

# **ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL**

**DISEÑO DE UN SISTEMA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL  
PARA EL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y  
AMBIENTAL DE LA ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL**

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

**JOSÉ ANDRÉS ARIAS SALAZAR**  
ja24as@hotmail.com

**DIRECTOR: ING. JORGE VINTIMILLA**  
vintimilla.j@hotmail.com

**Quito, Diciembre 2015**

## DECLARACIÓN

Yo, José Andrés Arias Salazar, declaro que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he 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 por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

---

**JOSÉ ANDRÉS ARIAS SALAZAR**

## CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por José Andrés Arias Salazar, bajo mi supervisión.

---

**ING. JORGE VINTIMILLA**  
**DIRECTOR DEL PROYECTO**

## AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, quiero agradecer a Dios por haberme dado la salud y la fortaleza para poder terminar mi carrera profesional. Quiero agradecerle al Señor, por haberme dado a mis padres Washington y Amparito que han sido mis ángeles en la Tierra. Gracias papi y mami por tanto amor, paciencia y perseverancia. Todo lo que soy se lo debo a ustedes.

Quiero agradecer enormemente a mis ñaños Pablo Santiago y Juan Sebastián. Gracias por todo su apoyo y comprensión. Gracias por los buenos y malos momentos, gracias por compartir toda nuestra vida juntos y apoyarnos. Siempre los tengo presente.

Quiero agradecer a mi Gaby, el amor de mi vida. Gracias por todo tu amor, comprensión y apoyo. Gracias por ser mi fortaleza en momentos de debilidad y mi calma en momentos de desesperación.

Quiero agradecer también a mi mamacita. Gracias por prepararnos las comidas para llevar a Quito y por todo su amor. Gracias a mis tíos Marcelito y Consuelito por estar siempre presentes. Gracias a mis amigos Cristian Rosero, John Cheng y Pato Pazmiño por su amistad y por los buenos momentos vividos en la universidad.

Finalmente quiero agradecer a la Facultad de Ingeniería Civil y a la Escuela Politécnica Nacional por haberme brindado la mejor educación. Especialmente quiero agradecer a los profesores Ing. Patricio Placencia, Ing. Félix Vaca, Ing. Roberto Arellano e Ing. Jorge Vintimilla por toda su ayuda a lo largo de mis estudios.

*José Andrés*



## DEDICATORIA

A Dios, el artesano de mi vida que me llena con su amor.

A mis padres, mis ángeles en la Tierra.

A mis hermanos, mis compañeros para siempre.

A mi Gaby, mi único amor.

*José Andrés*

## CONTENIDO

### TOMO I

DECLARACIÓN.....	II
CERTIFICACIÓN.....	III
AGRADECIMIENTOS.....	IV
DEDICATORIA.....	V
CONTENIDO.....	VI
LISTADO DE FIGURAS.....	XI
LISTADO DE CUADROS.....	XVI
LISTADO DE FOTOGRAFÍAS.....	XX
RESUMEN.....	XXI
ABSTRACT.....	XXIII
PRESENTACIÓN.....	XXV
CAPÍTULO 1.....	1
INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.2 PELIGRO SÍSMICO EN EL ECUADOR.....	2
1.2.1 AMENAZA SISMÍCA.....	2
1.2.2 VULNERABILIDAD SÍSMICA.....	10
1.3 FILOSOFÍA DE DISEÑO SISMO RESISTENTE.....	18
1.3.1 PRINCIPIOS DE SISMO RESISTENCIA.....	18
1.3.2 FILOSOFÍA DE DISEÑO SISMO RESISTENTE DE LA NORMA ECUATORIANA DE CONSTRUCCIÓN.....	21
1.4 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO.....	22
1.4.1 UBICACIÓN.....	22
1.4.2 DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA.....	25
1.4.3 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL.....	29
1.4.4 TIPO DE SUELO.....	31
1.5 MÉTODOS DE REFORZAMIENTO.....	34

CAPÍTULO 2.....	35
ANÁLISIS DE DOS ALTERNATIVAS.....	35
2.1    MODELO ESTRUCTURAL INICIAL.....	35
2.1.1    CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES.....	35
2.1.2    HIPÓTESIS DE CARGA VERTICAL.....	39
2.1.3    CÁLCULO DE LA CARGA SÍSMICA O CORTE BASAL.....	47
2.1.4    DEFINICIÓN DE PARÁMETROS PROGRAMA ETABS.....	55
2.1.5    MODELO ESTRUCTURAL SIN PAREDES EN EL PROGRAMA ETABS V.9.7.4.....	61
2.1.6    MODELO ESTRUCTURAL CON PAREDES EN EL PROGRAMA ETABS V.9.7.4.....	96
2.1.7    DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO.....	99
2.2    ALTERNATIVA 1.....	105
2.3    ALTERNATIVA 2.....	106
 CAPÍTULO 3.....	 108
MODELO ESTRUCTURAL DE LA SOLUCIÓN Y DISEÑO ESTRUCTURAL	108
3.1    ALTERNATIVA DEFINITIVA.....	108
3.1.1    ENCHAPADO DE PAREDES DE MAMPOSTERÍA....	109
3.1.2    MATERIALES.....	109
3.1.3    DISPOSICIÓN DE LAS PAREDES PORTANTES.....	112
3.1.4    MODIFICACIONES ARQUITECTÓNICAS.....	113
3.1.5    CIMENTACIÓN.....	119
3.2    MODELO ESTRUCTURAL DE LA SOLUCIÓN.....	119
3.2.1    HIPÓTESIS DE CARGA VERTICAL MUERTA.....	120
3.2.2    HIPÓTESIS DE CARGA VERTICAL VIVA.....	122
3.2.3    CÁLCULO Y DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE LA FUERZA SÍSMICA O CORTE BASAL.....	122
3.2.4    DEFINICIÓN DE PARÁMETROS EN EL PROGRAMA ETABS.....	128
3.2.5    MODELO ESTRUCTURAL CON PAREDES	

	PORTANTES ENCHAPADAS EN EL SOFTWARE	
	ETABS V.9.7.4.....	131
	3.2.6 DISCRETIZACIÓN DE PAREDES EN ETABS.....	141
3.3	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL REFORZAMIENTO.....	143
	3.3.1 RELACIÓN DE ASPECTO.....	143
	3.3.2 VERIFICACIÓN DE ARMADURAS.....	145
	3.3.3 DISEÑO A FLEXO – COMPRESIÓN.....	146
	3.3.4 DISEÑO POR CORTE.....	150
	3.3.5 RESUMEN DE ACERO DE REFUERZO DISEÑADO	152
	CAPÍTULO 4.....	153
	EVALUACIÓN DE LA ESTRUCTURA REFORZADA.....	153
4.1	RESULTADOS DEL MODELO ESTRUCTURAL DE LA SOLUCIÓN.....	153
	4.1.1 PERÍODO DE VIBRACIÓN T.....	153
	4.1.2 FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA R.....	153
	4.1.3 PORCENTAJE DE FUERZA SÍSMICA O CORTE BASAL.....	154
	4.1.4 RELACIÓN DE ASPECTO DE MUROS.....	154
	4.1.5 RESULTADOS DEL MODELO ESTRUCTURAL ETABS.....	155
	4.1.6 MODOS DE VIBRACIÓN.....	156
	4.1.7 CAMBIOS ARQUITECTÓNICOS.....	157
4.2	VERIFICACIÓN REQUISITOS DE NORMA N.E.C.....	157
	4.2.1 RESISTENCIA POR CAPACIDAD DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	158
	4.2.2 CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA PARA DISIPAR ENERGIA SÍSMICA.....	165
	4.2.3 DERIVAS DE PISO.....	165
	4.2.4 CONCLUSIÓN DE LA EVALUACIÓN DE LA ESTRUCTURA REFORZADA.....	166

CAPÍTULO 5.....	168
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS, PLANOS Y PRESUPUESTO.....	168
5.1 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.....	168
5.1.1 RUBRO Nro. 1: REPLANTEO.....	168
5.1.2 RUBRO Nro. 2: EXCAVACIÓN MANUAL DE CIMIENTOS.....	169
5.1.3 RUBRO Nro.3: RELLENO A MÁQUINA COMPACTADO CON MATERIAL DEL SITIO.....	171
5.1.4 RUBRO Nro. 4: DERROCAMIENTO DE MAMPOSTERIA DE BLOQUE.....	173
5.1.5 RUBRO Nro. 5: DERROCAMIENTO MANUAL DE ELEMENTOS DE HORMIGON.....	174
5.1.6 RUBRO Nro. 6: ANCLAJES A PLINTOS Ø 20mm DE 50 cm.....	175
5.1.7 RUBRO Nro.7: PEGADO DEL HORMIGÓN DE ZAPATAS CORRIDAS A PAREDES DE PLINTOS EXISTENTES.....	176
5.1.8 RUBRO Nro. 8: REPLANTILLO $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$ .....	177
5.1.9 RUBRO Nro. 9: ACERO DE REFUERZO DE ZAPATAS CORRIDAS $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .....	178
5.1.10 RUBRO Nro. 10: ACERO DE REFUERZO DE MUROS ENCHAPADOS $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .....	180
5.1.11 RUBRO Nro. 11: MALLA ELECTROSOLDADA Ø 10mm CADA 15 cm PARA MUROS ENCHAPADOS..	181
5.1.12 RUBRO Nro. 12: MALLA ELECTROSOLDADA Ø 8mm CADA 15cm PARA MUROS ENCHAPADOS.....	183
5.1.13 RUBRO Nro. 13: CONECTORES DE PAREDES ENCHAPADAS Ø 5mm de 50 cm.....	184
5.1.14 RUBRO Nro. 14: ANCLAJES A COLUMNAS Ø 10mm DE 30 cm.....	185
5.1.15 RUBRO Nro. 15: CONECTORES DE ENTREPISO Ø 20mm DE 70 cm.....	186
5.1.16 RUBRO Nro. 16: HORMIGÓN EN ZAPATAS CORRIDAS	

DE CIMENTACIÓN $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ .....	187
5.1.17 RUBRO Nro. 17: HORMIGÓN PROYECTADO EN MUROS ENCHAPADOS $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ .....	189
5.1.18 RUBRO Nro. 18: ENCOFRADO METALICO EN ZAPATAS CORRIDAS.....	192
5.1.19 RUBRO Nro. 19: MAMPOSTERIA DE BLOQUE e = 20 cm.....	193
5.2 PLANOS Y DETALLES CONSTRUCTIVOS DEL REFORZAMIENTO.....	196
5.3 PRESUPUESTO.....	201

## TOMO II

CAPÍTULO 6.....	203
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	203
6.1 CONCLUSIONES.....	203
6.2 RECOMENDACIONES.....	207
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	209
ANEXOS.....	211
ANEXO No. 1: PLANOS ARQUITECTÓNICOS Y ESTRUCTURALES ORIGINALES DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL.....	212
ANEXO No. 2: CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ZAPATA CORRIDA DE CIMENTACIÓN.....	230
ANEXO No. 3: ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS.....	237

## LISTADO DE FIGURAS

FIGURA 1.1	Teoría de la deriva continental.....	3
FIGURA 1.2	Esquema de celdas de convección en la Astenósfera...	4
FIGURA 1.3	Placas tectónicas del planeta Tierra.....	5
FIGURA 1.4	Esquema de límites entre placas tectónicas.....	6
FIGURA 1.5	Cinturón de Fuego del Pacífico.....	7
FIGURA 1.6	Mapa del sistema de fallas de Quito.....	8
FIGURA 1.7	Mapa de zonas sísmicas para propósitos de diseño en el Ecuador.....	9
FIGURA 1.8	Ubicación de la F.I.C.A.....	23
FIGURA 1.9	Mapas de suelo similares de Quito.....	33
FIGURA 1.10	Resultados del ensayo para la columna de suelo de la zona “q2s”.....	33
FIGURA 2.1	Esquema en planta de los 3 bloques del edificio por separado.....	35
FIGURA 2.2	Configuración estructural del edificio de la F.I.C.A.....	36
FIGURA 2.3	Pórtico Eje “4” del Bloque A.....	37
FIGURA 2.4	Pórtico Eje “C” del Bloque B.....	38
FIGURA 2.5	Detalle del piso de baldosa.....	41
FIGURA 2.6	Detalle del piso de parquet.....	41
FIGURA 2.7	Detalle de losa alivianada.....	43
FIGURA 2.8	Detalle de la viga banda.....	43
FIGURA 2.9	Espectro sísmico del Bloque A.....	51
FIGURA 2.10	Espectro sísmico del Bloque B.....	52
FIGURA 2.11	Espectro sísmico del Bloque C.....	52
FIGURA 2.12	Propiedades del hormigón en ETABS.....	55
FIGURA 2.13	Definición de una viga ETABS.....	56
FIGURA 2.14	Acero de reforzamiento de una viga ETABS.....	56
FIGURA 2.15	Definición de una columna en ETABS.....	57
FIGURA 2.16	Acero de reforzamiento de una columna en ETABS....	57
FIGURA 2.17	Definición de un nervio en ETABS.....	58

FIGURA 2.18	Acero de reforzamiento de un nervio en ETABS.....	58
FIGURA 2.19	Definición del muro de corte en ETABS.....	59
FIGURA 2.20	Definición del muro del ascensor en ETABS.....	59
FIGURA 2.21	Definición de la loseta en ETABS.....	60
FIGURA 2.22	Modelo estructural del Bloque A en ETABS.....	61
FIGURA 2.23	Planta estructural N+10.17 del Bloque A en ETABS...	62
FIGURA 2.24	Modelo estructural del Bloque B en ETABS.....	62
FIGURA 2.25	Planta estructural N+10.17 del Bloque B en ETABS...	63
FIGURA 2.26	Modelo estructural del Bloque C en ETABS.....	63
FIGURA 2.27	Planta estructural N+30.60 del Bloque C en ETABS....	64
FIGURA 2.28	Diagrama de interacción de columna C1 – Sentido X...	69
FIGURA 2.29	Diagrama de interacción de columna C1 – Sentido Y...	69
FIGURA 2.30	Diagrama de interacción de columna C2 – Sentido X...	70
FIGURA 2.31	Diagrama de interacción de columna C2 – Sentido Y...	70
FIGURA 2.32	Diagrama de interacción de columna C3 – Sentido X...	71
FIGURA 2.33	Diagrama de interacción de columna C3 – Sentido Y...	71
FIGURA 2.34	Diagrama de interacción de columna C4 – Sentido X...	72
FIGURA 2.35	Diagrama de interacción de columna C4 – Sentido Y...	72
FIGURA 2.36	Diagrama de interacción de columna C5 – Sentido X...	73
FIGURA 2.37	Diagrama de interacción de columna C5 – Sentido Y...	73
FIGURA 2.38	Nudos a revisar en sentido X del pórtico “Eje 4” Bloque A.....	81
FIGURA 2.39	Nudos a revisar en sentido Y del pórtico “Eje C” Bloque B.....	82
FIGURA 2.40	Momentos nominales nervios anchos de losa N+6.80 pórtico “Eje 4” Bloque A.....	82
FIGURA 2.41	Momentos nominales nervios anchos de losa N+6.80 pórtico “Eje C” Bloque B.....	82
FIGURA 2.42	Sección crítica para las columnas C2 y C3.....	83
FIGURA 2.43	Sección crítica para las columnas C1.....	83
FIGURA 2.44	Longitud de anclaje disponible.....	87
FIGURA 2.45	Diagrama de interacción del muro de corte D1.....	91
FIGURA 2.46	Diagrama de interacción del muro de corte D2.....	91



FIGURA 2.47	Modelación estructural de la pared tipo clóset.....	97
FIGURA 2.48	Vista planta modelo estructural con paredes N+23.77 Bloque A.....	97
FIGURA 2.49	Vista planta modelo estructural con paredes N+20.37 Bloque B.....	98
FIGURA 2.50	Reforzamiento de columna mediante hormigón armado	106
FIGURA 3.1	Implantación de paredes portantes enchapadas Bloque A.....	112
FIGURA 3.2	Implantación de paredes portantes enchapadas Bloque B.....	113
FIGURA 3.3	Pared EH34 construida con mocheta.....	117
FIGURA 3.4	Espectro elástico de diseño sísmico de bloques A y B..	126
FIGURA 3.5	Propiedades del hormigón proyectado con varillas corrugadas en ETABS.....	128
FIGURA 3.6	Propiedades del hormigón proyectado con malla electrosoldada en ETABS.....	129
FIGURA 3.7	Sección del enchapado de hormigón proyectado, armado con varillas corrugadas en ETABS.....	130
FIGURA 3.8	Sección del enchapado de hormigón proyectado, armado con malla electrosoldada en ETABS.....	130
FIGURA 3.9	Vista norte del modelo ETABS con paredes enchapadas del Bloque A.....	131
FIGURA 3.10	Vista este del modelo ETABS con paredes enchapadas Bloque A.....	132
FIGURA 3.11	Vista sur del modelo ETABS con paredes enchapadas del Bloque A.....	132
FIGURA 3.12	Vista oeste modelo del ETABS con paredes enchapadas Bloque A.....	133
FIGURA 3.13	Planta del Mezanine N+3.40 bloque A.....	133
FIGURA 3.14	Planta del Primer Piso N+6.80 bloque A.....	134
FIGURA 3.15	Planta del Tercer Piso N+13.60 bloque A.....	134
FIGURA 3.16	Pórtico Eje 3 con etiquetas de elementos "Pier" bloque A.....	135

FIGURA 3.17	Pórtico Eje H con etiquetas de elementos “Pier” bloque A.....	135
FIGURA 3.18	Vista norte del modelo ETABS con paredes enchapadas del Bloque B.....	136
FIGURA 3.19	Vista este del modelo ETABS con paredes enchapadas Bloque B.....	137
FIGURA 3.20	Vista sur del modelo ETABS con paredes enchapadas del Bloque B.....	137
FIGURA 3.21	Vista oeste del modelo ETABS con paredes enchapadas del Bloque B.....	138
FIGURA 3.22	Planta del Mezanine N+3.40 bloque B.....	138
FIGURA 3.23	Planta del Primer Piso N+6.80 bloque B.....	139
FIGURA 3.24	Planta del Tercer Piso N+13.60 bloque B.....	139
FIGURA 3.25	Pórtico Eje 3 indicando elementos “Pier” bloque B.....	140
FIGURA 3.26	Pórtico Eje E indicando elementos “Pier” bloque B.....	140
FIGURA 3.27	Deformación de elementos área en ETABS.....	141
FIGURA 3.28	Pórtico del eje “L” bloque A con paredes enchapadas discretizadas.....	142
FIGURA 3.29	Pórtico del eje “6” bloque B con paredes enchapadas discretizadas.....	142
FIGURA 3.30	Dimensiones de un muro.....	143
FIGURA 3.31	Tipos de falla por flexión en muros largos.....	144
FIGURA 3.32	Tipos de falla por corte en muros bajos.....	144
FIGURA 3.33	Curva de interacción de muro enchapado L = 4 m en Planta Baja y Mezanine.....	148
FIGURA 3.34	Curva de interacción enchapado L = 4 m en Tercera hasta Quinta Planta.....	149
FIGURA 3.35	Curva de interacción enchapado L = 8 m desde Planta Baja a Quinta Planta.....	150
FIGURA 4.1	Diagrama de interacción columna C1 – Sentido X. Estructura reforzada.....	159
FIGURA 4.2	Diagrama de interacción columna C1 – Sentido Y. Estructura reforzada.....	159

FIGURA 4.3	Diagrama de interacción columna C2 – Sentido X. Estructura reforzada.....	160
FIGURA 4.4	Diagrama de interacción columna C2 – Sentido Y. Estructura reforzada.....	160
FIGURA 4.5	Diagrama de interacción columna C3 – Sentido X. Estructura reforzada.....	161
FIGURA 4.6	Diagrama de interacción columna C3 – Sentido Y. Estructura reforzada.....	161
FIGURA 4.7	Diagrama de interacción columna C4 – Sentido X. Estructura reforzada.....	162
FIGURA 4.8	Diagrama de interacción columna C4 – Sentido Y. Estructura reforzada.....	162
FIGURA 4.9	Diagrama de interacción columna C5 – Sentido X. Estructura reforzada.....	163
FIGURA 4.10	Diagrama de interacción columna C5 – Sentido Y. Estructura reforzada.....	163
FIGURA 5.1	Tipos de morteros según la Norma Ecuatoriana de la Construcción.....	194
FIGURA 5.2	Tipos de morteros según la Norma Ecuatoriana de La Construcción.....	195

## LISTADO DE CUADROS

CUADRO 1.1	Valores del factor Z en función de zona sísmica adoptada.....	10
CUADRO 1.2	Clasificación de edificios de hormigón armado.....	12
CUADRO 1.3	Valores de deriva de piso máximos, expresados como fracción de la altura.....	22
CUADRO 1.4	Clasificación de los suelos según la Norma Ecuatoriana de la Construcción.....	31
CUADRO 2.1	Levantamiento de paredes.....	40
CUADRO 2.2	Cálculo de carga muerta distribuida por paredes.....	41
CUADRO 2.3	Cálculo de carga muerta distribuida por acabados y recubrimientos.....	42
CUADRO 2.4	Estimación de carga muerta distribuida por instalaciones.....	43
CUADRO 2.5	Cálculo de carga muerta distribuida por losa.....	44
CUADRO 2.6	Cálculo de carga muerta distribuida por columnas.....	44
CUADRO 2.7	Cálculo de carga muerta distribuida por muros.....	45
CUADRO 2.8	Resumen de carga vertical muerta.....	45
CUADRO 2.9	Hipótesis de carga vertical muerta.....	46
CUADRO 2.10	Hipótesis de carga vertical viva.....	46
CUADRO 2.11	Estimación inicial del período de vibración.....	48
CUADRO 2.12	Coefficientes de configuración en planta y elevación....	48
CUADRO 2.13	Cálculo de la carga sísmica reactiva Bloque A.....	49
CUADRO 2.14	Cálculo de la carga sísmica reactiva Bloque B.....	49
CUADRO 2.15	Cálculo de la carga sísmica reactiva Bloque C.....	50
CUADRO 2.16	Valores de $S_a$ .....	52
CUADRO 2.17	Cálculo del coeficiente k.....	53
CUADRO 2.18	Distribución de fuerza sísmica Bloque A.....	54
CUADRO 2.19	Distribución de fuerza sísmica Bloque B.....	54
CUADRO 2.20	Distribución de fuerza sísmica Bloque C.....	54
CUADRO 2.21	Comparación de pesos elementos de hormigón	

	armado.....	64
CUADRO 2.22	Verificación armadura longitudinal de columna C1.....	66
CUADRO 2.23	Verificación armadura longitudinal de columna C2.....	67
CUADRO 2.24	Verificación armadura longitudinal de columna C3.....	67
CUADRO 2.25	Verificación armadura longitudinal de columna C4.....	67
CUADRO 2.26	Verificación armadura longitudinal de columna C5.....	68
CUADRO 2.27	Máximos valores de momento y carga axial para la envolvente de carga.....	68
CUADRO 2.28	Cálculo del requerimiento para confinamiento columnas Bloques A y B.....	75
CUADRO 2.29	Cálculo del requerimiento para corte en columnas de los Bloques A y B.....	76
CUADRO 2.30	Comparación de estribos requeridos y colocados en columnas Bloques A y B.....	76
CUADRO 2.31	Verificación armadura en vigas banda Bloques A y B...	78
CUADRO 2.32	Cálculo de transferencia de momento desbalanceado por flexión.....	83
CUADRO 2.33	Diferencia de carga axial entre las columnas superior e inferior a los nudos.....	84
CUADRO 2.34	Efectos momento y cortante para carga vertical y sismo en nudos.....	84
CUADRO 2.35	Cálculo de transferencia de momento desbalanceado por cortante.....	84
CUADRO 2.36	Cálculo del cortante en los nudos escogidos de los Bloques A y B.....	86
CUADRO 2.37	Adherencia y anclaje en los nudos escogidos de los Bloques A y B.....	87
CUADRO 2.38	Momento nominal en vigas y columnas de nudos Bloques A y B.....	88
CUADRO 2.39	Verificación armadura longitudinal del muro D1.....	89
CUADRO 2.40	Verificación armadura longitudinal del muro D2.....	90
CUADRO 2.41	Resultados del modelo ETABS para las bases de muros Bloque C.....	90

CUADRO 2.42	Cálculo del cortante en muros del Bloque C.....	92
CUADRO 2.43	Cálculo del cortante en columnas del Bloque C.....	93
CUADRO 2.44	Porcentaje de participación modal efectiva Bloque A...	93
CUADRO 2.45	Porcentaje de participación modal efectiva Bloque B...	94
CUADRO 2.46	Porcentaje de participación modal efectiva Bloque C...	94
CUADRO 2.47	Derivas de piso Bloque A.....	94
CUADRO 2.48	Derivas de piso Bloque B.....	95
CUADRO 2.49	Derivas de piso Bloque C.....	95
CUADRO 2.50	Comparación de cortante para fuerza sísmica en columnas internas.....	98
CUADRO 3.1	Área de paredes nuevas requeridas para enchapados.	120
CUADRO 3.2	Cálculo de la carga muerta por mampostería de paredes nuevas.....	121
CUADRO 3.3	Cálculo de carga muerta por enchapados.....	121
CUADRO 3.4	Hipótesis de carga vertical muerta con paredes portantes enchapadas.....	122
CUADRO 3.5	Cálculo de la carga sísmica reactiva del bloque A.....	123
CUADRO 3.6	Cálculo de la carga sísmica reactiva del bloque B.....	123
CUADRO 3.7	Parámetros para el cálculo del Corte Basal bloque A...	124
CUADRO 3.8	Parámetros para el cálculo del Corte Basal bloque B...	125
CUADRO 3.9	Cálculo del coeficiente k.....	127
CUADRO 3.10	Distribución vertical de la fuerza sísmica del bloque A...	127
CUADRO 3.11	Distribución vertical de la fuerza sísmica del bloque B...	127
CUADRO 3.12	Relación de aspecto para enchapados Bloques A y B...	145
CUADRO 3.13	Cálculo de cuantías de acero longitudinales de los enchapados de paredes.....	146
CUADRO 3.14	Cálculo de cuantías de acero transversales de los enchapados de paredes.....	146
CUADRO 3.15	Resultados carga axial, momento flector y cortante para paredes enchapadas.....	147
CUADRO 3.16	Resistencia última requerida para los enchapados.....	147
CUADRO 3.17	Diseño por corte de los enchapados de paredes portantes.....	151

CUADRO 3.18	Resumen de acero de refuerzo diseñado para muros enchapados.....	152
CUADRO 4.1	Período de vibración T.....	153
CUADRO 4.2	Factor de reducción de resistencia R.....	154
CUADRO 4.3	Aceleración sísmica espectral $S_a$ y porcentaje de Corte Basal.....	154
CUADRO 4.4	Resistencia última requerida de columnas. Estructura reforzada Bloques A y B.....	155
CUADRO 4.5	Resistencia última requerida de columnas. Estructura reforzada.....	156
CUADRO 4.6	Modos de vibración de estructura reforzada Bloque A..	156
CUADRO 4.7	Modos de vibración de estructura reforzada Bloque B..	157
CUADRO 4.8	Cálculo de refuerzo transversal requerido en columnas. Estructura reforzada.....	164
CUADRO 4.9	Derivas de piso de la estructura reforzada Bloque A.....	165
CUADRO 4.10	Derivas de piso de la estructura reforzada Bloque B.....	166
CUADRO 5.1	Materiales mínimos del rubro “Replanteo”.....	169
CUADRO 5.2	Materiales mínimos necesarios para el rubro “Replantillo $f'_c = 140 \text{ kg/cm}^2$ ”.....	178
CUADRO 5.3	Materiales mínimos del rubro “Hormigón en zapatas de cimentación”.....	189
CUADRO 5.4	Límites para agregados del hormigón proyectado.....	190
CUADRO 5.5	Planos estructurales del reforzamiento realizado en los bloques A y B.....	196
CUADRO 5.6	Presupuesto del reforzamiento estructural de los bloques A y B.....	201

## LISTADO DE FOTOGRAFÍAS

FOTOGRAFÍA 1.1	Casa de adobe en Azuay.....	11
FOTOGRAFÍA 1.2	Casa de caña guadua en Olón, Santa Elena.....	11
FOTOGRAFÍA 1.3	Losa alivianada con viga banda.....	13
FOTOGRAFÍA 1.4	Losa alivianada con vigas descolgadas.....	14
FOTOGRAFÍA 1.5	Estructura con muros estructurales y columnas..	14
FOTOGRAFÍA 1.6	Columna corta en un aula.....	15
FOTOGRAFÍA 1.7	Pisos blandos para parqueaderos.....	16
FOTOGRAFÍA 1.8	Edificaciones adyacentes de diferente altura sin separación.....	17
FOTOGRAFÍA 1.9	Fachada frontal de la F.I.C.A.....	23
FOTOGRAFÍA 1.10	Fachada lateral Sur de la F.I.C.A.....	24
FOTOGRAFÍA 1.11	Fachada posterior de la F.I.C.A.....	24
FOTOGRAFÍA 1.12	Fachada lateral Norte de la F.I.C.A.....	25
FOTOGRAFÍA 2.1	Pared tipo clóset vacía de hormigón armado en Tercera Planta.....	39
FOTOGRAFÍA 2.2	Pared tipo clóset completa de hormigón armado en Cuarta Planta.....	39
FOTOGRAFÍA 2.3	Ejes 5 y 4 que forman un pasillo.....	100
FOTOGRAFÍA 2.4	Columna de doble altura Eje 4 Bloque A.....	100
FOTOGRAFÍA 2.5	Junta entre bloques A y B en Segunda Planta...	101
FOTOGRAFÍA 2.6	Junta entre bloques A y B en Primera Planta.....	102



## RESUMEN

El presente trabajo de investigación pretende evaluar la condición estructural actual del edificio de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental (F.I.C.A.) de la Escuela Politécnica Nacional y establecer el grado de necesidad de reforzamiento. Para empezar, se reconoce que el peligro sísmico es alto en el Ecuador y que un evento sísmico es crítico para todo tipo de estructura en el país. Se realiza la descripción arquitectónica y estructural de la edificación. La estructura original fue construida con hormigón de resistencia  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$  y acero de refuerzo con límite de fluencia igual a  $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ . Se analiza el edificio mediante tres bloques separados por juntas constructivas y denominados con las letras A, B y C. Los bloques A y B contienen las aulas, laboratorios y oficinas mientras que el bloque C contiene las gradas, ascensor y accesos al bloque A.

El sistema resistente de los bloques A y B consiste en pórticos de columnas, losas planas, vigas banda y plintos individuales de cimentación. El sistema resistente del bloque C consiste en muros estructurales, columnas, losas planas, vigas banda y vigas de cimentación. Se realiza el diagnóstico estructural del edificio de la F.I.C.A. mediante dos componentes: las patologías y los problemas estructurales. Las patologías existentes consisten en columnas cortas formadas por las paredes tipo clóset, piso blando debido a las columnas de doble altura del mezanine y golpeteo entre bloques debido a la falta de separación de las juntas. Los problemas estructurales de los bloques A y B son la falta de resistencia de capacidad de las columnas a esfuerzos de flexo – compresión y corte. No se presenta punzonamiento debido a la altura de las losas planas igual a 35 cm. Se verifican las condiciones columna fuerte – viga banda débil y nudo fuerte – viga banda débil. El bloque C no presenta patologías ni problemas estructurales debido a la presencia de muros estructurales.

Se concluye que los bloques A y B necesitan reforzamiento estructural y el bloque C es sismo resistente ya que sus elementos tienen resistencia de capacidad

suficiente, presenta derivas menores a la requerida y tiene la capacidad de disipar energía sísmica. Se plantean dos alternativas y se escoge el enchapado de paredes como la alternativa definitiva de reforzamiento.

La armadura consiste en varillas corrugadas en los dos primeros niveles de las paredes enchapadas en sentido X y mallas electrosoldadas en el resto de paredes enchapadas. Se establece un espesor de hormigón proyectado igual a 10 cm a cada lado de las paredes enchapadas. El hormigón proyectado es lanzado sobre las paredes donde se dispone de armadura. Se realiza el análisis estructural del edificio reforzado en el programa ETABS v9.7.4 y se concluye que las paredes portantes enchapadas ayudan a las columnas a absorber esfuerzos por flexo – compresión y corte. Además, las paredes enchapadas reducen las derivas de piso y permiten disipar energía sísmica. Por lo tanto, la estructura reforzada de los bloques A y B es sismo resistente.

A continuación se elaboran los planos estructurales, especificaciones técnicas y presupuesto. Se obtiene el monto de USD \$ 460 520.20 necesario para la construcción del aspecto estructural.

## ABSTRACT

This research work aims to evaluate the current structural condition of the building of the Faculty of Civil and Environmental Engineering (F.I.C.A.) of the Escuela Politécnica Nacional and establish the degree of need of reinforcement. For starters, it is recognized that the seismic hazard is high in Ecuador and that a seismic event is critical for all types of structure in the country. Architectural and structural description of the construction are done. The original structure was built with concrete of resistance  $f_c = 210 \text{ kg / cm}^2$  and reinforcing steel with yield strength equal to  $f_y = 2800 \text{ kg / cm}^2$ . The building is analyzed using three blocks separated by constructive and designated with the letters A, B and C. The A and B blocks contain classrooms, laboratories and offices while block C contains the stairs, elevator and access to the block A.

The resistant system of blocks A and B consists of columns, flat slabs, beams and individual foundation plinths. The resistant system of block C consists of structural walls, columns, flat slabs, beams and foundation beams. Structural diagnostic of the F.I.C.A. building is done by two components: the pathologies and structural problems. The pathologies are short columns formed by closet walls, floor soft due to the columns of double height in mezzanine and patten between blocks due to lack of joint separation. The structural problems of blocks A and B are the lack of resistance capacity of the columns to efforts flecion, compression and cutting. Puncture does not occur due to flat slabs with height equal to 35 cm. Strong column - weak band beam and strong knot – weak band beam conditions are verified. Block C presents no pathologies or structural problems due to the presence of structural walls.

It's concluded that the blocks A and B need structural reinforcement and block C is earthquake resistant and their resistance elements have sufficient capacity, it has lower story drifts to the required and has the ability to dissipate seismic energy. Two alternatives are proposed but plated walls reinforcing is chosen as the ultimate alternative.

The armature consists of rebar in the first two levels of the plated walls in X and welded mesh in the other walls. The concrete thickness equals to 10 cm on each side of the plated walls. The concrete is cast on the walls where armor is available. Structural analysis of the reinforced building in ETABS v9.7.4 program is carried out and concluded that the bearing walls help columns absorb efforts of flexion, compression and cutting. In addition, plated walls reduce drift floor and allow it to dissipate seismic energy. Therefore, the reinforced structure of blocks A and B is earthquake resistant.

Then the structural plans, specifications and budget are made. The amount of USD \$ 460 520.20 is required for the construction of the structural aspect.

## PRESENTACIÓN

El Ecuador se encuentra ubicado en el Cinturón de Fuego del Pacífico, por lo que el riesgo sísmico es alto a nivel nacional. El riesgo sísmico se conforma de la amenaza y vulnerabilidad sísmica. La amenaza está dada por los fenómenos naturales sobre los cuales el ser humano no tiene control. La vulnerabilidad sísmica está dada por los sistemas constructivos no adecuados realizados por el ser humano.

La historia sísmica del país presenta eventos importantes que han destruido ciudades completas y han dejado víctimas mortales. Entre los sismos más recientes se encuentran Ibarra (1868), Ambato (1949), Esmeraldas (1979), Reventador (1987), Macas (1995) y Bahía (1998).

El edificio de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, ubicado en el campus José Rubén Orellana de la Escuela Politécnica Nacional, en el centro norte de la ciudad de Quito; debe ser un referente a nivel nacional de diseño y construcción sísmo resistente. Es necesario brindar seguridad a los estudiantes, profesores, trabajadores de la facultad y a todos los miembros del Instituto Geofísico, ubicado en la sexta planta.

El presente trabajo estudia la situación estructural actual del edificio de la F.I.C.A. mediante un análisis estático y lineal que plantea una alternativa definitiva para el cumplimiento de los requisitos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (N.E.C.) y del American Concrete Institute (A.C.I.).

La metodología consiste en establecer un diagnóstico sísmico del edificio mediante la observación de patologías y el cálculo de problemas estructurales. De acuerdo al diagnóstico, se elaboran los objetivos del sistema de reforzamiento.

# CAPÍTULO 1

## INTRODUCCIÓN

### 1.1 INTRODUCCIÓN

La ubicación del Ecuador sobre la costa oriental del Océano Pacífico en el llamado “Cinturón de Fuego del Pacífico” lo hace especialmente susceptible a experimentar eventos sísmicos y erupciones volcánicas. Esto se debe al efecto de subducción de placas tectónicas y es la razón principal de que el potencial sísmico del país sea alto. A nivel mundial, las zonas de subducción liberan alrededor de un 80 % de la energía sísmica. En el Ecuador, se presentan 2600 eventos sísmicos en promedio por año de los cuales 300 tienen magnitudes mayores a 4 grados de magnitud en la escala de Richter<sup>1</sup>.

En la historia sísmica del Ecuador se han producido varios eventos sísmicos destructivos de los cuales resaltan los terremotos de Ibarra (1868), Ambato (1949), Esmeraldas (1979), Reventador (1987), Macas (1995) y Bahía (1998). Todos ellos produjeron graves secuelas psicológicas, económicas y sociales en sus poblaciones dejando más de 80 000 fallecidos<sup>2</sup> e incalculables pérdidas materiales. En el Distrito Metropolitano de Quito, el mayor sismo registrado sucedió el 10 de agosto de 1990 con una magnitud Mw 5.3<sup>3</sup>. Sin embargo, el sismo mayor a 4 más reciente en la capital del Ecuador se dió el 10 de agosto de 2014 con una magnitud Mw 5.1. Los dos eventos se encuentran relacionados al sistema de fallas de Quito que inicia a la altura de Tambillo en el sur y avanza hasta San Antonio de Pichincha en el norte, definiendo un trazado de 45 km de longitud<sup>4</sup>.

---

<sup>1</sup> Rivadeneira, Segovia, Alvarado, Egred, Troncoso, Vaca, y Yepes, 2007, pág. 28.

<sup>2</sup> Rivadeneira, Segovia, Alvarado, Egred, Troncoso, Vaca, y Yepes, 2007, pág. 27.

<sup>3</sup> Yepes, 2014.

<sup>4</sup> Rivadeneira, Segovia, Alvarado, Egred, Troncoso, Vaca, y Yepes, 2007, pág. 23.

En este contexto geológico, se encuentra ubicado el edificio de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental en el campus José Rubén Orellana de la Escuela Politécnica Nacional en el centro norte del Distrito Metropolitano de Quito. La planificación arquitectónica y estructural del edificio fue llevada a cabo en el año 1976 y consta de tres bloques (dos bloques de aulas y uno de gradas). Se trata de un sistema estructural de pórticos espaciales con vigas banda en los bloques de aulas y un sistema estructural de pórticos espaciales con muros de hormigón armado en el bloque de gradas.

El presente trabajo pretende proveer a las autoridades de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental de la E.P.N. del diseño de un sistema de reforzamiento estructural efectivo de acuerdo a la nueva Norma Ecuatoriana de la Construcción. Este sistema de reforzamiento establece planos de detallamiento, presupuesto y especificaciones técnicas para que la edificación, a más de ser un referente nacional en construcciones sismo resistentes, evite daños severos en su infraestructura y proteja la vida de sus ocupantes en caso de un evento sísmico.

## **1.2 PELIGRO SÍSMICO EN EL ECUADOR**

Se introduce el término “peligro” o “riesgo” sísmico que se define como la probabilidad de daños a infraestructura y a seres humanos causados por un evento sísmico, dentro de un período de tiempo y lugar determinados<sup>5</sup>. El peligro sísmico se compone de dos elementos: la amenaza y la vulnerabilidad sísmica.

### **1.2.1 AMENAZA SÍSMICA**

Se define a la amenaza sísmica como la probabilidad de excedencia, dentro de un período de tiempo y lugar determinados, de movimientos del suelo cuyos parámetros aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud e intensidad son

---

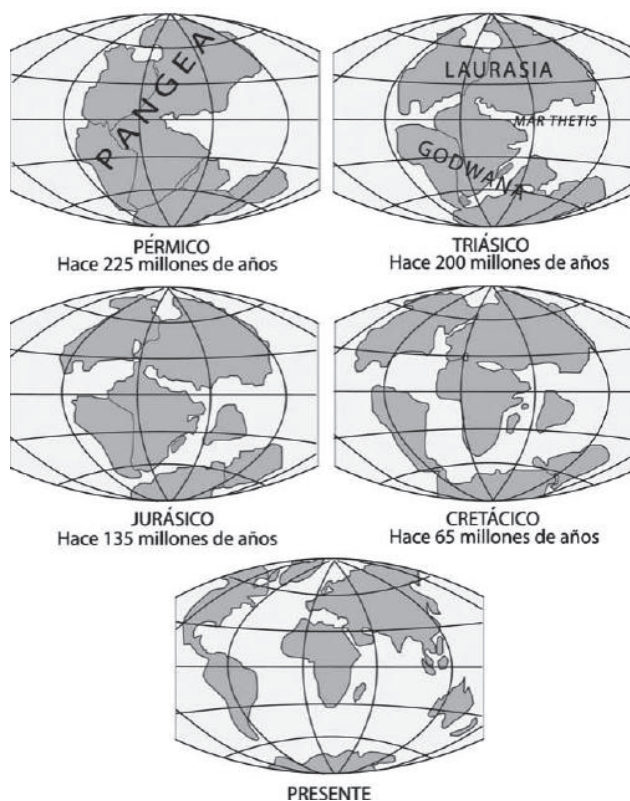
<sup>5</sup> Rivadeneira, Segovia, Alvarado, Egred, Troncoso, Vaca, y Yepes, 2007, pág. 66.

cuantificados<sup>6</sup>. Es decir, la amenaza sísmica representa la actividad sísmica del planeta Tierra y que no puede ser controlada por el ser humano.

### 1.2.1.1 Tectónica de placas y origen de los sismos

Desde el inicio de los tiempos, se ha considerado que el planeta Tierra se encuentra inmóvil. Sin embargo en 1912, el alemán Alfred Wegener introduce la teoría de “La Deriva Continental” que sostiene que hace millones de años la Tierra era un solo mega-continente llamado “Pangea”. Este gran continente fue separado lentamente dando origen a los continentes actuales (América, Antártica, Europa, África, Asia y Oceanía).

**FIGURA 1.1 TEORÍA DE LA DERIVA CONTINENTAL**



FUENTE: “Breves fundamentos sobre los terremotos en el Ecuador”. Instituto Geofísico E.P.N.

<sup>6</sup> MIDUVI. *Norma Ecuatoriana de la Construcción*, 2015, NEC-SE-DS “Peligro sísmico”, pag. 11.



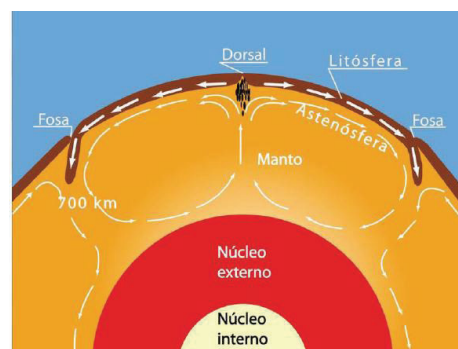
Esta teoría permite explicar que el planeta Tierra se encuentra en constante transformación y movimiento, es decir, es un planeta dinámico. Además, la Tierra está formada por cuatro capas concéntricas principales: Litósfera, Astenósfera, Mesósfera y Endosfera.

La Litósfera posee un espesor de entre 50 y 300 km y es la capa más superficial y externa del planeta Tierra. Está formada por las cortezas continental y oceánica y se encuentra fragmentada en “placas tectónicas”. El límite inferior está definido por la fusión de rocas a la Astenósfera.

La Astenósfera tiene el comportamiento de un fluido denso, no produce sismos pero provoca el movimiento de las placas tectónicas debido a la presencia de las celdas de convección (Figura 1.2). Su límite inferior se encuentra a 2 900 km de profundidad. Junto a la Litósfera, conforman el Manto Superior de la Tierra.

La Mesósfera, o Manto Inferior, está formada por rocas calientes y sólidas. Y la Endósfera constituye el Núcleo, que está integrado por el Núcleo Externo y el Núcleo Interno. Se cree que esta capa origina el campo magnético terrestre.

### FIGURA 1.2 ESQUEMA DE CELDAS DE CONVECCIÓN EN LA ASTENÓSFERA

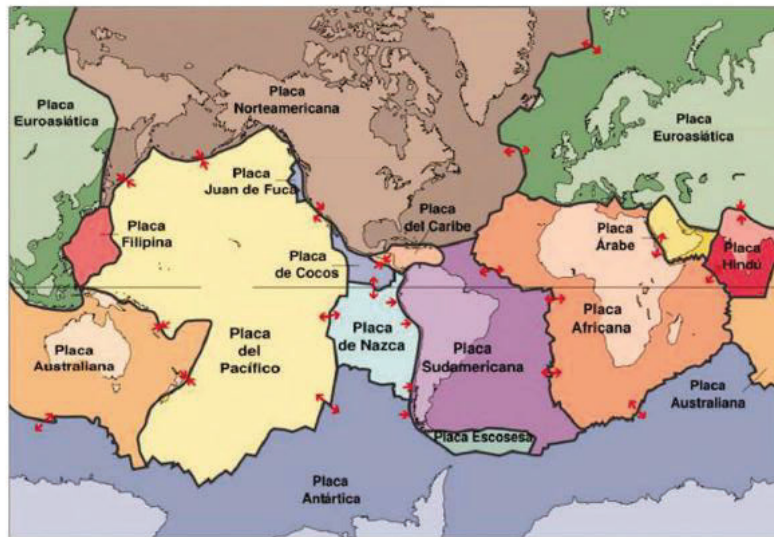


FUENTE: “Breves fundamentos sobre los terremotos en el Ecuador”. Instituto Geofísico E.P.N.

La teoría de la “Tectónica de Placas” nace en 1960 y su hipótesis sostiene que el planeta Tierra está dividido en al menos 15 placas tectónicas que interactúan

entre sí moviéndose en diferentes direcciones. Además se establecen 3 tipos de límites entre placas: convergentes, divergentes y transformantes.

### FIGURA 1.3 PLACAS TECTÓNICAS DEL PLANETA TIERRA



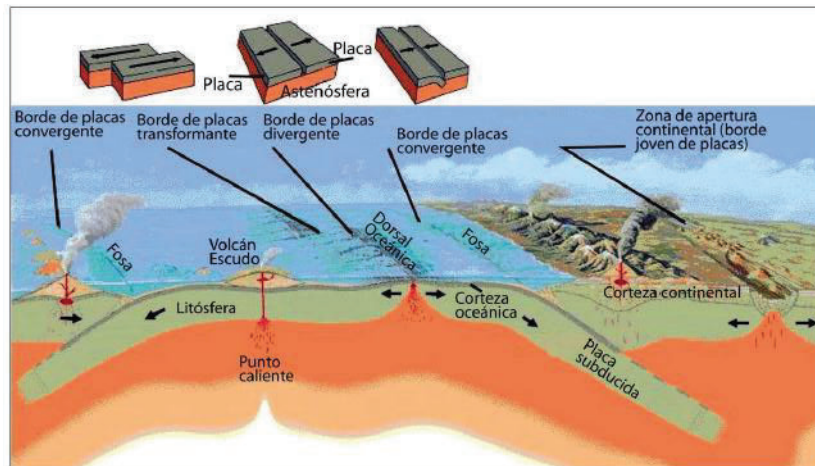
FUENTE: “Breves fundamentos sobre los terremotos en el Ecuador”. Instituto Geofísico E.P.N.

Los límites convergentes son los responsables de la formación de la mayoría de cadenas montañosas en la superficie de la Tierra y generan eventos sísmicos y volcánicos. Funcionan de dos maneras, dependiendo de las placas que interactúan. Si dos placas con densidades similares chocan, se forman relieves en la superficie. Este fenómeno se llama “Colisión Continental”. Si dos placas de distintas densidades chocan, la placa más pesada se hunde bajo la más liviana. Este fenómeno es denominado “Subducción”.

Los límites divergentes consisten en dos placas que se distancian en direcciones opuestas. El resultado de este rompimiento se llama “Dorsal Oceánica” que es una enorme fisura por donde sale material incandescente del manto (roca fundida o magma). Este material forma una cadena montañosa en el fondo del mar que recibe aportes constantes de nuevo material incandescente y constituye una fuente de creación de corteza terrestre.

Los límites transformantes se caracterizan porque las placas se mueven paralelas entre sí a lo largo de una falla denominada “falla transformante”.

**FIGURA 1.4 ESQUEMA DE LÍMITES ENTRE PLACAS TECTÓNICAS**



FUENTE: “Breves fundamentos sobre los terremotos en el Ecuador”. Instituto Geofísico E.P.N.

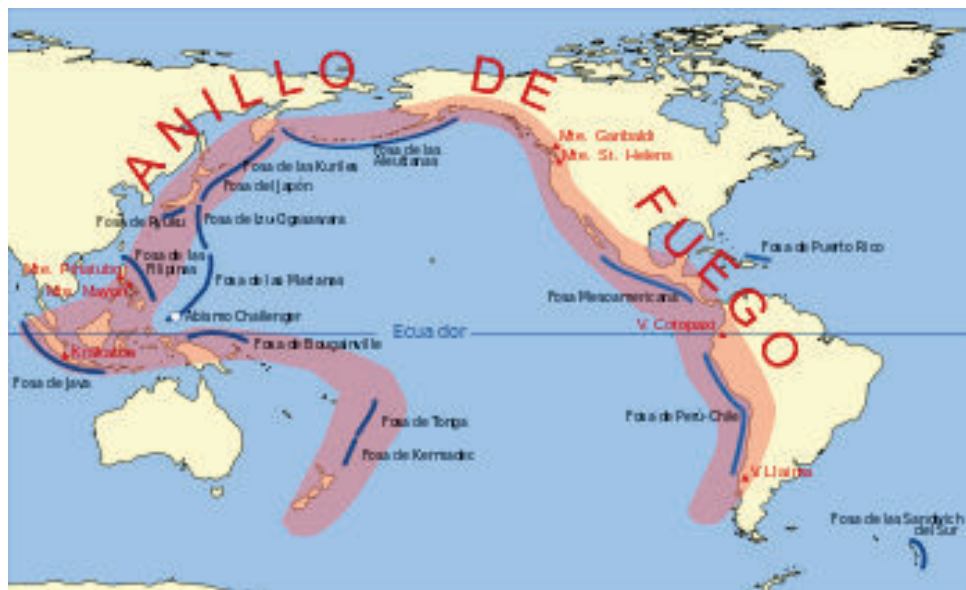
### 1.2.1.2 Entorno geo dinámico del Ecuador

Al enfocarse en las costas ecuatorianas del Océano Pacífico, se puede observar que la razón de que el Ecuador se encuentre en el Cinturón de Fuego del Pacífico es el hundimiento o subducción de la Placa de Nazca bajo la Placa Sudamericana “a una velocidad de 60 mm/año y con una dirección aproximada Este – Oeste”<sup>7</sup>.

En el Ecuador, la principal fuente de acumulación de energía para generar sismos es precisamente la subducción de la Placa de Nazca bajo la Placa Sudamericana. Los sismos se transmiten a través de ondas y se denomina “hipocentro” al lugar bajo la Tierra donde se produce el sismo y “epicentro” a su proyección sobre la superficie.

<sup>7</sup> Rivadeneira, Segovia, Alvarado, Egred, Troncoso, Vaca, y Yepes, 2007, pág. 20.

**FIGURA 1.5 CINTURÓN DE FUEGO DEL PACÍFICO**



FUENTE: Enciclopedia Wikipedia

Debido a que la interacción entre la Placa de Nazca y la Placa Sudamericana produce fuerzas muy importantes sobre los bordes de ambas placas, se ocasionan fracturas en su interior que llamadas “fallas geológicas”.

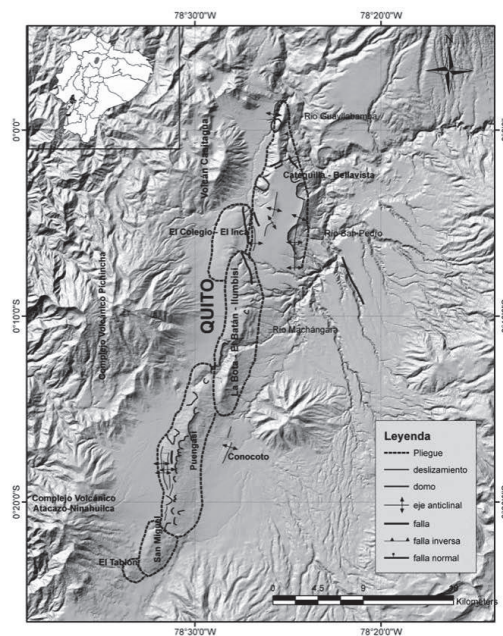
### 1.2.1.3 Fallas geológicas en el Ecuador

Las fallas geológicas generalmente se agrupan en un sistema que se caracteriza por su geometría, extensión y tipo de movimiento. Las fallas geológicas pueden llegar a constituir una amenaza sísmica por lo cual es de gran importancia identificarlas. El Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional presenta el mapa de fallas con actividad reciente a nivel nacional:

El sistema de fallas de Quito inicia a la altura de Tambillo en el sur y avanza hasta San Antonio de Pichincha, definiendo un trazado de 45 km de longitud. Es decir, el sistema de fallas está representado por las colinas de Puengasí, Ilumbisí, El Batán – La Bota y Bellavista – Catequilla.

El bloque sobre el que se asienta la ciudad de Quito se levanta 400 m con respecto al Valle Interandino. El mayor sismo registrado en el Distrito Metropolitano de Quito relacionado al sistema de fallas ocurrió el 10 de agosto de 1990 con una magnitud Mw 5.3. Este evento tuvo su epicentro 3 km al norte de Pomasqui y su hipocentro fue calculado en 4.1 km de profundidad<sup>8</sup>.

**FIGURA 1.6 MAPA DEL SISTEMA DE FALLAS DE QUITO**



FUENTE: Instituto Geofísico E.P.N.

#### 1.2.1.4 Zonificación sísmica de la N.E.C.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (N.E.C.) versión 2015, presenta el mapa de aceleraciones máximas en roca del Ecuador continental e insular (Galápagos) para propósitos de diseño. El mapa de zonas sísmicas proviene de:

- El estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que incluye una saturación de 0.50 g de los

<sup>8</sup> Rivadeneira, Segovia, Alvarado, Egred, Troncoso, Vaca, y Yepes, 2007, pág. 72.

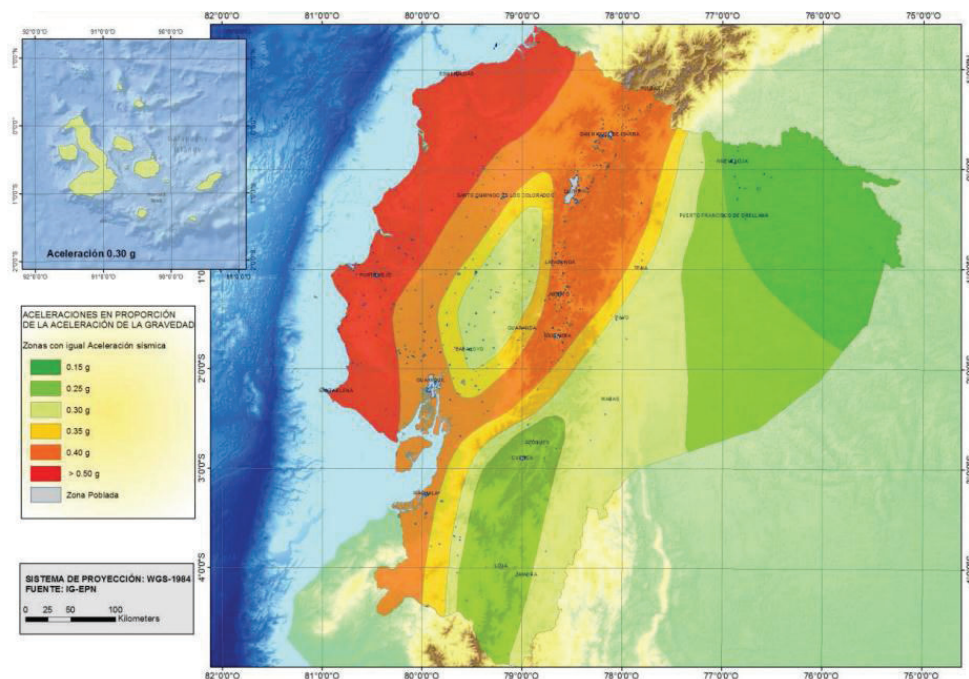


valores de aceleración sísmica en roca para el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI.

- Criterios adicionales que toman en cuenta la uniformidad del peligro en ciertas zonas del país, practicidad en el diseño, protección de ciudades importantes, irregularidad en curvas de definición de zonas sísmicas y compatibilidad con mapas de peligro sísmico de los países vecinos.

El mapa reconoce que la subducción de la Placa de Nazca bajo la Placa Sudamericana es la principal fuente de generación de energía sísmica en el Ecuador. Se añade un complejo sistema de fallas locales y superficiales que producen sismos importantes en el territorio ecuatoriano.

**FIGURA 1.7 MAPA DE ZONAS SÍSMICAS PARA PROPÓSITOS DE DISEÑO EN EL ECUADOR**



FUENTE: Norma Ecuatoriana de la Construcción

Como se puede observar, todo el Ecuador está catalogado como zona de amenaza sísmica alta con excepción del nororiente (amenaza sísmica intermedia) y el litoral ecuatoriano (amenaza sísmica muy alta).

**CUADRO 1.1 VALORES DEL FACTOR Z EN FUNCIÓN DE LA ZONA SÍSMICA**

<b>Zona sísmica</b>	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>	<b>IV</b>	<b>V</b>	<b>VI</b>
<b>Valor del factor Z</b>	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.50
<b>Caracterización de la amenaza sísmica</b>	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

FUENTE: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015

## 1.2.2 VULNERABILIDAD SÍSMICA

Se define como vulnerabilidad sísmica al grado de pérdida humana y material como consecuencia de un evento sísmico dado<sup>9</sup>. Es decir, la vulnerabilidad sísmica representa a un conjunto de elementos que tienen cierto nivel de exposición a una amenaza sísmica y, por lo tanto, puede ser controlada por el ser humano.

El peligro sísmico es la combinación de amenaza sísmica y vulnerabilidad, pero el ser humano no tiene control sobre la amenaza sísmica y los fenómenos de la naturaleza. La única opción para reducir el peligro sísmico es reducir la vulnerabilidad. Esto se puede lograr al realizar construcciones en lugares con buen tipo de suelo, elaborar diseños estructurales sismo resistentes, aplicar sistemas constructivos adecuados, utilizar materiales de buena calidad, fiscalizar los procesos de construcción, entre otros.

### 1.2.2.1 Sistemas de construcción

Los sistemas de construcción utilizados en el Ecuador son muy variados. Las nuevas tecnologías de construcción y nuevos materiales juegan un papel cada vez más importante en la sociedad. Sin embargo, todavía existen sistemas

<sup>9</sup> Rivadeneira, Segovia, Alvarado, Egred, Troncoso, Vaca, y Yepes, 2007, pág. 67.

constructivos ancestrales a base de tierra (en la región Sierra) y de caña guadua y madera (en la región Costa). Estos sistemas se mantienen vigentes debido al bajo costo de construcción. Entre los sistemas constructivos a base de tierra, el más utilizado es el adobe. Se trata de estructuras con paredes portantes de adobe y paja, que pueden llegar a tener máximo 2 pisos. Se debe evitar las filtraciones de agua ya que debilitan considerablemente las paredes.

#### **FOTOGRAFIA 1.1 CASA DE ADOBE EN AZUAY**



FUENTE: El Mercurio: “La arquitectura en barro está en riesgo”

Las casas de caña guadua ubicadas en los sectores rurales de la región Costa, deben ser elevadas debido a la probabilidad de inundaciones. Esta condición genera una desventaja en el desempeño sísmico de la vivienda ya que forma un piso débil en la base.

#### **FOTOGRAFIA 1.2 CASA DE CAÑA GUADUA EN OLÓN, SANTA ELENA**



FUENTE: El Universo: “Casas elevadas de caña guadua”



A pesar de que los sistemas constructivos en adobe y caña guadua presentan un beneficio económico, son limitados en términos de resistencia, rigidez y estabilidad. Es por eso que el hormigón armado ha ganado mucho espacio en el Ecuador: debido a su moldeabilidad y resistencia.

### CUADRO 1.2 CLASIFICACIÓN DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO

Sistema estructural	Elementos que resisten sismo	Ubicación de las rótulas plásticas	Objetivo del detallamiento
Pórtico especial	Columnas y vigas descolgadas.	Extremo de vigas y base de columnas 1er piso.	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte pero débil en flexión.
Pórtico con vigas banda	Columnas y vigas banda.	Extremo de vigas y base de columnas 1er piso.	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte y punzonamiento pero débil en flexión.
Muros estructurales	Columnas y muros estructurales.	En la base de los muros y columnas 1er piso.	Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte.
Muros estructurales acoplados	Columnas, muros estructurales y vigas de acople.	En la base de los muros y columnas 1er piso. Extremos vigas de acople.	Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte. Viga de acople fuerte en corte, débil en flexión.

FUENTE: N.E.C.

#### 1.2.2.1.1 *Sistema de pórticos con vigas banda*

El sistema constructivo de pórticos con vigas banda (vigas de la misma altura de la losa) consiste en columnas y losas planas con o sin alivianamiento. Sin embargo, es recomendable colocar alivianamientos para reducir el peso de la losa. En este sistema resistente, la losa transmite la carga vertical y sísmica

directamente a las columnas. Esto puede producir punzonamiento en la losa ya que las vigas son consideradas como nervios anchos.

### **FOTOGRAFIA 1.3 LOSA ALIVIANADA CON VIGA BANDA**



FUENTE: Urbipedia: Losa reticular

Este método ha sido ampliamente utilizado en el Ecuador debido a su facilidad constructiva, el encofrado es plano en toda el área de fundición de losa lo cual facilita el armado del acero y la fundición del hormigón en comparación al sistema con vigas descolgadas. De acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción, para que sea aceptable la utilización de vigas banda, éstas deben tener un peralte no menor a 25 cm.

#### **1.2.2.1.2 *Sistema de pórticos con vigas descolgadas***

El sistema constructivo de pórticos con vigas descolgadas consiste en columnas, vigas y losas con o sin alivianamiento. En este sistema resistente, la losa transmite los momentos por carga vertical y sísmica a las vigas, las cuales transmiten a las columnas y a la cimentación de la estructura. Se recomienda este sistema constructivo especialmente para carga sísmica. El encofrado debe formar el peralte de la viga mayor a la losa y el armado del acero debe realizarse en todo el peralte de la viga.

**FOTOGRAFIA 1.4 LOSA ALIVIANADA CON VIGAS DESCOLGADAS**

FUENTE: Quiminet: “Los sistemas de losas reticulares”

**1.2.2.1.3 *Sistema de pórticos con muros estructurales***

Uno de los mejores sistemas constructivos en hormigón armado que se puede aplicar en el Ecuador es el sistema de pórticos con vigas descolgadas y muros estructurales, los cuales ayudan a las columnas al absorber grandes esfuerzos causados por sismo.

**FOTOGRAFIA 1.5 ESTRUCTURA CON MUROS ESTRUCTURALES Y COLUMNAS**

ELABORADO POR: José Andrés Arias

De acuerdo a la N.E.C., para que una estructura se considere como sistema dual, se requiere que los muros absorban al menos el 75 % del corte basal en cada dirección.

### 1.2.2.2 Patologías estructurales

Patología estructural es una condición especial con la que se construye una edificación y que altera el correcto funcionamiento de su estructura. Existen algunos tipos de patologías estructurales que se detallan a continuación.

#### 1.2.2.2.1 *Columna corta*

La columna corta se forma cuando se construyen paredes a ambos lados de una columna de entrepiso, las cuales tienen altura menor a la de la columna. Este requerimiento arquitectónico es muy utilizado en escuelas, colegios, universidades y hospitales ya que permite la entrada de luz hacia los espacios sin afectar su privacidad. El problema estructural de esta condición se presenta ante eventos sísmicos, debido a que la parte de columna libre absorbe gran cantidad de fuerza cortante y puede llegar a destruirse.

#### **FOTOGRAFIA 1.6 COLUMNA CORTA EN UN AULA**



FUENTE: Civilgeeks: “El efecto de la columna corta en las escuelas”

#### 1.2.2.2.2 *Piso blando*

El sistema resistente de estructuras con pórticos se conforma de losas, vigas, columnas y cimentaciones. La mampostería de bloque o ladrillo no aporta a la resistencia del sistema pero brinda rigidez a los pórticos. El piso blando se define como un piso cuya rigidez lateral es menor al 70% de la rigidez lateral del piso superior.

Al disponer de plantas arquitectónicas con mampostería y plantas sin mampostería en una edificación, se genera la patología de piso blando. Esta condición es muy utilizada para instalar espacios que se dedican a parqueaderos, auditorios, espacios comunales, etc. Además, es muy desfavorable para el desempeño de una estructura frente a un evento sísmico.

#### **FOTOGRAFIA 1.7 PISOS BLANDOS PARA PARQUEADEROS**



ELABORADO POR: José Andrés Arias

#### 1.2.2.2.3 *Golpeteo entre edificaciones*

La construcción en zonas urbanas requiere del aprovechamiento del espacio disponible. Esto quiere decir que muchas veces no se respeta la distancia mínima

entre edificaciones. La Norma Ecuatoriana de la Construcción establece directrices para el cálculo de la separación que debe existir entre edificaciones adyacentes. Cuando no se cumple esta disposición y se construye edificaciones adyacentes con diferente altura, se produce el golpeteo o martilleo entre edificios. Cada edificio tiene su modo de vibración y desplazamientos propios.

### **FOTOGRAFIA 1.8 EDIFICACIONES ADYACENTES DE DIFERENTE ALTURA SIN SEPARACIÓN**



ELABORADO POR: José Andrés Arias

#### **1.2.2.3 Problemas estructurales**

Los problemas estructurales se dan cuando uno o varios elementos estructurales no tienen la capacidad de resistir los esfuerzos últimos requeridos. Para determinarlos se realiza el chequeo de capacidad y sollicitación por cargas vertical y sísmica. En las estructuras de pórticos, se debe revisar que las conexiones viga-columna sean más fuertes que las vigas para que la edificación pueda disipar energía en un sismo.

#### **1.2.2.4 Diagnóstico de la vulnerabilidad sísmica**

Una vez definido el sistema constructivo de una edificación, determinado las patologías existentes y establecidos los problemas estructurales se debe constituir el diagnóstico de la vulnerabilidad sísmica del edificio.

