967
STORY2	Max Drift X	COMBO5	1512	2.65	0	5.02	0.000177	
STORY2	Max Drift Y	COMBO5	1655	12.65	6	5.02		0.000948
STORY2	Max Drift X	COMBO6	1512	2.65	0	5.02	0.000235	
STORY2	Max Drift Y	COMBO6	837	12.65	4.2	5.02		0.000010
STORY2	Max Drift X	COMBO7	1512	2.65	0	5.02	0.000246	
STORY2	Max Drift Y	COMBO7	1734	0	1	5.02		0.000010
STORY2	Max Drift X	COMBO8	1630	12	8.15	5.02	0.000166	
STORY2	Max Drift Y	COMBO8	1655	12.65	6	5.02		0.000963
STORY2	Max Drift X	COMBO9	1512	2.65	0	5.02	0.000174	
STORY2	Max Drift Y	COMBO9	1655	12.65	6	5.02		0.000948
STORY1	Max Drift X	DEAD	15	7.4	0	2.55	0.000023	
STORY1	Max Drift Y	DEAD	11	0	0	2.55		0.000010
STORY1	Max Drift X	LIVE	15	7.4	0	2.55	0.000005	
STORY1	Max Drift Y	LIVE	837	12.65	4.2	2.55		0.000003
STORY1	Max Drift X	SX	8	0	8.15	2.55	0.000182	
STORY1	Max Drift Y	SX	837	12.65	4.2	2.55		0.000016
STORY1	Max Drift X	SY	15	7.4	0	2.55	0.000023	
STORY1	Max Drift Y	SY	837	12.65	4.2	2.55		0.000195
STORY1	Max Drift X	COMBO1	15	7.4	0	2.55	0.000041	
STORY1	Max Drift Y	COMBO1	11	0	0	2.55		0.000017
STORY1	Max Drift X	COMBO2	8	0	8.15	2.55	0.000241	
STORY1	Max Drift Y	COMBO2	837	12.65	4.2	2.55		0.000034
STORY1	Max Drift X	COMBO3	8	0	8.15	2.55	0.000270	
STORY1	Max Drift Y	COMBO3	837	12.65	4.2	2.55		0.000011
STORY1	Max Drift X	COMBO4	8	0	8.15	2.55	0.000022	
STORY1	Max Drift Y	COMBO4	837	12.65	4.2	2.55		0.000261
STORY1	Max Drift X	COMBO5	15	7.4	0	2.55	0.000063	
STORY1	Max Drift Y	COMBO5	837	12.65	4.2	2.55		0.000285
STORY1	Max Drift X	COMBO6	8	0	8.15	2.55	0.000245	
STORY1	Max Drift Y	COMBO6	837	12.65	4.2	2.55		0.000030
STORY1	Max Drift X	COMBO7	8	0	8.15	2.55	0.000265	
STORY1	Max Drift Y	COMBO7	837	12.65	4.2	2.55		0.000015
STORY1	Max Drift X	COMBO8	8	0	8.15	2.55	0.000018	
STORY1	Max Drift Y	COMBO8	837	12.65	4.2	2.55		0.000266
STORY1	Max Drift X	COMBO9	15	7.4	0	2.55	0.000053	
STORY1	Max Drift Y	COMBO9	837	12.65	4.2	2.55		0.000280

Elaborado por: Gerardo Aguilar, Edgar Lumbi.

Se puede observar que las derivas no sobrepasan las descritas por el código. La máxima deriva es 0.001331 y ocurre para la combinación 5 (fórmula 4.7 – sección 4.5).

CAPÍTULO 8

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 CONCLUSIONES

- ▶ De la inspección de esta estructura y otras aledañas se puede afirmar que en general, en los proyectos realizados sin asesoramiento profesional las estructuras se encuentran subdimensionadas y hechas con materiales de baja calidad.
- ▶ En la fase de recolección de datos se constató que para la mayoría de columnas no cumplen con el acero de refuerzo mínimo, que es el 1% del área de la sección transversal según el ACI 318.
- ▶ Comúnmente se asume una carga muerta debido a paredes de 200 kg/m^2 y no se está muy alejado de la realidad porque de acuerdo a los cálculos realizados en esta tesis, tal valor es un poco mayor a ese valor asumido.
- ▶ Actualmente se diagnosticó que la edificación en estudio se encuentra vulnerable ante la acción de un sismo fuerte, lo cual justifica su reforzamiento.
- ▶ La losa plana no tiene problemas de punzonamiento en su estado actual y menos aún los tendrá para la estructura en su estado reforzado. No será necesario hacer ninguna mejora en este aspecto.
- ▶ Para la estructura reforzada, el corte basal calculado aumenta respecto a la estructura en su estado actual y además el límite máximo de deriva disminuye; pero existen más elementos (paredes) que resisten el corte, llevándose la mayor parte de él y adicionalmente rigidizan la estructura, permitiendo que los desplazamientos horizontales estén dentro del rango permitido.

- ▶ Por el hecho que la estructura reforzada es más rígida el periodo disminuyó; sin embargo, con excepción de R , el factor que expresa el corte basal como fracción del peso es el mismo ya que en ambos casos el valor de C no varía por ser mayor al límite C_m .
- ▶ La configuración de paredes reforzadas propuesta no presenta torsión dominante en los dos primeros modos de vibración. La distribución de masa modal efectiva es predominante en un sentido tanto para el primer como para el segundo modo de vibración.
- ▶ Se logró el objetivo de reducir las derivas, pues para la estructura reforzada éstas ya están por debajo del límite máximo establecido por el CEC.
- ▶ Si no se especifica en el programa las combinaciones con que se desea trabajar, los resultados obtenidos de aquél no serán similares a los obtenidos manualmente.
- ▶ La colocación de paredes como elementos estructurales alivia los esfuerzos en las zapatas. En el caso de la zapata debajo de la columna B2 cuyo esfuerzo en ambos análisis realizados sobrepasa el esfuerzo admisible del suelo, para la estructura en su estado actual, pero para la estructura reforzada ya se encuentra debajo del límite correspondiente.
- ▶ Los ratios de interacción biaxial de las columnas evidencian que la cuantía de acero de refuerzo y la sección transversal son insuficientes. Una vez que se colocó las paredes reforzadas se disminuyó las acciones en las columnas.

8.2 RECOMENDACIONES

- ▶ No es prudente realizar el ensayo con el martillo esclerométrico directamente sobre el bloque expuesto puesto que se puede romper aquél y se corre el riesgo de que el artefacto se dañe.

- ▶ La muestra de suelo que se utilizará en el ensayo triaxial debe ser inalterada, por lo tanto es necesario extraer un dado de suelo y no una masa de suelo dispersa.
- ▶ El programa crea sus combinaciones de cargas por *default*, entonces si se quiere utilizar las combinaciones requeridas, es preciso crearlas y agregarlas a la lista de combinaciones de diseño manualmente (además borrar las combinaciones por *default*).
- ▶ No se debe olvidar convertir las paredes de mampuestos huecos en paredes macizas equivalentes, considerando un peso unitario equivalente de las mismas, para obtener una modelo más fiel a la realidad.
- ▶ Al empezar el proceso de reforzamiento es necesario mover los muebles, artefactos eléctricos; o cubrirlos completamente para evitar que se acumule polvo sobre ellos.
- ▶ Es deseable que las paredes escogidas para enchapar sean continuas en vertical y el número de paredes escogidas en un sentido debe ser igual o muy similar a aquellas en el otro sentido ortogonal. Además es muy conveniente escoger las paredes de la periferia con el fin de formar un cajón rígido.
- ▶ Es importante asignar los *pier* en los elementos *Wall* con el fin de darles la condición de muros y obtener los resultados de flexión, corte y axial; además de lograr que estos elementos se lleven la mayor parte del corte basal, aliviando las columnas.
- ▶ Es preferible hacer una *auto-mesh* (división interna) en las paredes reforzadas para obtener resultados en cada pared completa, en lugar de tener resultados en cada subdivisión como ocurriría al hacer una división 'física'.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ▶ Aguiar R. et al. (2013). Microzonificación Sísmica del Norte de Quito. Quito.
- ▶ American Concrete Institute. (2008). Requisitos y Reglamento para el Concreto Estructural y Comentarios. Miami. Comité ACI 318.
- ▶ Angulo L. y López C. (2008). Reforzamiento de Mampostería de Ladrillo Artesanal. Quito.
- ▶ Castillo A. Peso Específico de Materiales de Construcción. Arqhys.
<http://www.arqhys.com/peso-materiales.html>
- ▶ CERESIS. (2010). Manual Técnico para el Reforzamiento de las Viviendas de Adobe. http://www.youtube.com/watch?v=mOwLeXIY_Bk (parte 1/2),
<http://www.youtube.com/watch?v=1qsy9XCscvM> (parte 2/2).
- ▶ Computers & Structures. (2013). ETABS 2013 Watch and Learn.
<http://www.csiamerica.com/etabs2013/watch-and-learn#page=page-1>
- ▶ Díaz S. (2012). Apuntes de Aplicaciones Computacionales en Estructuras. Quito. EPN.
- ▶ Dirección General de Reglamentos y Sistemas. (2007). Reglamento para Diseño y construcción de Edificios en Mampostería Estructural. República Dominicana. Secretaría de Estado de Obras Públicas y Comunicaciones.
- ▶ Espinoza J. (2011). Curso de Estructuras III. Quito.
- ▶ Guerra M. y Chacón D. (2010). Manual para el Diseño Sismoresistente de Edificaciones Utilizando el Programa ETABS. Quito. Ecuador.

- ▶ Gordillo T. Bloques de Hormigón. Córdoba. Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Córdoba.
- ▶ Instituto Ecuatoriano de Normalización. Norma NTE 0643:93.
- ▶ Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2002). Código Ecuatoriano de la Construcción. Quito. INEC
- ▶ KIMSA. (2011). KIMSA Epoxi Anclaje Resina Epoxi Acrilato para Anclajes (Cartuchos). <http://www.youtube.com/watch?v=AjVV-1dugM>
- ▶ Lambe W. y Whitman R. (1979). Mecánica de Suelos. 1ra Edición. Editorial Limusa.
- ▶ Montenegro J. (2011). Evaluación de Estructuras con el uso de Esclerómetro. Civilgeeks. <http://civilgeeks.com/2011/09/27/evaluacion-de-estructuras-con-el-uso-de-esclerometro/>
- ▶ Montes de Oca M. (1981). Topografía. Cuarta Edición Revisada. México D.F. Representaciones y Servicios de Ingeniería, S.A.
- ▶ Morrison Ingenieros. (2012). Mampostería Reforzada. <http://www.youtube.com/watch?v=k94yUtfDDfQ>
- ▶ Norma I.N.V. E – 153 – 07. Parámetros de Resistencia del Suelo Mediante Compresión Triaxial.
- ▶ OPS/Cardona O. (2000), Fundamentos para la Mitigación de Desastres en Establecimientos de Salud. Washington, D.C.
- ▶ Paredes J. y Fernández L. (2010). Investigación Teórico Experimental de un Sistema Estructural Alternativo. Quito. EPN.

- ▶ Placencia P. (1999). Diseño Sismo Resistente de Edificios con Vigas Banda. Quito.

- ▶ San Bartolomé A. (2010). Albañilería de bloques de suelo prensado reforzada con tubos. Lima. Laboratorio de Estructuras, Departamento de Ingeniería Pontificia Universidad Católica del Perú.

- ▶ Schneider R.; Walter L. y Dickey. (1980). Reinforced Masonry Design. New Jersey. USA. Prentice Hall.

- ▶ Valle Rodas R. (1982). Carreteras, Calles y Aeropistas.

- ▶ Valverde, J. (2003). Diseño de Cimentaciones y Pilotes. Quito.