El diagnóstico debe reflejar a profundidad la vulnerabilidad sísmica de la estructura y establecer las falencias que debe atender el sistema de reforzamiento estructural.

### **1.3 FILOSOFÍA DE DISEÑO SISMO RESISTENTE**

La filosofía establece los lineamientos para el diseño sismo resistente de estructuras. Se basa en principios de sismo resistencia y se encuentra establecida en la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

#### **1.3.1 PRINCIPIOS DE SISMO RESISTENCIA<sup>10</sup>**

A continuación se describen los principios de sismo resistencia para el diseño general de estructuras.

##### **1.3.1.1 Forma regular**

La geometría en planta y elevación debe ser sencilla. Las formas complejas, irregulares o asimétricas ocasionan un mal comportamiento sísmico ya que generan concentraciones de esfuerzos en sus esquinas internas. Las formas regulares y simétricas reducen la torsión.

---

<sup>10</sup> Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2001, pág. 4.



### **1.3.1.2 Bajo peso**

La fuerza sísmica o cortante basal es directamente proporcional al peso de la edificación. Por esta razón, siempre se busca que el edificio sea lo más liviano posible. Una forma de lograrlo consiste en colocar alivianamientos de bloque o casetón en las losas, los cuales serán retirados después de la fundición.

### **1.3.1.3 Mayor rigidez**

Es deseable que la estructura tenga la rigidez necesaria para deformarse poco en eventos sísmicos ya que deformaciones excesivas causan daños a los elementos no estructurales como mampostería, acabados arquitectónicos e instalaciones. La Norma Ecuatoriana de la Construcción establece las deformaciones relativas máximas entre plantas consecutivas de una edificación, lo que se conoce como deriva de piso.

### **1.3.1.4 Buena estabilidad**

La estabilidad es necesaria para que una estructura soporte las fuerzas sísmicas sin sufrir volcamientos o deslizamientos. La buena estabilidad se logra considerando una configuración estructural regular y cimentación adecuada.

### **1.3.1.5 Suelo firme y buena cimentación**

La cimentación es adecuada cuando logra transmitir con seguridad el peso de la edificación al suelo. También es importante que el suelo sea duro ya que suelos blandos amplifican ondas sísmicas y facilitan asentamientos diferenciales en la edificación.



### **1.3.1.6 Materiales competentes**

Los materiales deben ser de buena calidad para que los elementos estructurales tengan la resistencia necesaria. Por ejemplo al considerar el hormigón armado, el ripio debe tener buena granulometría, la arena debe estar libre de residuos y el cemento y el acero deben cumplir con las normas de calidad requeridas. Los materiales de buena calidad mezclados en proporciones correctas componen elementos estructurales resistentes de una edificación.

### **1.3.1.7 Calidad en la construcción**

Un diseño sismo-resistente de una edificación no es válido sin que existan técnicas de fiscalización y supervisión de obra durante del proceso de construcción. El hormigón es conocido como un material “noble” ya que estructuras realizadas con este material ocultan errores constructivos cuando trabajan solamente a carga vertical. Sin embargo, durante eventos sísmicos, se descubren errores de calidad de materiales, de diseño y de construcción.

### **1.3.1.8 Capacidad de disipar energía**

Para que una estructura resista un sismo sin originar ningún tipo de deformación, el diseñador debe escoger columnas y muros estructurales de grandes dimensiones, los cuales brindan gran rigidez a la estructura pero resulta demasiado costoso y arquitectónicamente inadecuado. La forma de que una estructura resista un sismo, consiste en que disipe energía. Para esto, no es necesario columnas y muros de grandes dimensiones pero el diseño es más complejo.

### **1.3.2 FILOSOFÍA DE DISEÑO SISMO RESISTENTE DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN<sup>11</sup>**

Según la filosofía de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, el sismo de diseño estructural se define como un evento sísmico que tiene probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un período de retorno de 475 años.

Para estructuras de ocupación normal el objetivo del diseño es:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

Estos objetivos se consiguen al diseñar la estructura para que:

- Tenga la capacidad de resistir las fuerzas especificadas por la N.E.C.
- Presente las derivas de piso, ante carga sísmica, inferiores a las admisibles.
- Pueda disipar energía de deformación inelástica, mediante el diseño por resistencia.

#### **1.3.2.1 Límites permisibles de deriva de piso**

La deriva máxima para cualquier planta arquitectónica de una edificación no debe exceder los límites establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

---

<sup>11</sup> MIDUVI. *Norma Ecuatoriana de la Construcción*, 2015, NEC-SE-DS "Peligro sísmico", pág. 40.

### CUADRO 1.3 VALORES DE DERIVA DE PISO MÁXIMOS, EXPRESADOS COMO FRACCIÓN DE LA ALTURA

Estructuras de:	$\Delta_M$ máxima
Hormigón armado, estructura metálica y madera	0.0200
Mampostería	0.0100

FUENTE: Norma Ecuatoriana de la Construcción

## 1.4 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

El edificio de la facultad de Ingeniería Civil y Ambiental forma parte de la infraestructura del campus José Rubén Orellana de la de la Escuela Politécnica Nacional. La edificación fue diseñada en el año 1976 y construida aproximadamente en 1980<sup>12</sup>. Desde entonces, la facultad de Ingeniería Civil ocupó las instalaciones del edificio y en el año 1999<sup>12</sup> se adjuntó la facultad de Ingeniería Ambiental.

Actualmente, además de las facultades de Ingeniería Civil y Ambiental se encuentran los laboratorios de Física, las oficinas de profesores de Física, el Departamento de Ciencias Administrativas, el Centro de Educación Continua y el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional. En la edificación se llevan a cabo actividades docentes, administrativas, de investigación y de servicios.

A continuación se presenta la descripción de la ubicación, planteamientos arquitectónicos y estructurales y tipo de suelo del edificio, basada en el levantamiento de información realizado el día viernes 20 de junio de 2014.

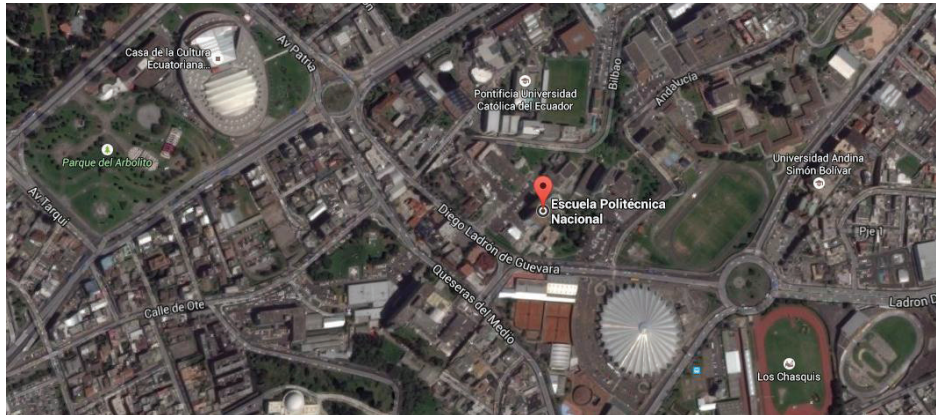
### 1.4.1 UBICACIÓN

Como se mencionó anteriormente, el edificio de la facultad de Ingeniería Civil y Ambiental (F.I.C.A.) se encuentra ubicado en el campus Rubén Orellana de la

<sup>12</sup> Balladares Oña, Feijóo Bermeo , 2012, pág. 76.

Escuela Politécnica Nacional, en el centro norte del Distrito Metropolitano de Quito. La dirección es Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía. Las coordenadas geográficas del edificio son  $0^{\circ}12'43''$  S y  $78^{\circ}29'29''$  O.

### FIGURA 1.8 UBICACIÓN DE LA FICA



FUENTE: Google Maps

Las fachadas del edificio de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental poseen elementos estructurales y no estructurales de hormigón visto. Además, existe una escalera metálica de emergencia ubicada sobre la fachada norte del mismo.

### FOTOGRAFÍA 1.9 FACHADA FRONTAL DE LA F.I.C.A.



ELABORADO POR: José Andrés Arias

**FOTOGRAFÍA 1.10 FACHADA LATERAL SUR DE LA FICA**

ELABORADO POR: José Andrés Arias

**FOTOGRAFÍA 1.11 FACHADA POSTERIOR DE LA FICA**

ELABORADO POR: José Andrés Arias



### FOTOGRAFÍA 1.12 FACHADA LATERAL NORTE DE LA FICA



ELABORADO POR: José Andrés Arias

#### 1.4.2 DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA

El edificio se encuentra construido en tres bloques, donde los dos de mayor área se utilizan para aulas, oficinas, laboratorios, talleres, bodegas y baterías sanitarias mientras que el tercer bloque se encuentra destinado exclusivamente para las gradas y el ascensor.

Las paredes de la edificación se construyeron de tres tipos de materiales: hormigón, bloque y vidrio. Los planos arquitectónicos y estructurales originales se encuentran en el Anexo Nro. 1. En conjunto, el edificio está formado por planta baja, mezanine, seis plantas y terraza.

**Planta Baja N+0.00:** Posee un área de 1 077.30 m<sup>2</sup> de construcción y contiene:

- Laboratorio de ensayo de materiales
- Laboratorio de hormigón
- Laboratorio de mecánica de suelos
- Cuarto del generador hidromecánico
- Bodegas
- Oficinas
- Cuarto de bombas
- Baterías sanitarias
- Vivienda del conserje

**Mezanine N+3.40:** Posee un área de 621.05 m<sup>2</sup> de construcción y contiene:

- Aula de audiovisuales
- Laboratorio de Ingeniería Ambiental
- Aulas (M09, M16)
- Oficinas (M10, M11-M12, M13)
- Baterías sanitarias
- Bodega de topografía

**Primera Planta N+6.80:** Posee un área de 1 113.84 m<sup>2</sup> de construcción y contiene:

- Laboratorio en física
- Oficinas de ayudantes de laboratorio de física
- Oficinas de profesores de laboratorio de física
- Bodega
- Oficinas de profesores y administrativas del Departamento de Física
- Laboratorio de biofísica
- Baterías sanitarias
- Balcón

**Segunda Planta N+10.20:** Posee un área de 1 067.09 m<sup>2</sup> de construcción y contiene:

- Decanato
- Subdecanato
- Secretaría del Decanato y Subdecanato de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental
- Unidad de Vinculación con el Medio Externo
- Aula de grados
- Sala de profesores
- Secretaría General de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental
- Oficinas de profesores (209)
- Aulas (206, 207, 208)
- Baterías sanitarias

**Tercera Planta N+13.60:** Posee un área de 1 067.09 m<sup>2</sup> de construcción y contiene:

- Biblioteca Jorge Moncayo
- Centro de cómputo
- Asociación de estudiantes de Ingeniería Civil
- Asociación de estudiantes de Ingeniería Ambiental
- Cuarto de limpieza
- Aulas (301, 302, 305, 306, 307, 308, 311, 312)
- Centro de copias y refrigerios
- Baterías sanitarias

**Cuarta Planta N+17.00:** Posee un área de 1 067.09 m<sup>2</sup> de construcción y contiene:

- Departamento de Ciencias Administrativas
- Centro de cómputo
- Laboratorio de física



- Oficinas de ayudantes de laboratorio de física
- Aulas (401, 405, 409, 410)
- Aulas del Centro de Educación Continua (CEC)
- Bodegas
- Baterías sanitarias

**Quinta Planta N+20.40:** Posee un área de 1 067.09 m<sup>2</sup> de construcción y contiene:

- Oficinas de Coordinación Lingüística
- Oficinas del Centro de Educación Continua (CEC)
- Aulas del CEC
- Bodegas
- Baterías sanitarias

**Sexta Planta N+23.80:** Posee un área de 1 067.09 m<sup>2</sup> de construcción y se encuentra ocupada en su totalidad por el Instituto Geofísico. La distribución arquitectónica contiene:

- Departamento de Vulcanología
- Departamento de Electrónica
- Departamento de Sismología
- Departamento de Sistemas
- Departamento de Administración
- Sala de sismógrafos
- Sala de reuniones
- Archivos
- Cafetería
- Recepción
- Bodega
- Baterías sanitarias

**Terraza N+27.20:** Posee un área de 1 067.09 m<sup>2</sup> de construcción y contiene maquinaria operada por el Instituto Geofísico, generador de energía eléctrica y antenas.

### 1.4.3 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL

La estructura del edificio de la facultad de Ingeniería Civil y Ambiental de los dos bloques principales consiste en pórticos con losas planas de hormigón armado. Las luces, o distancias entre ejes de columnas, son muy regulares y tienen valores de 4 u 8 metros solamente. El área de construcción de los bloques es de 4 660.50 y 3 476.93 m<sup>2</sup>.

El tercer bloque de gradas tiene una estructura formada por pórticos con muros estructurales de hormigón armado. Las luces son de 4 metros y el área de construcción es de 588.80 m<sup>2</sup>.

#### 1.4.3.1 Materiales

##### 1.4.3.1.1 *Hormigón*

El material utilizado en la construcción de la estructura del edificio es hormigón armado. De acuerdo a los planos estructurales originales, la resistencia de diseño del hormigón fue 210 kg/cm<sup>2</sup>. Ya que el edificio posee más de 30 años de existencia, la resistencia actual debe ser mayor a la original debido al endurecimiento del hormigón.

Sin embargo, se toma el valor original por seguridad ya que se desconoce la calidad del proceso de construcción. De esta forma, se considera las siguientes propiedades del hormigón:

- Resistencia a la compresión: **f'c = 210 kg/cm<sup>2</sup>**

- Peso específico:  $\gamma_h = 2.40 \text{ T/m}^3$
- Módulo de elasticidad:  $E = 12\,000 \cdot \sqrt{f'_c} = 170\,000 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson:  $\nu = 0.20$
- Módulo de corte:  $G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} = 70\,800 \text{ kg/cm}^2$

#### 1.4.3.1.2 *Acero de refuerzo*

El refuerzo para tensión en los elementos de hormigón armado consiste en varillas de acero corrugadas. Sus propiedades se presentan a continuación:

- Esfuerzo de fluencia:  $f_y = 2\,800 \text{ kg/cm}^2$
- Peso específico:  $\gamma_a = 7\,850 \text{ kg/m}^3$

#### 1.4.3.2 **Configuración estructural**

La estructura del edificio de la facultad de Ingeniería Civil y Ambiental se divide en tres bloques: dos bloques principales y de mayor área que contienen aulas, laboratorios, oficinas y servicios mientras que en el tercer bloque dispone únicamente las gradas y el ascensor.

La geometría general de la estructura es adecuada para sismo resistencia ya que es simétrica y tiene forma regular (rectangular). A excepción del mezanine, ninguna planta presenta aberturas en la losa que generalmente son necesarias para requerimientos arquitectónicos como gradas, ascensor o claros de luz.

La cimentación consiste en zapatas individuales para las columnas de los dos bloques principales y vigas de cimentación para las columnas y muros de corte del bloque de gradas. La cimentación junto a la geometría regular brindan a la estructura buena estabilidad.

#### 1.4.4 TIPO DE SUELO

Es de vital importancia estudiar el tipo de suelo porque mientras más se conozca el sitio en el cual se va a implantar un proyecto, mayor seguridad sísmica tiene la estructura. La Norma Ecuatoriana de la Construcción define 6 tipos de suelo de acuerdo a parámetros mecánicos como la velocidad media de onda cortante ( $V_s$ ) y el número de golpes ( $N$ ) en un ensayo dentro de los 30 metros superiores del perfil de suelo. Para poder conocer estos parámetros, es necesario realizar un ensayo de velocidad de onda cortante y un ensayo de Penetración Estándar respectivamente.

**CUADRO 1.4 CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS SEGÚN LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN**

Tipo de suelo	Descripción	Definición
<b>A</b>	Perfil de roca competente.	$V_s \geq 1\ 500\ \text{m/s}$
<b>B</b>	Perfil de roca de rigidez media.	$1\ 500\ \text{m/s} > V_s \geq 760\ \text{m/s}$
<b>C</b>	Perfil de suelo muy denso o roca blanda.	$760\ \text{m/s} > V_s \geq 360\ \text{m/s}$ $N \geq 50$
<b>D</b>	Perfil de suelo rígido.	$360\ \text{m/s} > V_s \geq 180\ \text{m/s}$ $50 \geq N > 15$
<b>E</b>	Perfil que contengan un espesor a 3 metros de arcilla blanda.	$V_s < 180\ \text{m/s}$ $N < 15$
<b>F</b>	Suelos susceptibles a la falla causada por excitación sísmica.	
	Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ( $H > 3\text{m}$ ).	
	Arcillas de alta plasticidad (Índice de Plasticidad $IP > 75$ ).	
	Perfiles con gran espesor de arcillas de rigidez blanda ( $H > 30\text{m}$ ).	
	Suelos con contrastes de impedancia como contacto entre suelo blando y roca.	
	Rellenos colocados sin control ingenieril	

FUENTE: Norma Ecuatoriana de la Construcción

Un estudio de suelos elaborado en el año 2007 para la construcción del Edificio de Aulas y Relación con el Medio Externo de la Escuela Politécnica Nacional<sup>13</sup> ubicado a 600 metros del Edificio de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental; revela que el perfil estratigráfico del suelo consiste en una mezcla de limos, arcillas y arenas dispuestas en varios porcentajes.

Superficialmente, se encuentra un estrato limo arcillo arenoso de baja plasticidad, de color café oscuro, húmedo, de estructura semiblanda y de 5 a 7 metros de espesor. Subyace un estrato de arenas limosas y arcillas de color variable entre café oscuro, café claro y verde, de grano fino a medio, de estructura semidensa y densa, con altos porcentajes de limos de baja plasticidad. El espesor de esta capa es de 2 a 5 metros. Finalmente se encuentra una capa de limos arenosos de baja plasticidad, de color café con tonalidades plomizas y verdosas, húmedos y de estructura semidura y dura. No se detecta la presencia de niveles freáticos hasta los 15 metros de profundidad.

El Ing. Hernán Estupiñán, diseñador estructural del edificio de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, asegura que el suelo sobre el que se asienta la edificación es “una cangahua muy dura” y recomienda asumir la capacidad admisible igual a  $2.50 \text{ kg/cm}^2$ . La cangahua es una ceniza volcánica que con el paso del tiempo se ha transformado dando lugar a una roca blanda. Es un suelo muy resistente apto para la construcción pero en verano es muy difícil excavar en ella, mientras que en invierno es más fácil pero solamente donde la tierra está húmeda<sup>14</sup>.

Un estudio realizado por la Escuela Politécnica Nacional en el año 1994<sup>15</sup>, presenta el mapa de microzonificación sísmica de la ciudad de Quito dividida en distintas zonas de acuerdo al tipo de suelo.

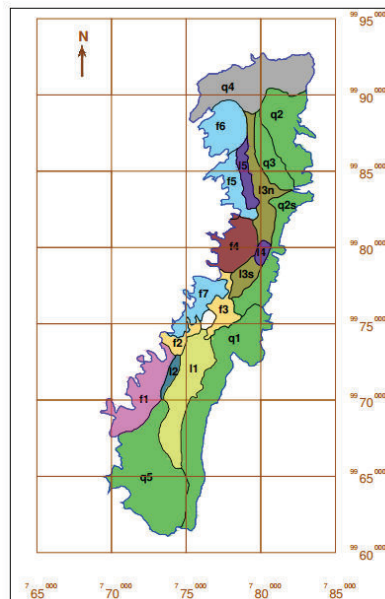
---

<sup>13</sup> Vásquez, 2007, pp. 3 y 4.

<sup>14</sup> Aguiar Falconí, 2013, pag. 33.

<sup>15</sup> Valverde, Fernández, Jiménez, Vaca, y Alarcón, 1994, pag. 27.

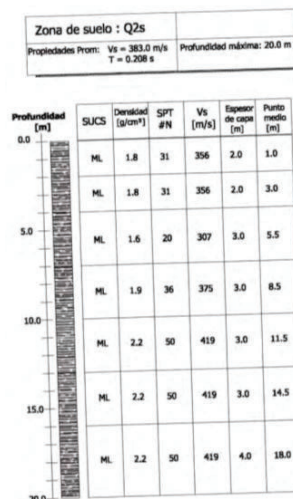
**FIGURA 1.9 MAPA DE ZONAS DE SUELO SIMILARES DE QUITO**



FUENTE: Microzonificación sísmica de los suelos del Distrito Metropolitano de Quito. Valverde et al (1994)

De acuerdo al mapa, el edificio de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental de la Escuela Politécnica Nacional se encuentra en la zona “q2s”. Para esta zona, se presenta el resultado del ensayo de la columna de suelo.

**FIGURA 1.10 RESULTADOS DEL ENSAYO PARA LA COLUMNA DE SUELO ZONA “q2s”**



FUENTE: Microzonificación sísmica de los suelos del DMQ. Valverde et al (1994)

La velocidad media de la onda corte es de 383.00 m/s por lo que se concluye que el tipo de suelo, según la clasificación de la N.E.C., es C.

## 1.5 MÉTODOS DE REFORZAMIENTO

El reforzamiento estructural es la respuesta a la vulnerabilidad sísmica de una edificación, determinada en el diagnóstico. Los objetivos generales que debe cumplir el método de reforzamiento escogido son:

- Mejorar la resistencia a carga vertical de la edificación.
- Asegurar que la estructura cumpla con los requisitos de la filosofía sismo resistente de la N.E.C.
- Mantener un buen nivel de servicio para los requerimientos arquitectónicos e instalaciones del edificio.

Los métodos de reforzamiento estructural que se pueden analizar para su aplicación en el edificio de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental son<sup>16</sup>:

- Reforzamiento individual de los elementos estructurales vigas y columnas mediante el aumento de sus secciones con hormigón armado o perfiles metálicos.
- Reforzamiento de la cimentación mediante el aumento de su sección en hormigón armado o el mejoramiento del suelo.
- Colocación de diagonales rigidizadoras de acero en los pórticos.
- Construcción de muros estructurales de hormigón armado.
- Enchapado de paredes.
- Revestimiento de elementos estructurales mediante fibras compuestas o sistemas epóxicos.

---

<sup>16</sup> Estrada Vargas, 1996, pp. 63-108.

## CAPÍTULO 2

### ANÁLISIS DE DOS ALTERNATIVAS

#### 2.1 MODELO ESTRUCTURAL INICIAL

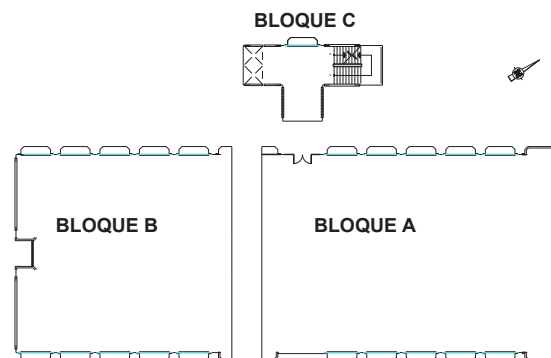
El modelo estructural inicial se refiere al análisis estructural del edificio en su condición actual. Esto permitirá conocer los problemas estructurales y, junto a la observación de patologías, establecer el diagnóstico de vulnerabilidad sísmica del edificio de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental de la Escuela Politécnica Nacional.

##### 2.1.1 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES

###### 2.1.1.1 Bloques del edificio

La estructura se encuentra formada por 3 bloques. Los dos bloques de mayor área (de 4 660.50 y 3 476.93 m<sup>2</sup> de construcción respectivamente) contienen las aulas, oficinas, laboratorios, bodegas y talleres. El tercer bloque contiene únicamente las gradas, accesos al bloque principal y el ascensor.

**FIGURA 2.1 ESQUEMA EN PLANTA DE LOS 3 BLOQUES DEL EDIFICIO**



ELABORADO POR: José Andrés Arias



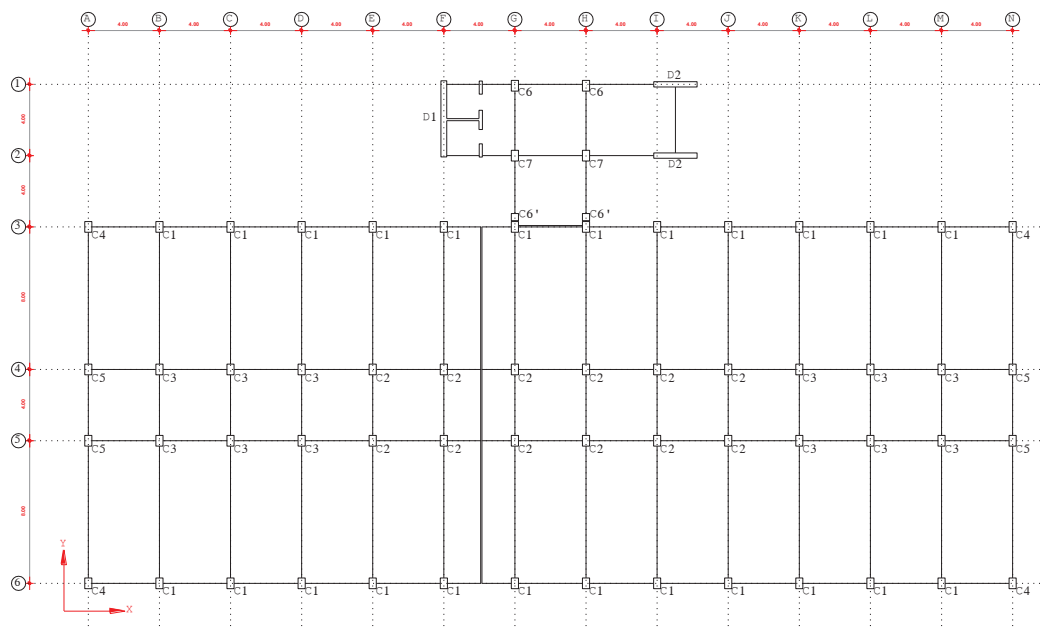
Como se puede observar, se denominan los bloques con las letras A, B y C de acuerdo a su área, en orden descendente.

### 2.1.1.2 Definición del sistema estructural

Como se mencionó en la descripción estructural del edificio, la estructura de los bloques A y B consiste en pórticos de losas planas, columnas y cimentación de hormigón armado. La estructura del bloque C consiste en pórticos de losas planas, columnas, muros estructurales y cimentaciones de hormigón armado.

Las losas planas de todo el edificio son alivianadas y tienen 35 centímetros de espesor con 6 centímetros de loseta. Las columnas de los bloques A y B presentan distintas secciones transversales y su cimentación se forma de zapatas aisladas. Las columnas disminuyen sus dimensiones a medida que aumenta su altura. Los muros estructurales poseen 30 cm de espesor y su cimentación consiste en vigas continuas.

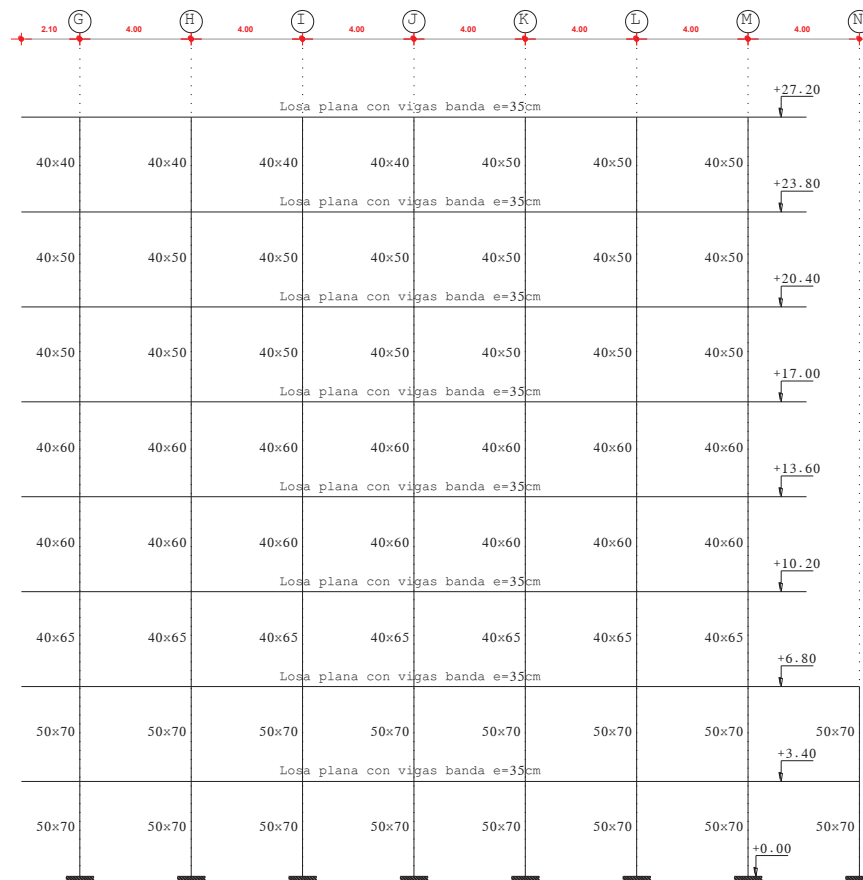
**FIGURA 2.2 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE LA F.I.C.A.**



ELABORADO POR: José Andrés Arias

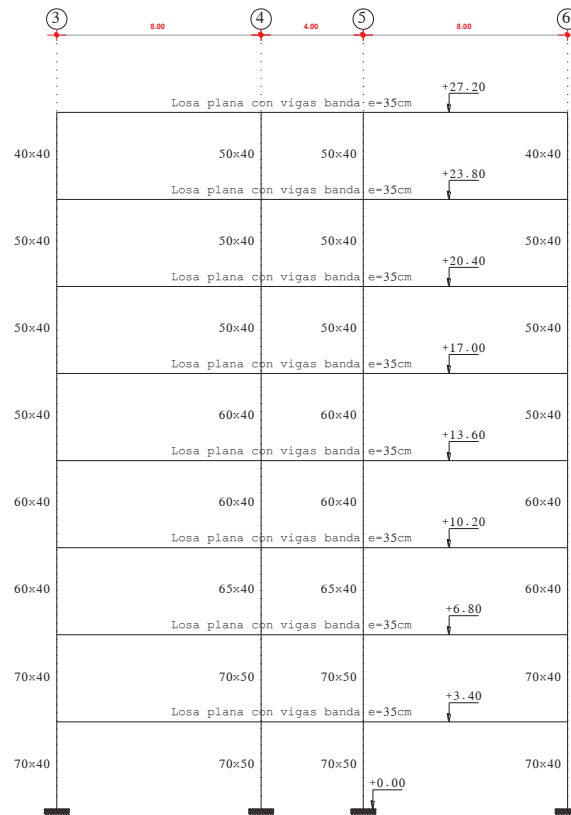
En la configuración estructural se representan las vigas por líneas continuas. Las columnas y muros son representados por su sección transversal a escala. El bloque A posee 8 pórticos en el sentido X y 4 pórticos en el sentido Y. El bloque B posee 6 pórticos en el sentido X y 4 pórticos en el sentido Y. El bloque C posee 4 pórticos en el sentido X y 3 pórticos en el sentido Y.

**FIGURA 2.3 PÓRTICO EJE "4" DEL BLOQUE A**



ELABORADO POR: José Andrés Arias

**FIGURA 2.4 PÓRTICO EJE “C” DEL BLOQUE B**



ELABORADO POR: José Andrés Arias

### 2.1.1.3 Paredes tipo clóset

El edificio de la facultad de Ingeniería Civil y Ambiental contiene paredes de hormigón armado “tipo clóset”. El objetivo de dichas paredes es albergar libros y material de estudio pero en la actualidad, no todas las aulas cuentan con el clóset de madera que permita su uso. Incluso en aulas con clóset de madera en sus paredes, no se los aprovecha.

Las paredes tipo clóset fueron diseñadas y construidas con una altura igual a 2.30 metros, dejando libre 75 centímetros superiores de entepiso para entrada de luz a los pasillos. Se elaboran los modelos estructurales para las dos condiciones: sin y con paredes.

### **FOTOGRAFIA 2.1 PARED TIPO CLÓSET VACÍA DE HORMIGÓN ARMADO EN TERCERA PLANTA**



ELABORADO POR: José Andrés Arias

### **FOTOGRAFIA 2.2 PARED TIPO CLÓSET COMPLETA DE HORMIGÓN ARMADO EN CUARTA PLANTA**



ELABORADO POR: José Andrés Arias

#### **2.1.2 HIPÓTESIS DE CARGA VERTICAL**

La carga vertical tiene dos componentes: carga muerta y viva. La carga muerta se refiere al peso de la estructura, instalaciones hidráulicas y sanitarias, instalaciones eléctricas, paredes, recubrimientos y acabados de construcción. Es decir, la carga muerta considera el peso de todos los elementos que tienen una posición fija en

la edificación. La carga viva considera el peso de inmobiliario, personas, granizo, viento y elementos cuya posición y comportamiento es variable en el edificio. La Norma Ecuatoriana de la Construcción establece la carga viva para cada tipo de uso de una edificación.

El sistema estructural de los 2 bloques principales del edificio de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, constituido por pórticos de losas planas, vigas banda y columnas, es adecuado para resistir carga vertical pero limitado para carga sísmica.

Se determina la carga vertical muerta y viva para todo el edificio en su conjunto. En este caso, no es un requerimiento diferenciar la carga ya que los tres bloques de la edificación están sometidos a la misma carga vertical distribuida.

#### 2.1.2.1 Carga vertical muerta

##### ❖ Paredes

En el edificio se presentan paredes de mampostería de bloque y de hormigón armado.

#### CUADRO 2.1 LEVANTAMIENTO DE PAREDES

PLANTA Nro.	PAREDES BLOQUE e = 20cm		PAREDES H.A	
	Longitud [m]		Área	Volumen
	Altura 3.05m	Altura 1.20m	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]
Planta Baja	190.45		580.87	40.80
Mezanine	150.90		460.25	20.68
1	171.60	24.00	552.18	41.71
2	125.60	4.00	387.88	63.24
3	141.00	4.00	434.85	63.24
4	117.00	4.00	361.65	49.84
5	141.00	4.00	434.85	63.24
6	180.00		549.00	23.04

ELABORADO POR: José Andrés Arias

## CUADRO 2.2 CÁLCULO DE CARGA MUERTA DISTRIBUIDA POR PAREDES

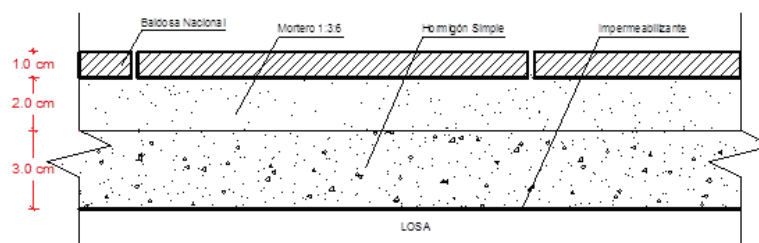
PLANTA	PESO DE PAREDES [ton]		CARGA PAREDES [kg/m <sup>2</sup> ]		CARGA [kg/m <sup>2</sup> ]
	Nro.	Bloque	H.A.	Bloque	
Planta Baja	87.13	97.92	80.90	90.92	171.82
Mezanine	69.04	49.63	111.16	79.92	191.08
1	82.83	100.10	74.36	89.87	164.23
2	58.18	151.78	54.52	142.23	196.76
3	65.23	151.78	61.13	142.23	203.36
4	54.25	119.62	50.84	112.10	162.93
5	65.23	151.78	61.13	142.23	203.36
6	82.35	55.30	77.17	51.82	128.99

ELABORADO POR: José Andrés Arias

### ❖ Acabado de pisos y recubrimiento de paredes

Los siguientes detalles son reproducidos de la lámina Nro. 15 de los planos arquitectónicos.

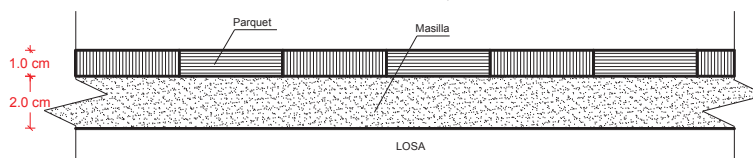
### FIGURA 2.5 DETALLE DEL PISO DE BALDOSA



DETALLE PISO DE BALDOSA

ELABORADO POR: José Andrés Arias

### FIGURA 2.6 DETALLE DE PISO DE PARQUET



DETALLE PISO PARQUET

ELABORADO POR: José Andrés Arias

Se calcula el peso de los dos tipos de piso por metro cuadrado de acuerdo al peso específico de cada material<sup>17</sup>. El peso obtenido es 126.00 kg/m<sup>2</sup> para el piso de baldosa y 48 kg/m<sup>2</sup> para el piso de parquet. Se considera las áreas de servicios higiénicos que han sido modificadas en algunas plantas como pisos de baldosa.

Para los recubrimientos de paredes, se considera enlucido de 1.50 centímetros de espesor a cada lado de las paredes con peso específico  $\gamma_{\text{mortero}} = 2.00 \text{ kg/m}^3$ . Se obtiene el área de paredes en cada planta del cuadro 2.1 y no se toma en cuenta las paredes de hormigón por estar cubiertas únicamente de pintura.

### CUADRO 2.3 CÁLCULO DE CARGA MUERTA DISTRIBUIDA POR ACABADOS Y RECUBRIMIENTOS

PLANTA Nro.	PESO [ton]			CARGA [kg/m <sup>2</sup> ]		
	Piso Baldosa	Peso Parquet	Enlucido Paredes	ACABADO PISOS	RECUB. PAREDES	TOTAL
Planta Baja	135.71	0.00	34.85	126.00	32.36	158.36
Mezanine	55.04	8.84	27.61	102.86	44.46	147.33
1	86.68	20.44	33.13	96.18	29.74	125.92
2	31.78	39.11	23.27	66.44	21.81	88.25
3	31.78	39.11	26.09	66.44	24.45	90.89
4	31.78	39.11	21.70	66.44	20.33	86.77
5	31.78	39.11	26.09	66.44	24.45	90.89
6	31.78	39.11	32.94	66.44	30.87	97.30

ELABORADO POR: José Andrés Arias

#### ❖ Instalaciones hidráulicas, sanitarias y eléctricas

La carga debida a instalaciones hidráulicas, sanitarias y eléctricas son estimadas con criterio.

<sup>17</sup> MIDUVI. *Norma Ecuatoriana de la Construcción*, 2014, NEC-SE-CG "Cargas no sísmicas", pp. 21-24.

## CUADRO 2.4 ESTIMACIÓN DE CARGA MUERTA DISTRIBUIDA POR INSTALACIONES

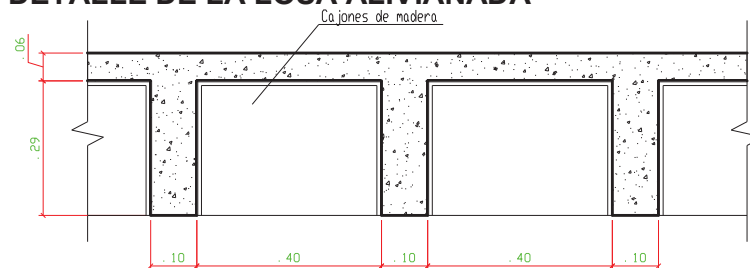
PLANTA		CARGA INSTALACIONES [kg/m <sup>2</sup> ]			
Nro.	AREA [m <sup>2</sup> ]	HIDROSANITARIAS	ELECTRICAS	DATOS	TOTAL
Planta Baja	1077.03	35.00	20.00	5.00	60.00
Mezanine	621.05				
1	1113.84				
2	1067.09				
3	1067.09				
4	1067.09				
5	1067.09				
6	1067.09				

ELABORADO POR: José Andrés Arias

### ❖ Losa plana y vigas banda

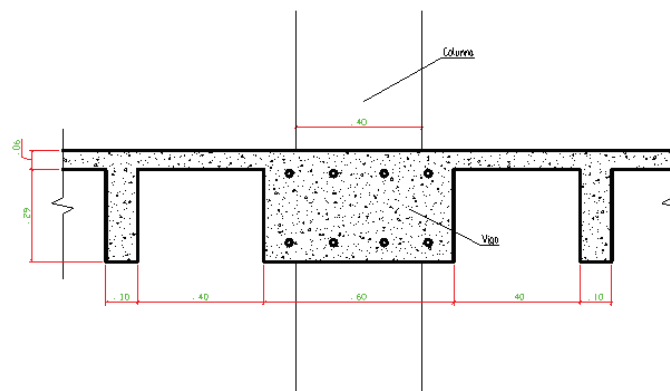
Se consideran a las vigas banda como nervios más anchos de la losa.

### FIGURA 2.7 DETALLE DE LA LOSA ALIVIANADA



ELABORADO POR: José Andrés Arias

### FIGURA 2.8 DETALLE DE LA VIGA BANDA



ELABORADO POR: José Andrés Arias



Se calcula entonces el peso de la losa en cada planta.

### CUADRO 2.5 CÁLCULO DE CARGA MUERTA DISTRIBUIDA POR LOSA

PLANTA		LOSA PLANA (INCLUYE VIGAS BANDA)			
Nro.	AREA [m <sup>2</sup> ]	Nro. Cajones	Vol. [m <sup>3</sup> ]	Peso [ton]	Carga[kg/m <sup>2</sup> ]
Planta Baja	1077.03				
Mezanine	621.05	1720	137.56	330.14	531.59
1	1113.84	3341	234.82	563.57	505.97
2	1067.09	3213	224.40	538.56	504.70
3	1067.09	3213	224.40	538.56	504.70
4	1067.09	3213	224.40	538.56	504.70
5	1067.09	3213	224.40	538.56	504.70
6	1067.09	3213	224.40	538.56	504.70

ELABORADO POR: José Andrés Arias

#### ❖ Columnas

Se calcula el área total de las columnas de hormigón armado en cada planta de acuerdo a sus secciones transversales.

### CUADRO 2.6 CÁLCULO DE CARGA MUERTA DISTRIBUIDA POR COLUMNAS

PLANTA Nro.	COLUMNAS			
	Área [m <sup>2</sup> ]	Volumen [m <sup>3</sup> ]	Peso [ton]	Carga[kg/m <sup>2</sup> ]
Planta Baja	24.64	75.15	180.36	167.46
Mezanine	12.60	38.43	92.23	148.51
1	15.68	47.82	114.78	103.05
2	14.56	44.41	106.58	99.88
3	14.56	44.41	106.58	99.88
4	12.48	38.06	91.35	85.61
5	12.48	38.06	91.35	85.61
6	9.60	29.28	70.27	65.85

ELABORADO POR: José Andrés Arias

#### ❖ Muros

El bloque C dispone de muros estructurales y columnas de hormigón armado que, junto a las vigas banda, conforman el sistema estructural de losas planas.

### CUADRO 2.7 CÁLCULO DE CARGA MUERTA DISTRIBUIDA POR MUROS

PLANTA		MUROS ESTRUCTURALES			
Nro.	AREA [m <sup>2</sup> ]	Área [m <sup>2</sup> ]	Vol. [m <sup>3</sup> ]	Peso [ton]	Carga [kg/m <sup>2</sup> ]
Tapagrada	43.50	2.73	9.28	22.28	512.11
Acceso terraza	41.20	2.73	9.28	22.28	540.70
6	41.20	2.73	9.28	22.28	540.70
5	41.20	2.73	9.28	22.28	540.70
4	41.20	2.73	9.28	22.28	540.70
3	41.20	2.73	9.28	22.28	540.70
2	41.20	2.73	9.28	22.28	540.70
1	41.20	2.73	9.28	22.28	540.70
Mezanine	41.20	2.73	9.28	22.28	540.70

ELABORADO POR: José Andrés Arias

#### ❖ Hipótesis de carga vertical muerta

Una vez calculados el peso de paredes de hormigón armado y de mampostería de bloque, acabados de piso y recubrimiento de paredes, instalaciones hidráulicas y sanitarias, instalaciones eléctricas y elementos estructurales losa, vigas y columnas; se determina la hipótesis de carga vertical muerta.

### CUADRO 2.8 RESUMEN DE CARGA VERTICAL MUERTA

PLANTA Nro.	CARGA DISTRIBUIDA [kg/m <sup>2</sup> ]					
	Paredes	Recubrimientos y acabados	Instalaciones	Losa y vigas	Columnas	Muros
Mezanine	191.08	147.33	60.00	531.59	148.51	540.70
1	164.23	125.92		505.97	103.05	540.70
2	196.76	88.25		504.70	99.88	540.70
3	203.36	90.89		504.70	99.88	540.70
4	162.93	86.77		504.70	85.61	540.70
5	203.36	90.89		504.70	85.61	540.70
6	128.99	97.30		504.70	65.85	540.70

ELABORADO POR: José Andrés Arias

La carga vertical muerta se representa por la letra “D” debido a su traducción al inglés (Dead load).

### CUADRO 2.9 HIPÓTESIS DE CARGA VERTICAL MUERTA

PLANTA Nro.	AREA [m <sup>2</sup> ]	D [kg/m <sup>2</sup> ]	
		Bloque A y B	Bloque C
Mezanine	621.05	1078.50	1428.12
1	1113.84	959.17	1275.64
2	1067.09	949.58	1233.52
3	1067.09	958.82	1236.16
4	1067.09	900.01	1217.78
5	1067.09	944.55	1221.89
6	1067.09	856.85	1208.55

ELABORADO POR: José Andrés Arias

Como se puede observar, la carga vertical muerta tiene un valor alto debido principalmente al peso de la losa plana con vigas banda. En el bloque C, la razón del alto peso de la carga es la presencia de los muros estructurales.

#### 2.1.2.2 Carga vertical viva

La carga vertical viva se representa con la letra “L” (por su traducción al inglés: Live load) y representa el peso de personas, muebles, viento, granizo y demás elementos que intervienen en una edificación y que tienen posición y comportamiento variable. La Norma Ecuatoriana de la Construcción establece los valores de carga viva para unidades educativas<sup>18</sup>.

### CUADRO 2.10 HIPÓTESIS DE CARGA VERTICAL VIVA

DESCRIPCION	L [kg/m <sup>2</sup> ]
Aulas, oficinas y laboratorios	200.00
Corredores 1er. piso	400.00
Corredores 2do. piso y superior	480.00
Escaleras	480.00
Cubierta plana	70.00

ELABORADO POR: José Andrés Arias

<sup>18</sup> MIDUVI. *Norma Ecuatoriana de la Construcción*, 2014, NEC-SE-CG “Cargas no sísmicas”, pág. 30.

### 2.1.3 CÁLCULO DE LA CARGA SÍSMICA O CORTE BASAL

El cálculo de la carga sísmica o Corte Basal se realiza mediante el procedimiento de diseño basado en fuerzas estáticas del capítulo “Peligro sísmico” de la Norma Ecuatoriana de Construcción (N.E.C.). Este parámetro debe ser calculado por separado para cada bloque. La expresión para encontrar el cortante basal es:

$$V = \frac{I \cdot S_a(T)}{R \cdot \Phi_P \cdot \Phi_E} \cdot W \quad (2.1)$$

donde:

$S_a(T)$ : espectro de diseño en aceleración.

$\Phi_P$  y  $\Phi_E$ : coeficientes de configuración en planta y elevación.

I: coeficiente de importancia.

R: factor de reducción de resistencia sísmica.

V: cortante basal de diseño.

W: carga sísmica reactiva.

T: período de vibración.

#### 2.1.3.1 Parámetros de la expresión del Corte Basal

Todos los parámetros son obtenidos de las tablas y expresiones de NEC-SE-DS, titulado “Peligro sísmico y diseño sismo resistente” de la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

##### ❖ Período de vibración T

Cuando ondas sísmicas se transmiten a una estructura, ésta presenta un movimiento vibratorio. En un movimiento armónico, el período es el tiempo que transcurre para que la estructura vuelva a su posición original luego de un ciclo vibratorio. La N.E.C. presenta la expresión para una estimación inicial del período de vibración.

$$T = C_t \cdot h_n^\alpha \quad (2.2)$$

donde:

$C_t$ : coeficiente que depende del tipo de edificio.

$h_n$ : altura máxima de la edificación de  $n$  pisos, medida desde la base de la estructura.

$T$ : período de vibración.

#### CUADRO 2.11 ESTIMACIÓN INICIAL DEL PERÍODO DE VIBRACIÓN

BLOQUE	$h_n$ [m]	$C_t$	$\alpha$	$T$ [seg]
A	27.20	0.055	0.90	1.08
B	27.20	0.055	0.90	1.08
C	30.00	0.055	0.75	0.70

ELABORADO POR: José Andrés Arias

#### ❖ Coeficiente de importancia $I$

El edificio de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental se clasifica como centro de educación que alberga más de 300 personas de acuerdo a la Tabla 6. Por lo tanto, el coeficiente de importancia es  $I = 1.30$ .

#### ❖ Coeficientes de configuración en planta $\phi_P$ y elevación $\phi_E$

El bloque A del edificio de la F.I.C.A. no presenta irregularidad en elevación de acuerdo a la Tabla 14. Sin embargo, sí presenta irregularidad en planta debido a los retrocesos excesivos en la losa del mezanine, según la Tabla 13. De igual manera, el bloque B presenta irregularidad en planta y no en elevación. El bloque C presenta regularidad en planta y elevación.

#### CUADRO 2.12 COEFICIENTES DE CONFIGURACIÓN EN PLANTA Y ELEVACIÓN

BLOQUES	$\phi_P$	$\phi_E$
A	0.90	1.00
B	0.90	1.00
C	1.00	1.00

ELABORADO POR: José Andrés Arias

### ❖ Factor de reducción de respuesta sísmica R

Para pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda, el factor de reducción de respuesta sísmica es  $R = 5$  de acuerdo a la Tabla 15.

Para pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda y con muros estructurales, el factor tiene valor  $R = 7$ .

### ❖ Carga sísmica reactiva W

La carga sísmica W, para el edificio de la F.I.C.A., es igual a la carga vertical muerta D. Es decir, representa el peso de la edificación y sus componentes fijos.

**CUADRO 2.13 CÁLCULO DE LA CARGA SÍSMICA REACTIVA BLOQUE A**

PLANTA Nro.	AREA [m <sup>2</sup> ]	D [kg/m <sup>2</sup> ]	A*D [ton]
Terraza	620.94	531.59	330.09
6	621.94	856.85	532.91
5	622.94	944.55	588.40
4	623.94	900.01	561.55
3	624.94	958.82	599.21
2	625.94	949.58	594.38
1	644.31	959.17	618.00
Mezanine	275.55	1078.50	297.18
$\Sigma =$	4660.50	<b>W=</b>	4121.71

ELABORADO POR: José Andrés Arias

**CUADRO 2.14 CÁLCULO DE LA CARGA SÍSMICA REACTIVA BLOQUE B**

PLANTA Nro.	AREA [m <sup>2</sup> ]	D [kg/m <sup>2</sup> ]	A*D [ton]
Terraza	446.15	531.59	237.17
6	445.15	856.85	381.43
5	444.15	944.55	419.52
4	443.15	900.01	398.84
3	442.15	958.82	423.94
2	441.15	949.58	418.91
1	469.53	959.17	450.36
Mezanine	345.50	1078.50	372.62
$\Sigma =$	3476.93	<b>W=</b>	3102.79

ELABORADO POR: José Andrés Arias

**CUADRO 2.15 CÁLCULO DE LA CARGA SÍSMICA REACTIVA BLOQUE C**

PLANTA Nro.	AREA	D	A*D
	[m <sup>2</sup> ]	[kg/m <sup>2</sup> ]	[ton]
Tapagrada	43.50	591.59	47.61
Acceso terraza	41.20	1208.55	92.12
6	41.20	1208.55	92.12
5	41.20	1221.89	93.13
4	41.20	1217.78	92.82
3	41.20	1236.16	94.22
2	41.20	1233.52	94.02
1	41.20	1275.64	97.23
Mezanine	41.20	1428.12	108.85
<b>Σ =</b>	<b>373.10</b>	<b>W=</b>	<b>812.11</b>

ELABORADO POR: José Andrés Arias

#### ❖ Factor de zona sísmica Z

El factor de zona sísmica se obtiene del mapa o de la tabla de zonas sísmicas para las poblaciones ecuatorianas, de acuerdo a la Tabla 19. Para la ciudad de Quito, el factor es **Z = 0.40**, es decir, su amenaza sísmica es alta.

#### ❖ Coeficientes de perfil de suelo F<sub>a</sub>, F<sub>d</sub> y F<sub>s</sub>

Para el tipo de suelo C y la zona sísmica V (Z = 0.40), los coeficientes de suelo son **F<sub>a</sub> = 1.20**, **F<sub>d</sub> = 1.11** y **F<sub>s</sub> = 1.11**, según las Tablas 3, 4 y 5 respectivamente.

#### ❖ Aceleración sísmica S<sub>a</sub>(T)

El parámetro S<sub>a</sub> es una fracción de la aceleración de la gravedad que representa la aceleración sísmica de una zona. Se dispone de S<sub>a</sub> como una función que depende del período y es presentada gráficamente en un espectro sísmico elástico de aceleraciones.

$$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a; \text{ para } 0 \leq T \leq T_c \quad (2.3)$$

$$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T}\right)^r; \text{ para } T > T_c \quad (2.4)$$

❖ **Período límite de vibración  $T_c$**

El límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones se determina mediante la siguiente expresión:

$$T_c = 0.55 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a} \quad (2.5)$$

$$T_c = 0.55 \cdot 1.11 \cdot \frac{1.11}{1.20} = 0.56 \text{seg}$$

❖ **Razón entre la aceleración espectral ( $S_a$ ) y la aceleración sísmica máxima en el terreno (PGA)  $\eta$**

Para Pichincha, provincia de la Sierra, el valor de la razón entre la aceleración espectral ( $S_a$ ) y la aceleración sísmica máxima en el terreno (PGA) es  $\eta = 2.48$ .

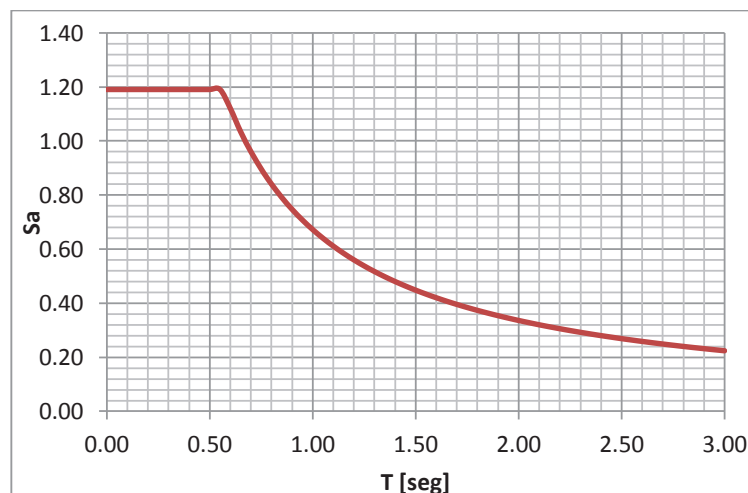
❖ **Factor  $r$**

El factor  $r$  depende de la ubicación geográfica. Para suelo tipo C,  $r = 1.00$ .

### 2.1.3.2 Espectro elástico de aceleraciones para diseño sísmico

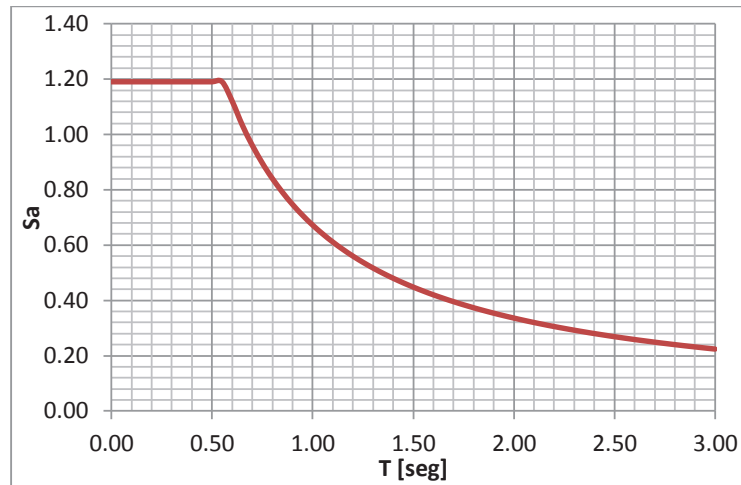
Para establecer el espectro elástico de aceleraciones, se plantean períodos de vibración desde 0 a 3 segundos, con un intervalo de 0.05 segundos.

**FIGURA 2.9 ESPECTRO SÍSMICO DEL BLOQUE A**

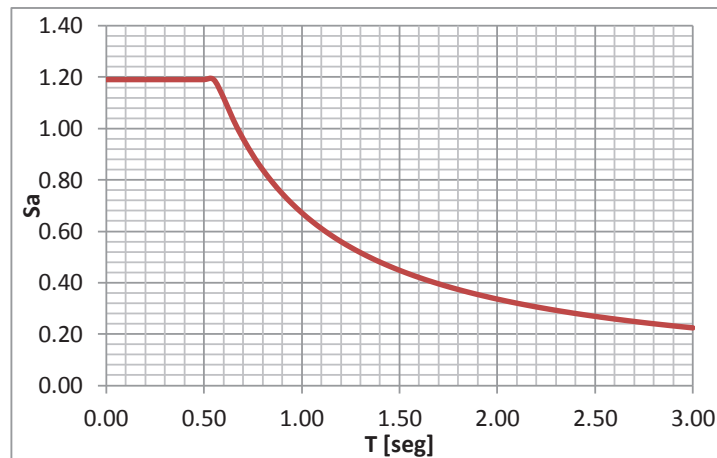


ELABORADO POR: José Andrés Arias



**FIGURA 2.10 ESPECTRO SÍSMICO DEL BLOQUE B**

ELABORADO POR: José Andrés Arias

**FIGURA 2.11 ESPECTRO SÍSMICO DEL BLOQUE C**

ELABORADO POR: José Andrés Arias

Por lo tanto, para la estimación inicial de los períodos, se obtienen los valores de  $S_a(T)$ .

**CUADRO 2.16 VALORES DE  $S_a$** 

BLOQUES	hn [m]	T [seg]	Sa
A	27.20	1.08	0.63
B	27.20	1.08	0.63
C	28.90	0.70	0.98

ELABORADO POR: José Andrés Arias

### 2.1.3.3 Cálculo de la fuerza sísmica o Corte Basal

Con todos los parámetros conocidos, se puede determinar el corte basal para cada bloque, de acuerdo a la expresión (2.1).

$$V_{\text{Bloque A}} = \frac{1.30 \cdot 0.63}{5 \cdot 0.90 \cdot 1.00} \cdot 4121.71 = 0.18 \cdot W = 750.15 \text{ ton}$$

$$V_{\text{Bloque B}} = \frac{1.30 \cdot 0.63}{5 \cdot 0.90 \cdot 1.00} \cdot 3102.79 = 0.18 \cdot W = 564.71 \text{ ton}$$

$$V_{\text{Bloque C}} = \frac{1.30 \cdot 0.98}{7 \cdot 1.00 \cdot 1.00} \cdot 812.11 = 0.18 \cdot W = 147.80 \text{ ton}$$

### 2.1.3.4 Distribución de la fuerza sísmica

La fuerza sísmica se distribuye de acuerdo a la expresión:

$$F_i = \frac{w_i \cdot h_i^k}{\sum w_i \cdot h_i^k} \cdot V \quad (2.6)$$

donde:

$w_i$ : peso reactivo del nivel  $i$

$h_i$ : altura del nivel  $i$

$V$ : corte basal

$K$ : coeficiente relacionado con el período de vibración  $T$ . Para  $0.5 < T \leq 2.5$ ,  $k = 0.75 + 0.50 \cdot T$ .

### CUADRO 2.17 CÁLCULO DEL COEFICIENTE $k$

BLOQUES	T [seg]	k
A	1.08	1.29
B	1.08	1.29
C	0.69	1.09

ELABORADO POR: José Andrés Arias

**CUADRO 2.18 DISTRIBUCIÓN DE FUERZA SÍSMICA BLOQUE A**

PLANTA Nro.	AREA	$w_i$	$h_i$	$w_i \cdot h_i^k$	%	Fi
	[m <sup>2</sup> ]	[ton]	[m]			[ton]
Terraza	620.94	330.09	27.20	23214.08	16%	122.02
6	621.94	532.91	23.80	31557.82	22%	165.87
5	622.94	588.40	20.40	28571.19	20%	150.17
4	623.94	561.55	17.00	21562.21	15%	113.33
3	624.94	599.21	13.60	17262.35	12%	90.73
2	625.94	594.38	10.20	11822.74	8%	62.14
1	644.31	618.00	6.80	7293.15	5%	38.33
Mezanine	275.55	297.18	3.40	1436.63	1%	7.55
$\Sigma =$	4660.50	4121.71	122.40	142720.18	100%	750.15

ELABORADO POR: José Andrés Arias

**CUADRO 2.19 DISTRIBUCIÓN DE FUERZA SÍSMICA BLOQUE B**

PLANTA Nro.	AREA	$w_i$	$h_i$	$w_i \cdot h_i^k$	%	Fi
	[m <sup>2</sup> ]	[ton]	[m]			[ton]
Terraza	446.15	237.17	27.20	16679.49	16%	91.79
6	445.15	381.43	23.80	22587.33	22%	124.30
5	444.15	419.52	20.40	20370.97	20%	112.11
4	443.15	398.84	17.00	15314.44	15%	84.28
3	442.15	423.94	13.60	12213.25	12%	67.21
2	441.15	418.91	10.20	8332.43	8%	45.86
1	469.53	450.36	6.80	5314.76	5%	29.25
Mezanine	345.50	372.62	3.40	1801.32	2%	9.91
$\Sigma =$	3476.93	3102.79	122.40	102614.01	100%	564.71

ELABORADO POR: José Andrés Arias

**CUADRO 2.20 DISTRIBUCIÓN DE FUERZA SÍSMICA BLOQUE C**

PLANTA Nro.	AREA	$w_i$	$h_i$	$w_i \cdot h_i^k$	%	Fi
	[m <sup>2</sup> ]	[ton]	[m]			[ton]
Tapagrada	41.20	47.61	30.60	2000.96	12%	17.46
Terraza	41.20	92.12	27.20	3404.02	20%	29.70
6	41.20	92.12	23.80	2941.85	17%	25.67
5	41.20	93.13	20.40	2513.21	15%	21.93
4	41.20	92.82	17.00	2052.28	12%	17.91
3	41.20	94.22	13.60	1632.46	10%	14.24
2	41.20	94.02	10.20	1189.56	7%	10.38
1	41.20	97.23	6.80	789.84	5%	6.89
Mezanine	41.20	108.85	3.40	414.59	2%	3.62
$\Sigma =$	370.80	812.11	153.00	16938.77	100%	147.80

ELABORADO POR: José Andrés Arias

## 2.1.4 DEFINICIÓN DE PARÁMETROS EN EL PROGRAMA ETABS

### 2.1.4.1 Materiales

Se define el material hormigón armado con el nombre “H210” en ETABS. Se incluye las propiedades del acero de refuerzo de los elementos estructurales. Las propiedades del hormigón fueron establecidas en la sección 1.4.3.1.1 y se introducen al programa en unidades kg y cm.

**FIGURA 2.12 PROPIEDADES DEL HORMIGÓN PARA ETABS**

FUENTE: ETABS

### 2.1.4.2 Elementos estructurales

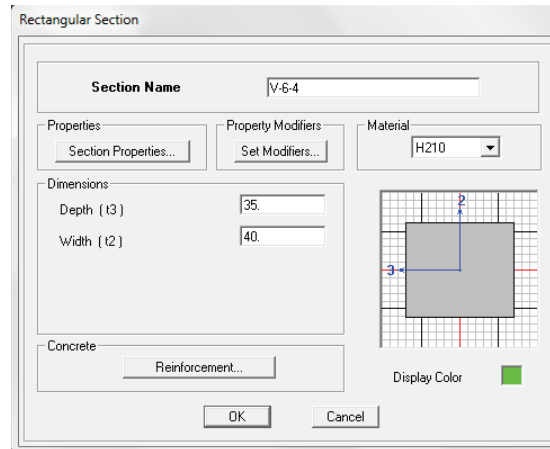
Se define a los elementos estructurales losas, nervios, vigas, columnas y muros mediante su sección transversal en ETABS. Se considera los valores de inercia agrietada de secciones debido al agrietamiento por retracción de fraguado, de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción<sup>19</sup>:

- $0.50 \cdot I_g$  para vigas.
- $0.80 \cdot I_g$  para columnas.
- $0.60 \cdot I_g$  para muros estructurales.

<sup>19</sup> MIDUVI. *Norma Ecuatoriana de la Construcción*, 2014, NEC-SE-DS “Peligro sísmico”, pág. 54.

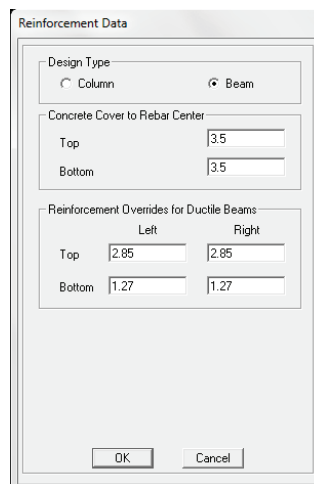
Se denomina las vigas de acuerdo a su acero de refuerzo superior e inferior y se considera que todas las vigas poseen una dimensión de 40 cm de ancho por 35 cm de alto.

**FIGURA 2.13 DEFINICIÓN DE UNA VIGA ETABS**



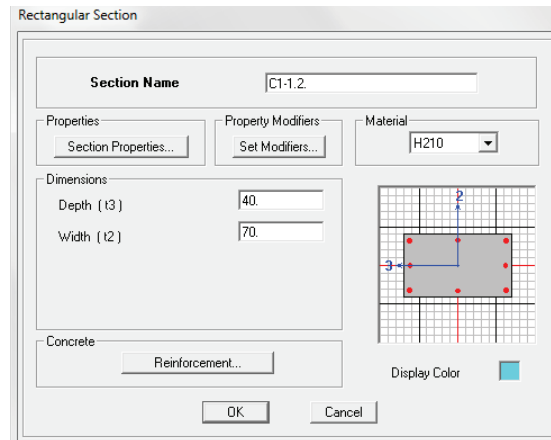
FUENTE: ETABS

**FIGURA 2.14 ACERO DE REFORZAMIENTO DE UNA VIGA ETABS**

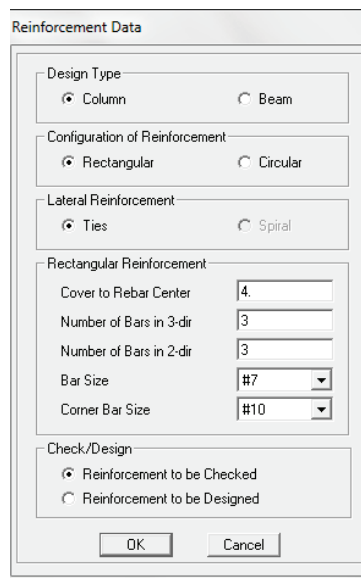


FUENTE: ETABS

Las columnas se denominan por su nombre y los niveles a las que pertenecen. La misma columna puede presentar distintas secciones en toda su altura y disminuyen sus dimensiones en los pisos superiores.