ANEXOS

ANEXO A
PLANOS ARQUITECTÓNICOS ESTADO ACTUAL



ÁREA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL:

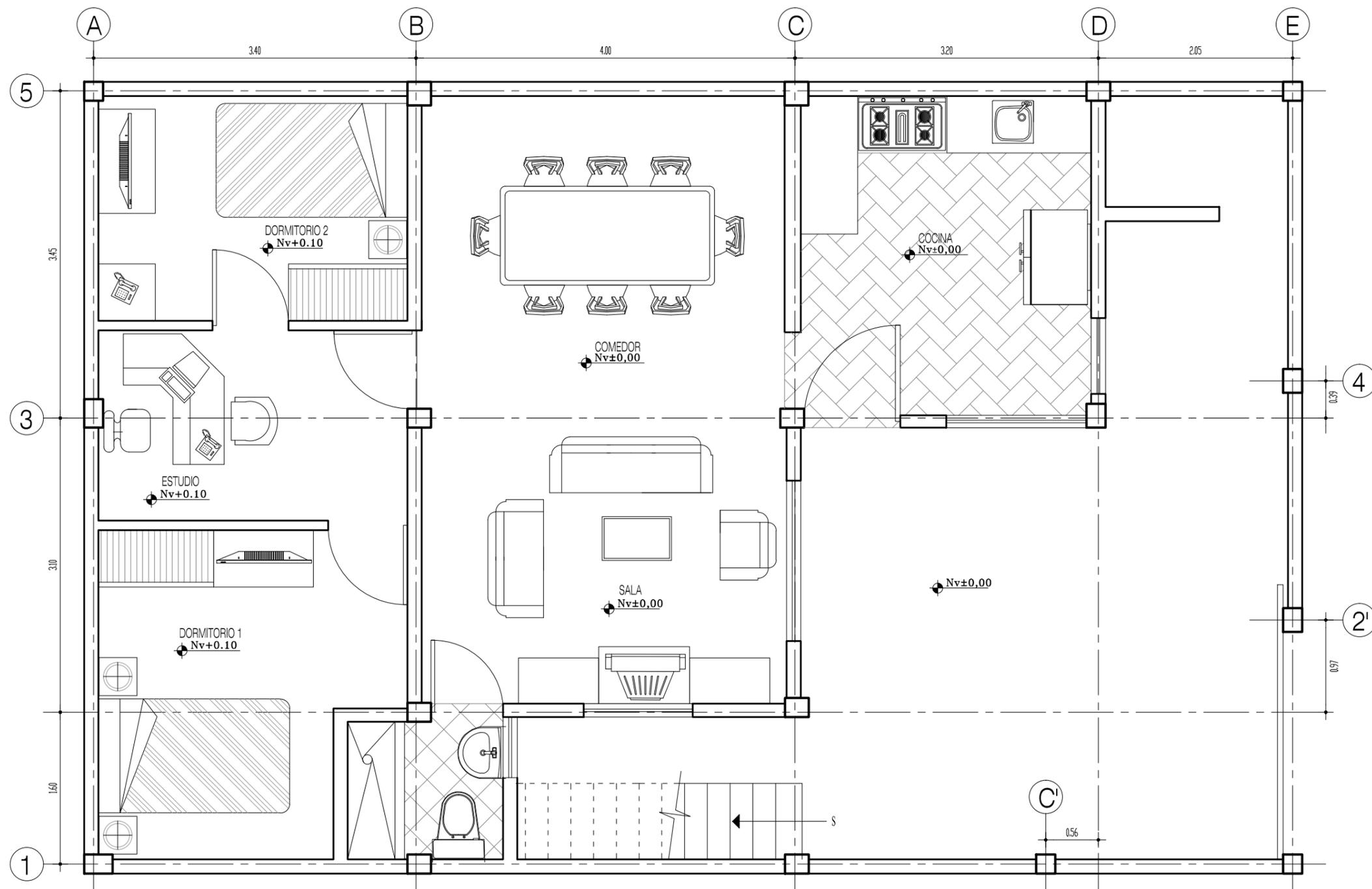
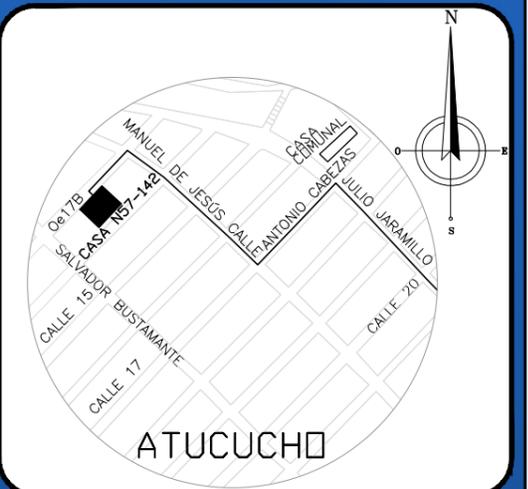
TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

PROYECTO:

**DIAGNÓSTICO Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO
ESTRUCTURALES DE UNA EDIFICACIÓN REPRESENTATIVA
EN EL BARRIO ATUCUCHO, DE QUITO**

UBICACIÓN:

QUITO, PARROQUIA COCHAPAMBA, BARRIO ATUCUCHO



PLANTA BAJA
ESCALA 1:50

REVISADO POR:

ELABORADO POR:

EDGAR LUMBI; GERARDO AGUILAR
ESTUDIANTES

PROPIETARIA:

ING. FÉLIX VACA
DIRECTOR DE TESIS

Sr(a).

CONTIENE:

**PLANTA ARQUITETÓNICA (actual)
PLANTA BAJA**

SELLOS MUNICIPALES:



ÁREA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL:

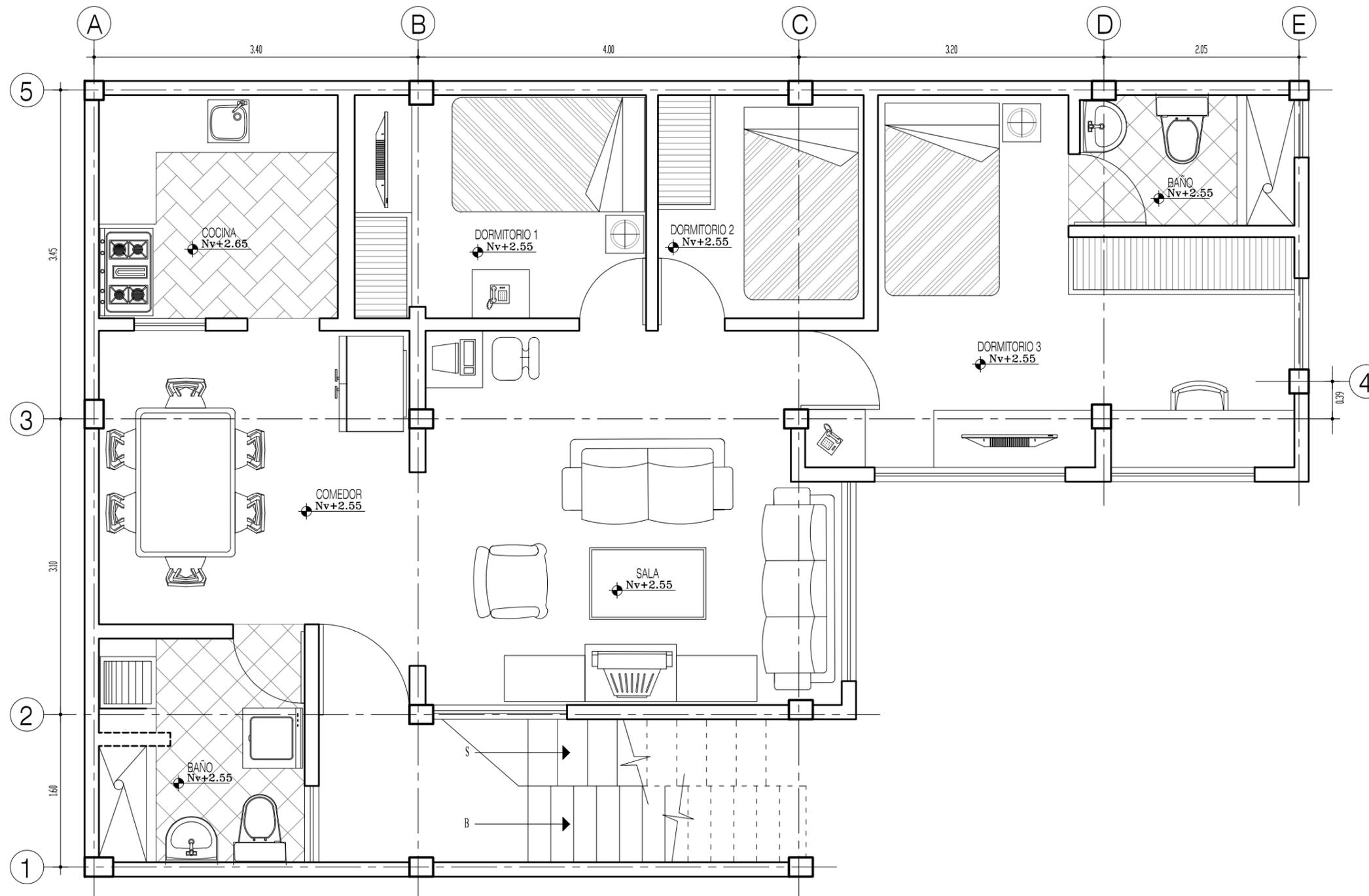
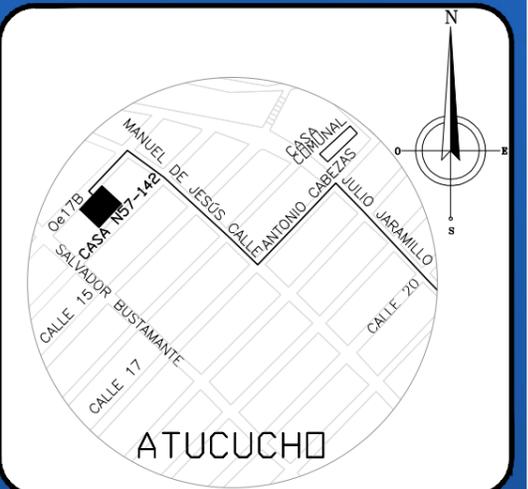
TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

PROYECTO:

DIAGNÓSTICO Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURALES DE UNA EDIFICACIÓN REPRESENTATIVA EN EL BARRIO ATUCUCHO, DE QUITO

UBICACIÓN:

QUITO, PARROQUIA COCHAPAMBA, BARRIO ATUCUCHO



PRIMERA PLANTA ALTA

ESCALA _____ 1:50

REVISADO POR:	ELABORADO POR:
	EDGAR LUMBI; GERARDO AGUILAR ESTUDIANTES
	PROPIETARIA:
ING. FÉLIX VACA DIRECTOR DE TESIS	Sr(a).

CONTIENE:
**PLANTA ARQUITETÓNICA (actual)
PRIMERA PLANTA ALTA**

SELLOS MUNICIPALES:



ÁREA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL:

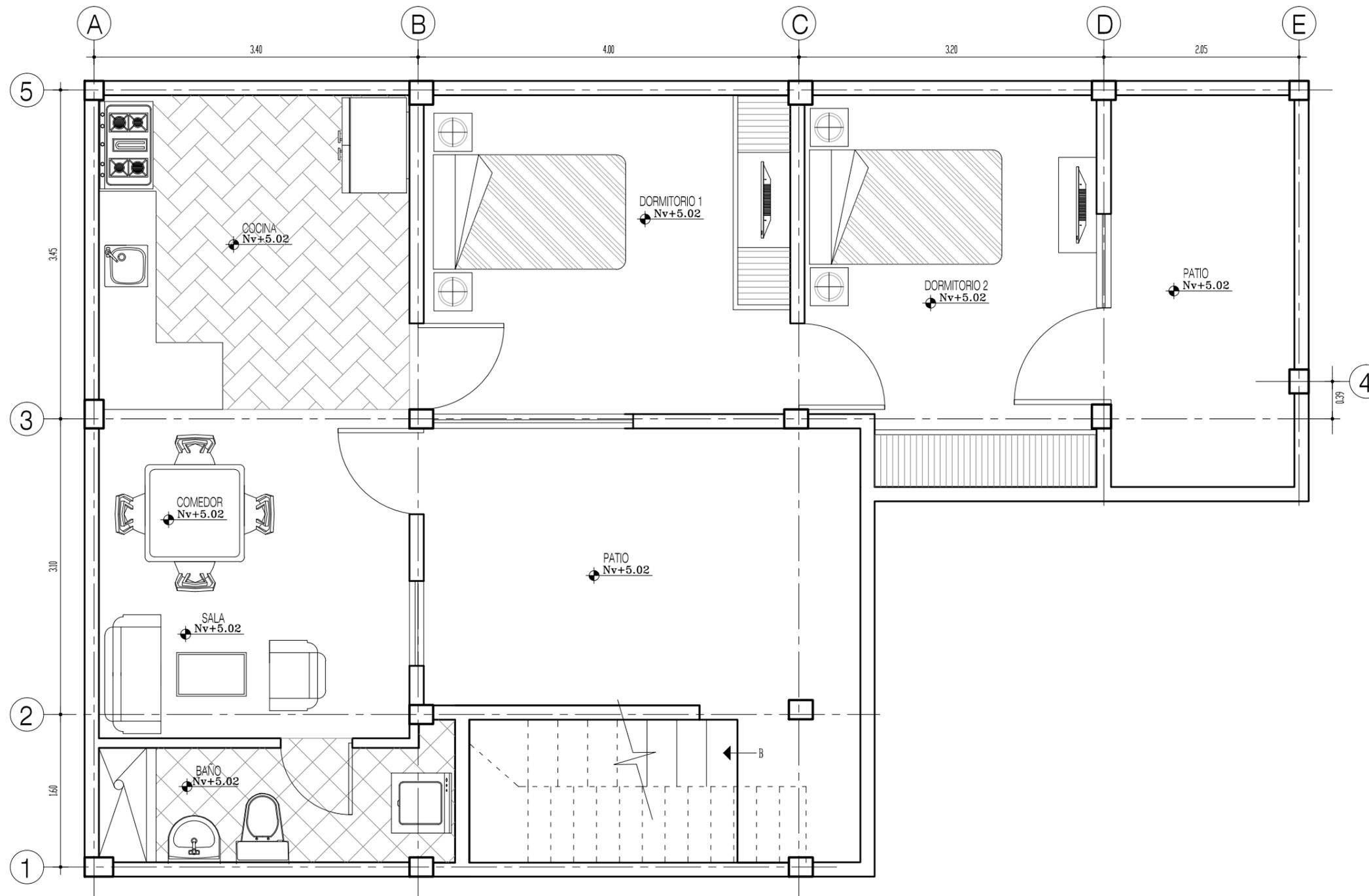
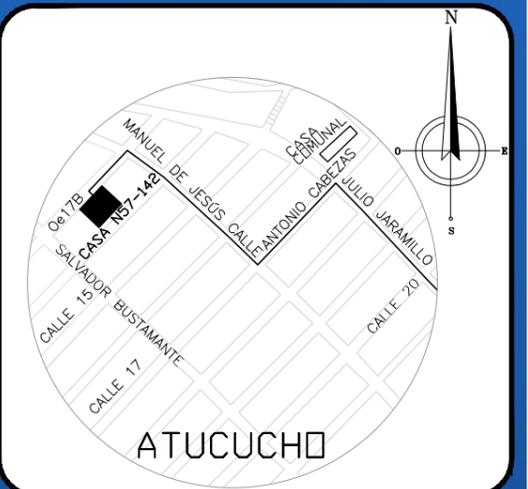
TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