**FIGURA 2.15 DEFINICIÓN DE UNA COLUMNA EN ETABS**

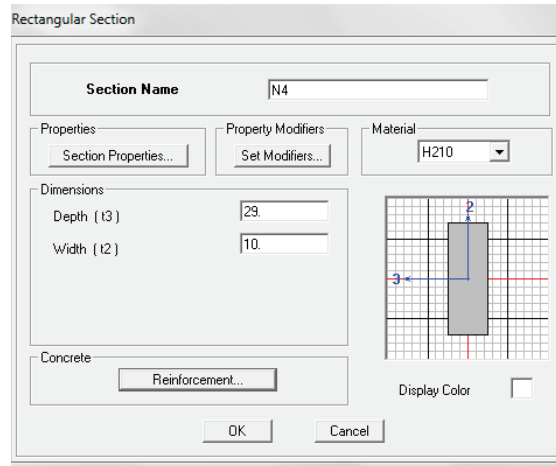
FUENTE: ETABS

**FIGURA 2.16 ACERO DE REFORZAMIENTO DE UNA COLUMNA EN ETABS**

FUENTE: ETABS

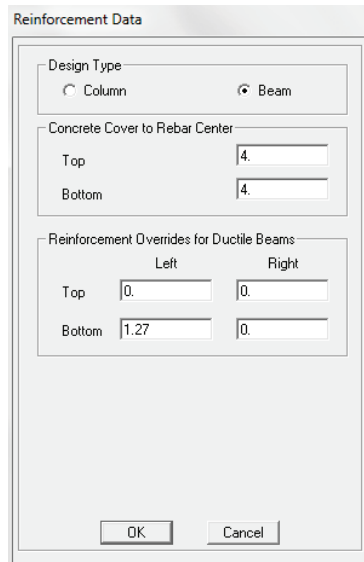
Se denominan a los nervios por su acero de refuerzo. Todos los nervios tienen una sección de 10 cm de ancho y 29 cm de alto.

**FIGURA 2.17 DEFINICIÓN DE UN NERVIO EN ETABS**



FUENTE: ETABS

**FIGURA 2.18 ACERO DE REFORZAMIENTO DE UN NERVIO EN ETABS**



FUENTE: ETABS

Los muros estructurales se designan por su nombre y los niveles a los que pertenecen. Los muros de corte D1 y D2 tienen un ancho de 30 cm mientras que los muros del ascensor poseen un espesor de 15 cm.

**FIGURA 2.19 DEFINICIÓN DEL MURO DE CORTE EN ETABS**

The screenshot shows the 'Wall/Slab Section' dialog box with the following settings:

- Section Name:** MURRODECORT
- Material:** H210
- Thickness:**
  - Membrane: 30
  - Bending: 30
- Type:**
  - Shell
  - Membrane
  - Plate
  - Thick Plate
- Load Distribution:**
  - Use Special One-Way Load Distribution
- Buttons:** Set Modifiers..., Display Color (yellow), OK, Cancel

FUENTE: ETABS

**FIGURA 2.20 DEFINICIÓN DEL MURO DEL ASCENSOR EN ETABS**

The screenshot shows the 'Wall/Slab Section' dialog box with the following settings:

- Section Name:** MURROASCENS
- Material:** H210
- Thickness:**
  - Membrane: 15
  - Bending: 15
- Type:**
  - Shell
  - Membrane
  - Plate
  - Thick Plate
- Load Distribution:**
  - Use Special One-Way Load Distribution
- Buttons:** Set Modifiers..., Display Color (yellow), OK, Cancel

FUENTE: ETABS

La losa alivianada se establece en el ETABS mediante la colocación de nervios y una loseta. Para esto, se define la sección de la loseta de 6 cm de espesor.



**FIGURA 2.21 DEFINICIÓN DE LA LOSETA EN ETABS**

FUENTE: ETABS

### 2.1.4.3 Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga para el diseño por última resistencia consideran la carga vertical muerta (D), carga vertical viva (L), carga sísmica (E) y carga por granizo (S). La carga por granizo, para cubiertas con pendientes menores al 5%, es **S = 102.00 kg/m<sup>2</sup>**.

Combinación 1: **1.4·D**

Combinación 2: **1.2·D + 1.6·L + 0.5·S**

Combinación 3: **1.2·D + 1.6·S + L**

Combinación 4: **1.2·D + 1.0·E + L + 0.2·S**

Combinación 5: **0.9·D + 1.0·E**

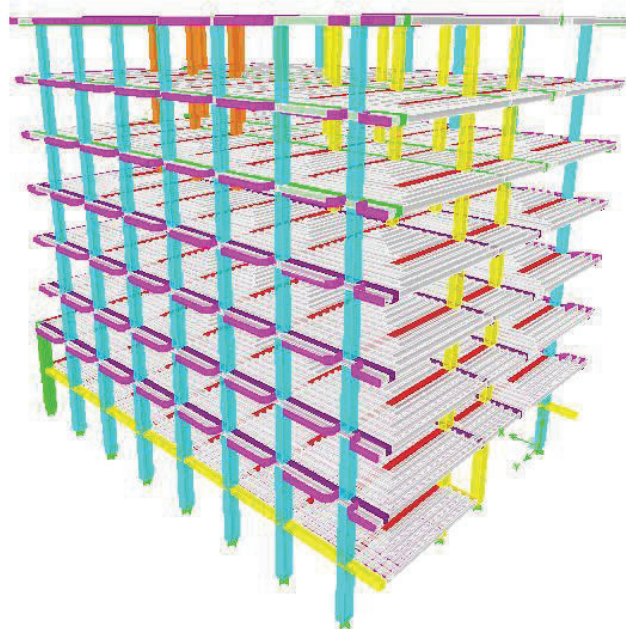
Además, para efectos de rehabilitación estructural, se debe evaluar el modelo para una combinación adicional<sup>20</sup>:

Combinación 6:  $1.1 \cdot (D + 0.25 \cdot L) + E$

### 2.1.5 MODELO ESTRUCTURAL SIN PAREDES EN PROGRAMA ETABS v.9.7.4

La modelación estructural es una herramienta muy poderosa que debe ser utilizada correctamente para obtener resultados reales. El presente trabajo utiliza la versión v.9.7.4 del programa ETABS. Se elabora un modelo estructural sin paredes para cada bloque del edificio. El bloque A presenta voladizos de 2.10 metros de longitud en cada lado del sentido X y voladizos de 75 centímetros en cada lado del sentido Y.

**FIGURA 2.22 MODELO ESTRUCTURAL DEL BLOQUE A EN ETABS**

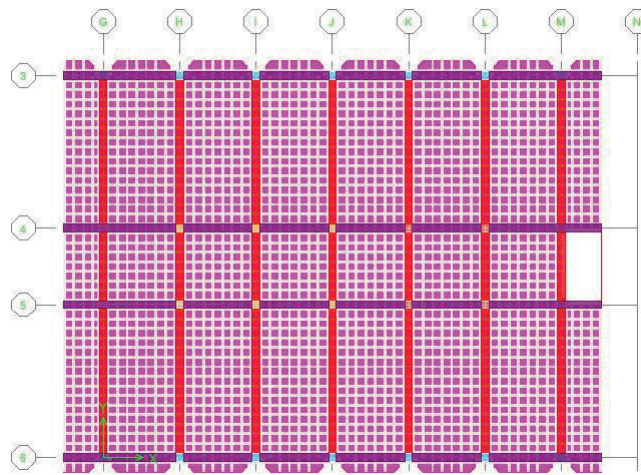


FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: José Andrés Arias

<sup>20</sup> MIDUVI. *Norma Ecuatoriana de la Construcción*, 2014, NEC-SE-RE "Riesgo sísmico", pág. 19.

**FIGURA 2.23 PLANTA ESTRUCTURAL N+10.17 DEL BLOQUE A EN ETABS**

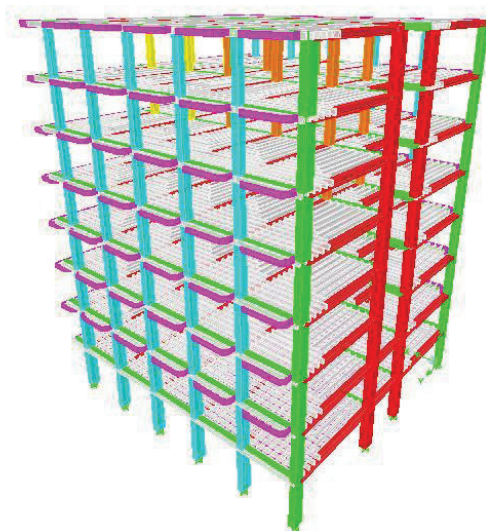


FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: José Andrés Arias

El bloque B presenta voladizos de 2.10 metros en un lado del sentido X y de 75 centímetros en cada lado del sentido Y.

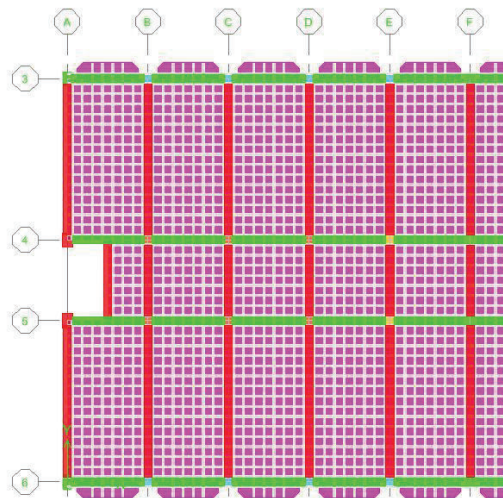
**FIGURA 2.24 MODELO ESTRUCTURAL DEL BLOQUE B EN ETABS**



FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: José Andrés Arias

**FIGURA 2.25 PLANTA ESTRUCTURAL N+10.17 DEL BLOQUE B EN ETABS**

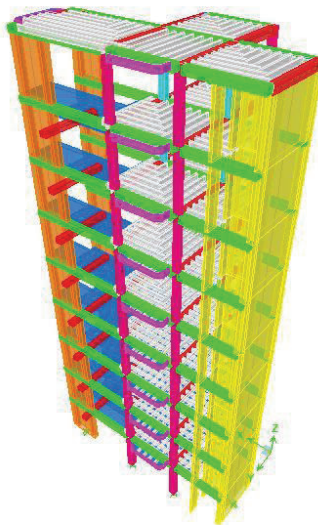


FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: José Andrés Arias

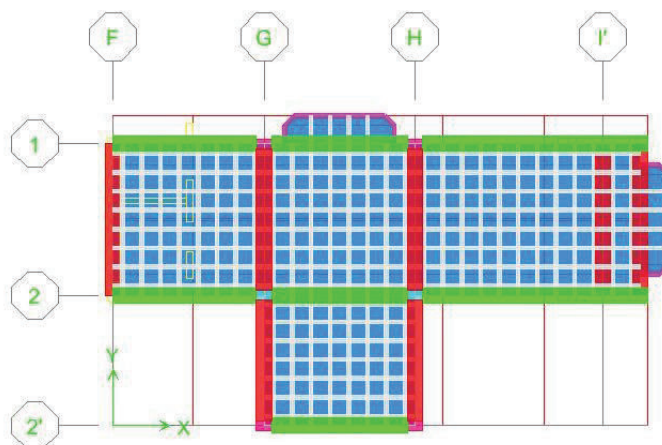
El bloque C contiene las gradas, el ascensor y los accesos a los dos bloques principales. Los muros de corte deben ser modelados como elementos tipo “PIER” en el software ETABS. De esta manera se da a conocer que la carga es transmitida verticalmente en todos los niveles del edificio.

**FIGURA 2.26 MODELO ESTRUCTURAL DEL BLOQUE C EN ETABS**



ELABORADO POR: José Andrés Arias

**FIGURA 2.27 PLANTA ESTRUCTURAL N+30.60 DEL BLOQUE C EN ETABS**



FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: José Andrés Arias

Todos los apoyos se consideran empotrados debido a que el nivel de fundación de todas las cimentaciones es N-2.00. Es decir, las zapatas de las columnas y las vigas de cimentación de los muros nacen a una profundidad de 2 metros medida desde el terminado de piso de la Planta Baja.

#### 2.1.5.1 Peso de la estructura

Una manera de comprobar la cercanía del modelo estructural ETABS a la realidad consiste en comparar el peso total de los elementos estructurales del modelo y el peso calculado de la estructura. Para esto, se extrae la tabla del peso total de la estructura del programa ETABS.

**CUADRO 2.21 COMPARACIÓN DE PESOS ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO**

BLOQUES	PESOS ESTRUCTURA [ton]		ERROR CALCULADO
	Modelo ETABS	Calculado	
A	2999.89	2918.10	2.81%
B	2353.38	2304.64	2.15%
C	697.32	687.33	1.45%

ELABORADO POR: José Andrés Arias

Se aceptan los modelos estructurales ya que la diferencia de peso de los elementos de hormigón armado es menor al 3% en los 3 bloques.

#### **2.1.5.2 Cálculo de la capacidad de elementos y determinación de problemas estructurales**

Los sistemas estructurales de losas planas con vigas banda son adecuados para resistir carga vertical pero son inapropiados para resistir carga sísmica. Esto se debe a que presentan deformaciones laterales excesivas. Al realizar el análisis de la estructura mediante pórticos, se desprecia el efecto del punzonamiento que ejercen las losas a las columnas.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-HM) establece las disposiciones especiales para el diseño de edificios con vigas banda. En la verificación de la capacidad a punzonamiento de la unión viga banda – columna, el momento desbalanceado se debe calcular asumiendo que se han formado rótulas plásticas en ambos lados de la conexión con la columna. De acuerdo al cuadro 1.2, el sistema estructural de los bloques A y B deben cumplir con las siguientes condiciones:

1. Columna fuerte a flexión y compresión.
2. Columna fuerte a corte.
3. Nudo fuerte.
4. Losa fuerte a corte y punzonamiento (viga considerada como nervio ancho de la losa).
5. Losa débil a flexión.

El sistema estructural del bloque C debe cumplir con las siguientes condiciones:

1. Muro fuerte en corte.
2. Muro débil en flexión.
3. Columna no falla por corte.

Los elementos estructurales de los bloques A y B son los mismos en cada nivel. Se verifica entonces las condiciones para el edificio de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental.

### 2.1.5.2.1 Bloques A y B

#### 2.1.5.2.1.1 Armadura de las columnas

Se verifica que todas las áreas de acero de las columnas se encuentren entre el valor mínimo y máximo. De acuerdo a ACI 318-08 21.6.3.1, el área de refuerzo longitudinal de una columna  $A_{st}$  debe ser:

$$A_{st} \geq 0.01 \cdot A_g \quad (2.7)$$

$$A_{st} < 0.06 \cdot A_g \quad (2.8)$$

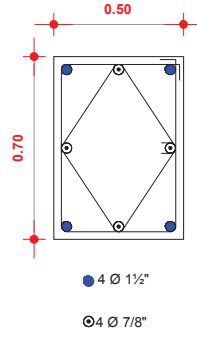
### CUADRO 2.22 VERIFICACIÓN ARMADURA LONGITUDINAL DE COLUMNA C1

COLUMNA C1							SECCIÓN PRIMER NIVEL
NIVEL	SECCIÓN a x b	ARMADURA		$A_{st}$ [cm <sup>2</sup> ]	$0.01 \cdot A_g$ [cm <sup>2</sup> ]	$0.06 \cdot A_g$ [cm <sup>2</sup> ]	
		#	Ø [pulg]				
27.20							<p>6 Ø 1 1/4" 2 Ø 7/8"</p>
23.80	40 x 40	6	1	36.10	16.00	96.00	
		2	3/4				
13.60	40 x 50	6	1	36.10	20.00	120.00	
		2	3/4				
6.80	40 x 60	6	1	31.83	24.00	144.00	
		2	3/8				
-2.00	40 x 70	6	1 1/4	55.26	28.00	168.00	
		2	7/8				

ELABORADO POR: José Andrés Arias

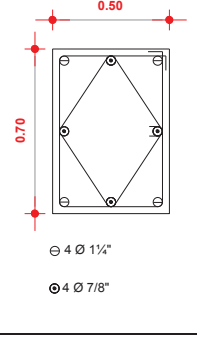


**CUADRO 2.23 VERIFICACIÓN ARMADURA LONGITUDINAL COLUMNA C2**

NIVEL	SECCIÓN	ARMADURA		$A_{st}$ [cm <sup>2</sup> ]	$0.01 \cdot A_g$ [cm <sup>2</sup> ]	$0.06 \cdot A_g$ [cm <sup>2</sup> ]	SECCIÓN PRIMER NIVEL
	a x b	#	Ø [pulg]				
27.20							 <p>• 4 Ø 1 1/2" ○ 4 Ø 7/8"</p>
23.80	40 x 40	4	1	31.67	16.00	96.00	
		4	3/4				
17.00	40 x 50	4	1 1/4	43.07	20.00	120.00	
		4	3/4				
10.20	40 x 60	4	1 1/4	43.07	24.00	144.00	
		4	3/4				
6.80	40 x 65	4	1 1/2	61.12	26.00	156.00	
		4	7/8				
-2.00	50 x 70	4	1 1/2	61.12	35.00	210.00	
		4	7/8				

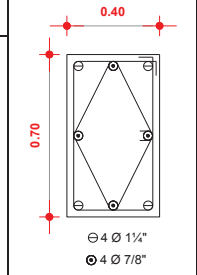
ELABORADO POR: José Andrés Arias

**CUADRO 2.24 VERIFICACIÓN ARMADURA LONGITUDINAL COLUMNA C3**

NIVEL	SECCIÓN	ARMADURA		$A_{st}$ [cm <sup>2</sup> ]	$0.01 \cdot A_g$ [cm <sup>2</sup> ]	$0.06 \cdot A_g$ [cm <sup>2</sup> ]	SECCIÓN PRIMER NIVEL
	a x b	#	Ø [pulg]				
27.20							 <p>○ 4 Ø 1 1/4" • 4 Ø 7/8"</p>
17.00	40 x 50	4	1 1/4	43.07	20.00	120.00	
		4	3/4				
10.20	40 x 60	4	1 1/4	47.19	24.00	144.00	
		4	7/8				
6.80	40 x 65	4	1 1/4	47.19	26.00	156.00	
		4	7/8				
-2.00	50 x 70	4	1 1/4	47.19	35.00	210.00	
		4	7/8				

ELABORADO POR: José Andrés Arias

**CUADRO 2.25 VERIFICACIÓN ARMADURA LONGITUDINAL COLUMNA C4**

NIVEL	SECCIÓN	ARMADURA		$A_{st}$ [cm <sup>2</sup> ]	$0.01 \cdot A_g$ [cm <sup>2</sup> ]	$0.06 \cdot A_g$ [cm <sup>2</sup> ]	SECCIÓN PRIMER NIVEL
	a x b	#	Ø [pulg]				
27.20							 <p>○ 4 Ø 1 1/4" • 4 Ø 7/8"</p>
-2.00	40 x 70	4	1 1/4	47.19	28.00	168.00	
		4	7/8				

ELABORADO POR: José Andrés Arias



**CUADRO 2.26 VERIFICACIÓN ARMADURA LONGITUDINAL COLUMNA C5**

NIVEL	SECCIÓN	ARMADURA		$A_{st}$	$0.01 \cdot A_g$	$0.06 \cdot A_g$	SECCIÓN PRIMER NIVEL
	a x b	#	$\varnothing$ [pulg]	[ $cm^2$ ]	[ $cm^2$ ]	[ $cm^2$ ]	
27.20							
-2.00	50 x 70	4	1 1/2	57.00	35.00	210.00	
		4	3/4				

ELABORADO POR: José Andrés Arias

Todas las columnas de los bloques A y B cumplen que su área de refuerzo longitudinal se encuentre entre los límites mínimo y máximo.

#### 2.1.5.2.1.2 Capacidad de las columnas a flexión y compresión

Las columnas disminuyen su área de sección transversal a medida que aumentan su altura, debido a que los esfuerzos generados por carga vertical y sísmica en la estructura se concentran en los niveles inferiores. Por lo tanto, se revisa el requerimiento y capacidad de resistencia en las bases de las columnas. Los resultados del análisis estructural son obtenidos del modelo ETABS.

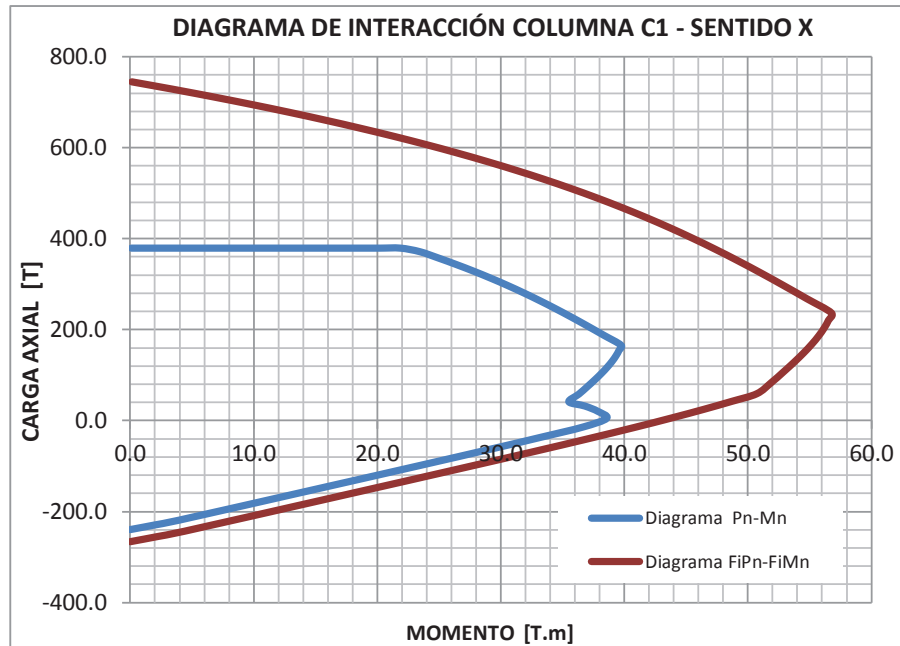
**CUADRO 2.27 MÁXIMOS VALORES MOMENTO Y CARGA AXIAL DE ENVOLVENTE**

BLOQUE	COLUMNA TIPO	M [ton·m]		P [ton]
		Sentido X	Sentido Y	
A	C1	50.09	99.96	369.61
	C2	84.06	119.65	474.79
	C3	90.88	106.60	397.83
	C4	44.26	65.67	69.59
	C5	82.01	84.12	109.52
B	C1	51.57	110.47	339.47
	C2	85.37	132.68	440.82
	C3	92.39	110.03	365.24
	C4	47.18	59.63	242.64
	C5	85.95	76.15	302.97

ELABORADO POR: José Andrés Arias

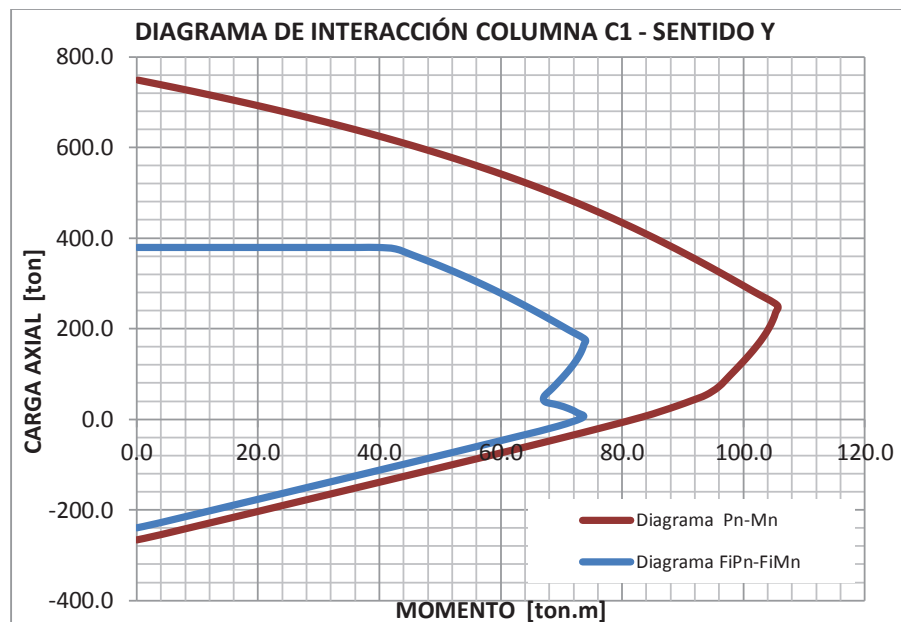
Para el requerimiento obtenido, se elabora los diagramas de interacción de las columnas en su base, en ambos sentidos.

**FIGURA 2.28 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA C1 – SENTIDO X**



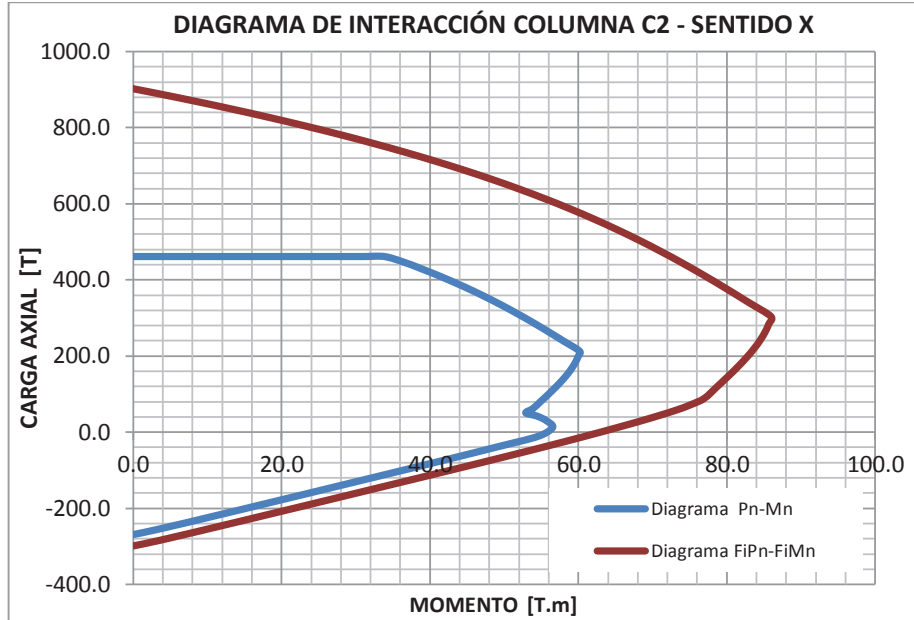
ELABORADO POR: José Andrés Arias

**FIGURA 2.29 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA C1 – SENTIDO Y**



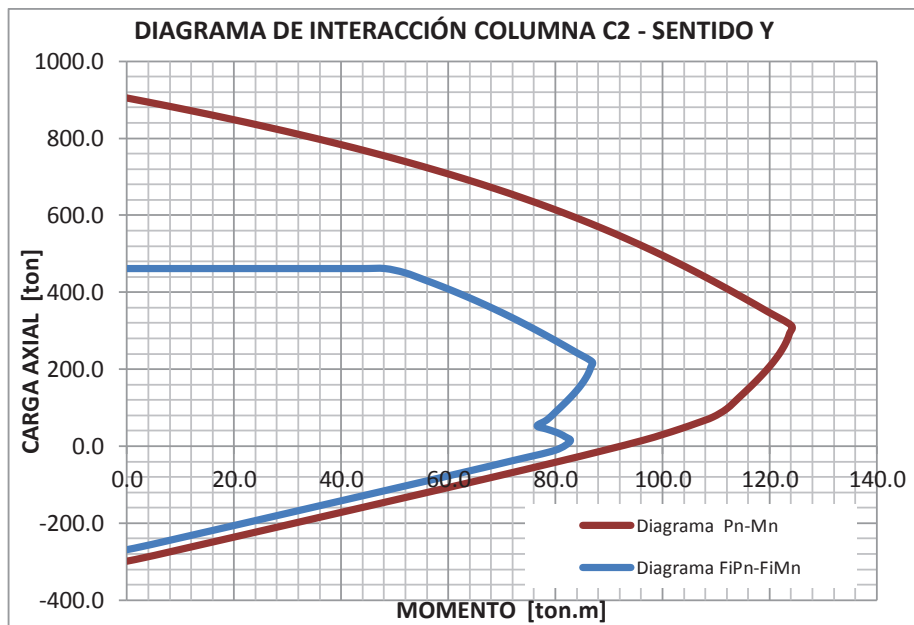
ELABORADO POR: José Andrés Arias

**FIGURA 2.30 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA C2 – SENTIDO X**



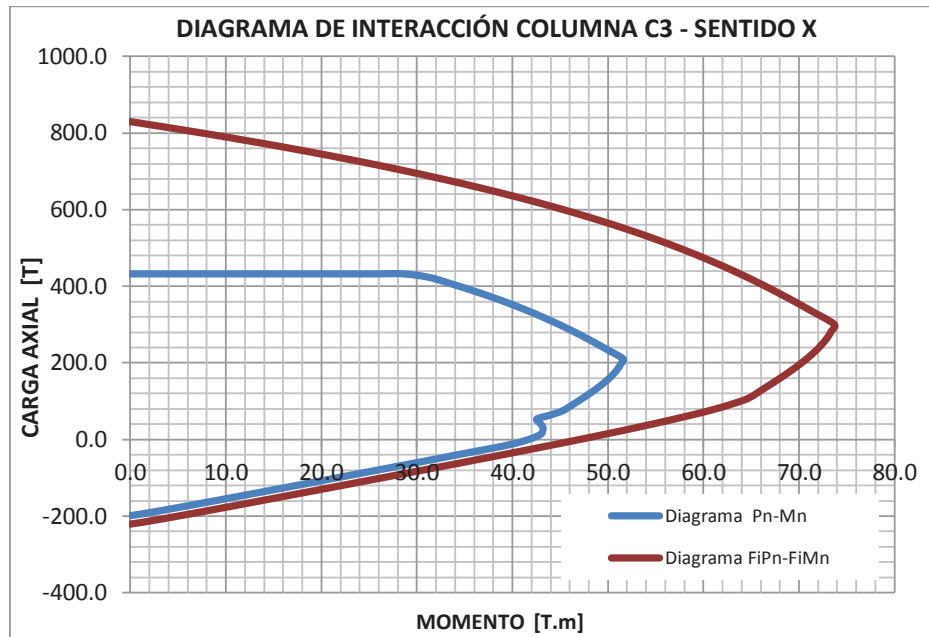
ELABORADO POR: José Andrés Arias

**FIGURA 2.31 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA C2 – SENTIDO Y**



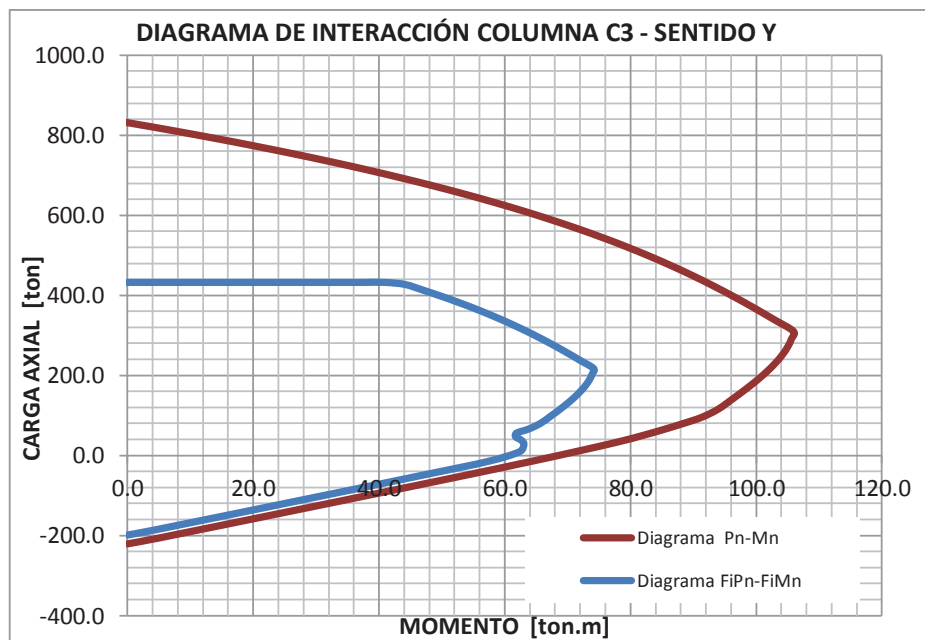
ELABORADO POR: José Andrés Arias

**FIGURA 2.32 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA C3 – SENTIDO X**



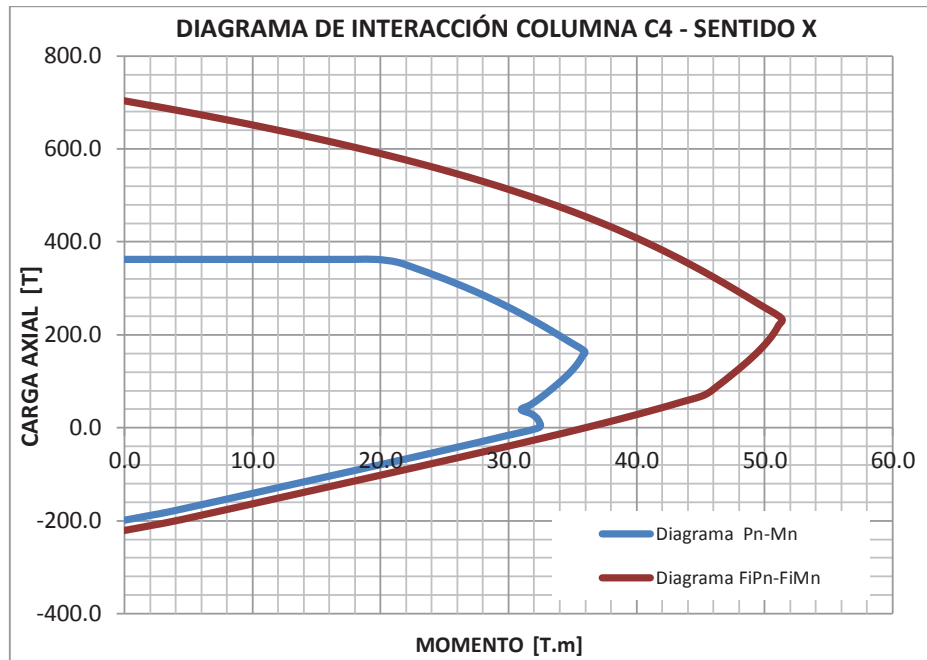
ELABORADO POR: José Andrés Arias

**FIGURA 2.33 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA C3 – SENTIDO Y**



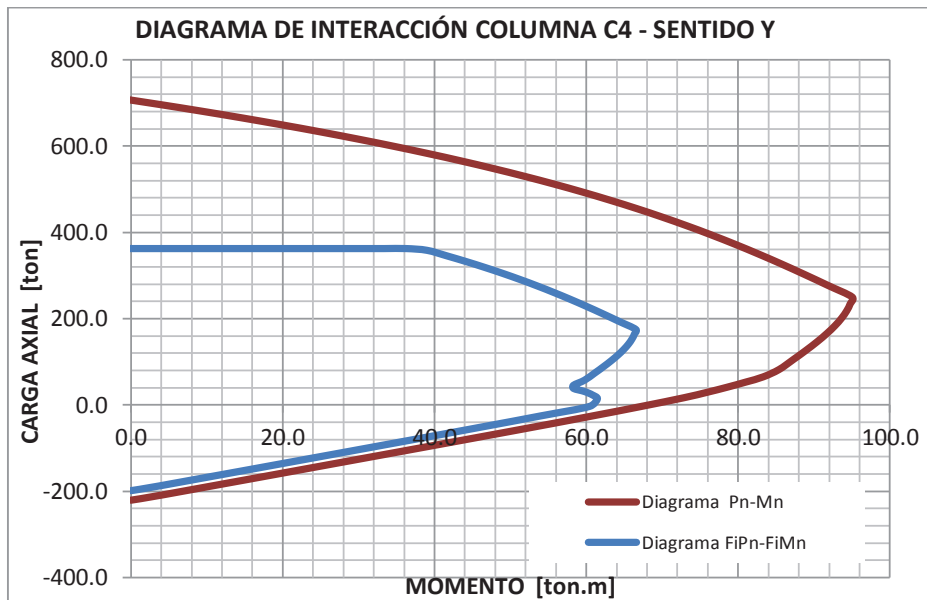
ELABORADO POR: José Andrés Arias

**FIGURA 2.34 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA C4 – SENTIDO X**



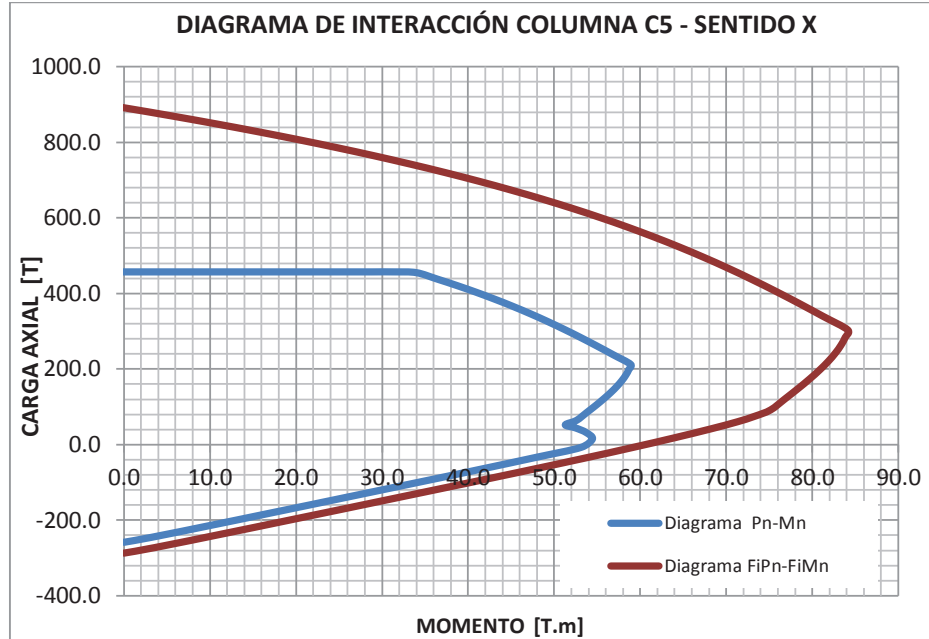
ELABORADO POR: José Andrés Arias

**FIGURA 2.35 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA C4 – SENTIDO Y**



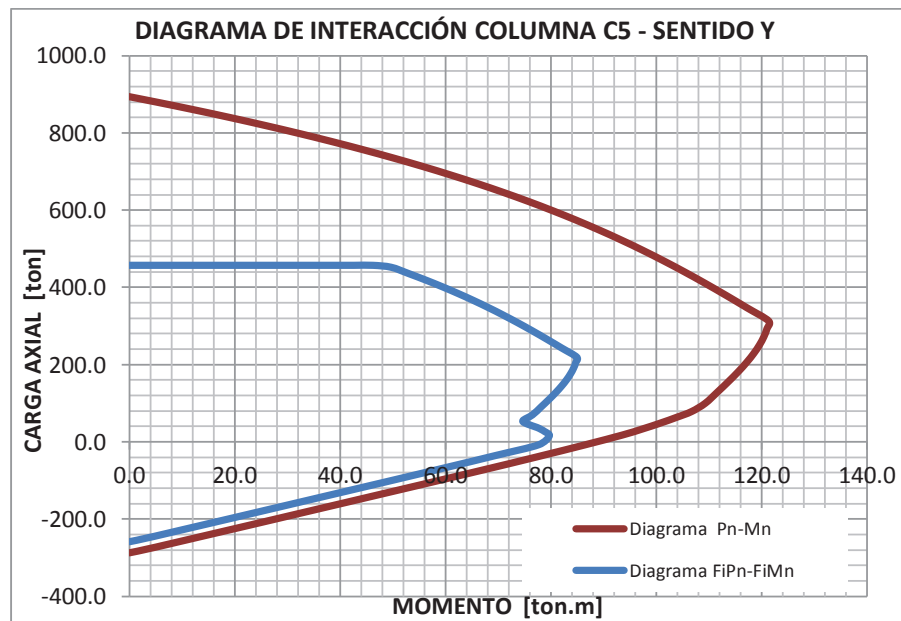
ELABORADO POR: José Andrés Arias

**FIGURA 2.36 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA C5 – SENTIDO X**



ELABORADO POR: José Andrés Arias

**FIGURA 2.37 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA C5 – SENTIDO Y**



ELABORADO POR: José Andrés Arias

Todas las columnas, en su primer nivel de la edificación, presentan resistencia por capacidad menor al requerimiento. Se puede determinar el primer problema estructural como la falla de columnas ante esfuerzos de flexión y compresión.

### 2.1.5.2.1.3 Capacidad de las columnas a confinamiento y corte

El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos rectangulares para confinamiento (ACI 318-08 21.6.4.4), no debe ser menor a:

$$Ash_1 = 0.3 \frac{s \cdot h'' \cdot f'_c}{f_y} \left( \frac{Ag}{Ac} - 1 \right) \quad (2.9)$$

$$Ash_2 = 0.09 \frac{s \cdot h'' \cdot f'_c}{f_y} \quad (2.10)$$

Para resistir el esfuerzo cortante, participan las secciones de acero y hormigón. El requerimiento último de cortante debe ser menor a la capacidad minorada de la columna.

$$V_s + V_c \geq V_u \quad (2.11)$$

El cortante último requerido en una columna se calcula con el momento balanceado que se extrae del diagrama de interacción en cada sentido de la columna:

$$V_u = \frac{2 \cdot Mb}{l \cdot \phi_{corte}} \quad (2.12)$$

El cortante resistido por el hormigón de una sección es (ACI 318-08 11.2.1.1):

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (2.13)$$

El área de refuerzo debe ser (ACI 318-08 11.4.7.2):

$$A_v = \frac{V_s \cdot s}{f_y \cdot d} \quad (2.14)$$

La separación entre estribos debe ser la mínima de entre (ACI 318-08 21.6.4.3):

$$s = \min \left[ \frac{a, b}{4}; 6\phi; s_o; 10 \text{ cm} \right] \quad (2.15)$$

donde:

$$s_o = 10 \cdot \left( \frac{35 - h_x}{3} \right) \quad (2.16)$$

Se calcula el área requerida por confinamiento y esfuerzo cortante en la longitud  $l_o$  en la primera planta de las columnas. El cálculo se basa en los diámetros colocados de las varillas de refuerzo longitudinal y transversal. Todos los estribos de todas las columnas fueron formados con varillas de diámetro igual a 3/8 de pulgada, es decir, 9.53 milímetros.

$$l_o = \max \left[ h_c; \frac{h_n}{6}; 450 \text{ mm} \right] \quad (2.17)$$

La longitud  $l_o$  real construida en cada columna de los bloques A y B es 850 mm.

#### CUADRO 2.28 CÁLCULO DEL REQUERIMIENTO PARA CONFINAMIENTO COLUMNAS BLOQUES A Y B

CONFINAMIENTO						
COL.	SENT.	h" [cm]	s [cm]	Ac [cm <sup>2</sup> ]	Ash <sub>1</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Ash <sub>2</sub> [cm <sup>2</sup> ]
C1	X	65.16	9.66	2290.52	3.15	4.25
	Y	35.16			1.70	2.29
C2	X	65.41	9.25	2969.71	2.43	4.08
	Y	45.41			1.69	2.83
C3	X	65.16	9.66	2942.07	2.69	4.25
	Y	45.16			1.86	2.95
C4	X	65.16	9.66	2290.52	3.15	4.25
	Y	35.16			1.70	2.29
C5	X	65.41	9.25	2969.71	2.43	4.08
	Y	45.41			1.69	2.83

ELABORADO POR: José Andrés Arias



**CUADRO 2.29 CÁLCULO DEL REQUERIMIENTO DE CORTE COLUMNAS BLOQUES A Y B**

CORTE										
COL.	SENT.	Mb	h <sub>x</sub>	d	b <sub>w</sub>	s	Vu	Vc	Vs	Av
		[ton·m]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[ton]	[ton]	[ton]	[cm <sup>2</sup> ]
C1	X	58.83	32.10	36.00	70.00	9.66	45.38	19.35	26.03	2.50
	Y	107.55		66.00	40.00		82.97	20.28	62.69	3.28
C2	X	85.65	32.23	46.00	70.00	9.25	66.08	24.73	41.34	2.97
	Y	123.73		66.00	50.00		95.45	25.35	70.11	3.51
C3	X	73.37	32.10	46.00	70.00	9.66	56.60	24.73	31.87	2.39
	Y	105.61		66.00	50.00		81.47	25.35	56.13	2.93
C4	X	51.08	32.10	36.00	70.00	9.66	39.41	19.35	20.05	1.92
	Y	94.76		66.00	40.00		73.10	20.28	52.83	2.76
C5	X	85.65	32.23	46.00	70.00	9.25	66.08	24.73	41.34	2.97
	Y	123.73		66.00	50.00		95.45	25.35	70.11	3.51

ELABORADO POR: José Andrés Arias

El efecto predominante, al momento de diseñar el refuerzo transversal de las columnas, puede ser el confinamiento o cortante de acuerdo al sentido y características de la columna. Para varillas del mismo diámetro, se establece la comparación entre la separación y el número de estribos requeridos y colocados.

**CUADRO 2.30 COMPARACIÓN DE ESTRIBOS REQUERIDOS Y COLOCADOS EN COLUMNAS BLOQUES A Y B**

ESTRIBOS Ø = 3/8 pulgada							
COL.	SENT.	A <sub>estribos</sub> [cm <sup>2</sup> ]	REQUERIDOS		COLOCADOS		
			# ramales	s [cm]	# ramales	s [cm]	
C1	X	4.25	6	9.66	4	10	
	Y	3.28	5		4		
C2	X	4.08	6	9.25	4	10	
	Y	3.51	5		4		
C3	X	4.25	6	9.66	4	10	
	Y	2.95	4		4		
C4	X	4.25	6	9.66	4	10	
	Y	2.76	4		4		
C5	X	4.08	6	9.25	4	10	
	Y	3.51	5		4		

ELABORADO POR: José Andrés Arias

A pesar de que la separación de estribos es aceptada en 10 cm, el número y área de estribos es insuficiente en la mayoría de columnas.

#### 2.1.5.2.1.4 *Armadura de las vigas banda o nervios anchos*

Existen únicamente 5 tipos de nervios anchos (o vigas banda) en los bloques A y B del edificio de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental. Se denominan de acuerdo a su refuerzo longitudinal superior e inferior. De acuerdo a ACI 318-08 21.5.2.1, la cuantía de acero de refuerzo mínima debe ser:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14 \cdot b_w \cdot d}{f_y} \quad (2.18)$$

$$A_{s_{\max}} = \rho_{\max} \cdot b_w \cdot d \quad (2.19)$$

$$\rho_{\max} = 0.5 \cdot \rho_b \quad (2.20)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left( \frac{6120}{6120 + f_y} \right) \quad (2.21)$$

Se calcula entonces las áreas de refuerzo mínimas y máximas para las vigas banda:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14 \cdot 40 \cdot 30}{2800} = 6.00 \text{ cm}^2$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot 210}{2800} \cdot 0.85 \cdot \left( \frac{6120}{6120 + 2800} \right) = 0.0372$$

$$A_{s_{\max}} = 0.5 \cdot 0.0372 \cdot 40 \cdot 30 = 22.32 \text{ cm}^2$$

**CUADRO 2.31 VERIFICACIÓN DE ARMADURA EN VIGAS BANDA BLOQUES A Y B**

VIGAS	SECCIÓN			ARMADURA		As	As <sub>min</sub>	As <sub>max</sub>
	b	x	h	#	Ø [pulg]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]
6-4	40	x	35	2	3/4	8.23	6.00	22.32
				2	1/2			
7-4	40	x	35	2	7/8	10.29		
				2	1/2			
7-6	40	x	35	2	7/8	13.46		
				2	3/4			
8-6	40	x	35	2	1	15.83		
				2	3/4			
8-7	40	x	35	2	1	17.89		
				2	7/8			

ELABORADO POR: José Andrés Arias

Todas las vigas banda cumplen con su área de refuerzo entre los valores mínimo y máximo permitidos.

#### 2.1.5.2.1.5 *Cálculo del punzonamiento entre losa y columna*

Ya que las vigas no son descolgadas, la losa se apoya y transmite esfuerzos directamente a las columnas. A diferencia de pórticos con vigas descolgadas y columnas, la transferencia de momento no balanceado de la losa a las columnas se da por efectos de flexión y excentricidad de cortante.

#### ❖ **Transferencia de momento por flexión**

Se considera el momento no balanceado transmitido por flexión sobre una franja de losa de ancho efectivo igual a una y media veces el espesor de la losa ( $1.50 \cdot h$ ) fuera de las caras opuestas de la columna (ACI 318-08 13.5.3.2).

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \quad (2.22)$$

donde:

h: altura de la losa.

$b_1$ : ancho de la columna más el peralte efectivo de la losa en la dirección 1.

$b_2$ : ancho de la columna más el peralte efectivo de la losa en la dirección 2.

Se debe verificar que:

$$\phi_f \cdot Mn \geq \gamma_f \cdot Mu \quad (2.23)$$

donde:

$$Mn = As \cdot fy \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.24)$$

#### ❖ Transferencia de momento por corte

El resto de momento desbalanceado se transmite por excentricidad de cortante.

Por lo tanto, el porcentaje es (ACI 318-08 11.11.7.1):

$$\gamma_v = (1 - \gamma_f) \quad (2.25)$$

Se debe verificar que:

$$\phi \cdot v_n \geq v_u \quad (2.26)$$

donde (ACI 318-08 R.11.11.7.2):

$$v_u = \frac{Vu}{Ac} + \frac{\gamma_v \cdot Mu \cdot c}{Jc} \quad (2.27)$$

$$v_u = \frac{Vu}{Ac} - \frac{\gamma_v \cdot Mu \cdot c}{Jc} \quad (2.28)$$

donde:

$V_u$ : corte directo

$A_c$ : área de concreto de la sección crítica.

$b_o$ : perímetro de la sección crítica.

$J_c$ : propiedad de la sección crítica, análoga al momento polar de inercia.

Según ACI 318-08 11.11.7.2(a), si el punzonamiento es resistido únicamente por el hormigón, sin acero de refuerzo, el esfuerzo cortante máximo es:

$$\phi \cdot v_n = \frac{\phi \cdot V_c}{b_o \cdot d} \quad (2.29)$$

donde  $V_c$  es el menor entre:

$$V_c = 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d \quad (2.30)$$

$$V_c = 0.27 \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d \quad (2.31)$$

$$V_c = \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d \quad (2.32)$$

donde:

$\beta$ : relación entre lado largo y lado corto de la columna.

$\alpha_s$ : 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas esquinas.

Cuando el esfuerzo cortante último  $v_u$  en la sección crítica es mayor al esfuerzo nominal  $\phi \cdot v_n$ , se debe considerar la contribución de estribos para resistir el refuerzo de cortante. La expresión para determinar la resistencia de la sección crítica es (ACI 318-08 11.11.7.2(b)):

$$\phi \cdot v_n = \frac{\phi \cdot (V_c + V_s)}{b_o \cdot d} \quad (2.33)$$

donde:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d \quad (2.34)$$

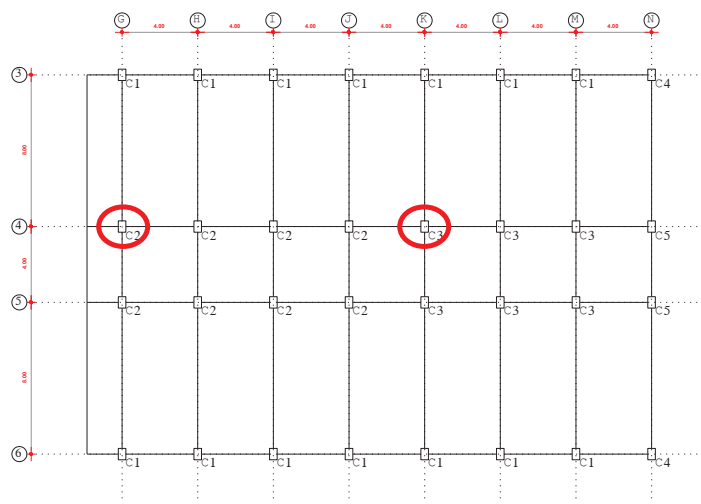
$V_s$  se obtiene de ACI 318-08 11.9.9.1, que coincide con el valor despejado de la expresión (2.14) utilizada para el cálculo de área de estribos.

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \quad (2.35)$$

#### ❖ Cálculo de la transferencia de momento por flexión

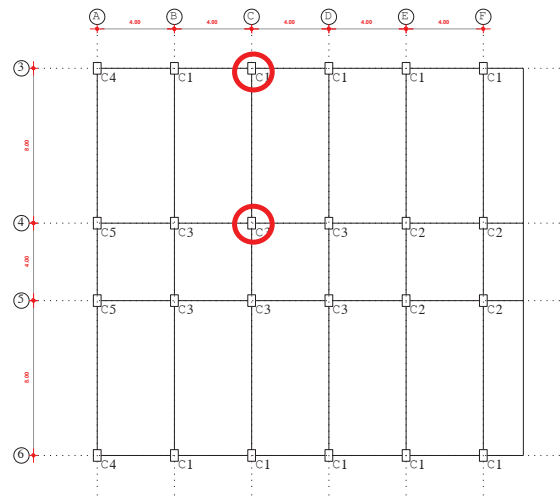
Se realiza el chequeo de 2 nudos de un pórtico de cada bloque A y B del edificio de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental. Se escoge el pórtico “Eje 4” del bloque A y el pórtico “Eje C” del bloque B. Además se elige revisar los nudos del primer piso debido a que es el nivel cuyas vigas banda absorben mayor momento por carga sísmica.

**FIGURA 2.38 NUDOS A REVISAR EN SENTIDO X DEL PÓRTICO “EJE 4” BLOQUE A**



ELABORADO POR: José Andrés Arias

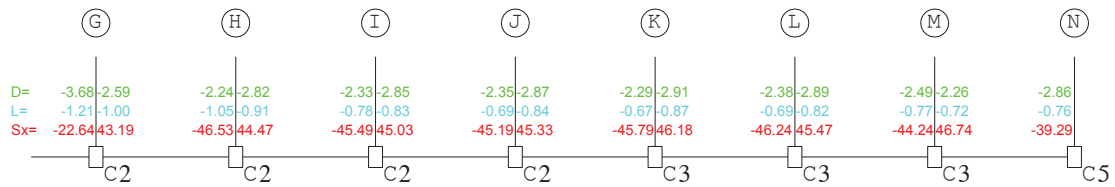
**FIGURA 2.39 NUDOS A REVISAR EN SENTIDO Y DEL PÓRTICO “EJE C” BLOQUE B**



ELABORADO POR: José Andrés Arias

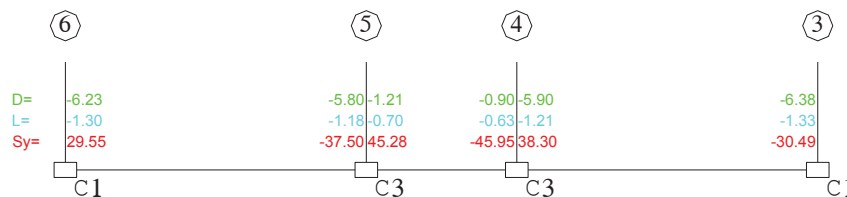
Se utiliza la combinación de carga 6 para determinar el momento último: **1.1·(D + 0.25·L) + E**. Se escoge ésta opción ya que, como se mencionó anteriormente, es la combinación obligatoria para efectos de rehabilitación sísmica.

**FIGURA 2.40 MOMENTOS NOMINALES NERVIOS ANCHOS DE LOSA N+6.80 PÓRTICO “EJE 4” BLOQUE A**



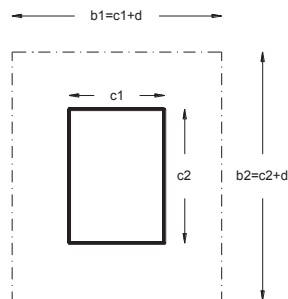
FUENTE: ETABS

**FIGURA 2.41 MOMENTOS NOMINALES NERVIOS ANCHOS DE LOSA N+6.80 PÓRTICO “EJE C” BLOQUE B**



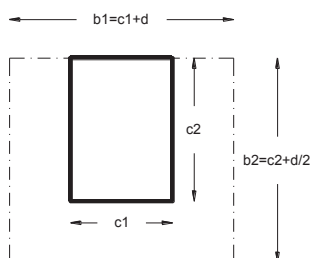
FUENTE: ETABS

**FIGURA 2.42 SECCIÓN CRÍTICA PARA LAS COLUMNAS C2 Y C3**



ELABORADO POR: José Andrés Arias

**FIGURA 2.43 SECCIÓN CRÍTICA PARA LAS COLUMNAS C1**



ELABORADO POR: José Andrés Arias

**CUADRO 2.32 CÁLCULO DE TRANSFERENCIA DE MOMENTO DESBALANCEADO POR FLEXIÓN**

NUDO	COL.	Mu	b <sub>1</sub>	b <sub>2</sub>	γ <sub>f</sub>	γ <sub>f</sub> Mu	FRANJA DE ANALISIS				Mn
		[ton·m]	[cm]	[cm]		[ton·m]	ANCHO [cm]	# var.	∅ [pulg]	As [cm <sup>2</sup> ]	[ton·m]
4 - G	C2	67.09	80	100	0.63	42.03	175.00	4	7/8	29.77	30.27
								5	3/4		
4 - K	C3	92.71	80	100	0.63	58.08	175.00	8	3/4	43.07	43.80
C - 4	C3	89.91	10	80	0.57	51.51	155.00	4	1	43.55	44.28
								6	7/8		
C - 3	C1	37.87	85	70	0.58	21.83	145.00	4	1	43.55	44.28
								6	7/8		

ELABORADO POR: José Andrés Arias

Todos los anchos de las franjas de análisis contienen a la viga banda (o nervio ancho de la losa) más 2 nervios en los dos lados de la viga.



❖ **Cálculo de la transferencia de momento por excentricidad de corte**

El resto de momento desbalanceado se transfiere por excentricidad de cortante.

**CUADRO 2.33 DIFERENCIA DE CARGA AXIAL ENTRE LAS COLUMNAS SUPERIOR E INFERIOR A LOS NUDOS**

NUDO	P [ton]				
	D	L	Sx	Sy	Pu
4 - G	29.32	9.94	51.3		86.29
4 - K	27.54	7.1	1.68		33.93
C - 4	27.55	7.26		28.23	60.53
C - 3	20.59	3.54		20.4	44.02

ELABORADO POR: José Andrés Arias

**CUADRO 2.34 EFECTOS MOMENTO Y CORTANTE PARA CARGA VERTICAL Y SISMO EN NUDOS**

NUDO	MOMENTO [ton·m]			CORTANTE [ton]		
	Mcv	Ms	Mu	Vcv	Vs	Vu
4 - G	1.26	65.83	67.09	16.29	61.15	77.44
4 - K	0.74	91.97	92.71	14.64	69.86	84.50
C - 4	5.66	84.25	89.91	14.62	58.32	72.94
C - 3	7.38	30.49	37.87	12.73	38.85	51.58

ELABORADO POR: José Andrés Arias

**CUADRO 2.35 CÁLCULO DE TRANSFERENCIA DE MOMENTO DESBALANCEADO POR CORTANTE**

NUDO	b <sub>1</sub> [cm]	γ <sub>v</sub>	b <sub>2</sub> [cm]	b <sub>o</sub> [cm]	Ac [m <sup>2</sup> ]	Jc [m <sup>3</sup> ]	∅·v <sub>n</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	CARGA VERTICAL		CARGA SÍSMICA	
								v <sub>u</sub> max [kg/cm <sup>2</sup> ]	v <sub>u</sub> min [kg/cm <sup>2</sup> ]	v <sub>u</sub> max [kg/cm <sup>2</sup> ]	v <sub>u</sub> min [kg/cm <sup>2</sup> ]
4 - G	80.00	0.37	100.00	360	1.08	12.52	13.06	1.51	1.51	5.76	5.56
4 - K	80.00	0.37	100.00	360	1.08	12.52		1.36	1.35	6.61	6.33
C - 4	100.00	0.43	80.00	360	1.08	17.45		1.36	1.34	5.54	5.26
C - 3	85.00	0.42	70.00	240	0.72	11.04		1.79	1.75	5.48	5.31

ELABORADO POR: José Andrés Arias

Ya que se cumple la condición  $\emptyset \cdot v_n > v_u$  para condiciones de carga vertical y carga sísmica, no es necesario considerar la contribución del acero de refuerzo transversal. Es decir, las columnas no producen punzonamiento sobre la losa.

### 2.1.5.2.1.6 *Conexión losa – columna*

Para que el edificio de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental sea sismo-resistente, se debe verificar que su estructura disipe energía sísmica y se formen las rótulas plásticas. Para lograr esto, se verifica dos condiciones:

- Nudo fuerte – viga banda débil
- Columna fuerte – viga banda débil

Las vigas deben ser los elementos que fallen en primer lugar frente a la ocurrencia de un evento sísmico. A pesar de que las vigas banda de todo el edificio poseen un ancho total de 60 cm, se considera un ancho de 40 cm debido a la unión a los dos nervios laterales de 10 cm de ancho cada uno.

#### ❖ **Nudo fuerte – viga banda débil**

Para que el nudo sea más fuerte que la viga banda, debe cumplir condiciones de corte, confinamiento, adherencia (en nudos interiores) y anclaje (en nudos externos). Se considera que los estribos no absorben fuerza cortante en el nudo. Se utiliza las siguientes expresiones:

$$V_{col} = \frac{M_1 + M_2}{l_{col}} \quad (2.36)$$

$$M_1 = A s_1 \cdot \alpha \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{A s_1 \cdot \alpha \cdot f_y}{1.7 \cdot f'c \cdot b} \right) \quad (2.37)$$

$$T_1 = A s_1 \cdot \alpha \cdot f_y \quad (2.38)$$

$$V_j = T_1 + T_2 - V_{col} \quad (2.39)$$

$$\phi \cdot V_n \geq V_j \quad (2.40)$$

$$V_n = V_c \quad (2.41)$$

$$V_c = \gamma \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_j \cdot h_c \quad (2.42)$$

El valor de  $\gamma$  es 5.30 para columnas interiores con el ancho de viga mayor a  $\frac{3}{4}$  del ancho de columna, 4.00 para exteriores y 3.20 para columnas esquineras.

### CUADRO 2.36 CÁLCULO DEL CORTANTE EN LOS NUDOS ESCOGIDOS BLOQUES A Y B

NUDO	As	bj	hc	T	M	Vcol	Vj	$\gamma$	Vc	$\phi \cdot V_n$
	[cm <sup>2</sup> ]								[ton]	[ton]
4 - G	7.76	55.00	50.00	30.42	9.12	3.97	36.38	4.00	159.41	135.49
	2.53			9.93	2.98					
4 - K	5.70	55.00	50.00	22.35	6.70	3.17	29.10	4.00	159.41	135.49
	2.53			9.93	2.98					
C - 4	10.13	45.00	70.00	39.73	11.92	4.88	44.77	4.00	182.59	155.20
	2.53			9.93	2.98					
C - 3	10.13	40.00	70.00	39.73	11.92	6.90	63.24	4.00	162.30	137.96
	7.76			30.42	9.12					

ELABORADO POR: José Andrés Arias

Se escoge el valor de  $\gamma$  igual a 4.00 ya que el ancho de la viga (40.00 cm) es menor al 75% del ancho de columna (52.50 cm). El nudo presenta suficiente resistencia para esfuerzos cortantes. El confinamiento en las columnas fue revisado en la sección 2.1.5.2.1.3.

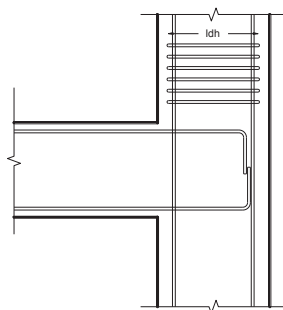
Para demorar el deterioro de la adherencia, se debe verificar que:

$$b_{col} \geq 20 \cdot \phi_{viga} \quad (2.43)$$

$$h_{viga} \geq 20 \cdot \phi_{col} \quad (2.44)$$

El anclaje de varillas de acero longitudinal de las vigas debe tener un gancho a 90°, estar dentro del corazón confinado de la columna y extenderse una longitud aproximada de 15 veces su diámetro.

FIGURA 2.44 LONGITUD DE ANCLAJE DISPONIBLE



ELABORADO POR: José Andrés Arias

Se debe cumplir que:

$$l_{dh \text{ requerida}} \leq l_{dh \text{ disponible}} \quad (2.45)$$

$$l_{dh \text{ req}} = \frac{\phi_v \cdot f_y}{16 \cdot \sqrt{f'_c}} \quad (2.46)$$

CUADRO 2.37 ADHERENCIA Y ANCLAJE EN LOS NUDOS ESCOGIDOS BLOQUES A Y B

NUDO	ADHERENCIA				ANCLAJE	
	bcol [cm]	20·Øviga [cm]	hviga [cm]	20·Øcol [cm]	ldh req [cm]	ldh disp [cm]
4 - G	50	44.45		76.2		
4 - K	50	38.1	35	63.5	No aplica	
C - 4	70	50.8		63.5		
C - 3		No aplica			30.67	63

ELABORADO POR: José Andrés Arias

Los nudos escogidos presentan buena resistencia al corte y características adecuadas de anclaje para las varillas de refuerzo longitudinal de las vigas banda. La adherencia en el nudo no es suficiente debido a la altura de la viga igual a la losa.

#### ❖ Columna fuerte – viga banda débil

De acuerdo a ACI 318-08 21.6.2.2, la resistencia mínima a flexión de las columnas debe satisfacer la siguiente ecuación:

$$\sum Mn_{col} \geq 1.2 \cdot \sum Mn_{vigas} \quad (2.47)$$

donde:

$$Mn_{viga} = As \cdot fy \cdot \left( d - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot f'c \cdot b} \right) \quad (2.48)$$

$$Mo = \frac{Ast}{2} \cdot fy \cdot (d - d') \quad (2.49)$$

Los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo se obtienen de su diagrama de interacción. El valor de momento considerado es el correspondiente a la carga mínima que resiste la columna. Es decir, la carga muerta menos la carga sísmica.

#### CUADRO 2.38 MOMENTO NOMINAL EN VIGAS Y COLUMNAS DE NUDOS BLOQUES A Y B

NUDO	TIPO	COLUMNAS					VIGAS			$\Sigma M_{col}$ $\Sigma M_{vigas}$
		$P_D$	$P_S$	$P_n$	$M_n$	$\Sigma M_n$	$A_s$	$\Sigma M_n$		
		[ton]	[ton]	[ton]	[ton·m]	[ton·m]	[cm <sup>2</sup> ]	[ton·m]		
4 - G	C2	166.28	145.42	20.86	50.65	112.89	10.29	16.13	7.00	
		193.04	196.72	-3.68	62.24					
4 - K	C3	157.21	8.78	148.43	47.75	116.45	8.23	13.09	8.90	
		182.10	10.46	171.64	68.70					
C - 4	C3	161.49	69.64	91.85	77.97	168.11	12.67	19.52	8.61	
		186.47	97.49	88.98	90.14					
C - 3	C1	120.04	71.60	48.44	54.69	147.19	17.89	13.27	11.09	
		138.58	92.00	46.58	92.50					

ELABORADO POR: José Andrés Arias

Se comprueba entonces que las columnas son más fuertes que las vigas.

### 2.1.5.2.2 *Bloque C*

#### 2.1.5.2.2.1 *Armadura de los muros*

Todos los muros estructurales del bloque C del edificio de la FICA poseen dos cabezales de sección cuadrada de 30 por 30 cm. Las cuantías de acero de refuerzo distribuidas en el alma no deben ser menores a 0.0025 (ACI 318-08 21.9.2.1). El espaciamiento entre varillas de refuerzo longitudinal no debe exceder 450 mm en cada dirección.

**CUADRO 2.39 VERIFICACIÓN ARMADURA LONGITUDINAL DEL MURO D1**

NIVEL	SECCIÓN TOTAL [cm]	SECCIÓN ALMA [cm]	ARMADURA				SECCIÓN MURO PRIMERA PLANTA
			#	Ø [pulg]	As [cm <sup>2</sup> ]	ρ	
30.00							<p> <span style="color: blue;">■</span> 16 Ø 1"  <span style="color: blue;">○</span> 24 Ø 1/2"         </p>
20.40	430.0 x 30.0	370.0 x 30.0	16	3/4	45.60	0.0027	
			24	1/2	30.40		
10.20			16	7/8	62.07	0.0027	
			24	1/2	30.40		
-2.00			16	1	81.07	0.0027	
			24	1/2	30.40		

ELABORADO POR: José Andrés Arias

### CUADRO 2.40 VERIFICACIÓN ARMADURA LONGITUDINAL DEL MURO D2

NIVEL	SECCIÓN TOTAL [cm]	SECCIÓN ALMA [cm]	ARMADURA				SECCIÓN MURO PRIMERA PLANTA
			#	Ø [pulg]	As [cm <sup>2</sup> ]	ρ	
30.00							
20.40	240.0 x 30.0	180.0 x 30.0	16	7/8	62.07	0.0028	
			12	1/2	15.20		
10.20			16	3/4	45.60	0.0028	
			12	1/2	15.20		
-2.00			16	5/8	31.67	0.0028	
			12	1/2	15.20		

ELABORADO POR: José Andrés Arias

Las cuantías de acero de los muros estructurales son mayores a la mínima en todos los niveles.

#### 2.1.5.2.2.2 Resistencia de los muros a flexión y compresión

Se revisa la resistencia de los muros estructurales a flexión y compresión mediante el diagrama de interacción. El requerimiento se obtiene del modelo ETABS del bloque C. Se revisa el requerimiento y capacidad en la base de los muros estructurales ya que ahí debe formarse la rótula plástica.

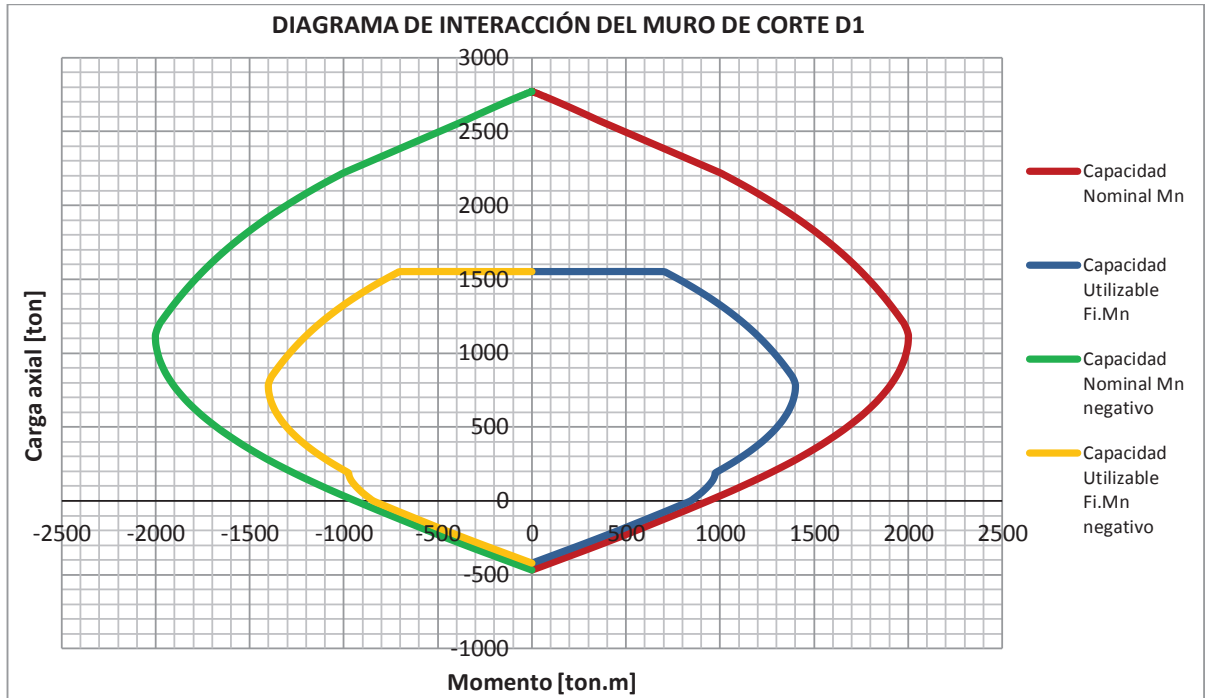
### CUADRO 2.41 RESULTADOS MODELO ETABS PARA LAS BASES DE MUROS BLOQUE C

MURO	EJES	Pu [ton]	Mu [ton·m]	Vu [ton]
D1	F - 1 - 2	432.44	612.44	36.97
D2	I' - 1	122.01	281.76	45.96
D2	I' - 2	126.38	252.73	43.72

ELABORADO POR: José Andrés Arias

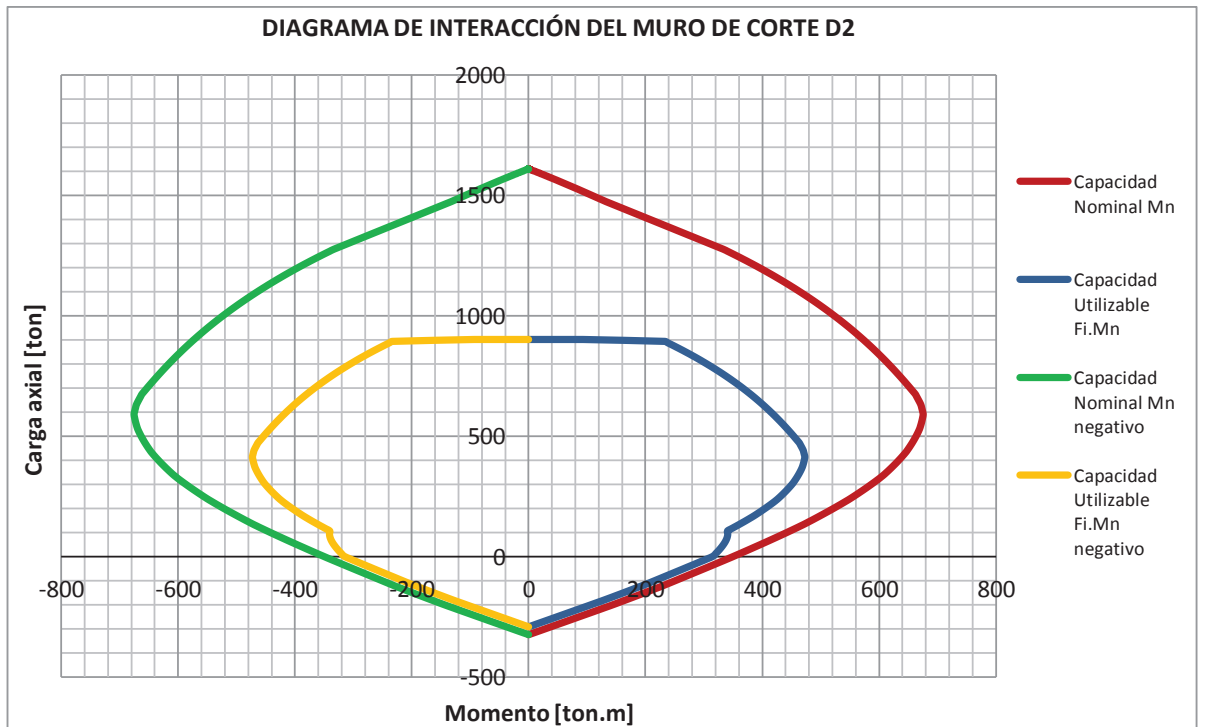
Se compara los requerimientos de resistencia de los muros con sus diagramas de interacción.

**FIGURA 2.45 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DEL MURO DE CORTE D1**



ELABORADO POR: José Andrés Arias

**FIGURA 2.46 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DEL MURO DE CORTE D2**



ELABORADO POR: José Andrés Arias



La resistencia de capacidad a flexión y compresión de los 3 muros del bloque C es mayor al requerimiento determinado en el análisis estructural del modelo ETABS.

#### 2.1.5.2.2.3 Resistencia de los muros a corte

La resistencia de los muros estructurales a cortante está dada por:

$$\phi \cdot V_n = 0.85 \cdot A_{cv} \cdot \left( 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} + \frac{A_s}{A_g} \cdot f_y \right) \quad (2.50)$$

$$\phi \cdot V_n \geq V_u \quad (2.51)$$

#### CUADRO 2.42 CALCULO DEL CORTANTE EN MUROS DEL BLOQUE C

MURO	$A_{cv}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_g$ [cm <sup>2</sup> ]	$V_n$ [ton]	$\phi \cdot V_n$	$V_u$ [ton]
D1	12900	2.53	900	200.61	170.52	36.97
D2	7200	2.53	900	111.97	95.18	45.96
D2	7200	2.53	900	111.97	95.18	43.72

ELABORADO POR: José Andrés Arias

Se concluye que todos los muros estructurales del bloque C poseen suficiente resistencia a cortante.

#### 2.1.5.2.2.4 Resistencia de las columnas a corte

Las columnas del bloque C tienen secciones transversales distintas a las de las columnas ya verificadas de los bloques A y B. Se denominan C6 y C7. Para calcular la resistencia a cortante se utilizan las expresiones desde 2.11 a 2.16.

**CUADRO 2.43 CALCULO DEL CORTANTE EN COLUMNAS DEL BLOQUE C**

COL.	SENT.	h"	hx	d	bw	s	Vu	Vc	Vs	Av req	Av disp
		[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[ton]	[ton]	[ton]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]
C6	X	36.13	17.59	36.00	40.00	10.00	5.30	11.06	0.00	0.00	2.85
	Y	36.13		36.00	40.00		8.37	11.06	0.00	0.00	
C7	X	52.72	25.88	36.00	55.00	10.00	5.96	15.21	0.00	0.00	
	Y	37.72		51.00	40.00		15.68	15.67	0.00	0.00	

ELABORADO POR: José Andrés Arias

De esta manera, se verifica que las columnas no fallan a corte. Se puede observar que los muros estructurales ayudan considerablemente a absorber esfuerzos cortantes de las columnas. La resistencia a corte del hormigón de las columnas es suficiente. Sin embargo, siempre es necesario disponer de estribos para confinamiento.

### 2.1.5.3 Modos de vibración y derivas del modelo estructural

Los modos de vibración para los 3 bloques se presentan a continuación:

**CUADRO 2.44 PORCENTAJE DE PARTICIPACIÓN MODAL EFECTIVA BLOQUE A**

MODO	PERÍODO	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	1.6347	77.58	1.90	2.63	77.58	1.90	2.63
2	1.5952	3.79	51.85	26.96	81.36	53.75	29.59
3	1.4642	0.14	25.85	47.69	81.50	79.60	77.28
4	0.5524	10.22	0.02	0.06	91.72	79.62	77.34
5	0.5322	0.15	5.65	3.74	91.87	85.27	81.08
6	0.4973	0.03	4.99	7.77	91.90	90.26	88.85
7	0.3225	3.56	0.00	0.01	95.46	90.26	88.86
8	0.3016	0.02	0.54	2.90	95.47	90.79	91.76
9	0.2889	0.00	3.41	1.91	95.48	94.20	93.67
10	0.2226	1.48	0.00	0.02	96.96	94.20	93.69
11	0.2036	0.01	0.05	1.71	96.96	94.25	95.40
12	0.1947	0.00	1.78	0.37	96.96	96.03	95.77

FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: José Andrés Arias

**CUADRO 2.45 PARTICIPACIÓN MODAL EFECTIVA BLOQUE B**

MODO	PERÍODO	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	1.6048	80.21	0.56	2.89	80.21	0.56	2.89
2	1.5452	2.15	55.43	25.07	82.36	55.98	27.96
3	1.4826	0.73	24.79	53.72	83.09	80.78	81.68
4	0.5303	9.36	0.03	0.06	92.44	80.81	81.74
5	0.5116	0.15	6.23	3.07	92.60	87.03	84.81
6	0.4801	0.05	3.99	6.71	92.64	91.03	91.52
7	0.3036	3.11	0.00	0.01	95.75	91.03	91.53
8	0.2871	0.01	1.51	1.45	95.77	92.54	92.98
9	0.2622	0.01	2.09	2.09	95.78	94.63	95.07
10	0.2060	1.40	0.00	0.03	97.18	94.63	95.09
11	0.1916	0.00	0.72	0.66	97.18	95.34	95.75
12	0.1671	0.02	1.00	1.10	97.20	96.35	96.86

FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: José Andrés Arias

**CUADRO 2.46 PARTICIPACIÓN MODAL EFECTIVA BLOQUE C**

MODO	PERÍODO	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	1.9635	0.19	47.89	25.58	0.19	47.89	25.58
2	1.3576	68.63	0.11	0.02	68.81	47.99	25.60
3	0.8245	0.00	19.42	44.80	68.82	67.41	70.40
4	0.5853	0.07	11.12	2.22	68.89	78.53	72.62
5	0.3170	16.17	0.07	0.00	85.06	78.60	72.62
6	0.2846	0.00	3.00	2.12	85.06	81.60	74.75
7	0.1687	0.06	1.86	0.90	85.12	83.46	75.65
8	0.1517	0.00	7.36	11.91	85.12	90.81	87.56
9	0.1357	0.04	0.01	0.00	85.16	90.82	87.56
10	0.1287	6.30	0.05	0.04	91.46	90.87	87.60
11	0.1138	0.03	1.08	0.58	91.49	91.95	88.18
12	0.1051	0.00	0.00	0.02	91.49	91.95	88.20

FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: José Andrés Arias

La deriva de piso máxima, de acuerdo al cuadro 1.2, debe ser 0.0200.

**CUADRO 2.47 DERIVAS DE PISO BLOQUE A**

PISO	CARGA	DERIVA X	DERIVA Y
STORY8	SISMOX	0.0042	
STORY8	SISMOY		0.0048

*CUADRO 2.47 CONTINUACIÓN*

STORY7	SISMOX	0.0103	
STORY7	SISMOY		0.0111
STORY6	SISMOX	0.0168	
STORY6	SISMOY		0.0177
STORY5	SISMOX	0.0211	
STORY5	SISMOY		0.0214
STORY4	SISMOX	0.0251	
STORY4	SISMOY		0.0242
STORY3	SISMOX	0.0264	
STORY3	SISMOY		0.0233
STORY2	SISMOX	0.0224	
STORY2	SISMOY		0.0210
STORY1	SISMOX	0.0145	
STORY1	SISMOY		0.0119

FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: José Andrés Arias

#### **CUADRO 2.48 DERIVAS DE PISO BLOQUE B**

<b>PISO</b>	<b>CARGA</b>	<b>DERIVA X</b>	<b>DERIVA Y</b>
STORY8	SISMOX	0.0039	
STORY8	SISMOY		0.0042
STORY7	SISMOX	0.0091	
STORY7	SISMOY		0.0094
STORY6	SISMOX	0.0147	
STORY6	SISMOY		0.0150
STORY5	SISMOX	0.0187	
STORY5	SISMOY		0.0181
STORY4	SISMOX	0.0222	
STORY4	SISMOY		0.0209
STORY3	SISMOX	0.0238	
STORY3	SISMOY		0.0226
STORY2	SISMOX	0.0222	
STORY2	SISMOY		0.0226
STORY1	SISMOX	0.0142	
STORY1	SISMOY		0.0126

FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: José Andrés Arias

#### **CUADRO 2.49 DERIVAS DE PISO BLOQUE C**

<b>PISO</b>	<b>CARGA</b>	<b>DERIVA X</b>	<b>DERIVA Y</b>
STORY9	SISMOX	0.0050	

STORY9	SISMOY		0.0068
STORY8	SISMOX	0.0057	
STORY8	SISMOY		0.0139
STORY7	SISMOX	0.0060	
STORY7	SISMOY		0.0162
STORY6	SISMOX	0.0061	
STORY6	SISMOY		0.0177
STORY5	SISMOX	0.0061	
STORY5	SISMOY		0.0179
STORY4	SISMOX	0.0057	
STORY4	SISMOY		0.0177
STORY3	SISMOX	0.0049	
STORY3	SISMOY		0.0169
STORY2	SISMOX	0.0037	
STORY2	SISMOY		0.0140
STORY1	SISMOX	0.0016	
STORY1	SISMOY		0.0068

FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: José Andrés Arias

### 2.1.6 MODELO ESTRUCTURAL CON PAREDES PROGRAMA ETABS V.9.7.4

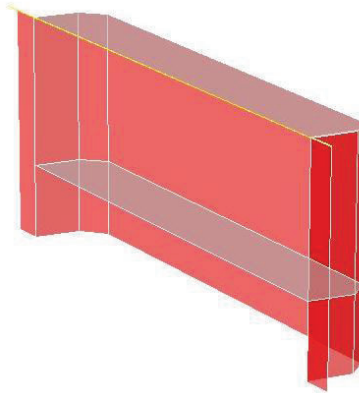
Existen paredes de hormigón armado “tipo clóset” en los bloques A y B del edificio de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental. Estas paredes fueron construidas con el objeto de colocar clósets de madera que alberguen libros y material de estudio. Sin embargo, en la actualidad muchas aulas no cuentan con la carpintería necesaria.

El objetivo de incluir a las paredes de hormigón armado en el modelo estructural es conocer su efecto sobre la estructura. Se desea saber si estas paredes absorben fuerzas cortantes importantes que puedan llegar a crear el efecto de columna corta sobre las columnas internas de los bloques.

El modelo creado para los bloques A y B incluye todas las paredes de hormigón armado de la estructura: paredes tipo clóset, paredes tipo “C” en Mezanine y

antepechos del Mezanine. El detalle de la pared “tipo clóset” de hormigón armado se presenta en la lámina Nro. 16 de los planos arquitectónicos.

**FIGURA 2.47 MODELACIÓN ESTRUCTURAL DE LA PARED TIPO CLÓSET**

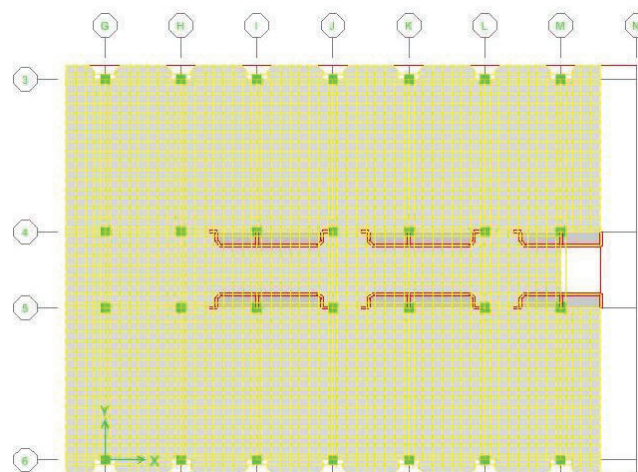


FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: José Andrés Arias

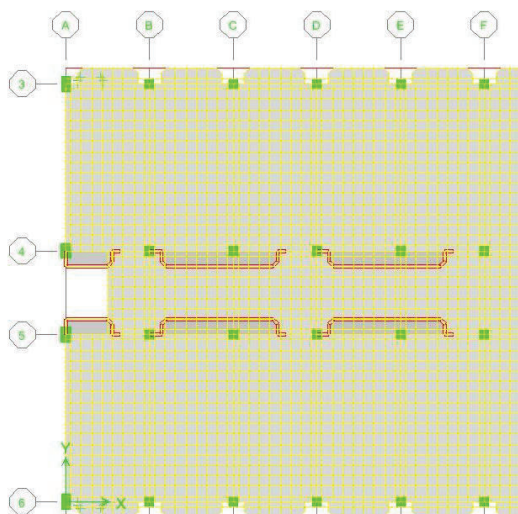
El programa ETABS requiere que las paredes de hormigón armado sean analizadas como elementos tipo “PIER” para transmitir horizontalmente el corte. El modelo estructural con paredes de los bloques A y B no incluye el modelamiento de las paredes de mampostería ya que, a pesar de aportar a la rigidez de la estructura, no aportan a la resistencia.

**FIGURA 2.48 VISTA PLANTA MODELO ESTRUCTURAL CON PAREDES N+23.77 BLOQUE A**



FUENTE: ETABS

**FIGURA 2.49 VISTA PLANTA MODELO ESTRUCTURAL CON PAREDES N+20.37 BLOQUE B**



FUENTE: ETABS

#### ❖ Cortante en columnas internas

Los resultados de la modelación estructural con paredes indican que las paredes tipo clóset perjudican considerablemente a las columnas internas. El corte que absorbe la columna corta mucho mayor al corte que absorbe el resto de la columna. El nivel más afectado es la Primera Planta ya que es el nivel más bajo con paredes tipo clóset. A continuación se presentan los resultados de fuerza cortante en toneladas, para la columna corta y el resto de columna afectados por carga sísmica.

**CUADRO 2.50 COMPARACIÓN DE CORTANTE PARA FUERZA SÍSMICA EN COLUMNAS INTERNAS**

NIVEL	CORTE EN COLUMNAS DE INTERSECCIÓN DE EJES [ton]								DESCRIPCIÓN
	4 - I		4 - K		5 - C		5 - E		
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	
13.6									
	102.83	98.25	109.65	99.61	55.39	66.49	47.83	36.86	Columna corta
10.2	18.87	8.14	33.22	8.60	25.54	5.71	22.75	20.85	Resto de columna
	103.81	117.48	114.55	122.42	75.03	87.83	69.08	20.39	Columna corta
6.8	29.24	15.05	21.49	13.88	30.45	4.94	29.21	39.65	Resto de columna

ELABORADO POR: José Andrés Arias

Como se puede observar, el corte absorbido por las columnas cortas es mucho mayor al corte absorbido por el resto de la columna. Por lo tanto, se confirma la existencia de columnas cortas en los tramos libres superiores de las columnas internas.

## **2.1.7 DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO**

El diagnóstico estructural del edificio de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental se define mediante las patologías y problemas estructurales.

### **2.1.7.1 Patologías estructurales**

#### **❖ Columna corta**

Se forman columnas cortas en las columnas internas (ejes 4 y 5) debido a la presencia de las paredes tipo clóset de los pasillos de los bloques A y B. Como se demostró anteriormente, el corte absorbido por las columnas cortas es mucho mayor al corte absorbido por el resto de la columna.

Las columnas cortas son adecuadas para requerimientos arquitectónicos como entrada de luz a los pasillos y privacidad en las aulas. Sin embargo, también afectan considerablemente a la sismo resistencia de una estructura ya que son las primeras columnas en fallar. La presencia de columnas cortas en las plantas primera a sexta hace que la condición sea crítica.



### FOTOGRAFIA 2.3 EJES 5 (IZQUIERDA) Y 4 (DERECHA) QUE FORMAN UN PASILLO



ELABORADO POR: José Andrés Arias

#### ❖ **Piso blando**

Existe la patología de piso blando en los bloques A y B del edificio de la F.I.C.A. La losa del Mezanine, que tiene menor área, genera columnas de doble altura igual a 6.80 m.

### FOTOGRAFIA 2.4 COLUMNA DE DOBLE ALTURA EJE 4 BLOQUE A



ELABORADO POR: José Andrés Arias

### ❖ Golpeteo entre bloques

La junta de construcción entre los bloques A y B no tiene separación. Esta condición permite que, ante un evento sísmico, los bloques choquen entre ellos y se generen esfuerzos adicionales. Además si los bloques no pueden desplazarse de forma lateral normalmente frente a un sismo, tampoco van a lograr disipar energía.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción establece que, si las cotas de los entrepisos de los bloques coinciden, la separación mínima debe ser la mitad del valor absoluto del desplazamiento máximo horizontal inelástico  $\Delta_M$  más desfavorable<sup>21</sup>.

### FOTOGRAFIA 2.5 JUNTA ENTRE BLOQUES A Y B EN SEGUNDA PLANTA



ELABORADO POR: José Andrés Arias

Para el bloque A, la deriva de piso máxima (sentido X) es 0.0264 y por lo tanto, la separación mínima es 4.50 cm. Para el bloque B, la deriva de piso máxima es 0.0238 y la separación mínima es 4.05 cm. La separación mínima más desfavorable es 4.50 cm.

<sup>21</sup> MIDUVI. *Norma Ecuatoriana de la Construcción*, 2014, NEC-SE-DS "Peligro sísmico", pág. 46.

La junta de construcción entre los bloques A y C si tiene separación pero no es suficiente. Para el bloque A, la deriva de piso máxima (sentido Y) es 0.0242 y por lo tanto, la separación mínima es 4.11 cm. La deriva de piso máxima del bloque C es 0.0102 (sentido Y) y la separación mínima es 1.73 cm. La mínima separación de la junta debería ser 4.11 cm.

La N.E.C. establece que la junta de construcción debe quedar libre de todo material. Sin embargo, las juntas se encuentran rellenas de madera en algunos niveles.

#### **FOTOGRAFIA 2.6 JUNTA ENTRE BLOQUES A Y B EN PRIMERA PLANTA**



ELABORADO POR: José Andrés Arias

El golpeteo existente entre los bloques del edificio de la F.I.C.A. no permite el desplazamiento lateral de los bloques y afecta al comportamiento sismo-resistente de la estructura.

### 2.1.7.2 Problemas estructurales

- ❖ Las columnas no producen punzonamiento sobre la losa debido a su espesor de 35 cm. Sin embargo, todas las columnas tienen capacidad a flexión y compresión menor a la resistencia última requerida. Es decir, las cargas axiales y momentos flectores últimos son mayores a los nominales en Planta Baja de todas las columnas de los bloques A y B.
- ❖ El acero de refuerzo transversal en las columnas de los bloques A y B es insuficiente para requerimientos de confinamiento y corte. Ya que los estribos se encuentran colocados a una separación de 10 cm en la distancia  $l_o$ , su diámetro de 3/8" (9.53 mm), debería haber sido 1/2" (12 mm).
- ❖ La sección de hormigón de las columnas del bloque C satisface el requerimiento por corte. Esto se debe a que los muros estructurales absorben gran parte de los esfuerzos cortantes de la estructura y ayudan a las columnas.
- ❖ Los nudos de conexión columna – viga banda escogidos en los bloques A y B presentan resistencia suficiente para corte. Las condiciones de anclaje son adecuadas pero la adherencia es insuficiente debido a la altura de las vigas banda igual a la losa plana. También se comprueba que las columnas soportan mayor momento que las vigas.
- ❖ Los muros de corte del bloque C tienen capacidad de flexión y compresión mayor a la resistencia última requerida. De igual manera, los muros estructurales presentan resistencia por capacidad adecuada para resistir el corte último requerido.
- ❖ La participación modal efectiva del bloque A indica que el primer y segundo modo de vibración consiste en traslación. El tercer modo de vibración presenta traslación y torsión.

- ❖ La participación modal efectiva del bloque B muestra el mismo escenario: el primer y segundo modo de vibración consiste en traslación mientras que el tercer modo indica traslación y torsión.
  
- ❖ El bloque C muestra una particularidad especial. La presencia del muro estructural D1 al lado sur y las gradas al lado norte, eliminan la simetría en planta y afectan a la correcta distribución de masas y rigideces del bloque. Sin embargo, la participación modal efectiva indica que el primer y segundo modos de vibración consisten en traslación mientras que el tercer modo consiste en torsión.
  
- ❖ El bloque A presenta derivas máximas de 0.0264 en el sentido X y 0.0242 en el sentido Y. De igual manera, el bloque B presenta derivas máximas de 0.0238 en el sentido X y 0.0226 en el sentido Y. Es decir, los bloques A y B no cumplen con el valor máximo establecido por la N.E.C. igual a 0.0200.
  
- ❖ El bloque C sí cumple con la deriva máxima ya que presenta un valor máximo de 0.0061 en el sentido X y 0.0177 en el sentido Y. Esto se debe a la rigidez de los muros estructurales.

### **2.1.7.3 Diagnóstico estructural final**

En los bloques A y B, los nudos viga banda (losa) – columna cumplen con las condiciones de corte y anclaje para verificar la condición nudo fuerte – viga banda débil. La adherencia de las varillas longitudinales de la columna es insuficiente debido a la altura de la viga banda, igual a la losa de 35 cm. La adherencia de las varillas longitudinales de las vigas es adecuada.

Las columnas absorben mayor momento que las vigas y se cumple la condición columna fuerte – viga banda débil. Sin embargo, la estructura de los bloques A y B no es sismo resistente debido a la falta de resistencia de capacidad nominal de

las columnas frente a esfuerzos de flexión, compresión y corte. Tampoco cumplen el requerimiento de confinamiento. Además, las derivas de piso son mayores a la permitida.

En el bloque C, la situación es muy distinta debido a la presencia de muros de corte. Los muros estructurales tienen suficiente resistencia por capacidad nominal para resistir esfuerzos de flexión, compresión y corte. Además, las columnas poseen suficiente capacidad nominal para resistir corte ya que son ayudadas considerablemente por los muros.

La estructura presenta sus dos primeros modos de vibración de traslación y el tercer modo de torsión. Además, las derivas de piso son menores a la máxima establecida por la Norma Ecuatoriana de la Construcción. Por lo tanto, se concluye que la estructura del bloque C es sísmo resistente.

## **2.2 ALTERNATIVA 1**

La primera alternativa de reforzamiento pretende fundar paredes portantes, a base de paredes de mampostería, que absorban esfuerzos de flexión, compresión y corte. Para lograr esto, se propone:

- Enchapado de paredes de mampostería.
- Colocación de diagonales rigidizadoras exteriores.

El enchapado de paredes de mampostería es un sistema estructural ideado por el Ing. Msc. Patricio Placencia. Se trata de fundir una capa de hormigón a cada lado de una pared de mampostería y colocar acero de refuerzo. El sistema debe tener continuidad en toda la altura del edificio.

Se añade también diagonales rigidizadoras exteriores de acero estructural que brinden rigidez en los dos sentidos a los marcos losa – columna. Se debe aclarar

que el método de reforzamiento se aplica únicamente a la estructura de los bloques A y B porque la estructura del bloque C es sismo resistente.

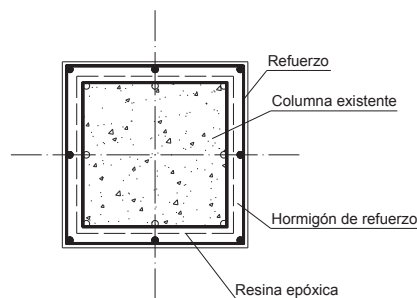
## 2.3 ALTERNATIVA 2

La segunda alternativa pretende mejorar la capacidad de las columnas existentes en los bloques A y B. También se desea aumentar la rigidez de los primeros pisos de la edificación. Para lograr esto, se adopta:

- Reforzamiento individual de columnas.
- Reemplazo de paredes de niveles inferiores por muros de hormigón armado.

Se efectúa el reforzamiento individual de las columnas de los bloques A y B mediante hormigón armado o revestimiento con fibras de vidrio reforzado con polímeros.

### FIGURA 2.50 REFORZAMIENTO DE UNA COLUMNA MEDIANTE HORMIGÓN ARMADO



FUENTE: “Metodología de reforzamiento estructural en edificios de hormigón armado”

Para el reforzamiento con hormigón armado, se aumenta la sección de la columna y se necesita perforar la losa a su alrededor para dar continuidad al acero de

refuerzo. A continuación se funde el nuevo hormigón de la columna después de colocar un adhesivo en las paredes originales.

Las paredes inferiores que se desea reemplazar por muros estructurales de hormigón armado son las paredes de los ejes A y N en los niveles Planta Baja y Mezanine. De esta forma, se mejora la rigidez y resistencia de los primeros niveles de la estructura que son los más afectados por eventos sísmicos.



## CAPÍTULO 3

# MODELO ESTRUCTURAL DE LA SOLUCIÓN Y DISEÑO ESTRUCTURAL

### 3.1 ALTERNATIVA DEFINITIVA

Se define la alternativa definitiva de reforzamiento estructural del edificio de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, mediante el enchapado de paredes de mampostería. Se descarta la colocación de diagonales exteriores de acero porque los enchapados de hormigón armado brindan suficiente resistencia, estabilidad y rigidez a las estructuras de los bloques A y B.

El enchapado de paredes de mampostería permite formar paredes portantes a partir de paredes de mampostería que tengan continuidad en toda la altura del edificio. Se debe tener en cuenta que la construcción de muros de corte de hormigón armado, diseñados correctamente, es una opción muy recomendable para brindar sismo-resistencia a una estructura.

Se anula la opción de fundir muros estructurales de hormigón armado de baja altura para reemplazarlos por enchapado de paredes de la altura total del edificio. Como se demostró en el cálculo de la resistencia por capacidad nominal de los elementos del bloque C, los muros estructurales ayudan mucho a las columnas a absorber esfuerzos de flexión, cortante y carga axial. Por lo tanto, se elimina la necesidad de reforzar individualmente las columnas.

El enchapado de paredes de mampostería debe resolver los problemas estructurales de los bloques A y B. Es decir, las paredes portantes enchapadas deben resistir esfuerzos de flexión, cortante y carga axial que reduzcan el requerimiento de las columnas. Además, deben aportar rigidez a la estructura y reducir las derivas excesivas de piso.

### 3.1.1 ENCHAPADO DE PAREDES DE MAMPOSTERÍA

El método de enchapado de paredes de mampostería fue ideado y propuesto por el Ing. Msc. Patricio Placencia. Se compone de dos elementos: la mampostería de bloque y el enchapado de hormigón armado. La mampostería de bloques huecos se encuentra unida por mortero. El enchapado está conformado por una capa de hormigón proyectado y refuerzo en forma de varillas corrugadas o mallas electrosoldadas. Se coloca el enchapado a los dos lados de la pared a reforzar.

Las paredes de mampostería brindan rigidez en su plano a los pórticos pero no aportan a la resistencia de la estructura. El reforzamiento mediante enchapados permite conformar paredes portantes que además de aportar rigidez, mejoran la resistencia a carga vertical y sísmica de los bloques A y B.

La tesis “Investigación teórico experimental de un sistema estructural alternativo” realizada en el año 2010 en la Escuela Politécnica Nacional, estudia un prototipo experimental de una vivienda con sistema resistente de paredes portantes enchapadas sin pórticos. Se concluye que el sistema también funciona para “reforzar estructuras ya existentes colocando el enchape mortero-malla a los dos lados de las paredes y perforando orificios por donde pasen los conectores. Estos conectores se deben anclar a la pared con un epóxico”<sup>22</sup>.

### 3.1.2 MATERIALES

Como se mencionó anteriormente, el enchapado de paredes de mampostería se conforma de dos materiales: hormigón proyectado y refuerzo en forma de varillas corrugadas o mallas electrosoldadas. Se considera que la contribución de la mampostería a la resistencia de la pared portante enchapada es nula. Es decir, el sistema resistente está formado únicamente por la capa de hormigón a cada lado de la pared y el acero de refuerzo.

---

<sup>22</sup> Fernández y Paredes, 2010, pág. 135.

### 3.1.2.1 Hormigón proyectado

El hormigón de las paredes portantes de mampostería enchapada debe ser hormigón proyectado o lanzado. Se trata de hormigón con agregado de diámetro mayor a 8 mm que se proyecta a gran velocidad sobre una superficie a través de una manguera con boquilla. Puede llegar a adquirir un espesor máximo de 10 cm<sup>23</sup> y no necesita de encofrado, pero los equipos requeridos para su fundición son más costosos que los de una fundición tradicional.

Se denomina “gunitado” al método de fundición del hormigón lanzado. Existen 2 procesos constructivos que consisten en mezclado en seco y húmedo. El primero reúne el cemento, los agregados y áridos en una alimentadora mecánica que envía la mezcla mediante una manguera especial hacia la boquilla, donde se incluye el agua presurizada. En el proceso de vía húmeda, todos los elementos son mezclados en una cámara especial (incluyendo el agua) y desde ahí se envía la mezcla completa mediante la presión de una bomba.

El mayor problema al momento de gunitar es el rechazo o rebote que se forma por componentes que no se adhieren a la capa de hormigón o a las armaduras. Los espesores gruesos de hormigón lanzado tienen una menor proporción de rebote y el espesor delgado tiene los porcentajes más altos de rechazo<sup>24</sup>. El hormigón proyectado posee las propiedades descritas a continuación<sup>25</sup>:

- Resistencia al desprendimiento:  $3 \leq f_d \leq 20 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia mínima a la compresión:  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- Peso específico aparente:  $\gamma_{hp} = 2.40 \text{ ton/m}^3$
- Módulo de elasticidad:  $E = 12\,000 \cdot \sqrt{f'_c} = 189\,000 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson:  $\nu = 0.20$
- Módulo de corte:  $G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} = 78\,750 \text{ kg/cm}^2$

<sup>23</sup> Garrido, 2007, pág. 96.

<sup>24</sup> Rey, 2006, pág. 17.

<sup>25</sup> SIKA, 2009, pág. 4.

### 3.1.2.2 Acero de refuerzo

#### 3.1.2.2.1 *Varillas corrugadas*

Las varillas corrugadas componen el acero de refuerzo de los enchapados dispuestos en sentido X de los bloques A y B, en los dos primeros niveles (Planta Baja y Mezanine). Sus propiedades mecánicas son:

- Esfuerzo de fluencia:  $f_y = 4\ 200\ \text{kg/cm}^2$
- Peso específico:  $\gamma_a = 7\ 850\ \text{kg/m}^3$

#### 3.1.2.2.2 *Malla electrosoldada*

La malla electrosoldada es utilizada como acero de refuerzo en los enchapados colocados en sentido X desde el tercer nivel hacia arriba (Primera hasta Sexta Planta); y en todos los niveles de los enchapados dispuestos en sentido Y (Planta Baja hasta Quinta Plata) de los bloques A y B.

Se compone de varillas corrugadas con diámetro máximo de 12 mm, dispuestas ortogonalmente en sentido longitudinal y transversal con una separación máxima de 50 cm en los dos sentidos. Las uniones se encuentran soldadas, conformando paneles o mallas. Su instalación requiere de menor tiempo que el armado de varillas individuales. Poseen la propiedad que se describe seguidamente<sup>25</sup>:

- Resistencia mínima a la fluencia:  $f_y = 5\ 000\ \text{kg/cm}^2$

El peso por metro cuadrado de una malla electrosoldada depende del diámetro y separación de las varillas utilizadas.

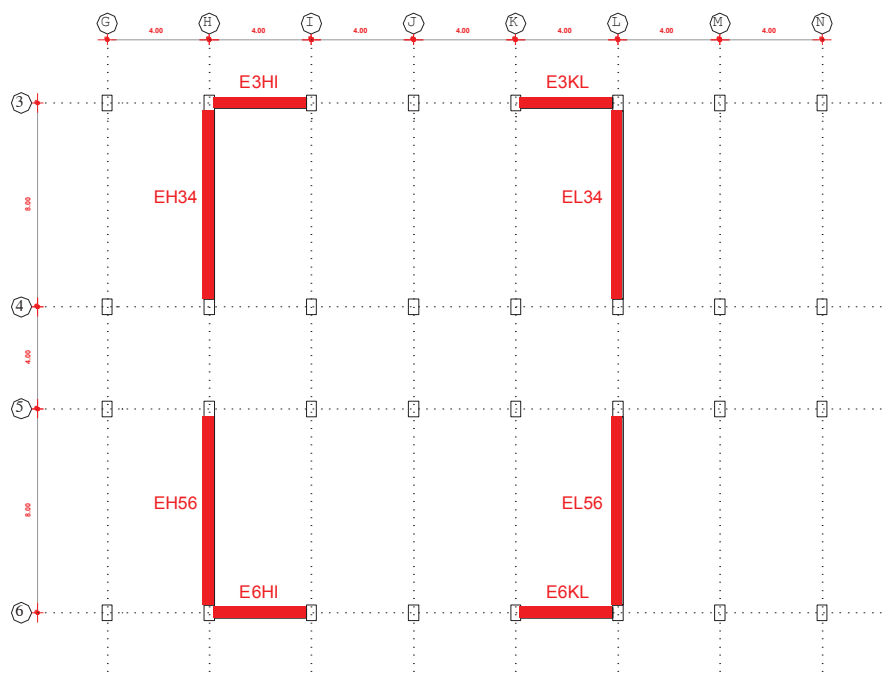
### 3.1.3 DISPOSICIÓN DE LAS PAREDES PORTANTES

Generalmente, se recomienda que los muros estructurales se coloquen de manera simétrica en planta y en el contorno exterior de una estructura. Con ésto se aprovecha la rigidez otorgada por los muros respecto al centro de rigidez de cada nivel. Las paredes portantes enchapadas actúan de la misma manera pero se debe considerar la funcionalidad y las condiciones arquitectónicas del edificio.

Se reconoce además la necesidad de que las paredes portantes sean más largas en el sentido Y porque la configuración estructural actual en planta brinda mayor rigidez a la estructura de los bloques A y B en sentido X.

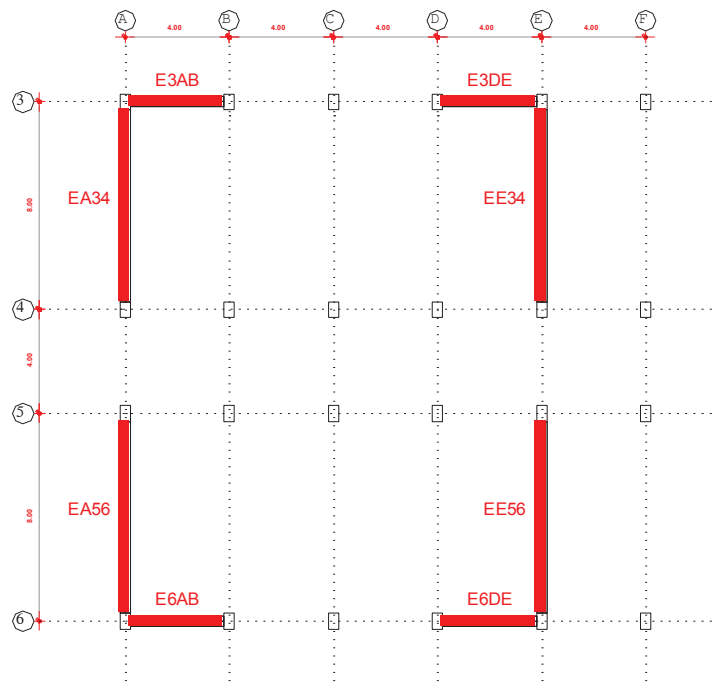
Para el bloque A, se escoge enchapar las paredes de los ejes 4 y 5 en sentido X, y de los ejes H y L en sentido Y. Para el bloque B, se escoge enchapar las paredes de los ejes 4 y 5 en sentido X, y de los ejes A y E en sentido Y.

**FIGURA 3.1 IMPLANTACIÓN DE LAS PAREDES PORTANTES ENCHAPADAS BLOQUE A**



ELABORADO POR: José Andrés Arias

**FIGURA 3.2 IMPLANTACIÓN DE LAS PAREDES PORTANTES ENCHAPADAS BLOQUE B**



ELABORADO POR: José Andrés Arias

Se denominan las 16 paredes portantes enchapadas de acuerdo al eje en su plano y los ejes entre los que se encuentran. Las paredes escogidas, al igual que todas en los bloques A y B, no poseen regularidad en la altura del edificio. Es decir, no todos los niveles tienen una pared construida en los ejes determinados. Para estos casos, es necesario construir la pared nueva antes de enchaparla.

### 3.1.4 MODIFICACIONES ARQUITECTÓNICAS

Se desea que el sistema de reforzamiento estructural de los bloques A y B cause el menor impacto posible en la funcionalidad arquitectónica del edificio de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental. A pesar de que la disposición de las paredes portantes enchapadas es planteada cuidadosamente, se generan cambios inevitables en la distribución arquitectónica de espacios.

Se proyecta que las paredes portantes enchapadas en sentido X (E3HI, E3KL, E6HI, E6KL, E3AB, E3DE, E6AB, E6DE) lleguen hasta la Sexta Planta y tengan su altura máxima en N+27.20. Igualmente, se plantea que las paredes portantes enchapadas en sentido Y (EH34, EH56, EL34, EL56, EA34, EA56, EE34, EE56) lleguen hasta la Quinta Planta y tengan su altura máxima en N+23.80.

Esto se justifica porque las columnas de la Sexta Planta reciben carga vertical y sísmica mínimas y por lo tanto, no necesitan la ayuda de las paredes portantes como las columnas de niveles inferiores. Además, se intervienen únicamente las fachadas y no el espacio interior de la Sexta Planta porque contiene las oficinas y aulas del Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional. Se debe tomar en cuenta que la distribución de espacios en este nivel ha sido alterada anteriormente para dar solución a las necesidades arquitectónicas del Instituto.

#### ❖ **Paredes enchapadas E3AB, E6AB, E3DE y E6DE**

Las paredes enchapadas E3AB, E6AB, E3DE y E6DE colocadas en sentido X, no producen modificaciones arquitectónicas en ninguna planta del edificio. Sin embargo, afectan directamente a las fachadas frontal y posterior y restringen el ingreso de luz a las aulas, oficinas y laboratorios del bloque B.

Ya que no existe ninguna pared disponible para enchapar en ninguna planta, toda la mampostería debe ser construida previamente. Para esto, se requiere demoler los elementos “C” de hormigón armado existentes en las fachadas entre los ejes A y B y entre los ejes D y E.

#### ❖ **Pared enchapada EA34**

En Planta Baja, la pared enchapada EA34 obstruye la puerta de ingreso a la vivienda del conserje. Por esto se necesita modificar la configuración arquitectónica y colocar la entrada entre los ejes 4 y 5. En el Mezanine y pisos superiores, la pared enchapada EA34 no produce ninguna afectación arquitectónica.

**❖ Pared enchapada EA56**

En Planta Baja, la pared enchapada EA56 tapona la entrada vehicular al Laboratorio de Ensayo de Materiales. Ya que no es posible reubicar este ingreso, se opta por dejar el espacio para una puerta de dimensiones menores en la pared. Desde el Mezanine y niveles superiores, la pared no origina cambios arquitectónicos.

**❖ Pared enchapada EE34**

En Planta Baja, no existe pared y el enchapado EE34 divide al Laboratorio de Hormigón en 2 espacios donde el área restante comprendida entre los ejes E, 3, F y 4 necesita de una puerta de acceso. En el Mezanine, la pared enchapada EE34 coincide con la pared construida pero debe completarse entre los ejes 3 y 4. Se requiere dejar un paso lateral de 0.90 m de ancho y 2.00 m de alto al lado de la columna del eje 4.

En la Primera Planta, la pared existente divide al Laboratorio de Computación de Física y a las oficinas de los profesores de Laboratorio de Física. Es decir, no representa ningún cambio arquitectónico. En la Segunda Planta, no existe pared pero el enchapado EE34 divide al aula CIV 207 en dos espacios. Se plantea construir la pared del eje E entre los ejes 3 y 4; y derrocar la pared del eje D entre 3 y 4. De esta manera se aumenta el área del aula CIV 208.

En la Tercera Planta existe pared que divide a las aulas CIV 307 y CIV 308. No existe cambio arquitectónico. En la Cuarta Planta, no existe pared y el enchapado de mampostería fragmenta las oficinas del Departamento de Ciencias Administrativas. Se debe construir la pared del eje E entre los ejes 3 y 4.

En la Quinta Planta existe la pared para conformar el enchapado EE34. No es necesario realizar cambios arquitectónicos de espacio.

**❖ Pared enchapada EE56**

En la Planta Baja, construir la pared enchapada EE56 requiere cambiar la configuración actual del Laboratorio de Ensayo de Materiales. Específicamente,



se solicita mover los equipos de ensayos de materiales para dar espacio a la pared enchapada EE56. Ya que el Mezanine no tiene losa sobre los ejes 5 y 6, se debe dar continuidad a la pared portante establecida.

En la Primera Planta, existe pared que divide a la bodega de artículos de Laboratorio de Física con las aulas de laboratorios. Es decir, no se produce cambio arquitectónico. En la Segunda Planta, no existe pared y la construcción del enchapado EE56 fraccionaría el área de las oficinas de los profesores de Estructuras.

En la Tercera, Cuarta y Quinta Planta, existen paredes para el enchapado EE56 que no conciben un cambio del espacio arquitectónico.

#### ❖ **Paredes enchapadas E3HI, E6HI, E3KL y E6KL**

Las paredes portantes enchapadas E3HI, E6HI, E3KL y E6KL dispuestas en sentido X, no demandan realizar cambios arquitectónicos en ninguna planta. Sin embargo, sí alteran a las fachadas frontal y posterior e impiden el acceso de luz a ciertos espacios internos del bloque A.

No existen paredes disponibles para enchaparlas y se debe construir la mampostería previamente. Es necesario derrocar los elementos "C" de hormigón armado existentes en cada nivel de las fachadas entre los ejes H e I y entre los ejes K y L.

#### ❖ **Pared enchapada EH34**

En la Planta Baja, existe la pared para enchapar EH34 pero se debe reubicar la puerta de ingreso a las oficinas de los laboratorios. En el Mezanine, también se encuentra la pared y debe completarse hasta dejar un espacio de 0.90 m de ancho y 2.00 de alto para paso peatonal al lado de la columna del eje 4. Se aplica el mismo espacio que se dejó en la pared EE34.

En la Primera Planta, la pared existente divide al pasillo de ingreso al bloque A y las oficinas de los profesores de Física. No se requiere cambio arquitectónico.

Desde la Segunda hasta la Quinta Planta, se presenta un caso especial. Existen paredes construidas con mochetas que las separan de la posición del eje. Esta condición requiere demoler las paredes actuales y construir nuevas que se encuentren sobre el eje H entre los ejes 3 y 4.

### FIGURA 3.3 PARED EH34 CONSTRUIDA CON MOCHETA



ELABORADO POR: José Andrés Arias

#### ❖ Pared enchapada EH56

En la Planta Baja, la construcción de la pared enchapada EH56 no causa cambios arquitectónicos ya que existe una pared baja que define los espacios del Laboratorio de Ensayo de Materiales. No existe losa del Mezanine en esta parte y se debe dar continuidad a la pared enchapada que nace de Planta Baja.

Desde la Primera hasta la Quinta Planta, existe pared que divide el baño de mujeres con aulas y oficinas de cada piso. Se debe tomar precaución con las instalaciones de agua potable presentes.

#### ❖ Pared enchapada EL34

En Planta Baja, la construcción de la pared enchapada EL34 divide al Laboratorio de Suelos en 2 espacios. Se necesita crear una puerta de acceso al área restante comprendida entre los ejes L, 3, M y 4. En el Mezanine, no existe pared pero al colocar la mampostería enchapada EL34 se fragmenta al Laboratorio de Ingeniería Ambiental.

En la Primera Planta, existe pared pero la mampostería enchapada EL34 bloquea una puerta de acceso a las oficinas de los profesores de Física que debe reubicarse. En segunda Planta, existe pared que divide la Unidad de Vinculación con el Medio Externo y la oficina del Subdecano. Por lo tanto, no se requiere cambio arquitectónico.

En la Tercer Planta, la pared existente separa la Biblioteca José Moncayo del aula CIV 305. En la Cuarta Planta, no existe pared y el enchapado EL34 fragmenta al aula CIV 405. El espacio restante comprendido entre los ejes L, 3, M y 4 si posee puerta. En la Quinta Planta, existen paredes cuyo enchapado no necesita de arreglos arquitectónicos.

#### ❖ **Pared enchapada EL56**

En Planta Baja, la construcción de la pared enchapada EL56 divide nuevamente al Laboratorio de Ensayo de Materiales. En el Mezanine, no existe losa en esta parte y se debe dar continuidad a la pared enchapada que nace de Planta Baja.

En Primera Planta, no existe pared y el enchapado propuesto fragmenta las oficinas de profesores de Física. En Segunda Planta, la pared existente divide la Sala de Reuniones del Decano y la oficina del Decano. Es decir, en esta planta no se necesitan cambios arquitectónicos.

En la Tercera Planta, existe pared para colocar el enchapado EL56 que separa al aula CIV 302 de la Biblioteca José Moncayo. En la Cuarta Planta, la pared existente divide las oficinas de los ayudantes de Laboratorio de Física y los Laboratorios de Física. No se presentan cambios de uso de espacio.

En la Quinta Planta existen las paredes para realizar el enchapado EL56. Por lo tanto, no se requiere cambios de espacios arquitectónicos.

### **3.1.5 CIMENTACIÓN**

La fundación de paredes portantes de mampostería enchapada debe efectuarse mediante vigas de cimentación o zapatas corridas de cimentación superficial. De esta forma, se logra generar un apoyo continuo en toda la base de los enchapados que reciba la carga distribuida y transmita la presión al suelo. El mayor esfuerzo de servicio cedido por la zapata corrida debe ser menor al esfuerzo admisible del suelo existente.

El nivel de fundación de las zapatas individuales de hormigón armado de las columnas se encuentra en N-2.00. El cálculo de las zapatas de cimentación se encuentra en el Anexo Nro. 2.

### **3.2 MODELO ESTRUCTURAL DE LA SOLUCIÓN**

El modelo estructural de la solución definitiva se realiza con el software ETABS v.9.7.4. Se basa en el modelo sin paredes de los bloques A y B diseñado anteriormente, al cual debe añadirse los enchapados.

El proceso de diseño estructural se basa en prueba y error. Es decir, se prediseña secciones de elementos estructurales y se comprueba que su capacidad nominal sea mayor al requerimiento último. Después de los ensayos realizados, se establece el grosor del enchapado de paredes de mampostería de bloque igual al máximo espesor posible, es decir, 10 cm a cada lado. De esta manera se obtiene la mayor resistencia posible.

Ya que el aporte de la mampostería a la resistencia de las paredes portantes es nulo, se debe modelar los enchapados como un muro de espesor total igual a 20 cm. Se necesita calcular la hipótesis de carga vertical y la fuerza sísmica o corte basal para el nuevo modelo estructural.

### 3.2.1 HIPÓTESIS DE CARGA VERTICAL MUERTA

El cálculo de la carga vertical muerta se basa en la hipótesis establecida en la sección 2.1.2.1, a la que debe añadirse los pesos de las paredes portantes enchapadas. Como se indicó en la sección 3.1.4, en algunas plantas de los bloques A y B no existen las paredes de mampostería a ser enchapadas por lo que deben ser construidas previamente. Es decir, se utiliza paredes existentes y nuevas requeridas.

#### 3.2.1.1 Mampostería de paredes nuevas

Las nuevas paredes que se requiere formar deben ser construidas con bloque hueco de hormigón simple. Los bloques deben tener dimensiones de 20 x 40 x 20 cm que corresponden al alto, largo y profundidad, respectivamente.

### CUADRO 3.1 ÁREA DE PAREDES NUEVAS REQUERIDAS PARA ENCHAPADOS

PARED PORTANTE	ÁREA DE PAREDES NUEVAS EN PLANTA [m <sup>2</sup> ]								
	P.B.	Mez.	1ra.	2da.	3ra.	4ta.	5ta.	6ta.	TOTAL
E3AB	12.20	12.20	12.20	12.20	12.20	12.20	12.20	12.20	97.60
E3DE	12.20	12.20	12.20	12.20	12.20	12.20	12.20	12.20	97.60
E3HI	12.20	12.20	12.20	12.20	12.20	12.20	12.20	12.20	97.60
E3KL	12.20	12.20	12.20	12.20	12.20	12.20	12.20	12.20	97.60
E6AB	12.20	12.20	12.20	12.20	12.20	12.20	12.20	12.20	97.60
E6DE	12.20	12.20	12.20	12.20	12.20	12.20	12.20	12.20	97.60
E6HI	12.20	12.20	12.20	12.20	12.20	12.20	12.20	12.20	97.60
E6KL	12.20	12.20	12.20	12.20	12.20	12.20	12.20	12.20	97.60
EA34	4.39	0.00	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	0.00	6.34
EA56	7.81	0.00	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	0.00	9.76
EE34	24.40	4.39	0.00	24.40	0.00	24.40	0.00	0.00	77.59
EE56	24.40	24.40	0.00	24.40	0.00	0.00	0.00	0.00	73.20
EH34	7.32	6.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.42
EH56	24.40	24.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	48.80
EL34	24.40	24.40	0.00	0.00	0.00	24.40	0.00	0.00	73.20
EL56	24.40	24.40	24.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	73.20
<b>Σ =</b>	<b>239.12</b>	<b>205.69</b>	<b>122.78</b>	<b>147.18</b>	<b>98.38</b>	<b>147.18</b>	<b>98.38</b>	<b>97.60</b>	<b>1156.32</b>

ELABORADO POR: José Andrés Arias

Por lo tanto, se obtiene el peso muerto de las nuevas paredes.

### CUADRO 3.2 CÁLCULO DE CARGA MUERTA POR MAMPOSTERÍA DE PAREDES NUEVAS

PLANTA Nro.	PAREDES NUEVAS		
	AREA [m <sup>2</sup> ]	PESO [ton]	CARGA [kg/m <sup>2</sup> ]
Planta Baja	239.12	35.87	33.30
Mezanine	205.69	30.85	49.68
1	122.78	18.42	16.53
2	147.18	22.08	20.69
3	98.38	14.76	13.83
4	147.18	22.08	20.69
5	98.38	14.76	13.83
6	97.60	14.64	13.72

ELABORADO POR: José Andrés Arias

#### 3.2.1.2 Enchapado de paredes

El enchapado tiene una sección transversal de espesor igual a 10 cm en los dos lados de la pared, obteniendo un grosor total igual a 20 cm.

### CUADRO 3.3 CÁLCULO DE CARGA MUERTA POR ENCHAPADOS

PLANTA Nro.	ENCHAPADO DE PAREDES			
	AREA [m <sup>2</sup> ]	VOLUMEN [m <sup>3</sup> ]	PESO [ton]	CARGA [kg/m <sup>2</sup> ]
Planta Baja	352.90	70.58	169.39	157.28
Mezanine	216.00	43.20	103.68	166.94
1	292.80	58.56	140.54	126.18
2	292.80	58.56	140.54	131.71
3	292.80	58.56	140.54	131.71
4	292.80	58.56	140.54	131.71
5	292.80	58.56	140.54	131.71
6	97.60	19.52	46.85	43.90

ELABORADO POR: José Andrés Arias

### 3.2.1.3 Hipótesis de carga vertical muerta

La hipótesis de carga vertical muerta incluye el peso distribuido de las paredes de hormigón y mampostería, acabados de piso, recubrimientos de paredes, instalaciones hidráulicas, sanitarias, eléctricas y de datos; y elementos estructurales losas, vigas y columnas de acuerdo a los cuadros 2.8 y 2.9. A estos valores se debe añadir el peso distribuido de las paredes nuevas de mampostería y los enchapados de hormigón proyectado armado.

### CUADRO 3.4 HIPÓTESIS DE CARGA VERTICAL MUERTA CON PAREDES PORTANTES ENCHAPADAS

PLANTA Nro.	AREA [m <sup>2</sup> ]	D [kg/m <sup>2</sup> ]			
		Cuadro 2.9	Nueva mampostería	Enchapados	TOTAL
Mezanine	621.05	1117.18	49.68	166.94	1333.80
1	1113.84	996.11	16.53	126.18	1138.83
2	1067.09	1017.51	20.69	131.71	1169.90
3	1067.09	994.37	13.83	131.71	1139.91
4	1067.09	939.67	20.69	131.71	1092.07
5	1067.09	980.10	13.83	131.71	1125.64
6	1067.09	885.98	13.72	43.90	943.60

ELABORADO POR: José Andrés Arias

### 3.2.2 HIPÓTESIS DE CARGA VERTICAL VIVA

La carga vertical viva “L” es igual a la establecida en el cuadro 2.10, de acuerdo a lo señalado por la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

### 3.2.3 CÁLCULO Y DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE LA FUERZA SÍSMICA O CORTE BASAL

Se determina la fuerza sísmica como un porcentaje del peso del edificio. Como ya se mencionó, el capítulo NEC-SE-DS “Peligro sísmico” de la Norma Ecuatoriana de la Construcción presenta los requisitos para el cálculo del Corte Basal que un

evento sísmico produce sobre las estructuras. Para esto, se utiliza la fórmula (2.1) con los parámetros de importancia del edificio, ubicación geográfica, tipo de suelo, tipo de sistema estructural resistente, configuración arquitectónica en planta y elevación, entre otros.

### 3.2.3.1 Carga sísmica reactiva

Se trata del peso muerto total del edificio, de acuerdo a la nueva hipótesis de carga vertical muerta determinada.

**CUADRO 3.5 CÁLCULO DE LA CARGA SÍSMICA REACTIVA DEL BLOQUE A**

PLANTA Nro.	AREA	D	AREA*D
	[m <sup>2</sup> ]	[kg/m <sup>2</sup> ]	[ton]
Terraza	620.94	550.00	341.52
6	621.94	914.47	568.74
5	622.94	1090.09	679.06
4	623.94	1052.41	656.64
3	624.94	1104.36	690.16
2	625.94	1101.97	689.77
1	644.31	1101.89	709.96
Mezanine	275.55	1295.12	356.87
<b>Σ =</b>	<b>4660.50</b>	<b>W=</b>	<b>4692.71</b>

ELABORADO POR: José Andrés Arias

**CUADRO 3.6 CÁLCULO DE LA CARGA SÍSMICA REACTIVA DEL BLOQUE B**

PLANTA Nro.	AREA	D	AREA*D
	[m <sup>2</sup> ]	[kg/m <sup>2</sup> ]	[ton]
Terraza	446.15	550.00	245.38
6	445.15	914.47	407.08
5	444.15	1090.09	484.16
4	443.15	1052.41	466.37
3	442.15	1104.36	488.29
2	441.15	1101.97	486.14
1	469.53	1101.89	517.37
Mezanine	345.50	1295.12	447.47
<b>Σ =</b>	<b>3476.93</b>	<b>W=</b>	<b>3542.26</b>

ELABORADO POR: José Andrés Arias



### 3.2.3.2 Parámetros para el cálculo de la fuerza sísmica

Todos los parámetros se encuentran definidos claramente en la sección 2.1.3.1, pero se debe establecer nuevos valores para el modelo con paredes portantes enchapadas. Se resumen todos los parámetros, con referencia a las tablas y páginas de la norma NEC-SE-DS, en los siguientes cuadros.

**CUADRO 3.7 PARÁMETROS PARA EL CÁLCULO DEL CORTE BASAL DEL BLOQUE A**

PARAMETROS PARA EL CÁLCULO DEL CORTE BASAL – BLOQUE A				
NOMBRE	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD	FUENTE NEC - SE - DS
Coeficiente de importancia	I	1.30		Tabla 6 - Pág. 39
Porcentaje aceleración máxima	Z	0.40		Tabla 19 - Pp. 90-108
Altura máxima del edificio	$h_n$	27.20	[m]	
Tipo de estructura	$C_t$	0.055		Pág. 62
	$\alpha$	0.75		Pág. 62
Período de vibración	T	0.66	[seg]	$T = C_t \cdot h_n^\alpha$
Tipo de suelo	Categoría	C		Tabla 20 - Pág. 123
Coeficientes de perfil de suelo	Fa	1.20		Tabla 3 - Pág. 31
	Fd	1.11		Tabla 4 - Pág. 31
	Fs	1.11		Tabla 5 - Pág. 32
Período límite de vibración	Tc	0.56	[seg]	$T_c = 0.55 \cdot F_s \cdot F_d / F_a$
Relación aceleración sísmica	$\eta$	2.48		Pag. 34
Factor de ubicación geográfica	r	1.00		Pag. 34
Espectro de aceleración sísmica	$S_a$	1.03		Espectro sísmico
Reducción de respuesta sísmica	R	6		Tabla 15 - Pag. 65
Configuración en planta	$\emptyset_p$	0.90		Tabla 13 - Pag. 50
Configuración en elevación	$\emptyset_E$	1.00		Tabla 14 - Pag. 51

ELABORADO POR: José Andrés Arias

El factor de reducción de respuesta R para estructuras de pórticos de losas planas con muros estructurales es igual a 7. Sin embargo, se considera un valor de 6 debido a los problemas constructivos que puede presentar la conexión entre los enchapados y las columnas. Estas conexiones se ejecutan mediante anclajes en forma de varillas corrugadas dispuestas cada 40 cm en toda la altura del muro enchapado.

De igual manera, se asegura la continuidad de los muros a través de anclajes entre las losas. Estas conexiones también son varillas corrugadas de anclaje colocadas cada 20 cm en la perforación de las losas.