PROYECTO:

**DIAGNÓSTICO Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO
ESTRUCTURALES DE UNA EDIFICACIÓN REPRESENTATIVA
EN EL BARRIO ATUCUCHO, DE QUITO**

UBICACIÓN:

QUITO, PARROQUIA COCHAPAMBA, BARRIO ATUCUCHO



SEGUNDA PLANTA ALTA

ESCALA _____ 1:50

REVISADO POR:

ELABORADO POR:

EDGAR LUMBI; GERARDO AGUILAR
ESTUDIANTES

PROPIETARIA:

ING. FÉLIX VACA
DIRECTOR DE TESIS

Sr(a).

CONTIENE:

**PLANTA ARQUITETÓNICA (actual)
SEGUNDA PLANTA ALTA**

SELLOS MUNICIPALES:

AGOSTO

2014

LÁMINA No.

A3
5



ÁREA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL:

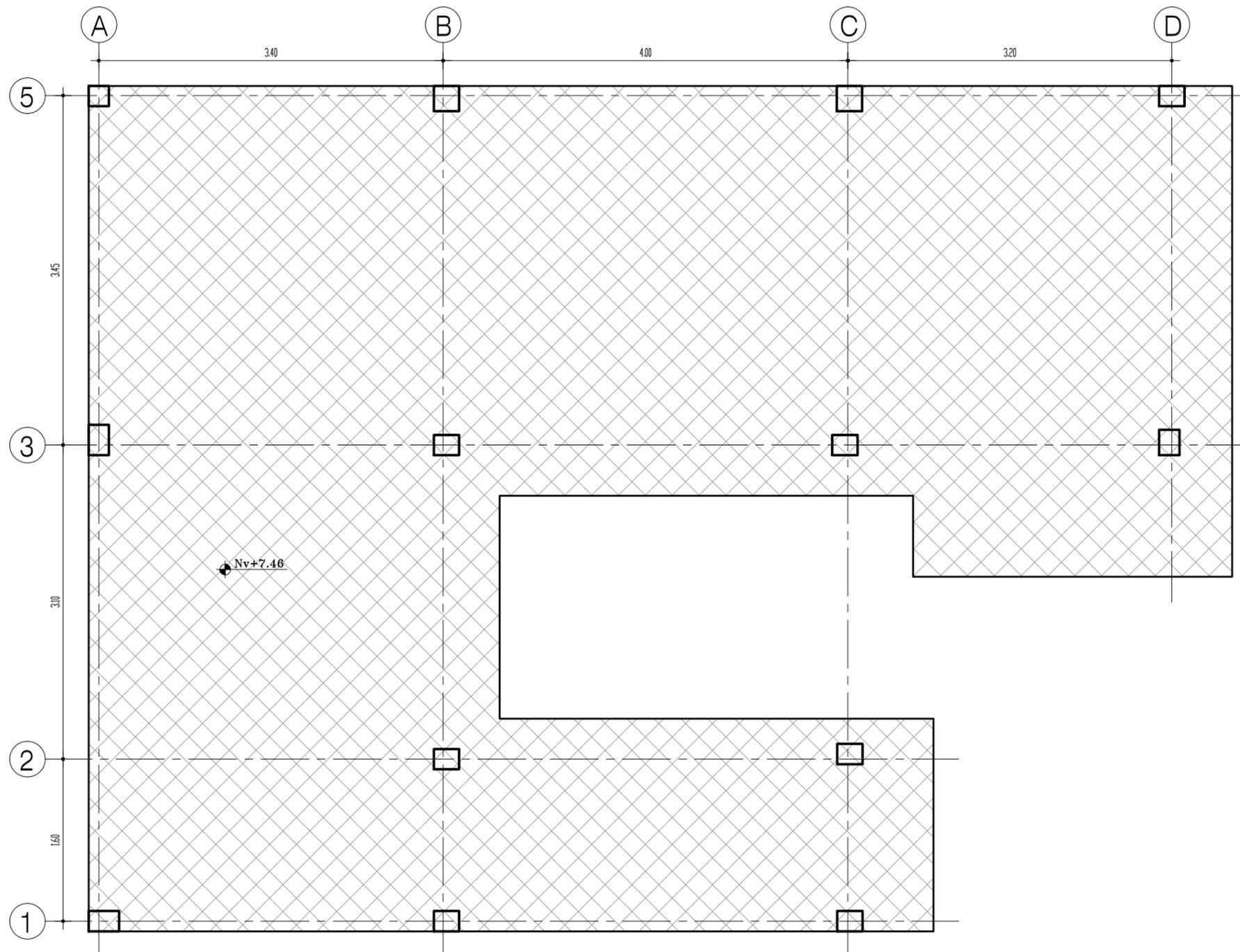
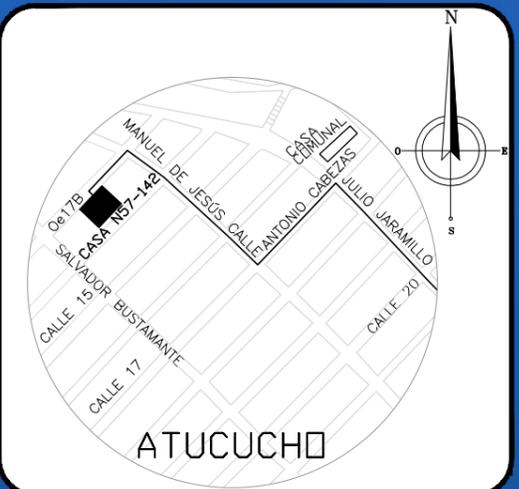
TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

PROYECTO:

**DIAGNÓSTICO Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO
ESTRUCTURALES DE UNA EDIFICACIÓN REPRESENTATIVA
EN EL BARRIO ATUCUCHO, DE QUITO**

UBICACIÓN:

QUITO, PARROQUIA COCHAPAMBA, BARRIO ATUCUCHO



PLANTA TERRAZA INACCESIBLE
ESCALA 1:50

REVISADO POR:

ELABORADO POR:

EDGAR LUMBI; GERARDO AGUILAR
ESTUDIANTES

PROPIETARIA:

ING. FÉLIX VACA
DIRECTOR DE TESIS

Sr(a).

CONTIENE:

**PLANTA ARQUITETÓNICA (actual)
PLANTA TERRAZA INACCESIBLE**

SELLOS MUNICIPALES:



ÁREA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL:

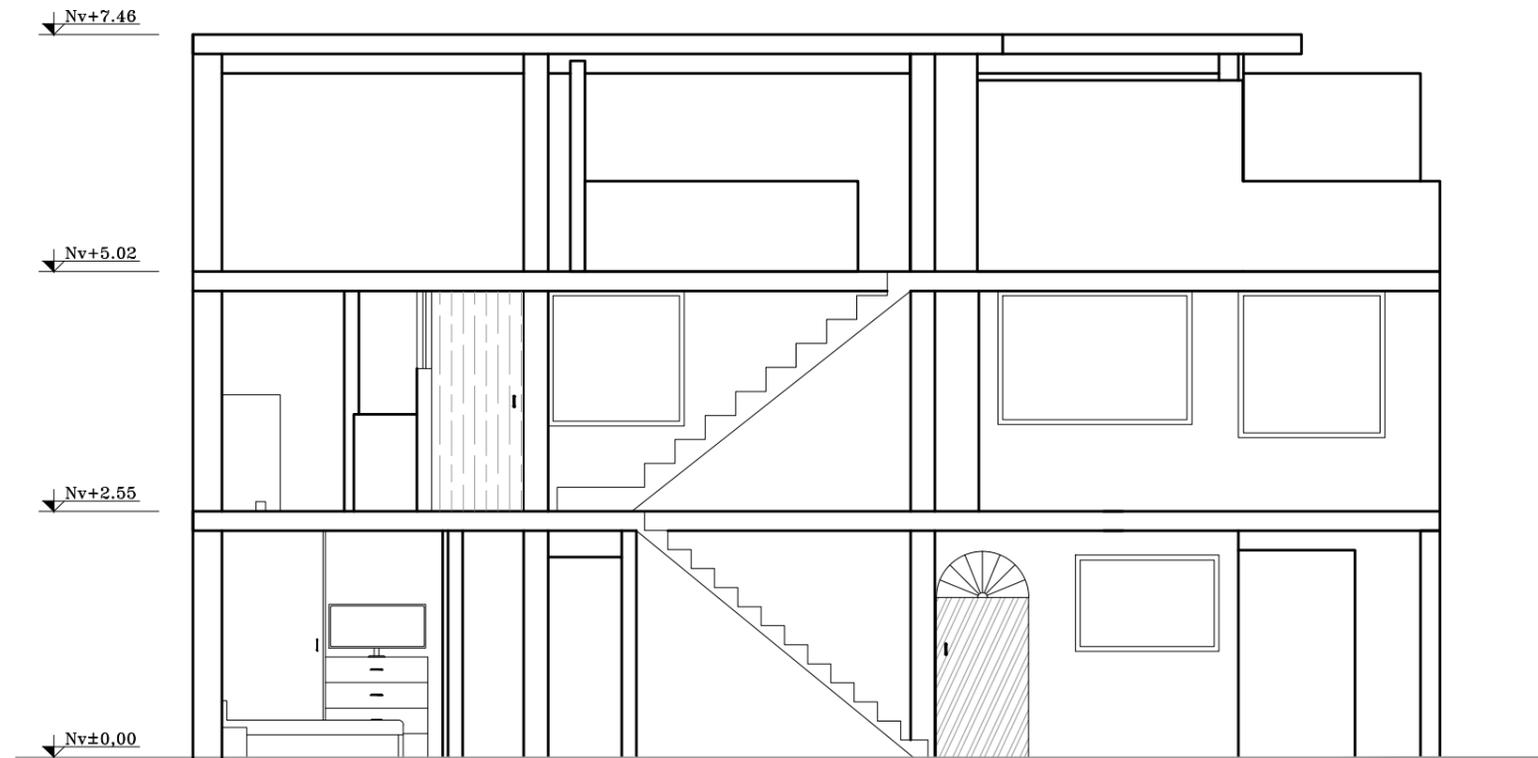
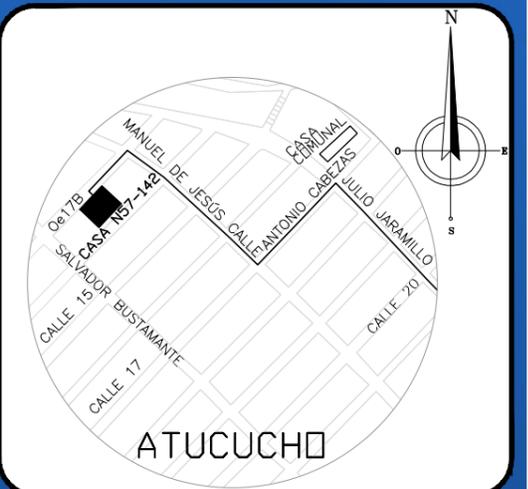
TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

PROYECTO:

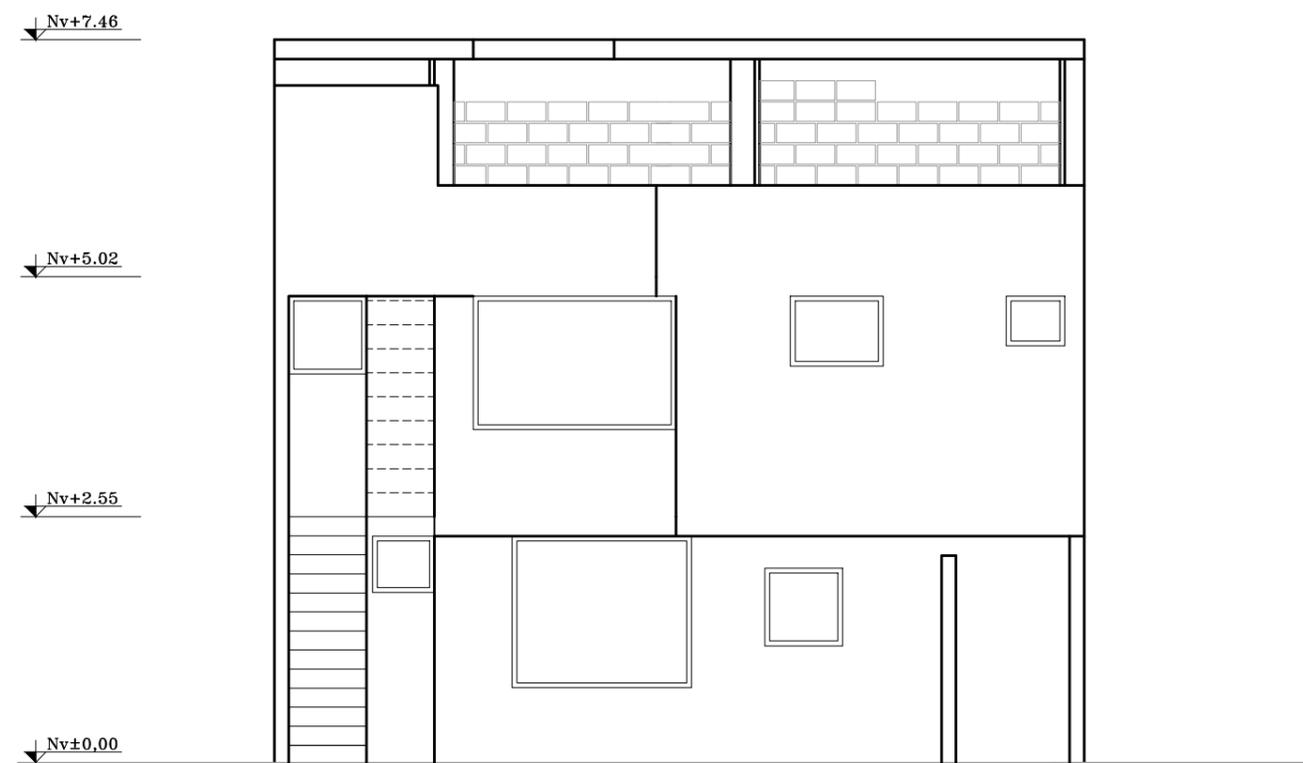
DIAGNÓSTICO Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURALES DE UNA EDIFICACIÓN REPRESENTATIVA EN EL BARRIO ATUCUCHO, DE QUITO

UBICACIÓN:

QUITO, PARROQUIA COCHAPAMBA, BARRIO ATUCUCHO



Corte a-a
ESCALA 1:75



Corte Fachada Frontal
ESCALA 1:75

REVISADO POR:	ELABORADO POR:
	EDGAR LUMBI; GERARDO AGUILAR ESTUDIANTES
	PROPIETARIA:
ING. FÉLIX VACA DIRECTOR DE TESIS	Sr(a).

CONTIENE:
PLANO ARQUITETÓNICO (actual)
CORTE a-a
CORTE FACHADA FRONTAL

SELLOS MUNICIPALES:

ANEXO B
PLANOS ESTRUCTURALES ESTADO ACTUAL



ÁREA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL:

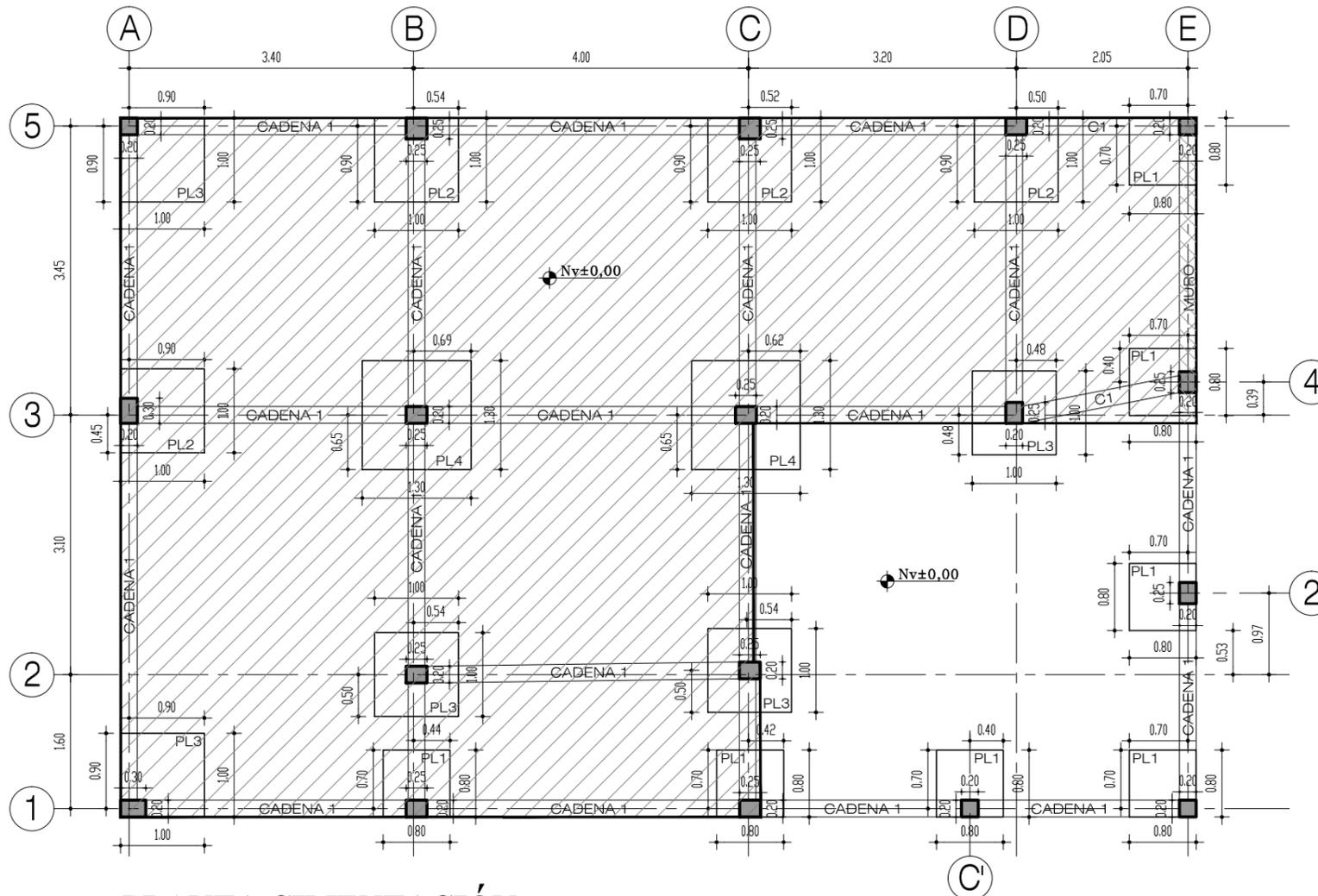
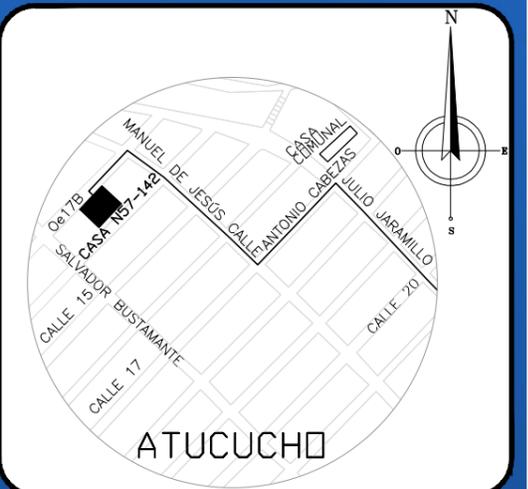
TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

PROYECTO:

DIAGNÓSTICO Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURALES DE UNA EDIFICACIÓN REPRESENTATIVA EN EL BARRIO ATUCUCHO, DE QUITO

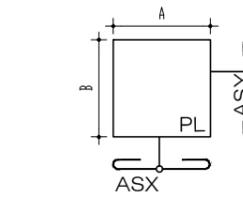
UBICACIÓN:

QUITO, PARROQUIA COCHAPAMBA, BARRIO ATUCUCHO



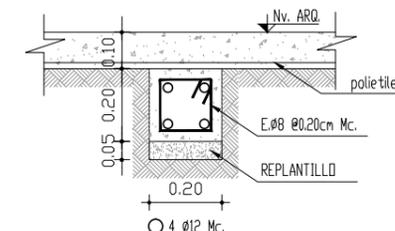
PLANTA CIMENTACIÓN

ESCALA _____ 1:75



TIPOS DE PLINTOS

ESCALA _____ S/E

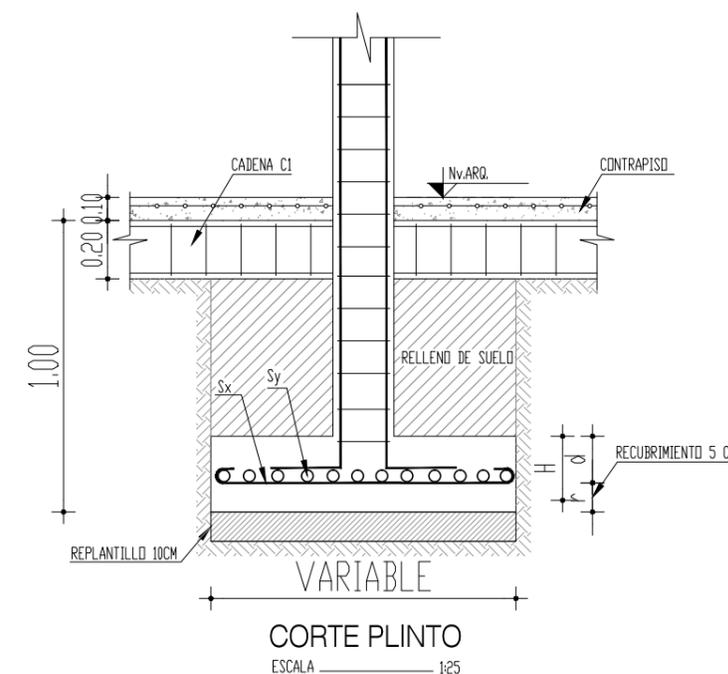


DETALLE CADENA C1

ESCALA _____ 1:20

CUADRO DE PLINTOS									
COLUMNAS	PLINTO	TIPO	No	DIMENSIONES		ARMADURA		NIVELES	
				A	B	H	Acero en ASX	Acero en ASY	CADENA
B1-C1-B1-E1-E3-E5-E6	PL1	7	0.80	0.80	0.20	5Ø12Ø20 Mc	5Ø12Ø20 Mc	ARQ.	ARQ.
A4-B6-C6-36	PL2	4	1.00	0.90	0.20	6Ø12Ø20 Mc	6Ø12Ø20 Mc	ARQ.	ARQ.
A1-B2-C2-D4-M6	PL3	5	1.00	1.00	0.20	6Ø12Ø20 Mc	6Ø12Ø20 Mc	ARQ.	ARQ.
B4-C4	PL4	2	1.20	1.20	0.20	7Ø12Ø20 Mc	7Ø12Ø20 Mc	ARQ.	ARQ.

NIVEL	CUADRO DE COLUMNAS							
	COLUMNA TIPO 1	COLUMNA TIPO 2	COLUMNA TIPO 3	COLUMNA TIPO 4	COLUMNA TIPO 5	COLUMNA TIPO 6	COLUMNA TIPO 7	COLUMNA TIPO 8
Nv+7.46								
Nv+5.82								
Nv±2.55								
Nv±0.00	EST.Ø8 Ø15cm 4 Ø12							
Nv-1.00								



CORTE PLINTO

ESCALA _____ 1:25

REVISADO POR:

ELABORADO POR:

EDGAR LUMBI; GERARDO AGUILAR ESTUDIANTES

PROPIETARIA:

ING. FÉLIX VACA DIRECTOR DE TESIS

Sr(a).