### CUADRO 3.8 PARÁMETROS PARA EL CÁLCULO DEL CORTE BASAL DEL BLOQUE B

PARAMETROS PARA EL CÁLCULO DEL CORTE BASAL – BLOQUE B				
NOMBRE	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD	FUENTE NEC - SE - DS
Coficiente de importancia	I	1.30		Tabla 6 - Pág. 39
Porcentaje aceleración máxima	Z	0.40		Tabla 19 - Pp. 90-108
Altura máxima del edificio	$h_n$	27.20	[m]	
Tipo de estructura	$C_t$	0.055		Pág. 62
	$\alpha$	0.75		Pág. 62
Período de vibración	T	0.66	[seg]	$T = C_t \cdot h_n^\alpha$
Tipo de suelo	Categoría	C		Tabla 20 - Pág. 123
Coeficientes de perfil de suelo	$F_a$	1.20		Tabla 3 - Pág. 31
	$F_d$	1.11		Tabla 4 - Pág. 31
	$F_s$	1.11		Tabla 5 - Pág. 32
Período límite de vibración	$T_c$	0.56	[seg]	$T_c = 0.55 \cdot F_s \cdot F_d / F_a$
Relación aceleración sísmica	$\eta$	2.48		Pag. 34
Factor de ubicación geográfica	r	1.00		Pag. 34
Espectro de aceleración sísmica	$S_a$	1.03		Espectro sísmico
Reducción de respuesta sísmica	R	6		Tabla 15 - Pag. 65
Configuración en planta	$\emptyset_P$	0.90		Tabla 13 - Pag. 50
Configuración en elevación	$\emptyset_E$	1.00		Tabla 14 - Pag. 51

ELABORADO POR: José Andrés Arias

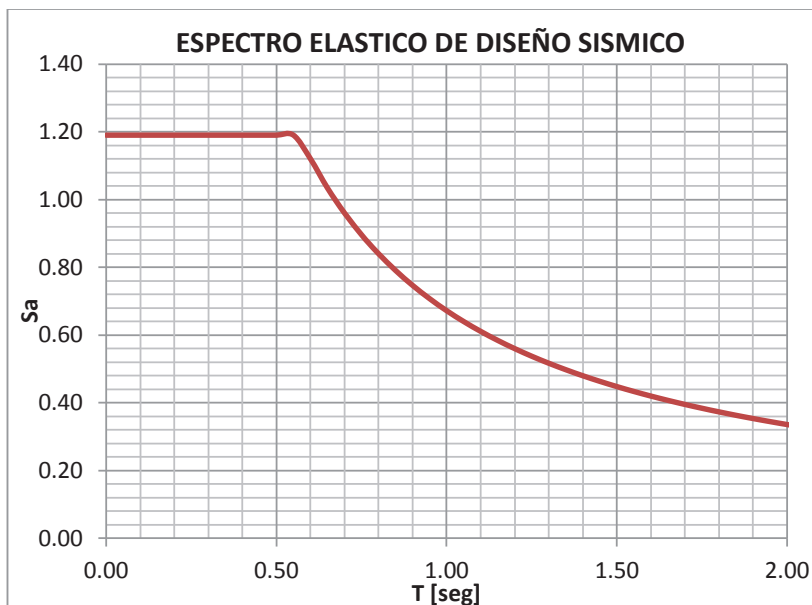
El valor de la aceleración sísmica  $S_a$  es obtenido del espectro elástico de diseño sísmico y depende del período de vibración T. La carga sísmica reactiva de los bloques A y B se obtiene de los cuadros 3.5 y 3.6, respectivamente.

#### 3.2.3.2 Espectro elástico de diseño sísmico

El espectro sísmico depende del porcentaje de aceleración máxima esperada en relación a la aceleración de la gravedad (Z), de la relación de aceleración

espectral sobre la aceleración máxima en el terreno ( $\eta$ ), de los coeficientes de perfil de suelo ( $F_a$ ,  $F_d$ ,  $F_s$ ), del período límite de vibración ( $T_c$ ) y del período de vibración ( $T$ ) que a su vez depende el tipo de estructura.

**FIGURA 3.4 ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO SÍSMICO BLOQUES A Y B**



ELABORADO POR: José Andrés Arias

Para el período de vibración  $T = 0.66$  seg, el valor de aceleración sísmica es igual a  $S_a = 1.03$ .

### 3.2.3.3 Cálculo del Corte Basal

Se aplica la fórmula (2.1) para encontrar la fuerza sísmica o Corte Basal que la Norma Ecuatoriana de la Construcción requiere ejercer sobre la estructura de los bloques A y B.

$$V_{\text{Bloque A}} = \frac{1.30 \cdot 1.03}{6 \cdot 0.90 \cdot 1.00} \cdot 4692.71 = 0.25 \cdot W = 1163.61 \text{ ton}$$

$$V_{\text{Bloque B}} = \frac{1.30 \cdot 1.03}{6 \cdot 0.90 \cdot 1.00} \cdot 3542.26 = 0.25 \cdot W = 878.35 \text{ ton}$$

### 3.2.3.4 Distribución vertical de la fuerza sísmica

Ya que se analiza las losas en cada planta como diafragmas horizontales rígidos, se debe utilizar la expresión (2.6) para distribuir el Corte Basal en cada nivel de los bloques A y B del edificio de la FICA.

**CUADRO 3.9 CÁLCULO DEL COEFICIENTE k**

BLOQUE	T [seg]	k
A	0.66	1.08
B	0.66	1.08

ELABORADO POR: José Andrés Arias

**CUADRO 3.10 DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZA SÍSMICA BLOQUE A**

PLANTA Nro.	AREA [m <sup>2</sup> ]	w <sub>i</sub> [ton]	h <sub>i</sub> [m]	w <sub>i</sub> ·h <sub>i</sub> <sup>k</sup>	%	Fi [ton]
Terraza	620.94	341.52	27.20	12000.86	14%	159.47
6	621.94	568.74	23.80	17307.28	20%	229.99
5	622.94	679.06	20.40	17501.78	20%	232.57
4	623.94	656.64	17.00	13905.26	16%	184.78
3	624.94	690.16	13.60	11491.51	13%	152.70
2	625.94	689.77	10.20	8423.78	10%	111.94
1	644.31	709.96	6.80	5601.32	6%	74.43
Mezanine	275.55	356.87	3.40	1334.13	2%	17.73
<b>Σ =</b>	<b>4660.50</b>	<b>4692.71</b>	<b>122.40</b>	<b>87565.93</b>	<b>100%</b>	<b>1163.61</b>

ELABORADO POR: José Andrés Arias

**CUADRO 3.11 DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZA SÍSMICA BLOQUE B**

PLANTA Nro.	AREA [m <sup>2</sup> ]	w <sub>i</sub> [ton]	h <sub>i</sub> [m]	w <sub>i</sub> ·h <sub>i</sub> <sup>k</sup>	%	Fi [ton]
Terraza	446.15	245.38	27.20	8622.71	14%	119.86
6	445.15	407.08	23.80	12387.58	20%	172.20
5	444.15	484.16	20.40	12478.59	20%	173.46
4	443.15	466.37	17.00	9876.14	16%	137.29
3	442.15	488.29	13.60	8130.34	13%	113.02
2	441.15	486.14	10.20	5936.91	9%	82.53
1	469.53	517.37	6.80	4081.87	6%	56.74
Mezanine	345.50	447.47	3.40	1672.81	3%	23.25
<b>Σ =</b>	<b>3476.93</b>	<b>3542.26</b>	<b>122.40</b>	<b>63186.96</b>	<b>100%</b>	<b>878.35</b>

ELABORADO POR: José Andrés Arias

### 3.2.3.5 Combinaciones de carga

Se aplican las mismas combinaciones de carga establecidas en la sección 2.1.4.3.

## 3.2.4 DEFINICIÓN DE PARÁMETROS EN EL PROGRAMA ETABS

El modelo estructural de los bloques A y B con paredes portantes enchapadas se basa en el modelo ETABS de la estructura sin paredes. A pesar de que ya se encuentra definido el material y las secciones transversales de los elementos estructurales columnas, vigas, nervios y loseta; es necesario añadir el material hormigón proyectado y el espesor de los enchapados.

### 3.2.4.1 Materiales

Se introduce las propiedades del hormigón proyectado, descritas en la sección 3.1.2, al software ETABS v.9.7.4. Se introduce los dos tipos de acero de refuerzo longitudinal y transversal para los enchapados: varillas corrugadas y mallas electrosoldadas.

**FIGURA 3.5 PROPIEDADES DEL HORMIGÓN PROYECTADO CON VARILLAS CORRUGADAS EN ETABS**

Material Property Data	
Material Name	H250FY4200
Display Color	Color [Yellow]
Type of Material	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic
Type of Design	Design [Concrete]
Analysis Property Data	
Mass per unit Volume	2.448E-06
Weight per unit Volume	2.400E-03
Modulus of Elasticity	189000
Poisson's Ratio	0.2
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06
Shear Modulus	78750
Design Property Data (ACI 318-08/IBC 2009)	
Specified Conc Comp Strength, f'c	250
Bending Reinf. Yield Stress, fy	4200
Shear Reinf. Yield Stress, fys	4200
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduc. Factor	
[OK] [Cancel]	

FUENTE: ETABS

**FIGURA 3.6 PROPIEDADES DEL HORMIGÓN PROYECTADO CON MALLA ELECTROSOLDADA EN ETABS**

Material Property Data	
Material Name	H250FY5000
Type of Material	Isotropic
Type of Design	Concrete
Mass per unit Volume	2.448E-06
Weight per unit Volume	2.400E-03
Modulus of Elasticity	189000
Poisson's Ratio	0.2
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06
Shear Modulus	78750
Specified Conc Comp Strength, f'c	250
Bending Reinf. Yield Stress, fy	5000
Shear Reinf. Yield Stress, fys	5000
Lightweight Concrete	<input type="checkbox"/>

FUENTE: ETABS

#### 3.2.4.2 Enchapado de paredes

Se modelan las paredes portantes de 10 cm de enchapado a cada lado como un muro de 20 cm de ancho. Se supone nulo el aporte de la mampostería de bloque a la resistencia del sistema. Además, se considera la inercia agrietada igual al 60% de la inercia total de la sección.

En las paredes enchapadas dispuestas en sentido X (E3HI, E3KL, E6HI, E6KL, E3AB, E3DE, E6AB, E6DE), se sitúan varillas corrugadas como acero de refuerzo en Planta Baja y Mezanine. Desde la Primera hasta la Sexta Planta, se instalan las mallas electrosoldadas como refuerzo.

Las paredes enchapadas dispuestas en sentido Y (EH34, EH56, EL34, EL56, EA34, EA56, EE34, EE56) llegan hasta la Quinta Planta y se encuentran armados con mallas electrosoldadas como acero de refuerzo longitudinal y transversal. Todos los enchapados son fundidos con hormigón proyectado.

**FIGURA 3.7 SECCIÓN DEL ENCHAPADO DE HORMIGÓN PROYECTADO, ARMADO CON VARILLAS CORRUGADAS EN ETABS**

The screenshot shows the 'Wall/Slab Section' dialog box with the following settings:

- Section Name:** ENCHAPEFY42
- Material:** H250FY420
- Thickness:** Membrane: 20, Bending: 20
- Type:** Shell (selected), Membrane, Plate; Thick Plate (checked)
- Load Distribution:** Use Special One-Way Load Distribution (unchecked)
- Buttons:** Set Modifiers..., Display Color (black square), OK, Cancel

FUENTE: ETABS

**FIGURA 3.8 SECCIÓN DEL ENCHAPADO DE HORMIGÓN PROYECTADO, ARMADO CON MALLA ELECTROSOLDADA EN ETABS**

The screenshot shows the 'Wall/Slab Section' dialog box with the following settings:

- Section Name:** ENCHAPEFY50
- Material:** H250FY500
- Thickness:** Membrane: 20, Bending: 20
- Type:** Shell (selected), Membrane, Plate; Thick Plate (checked)
- Load Distribution:** Use Special One-Way Load Distribution (unchecked)
- Buttons:** Set Modifiers..., Display Color (red square), OK, Cancel

FUENTE: ETABS

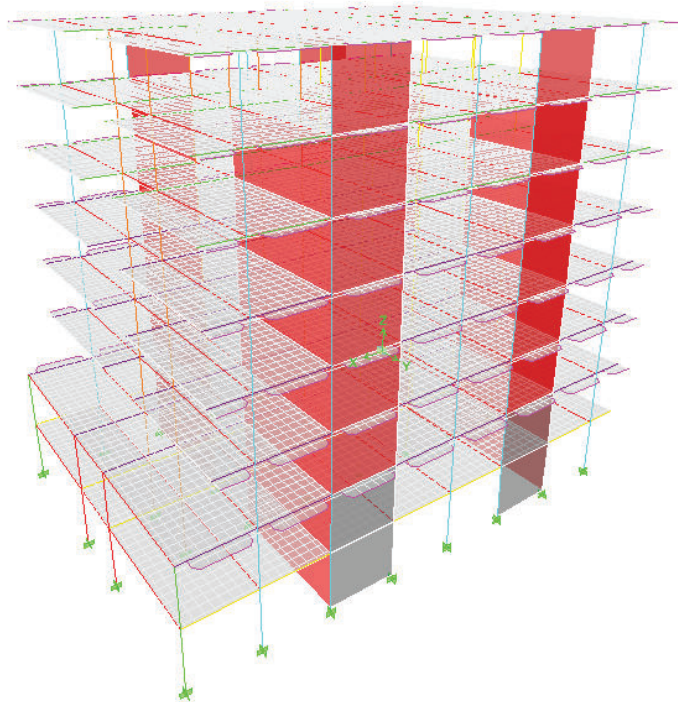
Al igual que los muros de corte del bloque C, las paredes portantes de mampostería enchapada se modelan como elementos “PIER” que permiten al programa ETABS transmitir la carga verticalmente.

### 3.2.5 MODELO ESTRUCTURAL CON PAREDES PORTANTES ENCHAPADAS EN EL SOFTWARE ETABS V9.7.4

#### 3.2.5.1 Bloque A

El modelo estructural en ETABS del bloque A se basa en el modelo de la estructura sin paredes descrito en la sección 2.1.5. Se añade las paredes portantes mediante la nueva hipótesis de carga vertical, fuerzas sísmicas y elementos estructurales enchapados.

**FIGURA 3.9 VISTA NORTE MODELO ETABS CON PAREDES ENCHAPADAS BLOQUE A**

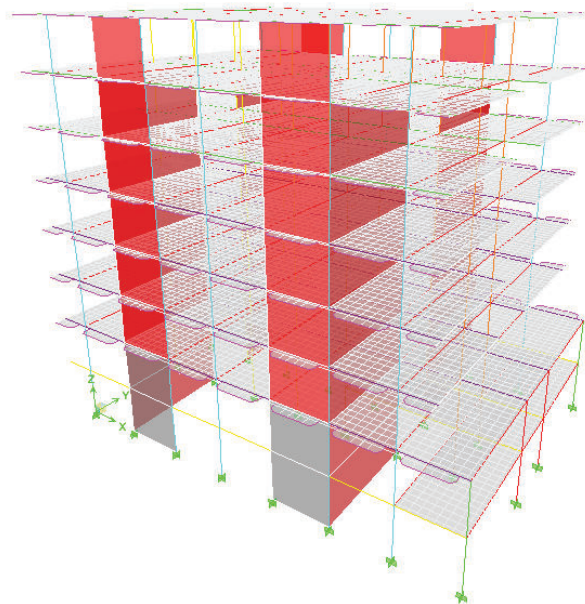


FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: José Andrés Arias



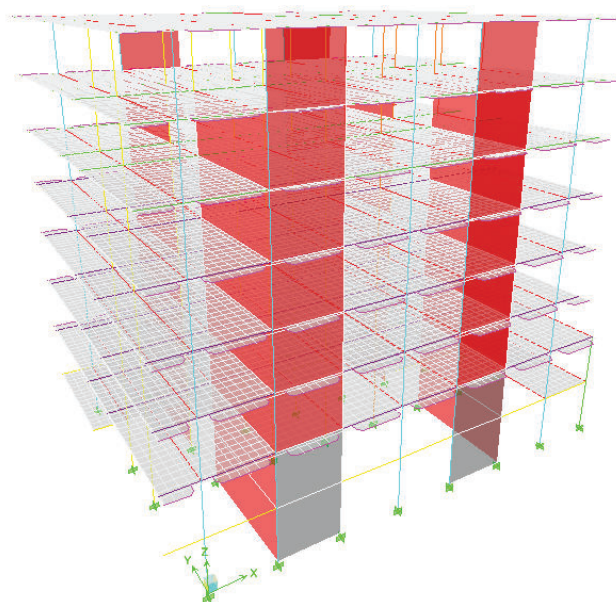
**FIGURA 3.10 VISTA ESTE DEL MODELO ETABS CON PAREDES ENCHAPADAS BLOQUE A**



FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: José Andrés Arias

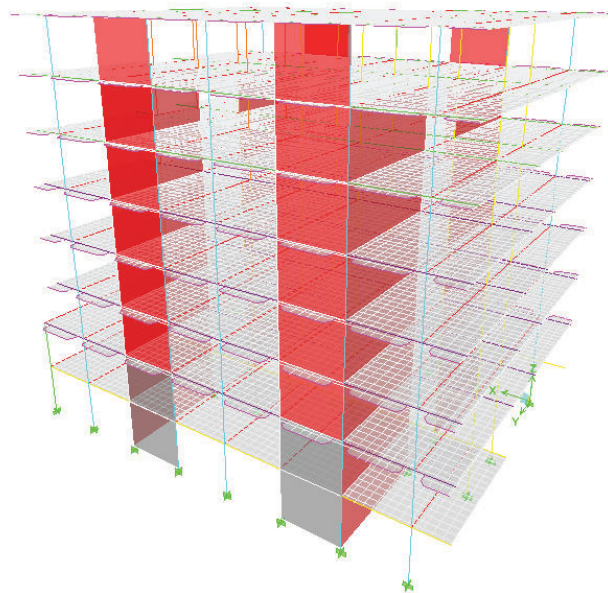
**FIGURA 3.11 VISTA SUR DEL MODELO ETABS CON PAREDES ENCHAPADAS BLOQUE A**



FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: José Andrés Arias

**FIGURA 3.12 VISTA OESTE MODELO ETABS CON PAREDES ENCHAPADAS BLOQUE A**

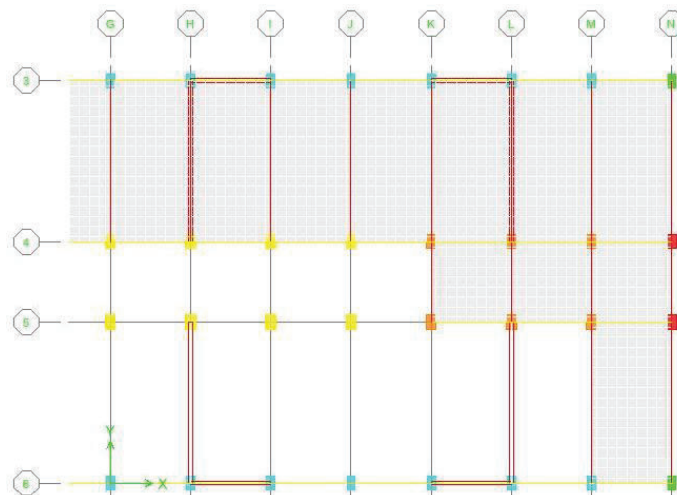


FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: José Andrés Arias

Cada elemento estructural se define con un color en el software ETABS para poder diferenciar las distintas secciones transversales y sus propiedades. A continuación, se muestran algunas plantas del bloque A del edificio de la FICA.

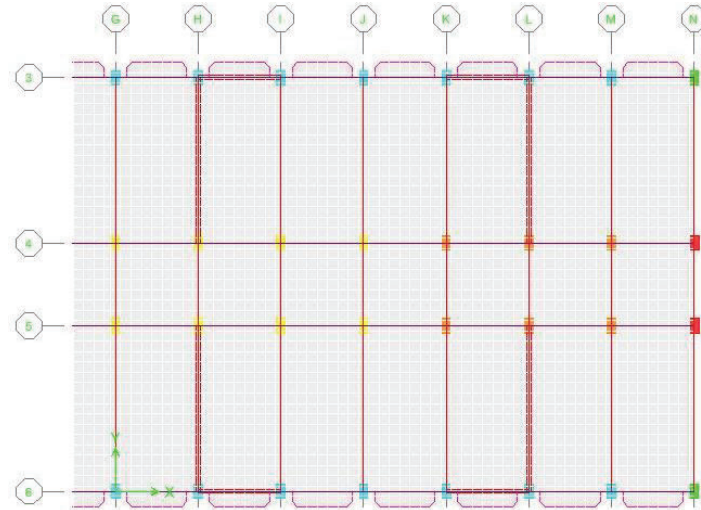
**FIGURA 3.13 PLANTA DEL MEZANINE N+3.40 BLOQUE A**



FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: José Andrés Arias

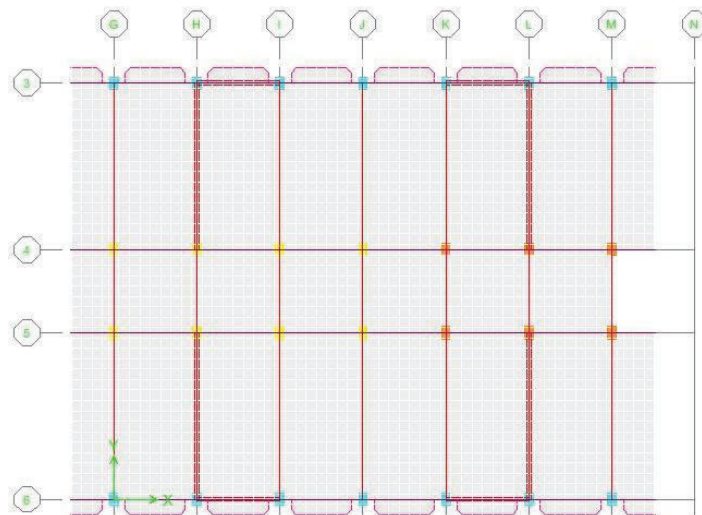
**FIGURA 3.14 PLANTA DEL PRIMER PISO N+6.80 BLOQUE A**



FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: José Andrés Arias

**FIGURA 3.15 PLANTA DEL TERCER PISO N+13.60 BLOQUE A**

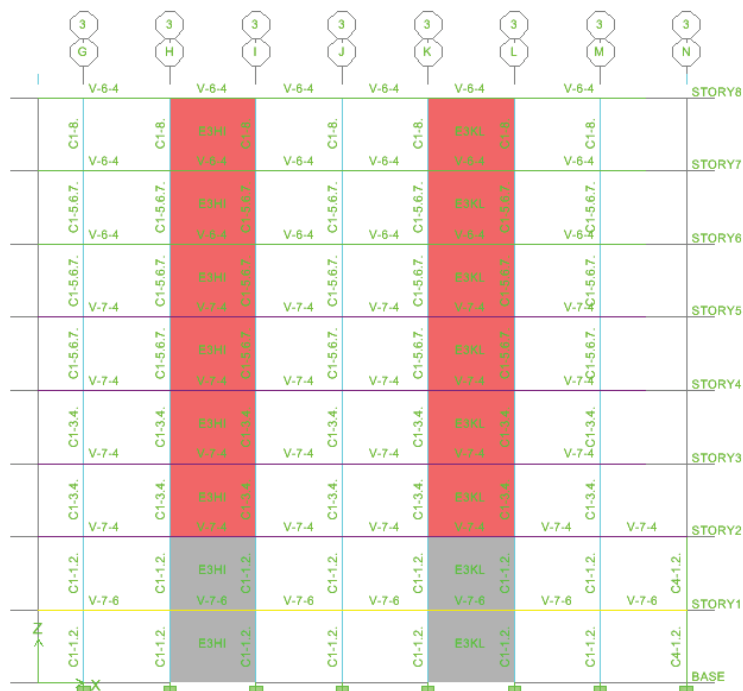


FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: José Andrés Arias

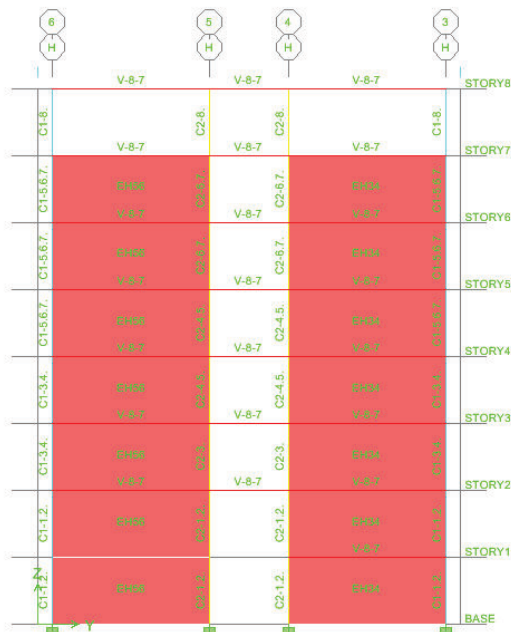
Seguidamente se presenta el pórtico del eje 3 en sentido X y el pórtico del eje H en sentido Y. Se indican las secciones transversales asignadas a los elementos columnas y vigas, y también las etiquetas "Pier" fijadas a los enchapados de hormigón proyectado.

**FIGURA 3.16 PÓRTICO EJE 3 CON ETIQUETAS DE ELEMENTOS “PIER”  
BLOQUE A**



ELABORADO POR: José Andrés Arias

**FIGURA 3.17 PÓRTICO EJE H CON ETIQUETAS DE ELEMENTOS “PIER”  
BLOQUE A**

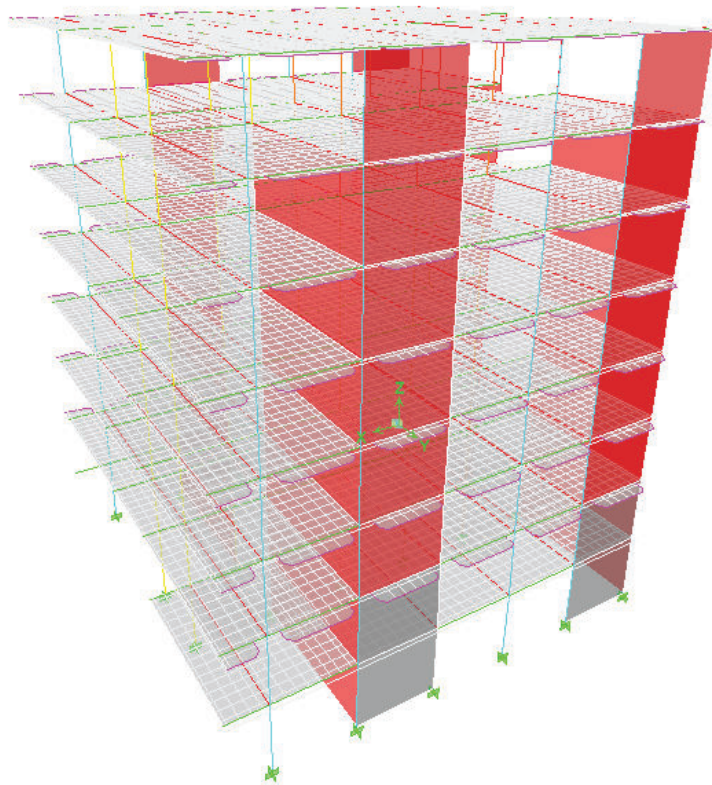


ELABORADO POR: José Andrés Arias

### 3.2.5.1 Bloque B

De igual manera que el bloque A, el modelo estructural ETABS del bloque B se basa en el modelo de la estructura sin paredes analizado en la sección 2.1.5. Se adiciona la hipótesis de carga vertical, carga sísmica y las paredes portantes de mampostería enchapada.

**FIGURA 3.18 VISTA NORTE MODELO ETABS CON PAREDES ENCHAPADAS BLOQUE B**

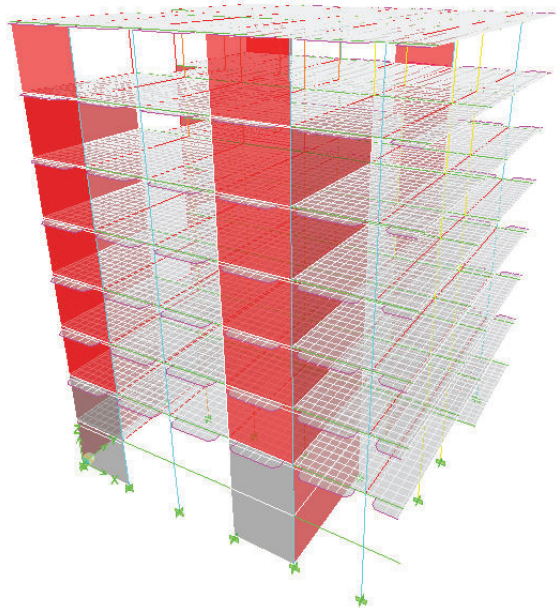


FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: José Andrés Arias



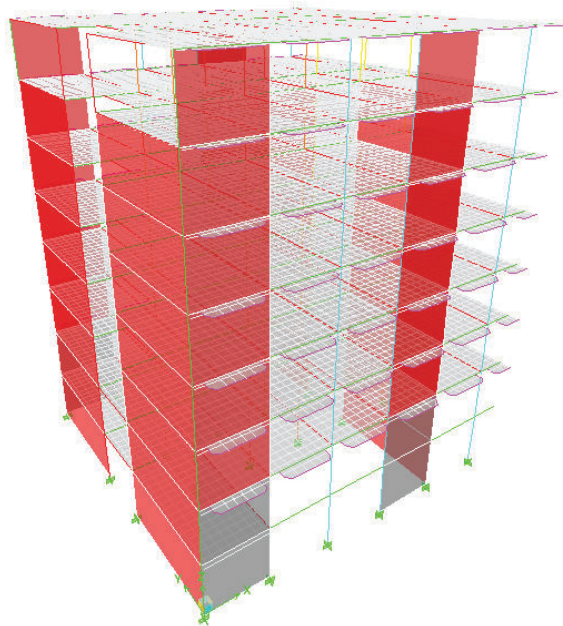
**FIGURA 3.19 VISTA ESTE MODELO ETABS CON PAREDES ENCHAPADAS BLOQUE B**



FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: José Andrés Arias

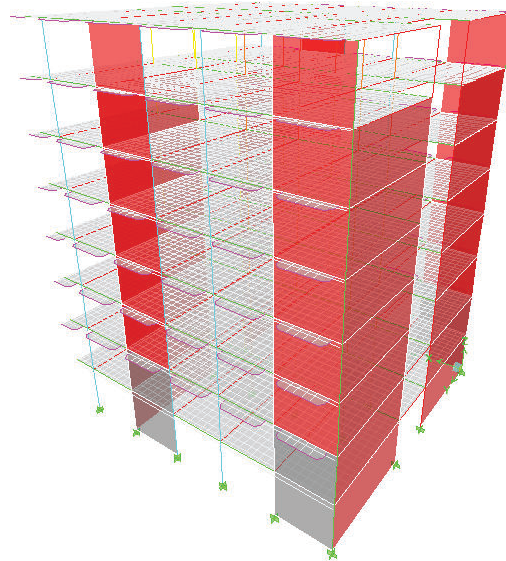
**FIGURA 3.20 VISTA SUR MODELO ETABS CON PAREDES ENCHAPADAS BLOQUE B**



FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: José Andrés Arias

**FIGURA 3.21 VISTA OESTE MODELO ETABS CON PAREDES ENCHAPADAS BLOQUE B**

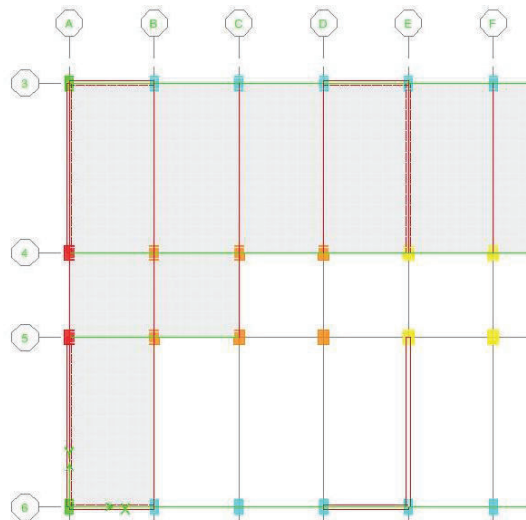


FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: José Andrés Arias

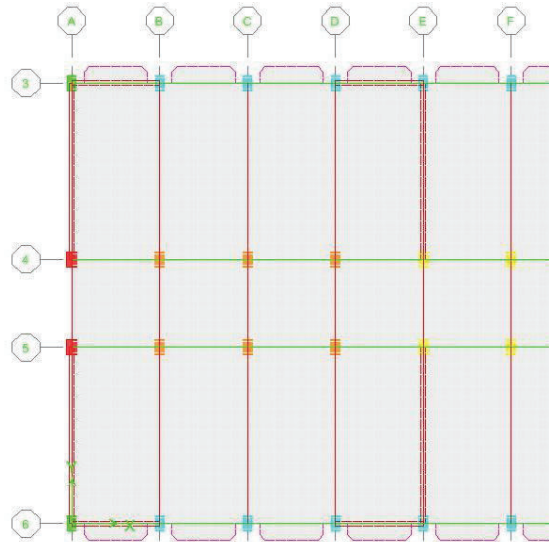
Se muestran algunas plantas del modelo estructural del bloque B. Las losas, en cada uno de los niveles del bloque, son analizadas como diafragmas horizontales rígidos. Por lo tanto, sólo las columnas y paredes portantes se pueden deformar horizontalmente.

**FIGURA 3.22 PLANTA DEL MEZANINE N+3.40 BLOQUE B**



ELABORADO POR: José Andrés Arias

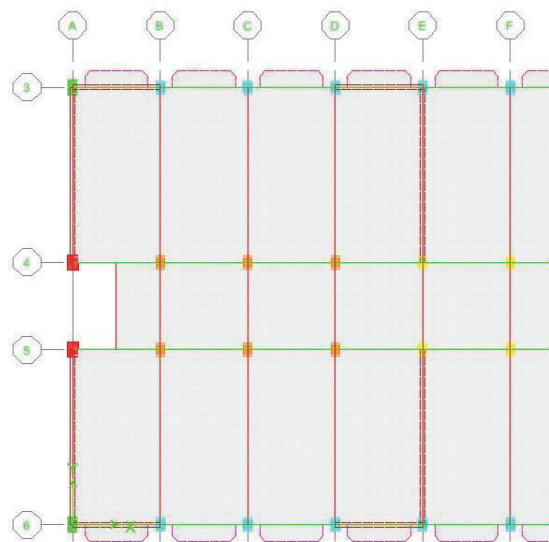
**FIGURA 3.23 PLANTA DEL PRIMER PISO N+6.80 BLOQUE B**



FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: José Andrés Arias

**FIGURA 3.24 PLANTA DEL TERCER PISO N+13.60 BLOQUE B**



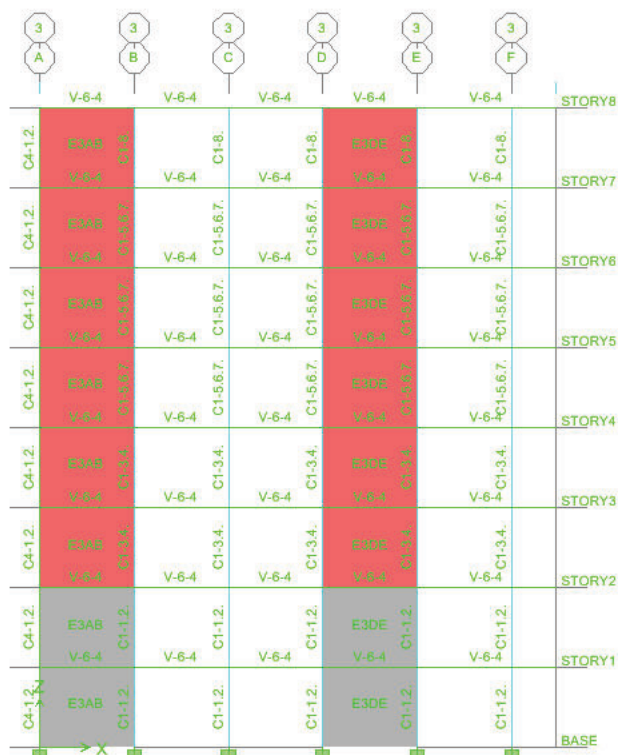
FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: José Andrés Arias

A continuación se presentan los pórticos de los ejes 3 y E. Se incluyen las secciones transversales de los elementos estructurales vigas y columnas, y las etiquetas "Pier" de los enchapados de hormigón proyectado.

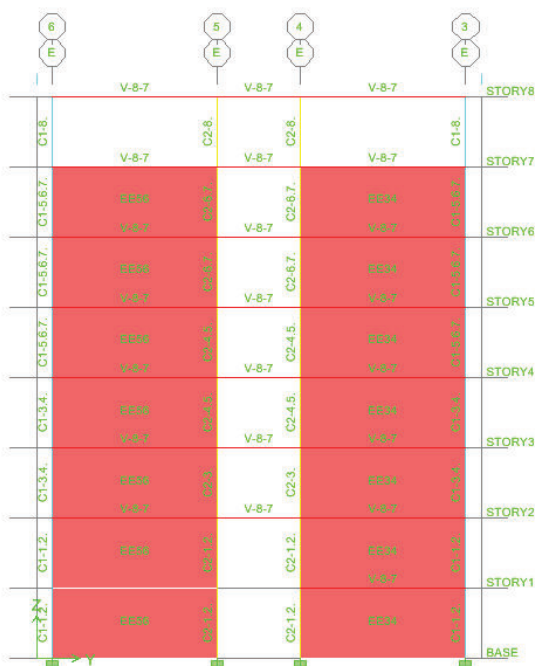


**FIGURA 3.25 PÓRTICO EJE 3 INDICANDO ELEMENTOS “PIER” BLOQUE B**



ELABORADO POR: José Andrés Arias

**FIGURA 3.26 PÓRTICO EJE E INDICANDO ELEMENTOS “PIER” BLOQUE B**



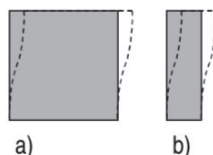
ELABORADO POR: José Andrés Arias

### 3.2.6 DISCRETIZACIÓN DE PAREDES EN ETABS

El software ETABS requiere discretizar o fragmentar el área vertical de una pared portante para que la carga sea correctamente distribuida. “Es importante entender que las cargas son transferidas sólo en los puntos esquineros de los elementos área que forman un muro”<sup>26</sup>. Es decir las cargas verticales uniformemente distribuidas y las cargas horizontales, se transmiten como una serie de cargas puntuales en las esquinas de los muros.

Los pequeños elementos área resultantes de la discretización de una pared portante, deben tener lados de dimensiones similares. De acuerdo a la figura 3.21, el programa entiende que a) las deformaciones por flexión son insignificantes y b) las deformaciones por flexión son importantes y se producen errores de cálculo. Por lo tanto, es recomendable evitar elementos área esbeltos.

**FIGURA 3.27 DEFORMACIÓN DE ELEMENTOS ÁREA EN ETABS**

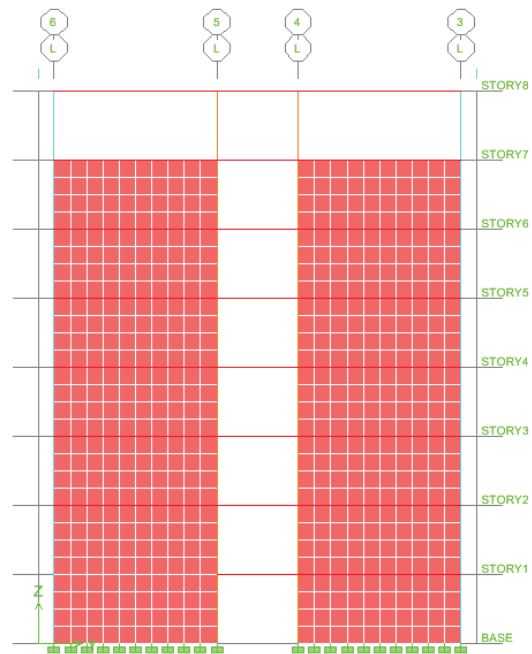


FUENTE: ETABS: Manual de diseño de muros de corte de concreto

Se discretiza todos los enchapados de los bloques A y B en elementos de 85 cm de alto por 80 cm de ancho. Para ejemplo, se presentan el pórtico del eje “L” del bloque A y el pórtico del eje “6” del bloque B.

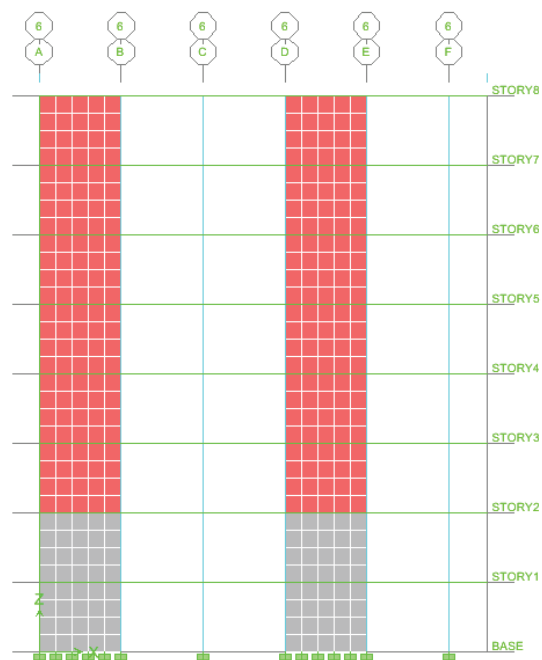
<sup>26</sup> COMPUTERS & STRUCTURES, INC, 2002, pág. 1-11.

**FIGURA 3.28 PÓRTICO DEL EJE “L” BLOQUE A CON PAREDES ENCHAPADAS DISCRETIZADAS**



FUENTE: ETABS

**FIGURA 3.29 PÓRTICO DEL EJE “6” BLOQUE B CON PAREDES ENCHAPADAS DISCRETIZADAS**



FUENTE: ETABS

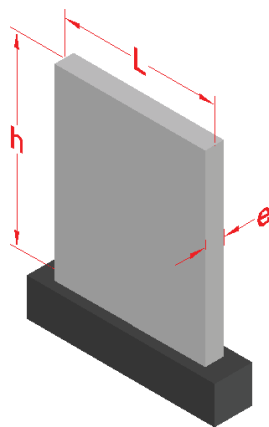
### 3.3 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL REFORZAMIENTO

El reforzamiento estructural planteado mediante paredes portantes enchapadas considera que el sistema resistente está formado únicamente por la sección de hormigón proyectado dispuesta a los dos lados de la mampostería de bloque hueco.

#### 3.3.1 RELACIÓN DE ASPECTO

El comportamiento estructural de una pared portante de mampostería enchapada depende directamente de su relación de aspecto, es decir, del resultado de la división de su altura sobre la longitud. Este valor define el efecto más crítico que condiciona al desempeño estructural de un muro y puede ser flexión, cortante, compresión o una combinación entre ellos.

**FIGURA 3.30 DIMENSIONES DE UN MURO**



ELABORADO POR: José Andrés Arias

Se categoriza los muros de acuerdo a su relación de aspecto, de la siguiente manera<sup>27</sup>:

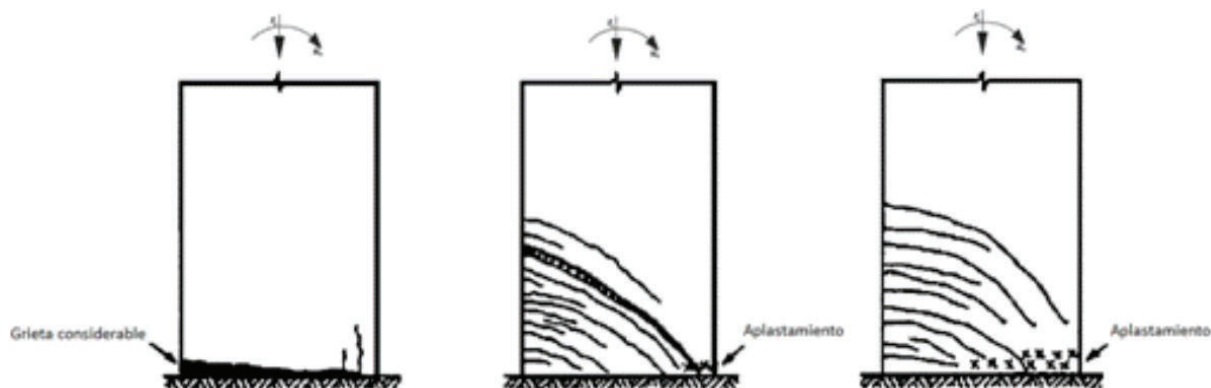
- Muros altos:  $\frac{h}{L} > 3$  (3.1)

<sup>27</sup> Fernández y Paredes, 2010, pág. 9.

- Muros bajos:  $\frac{h}{L} \leq 3$  (3.2)

El efecto predominante en los muros altos es la flexión ya que su comportamiento es similar a una viga en voladizo.

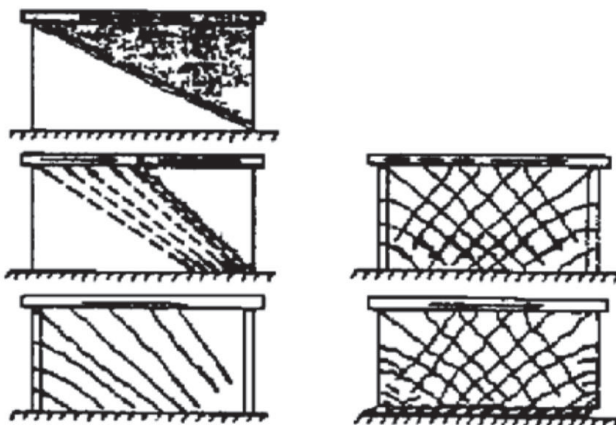
**FIGURA 3.31 TIPOS DE FALLA POR FLEXIÓN EN MUROS LARGOS**



FUENTE: Documento de titulación “Asistente computacional para el análisis, diseño y construcción de un edificio”

A medida que disminuye la relación de aspecto ( $h/L$ ), aumenta la rigidez del muro e incrementa su resistencia a flexión. Por lo tanto, el efecto más crítico en los muros bajos es el corte ya que su resistencia a flexión es mayor.

**FIGURA 3.32 TIPOS DE FALLA POR CORTE EN MUROS BAJOS**



FUENTE: “Asistente computacional para el análisis, diseño y construcción de un edificio”

Las relaciones de aspecto de los enchapados de los bloques A y B se presentan a continuación:

**CUADRO 3.12 RELACIÓN DE ASPECTO DE ENCHAPADOS BLOQUES A Y B**

L [m]	h [m]	h/L	PAREDES PORTANTES ENCHAPADAS
4.00	27.20	6.80	E3HI, E3KL, E6HI, E6KL, E3AB, E3DE, E6AB, E6DE
8.00	23.80	3.40	EH34, EH56, EL34, EL56, EA34, EA56, EE34, EE56

ELABORADO POR: José Andrés Arias

Todas las paredes portantes de mampostería enchapada poseen relación de aspecto mayor a 3. Por lo tanto, el efecto más crítico que regirá su diseño es la flexión. Sin embargo, también deben satisfacer la sollicitación de resistencia última a corte y compresión.

### 3.3.2 VERIFICACIÓN DE ARMADURAS

Las armaduras propuestas deben cumplir con los valores de cuantía mínima de acero de refuerzo, en el sentido longitudinal y transversal de los enchapados de las paredes de mampostería.

$$\rho_{\min \text{ longitudinal}} = 0.0025 \quad (3.3)$$

$$\rho_{\min \text{ transversal}} = 0.0025 \quad (3.4)$$

La cuantía “ $\rho$ ” es la relación entre el área total del acero de refuerzo dividida para el área total de la sección de hormigón.

$$\rho = \frac{A_s}{A_{cv}} \quad (3.5)$$

El acero de refuerzo transversal debe tener un espaciamiento máximo de 45 cm. A continuación se verifica que los enchapados cumplan estos requisitos.

**CUADRO 3.13 CÁLCULO DE CUANTÍAS DE ACERO LONGITUDINALES DE LOS ENCHAPADOS DE PAREDES**

L [m]	PLANTAS	e [cm]	Acv [cm <sup>2</sup> ]	ARMADURA LONGITUDINAL				
				Nro. FILAS	Ø [mm]	s [cm]	As [cm <sup>2</sup> ]	ρ
4.00	PB y Mezanine	10.00	4000.00	1	18	20.00	53.44	0.0134
	3ra. hasta 6ta.		4000.00	1	10	15.00	21.21	0.0053
8.00	PB hasta 5ta.		8000.00	1	8	15.00	27.14	0.0034

ELABORADO POR: José Andrés Arias

**CUADRO 3.14 CÁLCULO DE CUANTÍAS DE ACERO TRANSVERSALES DE LOS ENCHAPADOS DE PAREDES**

L [m]	PLANTAS	e [cm]	Acv [cm <sup>2</sup> /m]	ARMADURA TRANSVERSAL			
				Ø [mm]	s [cm]	As [cm <sup>2</sup> /m]	ρ
4.00	PB y Mezanine	10.00	1000.00	16	30.00	8.04	0.0080
	3ra. hasta 5ta.		1000.00	10	15.00	5.50	0.0055
8.00	PB hasta 5ta.		1000.00	8	15.00	3.52	0.0035

ELABORADO POR: José Andrés Arias

Las armaduras de refuerzo de todos los enchapados de paredes portantes de mampostería son mayores a la cantidad de acero mínima requerida.

### 3.3.3 DISEÑO A FLEXO-COMPRESIÓN

El efecto predominante sobre los enchapados de los bloques A y B es la flexión. La resistencia disponible para flexión es directamente proporcional a la resistencia disponible para compresión. Es decir, a medida que aumenta la carga axial, se incrementa la capacidad a flexión de una pared portante enchapada. El resultado de la combinación de flexión y compresión se denomina flexo-compresión. La resistencia solicitada, que debe ser compensada por los enchapados, se obtiene del modelo estructural en ETABS para los bloques A y B.

**CUADRO 3.15 RESULTADOS CARGA AXIAL, MOMENTO FLECTOR Y CORTANTE PARA PAREDES ENCHAPADAS**

BLOQUE	MURO ENCHP.	PLANTA BAJA			PRIMERA PLANTA		
		P [ton]	M [ton·m]	V [ton]	P [ton]	M [ton·m]	V [ton]
A	E3HI	733.47	841.60	274.46	531.42	475.66	229.76
	E3KL	735.34	844.04	272.73	530.98	469.99	228.22
	E6HI	644.95	803.47	252.58	479.48	448.41	212.12
	E6KL	652.18	802.19	252.17	484.18	443.55	209.78
	EH34	1240.50	1257.66	253.15	865.11	790.88	237.56
	EH56	1117.68	1246.77	255.33	812.30	789.45	238.01
	EL34	1219.18	1466.23	309.59	840.09	930.00	297.83
	EL56	1119.57	1462.45	309.65	804.54	935.33	296.73
B	E3AB	546.42	681.36	209.14	388.44	392.43	174.78
	E3DE	582.06	673.74	214.02	423.64	401.62	186.45
	E6AB	491.40	648.33	192.79	353.88	374.02	160.24
	E6DE	517.56	644.63	196.12	389.96	380.65	172.22
	EA34	899.96	900.17	163.92	606.22	541.68	149.50
	EA56	844.56	902.47	164.72	569.56	538.98	146.10
	EE34	1084.52	1189.07	264.49	776.48	782.72	245.87
	EE56	998.03	1185.27	265.19	749.08	784.79	245.43

FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: José Andrés Arias

Debido a que el modelo ETABS consideró muros con sección transversal de 20 cm de espesor, los esfuerzos por momento flector, fuerza cortante y carga axial deben ser divididos en la mitad para encontrar la resistencia última requerida de cada enchapado de 10 cm de grosor.

**CUADRO 3.16 RESISTENCIA ÚLTIMA REQUERIDA PARA ENCHAPADOS**

L [m]	PLANTA BAJA			PRIMERA PLANTA			MUROS
	Pu [ton]	Mu [ton·m]	Vu [ton]	Pu [ton]	Mu [ton·m]	Vu [ton]	
4.00	367.67	422.02	137.23	265.71	237.83	114.88	E3HI, E3KL, E6HI, E6KL, E3AB, E3DE, E6AB, E6DE
8.00	620.25	733.12	154.83	432.56	467.67	148.92	EH34, EH56, EL34, EL56, EA34, EA56, EE34, EE56

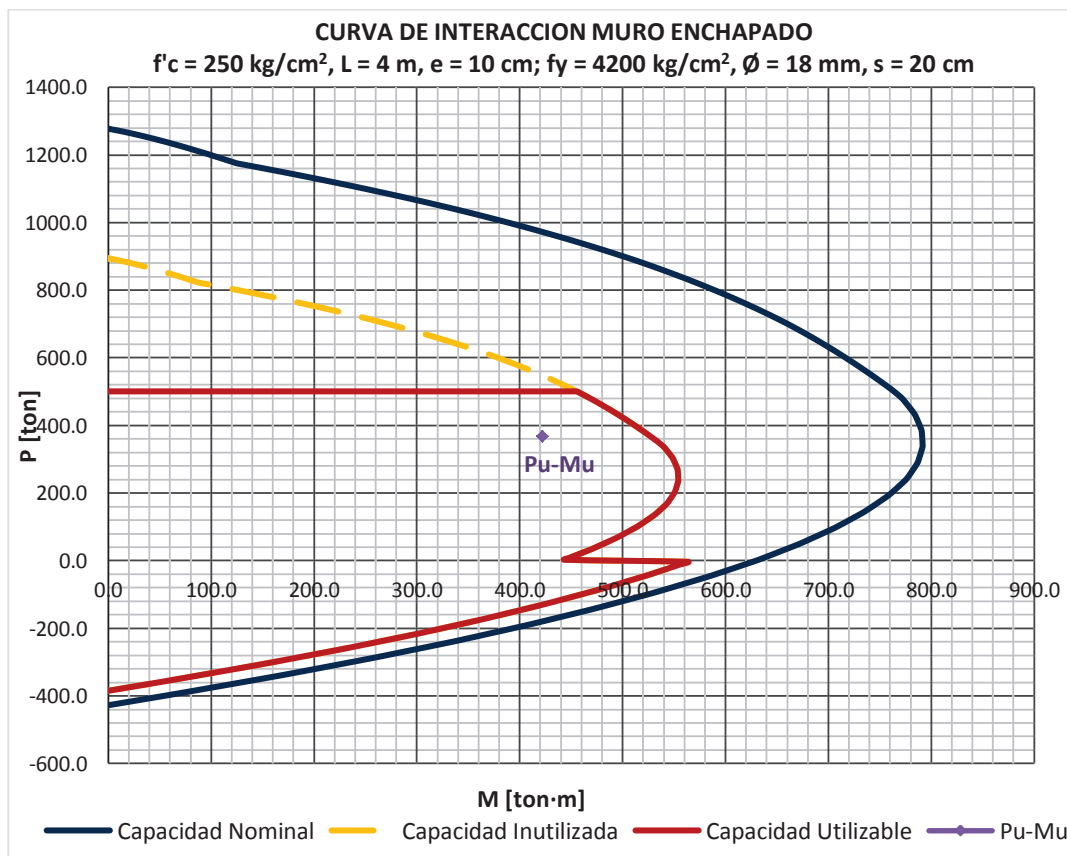
ELABORADO POR: José Andrés Arias



La resistencia disponible a flexo-compresión de los muros enchapados se representa gráficamente mediante curvas de interacción. Los valores de capacidad dependen de los materiales, las dimensiones y las armaduras longitudinales y transversales.

En sentido X, los muros enchapados de Planta Baja y Mezanine se encuentran armados con una fila única de varillas corrugadas de 18 mm de diámetro separadas 20 cm en sentido longitudinal y fundidos con espesor de 10 cm de hormigón proyectado.

**FIGURA 3.33 CURVA DE INTERACCIÓN DE MURO ENCHAPADO L = 4 m EN PLANTA BAJA Y MEZANINE**

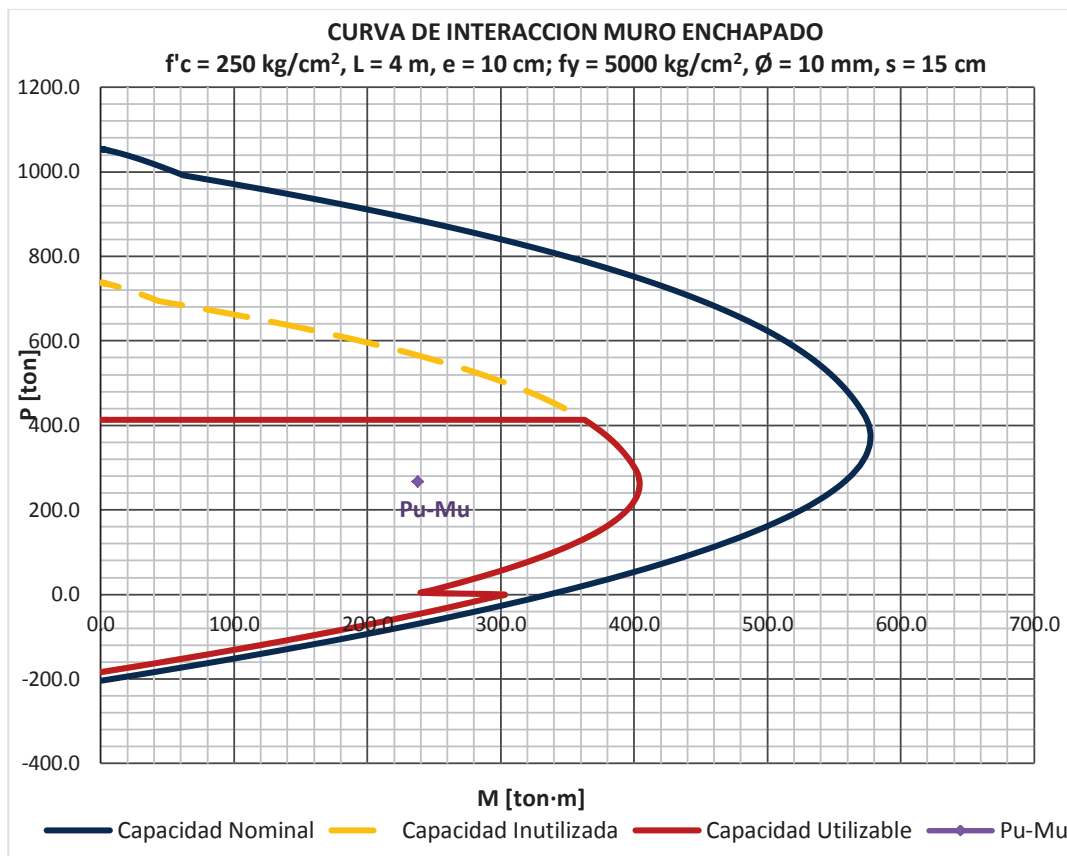


ELABORADO POR: José Andrés Arias

De igual manera en el sentido X, los enchapados desde la Primera hasta la Sexta Planta se encuentran armados con una sola malla electrosoldada formada por

varillas corrugadas de 10 mm de diámetro y separación igual a 15 cm en sentido longitudinal y transversal.

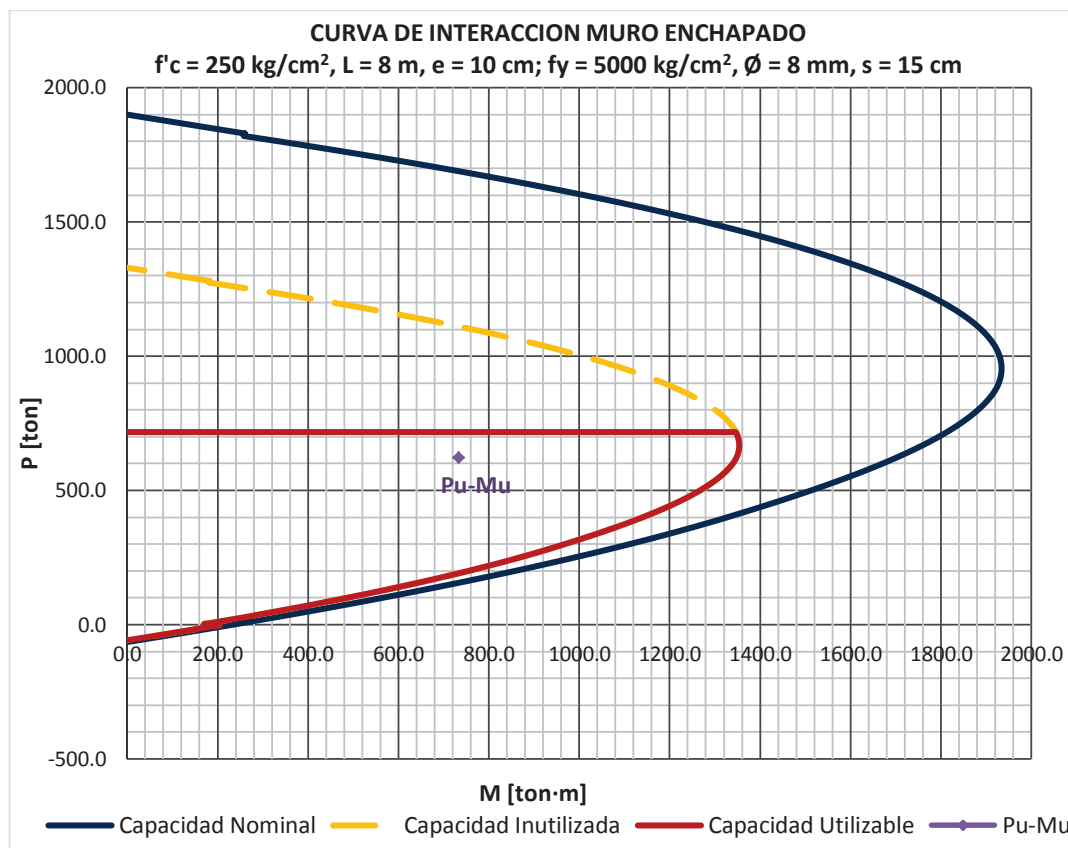
**FIGURA 3.34 CURVA DE INTERACCIÓN ENCHAPADO L = 4 m EN TERCERA HASTA QUINTA PLANTA**



ELABORADO POR: José Andrés Arias

En sentido Y, los enchapados construidos desde Planta Baja hasta la Quinta Planta de los bloques A y B, se encuentran armados con una sola malla electrosoldada formada por varillas corrugadas de 8 mm de diámetro y 15 cm de separación en sentido longitudinal y transversal. El espesor es igual a 10 cm de hormigón proyectado.

**FIGURA 3.35 CURVA DE INTERACCIÓN ENCHAPADO L = 8 m DESDE PLANTA BAJA A QUINTA PLANTA**



ELABORADO POR: José Andrés Arias

Las secciones de hormigón proyectado armado propuestas para los enchapados de las paredes portantes de mampostería poseen resistencia nominal satisfactoria para flexión y compresión.

### 3.3.4 DISEÑO POR CORTE

La fuerza sísmica aporta principalmente a la magnitud del corte en columnas y paredes portantes enchapadas. Se comprueba que la resistencia nominal a corte disponible sea mayor a la resistencia última requerida, de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción, utilizando una modificación de la expresión (2.50)

que considere la relación de aspecto de los enchapados, descrita en el cuadro 3.12.

$$\phi \cdot V_n \geq V_u$$

$$V_n = A_{cv} \cdot (\alpha_c \cdot \sqrt{f'_c} + \rho_{transversal} \cdot f_y) \quad (3.6)$$

donde:

$V_n$ : resistencia nominal disponible a cortante.

$V_u$ : resistencia última requerida por cortante.

$A_{cv}$ : área total de la sección del enchapado de hormigón proyectado.

$\rho_{transversal}$ : cuantía de acero transversal, cuadro 3.14.

$f'_c$ : resistencia del hormigón a la compresión, igual a 250 kg/cm<sup>2</sup>.

$f_y$ : límite de fluencia del acero de refuerzo.

$\alpha_c$ : factor de contribución del hormigón a la resistencia nominal a cortante de los enchapados. Depende de la relación de aspecto, su valor es 1/4 para  $h/L \leq 1.50$  y 1/6 para  $h/L > 2.00$ .

### CUADRO 3.17 DISEÑO POR CORTE DE ENCHAPADOS DE LAS PAREDES PORTANTES

L [m]	PLANTAS	f <sub>y</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	A <sub>cv</sub> [cm <sup>2</sup> ]	α <sub>c</sub>	ARMADURA TRANSVERSAL			Ø·V <sub>n</sub> [ton]	V <sub>u</sub> [ton]
					Ø [mm]	s [cm]	ρ		
4.00	PB y Mezanine	4200	4000	1/6	16	30.00	0.0080	138.67	137.23
	3ra. hasta 6ta.	5000	4000	1/6	10	15.00	0.0055	114.71	114.88
8.00	PB hasta 5ta.	5000	8000	1/6	8	15.00	0.0035	154.06	154.83

ELABORADO POR: José Andrés Arias

Las secciones de hormigón proyectado armado propuestas para los enchapados de las paredes portantes de mampostería poseen resistencia nominal satisfactoria para corte.

### 3.3.5 RESUMEN DEL ACERO DE REFUERZO DISEÑADO

Se presenta el resumen de la armadura diseñada, que permite a los muros enchapados poseer resistencia nominal suficiente para esfuerzos de flexión, compresión y corte.

**CUADRO 3.18 RESUMEN DE ACERO DE REFUERZO DISEÑADO PARA MUROS ENCHAPADOS**

L [m]	PLANTAS	ARMADURA LONGITUDINAL	ARMADURA TRANSVERSAL	TIPO DE REFUERZO	fy [kg/cm <sup>2</sup> ]
4.00	PB y Mezanine	1 Ø 18mm @ 20cm	1 Ø 16mm @ 30cm	Varilla corrugada	4200
	3ra. hasta 6ta.	1 Ø 10mm @ 15cm	1 Ø 10mm @ 15cm	Malla electrosoldada	5000
8.00	PB hasta 5ta.	1 Ø 8mm @ 15cm	1 Ø 8mm @ 15cm	Malla electrosoldada	5000

ELABORADO POR: José Andrés Arias

## CAPÍTULO 4

### EVALUACIÓN DE LA ESTRUCTURA REFORZADA

#### 4.1 RESULTADOS DEL MODELO ESTRUCTURAL DE LA SOLUCIÓN

##### 4.1.1 PERÍODO DE VIBRACIÓN T

El período de vibración de la estructura original (pórticos con losas planas y vigas banda) de los bloques A y B es 1.08 segundos, de acuerdo al cuadro 2.11. Para la estructura reforzada con paredes de mampostería enchapada, el período de vibración es 0.66 segundos, de acuerdo a los cuadros 3.7 y 3.8.

##### CUADRO 4.1 PERÍODO DE VIBRACIÓN T

ESTRUCTURA DE BLOQUES A y B	T [seg]
Original: Pórticos de hormigón armado de columnas y losas planas con vigas banda.	1.08
Reforzada mediante paredes de mampostería enchapada con hormigón proyectado armado.	0.66

ELABORADO POR: José Andrés Arias

##### 4.1.2 FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA R

El factor de reducción de resistencia para estructuras con pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda, es igual a 5. Para estructuras con pórticos de losas planas, columnas y muros estructurales, el factor de reducción de resistencia es igual a 7. Sin embargo, la conexión entre los muros enchapados y las columnas mediante anclajes puede presentar problemas constructivos y no asegurar el funcionamiento de la estructura como sistema dual. Por lo tanto, se escoge un valor de 6.

#### CUADRO 4.2 FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA R

ESTRUCTURA DE BLOQUES A y B	R
Original: Pórticos de hormigón armado de columnas y losas planas con vigas banda.	5
Reforzada mediante paredes de mampostería enchapada con hormigón proyectado armado.	6

ELABORADO POR: José Andrés Arias

#### 4.1.3 PORCENTAJE DE FUERZA SÍSMICA O CORTE BASAL

El Corte Basal actuante se calcula como un porcentaje del peso reactivo del edificio. Para la estructura original de los bloques A y B, el valor es 18%. Para la estructura reforzada con paredes de mampostería enchapada, el porcentaje es 25%. El incremento del porcentaje se debe al aumento del valor de aceleración sísmica del espectro  $S_a$ , correspondiente a un menor período de vibración T.

#### CUADRO 4.3 ACELERACIÓN SÍSMICA ESPECTRAL $S_a$ Y PORCENTAJE DE CORTE BASAL

ESTRUCTURA DE BLOQUES A y B	$S_a$ (T)	%·V
Original: Pórticos de hormigón armado de columnas y losas planas con vigas banda.	0.63	18%
Reforzada mediante paredes de mampostería enchapada con hormigón proyectado armado.	1.03	25%

ELABORADO POR: José Andrés Arias

#### 4.1.4 RELACIÓN DE ASPECTO DE MUROS

La relación de aspecto es el cociente de la división altura sobre ancho. Para todos los muros enchapados, el valor es mayor a 3, de acuerdo al cuadro 3.12. Es decir, el efecto más crítico que condiciona su diseño es flexión ya que funcionan como viga en voladizo.

#### 4.1.5 RESULTADOS DEL MODELO ESTRUCTURAL ETABS

Las columnas de la estructura original de los bloques A y B poseen resistencia nominal insuficiente frente a esfuerzos últimos de flexión, corte y compresión. Las paredes portantes de mampostería enchapada tienen el objetivo de absorber los esfuerzos mencionados, de manera que las columnas se encuentren menormente exigidas.

Los resultados de resistencia última requerida obtenidos por el modelo estructural ETABS, para la estructura reforzada con paredes portantes enchapadas de los bloques A y B, indican que la sollicitación en las columnas es menor.

#### CUADRO 4.4 RESISTENCIA ÚLTIMA REQUERIDA DE COLUMNAS. ESTRUCTURA REFORZADA BLOQUES A Y B.

BLOQUE	COLUMNA TIPO	Mu [ton·m]		Pu [ton]
		Sentido X	Sentido Y	
A	C1	12.52	13.09	607.30
	C2	9.80	14.51	326.45
	C3	10.69	16.76	370.26
	C4	5.56	7.25	38.64
	C5	8.20	10.24	57.97
B	C1	10.63	11.53	503.75
	C2	8.19	15.52	347.60
	C3	8.58	9.07	313.95
	C4	7.37	7.48	222.23
	C5	8.90	9.82	227.26

FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: José Andrés Arias

Sin embargo, “para calcular la capacidad de una columna sometida a un momento, se debe utilizar únicamente la compresión que estará presente con certeza”<sup>28</sup>. Por lo tanto, se considera la combinación 2 que incluye carga vertical muerta, carga vertical viva y carga de cubierta de granizo.

Combinación 2:  $1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L + 0.5 \cdot S$

<sup>28</sup> Nilson (traducido por: Yamín, L.), 2001, pág. 253.



**CUADRO 4.5 RESISTENCIA ÚLTIMA REQUERIDA DE COLUMNAS. ESTRUCTURA REFORZADA.**

COLUMNA TIPO	Mu [ton·m]		Pu [ton]	
	Sentido X	Sentido Y	ENVOLVENTE	COMB2
C1	12.52	13.09	607.30	141.05
C2	9.80	15.52	347.60	196.25
C3	10.69	16.76	370.26	204.07
C4	7.37	7.48	222.23	32.23
C5	8.90	10.24	227.26	43.42

FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: José Andrés Arias

**4.1.6 MODOS DE VIBRACIÓN**

Se presentan a continuación los modos de vibración de la estructura reforzada, mediante paredes de mampostería enchapada, de los bloques A y B del edificio de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental de la Escuela Politécnica Nacional.

**CUADRO 4.6 MODOS DE VIBRACIÓN DE ESTRUCTURA REFORZADA BLOQUE A**

MODO	PERÍODO	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0.6584	70.6976	0.0000	0.0171	70.6976	0.0000	0.0171
2	0.3839	0.0000	58.8513	0.5967	70.6976	58.8513	0.6138
3	0.3399	0.0003	0.2964	69.8753	70.6979	59.1477	70.4891
4	0.2072	0.0000	18.6285	0.0285	70.6979	77.7762	70.5177
5	0.1667	19.3710	0.0000	0.0000	90.0688	77.7762	70.5177
6	0.0979	0.0073	0.0888	18.9596	90.0762	77.8651	89.4773
7	0.0788	0.0002	16.1556	0.0000	90.0763	94.0206	89.4774
8	0.0784	5.6480	0.0005	0.0029	95.7243	94.0211	89.4802
9	0.0559	0.0164	0.0204	5.7590	95.7407	94.0415	95.2392
10	0.0494	2.0091	0.0000	0.0002	97.7498	94.0415	95.2394
11	0.0399	0.0008	3.3449	0.1097	97.7507	97.3864	95.3491
12	0.0366	0.5474	0.0335	1.3597	98.2981	97.4199	96.7088

FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: José Andrés Arias

**CUADRO 4.7 MODOS DE VIBRACIÓN DE ESTRUCTURA REFORZADA  
BLOQUE B**

MODO	PERIODO	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0.6084	70.9066	0.0000	0.0158	70.9066	0.0000	0.0158
2	0.3609	0.0000	57.5258	6.6365	70.9066	57.5258	6.6522
3	0.2783	0.0003	4.1318	65.0195	70.9069	61.6576	71.6717
4	0.1815	0.0000	16.4686	0.0769	70.9069	78.1262	71.7487
5	0.1508	19.3247	0.0000	0.0000	90.2317	78.1262	71.7487
6	0.0823	0.0073	2.9334	14.3859	90.2389	81.0596	86.1346
7	0.0702	5.4867	0.0534	0.0216	95.7256	81.1131	86.1562
8	0.0689	0.0121	12.8652	3.7532	95.7377	93.9783	89.9094
9	0.0450	0.3771	0.0121	4.8347	96.1147	93.9904	94.7441
10	0.0442	1.6839	0.0029	0.6204	97.7986	93.9934	95.3645
11	0.0366	0.0004	3.0903	0.0015	97.7990	97.0836	95.3660
12	0.0327	0.9663	0.0033	0.0406	98.7653	97.0869	95.4066

FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: José Andrés Arias

Se puede observar claramente que los dos primeros modos de vibración consisten en traslación, mientras que el tercer modo de vibración corresponde a torsión.

#### 4.1.7 CAMBIOS ARQUITECTÓNICOS

La solución estructural del sistema de reforzamiento planteado genera modificaciones arquitectónicas en algunas plantas del edificio, descritas en la sección 3.1.4. Es necesario alterar la distribución arquitectónica de algunos espacios para conseguir un edificio con estructura sismo-resistente.

#### 4.2 VERIFICACIÓN REQUISITOS DE NORMA N.E.C.

La estructura reforzada de los bloques A y B debe satisfacer los requisitos de la filosofía de diseño sismo-resistente de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, descrita en la sección 1.3.2. Es decir, la estructura de cada bloque debe cumplir con:

- Tener la capacidad para resistir las fuerzas originadas por carga vertical y sísmica.
- Disipar energía sísmica.
- Presentar derivas de piso menores a 0.01, de acuerdo al cuadro 1.2 para estructuras con paredes portantes de mampostería enchapada.

A continuación se comprueba que la estructura reforzada mediante el sistema de enchapado con hormigón armado de las paredes de mampostería, cumpla con los requisitos de sismo-resistencia.

#### **4.2.1 RESISTENCIA POR CAPACIDAD DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES**

El sistema resistente se encuentra formado por losas planas, vigas banda, columnas, paredes portantes de mampostería enchapada y zapatas individuales y corridas de cimentación.

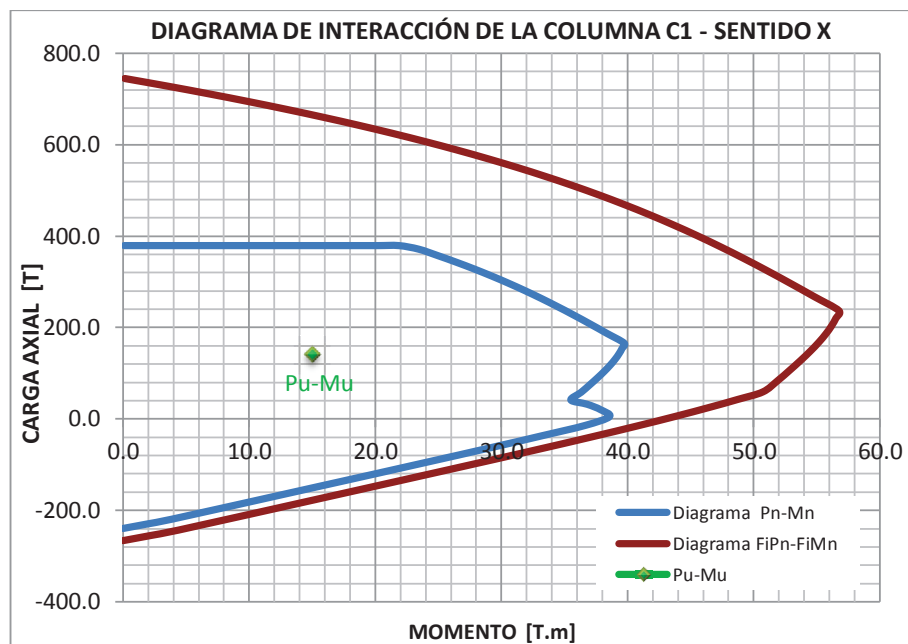
En la sección 2.1.5.2.1.5, se determina que no existe punzonamiento de las losas planas a las columnas. Además, los enchapados de hormigón proyectado armado son diseñados por resistencia de capacidad a flexo-compresión y corte, de acuerdo a la sección 3.3. Así mismo, las zapatas corridas de cimentación son diseñadas por resistencia de capacidad a flexión y corte.

Por lo tanto, se verifica que las columnas tengan suficiente resistencia nominal de manera que toda la estructura de los bloques A y B resista las fuerzas requeridas por la Norma Ecuatoriana de Construcción.

##### **4.2.1.1 Flexo-compresión en columnas**

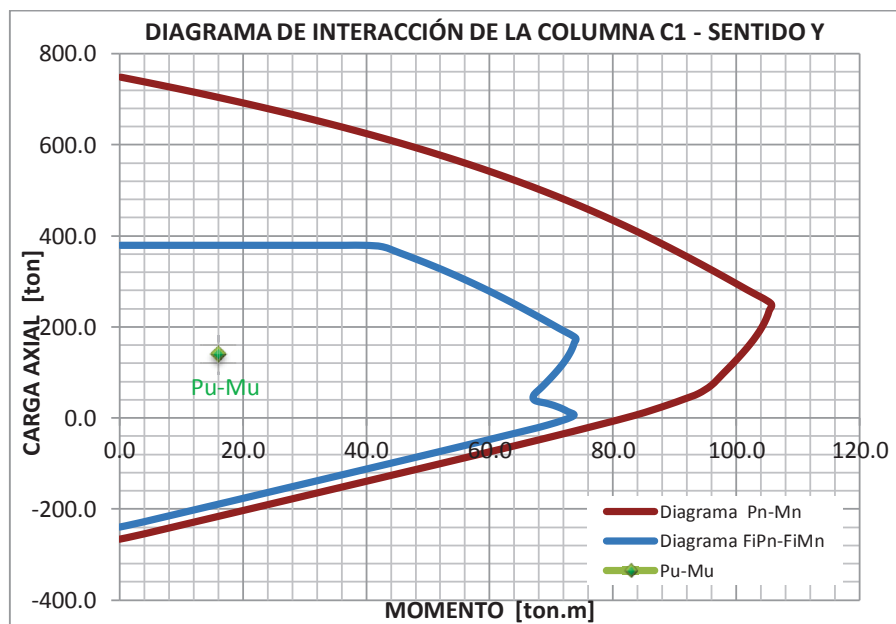
Para los nuevos valores de resistencia última requerida del cuadro 4.5, se compara la capacidad mediante el diagrama de interacción.

**FIGURA 4.1 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA C1 – SENTIDO X. ESTRUCTURA REFORZADA.**



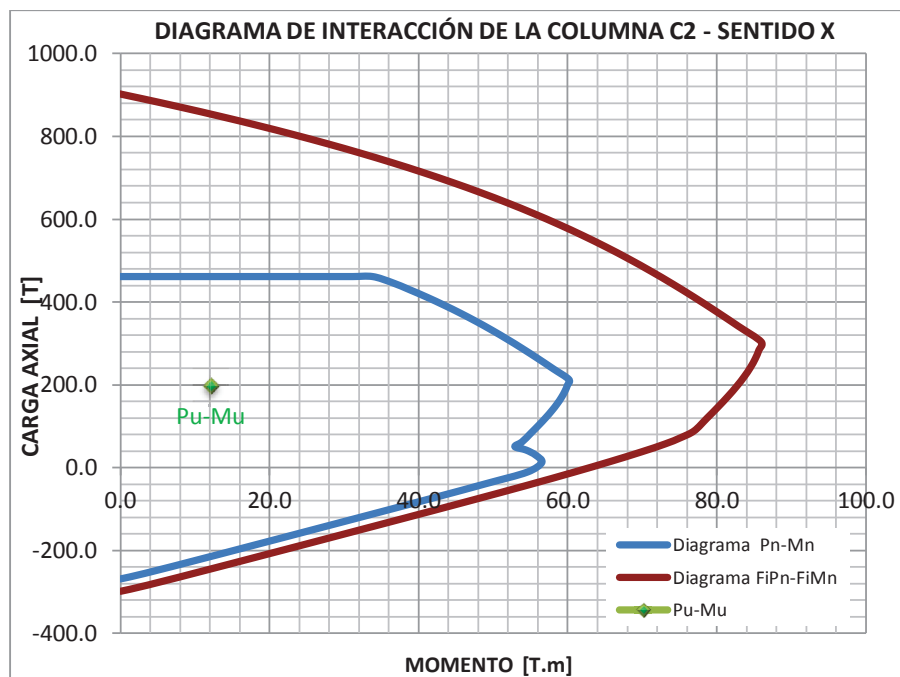
ELABORADO POR: José Andrés Arias

**FIGURA 4.2 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA C1 – SENTIDO Y. ESTRUCTURA REFORZADA.**



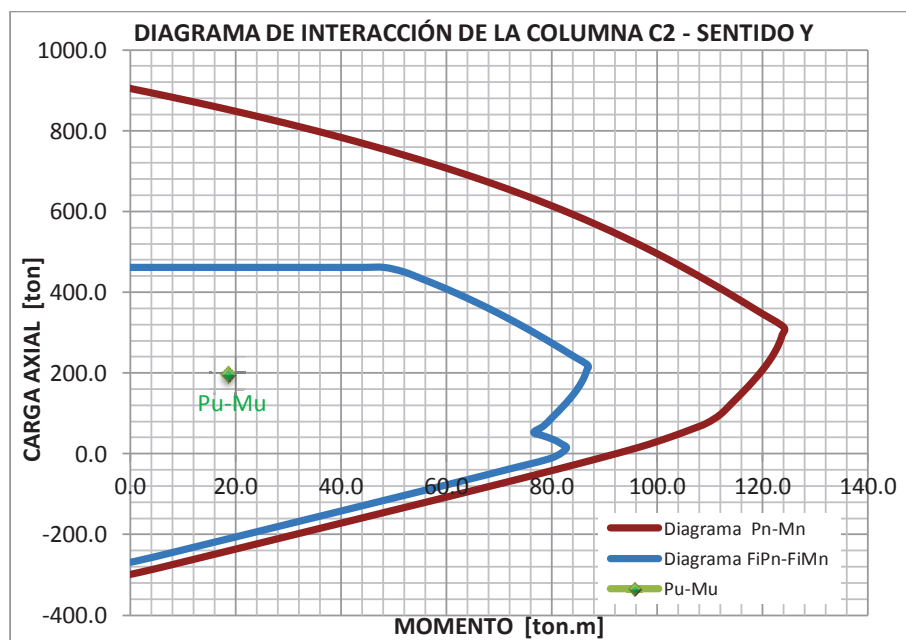
ELABORADO POR: José Andrés Arias

**FIGURA 4.3 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA C2 – SENTIDO X. ESTRUCTURA REFORZADA.**



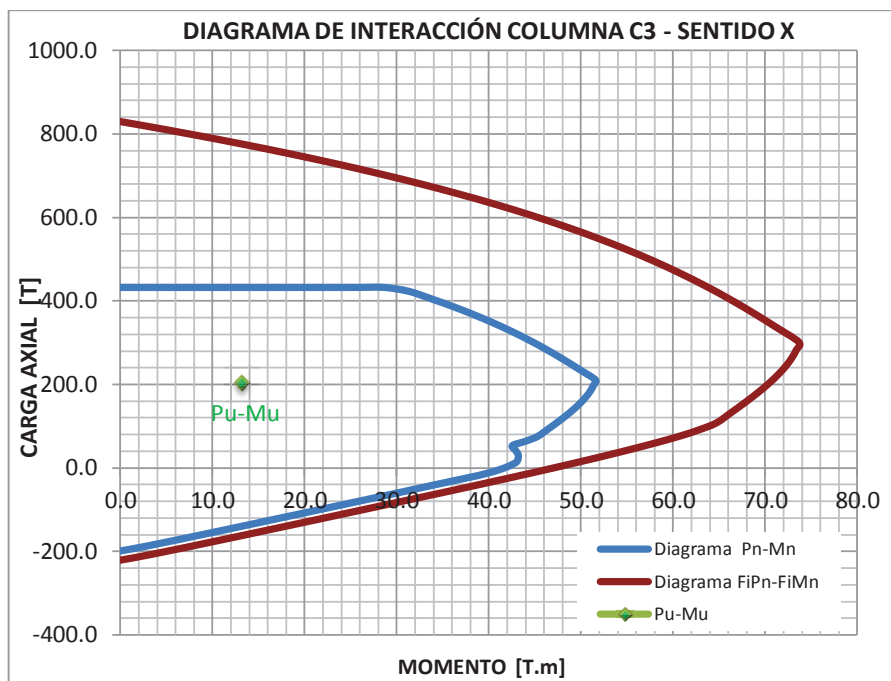
ELABORADO POR: José Andrés Arias

**FIGURA 4.4 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA C2 – SENTIDO Y. ESTRUCTURA REFORZADA.**



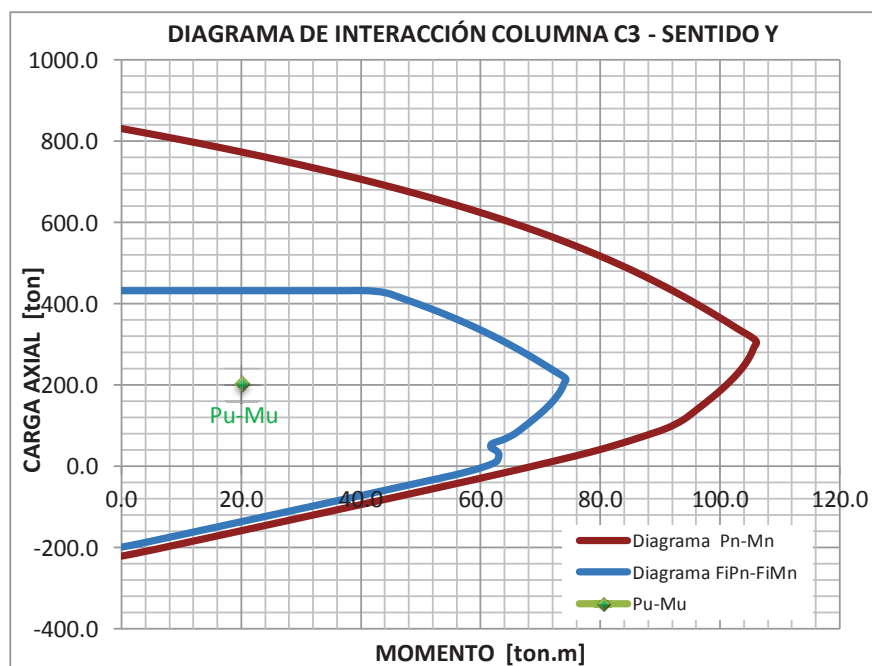
ELABORADO POR: José Andrés Arias

**FIGURA 4.5 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA C3 – SENTIDO X. ESTRUCTURA REFORZADA.**



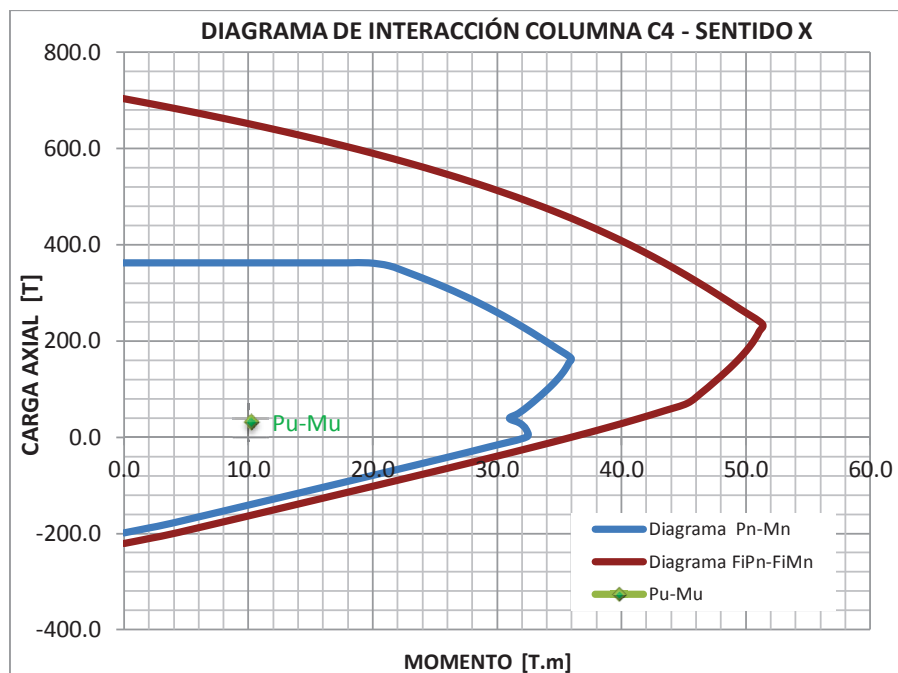
ELABORADO POR: José Andrés Arias

**FIGURA 4.6 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA C3 – SENTIDO Y. ESTRUCTURA REFORZADA.**



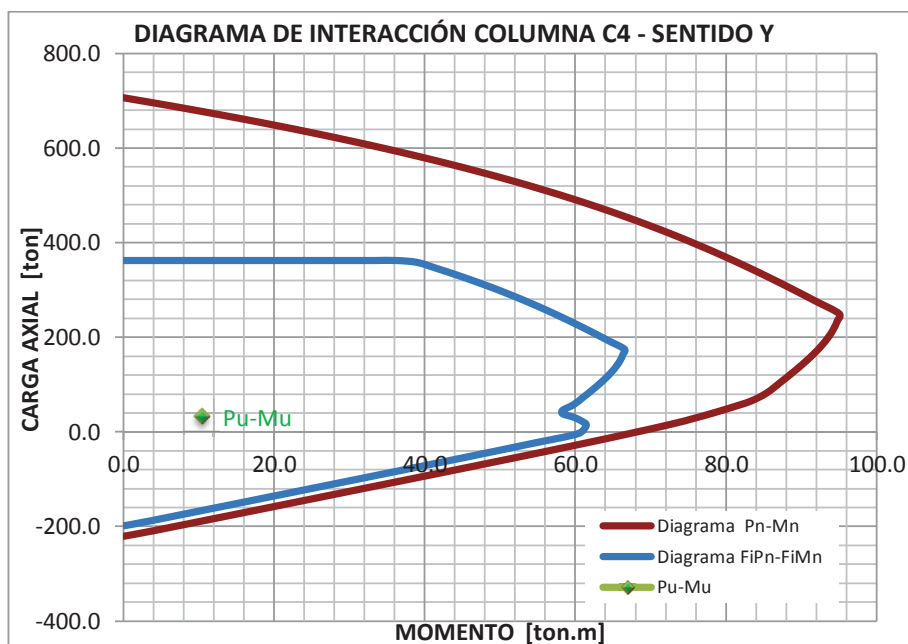
ELABORADO POR: José Andrés Arias

**FIGURA 4.7 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA C4 – SENTIDO X. ESTRUCTURA REFORZADA.**



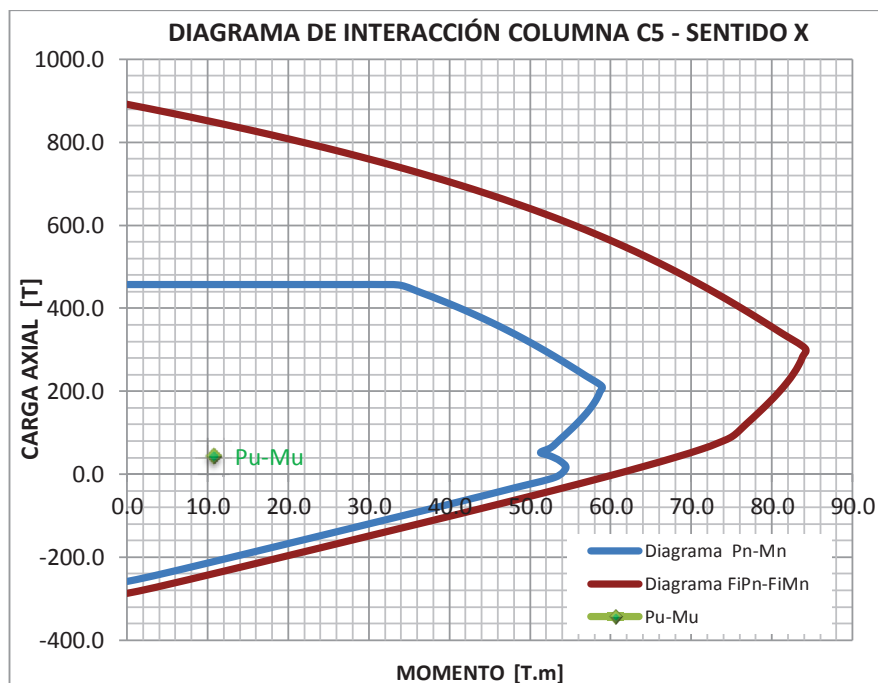
ELABORADO POR: José Andrés Arias

**FIGURA 4.8 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA C4 – SENTIDO Y. ESTRUCTURA REFORZADA.**



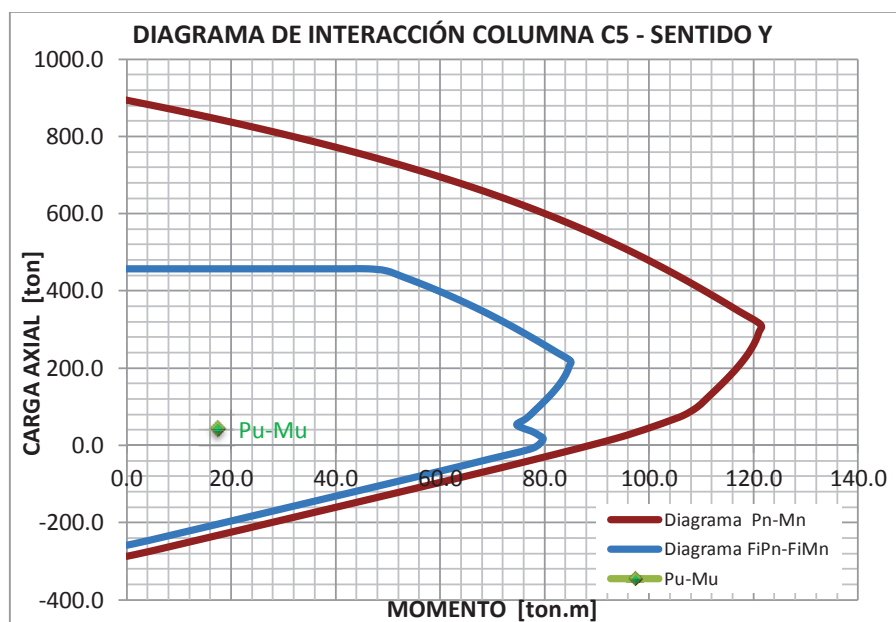
ELABORADO POR: José Andrés Arias

**FIGURA 4.9 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA C5 – SENTIDO X.  
ESTRUCTURA REFORZADA.**



ELABORADO POR: José Andrés Arias

**FIGURA 4.10 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA C5 – SENTIDO Y.  
ESTRUCTURA REFORZADA.**



ELABORADO POR: José Andrés Arias



La resistencia nominal de todas las columnas es mayor a la resistencia última requerida por flexo-compresión. Es decir, la función estructural de los muros enchapados permite reducir el requerimiento estructural de las columnas.

#### 4.2.1.2 Corte en columnas

Al utilizar la ecuación (2.12) para calcular el corte último en columnas, no es posible reducir la resistencia requerida. Por lo tanto, se utiliza la resistencia requerida proveniente de la envolvente del modelo estructural ETABS para conocer si el área de estribos colocada en cada columna es suficiente.

**CUADRO 4.8 CÁLCULO DE REFUERZO TRANSVERSAL REQUERIDO EN COLUMNAS. ESTRUCTURA REFORZADA.**

COL.	SENT.	h"	hx	d	b <sub>w</sub>	s	V <sub>u</sub>	V <sub>c</sub>	V <sub>s</sub>	A <sub>v</sub>
		[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[ton]	[ton]	[ton]	[cm <sup>2</sup> ]
C1	X	65.16	32.10	36.00	70.00	9.66	23.87	19.35	4.52	0.43
	Y	35.16		66.00	40.00		17.78	20.28	0.00	0.00
C2	X	65.41	32.23	46.00	70.00	9.25	7.39	24.73	0.00	0.00
	Y	45.41		66.00	50.00		21.49	25.35	0.00	0.00
C3	X	65.16	32.10	46.00	70.00	9.66	8.57	24.73	0.00	0.00
	Y	45.16		66.00	50.00		24.86	25.35	0.00	0.00
C4	X	65.16	32.10	36.00	70.00	9.66	11.63	19.35	0.00	0.00
	Y	35.16		66.00	40.00		10.36	20.28	0.00	0.00
C5	X	65.41	32.23	46.00	70.00	9.25	6.31	24.73	0.00	0.00
	Y	45.41		66.00	50.00		14.39	25.35	0.00	0.00

ELABORADO POR: José Andrés Arias

Los resultados indican que la capacidad a corte del hormigón de las columnas es suficiente para resistir la fuerza cortante. Sin embargo, siempre es necesario colocar estribos para dar confinamiento al hormigón. Se puede evidenciar que el sistema de reforzamiento mediante paredes portantes enchapadas permite a las columnas tener menor exigencia estructural.

#### 4.2.2 Capacidad de la estructura para disipar energía sísmica

La estructura original de los bloques A y B del edificio de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, consiste en pórticos espaciales formados por losas planas, vigas banda, columnas y zapatas individuales de hormigón armado. Este tipo de estructura disipa energía sísmica formando rótulas plásticas en los extremos de vigas y en las bases de las columnas.

Se halla que la estructura original de los bloques A y B sí forman rótulas plásticas mediante dos condiciones: nudo fuerte – viga banda débil y columna fuerte – viga banda débil, descritas en la sección 2.1.5.2.1.6.

La estructura reforzada mediante paredes de mampostería enchapada con hormigón proyectado armado de los bloques A y B, disipa energía sísmica mediante la resistencia por capacidad adecuada de los muros enchapados a esfuerzos de flexo-compresión y corte. Se cumple con esta condición desde la etapa de diseño, detallada en la sección 3.3.

#### 4.2.3 DERIVAS DE PISO

Las derivas de piso cumplen con el valor máximo de 0.01:

**CUADRO 4.9 DERIVAS DE PISO DE LA ESTRUCTURA REFORZADA BLOQUE A**

PISO	CARGA	DERIVA X	DERIVA Y
STORY8	SISMOX	0.0029	
STORY8	SISMOY		0.0026
STORY7	SISMOX	0.0030	
STORY7	SISMOY		0.0009
STORY6	SISMOX	0.0031	
STORY6	SISMOY		0.0009
STORY5	SISMOX	0.0030	
STORY5	SISMOY		0.0009
STORY4	SISMOX	0.0029	

<i>CUADRO 4.10 CONTINUACIÓN</i>			
STORY4	SISMOY		0.0009
STORY3	SISMOX	0.0025	
STORY3	SISMOY		0.0008
STORY2	SISMOX	0.0019	
STORY2	SISMOY		0.0006
STORY1	SISMOX	0.0010	
STORY1	SISMOY		0.0004

FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: José Andrés Arias

#### **CUADRO 4.10 DERIVAS DE PISO DE LA ESTRUCTURA REFORZADA BLOQUE B**

<b>PISO</b>	<b>CARGA</b>	<b>DERIVA X</b>	<b>DERIVA Y</b>
STORY8	SISMOX	0.0023	
STORY8	SISMOY		0.0020
STORY7	SISMOX	0.0024	
STORY7	SISMOY		0.0008
STORY6	SISMOX	0.0024	
STORY6	SISMOY		0.0008
STORY5	SISMOX	0.0024	
STORY5	SISMOY		0.0008
STORY4	SISMOX	0.0022	
STORY4	SISMOY		0.0008
STORY3	SISMOX	0.0019	
STORY3	SISMOY		0.0007
STORY2	SISMOX	0.0015	
STORY2	SISMOY		0.0006
STORY1	SISMOX	0.0008	
STORY1	SISMOY		0.0003

FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: José Andrés Arias

#### **4.2.4 CONCLUSIÓN DE LA EVALUACIÓN DE LA ESTRUCTURA REFORZADA**

Se concluye que la estructura aporricada formada por columnas, losas planas, vigas banda y zapatas individuales de cimentación, reforzada mediante paredes portantes de mampostería enchapada, de los bloques A y B del edificio de la

Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental de la Escuela Politécnica Nacional, cumple con los requisitos de la Norma Ecuatoriana de Construcción y es sismo-resistente.

## CAPÍTULO 5

### ESPECIFICACIONES TÉCNICAS, PLANOS Y PRESUPUESTO

#### 5.1 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

##### 5.1.1 RUBRO NRO. 1: REPLANTEO

❖ **Descripción.-**

Se define como replanteo el trazado, en el terreno y en áreas cubiertas a intervenirse, de longitudes y niveles establecidos en los planos estructurales.

❖ **Procedimiento.-**

Se debe colocar referencias de ejes, las mismas que permanecerán fijas durante todo el proceso de construcción. Se facilita el trabajo de replanteo y de nivelación al tomar en cuenta las columnas existentes en cada intersección de ejes. Es necesario realizarlo con aparatos de precisión certificados como la estación total, teodolito o cintas métricas metálicas. Las áreas a intervenirse como reforzamiento estructural se demarcan con estacas de madera y con piola, luego se ubica el sitio exacto para realizar las excavaciones identificadas en los planos.

❖ **Medición y pago.-**

Para su cuantificación, se toma en cuenta el replanteo de la plataforma y de la cimentación. El área considerada es la que se encuentra entre los ejes de la construcción y su pago se realiza por metro cuadrado  $m^2$ , con aproximación de dos decimales.

❖ **Unidad:** metro cuadrado ( $m^2$ ).

❖ **Materiales mínimos:**

### CUADRO 5.1 MATERIALES MÍNIMOS DEL RUBRO “REPLANTEO”

Tabla de encofrado de 20cm.
Tiras de eucalipto 2.5 x 2.5
Clavos de 2 1/2"
Estacas de madera
Pingos de 3m

ELABORADO POR: José Andrés Arias

- ❖ **Equipo mínimo:** herramienta menor y equipo de topografía (estación total).
- ❖ **Mano de obra mínima calificada:** Topógrafo 2 (Estructura Ocupacional C1), Estructura Ocupacional C1, Estructura Ocupacional D2, Estructura Ocupacional E2.

#### 5.1.2 RUBRO NRO. 2: EXCAVACIÓN MANUAL DE CIMIENTOS

##### ❖ **Descripción.-**

La excavación a mano se efectúa hasta una profundidad máxima de 2.00m, para lo que se usa los datos establecidos en el replanteo por el equipo de topografía. Se debe cuadrar las excavaciones a las dimensiones exactas de las vigas de cimentación, de manera que no se induzcan deformaciones por construcción en la cimentación.

##### ❖ **Procedimiento.-**

El equipo de topografía debe dejar colocando tabla estacas y estacas para determinar los ejes y los laterales de la excavación de la cimentación. Para esto, se instala pialas que determinan la línea de excavación a seguir. A continuación se trazan los laterales con la ayuda de escuadras. Una vez comprobadas las dimensiones y los ejes de la edificación, se procede a marcar con un pico una

excavación superficial que determina la línea de excavación. Seguidamente se empieza a excavar retirando el material de los costados.

### **REQUERIMIENTOS PREVIOS**

- Determinación y trazado de las excavaciones que deben hacerse manualmente, de acuerdo a los datos del proyecto, fijando y trazando cotas, niveles y pendientes.
- Ninguna excavación se puede realizar en presencia de agua, cualquiera que sea su procedencia.
- Colocación de barreras, señales y, si es necesario, luces en los bordes de las excavaciones.
- Determinación de los lugares de acopio del material resultante de la excavación, para su posterior desalojo.

### **DURANTE LA EJECUCION**

- Cuando se encuentren inconvenientes, se debe consultar en forma conjunta al fiscalizador y a un ingeniero de suelos.
- De acuerdo al criterio profesional, cuando se llega al nivel de fundación y se encuentra un terreno diferente al analizado, se verifican las resistencias efectivas y se solicitan estudios de suelos.
- Los materiales producto de la excavación son dispuestos temporalmente a los costados de la excavación, de forma que no interfieren en los trabajos que se realizan y con la seguridad del personal.

### **POSTERIOR A LA EJECUCION**

- Prueba de resistencia efectiva del suelo a nivel de fundaciones estructurales y comparación de los resultados obtenidos con los de diseño.
- Mantenimiento de las excavaciones, impidiendo el ingreso de agua.
- Previo a la colocación de mampostería y hormigón estructural, no debe existir agua en la excavación y así se mantiene hasta la fundición de la estructura.
- Aprobación de fiscalización de las excavaciones ejecutadas y visto bueno para continuar con la obra.
- Desalojo total del material excavado a los lugares adecuados.

❖ **Medición y pago.-**

Se cubica el volumen de excavación realmente ejecutado. Su pago se da por metro cúbico (m<sup>3</sup>).

❖ **Unidad:** metro cúbico (m3).

❖ **Materiales mínimos:** ninguno.

❖ **Equipo mínimo:** herramienta general.

❖ **Mano de obra mínima calificada:** Estructura Ocupacional C1, Estructura Ocupacional D2, Estructura Ocupacional E2

### **5.1.3 RUBRO NRO. 3: RELLENO A MÁQUINA COMPACTADO CON MATERIAL DEL SITIO**

❖ **Descripción.-**

Se trata del conjunto de operaciones para la construcción de rellenos con material del suelo existente, hasta llegar a los niveles requeridos. El objetivo es el relleno de las áreas sobre vigas de cimentación de acuerdo a los planos, hasta lograr tener las características del suelo existente.

❖ **Procedimiento.-**

#### **REQUERIMIENTOS PREVIOS**

- El grado de compactación de los rellenos, mediante verificación con ensayos de campo, debe satisfacer al menos el 96% de la densidad establecida.
- Las excavaciones deben lograr paredes rugosas, para mejorar la adherencia del relleno.
- Verificación del buen estado del equipo a utilizar.
- Definición de las zonas y niveles del relleno.
- Impermeabilización de elementos estructurales que requieran ser protegidos.
- Determinación de las medidas de seguridad para el personal y las obras.



- Selección y aprobación del ingeniero fiscalizador del material con el cual se realiza el relleno.
- Todo relleno se lleva a cabo en terrenos firmes, que no contienen agua, materia orgánica, basura y otros desperdicios.

#### **DURANTE LA EJECUCION**

- Tendido y conformación de capas no mayores a 200 mm de espesor.
- Compactación de cada capa de material, desde los bordes hacia el centro del relleno.
- El proceso de compactación será con traslapes en toda su longitud.
- Verificación del cumplimiento de la humedad óptima y de la compactación mínima requerida, antes de continuar con las siguientes capas de relleno. Se realizan pruebas de humedad y densidad, según ensayos de campo para rellenos no estructurales, por cada 100 m<sup>2</sup> o 20 m<sup>3</sup>.

#### **POSTERIOR A LA EJECUCION**

- Verificación del nivel exigido en el proyecto, aceptando una tolerancia máxima de 10 mm de diferencia en cualquier dirección.
- Retiro y limpieza de material sobrante o desperdicios de cualquier tipo.

##### **❖ Medición y pago.-**

Se cubica el volumen del relleno realmente ejecutado. Su pago se da por metro cubico (m<sup>3</sup>).

❖ **Unidad:** metro cúbico (m<sup>3</sup>).

❖ **Materiales mínimos:** tierra seleccionada de la obra y agua.

❖ **Equipo mínimo:** herramienta menor y compactador.

❖ **Mano de obra mínima calificada:** Estructura Ocupacional C1, Estructura Ocupacional D2, Estructura Ocupacional E2.

#### 5.1.4 RUBRO NRO. 4: DERROCAMIENTO DE MAMPOSTERÍA DE BLOQUE

❖ **Descripción.-**

Se debe realizar el derrocamiento de mampostería de bloque con la ayuda de un disco de amoladora, que permita cortar verticalmente la mampostería en los sitios determinados. Se procede a romper las paredes mediante combos de forma manual. Los trabajadores deben portar todos los elementos de seguridad industrial requeridos. El material que resulte como escombros del derrocamiento de mampostería de bloque, se procede a desalojar mediante carretillas hasta el sitio determinado como escombrera, para su posterior desalojo.

❖ **Procedimiento.-**

Se inicia el derrocamiento con la observación del sitio donde es necesario desprender la mampostería. Se utiliza un disco de amoladora para dejar una línea vertical en el inicio del derrocamiento y a continuación se derroca las paredes con la ayuda de combos. Se debe tomar precaución para evitar que el desprendimiento de las paredes de bloque no afecte a la seguridad de los trabajadores. Los escombros deben ser transportados en carretilla hasta el sitio designado como escombrera.

❖ **Medición y pago.-**

La medición se realiza en sitio y su pago es por metro cubico ( $m^3$ ), con aproximación de dos decimales.

❖ **Unidad:** metro cubico ( $m^3$ ).

❖ **Materiales mínimos:** ninguno.

❖ **Equipo mínimo:** amoladora eléctrica, herramienta manual.

❖ **Mano de obra mínima calificada:** Estructura Ocupacional C1, Estructura Ocupacional D2, Estructura Ocupacional E2.

### **5.1.5 RUBRO NRO. 5: DERROCAMIENTO MANUAL DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN**

#### **❖ Descripción.-**

Se requiere derrocar los elementos de hormigón tipo “C” ubicados en los ejes 3 y 6 de las fachadas del edificio de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental. Para esto, se utiliza un disco de amoladora, combos y puntas de acero afiladas. Se debe cortar verticalmente los elementos de hormigón, de tal forma que se dibujen con los cortes líneas paralelas cada 10cm y se facilite la rotura del hormigón. Los trabajadores deberán portar todos los elementos de seguridad industrial, que para este caso se trata de casco protector, gafas, guantes, y vendas para lograr que el polvo que no ingrese a las vías respiratorias.

El material que resulte como escombros del derrocamiento de elementos de hormigón, se procede a desalojar mediante carretillas hasta el sitio determinado como escombrera.

#### **❖ Procedimiento.-**

Se inicia el derrocamiento con la identificación de los elementos de hormigón tipo “C” de las fachadas. Se utiliza un disco de amoladora para dejar líneas verticales cada 10 cm en forma paralela, para poder realizar el derrocamiento utilizando combos y puntas afiladas. Esta acción requiere de sumo cuidado del trabajador en vista de que se generan desprendimientos volátiles de trozos de piedra u hormigón. Los trabajadores deben estar protegidos. Los escombros deberán ser transportados en carretilla hasta el sitio designado como escombrera.

#### **❖ Medición y pago.-**

La medición se realiza en sitio. Su pago se da por metro cúbico (m<sup>3</sup>), con aproximación de dos decimales.

❖ **Unidad:** metro cúbico (m<sup>3</sup>).

❖ **Materiales mínimos:** ninguno.

- ❖ **Equipo mínimo:** amoladora eléctrica, herramienta manual.
- ❖ **Mano de obra mínima calificada:** Estructura Ocupacional C1, Estructura Ocupacional D2, Estructura Ocupacional E2.

#### 5.1.6 RUBRO NRO. 6: ANCLAJES A PLINTOS Ø 20MM DE 50CM

##### ❖ **Descripción.-**

Se trata de las operaciones necesarias para medir y cortar el acero de refuerzo en forma de anclajes de los plintos existentes de las columnas al hormigón nuevo de la zapata corrida a fundir, de acuerdo a los detalles constructivos presentados.

##### ❖ **Procedimiento.-**

Perforar los plintos hasta una distancia de 20 cm de profundidad. Colocar las varillas corrugadas de manera que generen el anclaje de los plintos existentes a la zapata corrida a fundir. La separación de los anclajes es de 20 cm. Para lograr esto, se deben perforar los plintos con taladro de broca de diamante de 1 pulgada de diámetro.

##### ❖ **Medición y pago.-**

La medición es de acuerdo a la cantidad efectiva ejecutada y colocada en obra según planos del proyecto, la que se verifica por marcas con la respectiva planilla de aceros del plano estructural previo a la colocación del hormigón. Su pago se da por kilogramo (kg) con aproximación de 2 decimales.

##### ❖ **Unidad:** kilogramo (kg).

##### ❖ **Materiales mínimos:** varillas de acero de refuerzo corrugado.

##### ❖ **Equipo mínimo:** herramienta menor, cizalla y taladro con broca de diamante.

- ❖ **Mano de obra mínima calificada:** Estructura Ocupacional C1, Estructura Ocupacional D2, Estructura Ocupacional E2.

### 5.1.7 RUBRO NRO. 7: PEGADO DEL HORMIGÓN DE ZAPATAS CORRIDAS A PAREDES DE PLINTOS EXISTENTES

- ❖ **Descripción.-**

Después de colocar el anclaje, es necesario preparar la superficie de las paredes de los plintos de columnas existentes para que se adhieran al nuevo hormigón de las zapatas corridas que se desea fundir.

- ❖ **Procedimiento.-**

Se realiza la limpieza de las superficies de los plintos existentes y dejarlas libre de grasas y residuos. A continuación se debe picar superficialmente las paredes de los plintos con combo y puntal hasta lograr una superficie rugosa. Se recomienda utilizar el pegamento de hormigones Sikadur 32 primer o similar.

Se debe colocar el pegamento de hormigones entre 10 y 15 minutos antes de la fundición del hormigón nuevo. Por lo tanto, es indispensable preparar las superficies de los plintos de acuerdo al avance de fundición de la zapata corrida.

- ❖ **Medición y pago.-**

La medición se da acuerdo a la cantidad efectiva ejecutada y colocada en obra según planos del proyecto, la que se verifica por área pegada entre hormigones. Su pago se da por metro cuadrado ( $m^2$ ) con aproximación de 2 decimales.

- ❖ **Unidad:** metro cuadrado ( $m^2$ ).

- ❖ **Materiales mínimos:** pegamento Sikadur 32 primer o similar.

- ❖ **Equipo mínimo:** herramienta menor, combo, puntal y lijas.

- ❖ **Mano de obra mínima calificada:** Estructura Ocupacional C1, Estructura Ocupacional D2.

### 5.1.8 RUBRO NRO. 8: REPLANTILLO $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$

#### ❖ Descripción

Se trata de hormigón simple de baja resistencia  $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$ , utilizado como base de apoyo de las zapatas corridas de cimentación.

#### ❖ Procedimiento.-

##### **REQUERIMIENTOS PREVIOS**

- Revisión de los diseños de las estructuras de hormigón a ejecutar y los planos arquitectónicos y estructurales del proyecto. Verificación de la resistencia efectiva del suelo, para los replantillos de las vigas de cimentación.
- Comprobación de las superficies de suelo compactadas y secas.
- Excavaciones terminadas y limpias, sin tierra en los costados superiores.
- Niveles y cotas de fundación determinados en los planos del proyecto.

##### **DURANTE LA EJECUCIÓN**

- Compactación y nivelación del hormigón simple vertido.
- Confirmación de pendientes que se indiquen en planos.
- Control del espesor requerido en planos.

##### **POSTERIOR A LA EJECUCIÓN**

- Evitar el tránsito y carga del replantillo recién fundido.
- La carga sobre el replantillo no será aplicada hasta que el hormigón haya adquirido el 70% de su resistencia de diseño.
- Realizar mantenimiento hasta su utilización.

##### **EJECUCIÓN Y COMPLEMENTACIÓN**

Las superficies donde se va a colocar el replantillo deben estar totalmente limpias, compactas, niveladas y secas, para proceder a verter el hormigón. Se coloca una

capa de 10cm espesor. No se debe verter el hormigón desde alturas superiores a 2m debido a la disgregación de materiales.

❖ **Medición y pago.-**

La medición se efectúa en unidad de volumen y su pago será por metro cúbico ( $m^3$ ), de acuerdo a la medición realizada en el sitio de las obras.

❖ **Unidad:** metro cúbico ( $m^3$ ).

❖ **Materiales mínimos:**

**CUADRO 5.2 MATERIALES MÍNIMOS DEL RUBRO “REPLANTILLO F’C = 140 kg/cm<sup>2</sup>”**

Cemento portland
Arena (agregado fino)
Ripio triturado (agregado grueso)
Agua

ELABORADO POR: José Andrés Arias

❖ **Equipo mínimo:** herramienta menor, concretetera.

❖ **Mano de obra mínima calificada:** Estructura Ocupacional C1, Estructura Ocupacional D2, Estructura Ocupacional E2.

**5.1.9 RUBRO NRO. 9: ACERO DE REFUERZO DE ZAPATAS CORRIDAS  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$**

❖ **Descripción.-**

Se trata de las operaciones necesarias para: medir, cortar, doblar, conformar ganchos, soldar y colocar el acero de refuerzo en las zapatas corridas de cimentación de hormigón armado, de conformidad con los diseños estructurales y detalles constructivos mostrados en los planos.

#### ❖ **Procedimiento.-**

Colocar una estructura de refuerzo de acero en varillas para el hormigón que consiste en el suministro y colocación de acero de refuerzo  $f_y=4.200 \text{ kg/cm}^2$ . El tipo y dimensiones necesarias son indicadas en las planillas de hierro de planos estructurales. Se permite el uso de suelda para el corte. Además, el corte, doblado y colocación del acero de refuerzo se rige a lo que establecen los detalles de refuerzo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Se debe controlar que las varillas se encuentren libres de pintura, grasas u otro elemento que perjudique la adherencia con el hormigón a fundir. La separación libre entre varillas paralelas tanto horizontal como vertical no es menor de 15 cm. Durante el armado del refuerzo, se debe respetar los recubrimientos mínimos establecidos.

Se coloca los separadores, grapas, sillas metálicas y tacos de mortero, para ubicar y fijar el acero de refuerzo de acuerdo a los planos. Los empalmes son efectuados cuando lo requieran o permitan los planos estructurales. Es necesario verificar el número y diámetros del acero de refuerzo colocado. El ingeniero constructor está en la obligación de suministrar los certificados de calidad del acero de refuerzo que se utiliza en el proyecto.

#### ❖ **Medición y pago.-**

La medición es de acuerdo a la cantidad efectiva ejecutada y colocada en obra según planos del proyecto, la que se verifica por marcas con la planilla de aceros del plano estructural antes de la fundición del hormigón. Su pago se da por kilogramo (kg) con aproximación de 2 decimales.

❖ **Unidad:** Kilogramo (kg).

❖ **Materiales mínimos:** acero de refuerzo con resaltes (corrugado), alambre galvanizado Nro. 18.

❖ **Equipo mínimo:** herramienta menor, cizalla.



- ❖ **Mano de obra mínima calificada:** Estructura Ocupacional C1, Estructura Ocupacional D2, Estructura Ocupacional E2.

#### **5.1.10 RUBRO NRO. 10: ACERO DE REFUERZO DE MUROS ENCHAPADOS $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$**

##### ❖ **Descripción.-**

Son las operaciones necesarias para: medir, cortar, doblar, conformar ganchos, soldar y colocar el acero de refuerzo en los dos primeros niveles de los muros enchapados en sentido X, de acuerdo a los diseños estructurales y detalles constructivos indicados en los planos.

##### ❖ **Procedimiento.-**

Se trata del suministro y colocación del acero de refuerzo  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ , de conformidad al tipo y dimensiones que se indican en las planillas de acero de los planos estructurales. Se debe verificar en obra los resaltes que certifican la resistencia de las varillas. El corte, doblado y colocación del acero se rigen a lo que establece los detalles de refuerzo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Al igual que el refuerzo de las vigas de cimentación, se debe controlar que las varillas se encuentren libre de pintura, grasas y otro elemento que perjudique la adherencia con el hormigón. La separación libre entre varillas paralelas tanto horizontal como vertical no puede ser menor a 25mm o un diámetro. Durante el armado del refuerzo, se deben respetar los recubrimientos mínimos para el hormigón proyectado armado y fundido en obra.

Se realiza amarres con alambre galvanizado Nro. 18 en todos los cruces de varillas. El ingeniero constructor debe suministrar y colocar los separadores, grapas, sillas metálicas y tacos de mortero para fijar el acero de refuerzo en los niveles determinados en los planos. Los empalmes son efectuados cuando lo requieran los planos estructurales. Es obligatorio verificar el número y diámetros

del acero de refuerzo colocado. Así mismo, es necesario controlar la ubicación, amarres y niveles.

❖ **Medición y pago.-**

La medición es de acuerdo a la cantidad efectiva ejecutada y colocada en obra, la que se verifica por marcas con la respectiva planilla de aceros del plano estructural previo a la colocación del hormigón. Su pago es por kilogramo (kg) con aproximación de 2 decimales.

❖ **Unidad:** kilogramo (kg).

❖ **Materiales mínimos:** varillas de acero de refuerzo con resaltes (corrugado) y alambre galvanizado Nro. 18.

❖ **Equipo mínimo:** herramienta menor y cizalla.

❖ **Mano de obra mínima calificada:** Estructura Ocupacional C1, Estructura Ocupacional D2, Estructura Ocupacional E2.

**5.1.11 RUBRO NRO. 11: MALLA ELECTROSOLDADA Ø 10mm CADA 15cm PARA MUROS ENCHAPADOS**

❖ **Descripción.-**

La malla electrosoldada se encuentra formada por elementos industrializados de armadura, que se presentan en forma de paneles rectangulares o cuadrados, constituidos por varillas soldadas a máquina. La malla está formada por alambre de acero trefilado en frío, ya sea liso o conformado y generalmente se presentan en diámetros desde 3 mm hasta 12 mm, con incrementos de 0.50mm. La dimensión comercial generalizada de la malla es de 2 400 x 6 250 mm, pero se requiere de medidas bajo pedido de 3 400 x 6 250 mm.

#### ❖ **Control de calidad y aprobaciones**

El ingeniero constructor debe exigir que las mallas electrosoldadas cumplan las normativas INEN:

- NTE Inen 109. Ensayos de tracción para el acero.
- NTE Inen 110. Ensayo de doblado para el acero.
- NTE Inen 127. Ensayo de tracción para el alambre de acero.

#### ❖ **Entrega, bodegaje y manipuleo**

El transporte debe ser a granel y la malla no puede ser doblada en su manipuleo. Se recomienda ubicarlas en sitios que eviten la impregnación de residuos que perjudiquen las características del acero, en lo posible clasificando de acuerdo con las diámetros y espaciamientos. La carga implementada por el bodegaje de la malla no puede ser superior a la resistencia del piso utilizado.

#### ❖ **Medición y pago.-**

La medición es de acuerdo a la cantidad efectivamente construida. Su pago se da por metro cuadrado (m<sup>2</sup>).

❖ **Unidad:** metro cuadrado (m<sup>2</sup>).

❖ **Materiales mínimos:** malla electrosoldada  $\varnothing$  10mm cada 15cm (dimensiones 6.25x3.40 m) y alambre galvanizado Nro. 18.

❖ **Equipo mínimo:** herramienta menor y cizalla.

❖ **Mano de obra mínima calificada:** Estructura Ocupacional C1, Estructura Ocupacional D2, Estructura Ocupacional E2.

### **5.1.12 RUBRO NRO. 12: MALLA ELECTROSOLDADA Ø 8mm CADA 15cm PARA MUROS ENCHAPADOS**

#### **❖ Descripción.-**

La malla electrosoldada se encuentra formada por elementos industrializados de armadura, que se presentan en forma de paneles rectangulares o cuadrados, constituidos por varillas soldadas a máquina. La malla está formada por alambre de acero trefilado en frío, ya sea liso o conformado y generalmente se presentan en diámetros desde 3 mm hasta 12 mm, con incrementos de 0.50mm. La dimensión comercial generalizada de la malla es de 2 400 x 6 250 mm, pero se requiere de medidas bajo pedido de 3 400 x 6 250 mm.

#### **❖ Control de calidad y aprobaciones**

El ingeniero constructor debe exigir que las mallas electrosoldadas cumplan las normativas INEN:

- NTE Inen 109. Ensayos de tracción para el acero.
- NTE Inen 110. Ensayo de doblado para el acero.
- NTE Inen 127. Ensayo de tracción para el alambre de acero.

#### **❖ Entrega, bodegaje y manipuleo**

El transporte debe ser a granel y la malla no puede ser doblada en su manipuleo. Se recomienda ubicarlas en sitios que eviten la impregnación de residuos que perjudiquen las características del acero, en lo posible clasificando de acuerdo con las diámetros y espaciamientos. La carga implementada por el bodegaje de la malla no puede ser superior a la resistencia del piso utilizado.

#### **❖ Medición y pago.-**

La medición es de acuerdo a la cantidad efectivamente construida. Su pago se da por metro cuadrado (m<sup>2</sup>).

#### **❖ Unidad: metro cuadrado (m<sup>2</sup>).**

- ❖ **Materiales mínimos:** malla electrosoldada  $\varnothing$  8mm cada 15cm (dimensiones 6.25x3.40 m) y alambre galvanizado Nro. 18.
- ❖ **Equipo mínimo:** herramienta menor y cizalla.
- ❖ **Mano de obra mínima calificada:** Estructura Ocupacional C1, Estructura Ocupacional D2, Estructura Ocupacional E2.

#### **5.1.13 RUBRO NRO. 13: CONECTORES DE PAREDES ENCHAPADAS $\varnothing$ 5mm DE 50cm**

##### ❖ **Descripción.-**

Se trata de las operaciones necesarias para medir, cortar y doblar el acero de refuerzo en forma de conectores para los muros enchapados, de conformidad con los diseños y detalles constructivos presentados en los planos estructurales.

##### ❖ **Procedimiento.-**

Colocar una estructura de acero de refuerzo en forma de varillas corrugadas de manera que conecten a los dos lados del enchapado de las paredes portantes. El corte, doblado y colocación del acero de refuerzo se rigen a lo establecido en los detalles de refuerzo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

La separación entre conectores debe ser 40cm en sentido vertical y horizontal del muro enchapado. Para lograr esto, se requiere perforar la mampostería de las paredes a enchapar.

##### ❖ **Medición y pago.-**

La medición es de acuerdo a la cantidad efectiva ejecutada y colocada en obra según planos del proyecto, la que se verificará por marcas con la respectiva planilla de aceros del plano estructural. Su pago es por kilogramo (kg) con aproximación de 2 decimales.

- ❖ **Unidad:** kilogramo (kg).
- ❖ **Materiales mínimos:** varillas de acero de refuerzo corrugado y alambre galvanizado Nro. 18.
- ❖ **Equipo mínimo:** herramienta menor, cizalla y taladro con broca de diamante.
- ❖ **Mano de obra mínima calificada:** Estructura Ocupacional C1, Estructura Ocupacional D2, Estructura Ocupacional E2.

#### 5.1.14 RUBRO NRO. 14: ANCLAJES A COLUMNAS Ø 10mm DE 30cm

##### ❖ **Descripción.-**

Se trata de las operaciones necesarias para medir y cortar el acero de refuerzo en forma de anclajes de los muros enchapados a las columnas y losas, de conformidad con los diseños y detalles constructivos presentados en los planos estructurales.

##### ❖ **Procedimiento.-**

Colocar una estructura de acero de refuerzo en forma de varillas corrugadas de manera que generen el anclaje de los muros enchapados a las columnas de la estructura. El corte y colocación del acero de refuerzo se rigen a lo establecido en los detalles de refuerzo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

La separación de los anclajes es de 40 cm y su profundidad de perforación es 15 cm en las columnas y losas. Para lograr esto, se deben perforar las columnas con taladro de broca de diamante de 1 pulgada de diámetro.

##### ❖ **Medición y pago.-**

La medición es de acuerdo a la cantidad efectiva ejecutada y colocada en obra según planos del proyecto, la que se verificará por marcas con la respectiva

planilla de aceros del plano estructural previo a la colocación del hormigón. Su pago se da por kilogramo (kg) con aproximación de 2 decimales.

- ❖ **Unidad:** kilogramo (kg).
- ❖ **Materiales mínimos:** varillas de acero de refuerzo corrugado.
- ❖ **Equipo mínimo:** herramienta menor, cizalla y taladro con broca de diamante.
- ❖ **Mano de obra mínima calificada:** Estructura Ocupacional C1, Estructura Ocupacional D2, Estructura Ocupacional E2.

#### **5.1.15 RUBRO NRO. 15: CONECTORES DE ENTREPISO Ø 20mm DE 70cm**

##### ❖ **Descripción.-**

Se trata de las operaciones necesarias para medir y cortar el acero de refuerzo en forma de anclajes de los muros enchapados entre las plantas, de conformidad con los diseños y detalles constructivos presentados en los planos estructurales.

##### ❖ **Procedimiento.-**

Perforar las losas donde se coloquen los enchapados con taladro de broca de diamante de 1 pulgada de diámetro, cada 20 cm a los dos lados de la viga. Colocar una de las varillas corrugadas de manera que generen la conexión de los muros enchapados entre las losas de la estructura y brinden continuidad vertical a los muros. El corte y colocación del acero de refuerzo se rigen a lo establecido en los detalles de refuerzo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

##### ❖ **Medición y pago.-**

La medición es de acuerdo a la cantidad efectiva ejecutada y colocada en obra según planos del proyecto, la que se verificará por marcas con la respectiva

planilla de aceros del plano estructural previo a la colocación del hormigón. Su pago se da por kilogramo (kg) con aproximación de 2 decimales.

- ❖ **Unidad:** kilogramo (kg).
- ❖ **Materiales mínimos:** varillas de acero de refuerzo corrugado.
- ❖ **Equipo mínimo:** herramienta menor, cizalla y taladro con broca de diamante.
- ❖ **Mano de obra mínima calificada:** Estructura Ocupacional C1, Estructura Ocupacional D2, Estructura Ocupacional E2.

#### **5.1.16 RUBRO NRO. 16: HORMIGÓN EN ZAPATAS CORRIDAS DE CIMENTACIÓN $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$**

##### ❖ **Descripción.-**

Es hormigón de resistencia  $f'c=250\text{kg/cm}^2$  que se utiliza para la conformación de las zapatas de cimentación. Son la base de la estructura de hormigón que requieren el uso de encofrados y acero de refuerzo. El objetivo es la construcción de las zapatas de cimentación especificadas en los planos estructurales. Incluye el proceso de fabricación, vertido y curado del hormigón.

##### ❖ **Procedimiento.-**

#### **REQUERIMIENTOS PREVIOS**

- Revisar los diseños de los elementos de hormigón a ejecutar en los planos del proyecto.
- Verificar la correcta ubicación del acero de refuerzo y separadores.
- Comprobar las dimensiones y niveles de encofrados de las zapatas corridas.
- Determinación de las juntas de construcción (machihembradas preferiblemente) y de las cintas de impermeabilización.



- Verificación de que los encofrados o superficies de apoyo se encuentran listos, estables y húmedos para recibir el hormigón.

### **DURANTE LA EJECUCION**

- Verificar plomos, niveles y efectuar la corrección de las deformaciones presentadas en los encofrados.
- Comprobación de la posición del acero de refuerzo y separadores.
- Control del vertido del hormigón, del centro a los costados, en capas no mayores a los 300 mm.

### **POSTERIOR A LA EJECUCION**

- Las superficies a la vista serán lisas y limpias de cualquier desperdicio.
- Cuidados para no provocar daños al hormigón, durante el proceso de desencofrado.
- Evitar el tránsito y carga de las vigas recién fundidas, hasta que hayan logrado la resistencia adecuada.
- Curado constante de las superficies de la viga, con un adecuado riego de agua en forma periódica y sistemática

#### **❖ Ejecución y complementación.-**

Una vez dispuesto el hormigón simple premezclado, se procede a colocar en capas de espesor que permitan el adecuado vibrado y compactación del hormigón. Respetando el tiempo mínimo para el desencofrado de los laterales, se cuida de no provocar daños y desprendimientos en las aristas de las zapatas y, de existir, se procede a cubrir las fallas en forma inmediata, por medio de un mortero de similar características al hormigón utilizado.

#### **❖ Medición y pago.-**

La medición se la hace en unidad de volumen y su pago se da por metro cúbico (m<sup>3</sup>). Se cubica las dimensiones de las vigas ejecutadas: largo, ancho y altura, para encontrar el volumen real del rubro.

#### **❖ Unidad: metro cúbico (m<sup>3</sup>).**

❖ **Materiales mínimos:**

**CUADRO 5.3 MATERIALES MÍNIMOS DEL RUBRO “HORMIGÓN EN VIGAS DE CIMENTACIÓN”**

Hormigón premezclado $f_c = 250 \text{ Kg./cm}^2$ (transporte, bomba, plastificante)
Encofrado metálico y tableros de madera (alquiler)
Clavos 2-21/2
Alambre negro No. 18

ELABORADO POR: José Andrés Arias

- ❖ **Equipo mínimo:** herramienta menor, concretera de un saco, vibrador a gasolina y bomba de hormigón premezclado.
- ❖ **Mano de obra mínima calificada:** Estructura Ocupacional C1, Estructura Ocupacional D2, Estructura Ocupacional E2.