CONTIENE:

**PLANO ESTRUCTURAL (actual)
PLANTA DE CIMENTACIÓN**

SELLOS MUNICIPALES:



ÁREA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL:

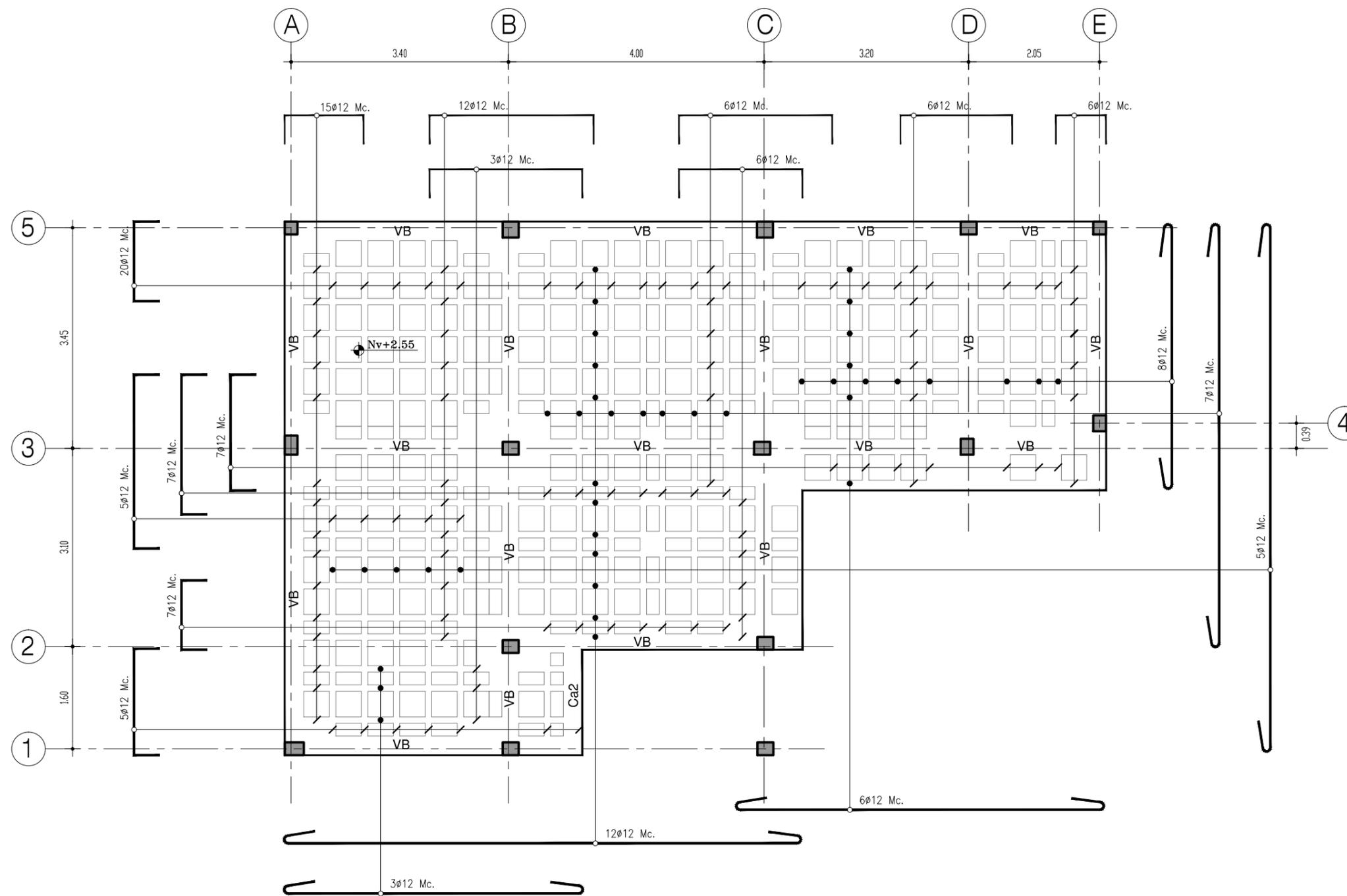
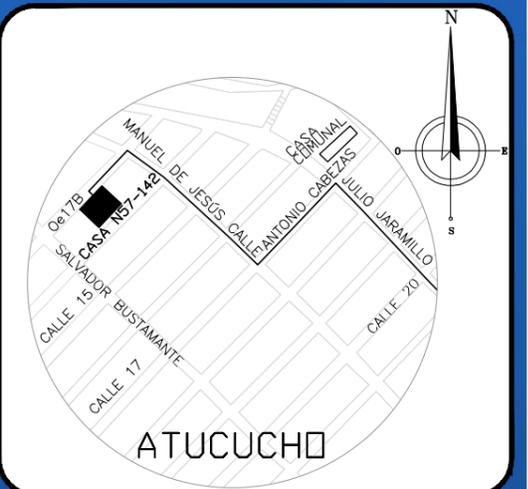
TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

PROYECTO:

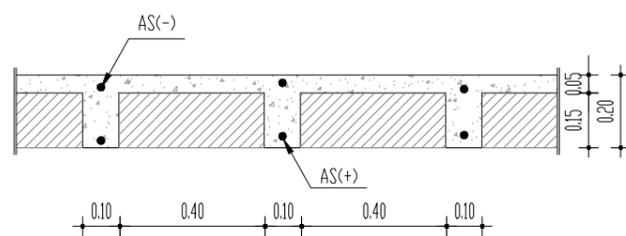
DIAGNÓSTICO Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURALES DE UNA EDIFICACIÓN REPRESENTATIVA EN EL BARRIO ATUCUCHO, DE QUITO

UBICACIÓN:

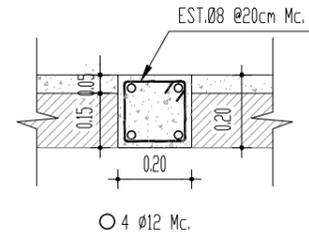
QUITO, PARROQUIA COCHAPAMBA, BARRIO ATUCUCHO



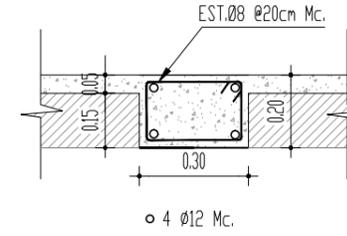
LOSA PRIMERA PLANTA ALTA
ESCALA 1:75



CORTE TÍPICO DE LOSA
ESCALA 1:20



CADENA Ca2
ESCALA 1:20



VIGA BANDA VB
ESCALA 1:20

REVISADO POR:

ELABORADO POR:

EDGAR LUMBI; GERARDO AGUILAR
ESTUDIANTES

PROPIETARIA:

ING. FÉLIX VACA
DIRECTOR DE TESIS

Sr(a).

CONTIENE:

**PLANO ESTRUCTURAL (actual)
LOSA PRIMERA PLANTA ALTA**

SELLOS MUNICIPALES:



ÁREA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL:

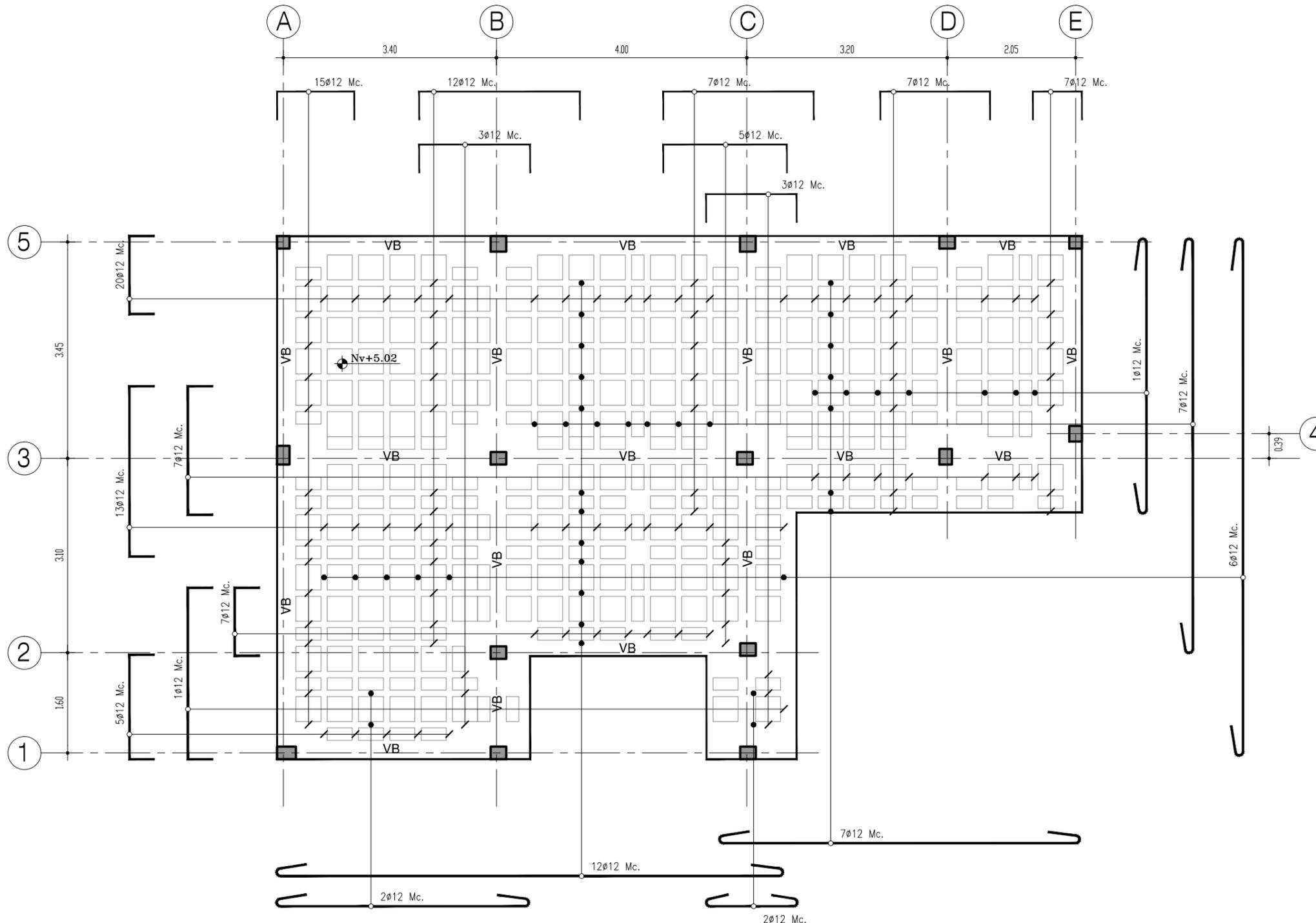
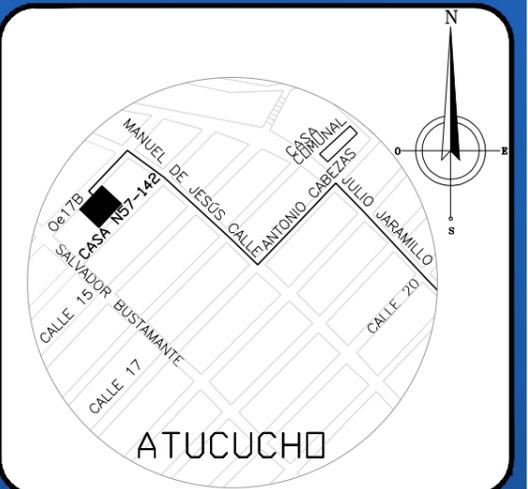
TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

PROYECTO:

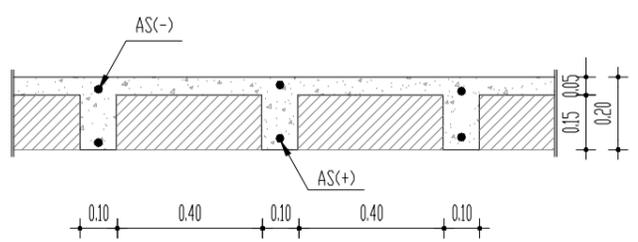
DIAGNÓSTICO Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURALES DE UNA EDIFICACIÓN REPRESENTATIVA EN EL BARRIO ATUCUCHO, DE QUITO

UBICACIÓN:

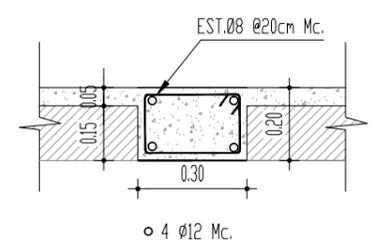
QUITO, PARROQUIA COCHAPAMBA, BARRIO ATUCUCHO



LOSA SEGUNDA PLANTA ALTA
ESCALA 1:75



CORTE TÍPICO DE LOSA
ESCALA 1:20



VIGA BANDA VB
ESCALA 1:20

REVISADO POR:	ELABORADO POR:
	EDGAR LUMBI; GERARDO AGUILAR ESTUDIANTES
	PROPIETARIA:
ING. FÉLIX VACA DIRECTOR DE TESIS	Sr(a).

CONTIENE:
**PLANO ESTRUCTURAL (actual)
LOSA SEGUNDA PLANTA ALTA**

SELLOS MUNICIPALES:



ÁREA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL:

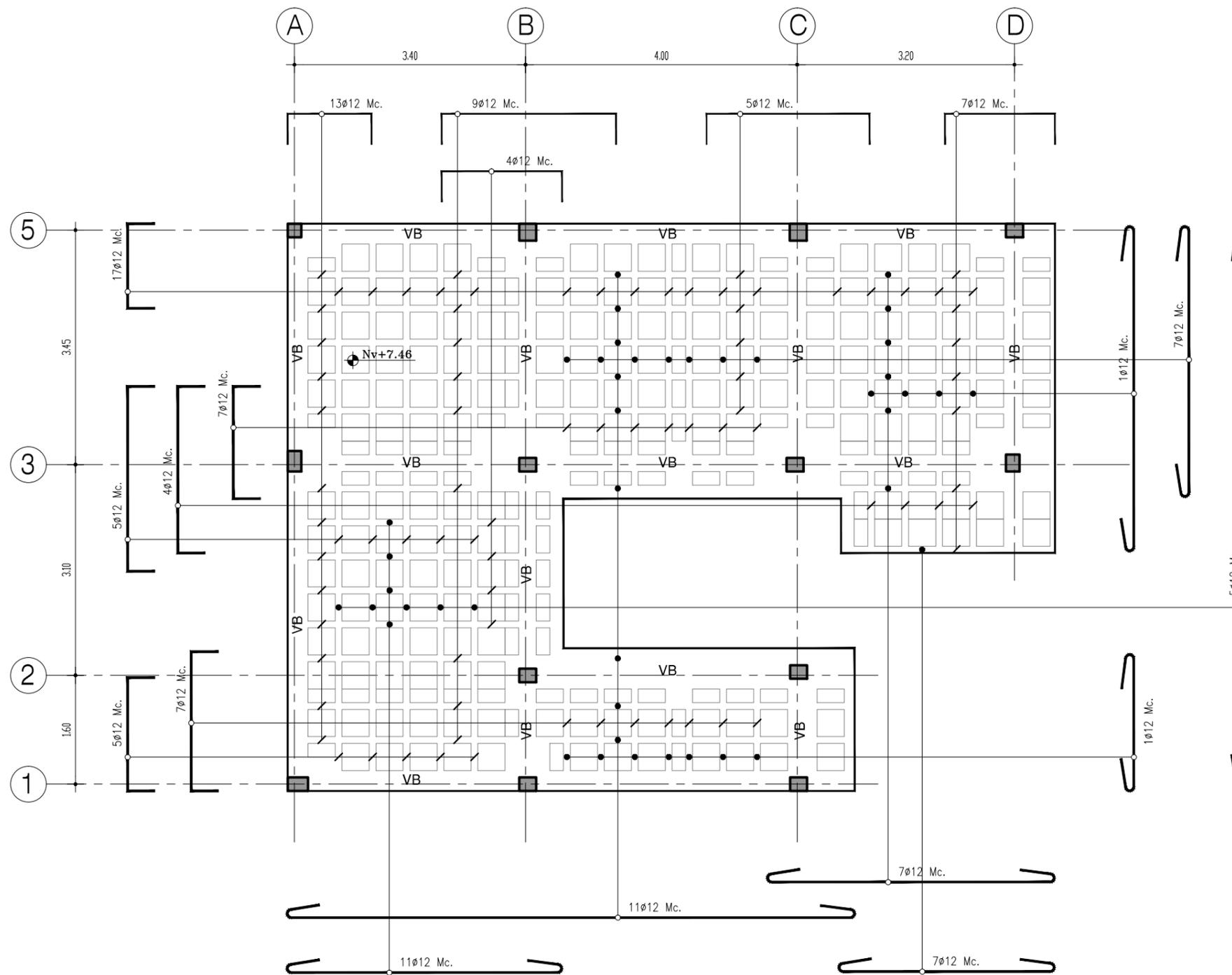
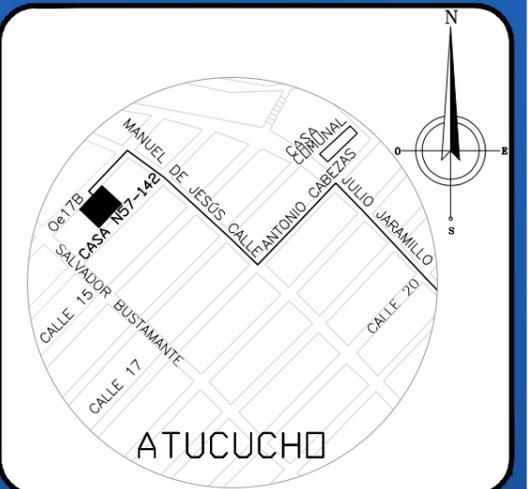
TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

PROYECTO:

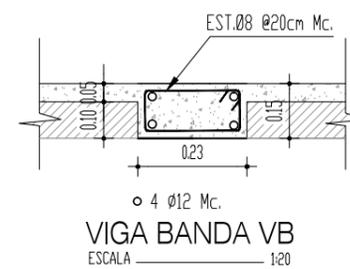
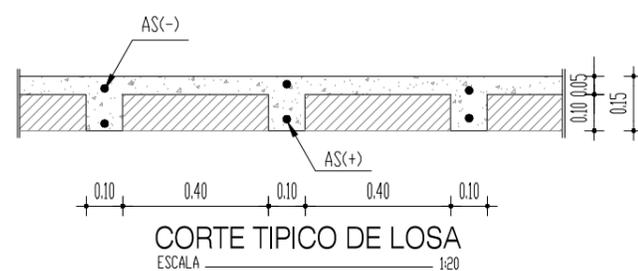
DIAGNÓSTICO Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURALES DE UNA EDIFICACIÓN REPRESENTATIVA EN EL BARRIO ATUCUCHO, DE QUITO

UBICACIÓN:

QUITO, PARROQUIA COCHAPAMBA, BARRIO ATUCUCHO



LOSA PLANTA TERRAZA INACCESIBLE
ESCALA 1:75



REVISADO POR:

ELABORADO POR:

EDGAR LUMBI; GERARDO AGUILAR
ESTUDIANTES

PROPIETARIA:

ING. FÉLIX VACA
DIRECTOR DE TESIS

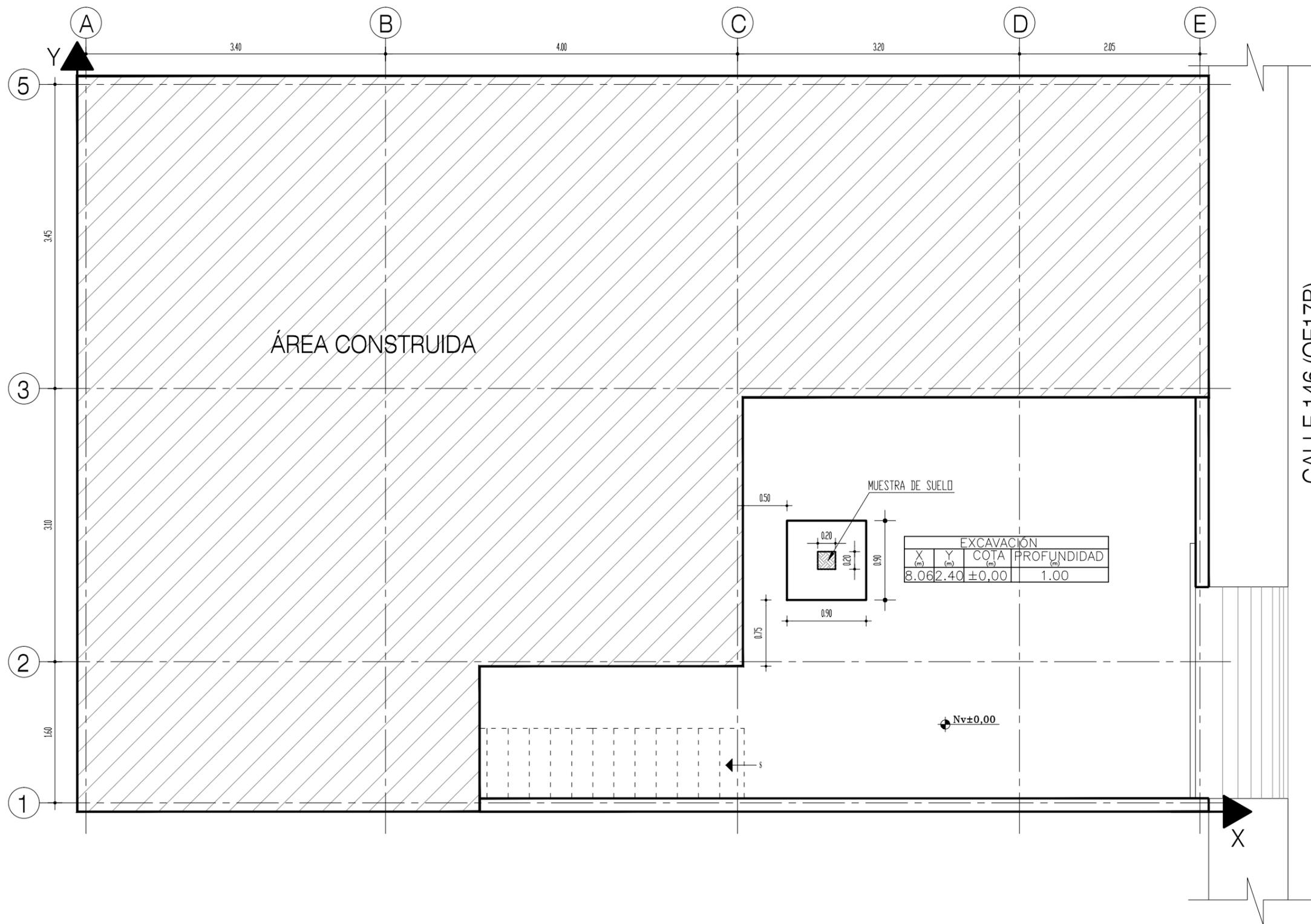
Sr(a).

CONTIENE:

**PLANO ESTRUCTURAL (actual)
LOSA PLANTA TERRAZA INACCESIBLE**

SELLOS MUNICIPALES:

ANEXO C
UBICACIÓN DE SONDEO



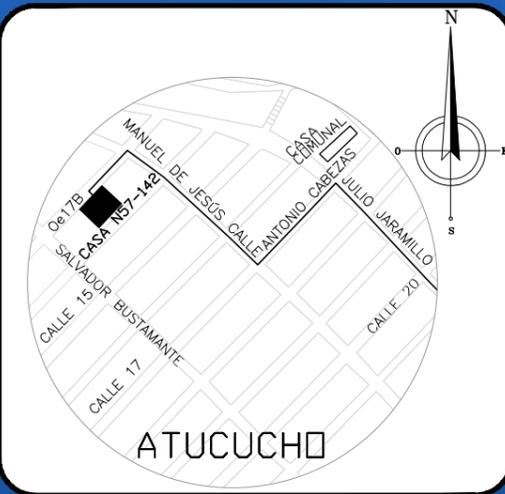
UBICACIÓN DE SONDEO
ESCALA 1:50



ÁREA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL:
TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

PROYECTO:
DIAGNÓSTICO Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURALES DE UNA EDIFICACIÓN REPRESENTATIVA EN EL BARRIO ATUCUCHO, DE QUITO

UBICACIÓN:
QUITO, PARROQUIA COCHAPAMBA, BARRIO ATUCUCHO



REVISADO POR:	ELABORADO POR:
	EDGAR LUMBI; GERARDO AGUILAR ESTUDIANTES
ING. FÉLIX VACA DIRECTOR DE TESIS	PROPIETARIA: Sr(a).