**5.1.17 RUBRO NRO. 17: HORMIGÓN PROYECTADO EN MUROS ENCHAPADOS  $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$**

❖ **Generalidades.-**

En el proyecto se emplea hormigón proyectado o lanzado. La aplicación del hormigón lanzado se debe realizar por etapas y el espesor de todos los muros enchapados a emplear es 10cm a cada lado de la pared.

El hormigón está constituido por una mezcla de cemento, agregados finos, agregados gruesos, agua y aditivos; que son lanzados a alta presión contra la superficie. La capa de hormigón proyectado se aplica uniformemente a la superficie de la mampostería de bloque existente, evitando escurrimientos, desprendimientos y excesivo rebote del material lanzado.

Se debe instalar clavos u otro dispositivo como guía para obtener los espesores especificados en los muros. El hormigón lanzado puede ser aplicado por vía seca

o húmeda. El equipo y método a utilizarse estarán de acuerdo con las recomendaciones del ACI 506. Todo el trabajo debe ser ejecutado por personal especializado.

❖ **Materiales.-**

- **Cemento:** El cemento a utilizar debe ser Portland Tipo I, que satisfaga los requisitos de la especificación ASTM C150.
- **Agregados:** Los agregados deben satisfacer los requerimientos de la norma ASTM C33 y consistir de arena natural y agregado grueso con tamaño máximo de 19mm (3/4"). Es necesario que la arena y el ripio estén libres de partículas orgánicas y que sean resistentes.

La granulometría de agregados debe estar comprendida dentro de los límites que se indican a continuación:

**CUADRO 5.4 LÍMITES PARA AGREGADOS DEL HORMIGÓN PROYECTADO**

<b>Tamaño de la Malla (mm)</b>	<b>Agregado Fino (5mm o menos)</b>	<b>Agregado Grueso (5-10mm)</b>
19 (3/4")	-	100%
10 (3/8")	100%	85-100%
4.8 (No. 4)	95-100%	0-40%
2.4 (No. 8)	80-100%	0-10%
1.2 (No. 16)	50-85%	
0.6 (No. 30)	25-60%	

ELABORADO POR: José Andrés Arias

El módulo de finura de la arena debe estar comprendido entre 2.3 y 3.1. Los agregados se encuentran secos antes de realizar las mezclas. El ingeniero constructor debe contar con el equipo y el personal técnico adecuado, que permita garantizar la ejecución de un hormigón lanzado satisfactorio dentro de los parámetros técnicos establecidos.

- **Aditivos:**

Los aditivos a utilizar son acelerantes de fraguado. Las principales características que deben cumplir los aditivos acelerantes de fraguado son las siguientes:

- Disminuir el tiempo inicial del fraguado.
- Desarrollar resistencias a edades tempranas.
- Reducir el nivel del rebote.
- Incrementar los espesores de capa.
- Brindar las facilidades operativas para la colocación del hormigón lanzado en superficies húmedas.

Los aditivos no pueden contener cloruros solubles en agua o materiales corrosivos del acero. El aditivo tendrá un registro de utilización demostrable en otros proyectos de características similares. La compatibilidad de los aditivos con el cemento tiene que ser demostrada mediante la ejecución de ensayos de tiempo de fraguado inicial y final y mediante ensayos de resistencia a la compresión.

Se aprueba el uso de un aditivo cuando el producto propuesto es capaz de reducir el tiempo inicial de fraguado a 15 min y el tiempo final a 60 min. La caída de resistencia a los 28 días no debe ser mayor al 30% en relación con la resistencia de la mezcla preparada sin la adición del aditivo. La dosificación también puede efectuarse añadiendo a la boquilla de lanzamiento un dispositivo apropiado para añadir el aditivo, que permita mantener una alimentación uniforme y el ajuste inmediato de la dosificación.

- **Agua:**

El agua a utilizar, tanto para el lavado de los agregados como para la preparación de las mezclas y curado del hormigón, debe estar libre de materias perjudiciales, tales como aceites, ácidos, sales, materia orgánica y otras impurezas que puedan interferir con las reacciones de hidratación del cemento o que faciliten la corrosión de las armaduras.

❖ **Equipos.-**

La máquina de descarga debe ser capaz de proyectar el material por la tubería, a velocidades que permitan la adherencia del material con un rebote mínimo y una densidad máxima. La planta dosificadora y los dispositivos de dosificación cumplirán con los requisitos pertinentes en la norma ASTM C94.

❖ **Unidad:** metro cúbico (m<sup>3</sup>).

❖ **Materiales mínimos:** cemento, arena, agregados gruesos, agua y aditivos para conformar el hormigón  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ .

❖ **Equipo mínimo:** herramienta menor, bomba de hormigón premezclado, equipo de lanzamiento de hormigón en seco o húmedo, con sus correspondientes boquillas dosificadoras.

❖ **Mano de obra mínima calificada:** Estructura Ocupacional C1, Estructura Ocupacional D2, Estructura Ocupacional E2.

#### 5.1.18 RUBRO NRO. 18: ENCOFRADO METÁLICO EN ZAPATAS CORRIDAS

❖ **Descripción.-**

El encofrado se elabora con tableros metálicos modulares, los mismos que deben asegurarse las paredes ensamblando los tableros de acuerdo a la modulación pre-elaborada, dependiendo de las dimensiones establecidas en los planos arquitectónicos y estructurales del proyecto para la construcción de las zapatas corridas de cimentación.

❖ **Procedimiento.-**

Se analiza la ubicación, modulación y la colocación in situ de los tableros de encofrado metálicos, tomando en cuenta todos los aspectos estructurales de los elementos a construir: profundidad de cimentación, espesor de las zapatas, alturas, pendientes y alienaciones que deben estructurarse.

Se debe realizar un trazado de niveles y colocación de guías que permitan una fácil determinación del espesor proyectado. El trabajo incluye la preparación y control de plomada, niveles y alineaciones que permitan construir las zapatas de cimentación de hormigón armado de acuerdo a los planos estructurales del proyecto.

❖ **Medición y pago.-**

La medición se hace en unidad de superficie y su pago es por metro cuadrado ( $m^2$ ). Se cubica las dos dimensiones del elemento ejecutado: largo y ancho. Es decir el volumen real ejecutado del rubro.

❖ **Unidad:** metro cuadrado ( $m^2$ ).

❖ **Materiales mínimos:** encofrado metálico de 0.45x2.50 m y alambre negro Nro. 18.

❖ **Equipo mínimo:** herramienta menor, encofrados metálicos modulares.

❖ **Mano de obra mínima calificada:** Estructura Ocupacional C1, Estructura Ocupacional D2, Estructura Ocupacional E2.

#### 5.1.19 RUBRO NRO. 19: MAMPOSTERÍA DE BLOQUE $e = 20$ cm

❖ **Descripción.-**

Mampostería de bloque es un sistema ensamblado de bloques huecos de hormigón, unidos con mortero, de tal forma que éste adquiera las características individuales de los elementos individuales. La mampostería pretende ser un elemento de funcionamiento monolítico mediante la unión adecuada de los bloques a través del mortero. Los bloques (40x20x20) son destinados para la construcción de paredes o muros de 20cm de espesor y tendrán una resistencia mínima a la compresión de  $30 \text{ kg/cm}^2$ , Norma INEN 638643-659.

### ❖ Materiales.-

#### • Bloques:

La resistencia a la compresión del bloque debe ser 30 kg/cm<sup>2</sup>. Además, debe tener baja absorción de humedad y medidas precisas. Las características geométricas de los bloques son tales que permiten la construcción modular y en serie.

La fabricación se realiza con máquinas vibro-prensadoras que producen bloques de alta densidad con contenidos bajos de cemento utilizando mezclas secas. Algunas fábricas tienen curado en autoclaves con vapor a presión y otras simplemente, utilizando curado atmosférico con riego de agua a manguera, para darle homogeneidad al curado y realizar la plena hidratación del cemento.

#### • Mortero:

Los morteros deben tener buena plasticidad, consistencia y ser capaces de retener el agua mínima para la hidratación del cemento. Además, deben garantizar su adherencia con las unidades de mampostería para desarrollar su acción cementante.

**FIGURA 5.1 TIPOS DE MORTEROS SEGÚN LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN**

Tipo de mortero	Resistencia mínima compresión días (MPa)	Composición en partes por volumen		
		Cemento	Cal	Arena
M20	20.0	1	-	2.5
M15	15.0	1	-	3.0
		1	0.5	4.0
	10.0	1	-	4.0

FUENTE: Artículo 3.2.1, NEC-SE-MP

**FIGURA 5.2 TIPOS DE MORTEROS SEGÚN LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN**

Tipo de mortero	Resistencia mínima compresión días (MPa)	Composición en partes por volumen		
		Cemento	Cal	Arena
M10		1	0.5	5.0
M5	5.0	1	-	6.0
		1	1.0	7.0
M2.5	2.5	1	-	7.0
		1	2.0	9.0

FUENTE: Artículo 3.2.1, NEC-SE-MP

❖ **Medición y pago.-**

La medición se la hace en unidad de superficie y su pago es por metro cuadrado (m<sup>2</sup>). Se cubica las dos dimensiones del elemento ejecutado: largo y alto. Es decir la superficie real del rubro ejecutado.

❖ **Unidad:** metro cuadrado (m<sup>2</sup>).

❖ **Materiales mínimos:** bloque liviano de 15x20x40, cemento, arena fina y agua.

❖ **Equipo mínimo:** herramienta menor, andamios.

❖ **Mano de obra mínima calificada:** Estructura Ocupacional C1, Estructura Ocupacional D2, Estructura Ocupacional E2.



## 5.2 PLANOS Y DETALLES CONSTRUCTIVOS DEL REFORZAMIENTO

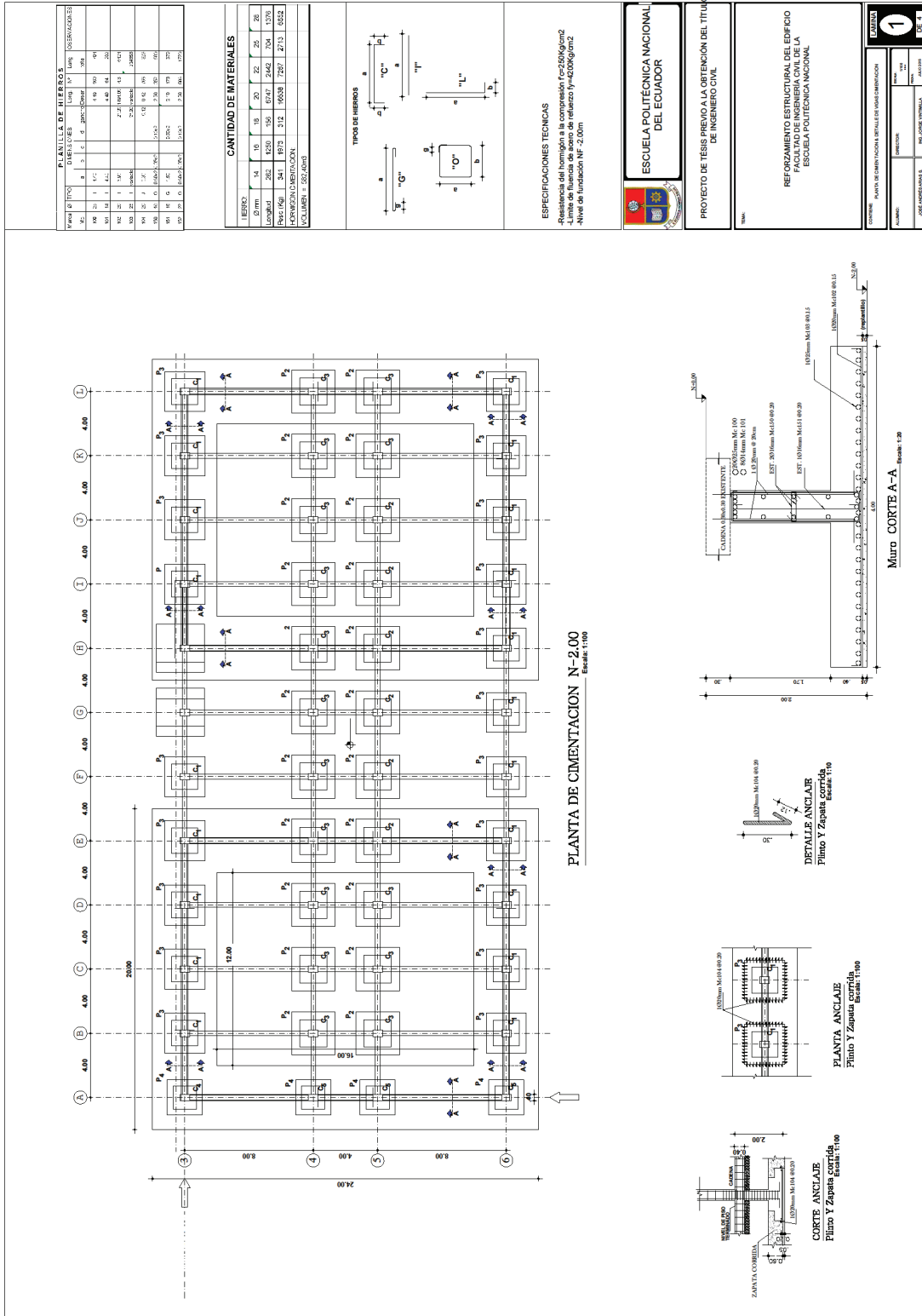
Los planos estructurales del sistema de reforzamiento para los bloques A y B del edificio de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, planteado mediante el enchapado con hormigón proyectado armado de paredes de mampostería, se encuentran en 4 láminas.

**CUADRO 5.5 PLANOS ESTRUCTURALES DEL REFORZAMIENTO DE LOS BLOQUES A Y B**

<b>LAMINA Nro.</b>	<b>CONTIENE</b>
1	Planta de cimentación y detalle de vigas de cimentación.
2	Detalle de elevación de paredes enchapadas.
3	Planta paredes enchapadas hasta N+6.85 y detalle de enchapados sentido X.
4	Planta paredes enchapadas hasta N+23.80 y detalle de enchapados sentido Y.

ELABORADO POR: José Andrés Arias

Los planos arquitectónicos y estructurales originales del edificio de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental se encuentran en el Anexo Nro. 1.



ESCUOLA POLITÉCNICA NACIONAL DEL ECUADOR

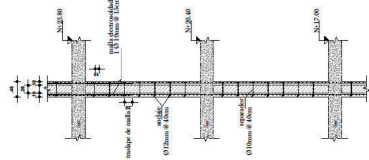
PROYECTO DE TESIS PARA LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

REFORMA ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO PARA LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE LA ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

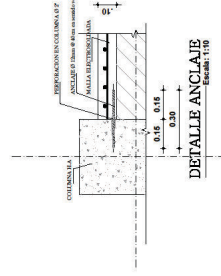
1

PROFESOR: JUAN CARLOS TORRES BARRERA, EST. GUSTAVO GUERRA

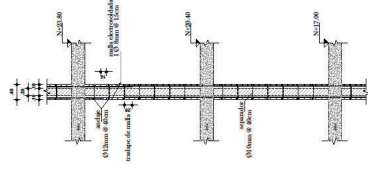
ALUMNO: JUAN CARLOS TORRES BARRERA, EST. GUSTAVO GUERRA



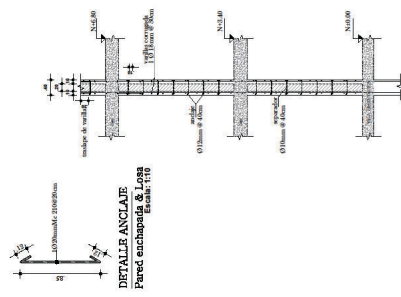
DETALLE TIPO ENCHAPADO CORTE 4-4  
Escala: 1/20  
SENTIDO X



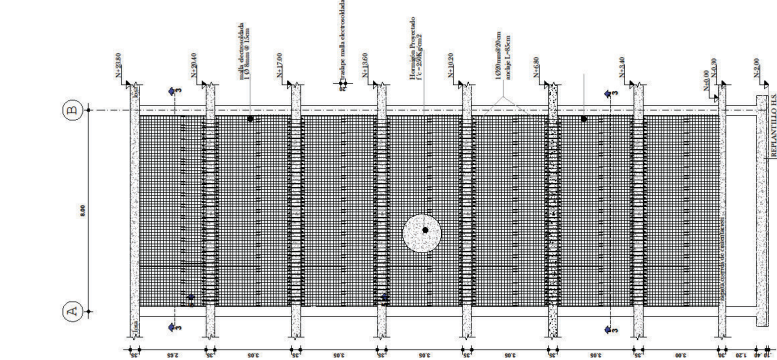
DETALLE ANCLAJE  
Escala: 1/10



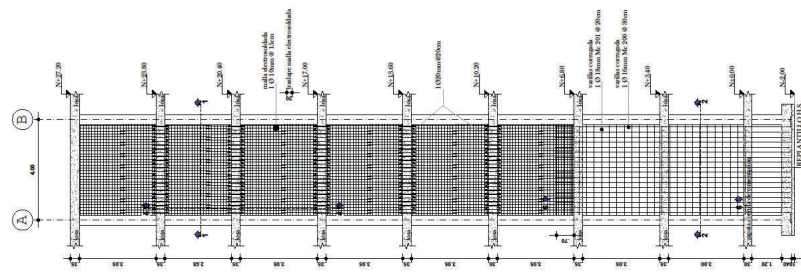
DETALLE TIPO ENCHAPADO CORTE 5-5  
Escala: 1/20  
SENTIDO Y



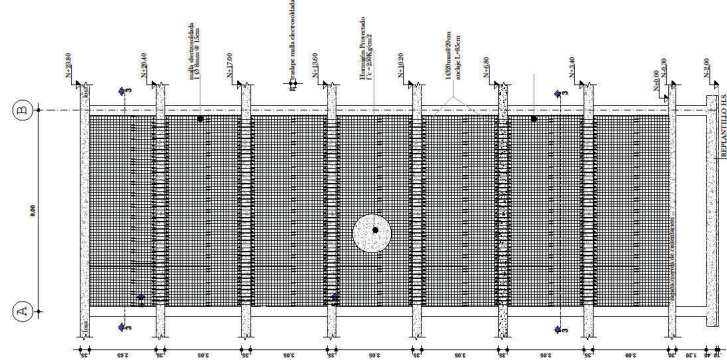
DETALLE ANCLAJE Parede enchapado  
Escala: 1/10



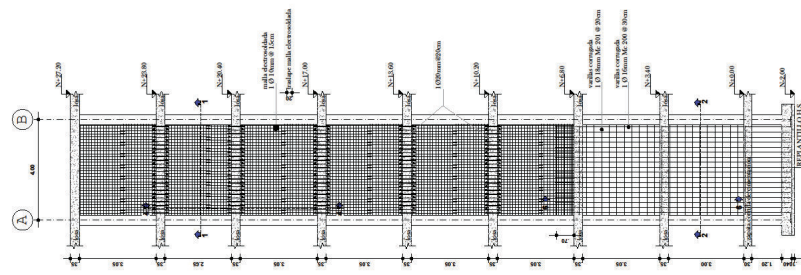
DETALLE TIPO ENCHAPADO CORTE 6-6  
Escala: 1/20  
SENTIDO X



DETALLE TIPO ENCHAPADO CORTE 7-7  
Escala: 1/20  
SENTIDO X



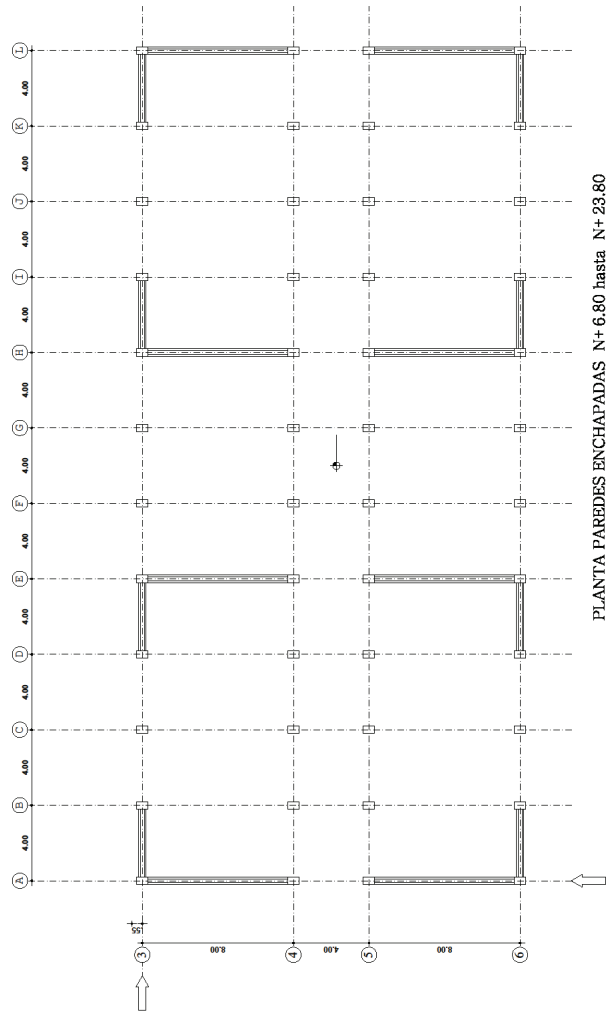
Muro Enchapado sentido Y  
Escala: 1/75



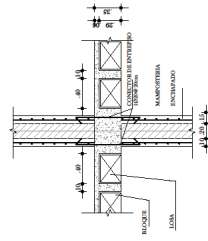
Muro Enchapado sentido X  
Escala: 1/75

<p>ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL DE ECUADOR</p>	
<p>PROYECTO DE TESIS PARA LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL</p>	
<p>Tema:</p>	
<p>REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE LA ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL</p>	
<p>CONTENIDO</p>	<p>2</p>
<p>ALUMNO:</p>	<p>JOSÉ ANDRÉS BARRERA</p>
<p>ASESOR:</p>	<p>ING. JUAN VILLALBA</p>

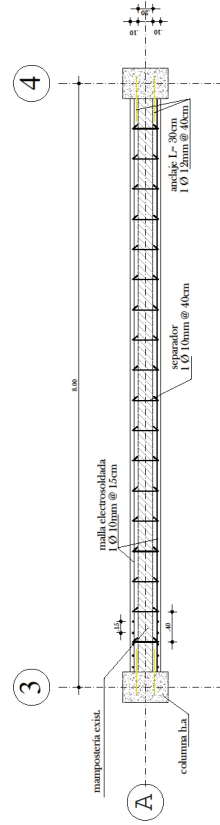




PLANTA PAREDES ENCHAPADAS N+ 6.80 hasta N+ 23.80  
Escala: 1/100



DETALLE DE PERFORACION DE LOSA  
Escala: 1/20



DETALLE TIPO ENCHAPADO CORTE 3-3  
SENTIDO Y  
Escala: 1/20

<p>ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL DEL ECUADOR</p>	
<p>PROYECTO DE TESIS PRECIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL</p>	
<p>TÍTULO:</p> <p>REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO PARA LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL EN LA ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL</p>	
<p>CONTINENTE: ECUADOR</p> <p>PAIS: ECUADOR</p> <p>CIUDAD: QUITO</p>	<p>FECHA: 2018</p>
<p>ALUMNO:</p> <p>JOSÉ ANTONIO BARRA L.</p>	<p>PROFESOR:</p> <p>DR. JUAN ESPINOSA</p>
<p>VALORACIÓN</p> <p>4</p>	

### 5.3 PRESUPUESTO

Se presenta el presupuesto del sistema de reforzamiento estructural del edificio de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental de la Escuela Politécnica Nacional.

#### CUADRO 5.6 PRESUPUESTO DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE LOS BLOQUES A Y B

RUBRO	DESCRIPCIÓN	U.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
<b>1.0</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>				
1.1	Replanteo	m <sup>2</sup>	880.00	3.48	3 066.47
SUBTOTAL =					3 066.47
<b>2.0</b>	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>				
2.1	Excavación manual de cimientos	m <sup>3</sup>	1 152.00	15.31	17 642.02
2.2	Relleno compactado con suelo natural	m <sup>3</sup>	699.84	16.87	11 804.77
SUBTOTAL =					29 446.79
<b>3.0</b>	<b>LIBERACIONES</b>				
3.1	Derrocamiento de mampostería de bloque	m <sup>2</sup>	125.00	31.16	3 894.48
3.2	Derrocamiento manual de elementos de hormigón	m <sup>3</sup>	80.96	25.93	2 099.38
SUBTOTAL =					5 993.86
<b>4.0</b>	<b>CONEXIÓN ENTRE ZAPATA CORRIDA Y PLINTOS EXISTENTES</b>				
4.1	Anclajes a plintos acero $\varnothing$ 20mm de 50cm	kg	372.89	22.24	8 292.08
4.2	Pegado del nuevo hormigón de zapatas corridas a las paredes de plintos existentes	m <sup>2</sup>	148.68	31.16	4 632.25
SUBTOTAL =					12 924.33
<b>5</b>	<b>ESTRUCTURA DE HORMIGÓN</b>				
5.1	Hormigón de replantillo $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$	m <sup>3</sup>	14.40	151.24	2 177.91
5.2	Acero de refuerzo de zapatas corridas $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	37 495.35	2.43	91 010.31
5.3	Acero de refuerzo de muros enchapados $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	13 128.75	2.52	33 113.05

<i>CUADRO 5.6 CONTINUACIÓN</i>					
5.4	Malla electrosoldada $\varnothing$ 10mm cada 15cm para muros enchapados	m <sup>2</sup>	964.22	19.66	18 952.32
5.5	Malla electrosoldada $\varnothing$ 8mm cada 15cm para muros enchapados	m <sup>2</sup>	1 973.57	11.76	23 203.81
5.6	Conectores $\varnothing$ 5mm de 50cm	kg	1 152.93	4.34	5 008.73
5.7	Anclajes a columnas $\varnothing$ 10mm de 30cm	kg	604.08	4.34	2 624.33
5.8	Anclajes de entrepiso $\varnothing$ 20mm de 70cm	kg	9 884.98	4.34	42 943.81
5.9	Hormigón en zapatas corridas $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$	m <sup>3</sup>	414.72	185.45	76 908.79
5.10	Hormigón proyectado en muros enchapados $f'c=250\text{kg/cm}^2$	m <sup>3</sup>	478.72	197.43	94 512.09
SUBTOTAL =					390 455.15
<b>6</b>	<b>ENCOFRADO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES</b>				
6.1	Encofrado metálico en zapatas corridas	m <sup>2</sup>	288.00	7.41	2 133.40
SUBTOTAL =					2 133.40
<b>7</b>	<b>MAMPOSTERIA</b>				
7.1	Mampostería de bloque e = 20 cm	m <sup>2</sup>	1 156.32	14.27	16 500.20
SUBTOTAL =					16 500.20
<b>PRESUPUESTO TOTAL =</b>					<b>460 520.20</b>

ELABORADO POR: José Andrés Arias

El presupuesto requerido para la implementación del sistema de reforzamiento estructural formado por paredes portantes enchapadas con hormigón proyectado armado, es cuatrocientos setenta mil quinientos veinte dólares con veinte centavos. El valor no incluyen IVA.

El presupuesto considera únicamente el aspecto estructural. Es decir, no toma en cuenta los rubros de bodegas de materiales, limpieza de obra, retiro de pisos, retiro de bordillos, acabados de construcción, etc. El análisis de precios unitarios de cada uno de los rubros considerados es presentado en el Anexo Nro. 3.

## CAPÍTULO 6

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 6.1 CONCLUSIONES

- ❖ El Ecuador, al estar ubicado en el “Cinturón de Fuego del Pacífico”, tiene amenaza sísmica alta debido a la subducción de la placa de Nazca bajo la Placa Sudamericana. En la historia sísmica del país se han presentado eventos con grandes magnitudes: Ibarra 1868, Ambato 1949, Esmeraldas 1979, Reventador 1987, Macas 1995 y Bahía 1998. La energía sísmica que afecta a la ciudad de Quito proviene, además de la subducción de placas continentales, del sistema de fallas geológicas que va desde Tambillo hasta San Antonio de Pichincha.
  
- ❖ De acuerdo al mapa de zonificación sísmica presentado por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (N.E.C.), el sitio donde se implanta el edificio de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental (FICA) de la Escuela Politécnica Nacional, corresponde a la zona sísmica V. Es decir, la aceleración sísmica tiene un valor igual al 40% de la aceleración de la gravedad y la amenaza sísmica es alta.
  
- ❖ La estructura original de los bloques A y B del edificio de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, consiste en pórticos de columnas y losas planas con vigas banda. La estructura disipa energía sísmica formando rótulas plásticas en extremos de vigas y evitando el punzonamiento de columnas a losas, de acuerdo al cuadro 1.2. La estructura original del bloque C consiste en muros estructurales, columnas y losas planas con vigas banda. También disipa energía sísmica formando rótulas plásticas en la base de los muros estructurales.



- ❖ El tipo de suelo del sitio, de acuerdo a la N.E.C., es el tipo “C” que corresponde a un perfil de suelo muy denso. También se puede definir el tipo de suelo como una cangahua, es decir, una ceniza volcánica que con el paso del tiempo se ha transformado dando lugar a una roca blanda. Se trata de un suelo muy resistente y apto para la construcción.
- ❖ Existen algunos métodos de reforzamiento estructural de edificaciones, como:
  - Aumento de sección transversal de columnas, vigas y cimentaciones con hormigón armado en toda su dimensión.
  - Colocación de diagonales rigidizadoras de acero en los pórticos.
  - Construcción de muros estructurales.
  - Enchapado de paredes.
  - Revestimiento de elementos estructurales columnas y vigas mediante fibras compuestas.

Se escoge el enchapado de paredes debido a su facilidad de ejecución y menor costo.

- ❖ En los bloques A y B, la carga vertical muerta tiene un valor promedio de **949.64 kg/m<sup>2</sup>** por planta. De igual manera, el peso de la losa plana (incluyendo vigas banda) posee es en promedio **508.72 kg/m<sup>2</sup>** por planta. Es decir, el peso de la losa representa el 54% de la carga vertical muerta. Para el bloque C, el monto promedio de la carga vertical muerta es **1260.24 kg/m<sup>2</sup>**, donde la carga promedio por muros es **540.70 kg/m<sup>2</sup>**. Es decir, el peso de los muros representa el 43% de la carga vertical muerta. El peso de la losa plana es la razón principal de obtener un valor alto de la carga vertical muerta. El peso de la estructura tiene relación directa con el Corte Basal o fuerza sísmica. A mayor peso reactivo se presenta mayor afectación sísmica.
- ❖ El período de vibración para la estructura original de los bloques A y B es **1.08 seg**, de acuerdo al cuadro 2.11. Se escoge el valor del coeficiente de reducción de respuesta sísmica **R = 5** que corresponde a pórticos

especiales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda. Para el bloque C, el período de vibración es **0.70 seg** y se escoge **R = 7** recomendado para pórticos especiales sismo-resistentes con vigas banda y con muros estructurales de hormigón armado.

- ❖ Para la estructura original de los bloques A, B y C; el Corte Basal, expresado como porcentaje del peso reactivo, es igual al **V = 18% · W**.
- ❖ Los problemas estructurales de los bloques A y B son la falta de resistencia de las columnas frente a esfuerzos últimos requeridas de flexo-compresión, confinamiento y corte. Es decir, las dimensiones de la sección, la armadura longitudinal y transversal no son suficientes. No existe punzonamiento de las columnas a las losas, debido al espesor de 35 cm de las mismas. El bloque C no tiene problemas estructurales ya que los muros de corte alivian y reducen la resistencia última requerida en columnas.
- ❖ Se determina que la estructura de los bloques A y B necesita reforzamiento, mientras que el bloque C es sismo-resistente gracias a la presencia de los muros estructurales de hormigón armado. Es decir, la estructura del bloque C es capaz de resistir las fuerzas del código, disipar energía sísmica y presenta derivas de piso menores a 0.02.
- ❖ Se decide reforzar únicamente la estructura de los bloques A y B. El sistema de reforzamiento estructural planteado consiste en enchapado con hormigón proyectado armado en los dos lados de paredes de mampostería. Se escoge 8 paredes en el bloque A y 8 paredes en el bloque B, dispuestas simétricamente en planta. Es necesario modificar la distribución interna de algunos espacios arquitectónicos del edificio.
- ❖ Se diseña la cimentación de las paredes portantes de mampostería enchapada mediante zapatas corridas de cimentación de 4 m de ancho, dispuestas en forma rectangular de acuerdo a los planos estructurales.

- ❖ El período de vibración de la estructura reforzada de los bloques A y B es  $T = 0.66 \text{ seg}$ . El factor de reducción de respuesta sísmica se asume  $R = 6$  porque el anclaje de los muros enchapados a las columnas se realiza mediante varillas corrugadas que no garantizan el funcionamiento de la estructura como sistema dual.
- ❖ El porcentaje de Corte Basal de la estructura reforzada de los bloques A y B es  $V = 25\% \cdot W$ . Su incremento se debe a la reducción del período de vibración  $T$  y posterior incremento de aceleración sísmica espectral  $S_a$ .
- ❖ La relación de aspecto (cociente de la división de altura para la longitud) condiciona la función y desempeño estructural de un muro. Para muros bajos, el efecto crítico es corte. Para muros altos, el efecto más crítico es la flexión. Por lo tanto, el diseño estructural de un muro depende directamente de su relación de aspecto. Los muros enchapados son diseñados por resistencia nominal de capacidad a esfuerzos de flexo-compresión y cortante.
- ❖ La estructura reforzada mediante paredes portantes enchapadas de los bloques A y B resiste las fuerzas de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, es capaz de disipar energía sísmica y presenta derivas de piso menores a 0.01. Además, sus dos primeros modos de vibración consisten en traslación y el tercero en torsión. Por lo tanto, se puede afirmar que la estructura reforzada es sismo-resistente.
- ❖ El presupuesto calculado para implementar el reforzamiento estructural mediante paredes portantes enchapadas en los bloques A y B del edificio de la F.I.C.A., es USD \$ 460 520.20 sin incluir IVA.

## 6.2 RECOMENDACIONES

- ❖ Se recomienda aplicar los principios de sismo-resistencia para el diseño arquitectónico y estructural de todo tipo de edificación. Los principios son: forma regular y simétrica, bajo peso de la estructura, rigidez adecuada, buena estabilidad, suelo firme y cimentación correcta, materiales competentes, calidad en la construcción y capacidad de disipar energía sísmica.
- ❖ El peligro sísmico es la combinación de la amenaza y la vulnerabilidad sísmica. El ser humano no tiene el control sobre la amenaza sísmica dada por los fenómenos geológicos. Se recomienda entonces, reducir la vulnerabilidad de las edificaciones, construyendo estructuras sismo-resistentes. Para lograrlo, la Norma Ecuatoriana de Construcción establece que las estructuras deben:
  - Tener la capacidad para resistir las fuerzas especificadas por esta norma.
  - Presentar derivas de piso inferiores a las admisibles.
  - Poder disipar energía sísmica de deformación inelástica.
- ❖ En el edificio de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, existen paredes tipo clóset que dan origen a la patología de columna corta, en algunas plantas de la edificación. Se recomienda reforzar los espacios libres alrededor de las columnas cortas mediante diagonales rigidizadores de acero.
- ❖ Se recomienda asignar etiquetas “PIER” a muros verticales y etiquetas “SPRANDEL” a muros horizontales, para la correcta modelación estructural en ETABS. Los muros deben fragmentarse o dividirse en elementos de dimensiones alto y ancho similares para que la carga sea correctamente distribuida.

- ❖ Se recomienda añadir los rubros de acabados de construcción, de acuerdo a las características requeridas por las autoridades de la F.I.C.A. y de la Escuela Politécnica Nacional.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ❖ Aguiar Falconí, R. (2013). Microzonificación sísmica de Quito. Quito: Centro de Investigaciones Científicas de la Universidad de Fuerzas Armadas ESPE.
- ❖ Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2001). Manual de construcción, evaluación, y rehabilitación sismo resistente de viviendas de mampostería. Colombia: La Red de Estudios Sociales en Prevención de Desastres en América Latina.
- ❖ Balladares Oña, I., y Feijóo Bermeo, S. (2012). Diseño de un sistema de seguridad industrial para el edificio de Ingeniería Civil y Ambiental de la Escuela Politécnica Nacional. Tesis de grado. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- ❖ Computers and Structures, Inc. (2002). ETABS: Concrete shear wall design manual. Berkeley, California.
- ❖ Estrada Vargas, G. (1996). Metodología de análisis, diseño y construcción de ampliaciones de edificios de hormigón armado mediante reforzamiento estructural. Tesis de grado. Quito: Pontificia Universidad Católica del Ecuador.
- ❖ Fernandez Pichucho, L., y Paredes Bernal, P. (2010). Investigación teórico experimental de un sistema estructural alternativo. Tesis de grado. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- ❖ Garrido Hernández, A. (2007). Materiales de construcción II. Colombia: Universidad Politécnica de Cartagena.
- ❖ Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Cámara de la Industria de la Construcción. (2014). Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC). Quito: MIDUVI, CAMICON.
- ❖ Nilson, A. *Traducido por: Yamín, L.* (2001). Diseño de estructuras de concreto. Colombia: McGraw-Hill Interamericana.
- ❖ Ochoa Román, J., y Ulcuango Merino, F. (2014). Estudio de la seguridad sísmica y diseño del reforzamiento estructural de una vivienda de tres pisos. Tesis de grado. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- ❖ Rey, A. (2006). Hormigón proyectado: dosificación, fabricación y puesta en obra. Madrid: Departamento de Constructoras y Grandes Obras de SIKA.
- ❖ Rivadeneira, F., Segovia, M., Alvarado, A., Egred, J., Troncoso, etal. (2007). Breves fundamentos sobre los terremotos en el Ecuador. Quito: Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional.

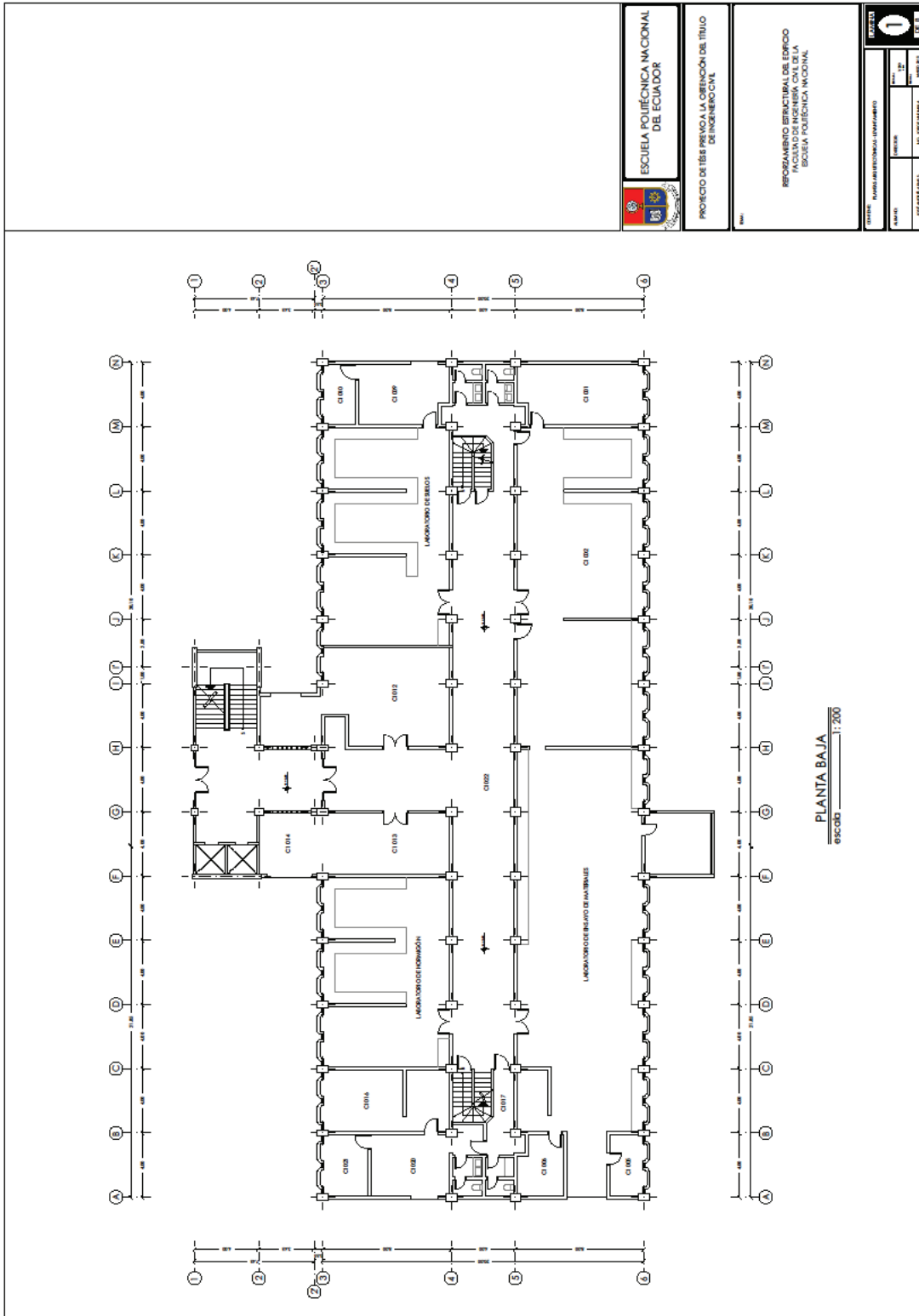
- ❖ SIKA S.A.U. (2009). Hormigón proyectado: sistemas de aplicación de productos Sika en el hormigón proyectado. Madrid.
- ❖ Valverde, J., Fernández, J., Jiménez, E., Vaca, T., y Alarcón, F. (1994). Microzonificación sísmica de los suelos del Distrito Metropolitano de la ciudad de Quito. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- ❖ Vásconez, R. (2007). Estudio de suelos para el diseño de la estructura de seis plantas y dos subsuelos del Edificio de Aulas y Relación con el Medio Externo ubicado en el campus Politécnico, en la ciudad de Quito. Quito, Ecuador.
- ❖ Yepes, H. (15 de agosto de 2014). Breve reseña de los sismos provenientes de la falla geológica de Quito que han afectado a la capital. [Artículo en internet]. Recuperado de <http://www.igepn.edu.ec/noticias/898-breve-rese%C3%B1a-de-los-sismos-provenientes-de-la-falla-geol%C3%B3gica-de-quito-que-han-afectado-a-la-capital>

## **ANEXOS**



**ANEXO No. 1:**

**PLANOS ARQUITECTÓNICOS Y ESTRUCTURALES  
ORIGINALES DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE  
INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL**



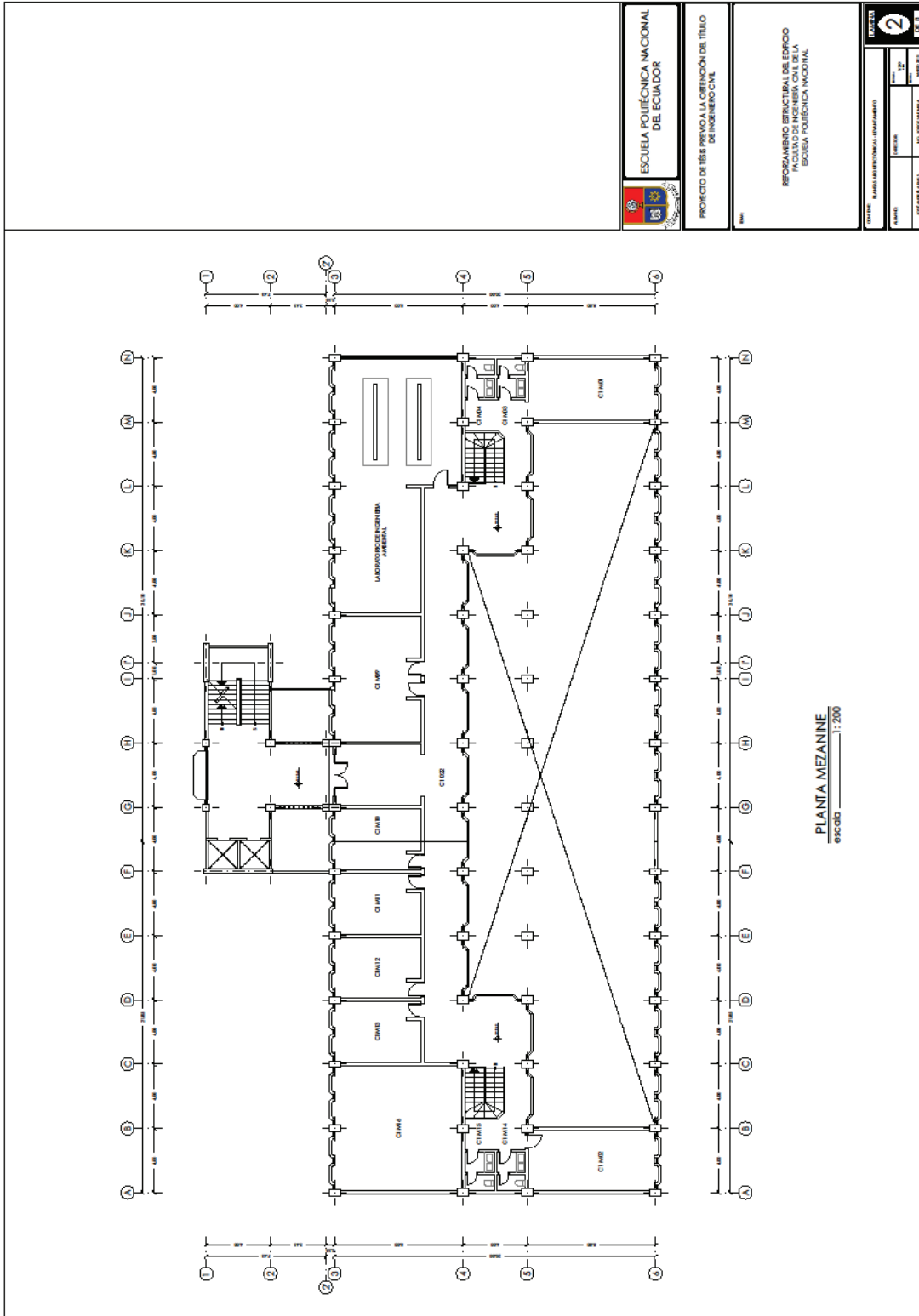
ESUELA POLITÉCNICA NACIONAL  
DEL ECUADOR

PROYECTO DE TESIS PARA LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO  
DE INGENIERO CIVIL

REGION MEMBRO ESCUELA DE INGENIERIA  
PROYECTO DE TESIS PARA LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO  
DE INGENIERO CIVIL

INSTITUCIÓN		1	
CENTRO ACADÉMICO DE INGENIERIA			
PROYECTO	PROYECTO	FECHA	FECHA
INTEGRANTES	INTEGRANTES	FECHA	FECHA

PLANTA BAJA  
Escala: 1:200

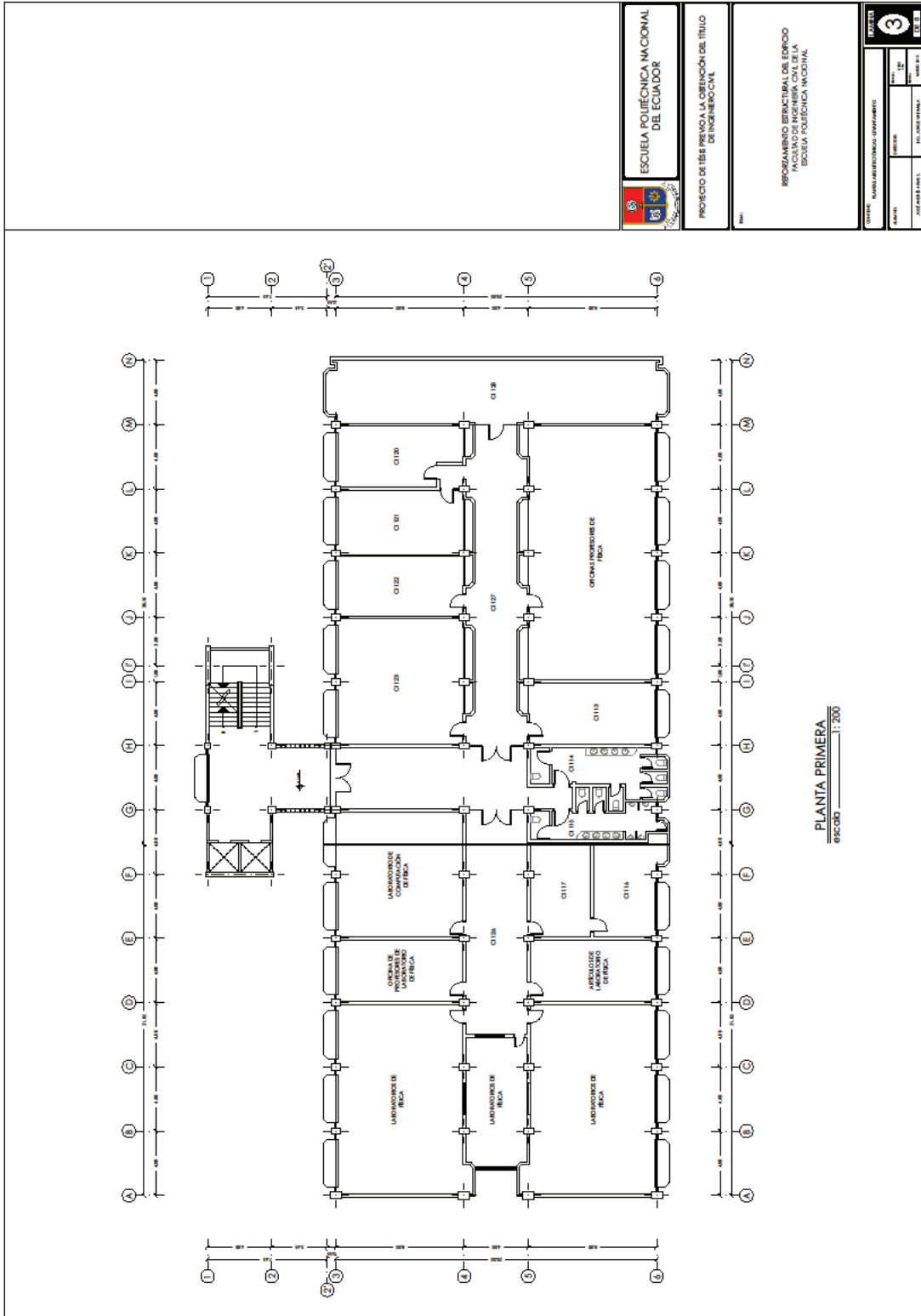


ESUELA POLITÉCNICA NACIONAL  
DEL ECUADOR

PROYECTO DE TESIS PARA LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO  
DE INGENIERO CIVIL

REPORTE TÉCNICO DE LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO  
DE INGENIERO CIVIL  
REVISADO POR:  
ESUELA POLITÉCNICA NACIONAL

ESTRUCTURA		<b>2</b>
PROYECTO	ESTRUCTURA	
PROYECTANTE	PROYECTANTE	PROYECTANTE
PROYECTANTE	PROYECTANTE	PROYECTANTE



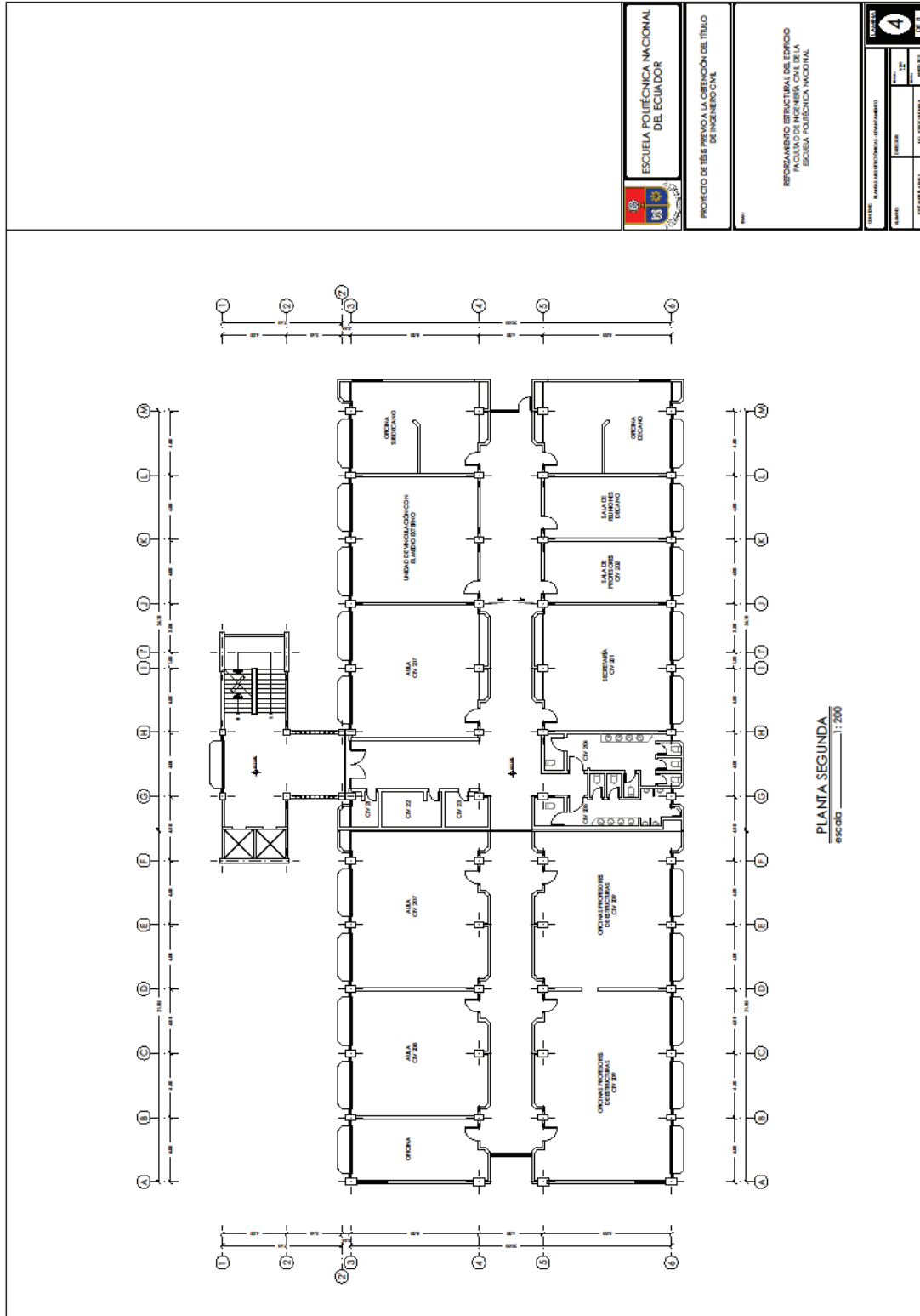
PLANTA PRIMERA  
Escala: 1:200

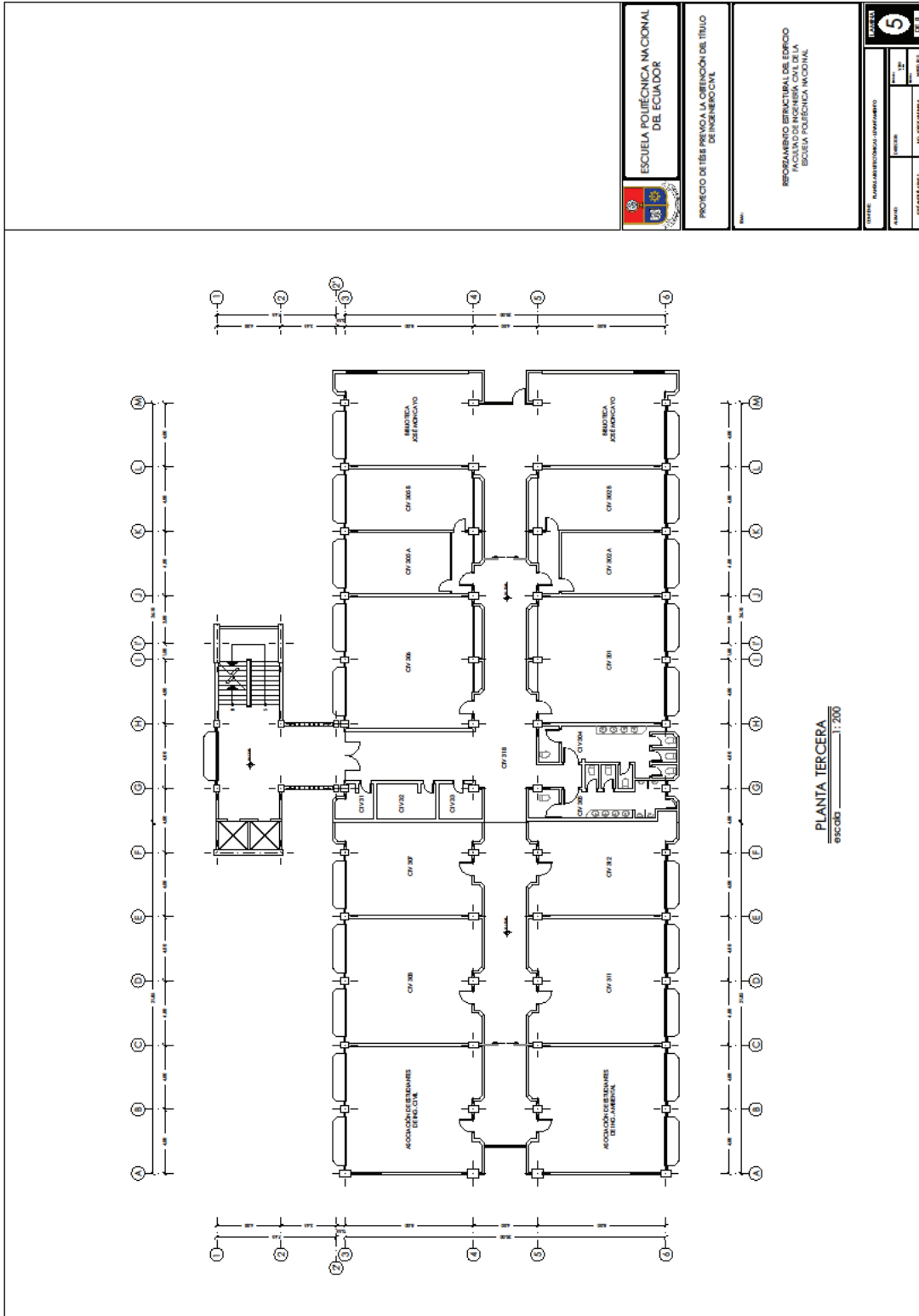
ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL  
DEL ECUADOR

PROYECTO DE TESIS PARA LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO  
DE INGENIERO CIVIL

REPORTE ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO  
PROYECTADO PARA LA ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

AUTOR		INGENIERO CIVIL: M. C. JAVIER PEREZ	
FECHA		2017	
TÍTULO		3	





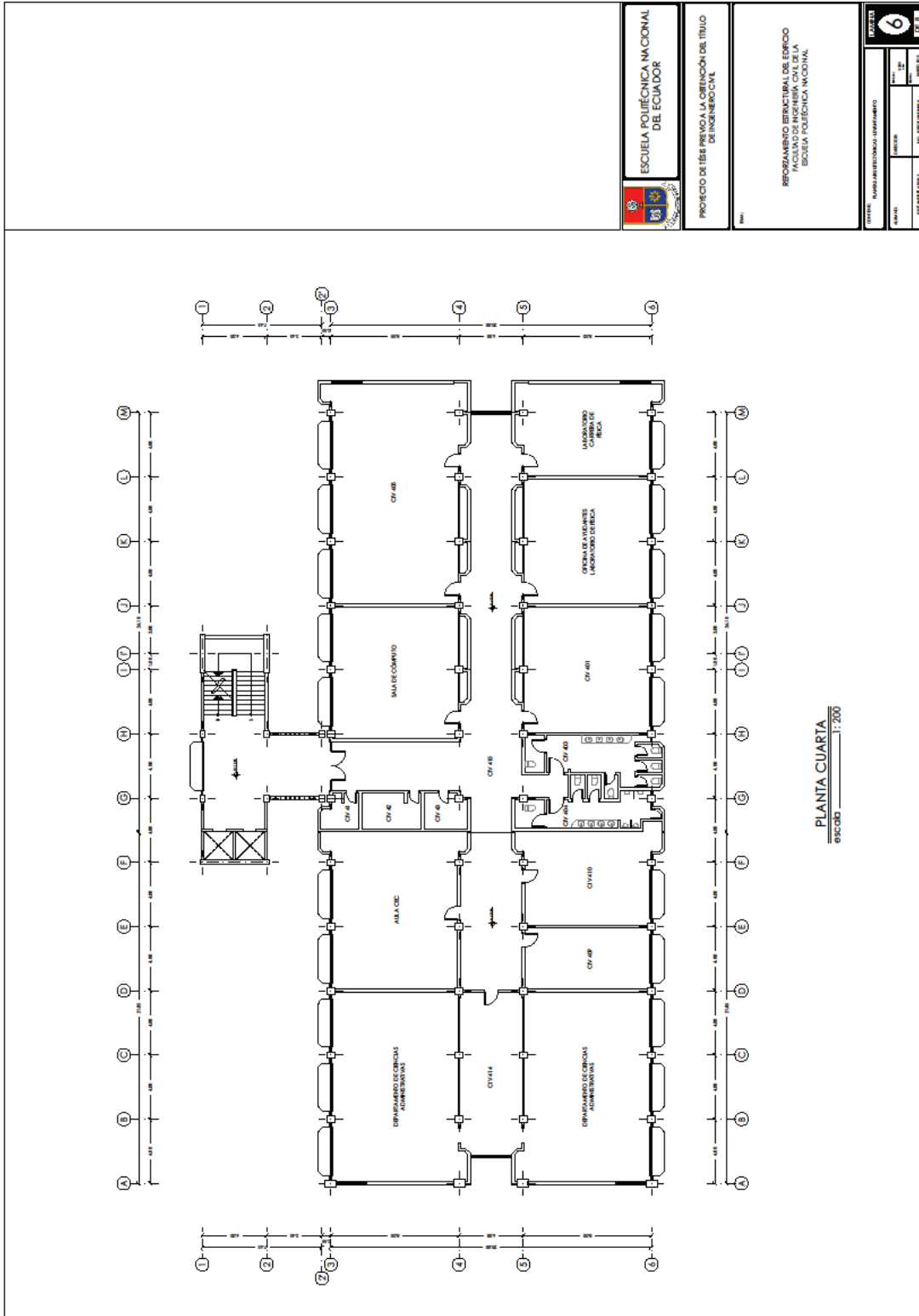
PLANTA TERCERA  
Escala: 1:200

ESUELA POLITÉCNICA NACIONAL  
D.B. ECUADOR

PROYECTO DE TESIS PARA LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO  
DE INGENIERO CIVIL

REPORTE DE TESIS PARA LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO  
DE INGENIERO CIVIL  
ESUELA POLITÉCNICA NACIONAL

ESTRUCTURA		<b>5</b>
ESTRUCTURA	ESTRUCTURA	
NOMBRE	FECHA	ESTRUCTURA
ESTRUCTURA	ESTRUCTURA	ESTRUCTURA



ESCUOLA POLITÉCNICA NACIONAL  
 DBL ECUDOR

PROYECTO DE TÍTULO PARA LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO  
 DE INGENIERO CIVIL

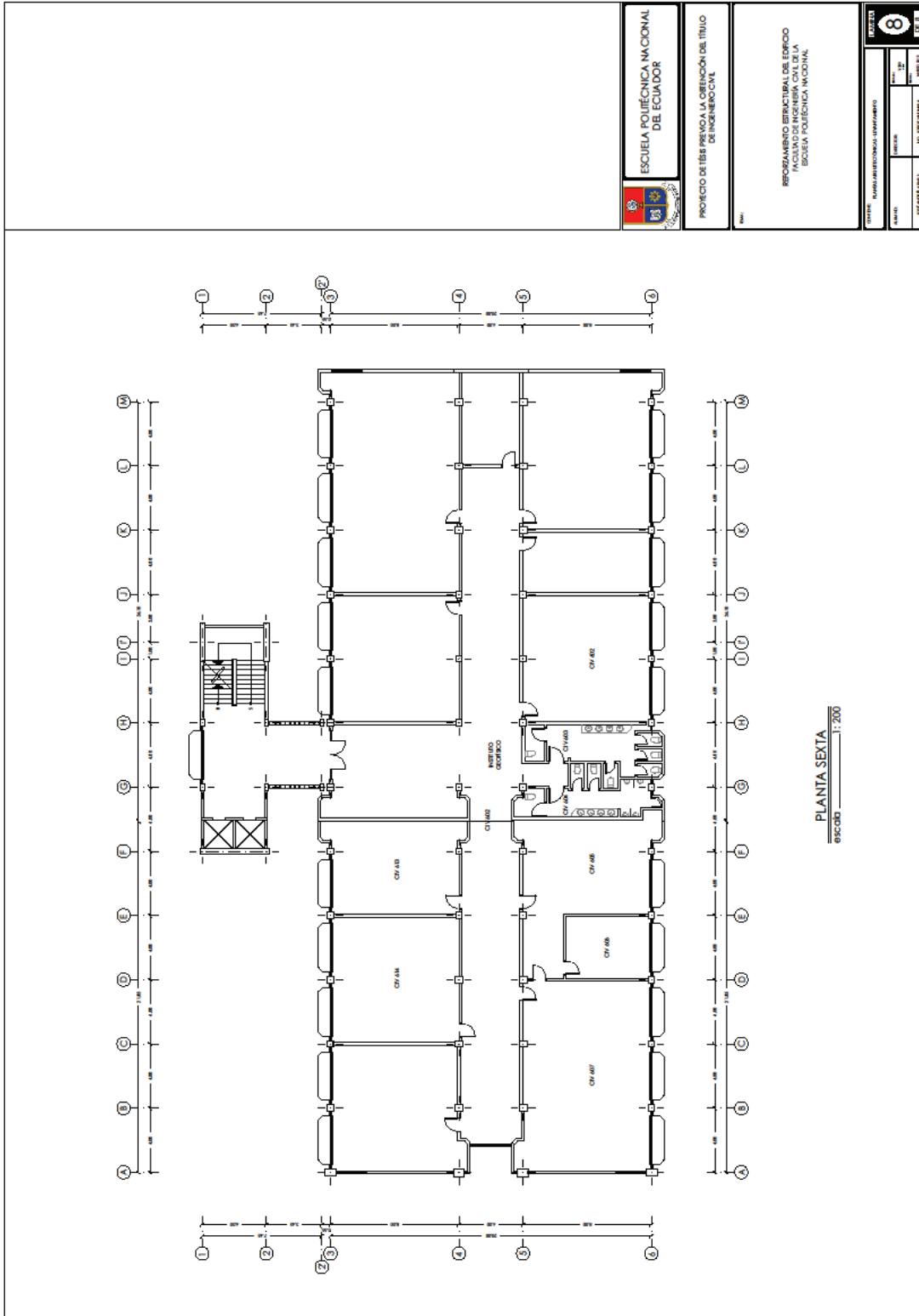
REFORMA ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO  
 DE LA CUARTA FLOOR DE LA  
 ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA NACIONAL			
NOMBRE	PROYECTO	FECHA	ESCALA
ING. JUAN PABLO	REFORMA ESTRUCTURAL	10/05/2018	1:200

PLANTA CUARTA  
 ESCALA 1:200







PLANTA SEXTA  
Escala: 1:200

ESUELA POLITÉCNICA NACIONAL  
DEL ECUADOR

PROYECTO DE TESIS PARA LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO  
DE INGENIERO CIVIL

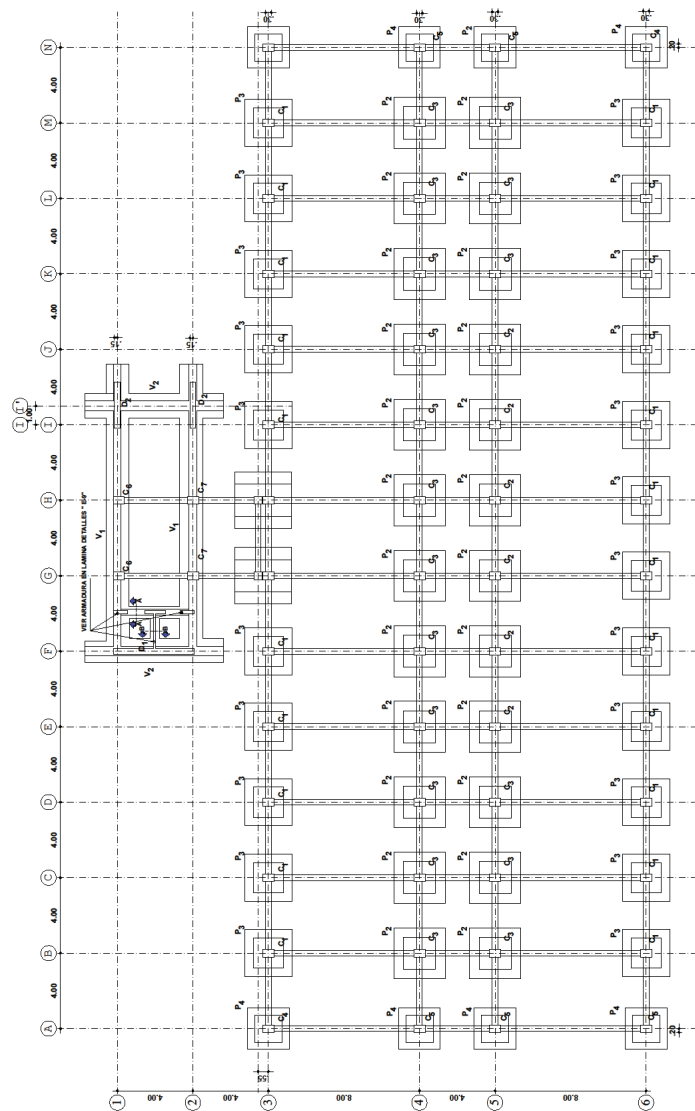
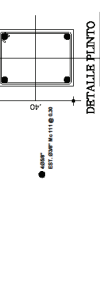
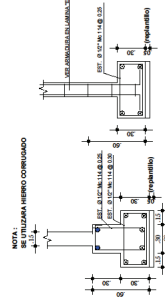
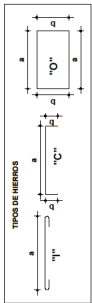
REPORTE DE TESIS PARA LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO  
DE INGENIERO CIVIL  
REPOSICIÓN DE LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO  
DE INGENIERO CIVIL

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA NACIONAL		Escala: 1:200	
PROYECTO	PROYECTO	FECHA	FECHA
PROYECTO	PROYECTO	PROYECTO	PROYECTO

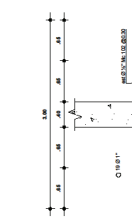
8

TABLA DE HIERROS										
NO.	TIPO	A	B	C	D	E	F	G	H	TOTAL
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	9
2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	9
3	3	1	1	1	1	1	1	1	1	9
4	4	1	1	1	1	1	1	1	1	9
5	5	1	1	1	1	1	1	1	1	9
6	6	1	1	1	1	1	1	1	1	9
7	7	1	1	1	1	1	1	1	1	9
8	8	1	1	1	1	1	1	1	1	9
9	9	1	1	1	1	1	1	1	1	9
10	10	1	1	1	1	1	1	1	1	9
11	11	1	1	1	1	1	1	1	1	9
12	12	1	1	1	1	1	1	1	1	9
13	13	1	1	1	1	1	1	1	1	9
14	14	1	1	1	1	1	1	1	1	9
15	15	1	1	1	1	1	1	1	1	9
16	16	1	1	1	1	1	1	1	1	9
17	17	1	1	1	1	1	1	1	1	9
18	18	1	1	1	1	1	1	1	1	9
19	19	1	1	1	1	1	1	1	1	9
20	20	1	1	1	1	1	1	1	1	9
21	21	1	1	1	1	1	1	1	1	9
22	22	1	1	1	1	1	1	1	1	9
23	23	1	1	1	1	1	1	1	1	9
24	24	1	1	1	1	1	1	1	1	9
25	25	1	1	1	1	1	1	1	1	9
26	26	1	1	1	1	1	1	1	1	9
27	27	1	1	1	1	1	1	1	1	9
28	28	1	1	1	1	1	1	1	1	9
29	29	1	1	1	1	1	1	1	1	9
30	30	1	1	1	1	1	1	1	1	9
31	31	1	1	1	1	1	1	1	1	9
32	32	1	1	1	1	1	1	1	1	9
33	33	1	1	1	1	1	1	1	1	9
34	34	1	1	1	1	1	1	1	1	9
35	35	1	1	1	1	1	1	1	1	9
36	36	1	1	1	1	1	1	1	1	9
37	37	1	1	1	1	1	1	1	1	9
38	38	1	1	1	1	1	1	1	1	9
39	39	1	1	1	1	1	1	1	1	9
40	40	1	1	1	1	1	1	1	1	9
41	41	1	1	1	1	1	1	1	1	9
42	42	1	1	1	1	1	1	1	1	9
43	43	1	1	1	1	1	1	1	1	9
44	44	1	1	1	1	1	1	1	1	9
45	45	1	1	1	1	1	1	1	1	9
46	46	1	1	1	1	1	1	1	1	9
47	47	1	1	1	1	1	1	1	1	9
48	48	1	1	1	1	1	1	1	1	9
49	49	1	1	1	1	1	1	1	1	9
50	50	1	1	1	1	1	1	1	1	9
51	51	1	1	1	1	1	1	1	1	9
52	52	1	1	1	1	1	1	1	1	9
53	53	1	1	1	1	1	1	1	1	9
54	54	1	1	1	1	1	1	1	1	9
55	55	1	1	1	1	1	1	1	1	9
56	56	1	1	1	1	1	1	1	1	9
57	57	1	1	1	1	1	1	1	1	9
58	58	1	1	1	1	1	1	1	1	9
59	59	1	1	1	1	1	1	1	1	9
60	60	1	1	1	1	1	1	1	1	9
61	61	1	1	1	1	1	1	1	1	9
62	62	1	1	1	1	1	1	1	1	9
63	63	1	1	1	1	1	1	1	1	9
64	64	1	1	1	1	1	1	1	1	9
65	65	1	1	1	1	1	1	1	1	9
66	66	1	1	1	1	1	1	1	1	9
67	67	1	1	1	1	1	1	1	1	9
68	68	1	1	1	1	1	1	1	1	9
69	69	1	1	1	1	1	1	1	1	9
70	70	1	1	1	1	1	1	1	1	9
71	71	1	1	1	1	1	1	1	1	9
72	72	1	1	1	1	1	1	1	1	9
73	73	1	1	1	1	1	1	1	1	9
74	74	1	1	1	1	1	1	1	1	9
75	75	1	1	1	1	1	1	1	1	9
76	76	1	1	1	1	1	1	1	1	9
77	77	1	1	1	1	1	1	1	1	9
78	78	1	1	1	1	1	1	1	1	9
79	79	1	1	1	1	1	1	1	1	9
80	80	1	1	1	1	1	1	1	1	9
81	81	1	1	1	1	1	1	1	1	9
82	82	1	1	1	1	1	1	1	1	9
83	83	1	1	1	1	1	1	1	1	9
84	84	1	1	1	1	1	1	1	1	9
85	85	1	1	1	1	1	1	1	1	9
86	86	1	1	1	1	1	1	1	1	9
87	87	1	1	1	1	1	1	1	1	9
88	88	1	1	1	1	1	1	1	1	9
89	89	1	1	1	1	1	1	1	1	9
90	90	1	1	1	1	1	1	1	1	9
91	91	1	1	1	1	1	1	1	1	9
92	92	1	1	1	1	1	1	1	1	9
93	93	1	1	1	1	1	1	1	1	9
94	94	1	1	1	1	1	1	1	1	9
95	95	1	1	1	1	1	1	1	1	9
96	96	1	1	1	1	1	1	1	1	9
97	97	1	1	1	1	1	1	1	1	9
98	98	1	1	1	1	1	1	1	1	9
99	99	1	1	1	1	1	1	1	1	9
100	100	1	1	1	1	1	1	1	1	9

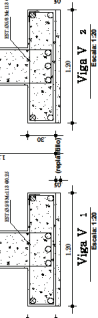
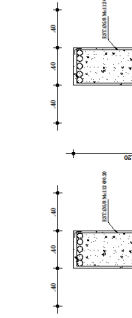
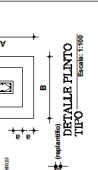
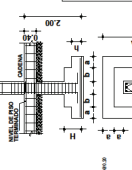
CANTIDAD DE MATERIALES				
ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR UNITARIO
1	ACERO	TON	1.04	1.75
2	CONCRETO	M <sup>3</sup>	4.4	1.75
3	FORMA	M <sup>2</sup>	1.75	1.75
4	LABOR	HORA	1.75	1.75
5	OTROS			
6	TOTAL			



planta de cimentación  
ESCALA 1:20



CUADRO DE PLANTOS		
TIPO	DESCRIPCION	OBSERVACIONES
PA-1	3.00 x 3.00	VER DETALLE
PA-2	3.00 x 3.00	VER DETALLE
PA-3	3.00 x 3.00	VER DETALLE
PA-4	3.00 x 3.00	VER DETALLE
PA-5	3.00 x 3.00	VER DETALLE
PA-6	3.00 x 3.00	VER DETALLE
PA-7	3.00 x 3.00	VER DETALLE
PA-8	3.00 x 3.00	VER DETALLE
PA-9	3.00 x 3.00	VER DETALLE
PA-10	3.00 x 3.00	VER DETALLE

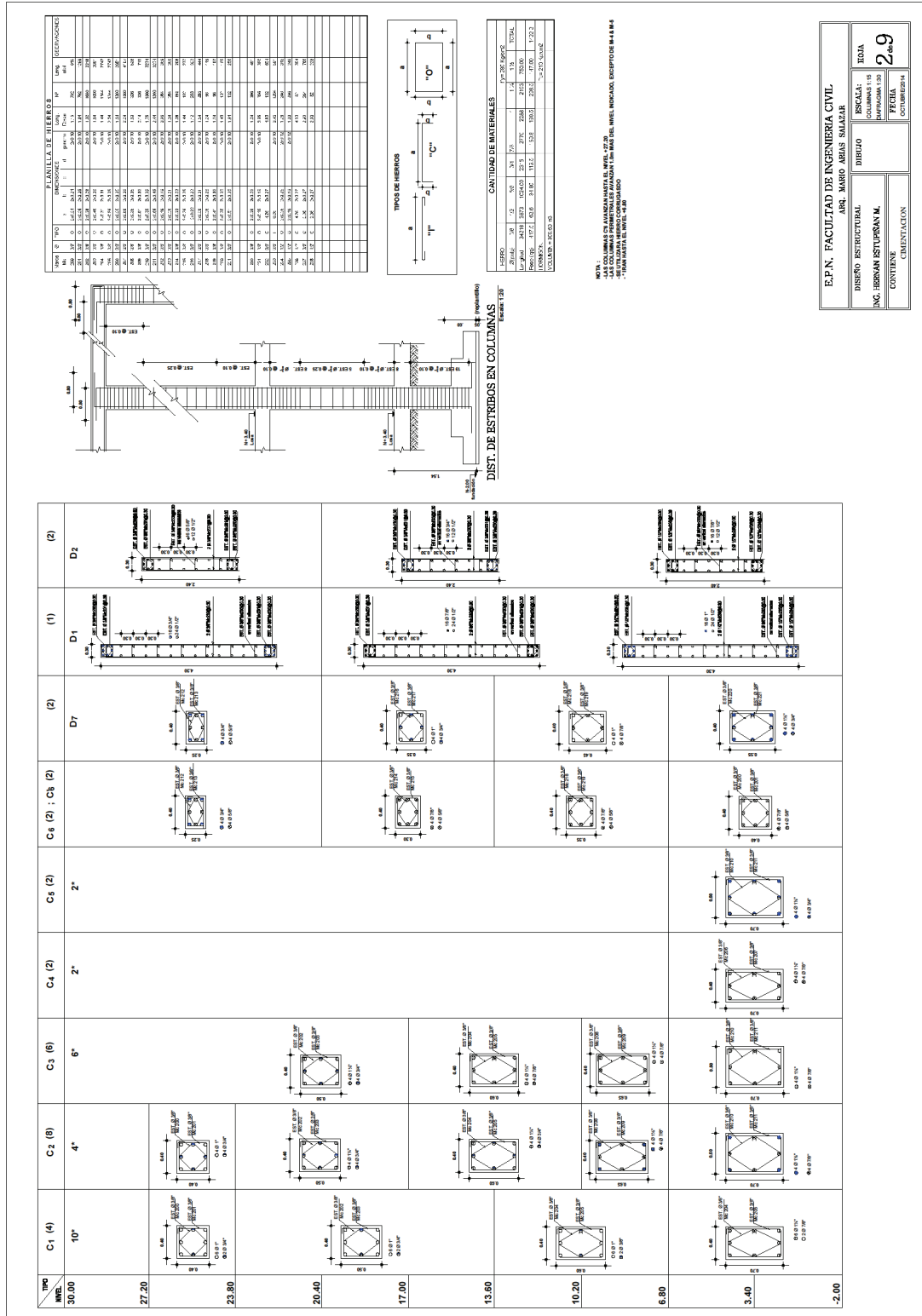


E.P.N. FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
 DIBUJO ESTRUCTURAL  
 ING. HERNAN SETOPANAN M.  
 CONTENE CIMENTACION

RIBUJO  
 ESCALAS:  
 INDICADAS

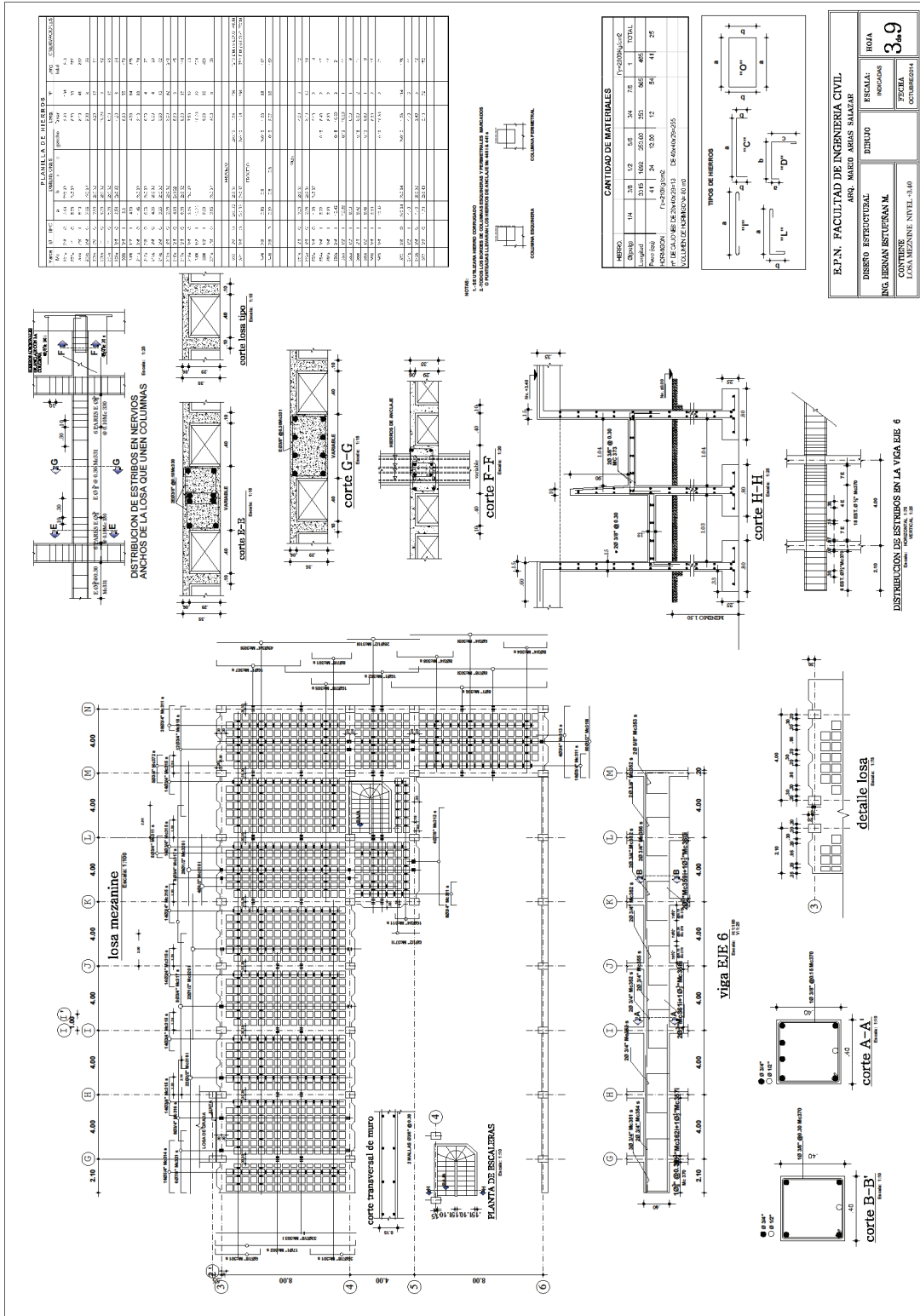
FECHA  
 OCURRENDA

HOLA  
 1B



E.P.N. FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
 ING. AMGO ARBAS SALAZAR  
 DISEÑO ESTRUCTURAL  
 ING. HERMAN ESTUPRAN M.  
 CONTENIDO: CIMENTACION

ESCALA: 1:50  
 FECHA: 29 OCTUBRE 2014



E.F.N. FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
 DISEÑO ESTRUCTURAL  
 ING. HERNAN ESTURBAN M.  
 CONTENE  
 LOSA MEZANINE NIVEL -5.40

ESCALA: 1/50  
 FECHA: OCTUBRE 2014  
 HOJA: 3 de 9



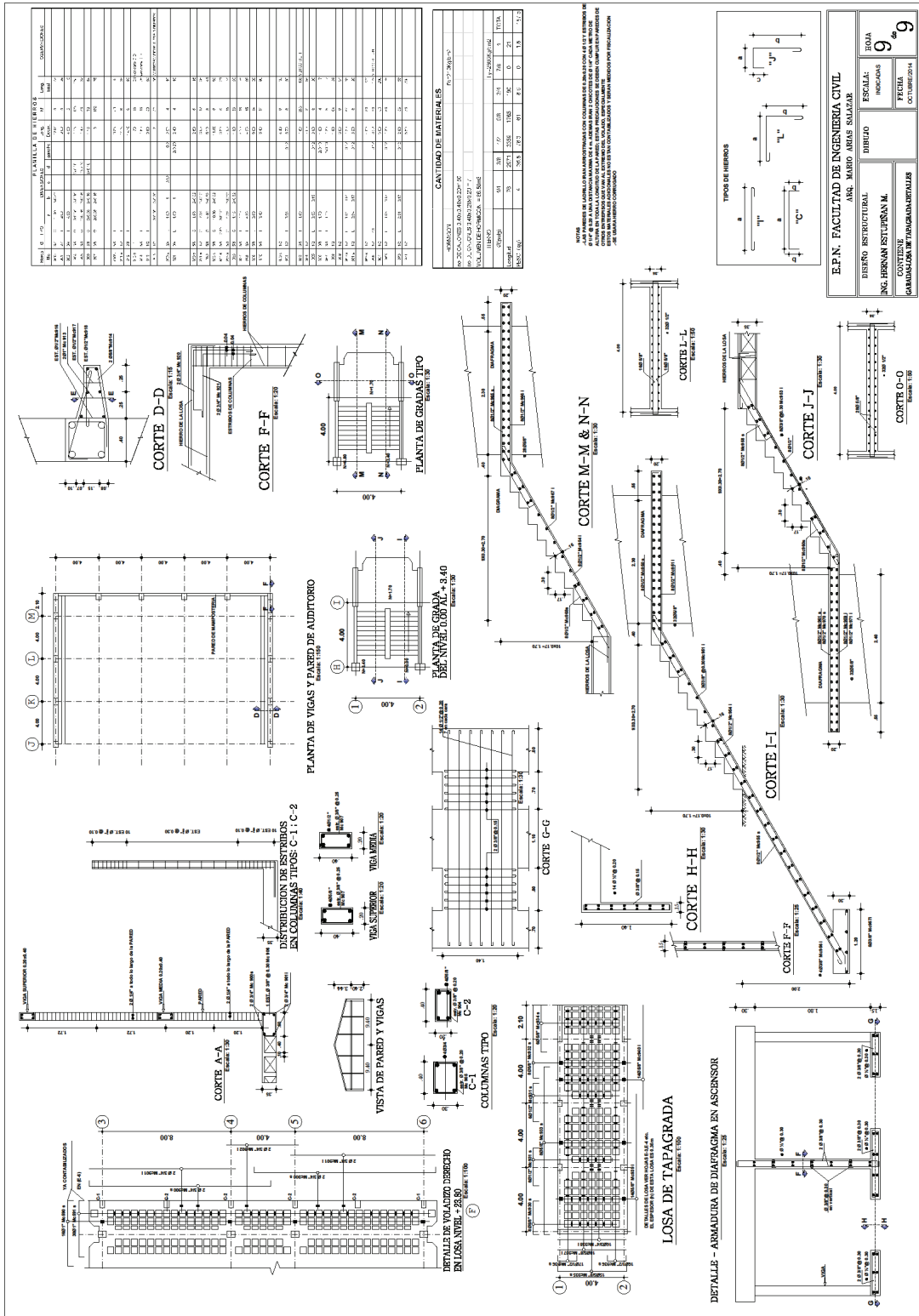












E.P.N. FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
DISEÑO ESTRUCTURAL  
ING. HIRSHAN ESTUÑAN M.  
CONTIENE CAMBIACIONES Y PARAMENTOS

BIBLIOD  
ING. MARIO ARIAS SALAZAR

ESCALA:  
HORIZONTAL  
VERTICAL

FECHA  
OCTUBRE 2014

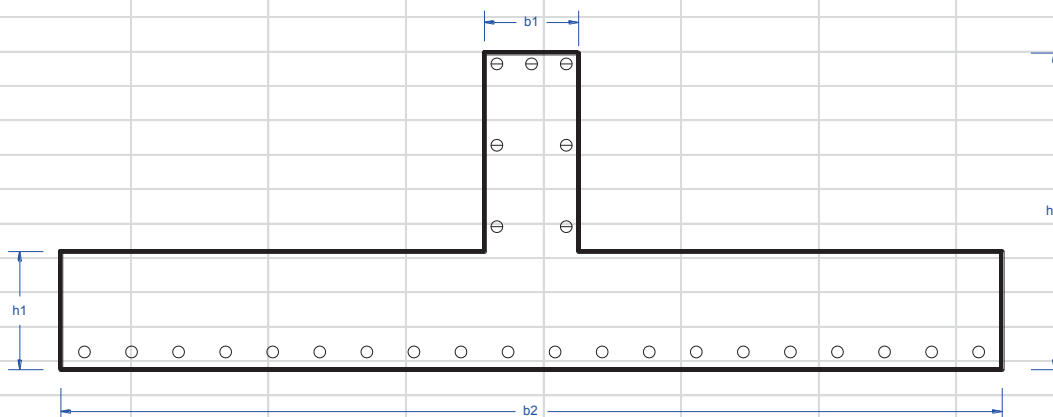
FOJA  
9 de 9

**ANEXO No. 2:**

**CÁLCULO Y DISEÑO DE LAS ZAPATAS CORRIDAS DE  
CIMENTACIÓN**

## ANEXO Nro. 2

## DISEÑO DE LA ZAPATA CORRIDA DE CIMENTACION PARA MUROS ENCHAPADOS EN SENTIDO X (L = 4m)



DIMENSIONES		
b1 =	40.00	[cm]
b2 =	400.00	[cm]
h1 =	60.00	[cm]
h2 =	195.00	[cm]

CARGAS DE SERVICIO DE MUROS		
	P [ton]	M [ton·m]
D+L	217.25	34.53
S	363.83	627.30
D+L+S	581.08	661.83

MATERIALES		
f'c =	250.00	[kg/cm <sup>2</sup> ]
fy =	4200.00	[kg/cm <sup>2</sup> ]

ARMADURA ZAPATA	
Tipo	∅ [mm]
	22
	25

## 1. CAPACIDAD ADMISIBLE Y ULTIMA DEL SUELO

Para calcular la capacidad del suelo ante la condición de carga viva más carga muerta más sismo, se utiliza el factor de seguridad igual a 1.50, de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción:

CONDICIÓN	F.S.I.M. ADMISIBLE
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño pseudo estático	1.5

Tabla 6: Factores de Seguridad Indirectos Mínimos, F.S.I.M

FUENTE: NEC-SE-GC. Pág. 42.

CAPACIDAD DEL SUELO		
q adm =	25.00	[ton/m <sup>2</sup> ]
F.S. =	1.50	
q u =	37.50	[ton/m <sup>2</sup> ]

## 2. CALCULO DE ESFUERZOS TRANSMITIDOS AL SUELO Y AREA DE CIMENTACION



CALCULO DE ESFUERZOS TRANSMITIDOS SIN SISMO				
b2 [m]	L [m]	$\sigma$ max	$\sigma$ min	$\sigma$ adm
4.00	8.00	7.60	5.98	25.00

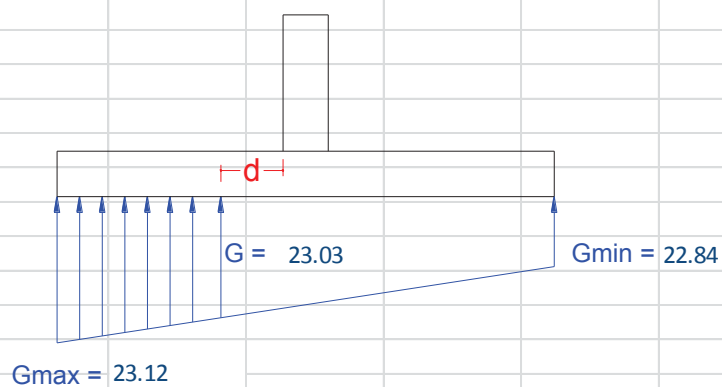
CALCULO DE ESFUERZOS TRANSMITIDOS CON SISMO				
b2 [m]	L [m]	$\sigma$ max	$\sigma$ min	1.33· $\sigma$ adm
4.00	8.00	33.67	2.65	33.25

AREA DE CIMENTACION		
b2 [m]	L [m]	A [m <sup>2</sup> ]
4.00	8.00	32.00

Se obtiene la resistencia última requerida del cuadro 3.15.

SENTIDO	RESISTENCIA REQUERIDA Y ESFUERZOS ULTIMOS			
	Pu [ton]	Mu [ton·m]	$\sigma$ max	$\sigma$ min
X	735.34	844.04	42.76	3.20
Y		2.97	23.12	22.84

## 3. DISEÑO A CORTE EN DIRECCION Y DE LA ALTURA DE ZAPATA CORRIDA



CALCULO DEL CORTE EN DIRECCION Y							
b [m]	d [m]	x [m]	Vu [ton]	Vu [kg]	vu [kg/cm <sup>2</sup> ]	vc [kg/cm <sup>2</sup> ]	vu < vc
8.00	0.52	1.79	331.32	331321.34	7.96	8.85	OK

#### 4. CALCULO DEL CORTE EN DOS DIRECCIONES O PUNZONAMIENTO

CALCULO DEL PUNZONAMIENTO				
q [kg/cm <sup>2</sup> ]	Vu [kg]	vu [kg/cm <sup>2</sup> ]	vc [kg/cm <sup>2</sup> ]	vu < vc
2.30	639148.34	12.61	15.81	OK

#### 5. DISEÑO A FLEXION

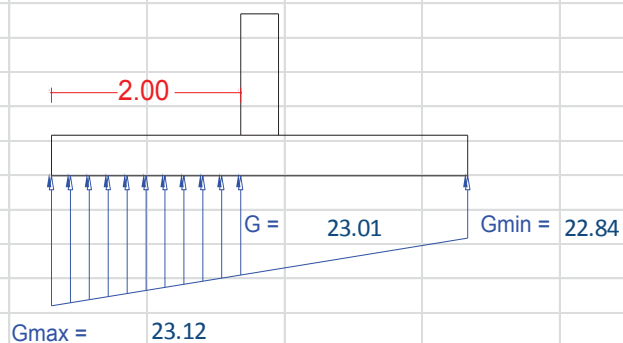
##### 5.1 FLEXION EN DIRECCION X



CALCULO DEL MOMENTO FLECTOR Y AREA DE REFUERZO					
b [m]	d [m]	Øf	Mu [ton·m]	Mu [kg·cm]	As [cm <sup>2</sup> ]
1.00	0.55	0.90	67.09	6708970.31	34.40

REFUERZO LONGITUDINAL PROPUESTO		
Ø [mm]	s [cm]	As [cm <sup>2</sup> ]
25	15.00	34.36

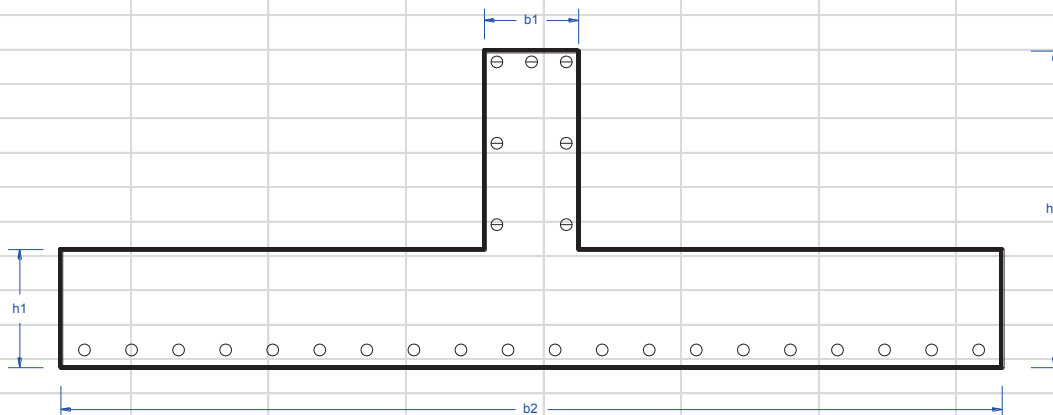
##### 5.2 FLEXION EN DIRECCION Y



CALCULO DEL MOMENTO FLECTOR Y AREA DE REFUERZO					
b [m]	d [m]	Øf	Mu [ton·m]	Mu [kg·cm]	As [cm <sup>2</sup> ]
1.00	0.52	0.90	39.24	3923849.69	20.78

REFUERZO LONGITUDINAL PROPUESTO		
Ø [mm]	s [cm]	As [cm <sup>2</sup> ]
20	15.00	21.99

**DISEÑO DE LA ZAPATA CORRIDA DE CIMENTACION PARA MUROS ENCHAPADOS EN SENTIDO Y (L = 8m)**



DIMENSIONES		
b1 =	40.00	[cm]
b2 =	400.00	[cm]
h1 =	60.00	[cm]
h2 =	195.00	[cm]

CARGAS DE SERVICIO DE MUROS		
	P [ton]	M [ton·m]
D+L	438.64	53.47
S	629.19	1072.65
D+L+S	1067.83	1126.12

MATERIALES		
f'c =	250.00	[kg/cm <sup>2</sup> ]
fy =	4200.00	[kg/cm <sup>2</sup> ]

ARMADURA ZAPATA	
Tipo	∅ [mm]
	22
	25

**1. CAPACIDAD ADMISIBLE Y ULTIMA DEL SUELO**

Para calcular la capacidad del suelo ante la condición de carga viva más carga muerta más sismo, se utiliza el factor de seguridad igual a 1.50, de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción:

CONDICIÓN	F.S.I.M. ADMISIBLE
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño pseudo estático	1.5

Tabla 6: Factores de Seguridad Indirectos Mínimos, F.S.I.M

FUENTE: NEC-SE-GC. Pág. 42.

CAPACIDAD DEL SUELO		
q adm =	25.00	[ton/m <sup>2</sup> ]
F.S. =	1.50	
q u =	37.50	[ton/m <sup>2</sup> ]

## 2. CALCULO DE ESFUERZOS TRANSMITIDOS AL SUELO Y AREA DE CIMENTACION



CALCULO DE ESFUERZOS TRANSMITIDOS SIN SISMO				
b2 [m]	L [m]	$\sigma$ max	$\sigma$ min	$\sigma$ adm
4.00	12.00	9.70	8.58	25.00

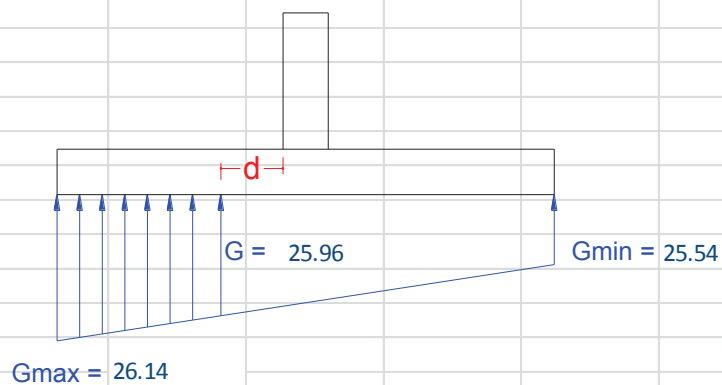
CALCULO DE ESFUERZOS TRANSMITIDOS CON SISMO				
b2 [m]	L [m]	$\sigma$ max	$\sigma$ min	1.33· $\sigma$ adm
4.00	12.00	33.98	10.52	33.25

AREA DE CIMENTACION		
b2 [m]	L [m]	A [m <sup>2</sup> ]
4.00	12.00	48.00

Se obtiene la resistencia última requerida del cuadro 3.15.

SENTIDO	RESISTENCIA REQUERIDA Y ESFUERZOS ULTIMOS			
	Pu [ton]	Mu [ton·m]	$\sigma$ max	$\sigma$ min
X	1240.5	1466.23	41.12	10.57
Y		9.58	26.14	25.54

## 3. DISEÑO A CORTE EN DIRECCION X DE LA ALTURA DE ZAPATA CORRIDA



CALCULO DEL CORTE EN DIRECCION X							
b [m]	d [m]	x [m]	Vu [ton]	Vu [kg]	vu [kg/cm <sup>2</sup> ]	vc [kg/cm <sup>2</sup> ]	vu ≈ vc
12.00	0.52	1.79	561.05	561045.23	8.99	8.85	OK



#### 4. CALCULO DEL CORTE EN DOS DIRECCIONES O PUNZONAMIENTO

CALCULO DEL PUNZONAMIENTO				
q [kg/cm <sup>2</sup> ]	Vu [kg]	vu [kg/cm <sup>2</sup> ]	vc [kg/cm <sup>2</sup> ]	vu < vc
2.58	1037213.06	11.78	15.81	OK

#### 5. DISEÑO A FLEXION

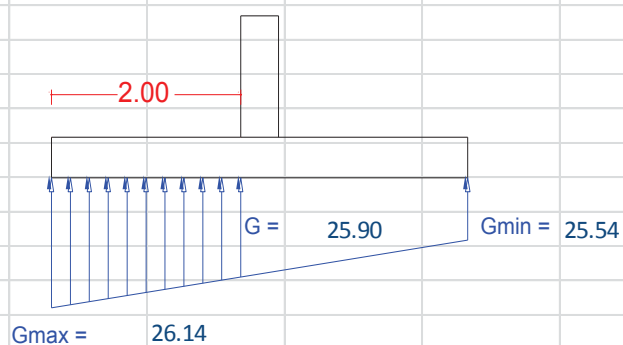
##### 5.1 FLEXION EN DIRECCION Y



CALCULO DEL MOMENTO FLECTOR Y AREA DE REFUERZO					
b [m]	d [m]	$\phi f$	Mu [ton·m]	Mu [kg·cm]	As [cm <sup>2</sup> ]
1.00	0.55	0.90	61.24	6124403.47	31.21

REFUERZO LONGITUDINAL PROPUESTO		
$\phi$ [mm]	s [cm]	As [cm <sup>2</sup> ]
25	15.00	34.36

##### 5.2 FLEXION EN DIRECCION X



CALCULO DEL MOMENTO FLECTOR Y AREA DE REFUERZO					
b [m]	d [m]	$\phi f$	Mu [ton·m]	Mu [kg·cm]	As [cm <sup>2</sup> ]
1.00	0.52	0.90	44.31	4430759.58	23.60

REFUERZO LONGITUDINAL PROPUESTO		
$\phi$ [mm]	s [cm]	As [cm <sup>2</sup> ]
20	15.00	24.06

**ANEXO No. 3:**

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:	REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y AMBIENTAL EPN				
OFERENTE:	JOSE ANDRES ARIAS SALAZAR			HOJA No.	238
PROYECTO DE TITULACIÓN DE INGENIERO CIVIL MENCIÓN ESTRUCTURAS					
RUBRO:	REPLANTEO			UNIDAD:	m2
DETALLE:	Utilizando aparatos de topografía			RENDIMIEN/JORNADA:	80.00
<b>EQUIPOS</b>					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta manual	1.00	5% m.o.		0.10	0.07
Estacion total	1.00	3.50	3.50	0.10	0.35
Nivel de ingeniero	1.00	1.50	1.50	0.10	0.15
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.57</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCIÓN (CATEG)	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón E2	1.00	3.18	3.18	0.10	0.32
Albañil D2	1.00	3.22	3.22	0.10	0.32
Maestro Mayor C1	1.00	3.57	3.57	0.10	0.36
Topografo 2 (Estrc. Oc. C1)	1.00	3.57	3.57	0.10	0.36
<b>SUBTOTAL N</b>					<b>1.35</b>
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
			A	B	C=A*B
Tabla de encofrado de 20cm.		u	0.10	3.00	0.30
Tiras de eucalipto		u	0.18	0.65	0.12
Clavos de 2 1/2"		kg	0.01	1.40	0.01
Estacas de madera		u	0.15	0.40	0.06
Pingos de 3m		u	0.15	2.50	0.38
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>0.87</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C=A*B
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				<b>2.79</b>
	INDIRECTOS Y UTILIDADES %				25.00% <b>0.70</b>
	OTROS INDIRECTOS %				0.00 <b>0.00</b>
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				<b>3.48</b>
	VALOR OFERTADO				<b>3.48</b>
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					
	Quito, Diciembre de 2015			JOSE ANDRES ARIAS SALAZAR	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:	REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y AMBIENTAL EPN				
OFERENTE:	JOSE ANDRES ARIAS SALAZAR			HOJA No.	239
PROYECTO DE TITULACIÓN DE INGENIERO CIVIL MENCIÓN ESTRUCTURAS					
RUBRO:	EXCAVACION MANUAL DE CIMIENTOS			UNIDAD:	m3
DETALLE:	Prof.: hasta 2.00 mts		RENDIMIEN/JORNADA:	5.00	
<b>EQUIPOS</b>					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta manual	1.00	5% m.o.		1.60	0.58
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.58</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCIÓN (CATEG)	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón E2	1.00	3.18	3.18	1.60	5.09
Albañil D2	1.00	3.22	3.22	1.60	5.15
Maestro Mayor C1	0.25	3.57	0.89	1.60	1.43
<b>SUBTOTAL N</b>					<b>11.67</b>
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
			A	B	C=A*B
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>0.00</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C=A*B
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				<b>12.25</b>
	INDIRECTOS Y UTILIDADES %			25.00%	<b>3.06</b>
	OTROS INDIRECTOS %			0.00	<b>0.00</b>
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				<b>15.31</b>
	VALOR OFERTADO				<b>15.31</b>
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					
Quito, Diciembre de 2015			JOSE ANDRES ARIAS SALAZAR		

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:	REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y AMBIENTAL EPN				
OFERENTE:	JOSE ANDRES ARIAS SALAZAR		HOJA No.	240	
PROYECTO DE TITULACIÓN DE INGENIERO CIVIL MENCIÓN ESTRUCTURAS					
RUBRO:	RELLENO COMPACTADO CON SUELO NATURAL			UNIDAD:	m <sup>3</sup>
DETALLE:	Mediante capas vibrocompactadas			RENDIMIEN/JORNADA:	8.00
<b>EQUIPOS</b>					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta manual	1.00	5% m.o.		1.00	0.41
Vibroapisonador	1.00	4.90	4.90	1.00	4.90
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>5.31</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCIÓN (CATEG)	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón E2	1.00	3.18	3.18	1.00	3.18
Albañil D2	1.00	3.22	3.22	1.00	3.22
Maestro Mayor C1	0.50	3.57	1.79	1.00	1.79
<b>SUBTOTAL N</b>					<b>8.19</b>
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
			A	B	C=A*B
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>0.00</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C=A*B
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				<b>13.49</b>
	INDIRECTOS Y UTILIDADES %				25.00% <b>3.37</b>
	OTROS INDIRECTOS %				<b>0.00</b>
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				<b>16.87</b>
	VALOR OFERTADO				<b>16.87</b>
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					
Quito, Diciembre de 2015			JOSE ANDRES ARIAS SALAZAR		

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:	REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y AMBIENTAL EPN				
OFERENTE:	JOSE ANDRES ARIAS SALAZAR		HOJA No.	241	
PROYECTO DE TITULACIÓN DE INGENIERO CIVIL MENCIÓN ESTRUCTURAS					
RUBRO:	DERROCAMIENTO DE MAMPOSTERIA DE BLOQUE		UNIDAD:	m2	
DETALLE:	Utilizando herr. eléctrica, desalojo manual RENDIMIEN/JORNADA: 80.00				
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta manual	1.00	5% m.o.		0.10	0.04
Martillo rompedor eléctrico liviano	1.00	4.56	4.56	0.10	0.46
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.49</b>
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEG)	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón E2	1.00	3.18	3.18	0.10	0.32
Albañil D2	1.00	3.22	3.22	0.10	0.32
Maestro Mayor C1	0.25	3.57	0.89	0.10	0.09
<b>SUBTOTAL N</b>					<b>0.73</b>
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
			A	B	C=A*B
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>0.00</b>
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C=A*B
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				<b>1.22</b>
	INDIRECTOS Y UTILIDADES %				25.00%
	OTROS INDIRECTOS %				<b>0.00</b>
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				<b>1.53</b>
	VALOR OFERTADO				<b>1.53</b>
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					
Quito, Diciembre de 2015					
JOSE ANDRES ARIAS SALAZAR					

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:	REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y AMBIENTAL EPN				
OFERENTE:	JOSE ANDRES ARIAS SALAZAR		HOJA No.	242	
<b>PROYECTO DE TITULACIÓN DE INGENIERO CIVIL MENCIÓN ESTRUCTURAS</b>					
RUBRO:	DERROCAMIENTO MANUAL DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN		UNIDAD:	m3	
DETALLE:	Utilizando herramientas manuales		RENDIMIEN/JORNADA:	6.00	
<b>EQUIPOS</b>					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta manual	1.00	5% m.o.		1.33	0.70
Martillo rompedor eléctrico liviano	1.00	4.56	4.56	1.33	6.08
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>6.78</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCIÓN (CATEG)	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón E2	2.00	3.18	6.36	1.33	8.48
Albañil D2	1.00	3.22	3.22	1.33	4.29
Maestro Mayor C1	0.25	3.57	0.89	1.33	1.19
<b>SUBTOTAL N</b>					<b>13.96</b>
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
			A	B	C=A*B
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>0.00</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C=A*B
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				<b>20.74</b>
	INDIRECTOS Y UTILIDADES %				25.00%
	OTROS INDIRECTOS %				0.00
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				<b>25.93</b>
	VALOR OFERTADO				<b>25.93</b>
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					
Quito, Diciembre de 2015					
JOSE ANDRES ARIAS SALAZAR					

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:		REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y AMBIENTAL EPN			
OFERENTE:		JOSE ANDRES ARIAS SALAZAR	HOJA No.	243	
PROYECTO DE TITULACIÓN DE INGENIERO CIVIL MENCIÓN ESTRUCTURAS					
RUBRO:	ANCLAJES A PLINTOS ACERO D=20MM DE 50CM			UNIDAD:	kg
DETALLE:	Utilizando herramientas corte de concreto			RENDIMIEN/JORNADA:	15.00
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta manual	1.00	5% m.o.		0.53	0.27
Amoladora	1.00	0.50	0.50	0.53	0.27
Taladro de percusion	1.00	3.00	3.00	0.53	1.60
SUBTOTAL M					2.13
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEG)	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón E2	1.00	3.18	3.18	0.53	1.70
Albañil D2	1.00	3.22	3.22	0.53	1.72
Maestro Mayor C1	1.00	3.57	3.57	0.53	1.90
SUBTOTAL N					5.32
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
ANCLAJES DE ACERO DE REFUERZO D=20MM DE 50CM	Kg.	1.50	1.46	2.19	
Brocas de diamante perforar hormigon	u	0.05	25.00	1.25	
Disco de corte de acero	u	0.05	12.00	0.60	
Soldadura epoxica	Kg.	0.35	18.00	6.30	
SUBTOTAL O					10.34
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					17.79
INDIRECTOS Y UTILIDADES %					25.00%
OTROS INDIRECTOS %					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					22.24
VALOR OFERTADO					22.24
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					
Quito, Diciembre de 2015			JOSE ANDRES ARIAS SALAZAR		



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:	REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y AMBIENTAL EPN				
OFERENTE:	JOSE ANDRES ARIAS SALAZAR		HOJA No.	244	
PROYECTO DE TITULACIÓN DE INGENIERO CIVIL MENCIÓN ESTRUCTURAS					
RUBRO:	PEGADO DEL NUEVO HORMIGÓN DE ZAPATAS CORRIDAS A LAS PARI		UNIDAD:	m2	
DETALLE:	Utilizando herramientas manuales		RENDIMIEN/JORNADA:	6.00	
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta manual	1.00	5% m.o.		1.33	0.66
Amoladora	1.00	0.50	0.50	1.33	0.67
Taladro de percusion	1.00	3.00	3.00	1.33	4.00
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>5.33</b>
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEG)	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón E2	1.00	3.18	3.18	1.33	4.24
Albañil D2	1.00	3.22	3.22	1.33	4.29
Maestro Mayor C1	1.00	3.57	3.57	1.33	4.76
<b>SUBTOTAL N</b>					<b>13.29</b>
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
			A	B	C=A*B
Soldadura epoxica		Kg.	0.35	18.00	6.30
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>6.30</b>
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C=A*B
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				<b>24.92</b>
	INDIRECTOS Y UTILIDADES %				25.00%
	OTROS INDIRECTOS %				0.00
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				<b>31.16</b>
	VALOR OFERTADO				<b>31.16</b>
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					
Quito, Diciembre de 2015					
JOSE ANDRES ARIAS SALAZAR					

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:	REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y AMBIENTAL EPN				
OFERENTE:	JOSE ANDRES ARIAS SALAZAR		HOJA No.	245	
PROYECTO DE TITULACIÓN DE INGENIERO CIVIL MENCIÓN ESTRUCTURAS					
RUBRO:	HORMIGON DE REPLANTILLO F'C = 140 KG/CM2			UNIDAD:	m3
DETALLE:	Hormigón f'c=140 Kg./cm2		RENDIMIEN/JORNADA:	4.00	
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta manual	1.00	5% m.o.		2.00	2.59
Concreteira	1.00	3.00	3.00	2.00	6.00
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>8.59</b>
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEG)	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón E2	5.00	3.18	15.90	2.00	31.80
Albañil D2	2.00	3.22	6.44	2.00	12.88
Maestro Mayor C1	1.00	3.57	3.57	2.00	7.14
<b>SUBTOTAL N</b>					<b>51.82</b>
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
			A	B	C=A*B
Cemento portland (incluye transporte)		saco	5.00	7.45	37.25
Arena		m3	0.45	12.00	5.40
Ripio triturado		m3	0.75	13.00	9.75
Agua		m3	0.24	0.50	0.12
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>52.52</b>
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C=A*B
Transporte material petreo desde San Antonio de Pichincha		m3	1.20	6.72	8.06
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>8.06</b>
	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				121.00
	INDIRECTOS Y UTILIDADES %				25.00%
	OTROS INDIRECTOS %				0.00
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				151.24
	VALOR OFERTADO				151.24
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					
	Quito, Diciembre de 2015			JOSE ANDRES ARIAS SALAZAR	

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:	REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y AMBIENTAL EPN				
OFERENTE:	JOSE ANDRES ARIAS SALAZAR		HOJA No.	246	
<b>PROYECTO DE TITULACIÓN DE INGENIERO CIVIL MENCIÓN ESTRUCTURAS</b>					
RUBRO:	ACERO DE REFUERZO DE ZAPATAS CORRIDAS FY = 4200 KG/C			UNIDAD:	kg.
DETALLE:	fy= 4200 Kg./cm2		RENDIMIEN/JORNADA:	200.00	
<b>EQUIPOS</b>					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta manual	1.00	5% m.o.		0.04	0.01
Cizalla	1.00	0.50	0.50	0.04	0.02
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.03</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCIÓN (CATEG)	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón E2	1.00	3.18	3.18	0.04	0.13
Fierrero D2	1.00	3.22	3.22	0.04	0.13
Maestro Mayor C1	0.10	3.57	0.36	0.04	0.01
<b>SUBTOTAL N</b>					<b>0.27</b>
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
			A	B	C=A*B
Acero de refuerzo		Kg.	1.05	1.46	1.53
Alambre negro No. 18		Kg.	0.05	2.10	0.11
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>1.64</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C=A*B
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				<b>1.94</b>
	INDIRECTOS Y UTILIDADES %				25.00% <b>0.49</b>
	OTROS INDIRECTOS %				0.00 <b>0.00</b>
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				<b>2.43</b>
	VALOR OFERTADO				<b>2.43</b>
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					
	Quito, Diciembre de 2015			JOSE ANDRES ARIAS SALAZAR	

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:	REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y AMBIENTAL EPN				
OFERENTE:	JOSE ANDRES ARIAS SALAZAR		HOJA No.	247	
PROYECTO DE TITULACIÓN DE INGENIERO CIVIL MENCIÓN ESTRUCTURAS					
RUBRO:	ACERO DE REFUERZO DE MUROS ENCHAPADOS FY = 4200 KG		UNIDAD:	kg.	
DETALLE:	fy= 4200 Kg./cm2		RENDIMIEN/JORNADA:	160.00	
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta manual	1.00	5% m.o.		0.05	0.02
Cizalla	1.00	0.50	0.50	0.05	0.03
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.04</b>
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEG)	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón E2	1.00	3.18	3.18	0.05	0.16
Fierrero D2	1.00	3.22	3.22	0.05	0.16
Maestro Mayor C1	0.10	3.57	0.36	0.05	0.02
<b>SUBTOTAL N</b>					<b>0.34</b>
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
			A	B	C=A*B
Acero de refuerzo		Kg.	1.05	1.46	1.53
Alambre negro No. 18		Kg.	0.05	2.10	0.11
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>1.64</b>
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C=A*B
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				<b>2.02</b>
	INDIRECTOS Y UTILIDADES %				25.00% <b>0.50</b>
	OTROS INDIRECTOS %				0.00 <b>0.00</b>
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				<b>2.52</b>
	VALOR OFERTADO				<b>2.52</b>
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					
	Quito, Diciembre de 2015			JOSE ANDRES ARIAS SALAZAR	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:	REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y AMBIENTAL EPN				
OFERENTE:	JOSE ANDRES ARIAS SALAZAR		HOJA No.	248	
<b>PROYECTO DE TITULACIÓN DE INGENIERO CIVIL MENCIÓN ESTRUCTURAS</b>					
RUBRO:	MALLA ELECTROSOLDADA Ø 10MM CADA 15CM PARA MUROS		UNIDAD:	kg.	
DETALLE:	R-636 (IDEAL ALAMBREC)		RENDIMIEN/JORNADA:	100.00	
<b>EQUIPOS</b>					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta manual	1.00	5% m.o.		0.08	0.04
Cizalla	1.00	0.50	0.50	0.08	0.04
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.08</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCIÓN (CATEG)	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón E2	1.00	3.18	3.18	0.08	0.25
Fierrero D2	1.00	3.22	3.22	0.08	0.26
Maestro Mayor C1	1.00	3.57	3.57	0.08	0.29
<b>SUBTOTAL N</b>					<b>0.80</b>
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
			A	B	C=A*B
MALLA ELECTROSOLDADA Ø 10MM CADA 10CM		m2	1.05	14.04	14.74
Alambre negro No. 18		Kg.	0.05	2.10	0.11
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>14.85</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C=A*B
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				<b>15.72</b>
	INDIRECTOS Y UTILIDADES %				25.00% <b>3.93</b>
	OTROS INDIRECTOS %				0.00 <b>0.00</b>
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				<b>19.66</b>
	VALOR OFERTADO				<b>19.66</b>
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					
	Quito, Diciembre de 2015			JOSE ANDRES ARIAS SALAZAR	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:	REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y AMBIENTAL EPN				
OFERENTE:	JOSE ANDRES ARIAS SALAZAR		HOJA No.	249	
<b>PROYECTO DE TITULACIÓN DE INGENIERO CIVIL MENCIÓN ESTRUCTURAS</b>					
RUBRO:	MALLA ELECTROSOLDADA Ø 8MM CADA 15CM PARA MUROS		UNIDAD:	kg.	
DETALLE:	R-636 (IDEAL ALAMBREC)		RENDIMIEN/JORNADA:	140.00	
<b>EQUIPOS</b>					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta manual	1.00	5% m.o.		0.06	0.03
Cizalla	1.00	0.50	0.50	0.06	0.03
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.06</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCIÓN (CATEG)	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón E2	1.00	3.18	3.18	0.06	0.18
Fierrero D2	1.00	3.22	3.22	0.06	0.18
Maestro Mayor C1	1.00	3.57	3.57	0.06	0.20
<b>SUBTOTAL N</b>					<b>0.57</b>
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
			A	B	C=A*B
MALLA ELECTROSOLDADA Ø 8MM CADA 15CM		m2	1.05	8.26	8.67
Alambre negro No. 18		Kg.	0.05	2.10	0.11
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>8.78</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C=A*B
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				<b>9.41</b>
	INDIRECTOS Y UTILIDADES %				25.00% <b>2.35</b>
	OTROS INDIRECTOS %				0.00 <b>0.00</b>
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				<b>11.76</b>
	VALOR OFERTADO				<b>11.76</b>
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					
	Quito, Diciembre de 2015			JOSE ANDRES ARIAS SALAZAR	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:	REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y AMBIENTAL EPN				
OFERENTE:	JOSE ANDRES ARIAS SALAZAR		HOJA No.	250	
PROYECTO DE TITULACIÓN DE INGENIERO CIVIL MENCIÓN ESTRUCTURAS					
RUBRO:	CONECTORES D=5MM DE 50CM			UNIDAD:	kg
DETALLE:	fy=4,200 kg/cm2		RENDIMIEN/JORNADA:	100.00	
<b>EQUIPOS</b>					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta manual	1.00	5% m.o.		0.08	0.04
Cizalla	1.00	0.50	0.50	0.08	0.04
Taladro percusor (broca de diamante)	1.00	12.00	12.00	0.08	0.96
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>1.04</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCIÓN (CATEG)	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón E2	1.00	3.18	3.18	0.08	0.25
Fierrero D2	1.00	3.22	3.22	0.08	0.26
Maestro Mayor C1	1.00	3.57	3.57	0.08	0.29
<b>SUBTOTAL N</b>					<b>0.80</b>
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
			A	B	C=A*B
Acero de refuerzo		Kg.	1.05	1.46	1.53
Alambre negro No. 18		Kg.	0.05	2.10	0.11
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>1.64</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C=A*B
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				3.48
	INDIRECTOS Y UTILIDADES %				25.00% 0.87
	OTROS INDIRECTOS %				0.00 0.00
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				4.34
	VALOR OFERTADO				4.34
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					
Quito, Diciembre de 2015			JOSE ANDRES ARIAS SALAZAR		

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:	REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y AMBIENTAL EPN				
OFERENTE:	JOSE ANDRES ARIAS SALAZAR		HOJA No.	251	
PROYECTO DE TITULACIÓN DE INGENIERO CIVIL MENCIÓN ESTRUCTURAS					
RUBRO:	ANCLAJES A COLUMNAS D=10MM DE 30CM			UNIDAD:	kg
DETALLE:	fy=4,200 kg/cm2		RENDIMIEN/JORNADA:	100.00	
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta manual	1.00	5% m.o.		0.08	0.04
Cizalla	1.00	0.50	0.50	0.08	0.04
Taladro percusor (broca de diamante)	1.00	12.00	12.00	0.08	0.96
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>1.04</b>
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEG)	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón E2	1.00	3.18	3.18	0.08	0.25
Fierrero D2	1.00	3.22	3.22	0.08	0.26
Maestro Mayor C1	1.00	3.57	3.57	0.08	0.29
<b>SUBTOTAL N</b>					<b>0.80</b>
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
			A	B	C=A*B
Acero de refuerzo		Kg.	1.05	1.46	1.53
Alambre negro No. 18		Kg.	0.05	2.10	0.11
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>1.64</b>
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C=A*B
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				<b>3.48</b>
	INDIRECTOS Y UTILIDADES %			25.00%	<b>0.87</b>
	OTROS INDIRECTOS %			0.00	<b>0.00</b>
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				<b>4.34</b>
	VALOR OFERTADO				<b>4.34</b>
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					
Quito, Diciembre de 2015					
JOSE ANDRES ARIAS SALAZAR					



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:	REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y AMBIENTAL EPN				
OFERENTE:	JOSE ANDRES ARIAS SALAZAR		HOJA No.	252	
PROYECTO DE TITULACIÓN DE INGENIERO CIVIL MENCIÓN ESTRUCTURAS					
RUBRO:	ANCLAJES DE ENTREPISO D=20MM DE 70CM			UNIDAD:	kg
DETALLE:	fy=4,200 kg/cm2		RENDIMIEN/JORNADA:	100.00	
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta manual	1.00	5% m.o.		0.08	0.04
Cizalla	1.00	0.50	0.50	0.08	0.04
Taladro percusor (broca de diamante)	1.00	12.00	12.00	0.08	0.96
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>1.04</b>
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEG)	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón E2	1.00	3.18	3.18	0.08	0.25
Fierrero D2	1.00	3.22	3.22	0.08	0.26
Maestro Mayor C1	1.00	3.57	3.57	0.08	0.29
<b>SUBTOTAL N</b>					<b>0.80</b>
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
			A	B	C=A*B
Acero de refuerzo		Kg.	1.05	1.46	1.53
Alambre negro No. 18		Kg.	0.05	2.10	0.11
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>1.64</b>
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C=A*B
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				<b>3.48</b>
	INDIRECTOS Y UTILIDADES %				25.00%
	OTROS INDIRECTOS %				0.00
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				<b>4.34</b>
	VALOR OFERTADO				<b>4.34</b>
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					
Quito, Diciembre de 2015					
JOSE ANDRES ARIAS SALAZAR					

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:	REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y AMBIENTAL EPN				
OFERENTE:	JOSE ANDRES ARIAS SALAZAR		HOJA No.	253	
PROYECTO DE TITULACIÓN DE INGENIERO CIVIL MENCIÓN ESTRUCTURAS					
RUBRO:	HORMIGON EN ZAPATAS CORRIDAS F'C = 250 KG/C			UNIDAD:	m3
DETALLE:	Hormigón f'c=250 Kg./cm2 (premezclado)			RENDIMIEN/JORNADA:	5.00
<b>EQUIPOS</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta manual	1.00	5% m.o.		2.00	2.27
Vibrador	0.50	2.50	1.25	2.00	2.50
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>4.77</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCIÓN (CATEG)	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón E2	4.00	3.18	12.72	2.00	25.44
Albañil D2	2.00	3.22	6.44	2.00	12.88
Maestro Mayor C1	1.00	3.57	3.57	2.00	7.14
<b>SUBTOTAL N</b>					<b>45.46</b>
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
			A	B	C=A*B
H. premezcaldo f'c= 250 Kg./cm2(transporte, bomba, aditivos)		m3	1.00	98.13	98.13
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>98.13</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCION		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C=A*B
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				<b>148.36</b>
	INDIRECTOS Y UTILIDADES %				25.00% <b>37.09</b>
	OTROS INDIRECTOS %				0.00 <b>0.00</b>
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				<b>185.45</b>
	VALOR OFERTADO				<b>185.45</b>
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					
Quito, Diciembre de 2015			JOSE ANDRES ARIAS SALAZAR		

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:	REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y AMBIENTAL EPN				
OFERENTE:	JOSE ANDRES ARIAS SALAZAR		HOJA No.	254	
<b>PROYECTO DE TITULACIÓN DE INGENIERO CIVIL MENCIÓN ESTRUCTURAS</b>					
RUBRO:	HORMIGON PROYECTADO EN MUROS ENCHAPADOS F'C=250			UNIDAD:	m <sup>3</sup>
DETALLE:	f'c= 250 Kg./cm <sup>2</sup>		RENDIMIEN/JORNADA:	24.00	
<b>EQUIPOS</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta manual	1.00	5% m.o.		0.33	2.27
Vibrador	0.50	2.50	1.25	0.33	0.42
Lanzador de hormigon humedo (arrendamien	1.00	35.00	35.00	0.33	11.67
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>14.36</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCIÓN (CATEG)	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón E2	4.00	3.18	12.72	2.00	25.44
Albañil D2	2.00	3.22	6.44	2.00	12.88
Maestro Mayor C1	1.00	3.57	3.57	2.00	7.14
<b>SUBTOTAL N</b>					<b>45.46</b>
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
			A	B	C=A*B
H. premezcaldo f'c= 250 Kg./cm <sup>2</sup> (transporte, bomba, aditivos)		m <sup>3</sup>	1.00	98.13	98.13
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>98.13</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C=A*B
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				<b>157.94</b>
	INDIRECTOS Y UTILIDADES %				25.00%
	OTROS INDIRECTOS %				0.00
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				<b>197.43</b>
	VALOR OFERTADO				<b>197.43</b>
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					
	Quito, Diciembre de 2015			JOSE ANDRES ARIAS SALAZAR	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:	REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y AMBIENTAL EPN				
OFERENTE:	JOSE ANDRES ARIAS SALAZAR		HOJA No.	255	
PROYECTO DE TITULACIÓN DE INGENIERO CIVIL MENCIÓN ESTRUCTURAS					
RUBRO:	ENCOFRADO METALICO EN ZAPATAS CORRIDAS			UNIDAD:	m2
DETALLE:				RENDIMIEN/JORNADA:	60.00
<b>EQUIPOS</b>					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta manual	1.00	5% m.o.		0.13	0.08
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.08</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCIÓN (CATEG)	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón E2	2.00	3.18	6.36	0.13	0.85
Albañil D2	1.00	3.22	3.22	0.13	0.43
Maestro Mayor C1	0.50	3.57	1.79	0.13	0.24
<b>SUBTOTAL N</b>					<b>1.52</b>
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
			A	B	C=A*B
Encof. metalico hasta 0.45X2.50m alto		m2	0.60	7.05	4.23
Alambre negro No. 18		Kg.	0.05	2.10	0.11
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>4.34</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C=A*B
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				<b>5.93</b>
	INDIRECTOS Y UTILIDADES %				25.00% <b>1.48</b>
	OTROS INDIRECTOS %				0.00 <b>0.00</b>
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				<b>7.41</b>
	VALOR OFERTADO				<b>7.41</b>
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					
Quito, Diciembre de 2015					
JOSE ANDRES ARIAS SALAZAR					

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:	REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y AMBIENTAL EPN				
OFERENTE:	JOSE ANDRES ARIAS SALAZAR		HOJA No.	256	
PROYECTO DE TITULACIÓN DE INGENIERO CIVIL MENCIÓN ESTRUCTURAS					
RUBRO:	MAMPOSTERIA DE BLOQUE e = 20 cm		UNIDAD:	m2	
DETALLE:	Resistencia a la compresion= 15 kg/cm2.		RENDIMIEN/JORNADA:	14.00	
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta manual	1.00	5% m.o.		0.57	0.19
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.19</b>
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION (CATEG)	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón E2	1.00	3.18	3.18	0.57	1.81
Albañil D2	1.00	3.22	3.22	0.57	1.84
Maestro Mayor C1	0.10	3.57	0.36	0.57	0.20
<b>SUBTOTAL N</b>					<b>3.85</b>
MATERIALES					
DESCRIPCION		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
			A	B	C=A*B
Bloque vibroprensado 20x20x40(mampost. o alivianado) (en fá		u	12.50	0.32	4.00
Cemento portland		saco	0.25	7.45	1.86
Arena fina		m3	0.03	12.00	0.36
Agua		m3	0.02	0.50	0.01
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>6.23</b>
TRANSPORTE					
DESCRIPCION		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C=A*B
Transporte del bloque		u	12.50	0.08	0.94
Transporte material petreo desde San Antonio de Pichincha		m3	0.03	6.72	0.20
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>1.14</b>
	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				<b>11.42</b>
	INDIRECTOS Y UTILIDADES %				25.00%
	OTROS INDIRECTOS %				0.00
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				<b>14.27</b>
	VALOR OFERTADO				<b>14.27</b>
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					
Quito, Diciembre de 2015			JOSE ANDRES ARIAS SALAZAR		