CONTIENE:
UBICACIÓN DE SONDEO

SELLOS MUNICIPALES:

ANEXO D
REFORZAMIENTO DE PAREDES



ÁREA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL:

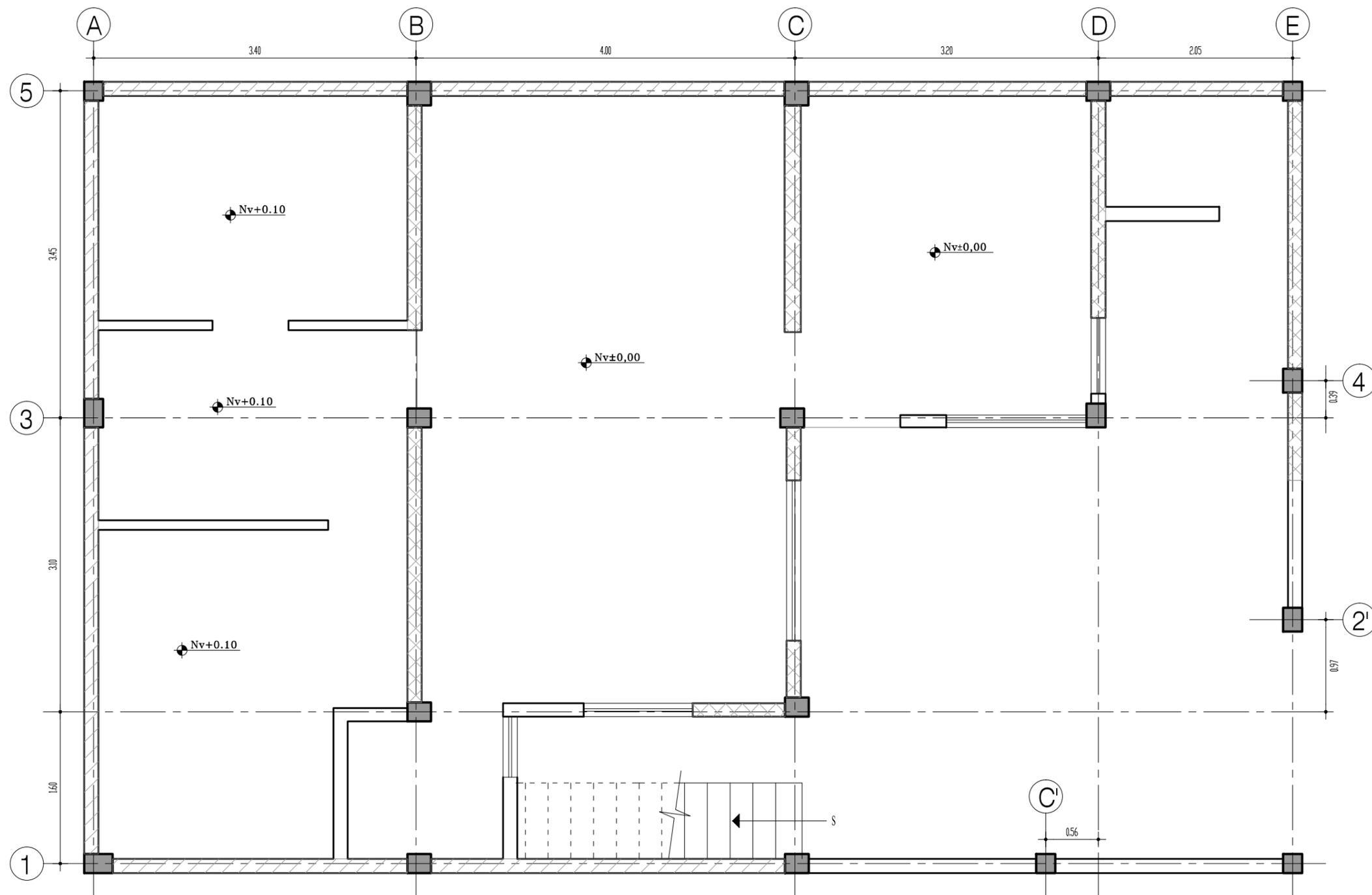
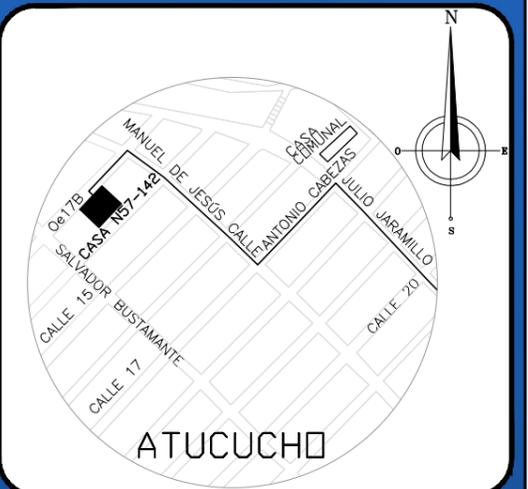
TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

PROYECTO:

**DIAGNÓSTICO Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO
ESTRUCTURALES DE UNA EDIFICACIÓN REPRESENTATIVA
EN EL BARRIO ATUCUCHO, DE QUITO**

UBICACIÓN:

QUITO, PARROQUIA COCHAPAMBA, BARRIO ATUCUCHO



SIMBOLOGÍA	
	ENCHAPE 1 LADO
	ENCHAPE 2 LADOS

PLANTA BAJA
ESCALA 1:50

REVISADO POR:	ELABORADO POR:
	EDGAR LUMBI; GERARDO AGUILAR ESTUDIANTES
	PROPIETARIA:
ING. FÉLIX VACA DIRECTOR DE TESIS	Sr(a).

CONTIENE:
**DISTRIBUCIÓN DE PAREDES REFORZADAS
PLANTA BAJA**

SELLOS MUNICIPALES:



ÁREA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL:

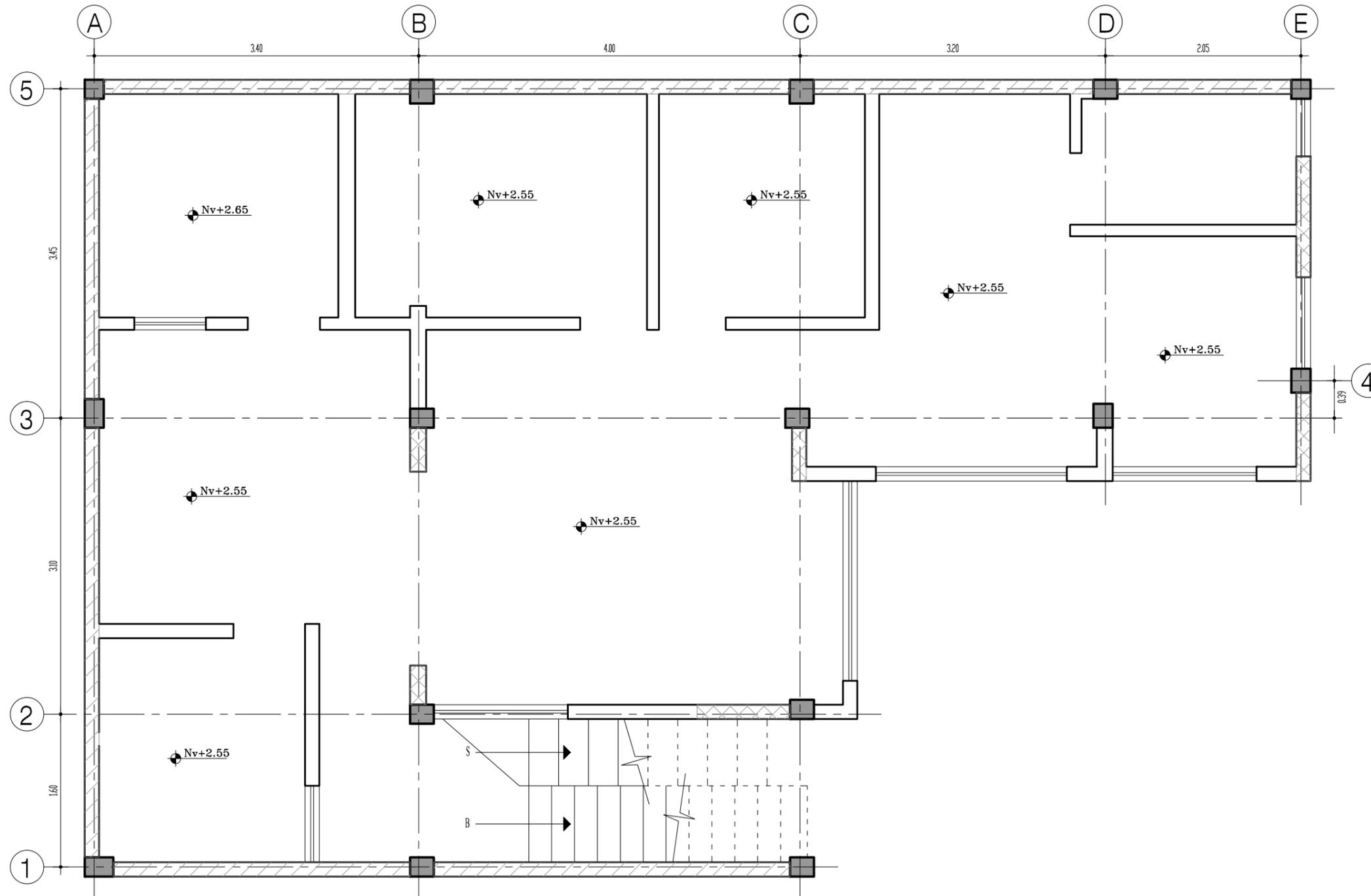
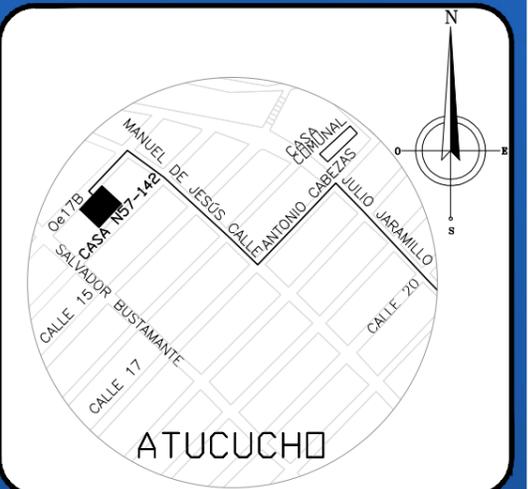
TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

PROYECTO:

DIAGNÓSTICO Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURALES DE UNA EDIFICACIÓN REPRESENTATIVA EN EL BARRIO ATUCUCHO, DE QUITO

UBICACIÓN:

QUITO, PARROQUIA COCHAPAMBA, BARRIO ATUCUCHO



PRIMERA PLANTA ALTA

ESCALA _____ 1:50

SIMBOLOGÍA	
	ENCHAPE 1 LADO
	ENCHAPE 2 LADOS

REVISADO POR:

ELABORADO POR:

EDGAR LUMBI; GERARDO AGUILAR
ESTUDIANTES

PROPIETARIA:

ING. FÉLIX VACA
DIRECTOR DE TESIS

Sr(a).

CONTIENE:

**DISTRIBUCIÓN DE PAREDES REFORZADAS
PRIMERA PLANTA ALTA**

SELLOS MUNICIPALES:

AGOSTO

2014

LÁMINA No.

R2
4



ÁREA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL:

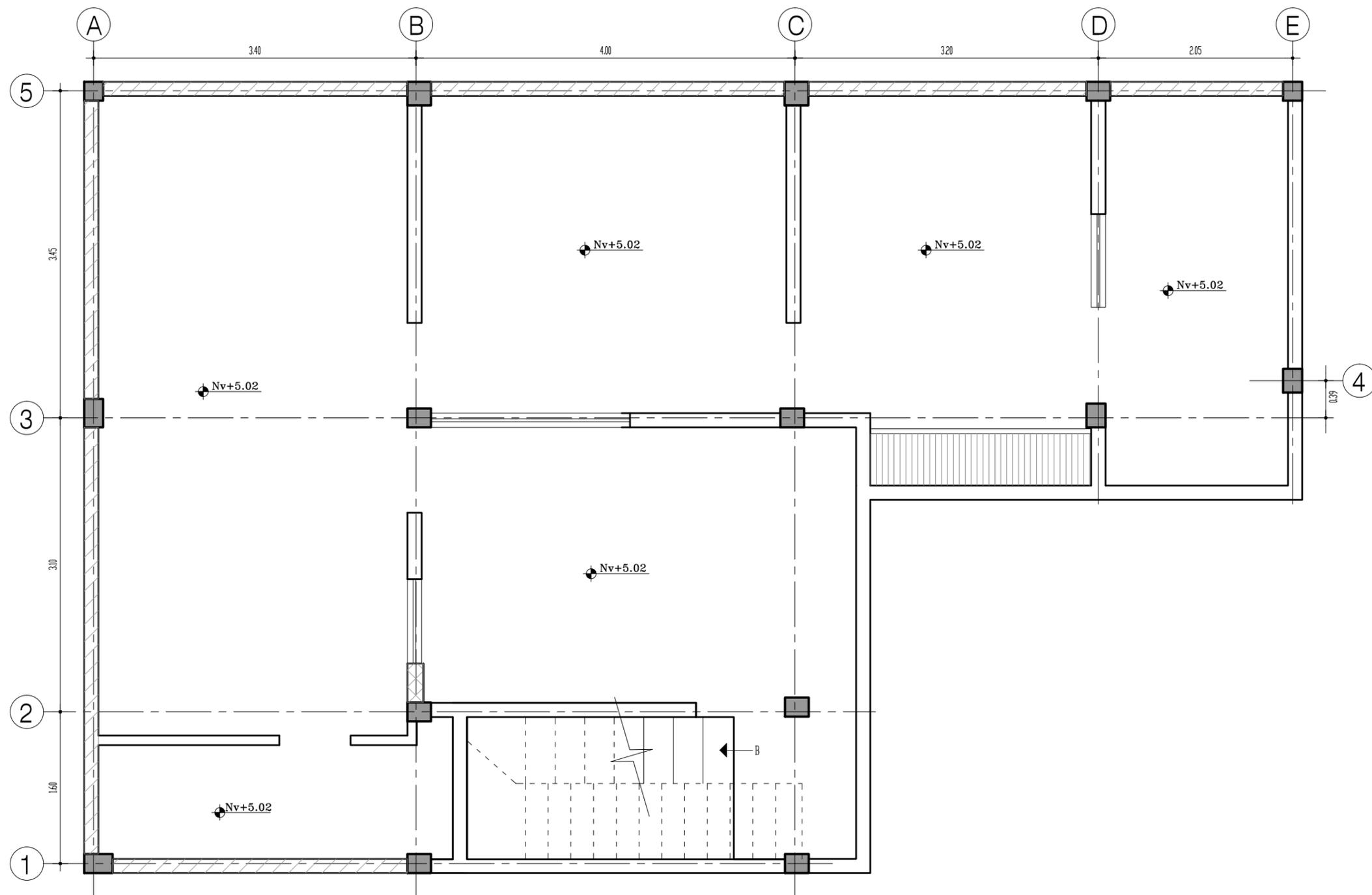
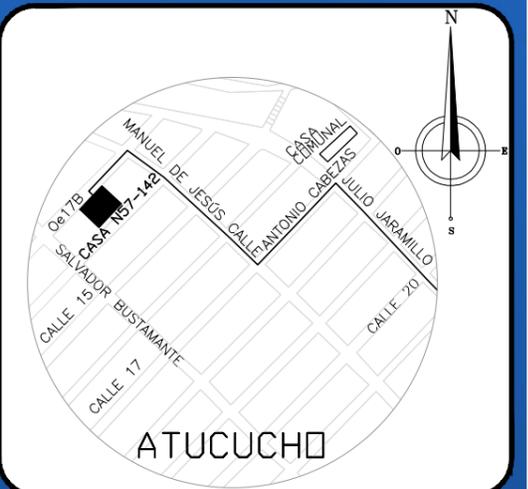
TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

PROYECTO:

DIAGNÓSTICO Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURALES DE UNA EDIFICACIÓN REPRESENTATIVA EN EL BARRIO ATUCUCHO, DE QUITO

UBICACIÓN:

QUITO, PARROQUIA COCHAPAMBA, BARRIO ATUCUCHO



SIMBOLOGÍA	
	ENCHAPE 1 LADO
	ENCHAPE 2 LADOS

SEGUNDA PLANTA ALTA
ESCALA _____ 1:50

REVISADO POR:	ELABORADO POR:
	EDGAR LUMBI; GERARDO AGUILAR ESTUDIANTES
ING. FÉLIX VACA DIRECTOR DE TESIS	PROPIETARIA: Sr(a).

CONTIENE:
**DISTRIBUCIÓN DE PAREDES REFORZADAS
SEGUNDA PLANTA ALTA**

SELLOS MUNICIPALES:



ÁREA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL:

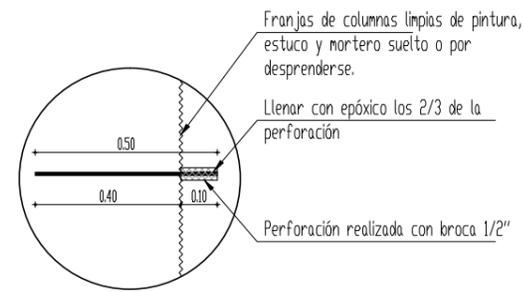
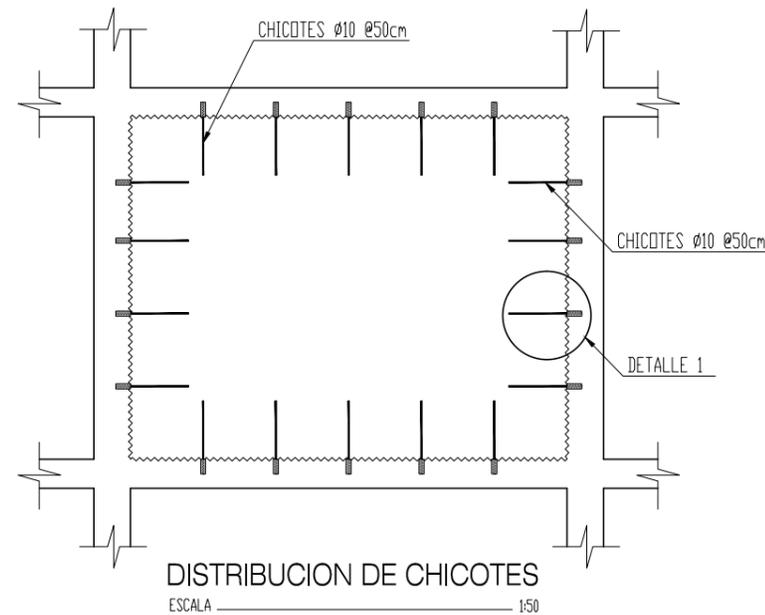
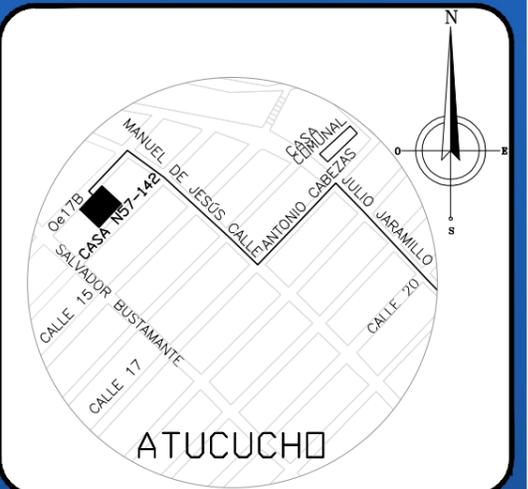
TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

PROYECTO:

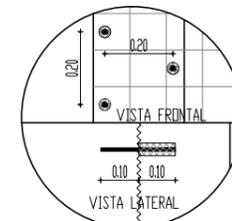
DIAGNÓSTICO Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURALES DE UNA EDIFICACIÓN REPRESENTATIVA EN EL BARRIO ATUCUCHO, DE QUITO

UBICACIÓN:

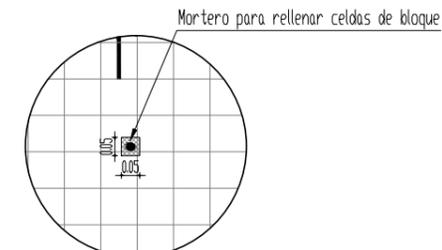
QUITO, PARROQUIA COCHAPAMBA, BARRIO ATUCUCHO



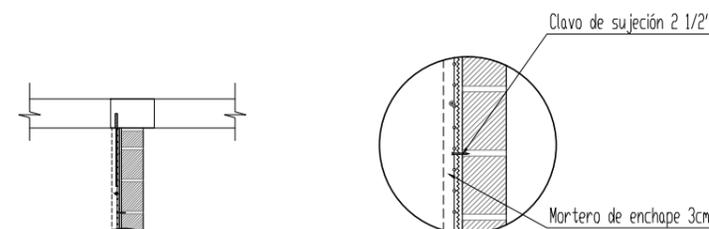
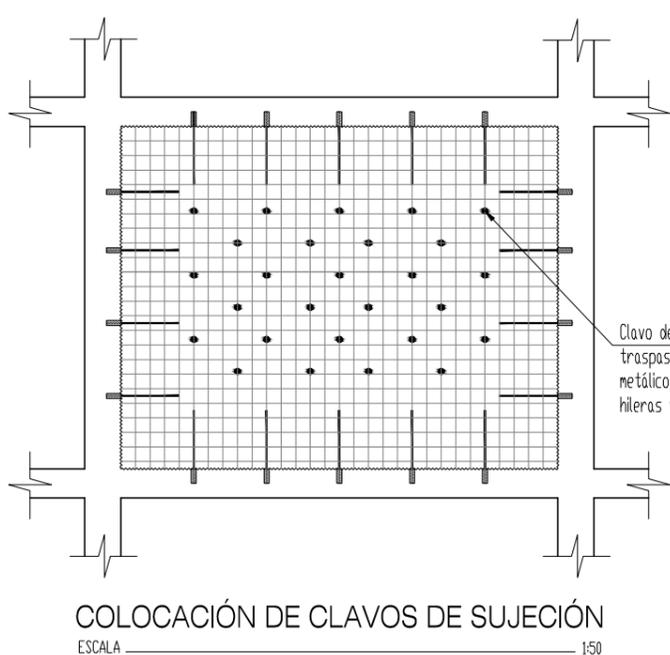
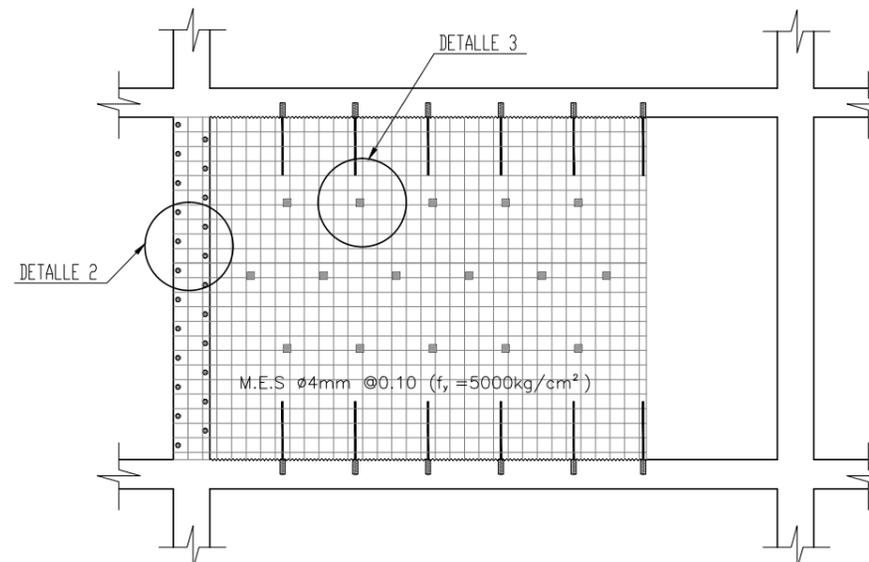
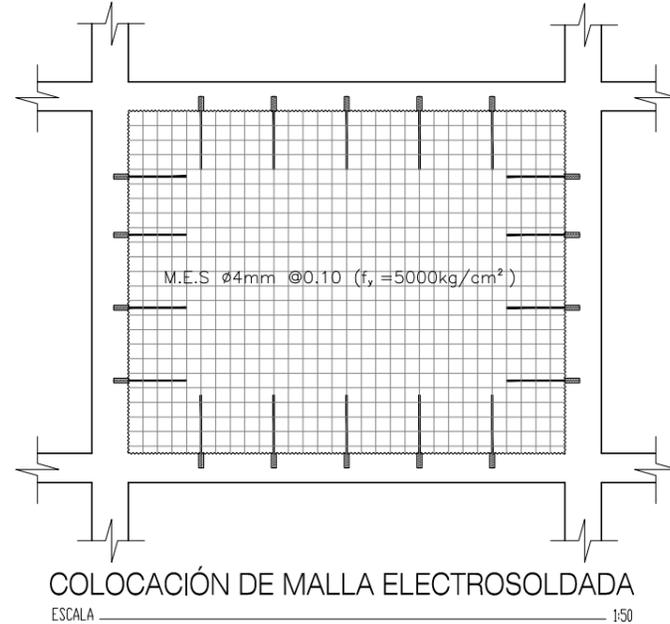
DETALLE 1
ESCALA 1:20



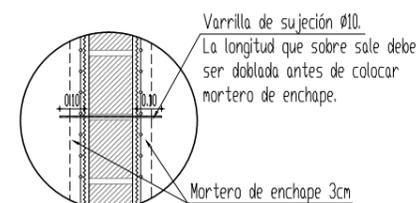
DETALLE 2
ESCALA 1:20



DETALLE 3
ESCALA 1:20

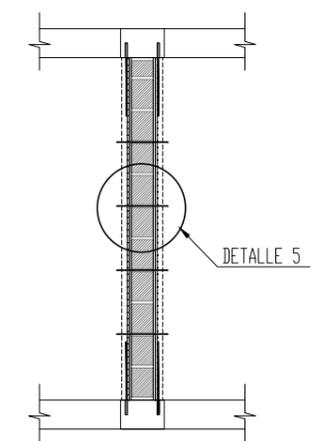


DETALLE 4
ESCALA 1:25



DETALLE 5
ESCALA 1:25

CORTE PAREDES EXTERNAS
ESCALA 1:50



CORTE PAREDES INTERNAS
ESCALA 1:50

REVISADO POR:

ELABORADO POR:

EDGAR LUMBI; GERARDO AGUILAR
ESTUDIANTES

PROPIETARIA:

ING. FÉLIX VACA
DIRECTOR DE TESIS

Sr(a).

CONTIENE:

**PLANO ESTRUCTURAL DE REFORZAMIENTO
DETALLE DE ENCHAPADO**

SELLOS MUNICIPALES: