

**UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR
ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**“INCIDENCIA DEL AGRIETAMIENTO DE LOS ELEMENTOS
ESTRUCTURALES EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL
EDIFICIO MULTIFAMILIAR RESIDENCIAL SAN ANDRÉS”**

**TESIS
PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO
CIVIL
LÍNEA DE INVESTIGACIÓN: ESTRUCTURAS**

AUTORES:

Br. NIÑO MORIN, Renato Alexander
Br. RODRIGUEZ LEÓN, Christian Paul

ASESOR:

Ing. Cancino Rodas, César Leónidas

TRUJILLO - PERÚ

2019

“INCIDENCIA DEL AGRIETAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR RESIDENCIAL SAN ANDRÉS”

AUTORES:

Br. NIÑO MORIN, RENATO ALEXANDER

Br. RODRIGUEZ LEÓN, CHRISTIAN PAUL

APROBADO POR:

ING. VILLALOBOS VARGAS, MANUEL ANTONIO

PRESIDENTE

CIP 7156

ING. LUJAN SILVA, ENRIQUE FRANCISCO

SECRETARIO

CIP 54460

ING. OCHOA ZEVALLOS, ROLANDO

VOCAL

CIP 9133

ING. CANCINO RODAS, CÉSAR

ASESOR

CIP 77103

ÍNDICE

ÍNDICE	III
AGRADECIMIENTOS	IX
DEDICATORIA	X
DEDICATORIA	XI
PRESENTACIÓN	XII
RESUMEN	XIII
ABSTRACT	XIII
ÍNDICE DE TABLAS	XV
ÍNDICE DE IMÁGENES	XIX
ÍNDICE DE GRÁFICAS	XXI
ÍNDICE DE ECUACIONES	XXIV
I. PROBLEMA DE LA INVESTIGACIÓN	26
1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA	26
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	27
1.3. OBJETIVO GENERAL	27
1.4. OBJETIVO ESPECÍFICO	28
1.5. JUSTIFICACION DE LA INVESTIGACION	28
1.6. VIABILIDAD DE LA INVESTIGACION	28
II. MARCO TEÓRICO	29
2.1. ANTECEDENTES	29
2.2. BASES TEÓRICAS	31
2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS (GLOSARIO)	40
2.4. HIPÓTESIS	41
2.5. VARIABLES	41
2.6. VARIABLE OPERACIONAL	41

III. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN	42
3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN	42
3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA	42
3.3. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS .	42
3.4. TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS	43
IV. DESARROLLO	44
4.1. ANÁLISIS LINEAL UTILIZANDO IG	44
4.1.1. ANÁLISIS DE MODOS DE VIBRACIÓN IG	45
4.1.2. ANÁLISIS SÍSMICO IG	46
4.1.3. VERIFICACIÓN DE REGULARIDAD TORSIONAL IG	46
4.1.4. ESPECTRO DE RESPUESTA IG	48
4.1.5. FACTOR ESCALAR IG	48
4.1.6. DESPLAZAMIENTOS IG	49
4.1.7. SEPARACIÓN ENTRE EDIFICIOS(S)	50
4.1.8. FILOSOFÍA DE DISEÑO	50
4.1.8.1. FLEXIÓN Y CARGA AXIAL	51
4.1.8.2. CORTANTE Y TORSIÓN	51
4.1.8.3. FLEXOCOMPRESIÓN	55
4.1.9. DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO IG	56
4.1.9.1. DISEÑO DE LOSA ALIGERADA IG	56
4.1.9.1.1. DISEÑO POR FLEXIÓN	56
4.1.9.1.2. VERIFICACIÓN POR CORTE	58
4.1.9.1.3. ACERO DE TEMPERATURA	59
4.1.9.2. DISEÑO DE LOSA MACIZA IG	61
4.1.9.2.1. DISEÑO POR FLEXIÓN	61
4.1.9.2.2. DISEÑO POR CORTE	62
4.1.9.3. DISEÑO DE VIGAS CHATAS IG	64

4.1.9.3.1.	DISEÑO POR FLEXIÓN	64
4.1.9.3.2.	DISEÑO POR CORTE.....	65
4.1.9.4.	DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS IG	67
4.1.9.4.1.	VERIFICACIÓN POR FLEXIÓN	67
4.1.9.4.2.	VERIFICACIÓN POR CORTE	69
4.1.9.5.	DISEÑO DE COLUMNAS IG.....	72
4.1.9.5.1.	VERIFICACIÓN POR FLEXOCOMPRESIÓN	72
4.1.9.5.2.	VERIFICACIÓN POR CORTE	74
4.1.9.6.	DISEÑO DE MUROS DE CORTE IG.....	76
4.1.9.6.1.	VERIFICACIÓN POR FLEXOCOMPRESIÓN	76
4.1.9.6.2.	DISEÑO POR CORTE.....	79
4.1.9.7.	DISEÑO DE ESCALERA IG	81
4.1.9.7.1.	DISEÑO POR FLEXIÓN.....	81
4.1.9.7.2.	DISEÑO POR CORTE.....	84
4.1.9.8.	DISEÑO DE LA CISTERNA IG	86
4.1.9.8.1.	MUROS DE CISTERNA.....	86
4.1.9.8.2.	TECHO DE LA CISTERNA.....	86
4.1.9.9.	DISEÑO DEL TANQUE ELEVADO IG	88
4.1.9.9.1.	PISO Y TECHO DEL TANQUE ELEVADO	88
4.1.9.9.2.	MUROS DEL TANQUE	88
4.1.9.9.2.1.	ANÁLISIS CON CARGA LATERAL DEBIDO AL EMPUJE DEL AGUA	88
4.1.9.10.	DISEÑO DE CIMENTACIÓN	90
4.1.9.10.1.	DISEÑO DE PLATEA DE CIMENTACIÓN IG	90
4.1.9.10.1.1.	VERIFICACIÓN DE PRESIONES.....	90
4.1.9.10.2.	DISEÑO DE VIGA DE CIMENTACIÓN IG.....	96
4.1.9.10.2.1.	DISEÑO POR FLEXIÓN.....	96

4.2. ANÁLISIS LINEAL USANDO ICR.....	101
4.2.1. ANÁLISIS DE MODOS DE VIBRACIÓN ICR	101
4.2.2. ANÁLISIS SÍSMICO ICR	102
4.2.3. VERIFICACIÓN DE REGULARIDAD TORSIONAL ICR.....	102
4.2.4. ESPECTRO DE RESPUESTA ICR	104
4.2.5. FACTOR ESCALAR ICR.....	104
4.2.6. DESPLAZAMIENTOS ICR	105
4.2.7. DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO.....	106
4.2.7.1. DISEÑO DE LA LOSA ALIGERADA ICR	106
4.2.7.1.1. DISEÑO POR FLEXIÓN.....	106
4.2.7.1.2. DISEÑO POR CORTE.....	106
4.2.7.2. DISEÑO DE LA LOSA MACIZA ICR.....	108
4.2.7.3. DISEÑO DE VIGAS CHATAS ICR	109
4.2.7.3.1. DISEÑO POR FLEXIÓN.....	109
4.2.7.3.2. DISEÑO POR CORTE.....	109
4.2.7.4. DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS	110
4.2.7.4.1. DISEÑO POR FLEXIÓN.....	110
4.2.7.4.2. DISEÑO POR CORTE.....	111
4.2.7.5. DISEÑO DE LAS COLUMNAS ICR.....	113
4.2.7.5.1. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN BIAxIAL	113
4.2.7.5.2. DISEÑO POR CORTE.....	114
4.2.7.6. DISEÑO DE MUROS DE CORTE ICR	116
4.2.7.6.1. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN BIAxIAL	116
4.2.7.6.2. DISEÑO POR CORTE.....	117
4.2.7.7. DISEÑO ESCALERA ICR	119
4.2.7.8. DISEÑO DE LA CISTERNA ICR	120
4.2.7.9. DISEÑO DEL TANQUE ELEVADO ICR.....	121

4.2.7.10.	DISEÑO DE CIMENTACIÓN ICR	122
4.2.7.10.1.	DISEÑO DE PLATEA DE CIMENTACIÓN ICR.....	122
4.2.7.10.1.1.	VERIFICACIÓN DE PRESIONES.....	122
4.2.7.10.2.	DISEÑO DE VIGAS DE CIMENTACIÓN ICR.....	125
4.2.7.10.2.1.	DISEÑO POR FLEXIÓN.....	125
4.2.7.10.2.2.	DISEÑO POR CORTE	126
4.3.	SISMOS DE ANÁLISIS DE ACUERDO AL CONSEJO DE TECNOLOGÍA APLICADA (ATC-40).....	128
4.3.1.	NIVEL DE DESEMPEÑO PARA LA ESTRUCTURA	128
4.3.2.	NIVEL DE DESEMPEÑO PARA LOS COMPONENTES NO ESTRUCTURALES.....	129
4.3.3.	NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA EDIFICACIÓN.....	129
4.3.4.	DESEMPEÑO ESPERADO DE LA EDIFICACIÓN	130
4.3.5.	PROPUESTA DEL ATC-40.....	132
4.3.6.	EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LAS EDIFICACIONES.....	134
4.3.7.	MÉTODOS SIMPLIFICADOS DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL.....	136
4.3.8.	MÉTODO DEL ESPECTRO CAPACIDAD-DEMANDA	137
4.3.9.	ESPECTRO DE CAPACIDAD	138
4.3.10.	ESTIMACIÓN DE LA RESPUESTA MÁXIMA SÍSMICA.....	142
4.4.	ANÁLISIS NO LINEAL PUSH OVER.....	145
4.4.1.	DEFINICIÓN DEL PATRÓN DE FUERZAS(Ig)	145
4.4.2.	NO LINEALIDAD DEL MATERIAL.....	146
4.4.2.1.	NO LINEALIDAD DEL CONCRETO	147
4.4.2.2.	NO LINEALIDAD DEL ACERO.....	147
4.4.3.	NO LINEALIDAD DE LOS ELEMENTOS.....	148
4.4.3.1.	NO LINEALIDAD DE COLUMNAS.....	148

4.4.3.1.1.	LONGITUD RÓTULA PLÁSTICA	149
4.4.3.2.	NO LINEALIDAD DE VIGAS	151
4.4.3.3.	NO LINEALIDAD DE LOS MUROS	153
4.4.4.	CÁLCULO DE DUCTILIDADES	153
4.4.4.1.	DUCTILIDAD LOCAL DE VIGAS	153
4.4.4.2.	DUCTILIDAD LOCAL DE COLUMNAS	156
4.4.5.	DEFINICIÓN DEL PATRÓN DE FUERZAS(Icr)	159
4.4.6.	NO LINEALIDAD DEL MATERIAL	160
4.4.6.1.	NO LINEALIDAD DEL CONCRETO	160
4.4.6.2.	NO LINEALIDAD DEL ACERO	160
4.4.7.	NO LINEALIDAD DE LOS ELEMENTOS	160
4.4.7.1.	NO LINEALIDAD DE COLUMNAS	160
4.4.7.1.1.	LONGITUD RÓTULA PLÁSTICA	161
4.4.7.2.	NO LINEALIDAD DE VIGAS	162
4.4.7.3.	NO LINEALIDAD DE LOS MUROS	165
4.4.8.	CÁLCULO DE DUCTILIDADES	165
4.4.8.1.	DUCTILIDAD LOCAL EN VIGAS	165
4.4.8.2.	DUCTILIDAD LOCAL EN COLUMNAS	168
4.4.9	VERIFICACION COLUMNA FUERTE-VIGA DEBIL	172
V.	RESULTADOS	177
VI.	DISCUSIÓN	201
VII.	CONCLUSIONES	202
VIII.	RECOMENDACIONES	203
IX.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	204
X.	ANEXOS	205

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos a la plana docente de la Universidad Privada Antenor Orrego, que contribuyó a nuestra formación profesional, en especial al Ing. César Cancino Rodas quien nos asesoró y motivó para el logro de nuestra tesis y al Mg. Jorge Luis Valdez Zavaleta, quien contribuyó en mejorar la coherencia y cohesión en la redacción de nuestra tesis.

Agradecemos a nuestros familiares, especialmente a nuestros padres, por ser nuestra fuente de apoyo constante e incondicional en toda nuestra vida y más aún en los difíciles y arduos años de estudios universitarios.

LOS AUTORES

DEDICATORIA

Br. Niño Morin, Renato Alexander

Le agradezco y dedico el presente trabajo a mis padres: **María Angélica Morin Rodríguez** y **Edgar Gilberto Niño Salazar** por haberme apoyado en todo momento y haberme formado con ética y valores.

A mis **HERMANOS: Edgar Mario Niño Morin, Ximena Rosangela Niño Morin** y **Lorena Teodolinda Niño Morin** quienes siempre me apoyaron y estuvieron a mi lado en cada momento.

DEDICATORIA

Br. Rodríguez León, Christian Paul

Dedico este trabajo a mi madre **Betty Ester León Cruz** quien ha contribuido en mi formación personal y profesional, siendo un ejemplo a seguir.

A mis abuelos **Carlos Alberto León Deza** y **Nery Cruz de León** quienes siempre han estado cerca de mí para orientarme y aconsejarme en todo momento.

PRESENTACIÓN

Señores Miembros del Jurado:

De conformidad y en cumplimiento de los requisitos estipulados en el reglamento de grados y títulos de la universidad Privada Antenor Orrego y el Reglamento Interno de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil es grato poner a vuestra consideración el presente trabajo de investigación titulado **“INCIDENCIA DEL AGRIETAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR RESIDENCIAL SAN ANDRÉS”** con el propósito de obtener nuestro título profesional de Ingeniero Civil.

A lo largo de la historia se ha buscado utilizar diferentes métodos a fin de obtener una respuesta estructural lo más cercana a la realidad. Durante la excitación sísmica las secciones de concreto armado sufren una pérdida de rigidez y resistencia. El sustento del presente trabajo es considerar un fenómeno real denominado agrietamiento, as mismo determinar qué tipo de análisis nos lleva a diseñar elementos con mayor capacidad de deformación y que tengan una mejor respuesta frente a cargas horizontales impuestas por los sismos a lo largo de su vida útil.

Br. NIÑO MORIN, RENATO ALEXANDER

Br. RODRIGUEZ LEÓN, CHRISTIAN PAUL

RESUMEN

En el presente trabajo se demostró la incidencia que tiene el agrietamiento de los elementos de concreto armado en el diseño estructurales de un edificio multifamiliar de doce pisos.

La primera propuesta fue realizar un análisis elástico lineal considerando la inercia bruta de las secciones. Para lo cual se utilizó las normas E.020 y E.030. Verificando los desplazamientos tanto en X como en Y. Luego se diseñó los elementos de concreto armado como vigas, columnas, placas, etc.

Se sabe que durante la acción sísmica se produce una degradación de rigidez y resistencia haciendo que las secciones brutas de los elementos de concreto armado pasen a ser secciones agrietadas, por lo tanto, la segunda propuesta fue realizar un análisis elástico lineal considerando dicha inercia de las secciones. Se utilizaron los factores de reducción de inercia propuestos por la norma E.060, produciéndose una redistribución de momentos para los diferentes elementos de concreto armado. Se logra así obtener elementos con mayor capacidad de deformación y que tienen una respuesta mucho más dúctil frente a sismos. Así mismo se realizó una comparación de axiales, cortante y momentos entre ambos análisis lineales.

Frente a cargas sísmicas tanto los elementos como la estructura en si empieza a incursionar en rangos inelásticos, para lo cual los análisis convencionales ya no son una fuente de respuesta confiable para lo cual se deben usar los no lineales, entre ellos el push-over. Se somete el edificio a una carga monotonía incremental con el fin de obtener el punto de desempeño en el que la estructura falla, así mismo se obtienen las nuevas combinaciones de carga para los distintos de cargar.

Se obtuvo así que las fuerzas en el diseño con inercia agrietada se reducen a 17% en el caso de vigas y 8 % en columnas y muros. Para el análisis no lineal pushover se verificó dichas fuerzas obteniendo una discrepancia del 50-80% en el caso de inercia bruta y 10-50% para inercia agrietada. Finalmente se propone utilizar en edificios de concreto armado las secciones agrietadas a fin de obtener elementos mucho más dúctiles.

ABSTRACT

In the present work, the incidence of cracking of reinforced concrete elements in the structural design of a twelve-story multifamily building was demonstrated.

The first proposal was to perform a linear elastic analysis considering the gross inertia of the sections. For which the standards E.020 and E.030 were used. Verifying the displacements in both X and Y. Then the reinforced concrete elements were designed as beams, columns, walls, etc.

It is known that during the seismic action there is a degradation of rigidity and resistance causing the raw sections of the reinforced concrete elements to become cracked sections, therefore, the second proposal was to perform a linear elastic analysis considering said inertia of the sections. The inertial reduction factors proposed by the E.060 standard were used, producing a redistribution of moments for the different elements of reinforced concrete. It is thus obtained to obtain elements with greater capacity of deformation and that have a much more ductile response to earthquakes. Likewise, a comparison of axial, shear and moments between both linear analyzes was carried out.

Faced with seismic loads both the elements and the structure itself begins to venture into inelastic ranges, for which conventional analyzes are no longer a reliable source of response for which non-linear must be used, including the push-over. The building is subjected to an incremental monotonic charge in order to obtain the performance point in which the structure fails, as well as the new load combinations for the different loadings.

It was thus obtained that the forces in the design with cracked inertia are reduced to 17% in the case of beams and 8% in columns and walls. For the non-linear pushover analysis, these forces were verified obtaining a discrepancy of 50-80% in the case of gross inertia and 10-50% for cracked inertia. Finally it is proposed to use cracked sections in buildings of reinforced concrete in order to obtain much more ductile elements.

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Momento efectivo de inercia de los miembros.	31
Tabla 2. Momento de inercia y área de sección transversal para el análisis elástico al nivel de carga mayorada	32
Tabla 3. Momentos de inercia alternativos para análisis elástico al nivel de carga mayorada	32
Tabla 4. Rigidez efectiva para el modelado de estructuras de concreto armado según diferentes códigos	33
Tabla 5. Valores de Rigideces Efectivas.....	34
Tabla 6. Irregularidades estructurales en altura.....	35
Tabla 7. Irregularidades estructurales en planta	36
Tabla 8. Categoría y regularidad de las edificaciones	36
Tabla 9. Desplazamientos y giros I_g	45
Tabla 10. Cortante absorbido por las placas y columnas I_g	46
Tabla 11. Verificación de Regularidad Torsional X-X I_g	46
Tabla 12. Verificación de Regularidad Torsional Y-Y I_g	47
Tabla 13. Centro de masas y centro de rigidez I_g	47
Tabla 14. Factor escalar I_g	48
Tabla 15. Deriva máxima X-X I_g	49
Tabla 16. Deriva máxima Y-Y I_g	49
Tabla 17. Valores del diseño por flexión en la losa aligerada I_g	58
Tabla 18. Valores por corte en la losa aligerada I_g	59
Tabla 19. Valores del diseño por flexión de las vigas chatas I_g	65
Tabla 20. Valores del diseño por corte de las vigas chatas I_g	65
Tabla 21. Valores del diseño por flexión de las vigas peraltadas I_g	68
Tabla 22. Valores del diseño por corte de las vigas peraltadas I_g	70
Tabla 23. Relación P-M3 de la C1.....	72
Tabla 24. Relación P-M2 de la C1.....	73
Tabla 25. Valores del diseño por flexo compresión de las columnas I_g	74
Tabla 26. Valores del diseño por corte de las columnas I_g	75
Tabla 27. Relación P-M3 de la PL-05.....	76
Tabla 28. Relación P-M2 de la PL-05.....	77

Tabla 29. Valores del diseño por flexión de las placas Ig.....	78
Tabla 30. Valores de diseño por corte de las placas Ig.....	80
Tabla 31. Cargas y centroides de las columnas y placas Ig.....	90
Tabla 32. Presiones de las columnas y placas Ig.....	91
Tabla 33. Presiones de las columnas y placas ubicadas en la franja ABC12 Ig.....	92
Tabla 34. Valores del diseño por flexión de las vigas de cimentación Ig.....	97
Tabla 35. Valores del diseño por corte de las vigas de cimentación Ig.....	99
Tabla 36. Desplazamientos y giros Icr.....	101
Tabla 37. Cortante absorbido por las columnas y placas Icr.....	102
Tabla 38. Regularidad Torsional X-X Icr.....	102
Tabla 39. Regularidad Torsional Y-Y Icr.....	103
Tabla 40. Centro de masa y centro de rigidez Icr.....	103
Tabla 41. Factor escalar Icr.....	104
Tabla 42. Desplazamientos máximos X-X Icr.....	105
Tabla 43. Desplazamientos máximos Y-Y Icr.....	105
Tabla 44. Valores del diseño por flexión en la losa aligerada Icr.....	106
Tabla 45. Valores del diseño por corte en la losa aligerada Icr.....	106
Tabla 46. Valores del diseño por flexión en las vigas chatas Icr.....	109
Tabla 47. Valores del diseño por corte en las vigas chatas Icr.....	109
Tabla 48. Valores del diseño por flexión en vigas peraltadas Icr.....	110
Tabla 49. Valores del diseño por corte en vigas peraltadas Icr.....	111
Tabla 50. Detalle del diseño por flexo compresión de las columnas Icr.....	113
Tabla 51. Detalle del diseño por corte de las columnas Icr.....	114
Tabla 52. Valores del diseño por flexo compresión de las placas Icr.....	117
Tabla 53. Valores del diseño por corte de las placas Icr.....	117
Tabla 54. Cargas y centroides de las columnas y placas Icr.....	122
Tabla 55. Presiones de las columnas y placas Icr.....	123
Tabla 56. Valores del diseño por flexión de las vigas de cimentación Icr.....	125
Tabla 57. Valores del diseño por corte de las vigas de cimentación Icr.....	126
Tabla 58. Niveles de desempeño de una estructura.....	130
Tabla 59. Desempeño esperado de un edificio.....	133
Tabla 60. Nivel doble del desempeño esperado.....	133
Tabla 61. Desempeño básico de seguridad.....	133

Tabla 62. Niveles de movimiento de suelo donde la licuefacción debe ser considerada posible o probable	134
Tabla 63. Amortiguamiento para sistemas estructurales.....	142
Tabla 64. Factor de modificación de la respuesta elástica	142
Tabla 65. Niveles de desempeño para muros de concreto	144
Tabla 66. Niveles de desempeño estructural para pórticos de concreto	144
Tabla 67. Distribución de cargas de entrepiso.....	145
Tabla 68. Distribución de cargas laterales en losa de entrepiso	146
Tabla 69. Parámetros de modelamiento y criterio de aceptación numérico para vigas de concreto reforzadoFuente: FEMA 356	151
Tabla 70. Parámetros de modelamiento y criterio de aceptación numérico para vigas de concreto reforzado	151
Tabla 71. Parámetros de modelamiento y criterio de aceptación numérico para vigas de concreto reforzadoFuente: FEMA 356	151
Tabla 72. Parámetros de modelamiento y criterio de aceptación numérico para vigas de concreto reforzadoFuente: FEMA 356	151
Tabla 73. Parámetros de modelamiento y criterio de aceptación numérico para vigas de concreto reforzado	151
Tabla 74. Cálculo de la ductilidad en vigas con refuerzo I_g	154
Tabla 75. Cálculo de la ductilidad en vigas con refuerzo I_g	155
Tabla 76. Datos Columnas 40x40.....	156
Tabla 77. Datos Columna 75x40	157
Tabla 78. Cuadro de coordenadas.....	159
Tabla 79. Distribución de cargas de entrepiso.....	159
Tabla 80. Distribución de cargas laterales en losa de entrepiso	160
Tabla 81. Parámetros de modelamiento y criterio de aceptación numérico para vigas de concreto reforzado	163
Tabla 82. Parámetros de modelamiento y criterio de aceptación numérico para vigas de concreto reforzadoFuente: FEMA 356	163
Tabla 83. Parámetros de modelamiento y criterio de aceptación numérico para vigas de concreto reforzado	163
Tabla 84. Parámetros de modelamiento y criterio de aceptación numérico para vigas de concreto reforzadoFuente: FEMA 356	163

Tabla 85. Parámetros de modelamiento y criterio de aceptación numérico para vigas de concreto reforzado Fuente: FEMA 356	163
Tabla 86. Cálculo de la ductilidad en vigas con refuerzo Icr	165
Tabla 87. Cálculo de la ductilidad en vigas con refuerzo Icr	167
Tabla 88. Datos Columnas 40x40	168
Tabla 89. Datos columna 75x40	169
Tabla 90. Cuadro de coordenadas	171
Tabla 91. Momentos nominales de los pisos inferiores (Sección Ig)	173
Tabla 92. Momentos nominales pisos intermedios y superiores (Sección Ig)	174
Tabla 93. Momentos nominales de los pisos inferiores (Sección Icr)	175
Tabla 94. Momentos nominales pisos intermedios y superiores (Sección Icr)	176
Tabla 100. Verificación de la deriva máxima entre piso en la dirección X-X según la E.030	177
Tabla 101. Verificación de la deriva máxima entre piso en la dirección Y-Y según la E.030	178
Tabla 102. Diferencia de los modos de vibración entre Ig e Icr	179
Tabla 103. Variación de momentos y cortantes en vigas al usar Ig e Icr	180
Tabla 104. Diferencias de cargas axial, momentos, cortantes y torsiones en columnas al usar Ig e Icr	181
Tabla 105. Diferencias de carga axial, momentos, cortantes y torsión en placas al usar Ig e Icr	184
Tabla 106. Diferencias entre análisis lineal y no lineal en columnas (Secciones producto del análisis con Ig)	187
Tabla 107. Diferencias entre análisis lineal y no lineal en columnas (Secciones producto del análisis con Icr)	187
Tabla 108. Diferencias entre análisis lineal y no lineal en vigas (Secciones producto del análisis con Ig)	188
Tabla 109. Diferencias entre análisis lineal y no lineal en vigas (Secciones producto del análisis con Icr)	189

ÍNDICE DE IMÁGENES

Imagen 1. Vista renderizada del edificio.....	44
Imagen 2. Sección T para el diseño de la losa aligerada Ig	56
Imagen 3. Detalle del acero de temperatura en la losa aligerada Ig	59
Imagen 4. Detallado del refuerzo dispuesto en la losa aligerada Ig	60
Imagen 5. Dimensiones de la losa maciza Ig	61
Imagen 6. Detalle del refuerzo en la losa maciza Ig	63
Imagen 7. Sección V128 25X20.....	66
Imagen 8. Sección V101 35X60.....	71
Imagen 9. Sección C1 40X40.....	75
Imagen 10. Dimensiones de la P-05	76
Imagen 11. Sección PL-05	80
Imagen 12. Medidas del primer tramo de la E-1	81
Imagen 13. Medidas del tercer tramo de la E-01.....	82
Imagen 14. Sección E-01	85
Imagen 15. Esquema de esfuerzos en los muros de la cisterna	86
Imagen 16. Detalle del refuerzo de la cisterna Ig	87
Imagen 17. Detalle de la tapa de inspección Ig	87
Imagen 18. Detalle del refuerzo en el tanque elevado Ig.....	89
Imagen 19. Detalle de la tapa del tanque elevado Ig	89
Imagen 20. Método rígido convencional (M. Braja)	90
Imagen 21. Detalle del reforzamiento en la losa de cimentación Ig.....	95
Imagen 22. Sección VC-101 35X150.....	100
Imagen 23. Detalle del acero de temperatura en losa aligerada Icr	107
Imagen 24. Detalle del refuerzo dispuesto en la losa aligerada Icr	107
Imagen 25. Detalle del refuerzo dispuesto en la losa maciza Icr	108
Imagen 26. Sección V101 25X60.....	112
Imagen 27. Sección PL-04	118
Imagen 28. Sección E-02	119
Imagen 29. Detalle del refuerzo en la cisterna Icr	120
Imagen 30. Detalle de la tapa de inspección Icr	120
Imagen 31. Detalle del refuerzo en el tanque elevado Icr.....	121

Imagen 32. Detalle de la tapa del tanque elevado Icr	121
Imagen 33. Detalle del reforzamiento en la losa de cimentación Icr	124
Imagen 34. Sección VC-107 50X150	127
Imagen 35. Representación de la fuerza lateral monotónica aplicada por el push over	145
Imagen 36. Distancias Lp para rótulas en las columnas	149
Imagen 37. Distribución de refuerzo en muros de concreto armado mediante el software Etabs 2016.	153
Imagen 38. Rótulas Plásticas del Edificio Residencial San Andrés	171
Imagen 39. Planta típica del modelo utilizado	172
Imagen 40. Corte del Nudo 1	172
Imagen 44. Plantas arquitectónicas del edificio	205
Imagen 45. Vista georeferenciada mediante Google maps (2018).....	205
Imagen 46. Elevaciones del edificio	206
Imagen 47. Detalle de vigas	208
Imagen 48. Detalle de columnas.....	208
Imagen 49. Detalle de escaleras.....	209
Imagen 50. Detalle de muros.....	210
Imagen 51. Detalle de vigas de cimentación	211

ÍNDICE DE GRÁFICAS

Gráfica 1. Diagramas momento-curvatura.....	39
Gráfica 2. Diagrama de redistribución de momentos en una viga continua	39
Gráfica 3. Espectro de respuesta I_g	48
Gráfica 4. DFC y DMF de una viga simplemente apoyada	52
Gráfica 5. Zonas para el diseño por corte.....	52
Gráfica 6. Diagrama de iteración carga-momento	56
Gráfica 7. DMC en la losa aligerada I_g	57
Gráfica 8. DFC en la losa aligerada I_g	58
Gráfica 9. Envolvente de la V128 25X20	64
Gráfica 10. Envolvente de la V101 35X60	67
Gráfica 11. Gráfica P-M3 de la C3	73
Gráfica 12. Gráfica P-M2 de la C1	73
Gráfica 13. Gráfica P-M3 de la PL-05	77
Gráfica 14. Gráfica P-M2 de la PL-05	78
Gráfica 15. Valores de α según h_m/l_m	79
Gráfica 16. Cargas distribuidas sobre la viga.....	81
Gráfica 17. Cargas distribuidas sobre la viga.....	83
Gráfica 18. DFC en la franja ABC12 I_g	93
Gráfica 19. DFC en la VC-101 35X150.....	96
Gráfica 20. DFC en la VC-101 35X150.....	98
Gráfica 21. Espectro de respuesta I_{cr}	104
Gráfica 22. P-M3 para la C-08 40X75	113
Gráfica 23. P-M2 para la C-08 40X75	113
Gráfica 24. P-M3 de la PL-04	116
Gráfica 25. P-M2 de la PL-04	116
Gráfica 26. Modelo estructural sometido a estado de carga lateral incremental.....	139
Gráfica 27. Curva de capacidad.....	139
Gráfica 28. Espectro de capacidad.....	140
Gráfica 29. Espectro inicial	141
Gráfica 30. Espectro reducido	141
Gráfica 31. Espectro de demanda	141

Gráfica 32. Espectro de Capacidad-Demanda.....	143
Gráfica 33. Comportamiento de un concreto confinado y uno sin confinar	147
Gráfica 34. Comportamiento no lineal del acero.....	147
Gráfica 35. Momento vs Curvatura de la C-03	148
Gráfica 36. Momento vs Curvatura de la C-08	148
Gráfica 37. Curva de interacción de la columna P-M2.....	150
Gráfica 38. Curva de interacción de la columna P-M2.....	150
Gráfica 39. Gráfica momento-rotación de cada rótula analizada	152
Gráfica 40. Momento-Curvatura Columnas 40x40 Sección Ig	156
Gráfica 41. Momento-Curvatura Columna 75x40 Sección Ig	157
Gráfica 42. Cortante vs desplazamiento.....	158
Gráfica 43. Curva de capacidad y punto de desempeño (FEMA 440)	159
Gráfica 44. Curva de interacción de la columna P-M2.....	161
Gráfica 45. Curva de interacción de la columna P-M2.....	162
Gráfica 46. Gráfica momento-rotación de cada rótula analizada	164
Gráfica 47. Momento-Curvatura Columnas 40x40 Sección Icr	168
Gráfica 48. Momento-Curvatura Columna 75x40 Sección Icr	169
Gráfica 49. Desplazamiento vs Cortante basal.	170
Gráfica 59. Comparación de los desplazamientos en la dirección X-X al usar Ig e Icr con la norma E.030.....	190
Gráfica 60. Comparación de los desplazamientos en la dirección Y-Y al usar Ig e Icr con la norma E.030.....	190
Gráfica 61. Comparación de los modos de vibración al usar Ig e Icr.....	191
Gráfica 62. Comparación de los M+ producidos por la envolvente al utilizar Ig e Icr	192
Gráfica 63. Comparación de los M- producidos por la envolvente al utilizar Ig e Icr	192
Gráfica 64. Comparación de los V+ producidos por la envolvente al utilizar Ig e Icr.	193
Gráfica 65. Comparación de los V- producidos por la envolvente al utilizar Ig e Icr..	193
Gráfica 66. Comparación de P de la C3 al utilizar Ig e Icr	194
Gráfica 67. Comparación de P de la C8 al utilizar Ig e Icr	194
Gráfica 68. Comparación de V2 de la C3 al utilizar Ig e Icr.....	195
Gráfica 69. Comparación de V2 de la C8 al utilizar Ig e Icr.....	195
Gráfica 70. Comparación de V3 de la C3 al utilizar Ig e Icr.....	195
Gráfica 71. Comparación de V3 de la C8 al utilizar Ig e Icr.....	196
Gráfica 72. Comparación de T de la C3 al utilizar Ig e Icr	196

Gráfica 73. Comparación de T de la C8 al utilizar Ig e Icr	196
Gráfica 74. Comparación de M2 de la C3 al utilizar Ig e Icr	197
Gráfica 75. Comparación de M2 de la C8 al utilizar Ig e Icr	197
Gráfica 76. Comparación de M3 de la C3 al utilizar Ig e Icr	197
Gráfica 77. Comparación de M3 de la C8 al utilizar Ig e Icr	198
Gráfica 78. Comparación de P de la PL6 al utilizar Ig e Icr	198
Gráfica 79. Comparación de V2 de la PL6 al utilizar Ig e Icr	199
Gráfica 80. Comparación de V3 de la PL6 al utilizar Ig e Icr	199
Gráfica 81. Comparación de T de la PL6 al utilizar Ig e Icr	199
Gráfica 82. Comparación de M2 de la PL6 al utilizar Ig e Icr	200
Gráfica 83. Comparación de M3 de la PL6 al utilizar Ig e Icr	200

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1. Cálculo del momento de agrietamiento según E.060	33
Ecuación 2. Cálculo del momento de inercia efectiva según NTCRC 2004.....	34
Ecuación 3. Cálculo de la rigidez total	37
Ecuación 4. Cálculo de la matriz de cargas globales	37
Ecuación 5. Cálculo de la matriz de desplazamientos	37
Ecuación 6. Cálculo de la matriz de cargas locales	37
Ecuación 7. Cálculo del espectro de respuesta según E.030 (2016).....	46
Ecuación 8. Cálculo de junta sísmica 1.....	50
Ecuación 9. Cálculo de junta sísmica 2.....	50
Ecuación 10. Cálculo de junta sísmica 3.....	50
Ecuación 11. Cálculo de la resistencia de diseño	50
Ecuación 12. Combinación 1.....	50
Ecuación 13. Combinación 2.....	50
Ecuación 14. Combinación 3.....	50
Ecuación 15. Cálculo del axial de diseño.....	51
Ecuación 16. Cálculo del cortante de diseño.....	51
Ecuación 17. Cálculo del cortante nominal.....	51
Ecuación 18. Zona I.....	52
Ecuación 19. Zona II.....	53
Ecuación 20. Separación máxima para la zona II.....	53
Ecuación 21. Zona III.....	53
Ecuación 22. Separación mínima para la zona III	53
Ecuación 23. Separación máxima para la zona III.....	53
Ecuación 24. Zona IV	53
Ecuación 25. Separación mínima para la zona IV	53
Ecuación 26. Separación máxima para la zona IV	53
Ecuación 27. Ecuación alternativa para columnas 1.....	55
Ecuación 28. Ecuación alternativa para columnas 2.....	55
Ecuación 29. Ecuación alternativa para columnas 3.....	55
Ecuación 30. Cálculo del período de retorno	131
Ecuación 31. Cálculo del desplazamiento espectral (ADRS)	139

Ecuación 32. Cálculo de la aceleración espectral (ADRS)	139
Ecuación 33. Desplazamiento espectral en función de la aceleración de la gravedad .	140
Ecuación 34. Cálculo del cortante basal	142
Ecuación 35. Cálculo del desplazamiento.....	143
Ecuación 36. Cálculo del peso entrepiso.....	146
Ecuación 37. Porcentaje por entrepiso	146
Ecuación 38. Cálculo de la fuera lateral en X	146
Ecuación 39. Cálculo de la longitud plastificación 1.....	149
Ecuación 40. Cálculo de la longitud plastificación 2.....	149
Ecuación 41. Cálculo de la rótula inicial de columna.....	149
Ecuación 42. Cálculo de la rótula final de columna	149
Ecuación 43. Cálculo de la rótula inicial de viga	152
Ecuación 44. Cálculo de la rótula final de viga	153

I. PROBLEMA DE LA INVESTIGACIÓN

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Mediante el uso de técnicas o software, la Ingeniería Civil intenta dar solución a distintos problemas de la vida diaria, pero estas técnicas y/o métodos no son exactos, dado que hay muchas incertidumbres, como en el análisis sismorresistente, que son los siguientes: el peso de las cargas vivas y muertas, las propiedades geométricas, la dirección del sismo, etc. Los movimientos telúricos representan los mayores desafíos para la Ingeniería Civil y lo que las investigaciones han tratado de comprender y solucionar a lo largo de la historia.

La curva esfuerzo-deformación nos muestra que mientras la deformación del concreto se mantenga en 0.003 tendrá un comportamiento elástico no lineal, y al sobrepasar este tendrá un comportamiento inelástico, produciéndose así el agrietamiento. Algunas de las causas que generan el agrietamiento en el concreto vendrían a ser:

- Una incorrecta dosificación produce la exudación del concreto impidiendo el desplazamiento del acero.
- El momento actuante (M_a) es mayor o igual al momento último (M_u).
- El momento de agrietamiento (M_{cr}) es mayor o igual al momento de servicio (M_{ss}).
- Las fuerzas laterales superan las derivas máximas entrepiso

El ACI-318 toma en cuenta el agrietamiento dentro de su análisis ya sea de primer orden, elástico de segundo orden e inelásticos de segundo orden además del flujo plástico, basándose en las investigaciones posteriormente mencionadas.

Las investigaciones de MacGregor and Hage (1977) consideran el uso de la inercia fisurada en las secciones, para lo cual nos dan un factor de reducción de rigidez ϕK ; mientras que T. Paulay, M. J. N. Priestley (1992) son más específicos, basándose sólo en factores de reducción de rigidez Φk para vigas y columnas. El código ACI-318 se basa en la investigación de MacGregor and Hage, la cual estipula lo siguiente: “Las rigideces proporcionadas por estas referencias son aplicables a todos los niveles de carga, incluido servicio y última, y consideran un factor de reducción de rigidez ϕK comparable al incluido en la Tabla 6.6.3.1.1(a)”.

Tomando en cuenta estas investigaciones es necesario revisar nuestras normativas y ver si están a la par con la anteriormente mencionada. La E 0.60, en el capítulo 9 (Requisitos de resistencia y servicio), en artículo 9.6.2.2, menciona lo siguiente: “Cuando se calculen las deflexiones, aquellas que ocurran inmediatamente con la aplicación de la carga, deben calcularse mediante los métodos o fórmulas usuales para deflexiones elásticas, tomando en consideración los efectos de la fisuración y del refuerzo en la rigidez del elemento”; en el artículo 9.6.2.3 formula: “Cuando el momento flector para condiciones de servicio en cualquier sección del elemento no exceda el momento de agrietamiento (M_{cr}), podrá usarse el momento de inercia de la sección no agrietada (I_g)”; y en el artículo 10.5.1 señala: “En cualquier sección de un elemento estructural - excepto en zapatas y losas macizas - sometido a flexión, donde por el análisis se requiera refuerzo de acero en tracción, el área de acero que se proporcione será la necesaria para que la resistencia de diseño de la sección sea por lo menos 1,2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta M_{cr} ($\phi M_n \geq 1,2 M_{cr}$)”.

Se analizó el edificio multifamiliar “Residencial San Andrés” realizando un análisis lineal, en donde las secciones de concreto armado no sufrían agrietamiento; luego se hizo el mismo análisis, pero ahora estas secciones experimentaron el agrietamiento, ambos análisis permitieron determinar la respuesta del edificio frente a cargas y, aquí es donde se verificó cuánto varía utilizar una inercia bruta de una fisurada; posteriormente se efectuó un análisis no lineal pushover, el que permitió determinar el nivel de desempeño de nuestra estructura y finalmente, se recomienda utilizar la inercia agrietada.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Cómo varían las fuerzas inerciales al considerar la incidencia del agrietamiento de los elementos estructurales en el diseño estructural del edificio multifamiliar “Residencial San Andrés”?

1.3. OBJETIVO GENERAL

Determinar la variación de las fuerzas inerciales al considerar la incidencia del agrietamiento de los elementos estructurales en el diseño estructural del edificio multifamiliar “Residencial San Andrés”.

1.4. OBJETIVO ESPECÍFICO

- Realizar un análisis lineal y diseño considerando la inercia bruta de los elementos estructurales del edificio multifamiliar “Residencial San Andrés”.
- Realizar un análisis lineal y diseño considerando la inercia agrietada de los elementos estructurales del edificio multifamiliar “Residencial San Andrés”.
- Realizar un análisis no lineal push-over del edificio multifamiliar “Residencial San Andrés”.
- Determinar el análisis y diseño más conservador para el diseño estructural del edificio multifamiliar “Residencial San Andrés”.

1.5. JUSTIFICACION DE LA INVESTIGACION

El agrietamiento de miembros estructurales es un fenómeno real durante la excitación sísmica dando como resultado una degradación de rigidez y resistencia (Paulay y Priestley 1992, Priestley 2003).

Para el diseño estructural el primer supuesto es analizar la estructura asumiendo la inercia bruta de las secciones de concreto armado; ante la llegada del sismo estas experimentarán el agrietamiento, lo que genera que al llegar el siguiente sismo su respuesta sísmica sea ineficiente comparado a la primera; asimismo, se determinará el nivel de desempeño del edificio.

1.6. VIABILIDAD DE LA INVESTIGACION

Se determinó si el uso de las secciones agrietadas de concreto armado es viable o no en el diseño estructural del edificio multifamiliar “Residencial San Andrés”.

La limitación del estudio fue la falta de acceso a información relacionada con el agrietamiento de los elementos de concreto armado y como inciden en el diseño estructural.

II. MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES

Bagchi A. (Canada, 2001) “Evaluación del desempeño sísmico de edificios de concreto armado” – tesis para obtener el grado de doctor en filosofía en Ingeniería

En esta tesis se presenta un plan de estudio integral del rendimiento sísmico de edificios. Los siguientes tipos de formas estructurales identificados para la investigación son: (a) momento resistente de los elementos de concreto, y (b) sistemas de corte en muros de concreto. Se espera que una estructura diseñada basada en las disposiciones sísmicas del código nacional de construcción de Canadá (CNCC) evite el modo de falla frágil. Se persigue un principio de diseño por capacidad en el cual las columnas son diseñadas más fuertes que las vigas para evitar el mecanismo de falla en el piso, la estructura reunirá los objetivos de desempeño durante los niveles esperados de terremotos. El objetivo principal es estudiar el desempeño sísmico de edificaciones diseñadas de acuerdo CNCC.

Se harán análisis elásticos pushover y análisis dinámicos no lineales para calcular el nivel de daño en una estructura. El desempeño sísmico de una estructura se determina basándose en el nivel de daño debido al movimiento del suelo durante el sismo. También se propone un procedimiento simplificado para la evaluación del desempeño sísmico de los edificios.

Varadharajan S. (India, 2014) “Estudio de edificios irregulares de concreto armado bajo el efecto sísmico” – tesis para obtener el grado de doctor en filosofía en Ingeniería

En el presente estudio se presentan ecuaciones modificadas para estimar el período fundamental de tiempo incorporando la influencia de la ubicación de la irregularidad (Al - Ali y Krawinkler 1998, Nassar y Krawinkler 1991, Das y Nau 2003) y el agrietamiento de miembros estructurales que producen un cambio de rigidez y resistencia durante la excitación sísmica (Paulay y Priestley 1992, Priestley 2003). Dando como resultado un nuevo enfoque sobre la IS 1893: 2002.

Además, se realiza un análisis dinámico inelástico para determinando la capacidad y probabilidad de colapso de una estructura irregular dando como

resultado ecuaciones simples medidas en índices de irregularidad hechas por el autor. Así mismo se presenta una revisión detallada de los niveles de daños y se ha propuesto un nuevo nivel de daño basado en las demandas sísmicas inelásticas y se ha comparado con el enfoque de código EC8:2004 y el estudio anterior (Park y Ang 1985) para demostrar la simplicidad y eficiencia del enfoque propuesto.

Mitrovic S (Croacia, 2015) “Análisis tridimensional dinámico no lineal tiempo historia del sitio sísmico y la respuesta estructural” – tesis para obtener el grado de doctor en filosofía en Ingeniería

En la presente tesis es propuesto y discutido un modelo tridimensional de elementos finitos para el análisis dinámico no lineal del sitio sísmico y la respuesta estructural y la interacción suelo-estructura con la discontinuidad del contacto. En consecuencia, se presentan dos estudios numéricos, cada uno consiste en una serie de análisis de una estructura acoplada – suelo – fundación. En el primer estudio se presenta una serie de ejemplos numéricos que incluyen el modelado de una sección de concreto armado con una porción del suelo que consta de varias capas horizontales descansando sobre roca rígida. En el segundo estudio se investiga la influencia de diversos parámetros que rigen la respuesta estructural, con énfasis en el deslizamiento y oscilación de la estructura, asumiendo la discontinuidad en el suelo – fundación. Para tener en cuenta el agrietamiento y el daño del concreto, la estructura de la estructura es modelada por el modelo de micro plano (material no lineal). Los fenómenos de daño y agrietamiento se modelan dentro del concepto de grietas manchadas. El modelo de plasticidad se utiliza para el modelado del refuerzo y el suelo adoptando los criterios de fluencia de Von Mises y Drucker-Prager, respectivamente. El análisis comparativo muestra la importancia de las condiciones locales del sitio y la influencia de la no-linealidad del material en el diseño estructural sísmico. Con la implementación del modelo de microplano, que está destinado a ser utilizado para el análisis de fractura y daño del concreto, es posible evaluar el daño estructural sostenido. Además, para escenarios extremos con comportamiento no lineal altamente geométrico, como el deslizamiento y la oscilación, el modelo propuesto de suelo-fundación es más adecuado que el enfoque continuo habitual con elementos resorte-

amortiguador y al mismo tiempo mantiene una eficiencia computacional razonable.

2.2. BASES TEÓRICAS

Las inercias usadas en un análisis elástico para diseño por resistencia deben representar las inercias de los miembros inmediatamente antes de la falla. Por este motivo, se han realizado diferentes estudios a lo largo de los años, entre los cuales se tiene:

MacGregor J. G. y Hage, S. E. (1977) señalan sus estudios experimentales enfocados a determinar las causas del agrietamiento de los elementos estructurales debido a cargas de servicio y operatividad de las estructuras. Se dan rangos de valores para vigas, columnas, placas, muros agrietados y no agrietados, afectados por un factor de reducción en rigidez asignada ϕK .

Tabla 1. Momento efectivo de inercia de los miembros.

	Range	Recommended Value
Rectangular beams	$0.30-0.50 I_g$	$0.40 I_g$
T and L beams	$0.25-0.45 I_g$	$0.35 I_g$
Columns, $P > 0.5 f'_c A_g$	$0.70-0.90 I_g$	$0.80 I_g$
Columns, $P = 0.2 f'_c A_g$	$0.50-0.70 I_g$	$0.60 I_g$
Columns, $P = -0.05 f'_c A_g$	$0.30-0.50 I_g$	$0.40 I_g$

^a A_g = gross area of section; I_g = moment of inertia of gross concrete section about the centroidal axis, neglecting the reinforcement.

Fuente: Diseño sísmico de edificios de concreto armado y albañilería

SENCICO (2016), se determinó la influencia del agrietamiento en la respuesta sísmica de estructuras de concreto armado. Se utilizaron 10 edificios para el análisis, los cuales fueron: Aularios USIL, Edificio Paseo Villareal, Edificio empresarial T-Tower, Edificio Vivienda Multifamiliar San Bartolo, Edificio Ignacio Merino, Edificio de oficinas Torre 29, Edificio Multifamiliar Cayetano Heredia, Los Parques de nuevo Chimbote, Edificio Multifamiliar San Martín, Residencial Jardines de Venezuela. Fue un análisis computarizado utilizando el programa CSI ETABS.

American Concrete Institute ACI-318 (2014), utiliza las investigaciones de MacGregor y Hage, los cuales incluyen un factor de reducción de rigidez ϕK menor a 1:

Tabla 2. Momento de inercia y área de sección transversal para el análisis elástico al nivel de carga mayorada

		inercia	transversal
Columnas		$0.70I_g$	$1.0A_g$
Muros	No fisurados	$0.70I_g$	
	Fisurados	$0.35I_g$	
Vigas		$0.35I_g$	
Placas planas y losas planas		$0.25I_g$	

Fuente: Requisitos de reglamento para concreto estructural (318S-14)

Cuando existen cargas laterales sostenidas, el momento de inercia, I , para las columnas y muros debe dividirse por $(1+\beta_{ds})$

β_{ds} : es la relación entre la máxima fuerza cortante sostenida mayorada dentro de un piso y la máxima fuerza cortante en ese piso asociada con la misma combinación de carga.

Asimismo:

Tabla 3. Momentos de inercia alternativos para análisis elástico al nivel de carga mayorada

	Mínimo	I	Máximo
Columnas y muros	$0.35I_g$	$\left(0.8 + 25 \frac{A_{st}}{A_g}\right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_0}\right) I_g$	$0.875I_g$
Vigas, placas planas y losas planas	$0.25I_g$	$(0.1 + 25\rho) \left(1.2 - 0.2 \frac{b_w}{d}\right) I_g$	$0.5I_g$

Fuente: Requisitos de reglamento para concreto estructural (318S-14)

Reglamento Nacional de Edificaciones (2016), en la E0.30 (2016), en el capítulo 4 (Análisis estructural), se indica que para estructuras de concreto armado y albañilería podrán ser analizadas considerando la inercia de las secciones brutas, ignorando la fisuración y el refuerzo. El comportamiento de los elementos será modelado de modo consistente con resultados de ensayos de laboratorio y tomará en cuenta la fluencia, la degradación de resistencia, la

degradación de rigidez, el estrechamiento de los lazos histeréticos, y todos los aspectos relevantes del comportamiento estructural indicado por los ensayos. Ahora en la E0.60(2016), en el capítulo 9 (Requisitos de resistencia y de servicio), se menciona que cuando el momento flector para condiciones de servicio en cualquier sección del elemento no exceda el momento de agrietamiento (M_{cr}), podrá usarse el momento de inercia de la sección no agrietada (I_g). Y en el Capítulo 10 (Flexión y carga axial), dice que el área de acero que se proporciones será la necesaria para que la resistencia de diseño de la sección sea por lo menos 1.2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta M_{cr} ($\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$).

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{Y_t} \quad (1)$$

Ecuación 1. Cálculo del momento de agrietamiento según E.060

John-Michael Wong, Angie Sommer y Cenk Ergin (2017), proporcionan una revisión de los códigos, normas y artículos de investigación sobre agrietamiento:

Tabla 4. Rigidez efectiva para el modelado de estructuras de concreto armado según diferentes códigos

Elements	ACI 318-11 10.10.4.1 ACI 318-14 6.6.3.1.1	ASCE 41-13 Table 10-5	PEER TBI Guidelines Service Level	LATBSDC MCE-Level Non Linear Models (2014)	LATBSDC Serviceability & Wind (2014)	FEMA 356 Table 6-5	NZS 3101: Part 2:2006 Ultimate Limit State ($f_y=300\text{MPa}$)	NZS 3101: Part 2:2006 Serviceability Limit State ($\mu=3$) (Note 3)	CSA A23.3-14	EuroCode	TS 500-2000	Paulay & Priestley (1992)	Priestly, Calvi & Kowalsky (2007)	
	Beams	Conventional Beams (L/H > 4)	0.35lg	0.30lg	0.50lg	0.35lg	0.70lg	0.50lg	0.40lg (rectangular) 0.35lg (T and L beams)	0.70lg (rectangular) 0.60lg (T and L beams)	0.35lg	0.50lg	0.40lg	0.17lg-0.44lg
Prestressed Beams (L/H > 4)		n/a	1.00lg	1.00lg	n/a	n/a	1.00lg	n/a	n/a	0.35lg	0.50lg	0.40lg	n/a	
Coupling Beams (L/H ≤ 4)		n/a	n/a	n/a	0.20lg	0.30lg	n/a	0.60lg (diagonally reinforced)	0.75lg	0.35lg	0.50lg	0.40lg	(9)	
Columns	Columns - $P_u \geq 0.5A_g f_c$	0.70lg	0.70lg	0.50lg	0.70lg	0.90lg	0.70lg	0.80lg	1.00lg	0.70lg	0.50lg	0.80lg (Note 6)	0.12lg-0.86lg	
	Columns - $P_u \leq 0.3A_g f_c$		0.70lg	n/a	n/a	0.50lg	0.55lg	0.80lg	0.60lg					
	Columns - $P_u \leq 0.1A_g f_c$		0.30lg	n/a	n/a	0.50lg	0.40lg	0.70lg	0.40lg					
	Columns - tension		n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a					
Walls (4)	Walls - uncracked	0.70lg	n/a	0.75lg	n/a	n/a	0.80lg	n/a	n/a	0.7lg	0.50lg	n/a	n/a	
	Walls - cracked	0.35lg	0.50lg		1.00Ec (1)	0.75lg	0.50lg	0.32lg-0.48lg	0.50lg-0.70lg	0.35lg	0.50lg	0.40lg-0.80lg (Note 6)	(9)	0.20lg-0.30lg
	Walls - shear	n/a	0.40EcAw (10)		n/a	0.50Ag	1.00Ag	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	(9)	n/a
Slabs	Conventional flat plates and flat slabs	0.25lg	See 10.4.4.2	0.50lg	0.25lg	0.50lg	n/a	n/a	n/a	0.25lg	0.50lg	n/a	(9)	
	Post tensioned flat plates and flat slabs	n/a	See 10.4.4.2	0.50lg	0.25lg	0.50lg	n/a	n/a	n/a	0.25lg	0.50lg	n/a	n/a	
	In-plane Shear	n/a	n/a	n/a	0.25Ag	0.80Ag	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	
Notes	(5)	(2)	(2)	(2)								(7)		

Notes

- (1) Non-linear fiber elements automatically account for cracking of concrete because the concrete fibers have zero tension stiffness.
- (2) Elastic modulus may be computed using expected material strengths.
- (3) μ is ductility capacity.
- (4) Wall stiffness is intended for in-plane wall behavior.
- (5) ACI 318-11 Section 8.8 (ACI 318-14, Section 6.6) permits the assumption of 0.50lg for all elements under factored lateral load analysis.
- (6) TS 500-2000 specifies the use of 0.4lg for $P_u/A_g f_c < 0.1$ and the use of 0.8lg for $P_u/A_g f_c > 0.4$, interpolate for all values in between 0.1 and 0.4.
- (7) T and L beams should use recommended values of 0.35 lg. For columns, categories are $P = 0.2 F_c A_g$ and $P = -0.05 F_c A_g$
- (8) Shear stiffness properties are unmodified unless specifically noted otherwise.
- (9) Effective stiffness per equation. See reference for more information.
- (10) Note that $G = 0.4E_c$, so ASCE 41-13 is recommending that a modifier of 1.0 be used for the shear stiffness of concrete shear walls; that is, they recommend no reduction in shear stiffness.

Definitions

- Ig = Gross moment of inertia
- L = Clear span of coupling beam
- H = Height of coupling beam
- Pu = Factored axial load
- Ag = Ac = Gross (uncracked) area
- Fc = Compressive strength of concrete
- Ec = Modulus of elasticity of concrete
- fy = Yield stress of reinforcing steel
- MPa = Megapascals
- Aw = Horizontal area

Federal Emergency Management Agency (FEMA 356), en el capítulo 6 (Concreto), se nos presentan las siguientes recomendaciones sobre el uso de inercia reducida:

Tabla 5. Valores de Rigideces Efectivas

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	—
Beams—prestressed	E_cI_g	$0.4E_cA_w$	—
Columns with compression due to design gravity loads $\geq 0.5 A_g f'_c$	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Columns with compression due to design gravity loads $\leq 0.3 A_g f'_c$ or with tension	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_s
Walls—uncracked (on inspection)	$0.8E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Walls—cracked	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Flat Slabs—nonprestressed	See Section 6.5.4.2	$0.4E_cA_g$	—
Flat Slabs—prestressed	See Section 6.5.4.2	$0.4E_cA_g$	—

Note: It shall be permitted to take I_e for T-beams as twice the value of I_g of the web alone. Otherwise, I_e shall be based on the effective width as defined in Section 6.4.1.3. For columns with axial compression falling between the limits provided, linear interpolation shall be permitted. Alternatively, the more conservative effective stiffnesses shall be used.

Fuente: FEMA 356

Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción (NTCRC 2004), en el capítulo 3 (Estado Límite de Servicio) y **Norma Sismo Resistente (NSR-10)**, en el título C (Concreto Estructural), nos indican que existen límites superior e inferior de inercia (I_g y I_{cr}) por lo que se opta por considerar la

Fuente: <http://www.structuremag.org/?p=10074>

$$I_e = \left(\frac{M_{ag}}{M_{max}} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{ag}}{M_{max}} \right)^3 \right] I_{ag} \quad (2)$$

Ecuación 2. Cálculo del momento de inercia efectiva según NTCRC 2004

fórmula para calcular el Momento de Inercia Efectiva (I_e):

$$M_{ag} = \frac{\bar{f}_f I_g}{h_2} \quad (\text{momento de agrietamiento})$$

M_{max} = momento flexionante correspondiente máximo correspondiente al nivel de carga para el cual se estima la deflexión

h_2 = distancia entre el eje neutro y la fibra más esforzada a tensión

En forma opcional, y como simplificación de la estimación anterior, se puede emplear el momento de inercia de la sección transformada agrietada (I_{ag}) en vez del momento de inercia efectivo.

ANÁLISIS LINEAL

El análisis estático lineal calcula los desplazamientos, las deformaciones unitarias, las tensiones y las fuerzas de reacción bajo el efecto de cargas aplicadas. Siendo este el método de diseño más utilizado en el Perú para el diseño de estructuras de concreto por lo que nuestra normativa tiene en cuenta el siguiente desarrollo:

METRADO DE CARGAS

Toda estructura debe soportar las cargas de gravedad impuestas que no deben superar los esfuerzos admisibles.

A través del metrado de cargas se realiza un estimado del peso que pueda soportar el edificio por distintos elementos estructurales y no estructurales. Generalmente se desprecian los efectos hiperestáticos producidos por los momentos flectores, salvo que sean estos muy importantes.

IRREGULARIDADES (I_a , I_p)

La norma E.030 (2016), en la sección 3 (irregularidades estructurales) nos dice que para las irregularidades tanto en altura (I_a) como en planta (I_p), se debe tomar en cuenta el menor factor que se obtiene de las tablas N.º 8 y N.º 9. A su vez se mencionan las irregularidades extremas que se deben considerar según la tabla N.º 10.

Tabla 6. Irregularidades estructurales en altura

Tabla N.º 8 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de irregularidad I_a
Irregularidad de Rigidez-Piso Blando Irregularidad de Resistencia – Piso Débil	0.75
Irregularidad Extrema de Rigidez Irregularidad Extrema de Resistencia (ver tabla N.º10)	0.50
Irregularidad de Masa o Peso	0.90
Irregularidad Geométrica Vertical	0.90
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	0.80

Discontinuidad Extrema de los Sistemas Resistentes (ver tabla N.º10)	0.60
--	------

Fuente: E.030 (2016)

Tabla 7. Irregularidades estructurales en planta

Tabla N.º 9 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de irregularidad Ip
Irregularidad Torsional	0.75
Irregularidad Torsional Extrema (ver tabla N.º10)	0.60
Esquinas entrantes	0.90
Discontinuidad del Diafragma	0.85
Sistemas no paralelos	0.90

Fuente: E.030 (2016)

Tabla 8. Categoría y regularidad de las edificaciones

Tabla N.º 10 CATERGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4,3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4,3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos y 8m de altura total
	1	Sin restricciones

Fuente: E.030 (2016)

ANÁLISIS ESTÁTICO

En el análisis estático se comienza a analizar la estructura antes de someterla a cargas de sismo por lo que no se toma en cuenta si el elemento

entra en falla y solo se analiza cada elemento para hallar su carga admisible y sus deformaciones.

Se comienza calculando de la inercia, que dependerá de la sección del elemento, y solo se tomará en cuenta la inercia bruta del elemento con la cual se hallará la rigidez de cada elemento. Luego se obtendrá la rigidez total de la estructura la cual se halla con las matrices de compatibilidad, su traspuesta y la rigidez de cada elemento.

$$[K_{Total}] = \sum [A]_e^T * [K]_e * [A]_e \quad (3)$$

Ecuación 3. Cálculo de la rigidez total

Para poder hallar las cargas globales de la estructura es necesario encontrar las cargas externas que actúan sobre ella y cada uno de sus elementos, tomando en cuenta sus grados de libertad, así como la traspuesta de la matriz de compatibilidad de los elementos.

$$\{Q_{Glob}\} = \{Q_c\} + \sum [A]_e^T * \{q\}_e^{eq} \quad (4)$$

Ecuación 4. Cálculo de la matriz de cargas globales

Las deformaciones de la estructura se calculan despejando la siguiente ecuación, de la cual ya se cuenta con la matriz de cargas globales y rigidez total.

$$\{Q_{Glob}\} = [K_{Total}] * \{D\} \quad (5)$$

Ecuación 5. Cálculo de la matriz de desplazamientos

Finalmente se hallan las matrices de cargas locales de los elementos con las cuales se obtienen los diagramas de fuerza cortante y momento flector de la edificación.

$$\{q\}_e = [K]_e * [A]_e \{D\} \{q\}_e^{eq} \quad (6)$$

Ecuación 6. Cálculo de la matriz de cargas locales

ANÁLISIS SÍSMICO

Perú se encuentra en el anillo de fuego del Pacífico, la cual es la zona con mayor actividad sísmica, por lo que el análisis sísmico se debe proyectar a las estructuras para que resistan sismos según los siguientes criterios:

- Resistir sismos leves, sin daños.

- Resistir sismos moderados, considerando la posibilidad de daños estructurales leves.
- Resistir sismos severos con la posibilidad de daños estructurales importantes y la posibilidad remota de ocurrencia del colapso de la edificación.
- El sistema debe ser capaz de sobrevivir a los movimientos sísmicos a los que estará sujeta la estructura durante su vida útil.
- Se considera colapso, cuando en una edificación ocurre una falla parcial o total, presentando posibles daños personales y/o materiales.

ANÁLISIS NO LINEAL

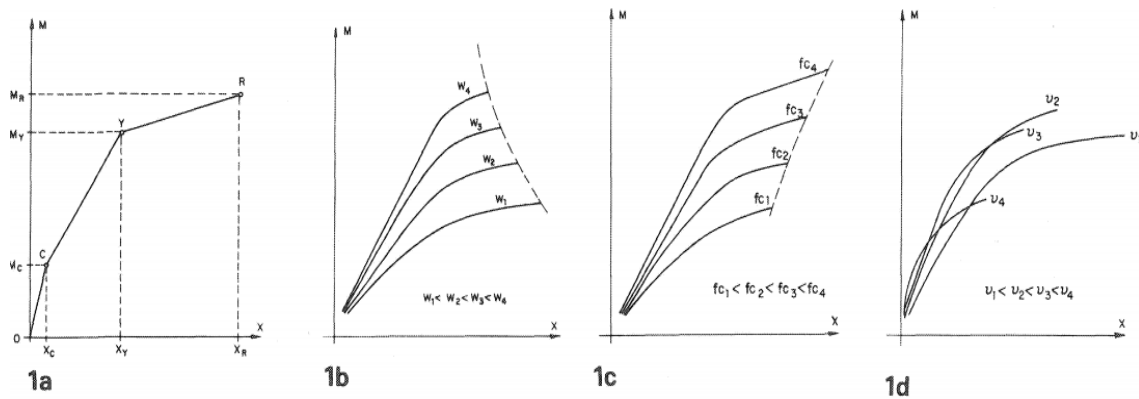
En este tipo de análisis, se considera que el comportamiento de una estructura de concreto armado no cumple en su totalidad con la ley de Hooke, ya que la aplicación de cargas tiende a degradar su rigidez y, al eliminar estas cargas no, recupera su forma original. Las causas de este comportamiento pueden clasificarse fundamentalmente en dos grupos:

- No linealidad de las leyes constitutivas de los materiales (no linealidad mecánica)
- No aplicabilidad de la hipótesis de deformaciones pequeñas (no linealidad geométrica).

NO LINEALIDAD MECÁNICA

Para analizar el comportamiento de elementos de concreto armado habrá que considerar la interacción del concreto y del acero, ya que existe cierta transmisión de tensiones de ambos comprendida entre sus fisuras (“Tension Stiffening”). A través de la relación momento-curvatura, ya sea a nivel de sección o en valores medios en una longitud finita de pieza que debe ser superior a la distancia media entre fisuras.

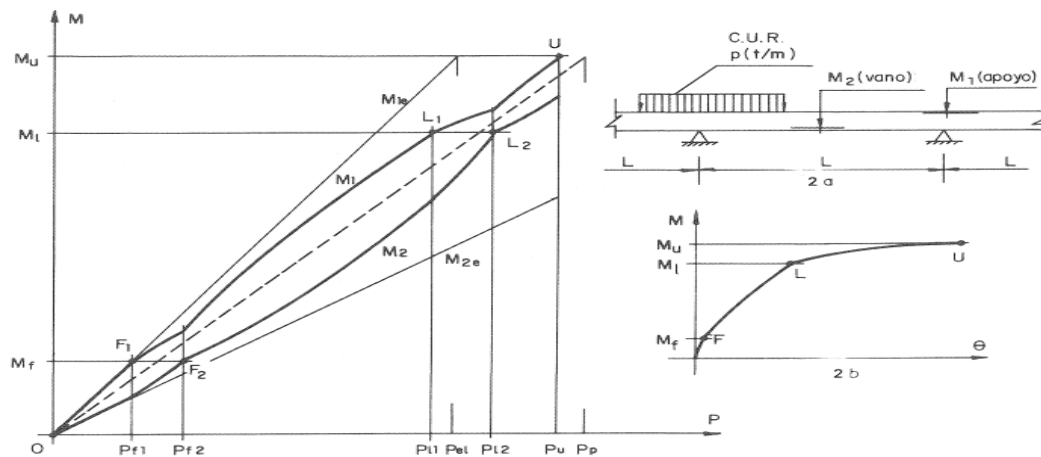
Gráfica 1. Diagramas momento-curvatura..



Fuente: Análisis no lineal y rediseño de estructuras de concreto armado-Investigación

Debido al comportamiento no lineal del concreto armado las solicitaciones reales de la estructura difieren de las calculadas suponiendo un comportamiento lineal. A esta variación de las solicitaciones es a lo que se denomina redistribución de esfuerzos.

Gráfica 2. Diagrama de redistribución de momentos en una viga continua



Fuente: Análisis no lineal y rediseño de estructuras de concreto armado-Investigación

NO LINEALIDAD GEOMÉTRICA

Uno de los casos fundamentales en el análisis de no linealidad geométrica es:

- La debida a la deformación por flexión del eje de los soportes, que también introduce momentos adicionales en los mismos que pueden

llegar a provocar fenómenos de inestabilidad o pandeo. Este fenómeno es de carácter local.

El modelo no lineal es el que se ajusta mejor a las estructuras de hormigón armado.

En el momento actual puede señalarse que los campos en los que el análisis no lineal presenta mayor interés son:

- Interpretación de daños y valoración de la seguridad real de estructuras dañadas y reparadas. En estas situaciones los métodos convencionales de comprobación no proporcionan resultados concordantes con los efectos observados y, por lo tanto, la valoración de la seguridad real de la estructura resulta incorrecta.
- Diseño de estructuras especiales o sometidas a acciones no convencionales, tales como depósitos industriales, centrales nucleares, acciones sísmicas, puentes singulares, casos en los cuales debe utilizarse el modelo más ajustado posible a la realidad.
- En estructuras normales de edificación. En estos casos no son de esperar ventajas en lo referente al ahorro de material, pero sí una reducción en el número de secciones tipo y una descongestión de armadura en los puntos de concurrencia de las mismas.

2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS (GLOSARIO)

Pi: Peso del nivel “i”

R: Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas

r: Respuesta estructural máxima elástica esperada

ri: Respuestas elásticas máximas correspondientes al modo “i”

Ro: Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas

S: Factor del suelo

Sa: Espectro de pseudo aceleraciones

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

Ta: Período Fundamental del elemento estructural

T1: Período Fundamental del edificio en la dirección de estudio

U: Factor de uso o importancia

V: Fuerza cortante en la base de la estructura

W_a: Peso del elemento

Z: Factor de zona

2.4. HIPÓTESIS

H1: Las fuerzas inerciales aumentan al considerar las secciones agrietadas en el diseño estructural del edificio multifamiliar “Residencial San Andrés”

H2: Las fuerzas inerciales no aumentan al considerar las secciones agrietadas en el diseño estructural del edificio multifamiliar “Residencial San Andrés”

2.5. VARIABLES

Variable dependiente: Fuerzas inerciales.

Variable independiente: Secciones agrietadas.

2.6. VARIABLE OPERACIONAL

Variable	Dimensión	Indicador	Unidad de medida	Instrumento de Investigación
Secciones agrietadas	• Momento de agrietamiento	• ϕI_g	• Ton-m	• Tabla 10.11.1 de la E.060
Fuerzas inerciales	• Axial • Cortante • Momento	• $0.85 * f'c * A_g$ • $Q * L/2$ • $Q * L^2/12$	• Ton • Ton • Ton-m	• Software Etabs 2016

III. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN

La metodología adoptada en este estudio para la influencia de las secciones agrietadas de los elementos estructurales en el nivel de desempeño de una estructura con sistema dual será:

- Nivel de Investigación: Descriptiva
- Diseño de Investigación: Documental

Diseño de Investigación: Se utilizará el diseño descriptivo simple cuyo esquema es el siguiente

M _____ O

Dónde:

M: Representa al objeto de estudio, en este caso edificio multifamiliar “Residencial San Andrés” ubicado en la calle Dean Saavedra 368 de la ciudad de Trujillo.

O: Representa la información de interés que se recogerá de la muestra objeto de estudio y sobre la base de los resultados se propondrán las mejoras.

3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA

Población

Edificios multifamiliares de la ciudad de Trujillo con sistema estructural de muros estructurales en ambas direcciones.

Muestra

Edificio multifamiliar Residencial San Andrés ubicado en la calle Dean Saavedra 368 de la ciudad de Trujillo.

3.3. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

Técnicas

- Análisis de Normas

Instrumentos

- Tablas de factores de reducción de momento de inercial
- Software Etabs 2016

3.4. TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS

- Gráficos estadísticos
- Cuadros estadísticos
- Ecuaciones

IV. DESARROLLO

4.1. ANÁLISIS LINEAL UTILIZANDO IG

Se estudió la respuesta de un edificio de muros estructurales ubicado en la ciudad de Trujillo sobre un suelo de mediana calidad. Nuestro diseño estructural está basado en la ductilidad, hiperestatismo y rigidez. El primer nivel tendrá una altura de 3.00 m. y se le adicionará un desplante de 1.20 m. dando un total de 4.20 m., será para uso de estacionamiento, los siguientes 11 pisos tendrán una altura típica de 2.50 m. y serán usados para departamentos. Se está utilizando un sistema de losa aligerada unidireccional de 20 cm y un sistema de losa maciza unidireccional de 20 cm en la parte central donde se ubica el ascensor y escaleras para rigidizarla. Vigas peraltadas de 35 cm x 40 cm, 35 cm x 50 cm, 35 cm x 60 cm, 25 cm x 50 cm, 35 cm x 60 cm y vigas chatas de 20 cm x 20 cm, 25 cm x 20 cm, 35 cm x 20 cm. Columnas de 40 cm x 40 cm y 40 cm x 75 cm. Placas de 15 cm, 30 cm, 35 cm, 40 cm. Se ha optado por un $f'c$ de 210kg/cm² y un f_y de 4200kg/cm². Cada nivel tiene un diafragma rígido con 3 grados de libertad.

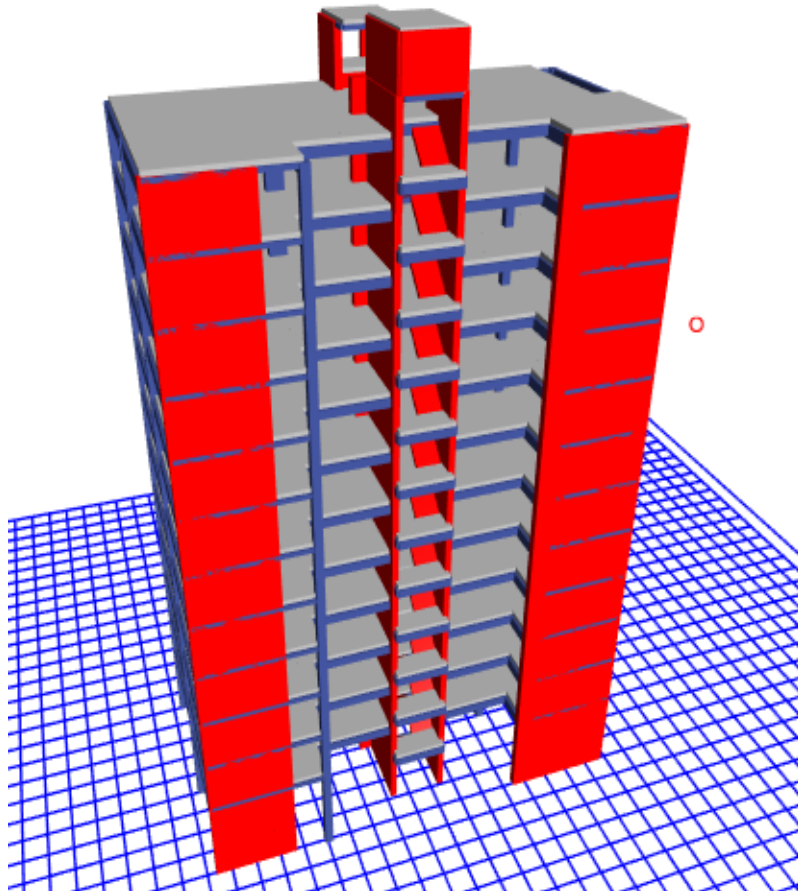


Imagen 1. Vista renderizada del edificio

4.1.1. ANÁLISIS DE MODOS DE VIBRACIÓN IG

Tabla 9. Desplazamientos y giros Ig

Modo	Periodo	UX	UY	RZ
1	0.87	0.49	0.03	0.23
2	0.82	0.20	0.28	0.29
3	0.71	0.04	0.44	0.25
4	0.25	0.00	0.04	0.08
5	0.21	0.16	0.01	0.00
6	0.18	0.01	0.11	0.06
7	0.13	0.00	0.01	0.03
8	0.09	0.05	0.01	0.00
9	0.08	0.01	0.02	0.03
10	0.08	0.00	0.01	0.00
11	0.06	0.00	0.00	0.00
12	0.06	0.00	0.00	0.00
13	0.06	0.00	0.00	0.00
14	0.06	0.00	0.00	0.00
15	0.06	0.00	0.00	0.00
16	0.05	0.00	0.00	0.00
17	0.05	0.00	0.01	0.00
18	0.05	0.01	0.00	0.00
19	0.05	0.01	0.00	0.00
20	0.05	0.00	0.00	0.00
21	0.05	0.00	0.00	0.00
22	0.05	0.00	0.00	0.00
23	0.04	0.00	0.00	0.00
24	0.04	0.00	0.00	0.00
25	0.04	0.00	0.00	0.00
26	0.04	0.00	0.00	0.00
27	0.04	0.00	0.00	0.00
28	0.04	0.00	0.00	0.00
29	0.04	0.00	0.00	0.00
30	0.04	0.00	0.00	0.00
31	0.04	0.00	0.00	0.00
32	0.04	0.00	0.00	0.00
33	0.04	0.00	0.00	0.00
34	0.03	0.00	0.00	0.00
35	0.03	0.01	0.00	0.00
36	0.03	0.00	0.00	0.00

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

4.1.2. ANÁLISIS SÍSMICO IG

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g \quad (7)$$

Ecuación 7. Cálculo del espectro de respuesta según E.030 (2016)

Datos usados:

Factor de zona:	0.45
Fatos de suelo:	1.05
Periodo que define la plataforma del factor C:	0.6
Factor de amplificación sísmica:	2.5
Coefficiente de reducción de las fuerzas sísmicas:	6

Tabla 10. Cortante absorbido por las placas y columnas Ig

Elementos	VdinX-X	%	VdinY-Y	%
Muros	269.83	97.62	270.28	97.67
Columnas	6.58	2.38	6.45	2.33
Total	276.41	100	276.74	100
Sistema estructural		Muros estructurales		

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

4.1.3. VERIFICACIÓN DE REGULARIDAD TORSIONAL IG

Tabla 11. Verificación de Regularidad Torsional X-X Ig

Verificación de Regularidad Torsional X-X					
Entrepiso	D1	d	D8	d	RT
12	0.036788	0.002753	0.050068	0.003811	1.16
11	0.034035	0.002916	0.046257	0.004045	1.16
10	0.031119	0.00309	0.042212	0.004278	1.16
9	0.028029	0.003261	0.037934	0.004504	1.16
8	0.024768	0.0034	0.03343	0.00468	1.16
7	0.021368	0.003485	0.02875	0.00478	1.16
6	0.017883	0.003508	0.02397	0.004789	1.15
5	0.014375	0.003432	0.019181	0.004659	1.15
4	0.010943	0.003267	0.014522	0.004401	1.15
3	0.007676	0.002936	0.010121	0.003923	1.14
2	0.00474	0.002488	0.006198	0.00328	1.14
1	0.002252	0.002252	0.002918	0.002918	1.13

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Tabla 12. Verificación de Regularidad Torsional Y-Y Ig

Verificación de Regularidad Torsional Y-Y					
Entrepiso	DA	di	DH	di	RT
12	0.029676	0.001932	0.030988	0.002502	1.13
11	0.027744	0.002181	0.028486	0.002676	1.1
10	0.025563	0.00242	0.02581	0.002787	1.07
9	0.023143	0.002636	0.023023	0.002878	1.04
8	0.020507	0.003027	0.020145	0.002939	0.99
7	0.01748	0.002947	0.017206	0.002954	1
6	0.014533	0.002781	0.014252	0.002911	1.02
5	0.011752	0.003236	0.011341	0.002791	0.93
4	0.008516	0.002689	0.00855	0.002588	0.98
3	0.005827	0.00269	0.005962	0.002276	0.92
2	0.003137	0.001742	0.003686	0.00186	1.03
1	0.001395	0.001395	0.001826	0.001826	1.13

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

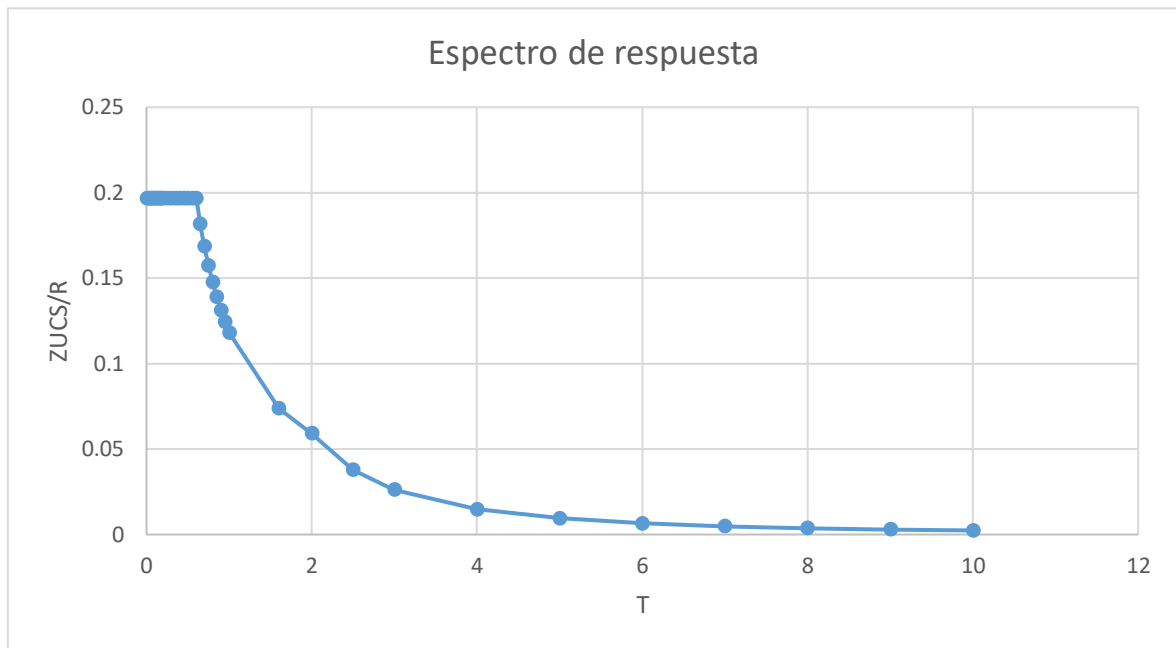
Tabla 13. Centro de masas y centro de rigidez Ig

Entrepiso	Diafragma	Xcm	Ycm	Xcr	Ycr
1	D1	6.13	10.87	8.91	10.58
2	D2	6.18	10.89	8.86	10.59
3	D3	6.18	10.89	8.65	10.57
4	D4	6.18	10.89	8.39	10.56
5	D5	6.18	10.89	8.14	10.54
6	D6	6.18	10.89	7.90	10.52
7	D7	6.18	10.89	7.69	10.49
8	D8	6.18	10.89	7.49	10.47
9	D9	6.18	10.89	7.30	10.45
10	D10	6.18	10.89	7.11	10.43
11	D11	6.17	10.89	6.94	10.40
12	D12	6.17	11.11	6.80	10.39

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

4.1.4. ESPECTRO DE RESPUESTA IG

Gráfica 3. Espectro de respuesta I_g



Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

4.1.5. FACTOR ESCALAR IG

Tabla 14. Factor escalar I_g

Factor Escala			
Vdin x	275.66	Vdin y	280.39
V est x	552.02	V est y	552.02
Vdin/Vest	0.50	Vdin/Vest	0.51
Vmin	0.80	Vmin	0.80
Factor Escalar	1.60	Factor Escalar	1.58

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

4.1.6. DESPLAZAMIENTOS IG

Tabla 15. Deriva máxima X-X Ig

NIVELES	DESPLAZAMIENTO ABS XX	DESPLAZAMIENTO RELATIVO XX	H(ALTURA) ENTREPISO	DERIVA X(Drel/h)	DERIVA X-FINAL(Drel/h) *0.75Rx	DERIVA MAX NORMA E0.30
PISO 12	0.02106667	0.00209877	2.5	0.001	0.0038	0.007
PISO 11	0.0189679	0.00203704	2.5	0.001	0.0037	
PISO 10	0.01693086	0.00203704	2.5	0.001	0.0037	
PISO 9	0.01489383	0.0020679	2.5	0.001	0.0037	
PISO 8	0.01282593	0.0020679	2.5	0.001	0.0037	
PISO 7	0.01075802	0.00200617	2.5	0.001	0.0036	
PISO 6	0.00875185	0.00194444	2.5	0.001	0.0035	
PISO 5	0.00680741	0.00182099	2.5	0.001	0.0033	
PISO 4	0.00498642	0.0016358	2.5	0.001	0.0029	
PISO 3	0.00335062	0.00138889	2.5	0.001	0.0025	
PISO 2	0.00196173	0.00108025	2.5	0.000	0.0019	
PISO 1	0.00088148	0.00088148	4.2	0.000	0.0009	

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Tabla 16. Deriva máxima Y-Y Ig

NIVELES	DESPLAZAMIENTO ABS YY	DESPLAZAMIENTO RELATIVO YY	H(ALTURA) ENTREPISO	DERIVA Y(Drel/h)	DERIVA Y-FINAL(Drel/h) *0.75Ry	DERIVA MAX NORMA E0.30
PISO 12	0.01618056	0.00132576	2.5	0.001	0.0024	0.007
PISO 11	0.0148548	0.00135732	2.5	0.001	0.0024	
PISO 10	0.01349747	0.00142045	2.5	0.001	0.0026	
PISO 9	0.01207702	0.00145202	2.5	0.001	0.0026	
PISO 8	0.010625	0.00148359	2.5	0.001	0.0027	
PISO 7	0.00914141	0.00151515	2.5	0.001	0.0027	
PISO 6	0.00762626	0.00148359	2.5	0.001	0.0027	
PISO 5	0.00614268	0.00145202	2.5	0.001	0.0026	
PISO 4	0.00469066	0.00135732	2.5	0.001	0.0024	
PISO 3	0.00333333	0.00123106	2.5	0.000	0.0022	
PISO 2	0.00210227	0.00104167	2.5	0.000	0.0019	
PISO 1	0.00106061	0.00106061	4.2	0.000	0.0011	

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

4.1.7. SEPARACIÓN ENTRE EDIFICIOS(S)

El artículo 5.3 de la norma E.030 menciona las recomendaciones que hay que tomar para el cálculo de la separación entre edificios.

$$S \geq 3\text{cm}$$

$$S = 0.006h = 18.3 \text{ cm} \quad (8)$$

Ecuación 8. Cálculo de junta sísmica 1

Retiro 2/3 en Y

$$\frac{2}{3} * 4.2 = 2.8 \text{ cm} \quad (9)$$

Ecuación 9. Cálculo de junta sísmica 2

Retiro 2/3 en X

$$\frac{2}{3} * 5.7 = 3.8 \text{ cm} \quad (10)$$

Ecuación 10. Cálculo de junta sísmica 3

Se tiene una separación de 18.3 cm por lo tanto se usará una separación de 15 cm porque las edificaciones vecinas deben estar separadas por lo menos 3 cm de esta edificación.

4.1.8. FILOSOFÍA DE DISEÑO

En el capítulo 9 (Requisitos de Resistencia y de Servicio) de la E.060 estipula lo siguiente: “Las estructuras y los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones resistencias de diseño (ϕR_n) por lo menos iguales a las resistencias requeridas (R_u), calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en esta Norma”.

$$\Phi R_n \geq R_u \quad (11)$$

Ecuación 11. Cálculo de la resistencia de diseño

Se utilizó las siguientes combinaciones de cargas:

$$- U = 1.4CM + 1.7CV \quad (12)$$

Ecuación 12. Combinación 1

$$- U = 1.25(CM+CV) \pm CS \quad (13)$$

Ecuación 13. Combinación 2

$$- U = 0.9CM \pm CS \quad (14)$$

Ecuación 14. Combinación 3

Los factores de reducción a la Resistencia, ϕ , fueron:

Solicitud	Factor de reducción ϕ
Flexión sin carga axial	0.90
Carga axial de tracción con o sin flexión	0.90
Flexo compresión y compresión con estribos	0.70
Cortante y torsión	0.85
Aplastamiento en el concreto	0.70

Fuente: E.060 (2016)

4.1.8.1.FLEXIÓN Y CARGA AXIAL

En el capítulo 10 de la E.060 se dan los siguientes supuestos para el diseño:

- Fuerzas internas en equilibrio con las fuerzas externas
- Adherencia perfecta entre el concreto y el acero
- Las secciones permanecen planas antes y después de ser cargadas (Navier,1821)
- La resistencia a la tensión del concreto es despreciable ($f_r = 2\sqrt{f'_c}$)
- Los esfuerzos dependen de la deformación unitaria, de la misma manera que en el diagrama esfuerzo deformación unitaria del material

$$\phi P_n \geq P_u \quad (15)$$

Ecuación 15. Cálculo del axial de diseño

4.1.8.2.CORTANTE Y TORSIÓN

En el artículo 11 de la E.060 se menciona lo siguiente: “El diseño de secciones transversales sometidas a fuerza cortante debe estar basado en el Diseño por Resistencia”.

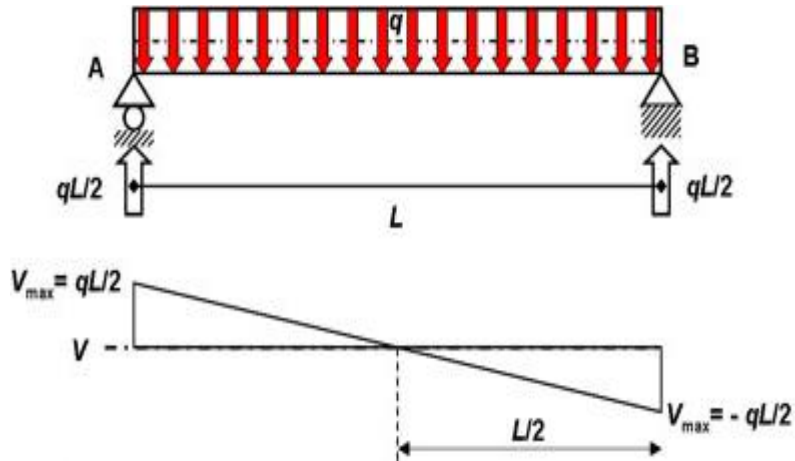
$$\phi V_n \geq V_u \quad (16)$$

Ecuación 16. Cálculo del cortante de diseño

$$V_n = V_c + V_s \quad (17)$$

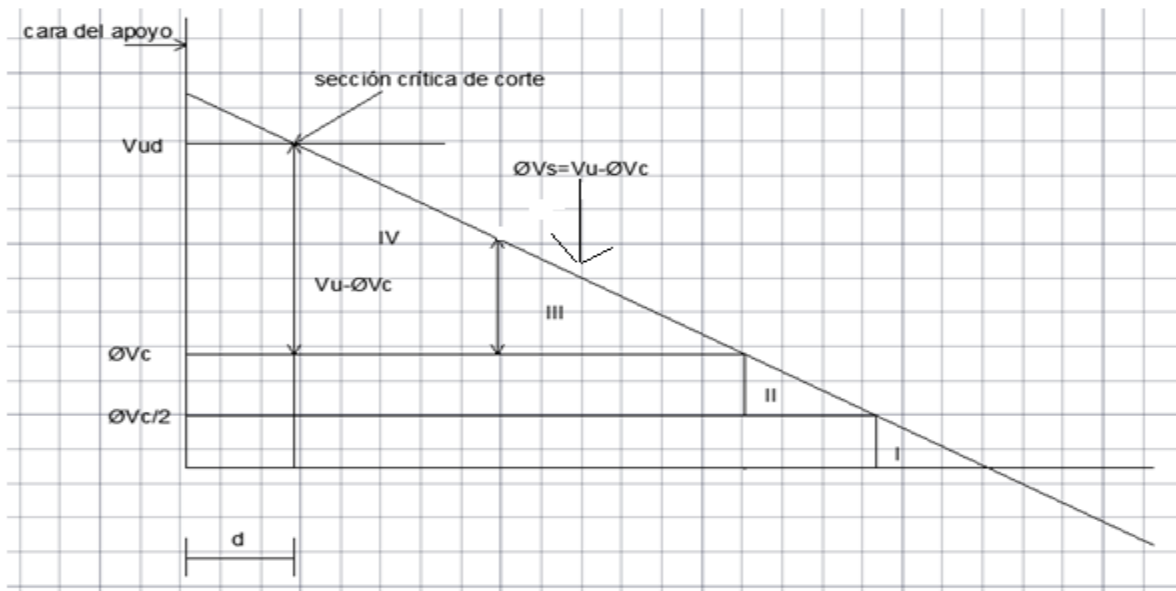
Ecuación 17. Cálculo del cortante nominal

Gráfica 4. DFC y DMF de una viga simplemente apoyada



Fuente: http://webdelprofesor.ula.ve/arquitectura/argicast/materias/materia2/CLASE_VIGAS.html

Gráfica 5. Zonas para el diseño por corte



Fuente: Propia elaborada en Autocad 2017

Sección crítica de corte:

- Carga debe estar aplicada en la cara superior de la viga
- No exista fuerza concentrada dentro de una distancia “d” medida a partir de la cara de la columna
- En el apoyo aparezca una reacción de compresión

Zona I:

$$Vu < \frac{1}{2} \phi Vc \therefore \text{No es necesario estribos} \tag{18}$$

Ecuación 18. Zona I

Zona II:

$$\frac{1}{2}\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c \quad (19)$$

Ecuación 19. Zona II

$$S_{max} = \frac{Avfy}{3.5bw} \quad (20)$$

Ecuación 20. Separación máxima para la zona II

Zona III:

$$\phi V_c < V_u - \phi V_c = \phi(1.06\sqrt{f'c} bwd) \quad (21)$$

Ecuación 21. Zona III

$$S = \frac{Avfyd}{V_u - \phi V_c} \quad (22)$$

Ecuación 22. Separación mínima para la zona III

$$S_{max} \leq \begin{cases} d/2 \\ 60cm \\ Avfy/3.5bw \end{cases} \quad (23)$$

Ecuación 23. Separación máxima para la zona III

Zona IV:

$$\phi(1.06\sqrt{f'c} bwd) \leq V_u - \phi V_c \leq \phi(2.12\sqrt{f'c} bwd) \quad (24)$$

Ecuación 24. Zona IV

$$S = \frac{Avfyd}{V_u - \phi V_c} \quad (25)$$

Ecuación 25. Separación mínima para la zona IV

$$S_{max} \leq \begin{cases} d/4 \\ 30cm \\ Avfy/3.5bw \end{cases} \quad (26)$$

Ecuación 26. Separación máxima para la zona IV

Para las vigas con responsabilidad sísmica el artículo 21.4.4.4 de la E.060 menciona lo siguiente: “En ambos extremos del elemento de ben disponerse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento, medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 100mm de la cara del elemento de apoyo. Los estribos serán como mínimo 8mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8” de diámetro, de 3/8” para barras longitudinales de hasta 1” de

diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de”:

- $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150mm
- diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento
- 300mm

Artículo 21.4.4.5 de la E.060: “los estribos deben estar espaciados a no más de $0.5d$ a lo largo de la longitud del elemento. En todo el elemento la separación de los estribos, no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante.

Para las columnas tenemos el artículo 21.4.5.1 de la E.030 donde estipula lo siguiente: “La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 1% ni mayor que 6%. Cuando la cuantía exceda de 4% los planos deberán incluir detalles constructivos de la armadura en la unión viga-columna.

Artículo 21.4.5.3 de la E.030: “En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento S_o por una longitud L_o medida desde la cara del nudo. Los estribos serán como mínimo de 8mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8” de diámetro, 3/8” para barras longitudinales de hasta 1” de diámetro y de 1/2” para barras longitudinales de mayor diámetro”.

El espaciamiento S_o no debe exceder al menor entre:

- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento
- 100mm

La longitud L_o no debe ser menor que el mayor entre:

- Una sexta parte de la luz libre del elemento
- La mayor dimensión de la sección transversal del elemento
- 500mm

Artículo 21.4.5.4 de la E.030: “Fuera de la longitud L_o , el espaciamiento del refuerzo transversal debe cumplir con 7.10 y 11.5.5.1. En todo elemento la separación de los estribos, no será mayor que la requerida por fuerza cortante ni de 300mm

4.1.8.3.FLEXOCOMPRESIÓN

Según el artículo 10.18 de la E.060: “Cuando las columnas están sujetas simultáneamente a momentos flectores en sus dos ejes principales, el diseño deberá hacerse a partir de las hipótesis y principios dados en 10.2 y en 10.3. Alternativamente se podrá usar la siguiente ecuación aproximada, aplicable a columnas cuadradas o rectangulares con armadura longitudinal simétrica”.

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} + \frac{1}{P_{on}} \quad (27)$$

Ecuación 27. Ecuación alternativa para columnas 1

Donde:

P_n es la resistencia nominal a carga axial en flexión biaxial

P_{nx} es la resistencia nominal bajo la acción de momento únicamente en X ($e_y=0$)

P_{ny} es la resistencia nominal bajo la acción de momento únicamente en Y ($e_x=0$)

P_{on} es la resistencia nominal bajo la acción de carga axial únicamente ($e_x=e_y=0$) que se calcula mediante: $0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$

$$\frac{P_u}{\phi P_{on}} \geq 0.1 \quad (28)$$

Ecuación 28. Ecuación alternativa para columnas 2

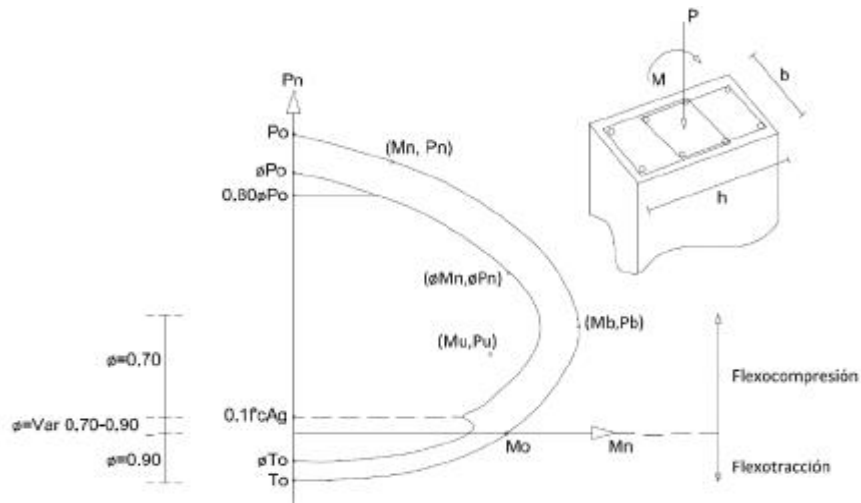
$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1.0 \quad (29)$$

Ecuación 29. Ecuación alternativa para columnas 3

M_{nx} es la resistencia de diseño de la sección con respecto al eje X

M_{ny} es la resistencia de diseño de la sección con respecto al eje Y

Gráfica 6. Diagrama de iteración carga-momento



Fuente: Loayza J. y Chavez R. (2015) Diseño de un edificio de concreto armado de 5 niveles

4.1.9. DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO IG

4.1.9.1. DISEÑO DE LOSA ALIGERADA IG

4.1.9.1.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

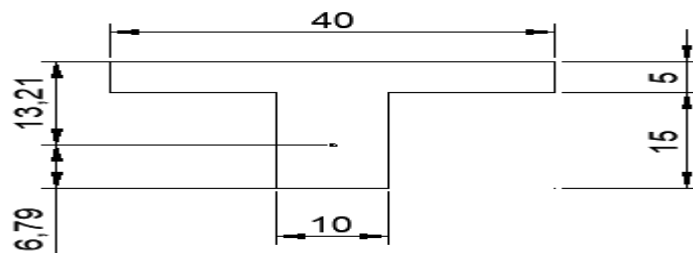


Imagen 2. Sección T para el diseño de la losa aligerada Ig

Para el eje A-5-7:

$$As_{min}^+ = \frac{0.7\sqrt{f'c} * b * d}{fy} = 0.41 \text{ cm}^2$$

$$As_{min}^- = \frac{1.2 * M_{cr}^-}{0.9 * fy * 0.9 * d} = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$As_{max} = c * b * d$$

$$c = 0.75 * \rho b$$

$$\rho b = 0.85 * 0.85 * \frac{210}{4200} * \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) = 0.02125$$

$$As_{max}^- = 0.75 * 0.02125 * 10 * 17 = 2.71 \text{ cm}^2$$

$$As_{max}^+ = 0.75 * 0.02125 * 40 * 17 = 10.84 \text{ cm}^2$$

Metrado de cargas

Carga muerta

$$p.p: 0.3 \text{ ton/m}^2 * 0.4\text{m} = 0.12 \text{ ton/m}$$

$$\text{acabados: } 0.1 \text{ ton/m}^2 * 0.4\text{m} = 0.04 \text{ ton/m}$$

$$\text{tabiquería: } 0.1 \text{ ton/m}^2 * 0.4\text{m} = 0.04 \text{ ton/m}$$

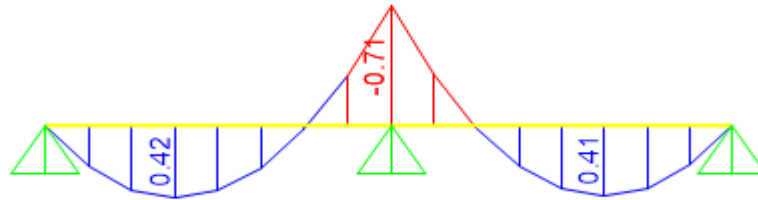
Carga viva

$$s/c: 0.2 \text{ ton/m}^2 * 0.4\text{m} = 0.08 \text{ ton/m}$$

Carga última

$$Wu: 1.4(0.2) + 1.7(0.08) = 0.416 \text{ ton/m}$$

Gráfica 7. DMC en la losa aligerada Ig



Fuente: Propia elaborado en Sap 2000 v.19

Acero negativo central:

$$As^- = \frac{0.71 * 100}{0.81 * 4.2 * 17} = 1.21 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{1.21 * 4.2}{0.85 * 0.21 * 10} = 2.85 \text{ cm}$$

$$As^- = \frac{0.71 * 100}{0.9 * 4.2 * (17 - \frac{2.85}{2})} = 1.21 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar } 1\emptyset 1/2" = 1.27 \text{ cm}^2$$

Acero positivo:

$$As^- = \frac{0.42 * 100}{0.81 * 4.2 * 17} = 0.73 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{0.73 * 4.2}{0.85 * 0.21 * 40} = 0.43 \text{ cm}$$

$$As^- = \frac{0.42 * 100}{0.9 * 4.2 * (17 - \frac{0.43}{2})} = 0.66 \text{ cm}^2$$

Usar $1\phi 3/8'' = 0.71 \text{ cm}^2$

Tabla 17. Valores del diseño por flexión en la losa aligerada Ig

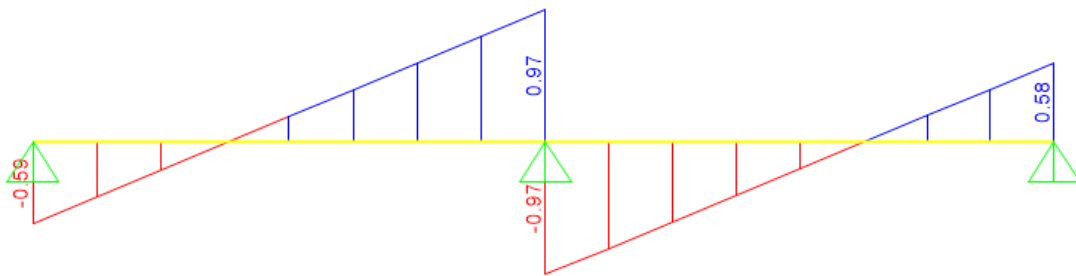
Detalle del refuerzo en la losa aligerada							
Eje	Mu	b	d	a	As	Barras	ϕM_n
A-1-4	-0.53	10	17	2.99	1.27	$1\phi 1/2''$	0.74
	0.56	40	17	0.42	0.71	$1\phi 3/8''$	0.45
B-1-4 lzq	-0.53	10	17	2.99	1.27	$1\phi 1/2''$	0.74
	0.56	40	17	0.42	0.71	$1\phi 3/8''$	0.45
B-1-4 der	-0.53	10	17	2.99	1.27	$1\phi 1/2''$	0.74
	0.56	40	17	0.42	0.71	$1\phi 3/8''$	0.45
A-5-7	-0.71	10	17	2.99	1.27	$1\phi 1/2''$	0.74
	0.42	40	17	0.42	0.71	$1\phi 3/8''$	0.45
B-5-8 izq	-0.71	10	17	2.99	1.27	$1\phi 1/2''$	0.74
	0.42	40	17	0.42	0.71	$1\phi 3/8''$	0.45
B-5-8 der	-1.06	10	17	4.66	1.98	$1\phi 5/8''$	1.10
	0.85	40	17	0.75	1.27	$1\phi 1/2''$	0.80

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

4.1.9.1.2. VERIFICACIÓN POR CORTE

Para el Eje A-5-7

Gráfica 8. DFC en la losa aligerada Ig



Fuente: Propia elaborado en Sap 2000 v.19

$$V_u = 0.97 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = \frac{0.85 * 1.1 * 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 17}{1000} = 1.22 \text{ ton}$$

\therefore No necesita ensanche

Tabla 18. Valores por corte en la losa aligerada Ig

Verificación de corte en la losa aligerada				
Eje	Vu	ϕVc	Ensanche	ϕVc
A-1-4	-0.96	1.22	No	-
	0.90			
B-1-4 Izq	-0.96	1.22	No	-
	0.90			
B-1-4 der	-0.96	1.22	No	-
	0.90			
A-5-7	-0.97	1.22	No	-
	0.97			
B-5-8 izq	-0.97	1.22	No	-
	0.97			
B-5-8 der	-1.26	1.22	No	-
	1.06			

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

4.1.9.1.3. ACERO DE TEMPERATURA

$$A_s = 0.0018(100)5 = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$3\phi 1/4" = 0.96 \text{ cm}^2$$

$$1\phi 1/4"@0.30\text{m}$$

$$\text{Separación máxima} = 5 * 5 = 25\text{cm}$$

$$\therefore \text{Usar } 1\phi 1/4"@0.25\text{m}$$

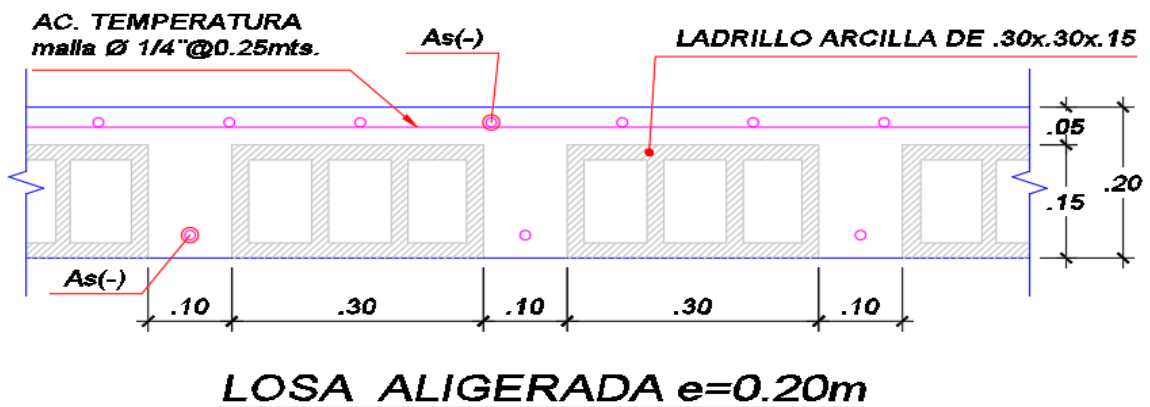


Imagen 3. Detalle del acero de temperatura en la losa aligerada Ig

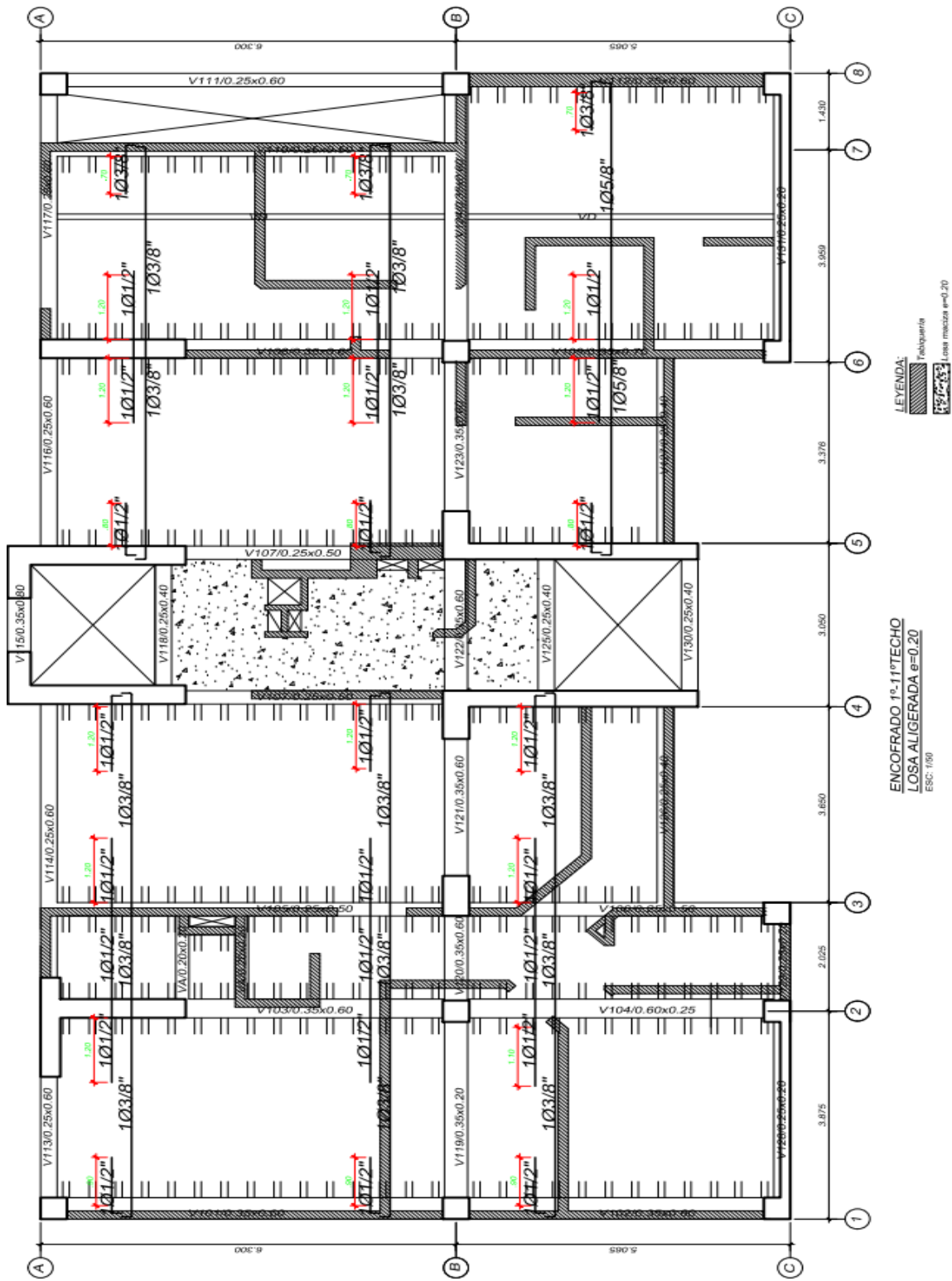


Imagen 4. Detallado del refuerzo dispuesto en la losa aligerada Ig

4.1.9.2.DISEÑO DE LOSA MACIZA IG

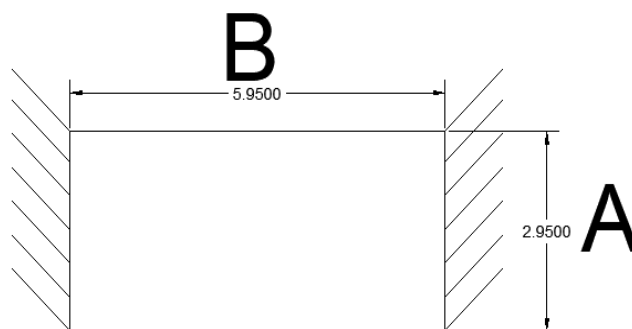


Imagen 5. Dimensiones de la losa maciza Ig

4.1.9.2.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

Para el paño AB45 la relación $A/B = 2.60/4.45 = 0.58$. Se diseñará como una losa bidireccional utilizando el caso 3 de las tablas 13.1; 13.2; 13.3 de la E.060.

Metrado de cargas

Carga muerta

$$p.p: 0.2 \text{ ton/m}^2 * 2.4 \text{ ton/m}^3 = 0.48 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{acabados} = 0.10 \text{ ton/m}^2$$

Carga viva

$$S/c = 0.40 \text{ ton/m}^2$$

Carga última

$$W_u: 1.4(0.48) + 1.7(0.40) = 1.35 \text{ ton/m}^2$$

$$A_{smin} = 0.0018 * 100 * 20 = 3.60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar } 1\emptyset 3/8" @ 0.20\text{m}$$

Dirección corta:

Momento negativo:

$$C_b = 0$$

$$M_b^- = 0$$

$$\text{Usar } 1\emptyset 3/8" @ 0.20\text{m}$$

Momento positivo:

$$\text{Para carga muerta } C_a = 0.0656$$

$$\text{Para carga viva } C_a = 0.0746$$

$$M_a^+ = (0.0656 * 0.672 + 0.0746 * 0.68) * 2.60^2 = 0.64 \text{ ton} - \text{m}$$

$$A_s^{(+)} = 1.11 \text{ cm}^2 < A_s \text{ min}$$

Usar 1Ø3/8"@0.20m

Dirección larga:

Momento negativo:

$$C_b = 0.0322$$

$$M_b^- = 0.0322 * 1.35 * 4.45^2 = 0.86 \text{ ton} - m$$

$$A_s^{(-)} = 1.48 \text{ cm}^2 < A_s \text{ min}$$

Usar 1Ø3/8"@0.20m

Momento positivo:

$$\text{Para carga muerta } C_b = 0.0102$$

$$\text{Para carga viva } C_b = 0.0102$$

$$M_a^+ = 0.0102 * 1.35 * 4.45^2 = 0.27 \text{ ton} - m$$

$$A_s^{(+)} = 0.47 \text{ cm}^2 < A_s \text{ min}$$

Usar 1Ø3/8"@0.20m

4.1.9.2.2. DISEÑO POR CORTE

$$\phi V_c = \frac{0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 17}{1000} = 11.10 \text{ ton}$$

$$V_u = 1.35 * \left(\frac{2.70}{2} - 0.17 \right) * \left(1 - 0.5 * \frac{2.70}{5.95} \right) = 1.23 \text{ ton}$$

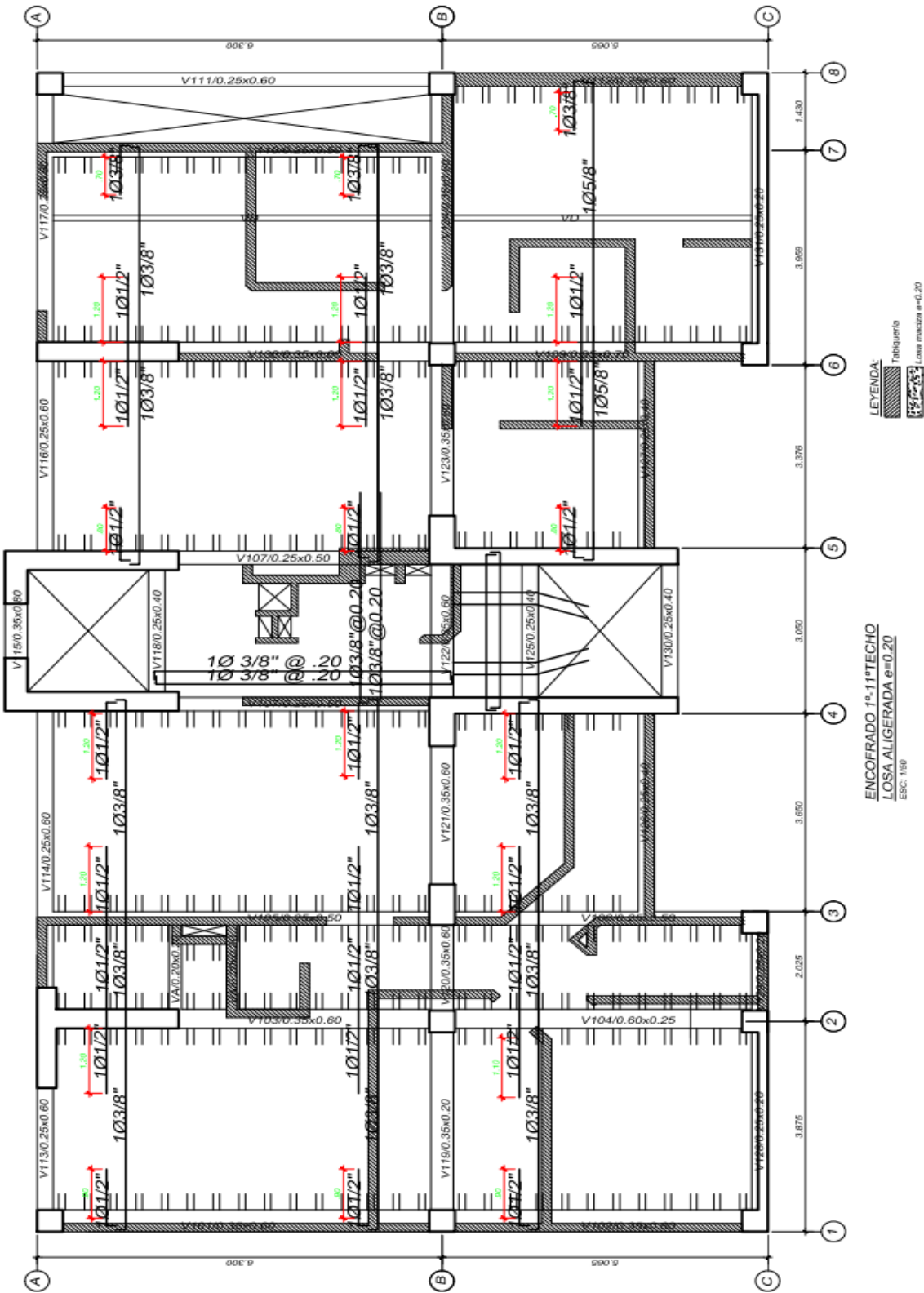


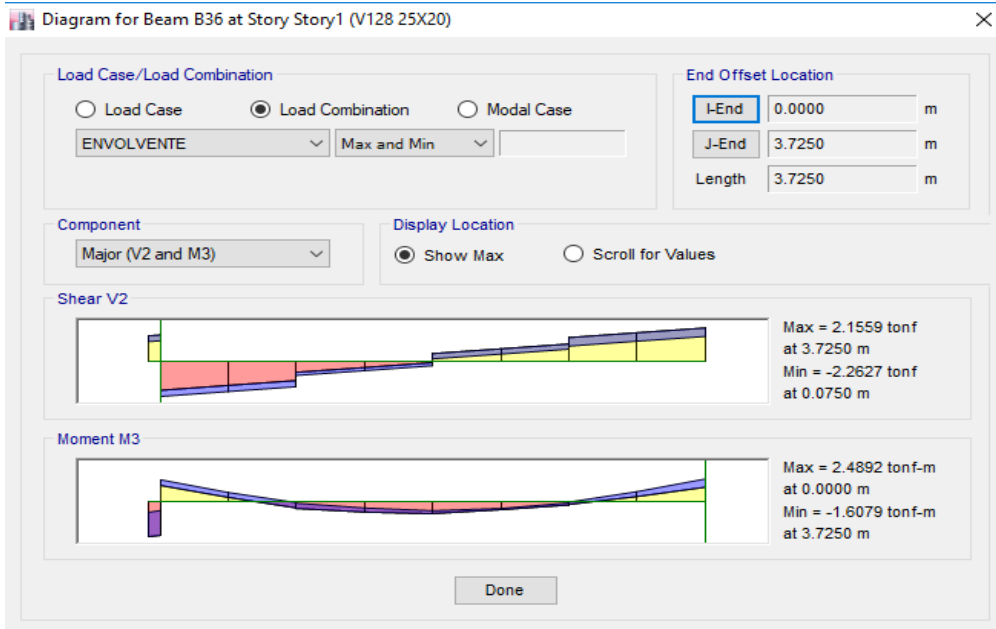
Imagen 6. Detalle del refuerzo en la losa maciza Ig

4.1.9.3. DISEÑO DE VIGAS CHATAS IG

4.1.9.3.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

Para la V128/25x20:

Gráfica 9. Envoltente de la V128 25X20



Fuente: Propia elaborado en Etabs 2016

$$Mu^{(-)} = 1.61 \text{ ton} - \text{m}$$

$$As^{(-)} = \frac{1.61 * 100}{0.81 * 4.2 * 17} = 2.78 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{2.78 * 4.2}{0.85 * .21 * 25} = 2.62 \text{ cm}$$

$$As^{(-)} = \frac{1.61 * 100}{0.9 * 4.2 * (17 - \frac{2.62}{2})} = 2.71 \text{ cm}^2$$

Usar 4Ø3/8"

$$As^{(-)} = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$\phi Mn^{-} = \frac{0.9 * 2.84 * 4.2}{100} * \left(17 - \frac{2.67}{2}\right) = 1.68 \text{ ton} - \text{m}$$

$$Mu^{(+)} = 2.49 \text{ ton} - \text{m}$$

$$As^{(+)} = \frac{2.49 * 100}{0.81 * 4.2 * 17} = 4.31 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{4.31 * 4.2}{0.85 * .21 * 25} = 4.06 \text{ cm}$$

$$A_s^{(+)} = \frac{2.49 * 100}{0.9 * 4.2 * \left(17 - \frac{4.06}{2}\right)} = 4.40 \text{ cm}^2$$

Usar 4Ø1/2"

$$A_s^{(+)} = 5.08 \text{ cm}^2$$

$$\phi M_n^+ = \frac{0.9 * 5.08 * 4.2}{100} * \left(17 - \frac{4.78}{2}\right) = 2.81 \text{ ton} - m$$

Tabla 19. Valores del diseño por flexión de las vigas chatas Ig

Detalle del refuerzo longitudinal en vigas chatas						
Viga	Mu	b(cm)	d(cm)	Barras	As	ØMn
V119/35x20	-4.22	35.00	17.00	4Ø5/8"	8.00	4.33
	1.75	35.00	17.00	4Ø3/8"	2.84	1.72
V128/25x20	-1.61	25.00	17.00	4Ø3/8"	2.84	1.68
	2.49	25.00	17.00	4Ø1/2"	5.08	2.81
V129/25x20	-5.73	25.00	17.00	4Ø3/4"+2Ø3/8"	12.82	5.31
	5.24	25.00	17.00	6Ø3/4"+2Ø3/8"	18.52	5.80
V131/25x20	-3.63	25.00	17.00	4Ø5/8"+2Ø1/2"	10.54	4.80
	5.49	25.00	17.00	6Ø3/4"	17.1	5.79
VA/20x20	-5.01	20.00	17.00	4Ø3/4"+2Ø1/2"	13.94	5.51
	3.67	20.00	17.00	4Ø5/8"+2Ø1/2"	10.54	5.06
VA/15x20	-0.43	15.00	17.00	4Ø3/8"	2.84	1.77
	1.13	15.00	17.00	4Ø3/8"	2.84	1.66

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

4.1.9.3.2. DISEÑO POR CORTE

Para la V128/25x20 (Vu=2.26 ton):

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 \sqrt{f'c} * bwd = \frac{0.85 * 0.53 \sqrt{210} * 25 * 17}{1000} = 2.77 \text{ ton}$$

$$V_u = 2.26 \text{ ton} < \phi V_c = 2.77 \text{ ton}$$

$$S_{max} = \frac{A_v f_y}{3.5 b w} = \frac{1.00 * 4200}{3.5 * 25} = 45 \text{ cm}$$

$$1 \text{ []}8\text{mm}, 1@0.05, 4@0.10, \text{rto}@0.25$$

Tabla 20. Valores del diseño por corte de las vigas chatas Ig

Detalle del refuerzo transversal en vigas chatas					
Viga	Vu	ØVc	ØVs	ØVn	Detalle
V119/35x20	5.82	3.88	2.87	6.76	1 []8mm, 1@0.05, rto@0.10
V128/25x20	2.26	2.77	-	2.77	1 []8mm, 1@0.05, rto@0.30
V129/25x20	5.99	2.77	2.79	5.57	1 []3/8", 1@0.05, rto@0.10
V131/25x20	10.75	2.77	9.98	12.75	1 []8mm, 1@0.05, rto@0.10
VA/20x20	5.06	2.77	4.66	7.43	1 []8mm, 1@0.05, rto@0.10

VA/15x20	2.45	1.66	1.16	2.83	1 [Ø]8mm,1@0.05,rto@0.10
----------	------	------	------	------	--------------------------

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

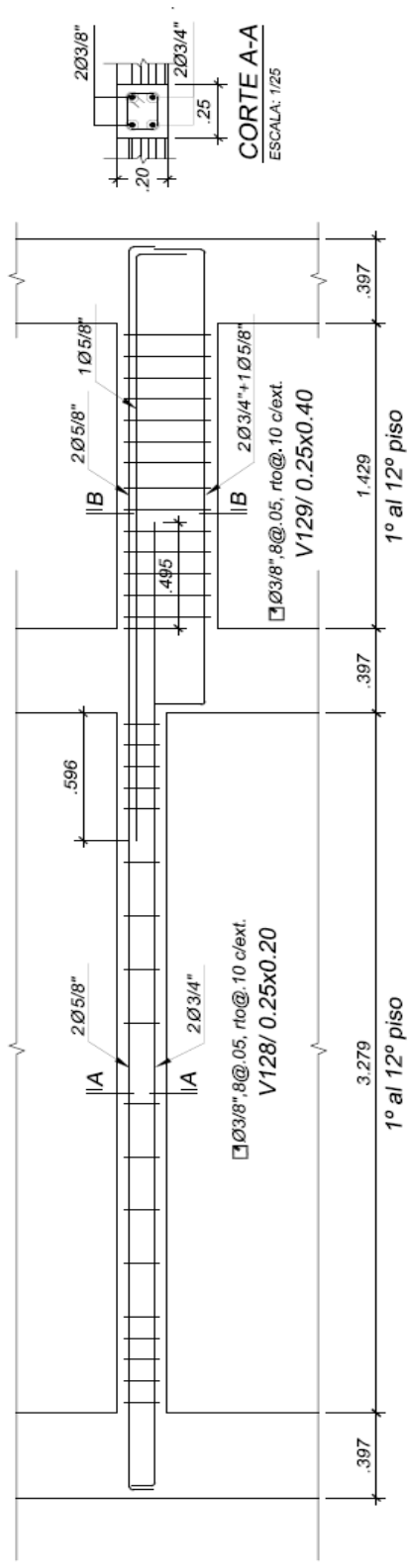


Imagen 7. Sección V128 25X20

4.1.9.4.DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS IG

4.1.9.4.1. VERIFICACIÓN POR FLEXIÓN

Para la V101/35x60:

Gráfica 10. Envoltura de la V101 35X60



Fuente: Propia elaborado en Etabs 2016

$$Mu^{(-)} = 56.79 \text{ ton} - \text{m}$$

$$As^{(-)} = \frac{56.79 * 100}{0.81 * 4.2 * 54} = 30.91 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{30.91 * 4.2}{0.85 * .21 * 35} = 20.78 \text{ cm}$$

$$As^{(-)} = \frac{56.79 * 100}{0.9 * 4.2 * (54 - \frac{20.78}{2})} = 34.85 \text{ cm}^2$$

Usar 6Ø1" + 2Ø5/8"

$$As^{(-)} = 34.56 \text{ cm}^2$$

$$\phi Mn^{-} = \frac{0.9 * 34.56 * 4.2}{100} * (54 - \frac{23.26}{2}) = 55.41 \text{ ton} - \text{m}$$

$$Mu^{(+)} = 26.00 \text{ ton} - \text{m}$$

$$As^{(+)} = \frac{26.00 * 100}{0.81 * 4.2 * 54} = 14.15 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{14.15 * 4.2}{0.85 * .21 * 35} = 9.51 \text{ cm}$$

$$As^{(+)} = \frac{26.00 * 100}{0.9 * 4.2 * (54 - \frac{9.51}{2})} = 13.97 \text{ cm}^2$$

Usar 4Ø3/4" + 2Ø5/8"

$$As^{(+)} = 15.40 \text{ cm}^2$$

$$\phi Mn^+ = \frac{0.9 * 15.40 * 4.2}{100} * \left(54 - \frac{10.35}{2} \right) = 28.42 \text{ ton} - m$$

Tabla 21. Valores del diseño por flexión de las vigas peraltadas Ig

Detalle del refuerzo longitudinal en vigas peraltadas						
Viga	Mu	b(cm)	d(cm)	Usar	As	φMn
V101/35x60	-56.79	35.00	54.00	6φ1"+2φ5/8"	34.60	55.41
	26.00	35.00	54.00	4φ3/4"+2φ5/8"	15.40	28.42
V102/35x60	-47.43	35.00	54.00	6φ1"	30.60	50.56
	23.65	35.00	54.00	4φ3/4"+2φ1/2"	13.94	25.99
V103/35x60	-59.59	35.00	54.00	8φ1"	40.80	62.13
	20.88	35.00	54.00	4φ3/4"	11.40	21.62
V104/35x60	-68.05	35.00	54.00	8φ1"+2φ1/2"	43.34	64.60
	21.00	35.00	54.00	4φ3/4"	11.40	21.62
V105/25x60	-49.19	25.00	54.00	6φ1"+2φ1/2"	33.14	48.11
	22.54	25.00	54.00	4φ3/4"+2φ3/8"	12.82	23.24
V106/25x60	-40.27	25.00	54.00	4φ1"+2φ5/8"	24.36	39.17
	16.37	25.00	54.00	2φ3/4"+2φ1/2"	8.24	15.61
V107/25x60	-49.97	25.00	54.00	6φ1"+2φ1/2"	33.14	48.11
	19.82	25.00	54.00	4φ3/4"	11.40	20.96
V108/35x60	-62.68	35.00	54.00	8φ1"	40.80	62.13
	21.50	35.00	54.00	4φ3/4"	11.40	21.62
V109/35x70	-75.76	35.00	64.00	8φ1"	40.80	77.55
	24.42	35.00	64.00	4φ3/4"	11.40	25.93
V110/25x50	-27.40	25.00	44.00	4φ1"	20.40	26.53
	21.36	25.00	44.00	4φ3/4"+2φ5/8"	15.36	21.35
V111/25x60	-35.79	25.00	54.00	4φ1"	20.40	34.24
	26.51	25.00	54.00	6φ3/4"	17.10	29.70
V112/25x60	-48.63	25.00	54.00	6φ1"	30.60	45.80
	27.47	25.00	54.00	4φ3/4"+2φ5/8"	15.36	27.16
V113/25x60	-31.48	25.00	54.00	6φ3/4"+2φ1/2"	19.64	33.23
	38.04	25.00	54.00	4φ1"+2φ1/2"	22.94	37.46
V114/25x60	-51.10	25.00	54.00	6φ1"+2φ5/8"	34.56	49.30
	25.25	25.00	54.00	4φ3/4"+2φ1/2"	13.94	25.00
V115/35x80	-116.00	35.00	74.00	10φ1"	51.00	109.61
	114.13	35.00	74.00	10φ1"	51.00	109.61
V116/25x60	-57.59	25.00	54.00	8φ1"	40.80	53.67
	47.49	25.00	54.00	6φ1"	30.60	45.80
V117/25x60	-37.42	25.00	54.00	4φ1"+2φ5/8"	24.36	39.17
	31.56	25.00	54.00	6φ3/4"+2φ1/2"	19.64	33.23
V118/25x40	-13.45	25.00	34.00	4φ3/4"+2φ3/8"	12.82	13.55
	9.90	25.00	34.00	2φ3/4"+2φ5/8"	9.70	10.79
V120/35x60	-33.77	35.00	54.00	6φ3/4"+2φ1/2"	19.64	35.19
	21.66	35.00	54.00	4φ3/4"	11.40	21.62
V121/35x60	-49.22	35.00	54.00	6φ1"	30.60	50.56

	39.78	35.00	54.00	4ø1"+2ø1/2"	22.94	40.14
V122/35x60	-32.15	35.00	54.00	6ø3/4"+2ø3/8"	18.52	33.45
	24.60	35.00	54.00	4ø3/4"+2ø1/2"	13.94	25.99
V123/35x60	-53.35	35.00	54.00	6ø1"+2ø1/2"	33.14	53.69
	31.85	35.00	54.00	6ø3/4"+2ø3/8"	18.52	33.45
V124/35x60	-36.45	35.00	54.00	4ø1"	20.40	36.35
	25.31	35.00	54.00	4ø3/4"+2ø1/2"	13.94	25.99
V125/25x40	-7.43	25.00	34.00	4ø1/2"+2ø3/8"	6.50	7.60
	5.32	25.00	34.00	4ø1/2"	5.08	6.07
V126/25x40	-16.49	25.00	34.00	4ø3/4"+2ø5/8"	15.36	15.54
	7.37	25.00	34.00	6ø1/2"	7.62	8.76
V127/25x40	-15.17	25.00	34.00	4ø3/4"+2ø5/8"	15.36	15.54
	6.84	25.00	34.00	6ø1/2"	7.62	8.76
V130/25x40	-1.89	25.00	34.00	4ø3/8"	2.84	3.51
	2.51	25.00	34.00	4ø3/8"	2.84	3.51

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

4.1.9.4.2. VERIFICACIÓN POR CORTE

Para la V101/35x60 ($V_u=43.64$ ton):

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 \sqrt{f'_c} * bwd = \frac{0.85 * 0.53 \sqrt{210} * 35 * 54}{1000} = 12.34 \text{ ton}$$

$$\phi(1.06 \sqrt{f'_c} bwd) = 24.68 \text{ ton} \leq V_u - \phi V_c = 31.28 \text{ ton} \leq \phi(2.12 \sqrt{f'_c} bwd) = 49.35 \text{ ton}$$

$$S = \frac{Avfyd}{\frac{V_u - \phi V_c}{0.85}} = \frac{1.42 * 4.2 * 54}{36.80} = 8.75 \text{ cm} = 8 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{4} = \frac{54}{4} = 13.5 \text{ cm} = 12.5 \text{ cm}$$

$$\frac{Avfy}{3.5bw} = \frac{1.42 * 4200}{3.5 * 25} = 68.16 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 12.5 \text{ cm}$$

$$\phi V_s = \frac{\phi Avfyd}{S} = \frac{0.85 * 1.42 * 4.2 * 54}{8} = 34.22 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = 12.34 + 34.22 = 46.56 \text{ ton}$$

$$\frac{d}{4} = \frac{54}{4} = 13.5 \text{ cm}$$

$$10 * 1.59 = 15.90 \text{ cm}$$

$$24 * 0.71 = 17.04 \text{ cm}$$

$$30 \text{ cm}$$

$$\therefore S_o = 12.50 \text{ cm}$$

$$L_o = 2 * 60 = 120 \text{ cm}$$

$$\frac{L_o}{S_o} = \frac{120}{12.5} = 10$$

$$0.5 * 54 = 0.25 \text{ m}$$

$$1 \text{ []}3/8", 1@0.05, 10@.125, \text{rto}@0.25$$

Tabla 22. Valores del diseño por corte de las vigas peraltadas I_g

Detalle del refuerzo transversal en vigas peraltadas					
Viga	Vu	ϕV_c	ϕV_s	ϕV_n	Detalle
V101/35x60	43.62	12.34	34.22	46.56	1 []3/8",1@0.05,10@.125,rto@0.25
V102/35x60	38.52	12.34	27.37	39.71	1 []3/8",1@0.05,10@.125,rto@0.25
V103/35x60	50.69	12.34	39.11	51.45	1 []3/8",1@0.05,10@.125,rto@0.25
V104/35x60	46.57	12.34	34.23	46.57	1 []3/8",1@0.05,10@.125,rto@0.25
V105/25x60	39.05	8.81	24.78	33.60	1 []3/8",1@0.05,12@.10,rto@0.25
V106/25x60	38.16	8.81	24.78	33.60	1 []3/8",1@0.05,12@.10,rto@0.25
V107/25x60	46.36	8.81	37.48	46.29	1 []3/8",1@0.05,10@.125,rto@0.25
V108/35x60	49.17	12.34	39.11	51.45	1 []3/8",1@0.05,10@.125,rto@0.25
V109/35x70	56.45	14.62	46.35	60.97	1 []3/8",1@0.05,9@.15,rto@0.30
V110/25x50	26.16	7.18	15.67	22.85	1 []3/8",1@0.05,10@.10,rto@0.20
V111/25x60	16.10	8.81	7.82	16.63	1 []3/8",1@0.05,10@.125,rto@0.25
V112/25x60	41.87	8.81	34.08	42.89	1 []3/8",1@0.05,10@.125,rto@0.25
V113/25x60	25.10	8.81	17.04	25.85	1 []3/8",1@0.05,10@.125,rto@0.25
V114/25x60	24.55	8.81	16.04	24.85	1 []3/8",1@0.05,10@.125,rto@0.25
V115/35x80	131.55	16.91	136.32	153.22	1 []3/8",1@0.05,11@.15,rto@0.30
V116/25x60	32.68	8.81	24.78	33.60	1 []3/8",1@0.05,10@.125,rto@0.25
V117/25x60	35.67	8.81	27.26	36.08	1 []3/8",1@0.05,10@.125,rto@0.25
V118/25x40	16.13	5.55	10.70	16.25	1 []3/8",1@0.05,8@.10,rto@0.15
V120/35x60	36.11	12.34	20.18	32.51	1 []3/8",1@0.05,10@.125,rto@0.25
V121/35x60	62.12	12.34	44.39	56.73	1 []3/8",1@0.05,10@.125,rto@0.25
V122/35x60	35.20	12.34	20.18	32.51	1 []3/8",1@0.05,12@.10,rto@0.25
V123/35x60	44.70	12.34	27.74	40.08	1 []3/8",1@0.05,12@.10,rto@0.25
V124/35x60	38.91	12.34	22.19	34.53	1 []3/8",1@0.05,10@.125,rto@0.25
V125/25x40	9.11	5.55	3.81	9.35	1 []3/8",1@0.05,8@.10,rto@0.15
V126/25x40	11.54	5.55	6.12	11.66	1 []3/8",1@0.05,8@.10,rto@0.15
V127/25x40	12.10	5.55	6.59	12.14	1 []3/8",1@0.05,8@.10,rto@0.15
V130/25x40	3.53	5.55	2.85	8.40	1 []8mm,1@0.05,8@.10,rto@0.15

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

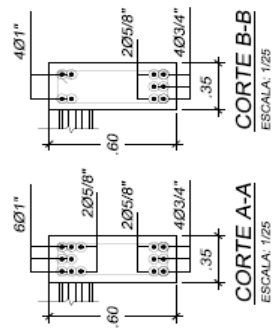
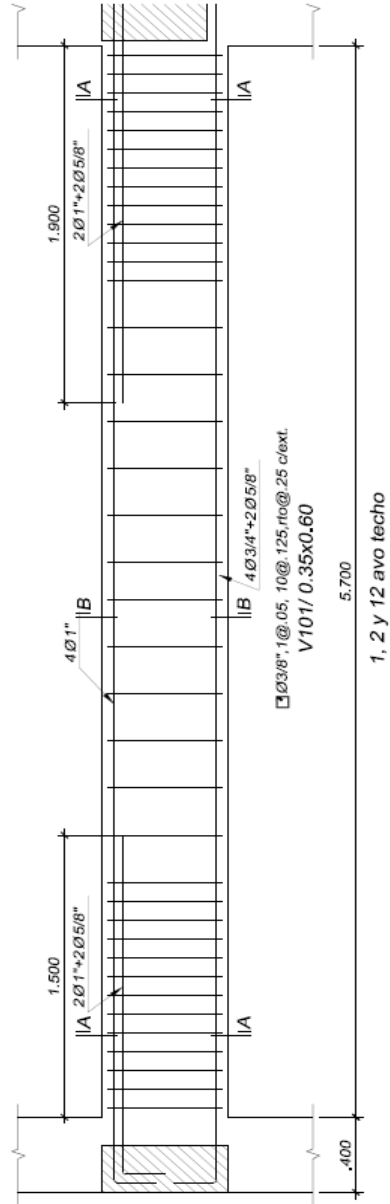


Imagen 8. Sección V101 35X60

4.1.9.5.DISEÑO DE COLUMNAS IG

4.1.9.5.1. VERIFICACIÓN POR FLEXOCOMPRESIÓN

El software Etabs 2016 facilita la obtención de los diferentes valores por combinación. Exportando dichos valores a Excel y utilizando el comando Section Designer del software se procede a crear el diagrama de iteraciones verificando que los diferentes puntos estén dentro de este. Hay 3 diseños por columna el primero para los pisos 1,2y 3 el segundo para los pisos 4,5 y 6 y el tercero para los pisos restantes.

Para la C1/40X40:

$$A_s = 14 * 5.10 = 71.40 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 40 * 40 = 1600 \text{ cm}^2$$

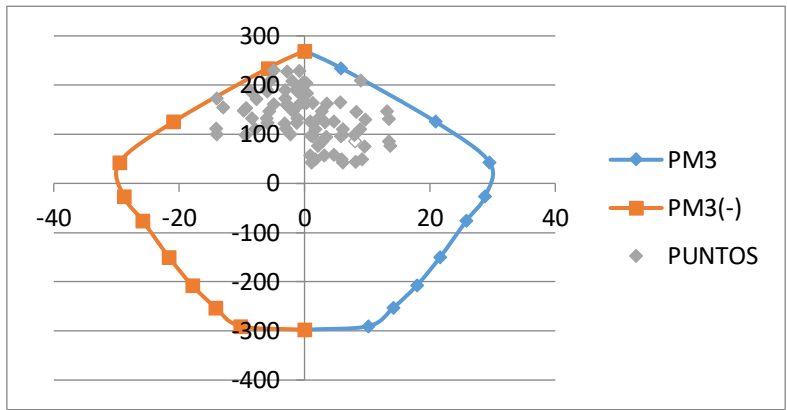
$$\rho = \frac{71.40 \text{ cm}^2}{1600 \text{ cm}^2} = 4.46\% > 1\%$$

Tabla 23. Relación P-M3 de la C1

P	M3(+)	M3(-)
-297.7275	0	0
-289.963	10.3875	-10.3875
-252.6737	14.3596	-14.3596
-207.7296	18.1305	-18.1305
-151.1027	21.8709	-21.8709
-76.7374	26.187	-26.187
-29.9669	29.436	-29.436
37.7636	30.3554	-30.3554
119.7698	21.8146	-21.8146
226.5158	6.9852	-6.9852
269.7208	0	0

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Gráfica 11. Gráfica P-M3 de la C3



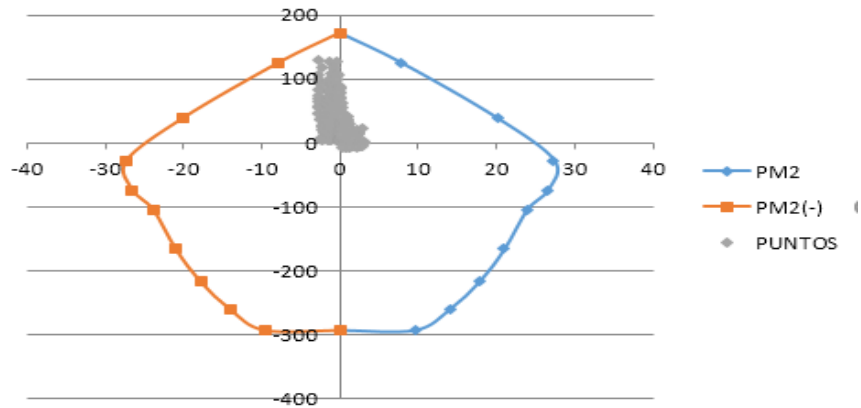
Fuente: Propia elaborado en Excel 2016

Tabla 24. Relación P-M2 de la C1

P	M2(+)	M2(-)
-297.7275	0	0
-286.5881	11.2834	-11.2834
-250.2836	15.434	-15.434
-204.7435	19.6436	-19.6436
-150.1337	23.8353	-23.8353
-75.8661	28.9283	-28.9283
-40.6147	32.1759	-32.1759
17.8442	33.595	-33.595
98.2521	25.0978	-25.0978
221.2147	7.7256	-7.7256
269.7208	0	0

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Gráfica 12. Gráfica P-M2 de la C1



Fuente: Propia elaborado en Excel 2016

Tabla 25. Valores del diseño por flexo compresión de las columnas Ig

Detalle del refuerzo vertical en columnas					
Piso	Columna	Barras	As	Ag	ρ
1er al 3er	C1/40X40	14 ϕ 1"	71.4	1600	4.46
	C2/40X75	18 ϕ 1"	91.8	3000	3.06
4to al 6to	C1/40X40	14 ϕ 1"	71.4	1600	4.46
	C2/40X75	16 ϕ 1"	71.4	3000	2.38
7mo al 12vo	C1/40X40	12 ϕ 1"	61.2	1600	3.83
	C2/40X75	16 ϕ 3/4"	45.6	3000	1.52

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

4.1.9.5.2. VERIFICACIÓN POR CORTE

En el artículo 11.3.1.2 de la E.060 figura la siguiente fórmula para elementos sometidos a compresión axial:

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{Nu}{140 * Ag}\right) * bw * d$$

Donde:

Nu es la carga axial última

Ag es el área del elemento en cm²

Para C1/40x40:

$$Vu = 12.18 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = \frac{0.85 * 0.53 \sqrt{210} * \left(1 + \frac{230000}{140 * 40 * 40}\right) * 40 * 36}{1000} = 19.05 \text{ ton}$$

$$Vu = 12.18 \text{ ton} < \phi V_c = 19.05 \text{ ton}$$

$$\frac{Avfy}{3.5bw} = \frac{1.42 * 4200}{3.5 * 40} = 40 \text{ cm}$$

$$8 * 2.54 = 20.32 \text{ cm}$$

$$\frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

$$10 \text{ cm}$$

$$\therefore So = 10 \text{ cm}$$

$$\frac{(3.0 - 2.4)}{6} = 0.40 \text{ mm}$$

$$40 \text{ cm}$$

$$50 \text{ cm}$$

$$\therefore Lo = 50 \text{ cm}$$

$$\frac{L_o}{S_o} = \frac{50}{10} = 5$$

$$S_{max} = \frac{A_v f_y}{3.5 b_w} = \frac{1.42 * 4200}{3.5 * 25} = 60 \text{ cm}$$

$$3 \text{ []}3/8", 1@0.05, 5@.10, rto@0.30$$

Tabla 26. Valores del diseño por corte de las columnas Ig

Detalle del refuerzo transversal en columnas					
Piso	Col	Vu	ϕV_c	ϕV_n	Detalle
1er al 3er	C1/40X40	12.18	19.05	19.05	3 []3/8", 1@0.05, 5@.10, rto@0.30
	C2/40X75	21.75	29.40	29.40	3 []3/8", 1@0.05, 8@.10, rto@0.30
4to al 6to	C1/40X40	15.12	19.05	19.05	3 []3/8", 1@0.05, 5@.10, rto@0.30
	C2/40X75	26.07	29.40	29.40	3 []3/8", 1@0.05, 8@.10, rto@0.30
7mo al 12vo	C1/40X40	20.30	19.05	19.05	3 []3/8", 1@0.05, 5@.10, rto@0.30
	C2/40X75	29.51	29.40	29.40	3 []3/8", 1@0.05, 8@.10, rto@0.30

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

CUADRO DE COLUMNAS

ESCALA: 1/25

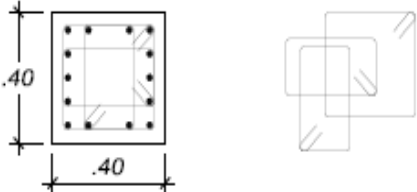
<u>Tipo</u>	<u>SECCIÓN</u>	<u>Refuerzo</u>	<u>Estribos</u>	<u>Recub.</u>
<u>C-01</u>		14Ø1"	3 [] Ø 3/8" 1@.05 5@.10 r@.30 c/ext.	r = 4 cm.

Imagen 9. Sección C1 40X40

4.1.9.6.DISEÑO DE MUROS DE CORTE IG

Para el diseño de muros de corte se dispuso de 3 diseños por muro. El primero para los pisos 1,2 y 3; el segundo para los pisos 4,5 y 6 y el tercero para los pisos restantes.

4.1.9.6.1. VERIFICACIÓN POR FLEXOCOMPRESIÓN

El artículo 11.10 de la E.060 informa las disposiciones especiales para muros. Para la PL-05:

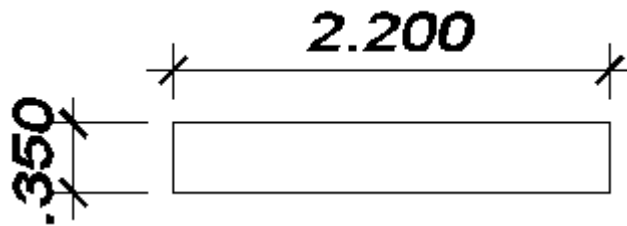


Imagen 10. Dimensiones de la P-05

$$Mu = As * fy * d$$

$$As = \frac{Mu}{\phi * fy * d} = \frac{303.21 * 100}{0.9 * 4.2 * 0.8 * 220} = 45.58 \text{ cm}^2$$

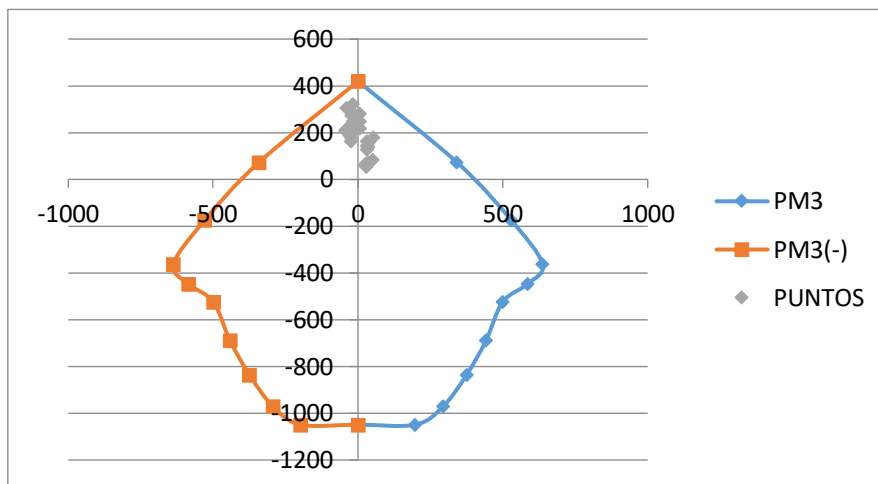
$$n = \frac{45.58}{5.10} = 8.94$$

Tabla 27. Relación P-M3 de la PL-05

P	M3(+)	M3(-)
-1063.3703	0	0
-1063.3703	198.5413	-198.5413
-982.6787	294.556	-294.556
-844.3996	376.392	-376.392
-695.3551	443.2269	-443.2269
-526.7563	500.7862	-500.7862
-443.9785	587.4332	-587.4332
-347.101	639.4528	-639.4528
-149.5723	529.4464	-529.4464
99.5353	341.2617	-341.2617
445.7906	0	0

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Gráfica 13. Gráfica P-M3 de la PL-05



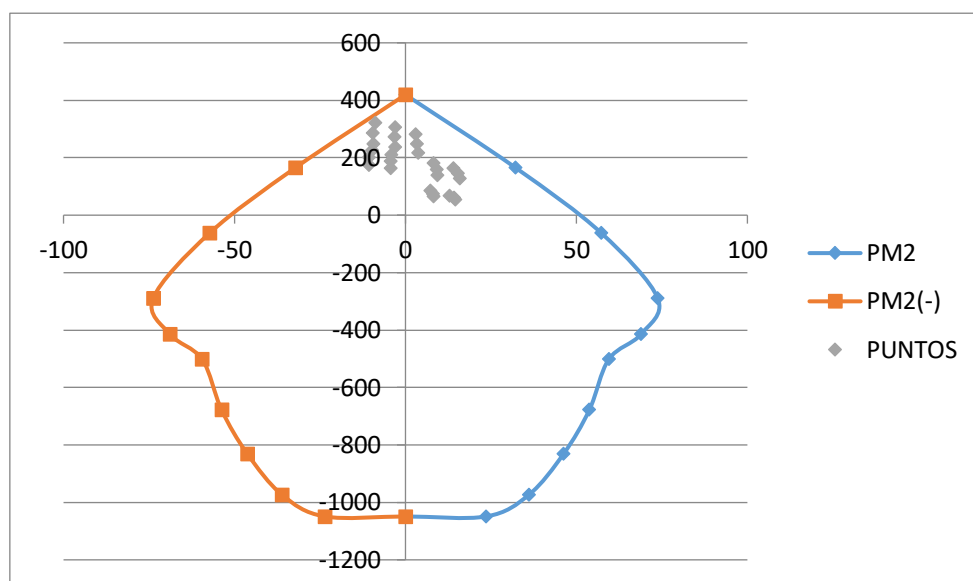
Fuente: Propia elaborado en Excel 2016

Tabla 28. Relación P-M2 de la PL-05

P	M2(+)	M2(-)
-1063.3703	0	0
-1063.3703	24.6563	-24.6563
-980.7595	37.3905	-37.3905
-834.9312	47.8318	-47.8318
-678.692	55.6951	-55.6951
-496.4174	61.9254	-61.9254
-414.2472	71.6416	-71.6416
-286.0844	76.8503	-76.8503
-59.0214	60.2667	-60.2667
175.8868	34.1967	-34.1967
445.7906	0	0

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Gráfica 14. Gráfica P-M2 de la PL-05



Fuente: Propia elaborado en Excel 2016

Tabla 29. Valores del diseño por flexión de las placas Ig

Refuerzo vertical en los muros de corte					
Entrepiso	Placa	Núcleo 1	Núcleo 2	Núcleo 3	Fuera de los núcleos
1er al 3er	PL-1	12 ϕ 1"	12 ϕ 1"	-	31 ϕ 1/2"
	PL-2	12 ϕ 1"	12 ϕ 1"	14 ϕ 1"	20 ϕ 1/2"
	PL-3	20 ϕ 1"	10 ϕ 1"	-	12 ϕ 3/8"
	PL-4	18 ϕ 1"	14 ϕ 1"	-	18 ϕ 1/2"
	PL-5	10 ϕ 1"	10 ϕ 1"	-	12 ϕ 1/2"
	PL-6	12 ϕ 1"	12 ϕ 1"	-	22 ϕ 1/2"
4to al 6to	PL-1	12 ϕ 3/4"	12 ϕ 3/4"	-	31 ϕ 1/2"
	PL-2	8 ϕ 3/4"	8 ϕ 3/4"	10 ϕ 3/4"	18 ϕ 1/2"
	PL-3	20 ϕ 3/4"	10 ϕ 3/4"	-	12 ϕ 3/8"
	PL-4	18 ϕ 3/4"	14 ϕ 3/4"	-	18 ϕ 1/2"
	PL-5	10 ϕ 1"	10 ϕ 1"	-	12 ϕ 3/8"
	PL-6	12 ϕ 3/4"	12 ϕ 3/4"	-	21 ϕ 1/2"
7mo al 12vo	PL-1	12 ϕ 3/4"	12 ϕ 3/4"	-	16 ϕ 3/8"
	PL-2	8 ϕ 5/8"	8 ϕ 5/8"	10 ϕ 5/8"	14 ϕ 3/8"+4 ϕ 1/2"
	PL-3	20 ϕ 5/8"	10 ϕ 5/8"	-	12 ϕ 3/8"
	PL-4	18 ϕ 5/8"	14 ϕ 5/8"	-	18 ϕ 1/2"
	PL-5	4 ϕ 1"+8 ϕ 3/4"	4 ϕ 1"+8 ϕ 3/4"	-	12 ϕ 3/8"
	PL-6	12 ϕ 3/4"	12 ϕ 3/4"	-	11 ϕ 3/8"

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

4.1.9.6.2. DISEÑO POR CORTE

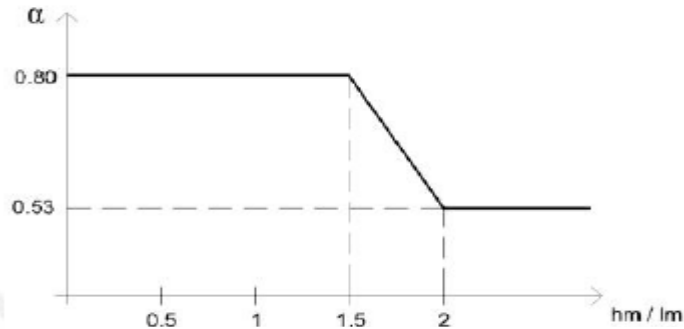
Para la PL-05

$$\phi V_c = 0.85 * A_{cw} * (\alpha_c \sqrt{f'c})$$

$$A_{cw} = 30 * 0.8 * 220 = 5280$$

$$\frac{hm}{lm} = \frac{30.50}{2.20} = 13.86$$

Gráfica 15. Valores de α según hm/lm



Fuente: Castillo I. (2016) Diseño de un edificio de oficinas en San Isidro

$$\alpha_c = 0.53$$

$$\phi V_c = \frac{0.85 * 5280 * (0.53 * \sqrt{210})}{1000} = 34.47 \text{ ton}$$

$$V_{n_{max}} = \frac{2.6 * \sqrt{210} * 5280}{1000} = 198.94 \text{ ton}$$

$$V_u = V_{ua} * \left(\frac{M_{ur}}{M_{ua}} \right) W_\gamma$$

$$W_\gamma = 0.9 + \frac{N}{10}; \text{ Cuando } N \leq 6$$

$$W_\gamma = 1.3 + \frac{N}{30}; \text{ Cuando } 6 < N < 15$$

$$V_u = 43.08 * \left(\frac{303.21}{376.99} \right) * 1.7 = 58.90 \text{ ton}$$

$$V_{u_{final}} = 58.90 * \left(\frac{58.90}{43.08} \right) = 80.53 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{0.85} = \frac{80.53 - 34.47}{0.85} = 54.19 \text{ ton}$$

$$S = \frac{2 * 0.71 * 4.2 * 176}{54.19} = 19.37 \text{ cm}$$

Tabla 30. Valores de diseño por corte de las placas Ig

Refuerzo horizontal en los muros de corte					
Entrepiso	Placa	Núcleo 1	Núcleo 2	Núcleo 3	Fuera de los núcleos
1er al 3er	PL-1	3 []3/8"@0.20	3 []3/8"@0.20	-	1 []1/2"@0.20
	PL-2	1 []3/8"@0.20	1 []3/8"@0.20	1 []3/8"@0.20	1 []3/8"@0.20
	PL-3	3 []3/8"@0.20	1 []3/8"@0.20	-	1 []3/8"@0.20
	PL-4	3 []3/8"@0.20	1 []3/8"@0.20	-	1 []3/8"@0.20
	PL-5	1 []3/8"@0.20	1 []3/8"@0.20	-	1 []3/8"@0.20
	PL-6	3 []3/8"@0.20	3 []3/8"@0.20	-	1 []1/2"@0.20
4to al 6to	PL-1	2 []3/8"@0.20	2 []3/8"@0.20	-	1 []1/2"@0.20
	PL-2	1 []3/8"@0.20	1 []3/8"@0.20	1 []3/8"@0.20	1 []3/8"@0.20
	PL-3	3 []3/8"@0.20	1 []3/8"@0.20	-	1 []3/8"@0.20
	PL-4	3 []3/8"@0.20	1 []3/8"@0.20	-	1 []3/8"@0.20
	PL-5	1 []3/8"@0.20	1 []3/8"@0.20	-	1 []3/8"@0.20
	PL-6	3 []3/8"@0.20	3 []3/8"@0.20	-	1 []1/2"@0.20
7mo al 12vo	PL-1	2 []3/8"@0.20	2 []3/8"@0.20	-	1 []3/8"@0.20
	PL-2	1 []3/8"@0.20	1 []3/8"@0.20	1 []3/8"@0.20	1 []3/8"@0.20
	PL-3	3 []3/8"@0.20	1 []3/8"@0.20	-	1 []3/8"@0.20
	PL-4	3 []3/8"@0.20	1 []3/8"@0.20	-	1 []3/8"@0.20
	PL-5	1 []3/8"@0.20	1 []3/8"@0.20	-	1 []3/8"@0.20
	PL-6	2 []3/8"@0.20	2 []3/8"@0.20	-	1 []3/8"@0.20

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

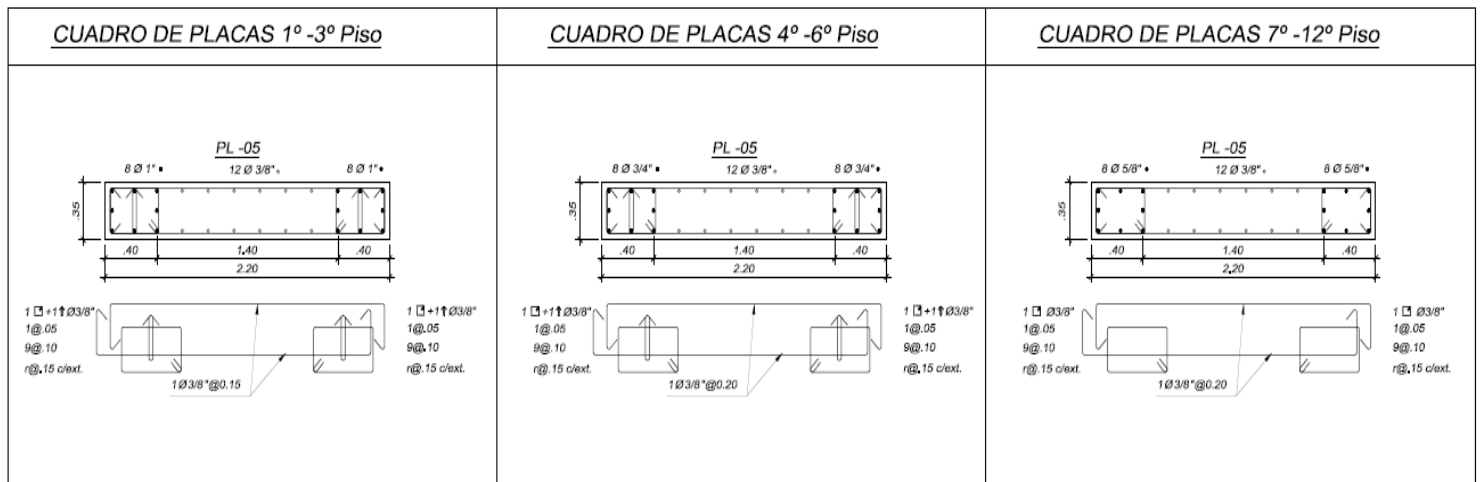


Imagen 11. Sección PL-05

4.1.9.7.DISEÑO DE ESCALERA IG

Para el diseño de escaleras se optó por 2 modelos debido a la altura entrepiso.
El primero para el nivel 1 y el segundo para el resto de niveles.

4.1.9.7.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

Para el tramo 1 de la E-1

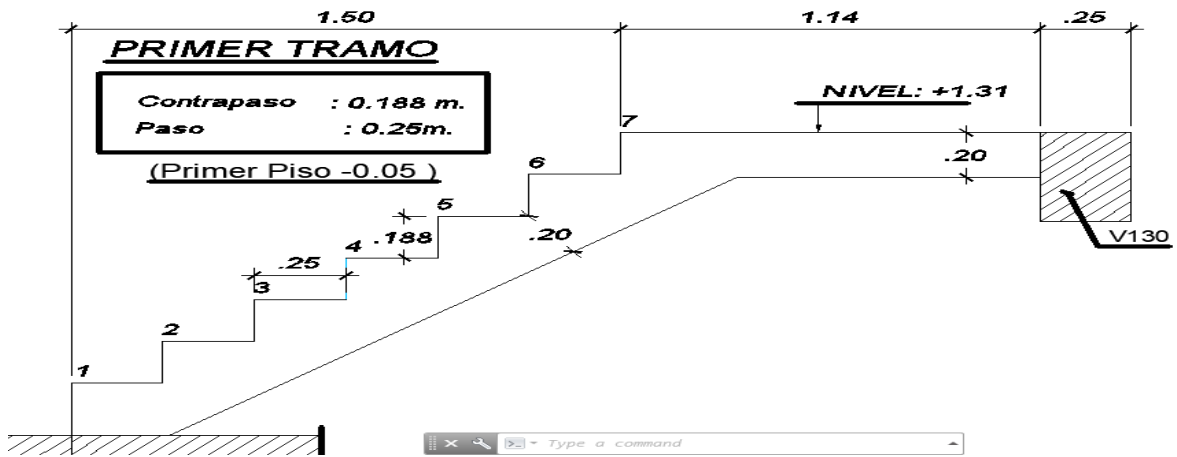


Imagen 12. Medidas del primer tramo de la E-1

$$\cos\theta = \frac{25}{\sqrt{25^2 + 18.8^2}} = 0.7992$$

$$hm = \frac{20}{0.7992} + \frac{18.8}{2} = 39.43$$

Metrado de cargas:

$$p.p: 0.3943 * 1.20 * 2.4 = 1.14 \text{ ton/m}$$

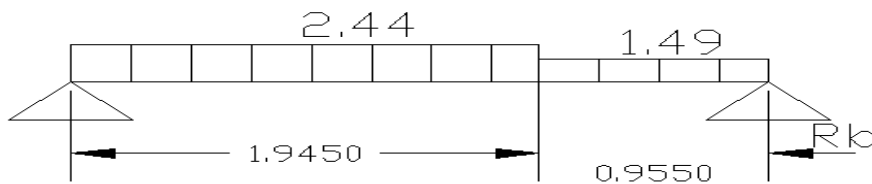
$$\text{acabados: } 0.10 * 1.20 = 0.120 \text{ ton/m}$$

$$s/c: 0.4 * 1.20 = 0.48 \text{ ton/m}$$

$$p.p: 0.20 * 1.20 * 2.4 = 0.58 \text{ ton/m}$$

$$Wu2 = 2.44 \text{ ton/m}$$

Gráfica 16. Cargas distribuidas sobre la viga



Fuente: Propia elaborado en Autocad 2017

$$Rb = 1.49 * \frac{2.90}{2} + (2.44 - 1.49) * 1.945 * \left(\frac{0.955 + \frac{1.945}{2}}{2.90} \right) = 3.39 \text{ ton}$$

$$Vux = Rb - Wu2Xo = 0 \therefore Xo = 1.39m$$

$$Mumax = RbXo - Wu2 \frac{Xo^2}{2} = 2.35 \text{ ton} - m$$

$$\emptyset 3/8'' \quad d = 20 - \left(2 + \frac{0.95}{2} \right) = 17.525 \text{ cm}$$

Asumiendo $a = 2 \text{ cm}$

$$As = \frac{2.35 * 100}{0.9 * 4.2 * 16.525} = 3.76 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{3.80 * 4.2}{0.85 * .21 * 120} = 0.74 \text{ cm}$$

$$S = \frac{120 - (4 - 0.95)}{5} = 0.20 \text{ cm}$$

Usar $6\emptyset 3/8'' @ 0.20 \text{ cm}$

$$\rho = \frac{As}{bd} = \frac{6 * 0.71}{120 * 17.525} = 0.0020$$

$$Asmin = 0.0018 * 120 * 17.525 = 3.79 \text{ cm}^2$$

$$As^{(-)} = \frac{As^{(+)}}{2} = \frac{3.76}{2} = 1.88 \text{ cm}^2 < Asmin$$

Usar $6\emptyset 3/8'' @ 0.20 \text{ cm}$

$$Astemp = 0.0018 * 120 * 20 = 4.32 \text{ cm}^2$$

Usar $\emptyset 3/8'' @ 0.20 \text{ cm}$

Para el tramo 3 de la E-1:

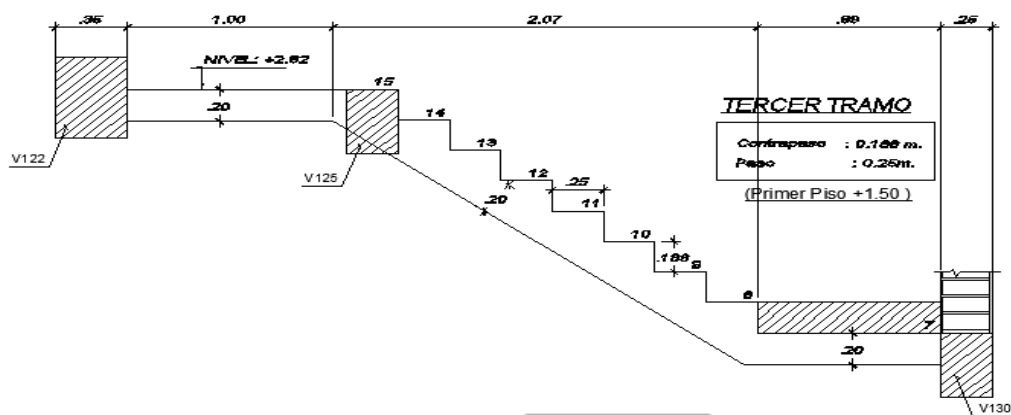


Imagen 13. Medidas del tercer tramo de la E-01

$$\cos\theta = \frac{25}{\sqrt{25^2 + 18.8^2}} = 0.7992$$

$$hm = \frac{20}{0.7992} + \frac{18.8}{2} = 39.43$$

Metrado de cargas:

$$p.p: 0.3943 * 1.20 * 2.4 = 1.14 \text{ ton/m}$$

$$acabados: 0.10 * 1.20 = 0.12 \text{ ton/m}$$

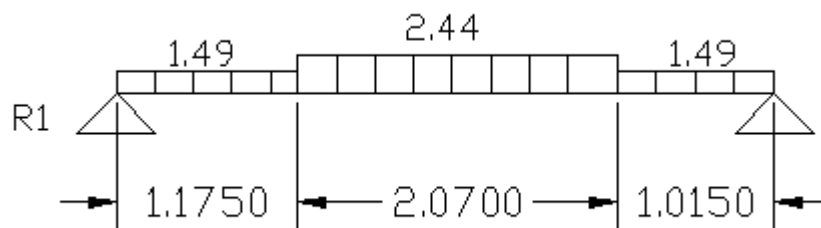
$$s/c: 0.4 * 1.20 = 0.48 \text{ ton/m}$$

$$p.p: 0.20 * 1.20 * 2.4 = 0.58 \text{ ton/m}$$

$$Wu1 = 2.44 \text{ ton/m}$$

$$Wu2 = 1.49 \text{ ton/m}$$

Gráfica 17. Cargas distribuidas sobre la viga



Fuente: Propia elaborado en Autocad 2017

$$R1 = 1.49 * \frac{4.26}{2} + (2.44 - 1.49) * 2.715 * \left(\frac{1.015 + \frac{2.07}{2}}{4.26} \right) = 4.44 \text{ ton}$$

$$Vx = R1 - Wu2Xo - (W1 - W2) * (Xo - 1.175) = 0 \therefore Xo = 2.69 \text{ m}$$

$$Mumax = 4.44 * 2.69 - 1.49 * \left(\frac{2.69^2}{2} \right) - 0.95 * \frac{(2.69 - 1.175)^2}{2} = 7.64 \text{ ton - m}$$

$$\phi 5/8" \quad d = 20 - \left(2 + \frac{1.59}{2} \right) = 17.205 \text{ cm}$$

Asumiendo $a = 2 \text{ cm}$

$$As = \frac{7.64 * 100}{0.9 * 4.2 * 16.205} = 12.47 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{12.47 * 4.2}{0.85 * .21 * 120} = 2.45 \text{ cm}$$

$$S = \frac{120 - (4 - 1.27)}{5} = 20 \text{ cm}$$

Usar 6Ø5/8"@0.20 cm

$$\rho = \frac{As}{bd} = \frac{6 * 2.00}{120 * 17.205} = 0.0058$$

$$As_{min} = 0.0018 * 120 * 17.205 = 3.72 \text{ cm}^2$$

$$As^{(-)} = \frac{As^{(+)}}{2} = \frac{12.47}{2} = 6.24 \text{ cm}^2$$

Usar 6Ø1/2"@0.20 cm

$$As_{temp} = 0.0018 * 120 * 20 = 4.32 \text{ cm}^2$$

Usar Ø3/8"@0.20 cm

4.1.9.7.2. DISEÑO POR CORTE

Para el tramo 1 de la E-1

$$Vud = \frac{WuLn}{2} - Wud = \frac{2.44 * 1.82}{2} - 2.44 * 0.17525 = 1.79 \text{ ton}$$

$$Vud\cos\theta = 1.79 * 0.7992 = 1.43 \text{ ton}$$

$$Vn = \frac{Vud\cos\theta}{\beta_1} = \frac{1.79}{0.85} = 2.11 \text{ ton}$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{210} * b * d = 0.53 * \sqrt{210} * 1.2 * 0.17525 * 10 = 16.15 \text{ ton}$$

$$Vn < Vc \dots \text{ok}$$

Para el tramo 3 de la E-1

$$Vud = \frac{WuLn}{2} - Wud = \frac{2.44 * 2.07}{2} - 2.44 * 0.17205 = 2.11 \text{ ton}$$

$$Vud\cos\theta = 2.11 * 0.7992 = 1.69 \text{ ton}$$

$$Vn = \frac{Vud\cos\theta}{\beta_1} = \frac{1.69}{0.85} = 1.99 \text{ ton}$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{210} * b * d = 0.53 * \sqrt{210} * 1.2 * 0.17205 * 10 = 15.86 \text{ ton}$$

$$Vn < Vc \dots \text{ok}$$

ESCALERA

ESCALA: 1/25

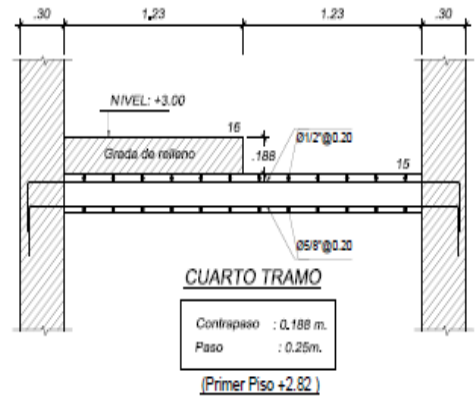
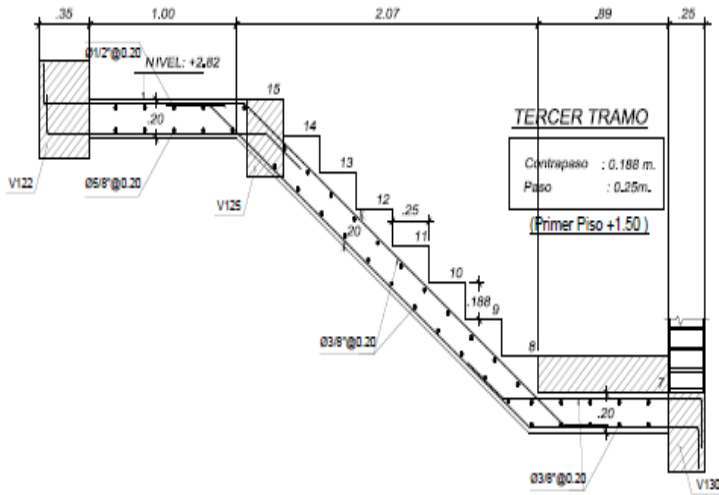
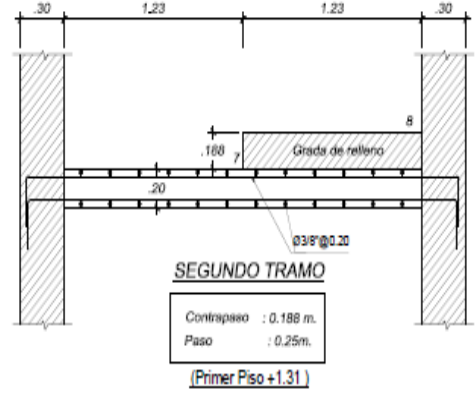
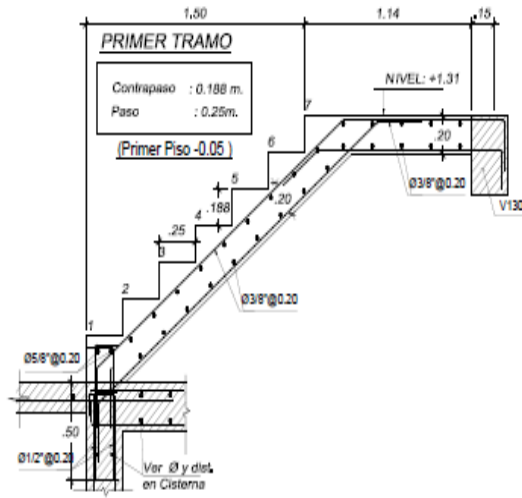


Imagen 14. Sección E-01

4.1.9.8.DISEÑO DE LA CISTERNA IG

4.1.9.8.1. MUROS DE CISTERNA

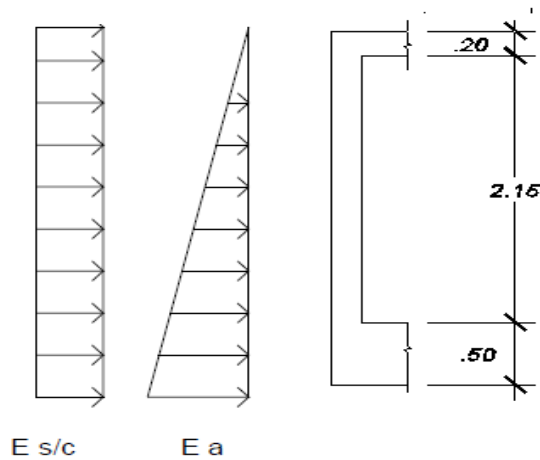


Imagen 15. Esquema de esfuerzos en los muros de la cisterna

$$K_a = \left(\operatorname{tg} \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right)^2 = \left(\operatorname{tg} \left(45 - \frac{30}{2} \right) \right)^2 = 0.33$$

$$E_a = F_a * \gamma_s * h * K_a = 1.7 * 1.4 * 1.6 * 2.15 * 0.33 = 2.70 \text{ ton}$$

$$E_{s/c} = F_a * K_a * s/c = 1.7 * 1.7 * 0.33 * 0.4 = 0.38 \text{ ton}$$

$$W_u = \frac{2.70}{2} + 0.38 = 1.73 \text{ ton/m}$$

$$M_u^{(+)} = \frac{1.73 * 2.65^2}{8} = 0.64 \text{ ton - m}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0025 * 100 * 20 = 5.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ vert.}} = 1\phi 1/2" @ 0.20 \text{ m}$$

$$A_{s \text{ hori.}} = 1\phi 1/2" @ 0.20 \text{ m}$$

4.1.9.8.2. TECHO DE LA CISTERNA

La relación entre las dimensiones ($5.27/6.28 = 0.84 > 0.5$). Se diseñará como una losa en 2 direcciones.

Metrado de cargas:

$$p. p: 0.2 * 2.4 = 0.48 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{acabados: } 0.10 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{ucm} = 1.4 * 0.58 = 0.99 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{sobrecarga} = 0.4 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{ucv} = 1.7 * 0.4 = 0.68 \text{ ton/m}^2$$

Se utilizó el caso 1 de los coeficientes de las tablas 13.2 y 13.3 de la E.060 para momentos positivos debidos a la carga muerta y viva.

$$Mu_{cm} = 0.051 * 0.99 * 5.27 * 5.27 = 1.40 \text{ ton} - \text{m}$$

$$Mu_{cv} = 0.051 * 0.68 * 6.28 * 6.28 = 1.99 \text{ ton} - \text{m}$$

$$Mu_{total} = 1.40 + 1.99 = 3.39 \text{ ton} - \text{m}$$

$$As = 5.86 \text{ cm}^2$$

Usar doble malla $\varnothing 1/2'' @ 0.20\text{m}$

El piso de la cisterna será una losa de 50 cms de espesor reforzada con malla superior de $\varnothing 5/8'' @ .15\text{cm}$ y malla inferior de $\varnothing 3/4'' @ 0.15\text{cm}$.

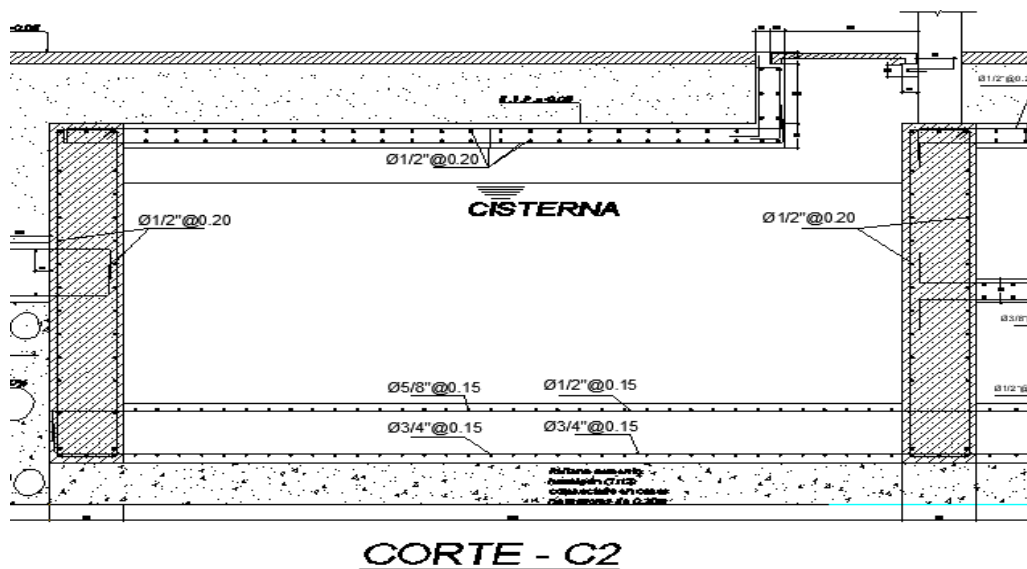


Imagen 16. Detalle del refuerzo de la cisterna Ig

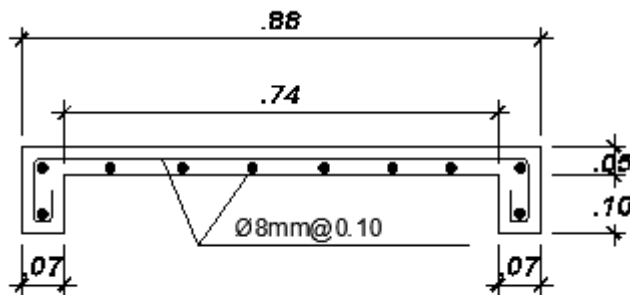


Imagen 17. Detalle de la tapa de inspección Ig

4.1.9.9.DISEÑO DEL TANQUE ELEVADO IG

4.1.9.9.1. PISO Y TECHO DEL TANQUE ELEVADO

Metrado de cargas:

$$p.p: 0.2 * 2.4 = 0.48 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{acabados} = 0.10 \text{ ton/m}^2$$

$$S/c = 1.85 * 1.0 = 1.85 \text{ ton/m}^2$$

$$W_u = 1.4 * 0.58 + 1.7 * 1.85 = 3.98 \text{ ton/m}^2$$

$$M_u^{(+)} = \frac{3.98 * 3.05^2}{8} = 4.63 \text{ ton - m}$$

$$A_s = 8.01 \text{ cm}^2$$

Usar $\emptyset 1/2" @ 0.15\text{m}$

$$A_{smin} = 0.0018 * 100 * 17 = 3.06 \text{ cm}^2$$

Usar $\emptyset 3/8" @ 0.20\text{m}$

4.1.9.9.2. MUROS DEL TANQUE

4.1.9.9.2.1. ANÁLISIS CON CARGA LATERAL DEBIDO AL EMPUJE DEL AGUA

$$\text{Carga viva} = 1.85 * \frac{1.00}{2} = 0.93 \text{ ton/m}$$

$$W_u = 1.7 * 0.93 = 1.58 \text{ ton/m}$$

$$M_u^{(+)} = \frac{1.58 * 3.05^2}{8} = 1.84 \text{ ton - m}$$

$$A_s = 3.18 \text{ cm}^2$$

Usar $\emptyset 3/8" @ 0.20\text{m}$

$$A_{smin} = 0.0025 * 100 * 17 = 4.25 \text{ cm}^2$$

Usar $\emptyset 3/8" @ 0.15\text{m}$

$$\emptyset V_c = \frac{0.85 * 0.53 \sqrt{210} * 20 * 195}{1000} = 25.46 \text{ ton}$$

$$V_u(a 0.60\text{m}) = 9.17 \text{ ton} < \emptyset V_c$$

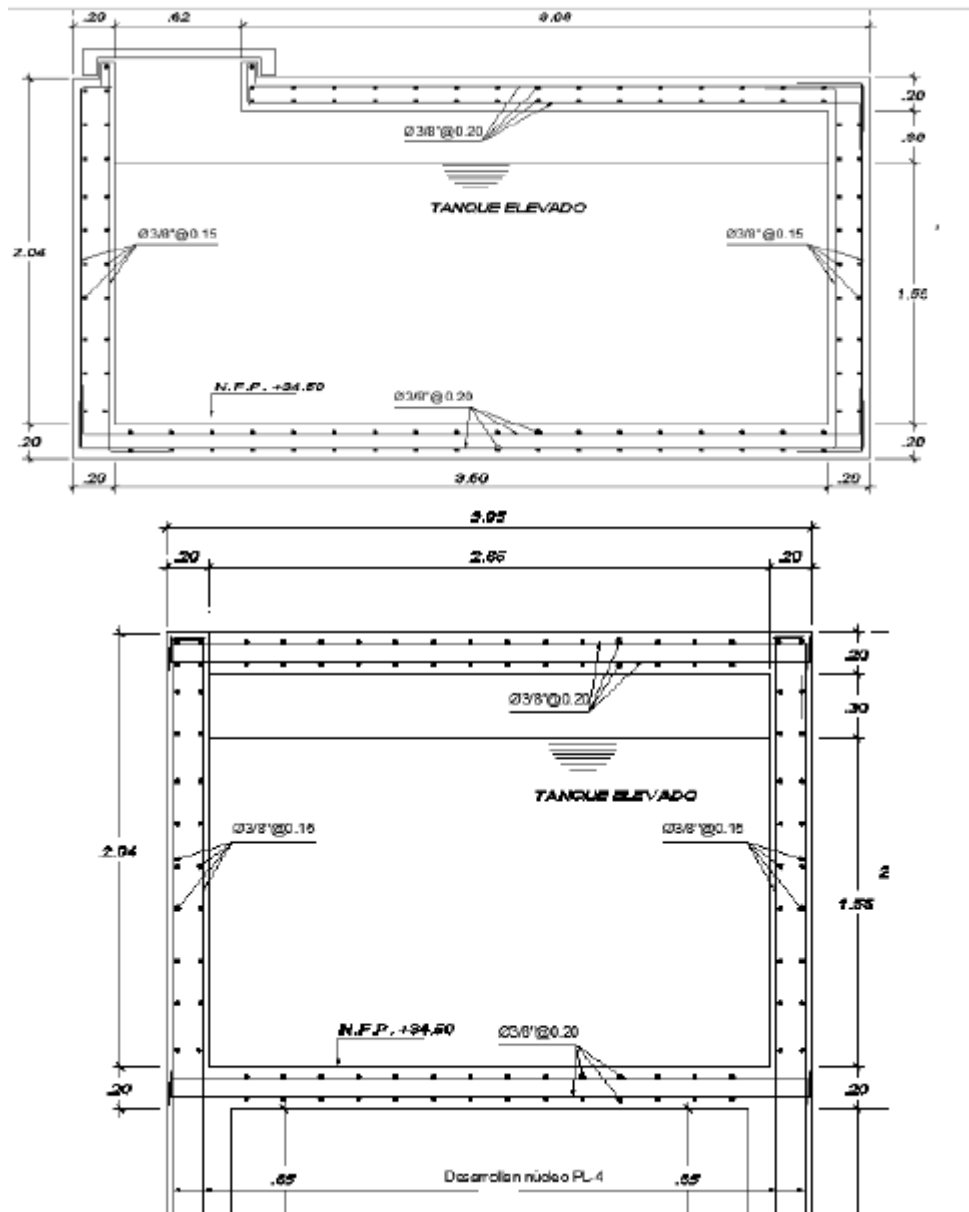


Imagen 18. Detalle del refuerzo en el tanque elevado Ig

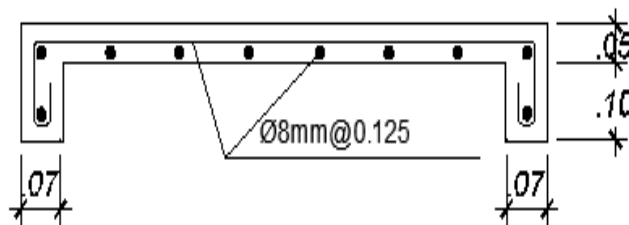


Imagen 19. Detalle de la tapa del tanque elevado Ig

4.1.9.10. DISEÑO DE CIMENTACIÓN

Se dice que quien proyecta y construye cimentaciones importantes y difíciles no duerme bien por la noche (D. Clarence, 1962). Para edificaciones conformadas por muros de albañilería o de corte se suele usar cimientos corridos o plateas de cimentación. En este caso se optó por una platea de cimentación, además de vigas de cimentación.

Se utilizó el método rígido convencional donde se asume que la losa es infinitamente rígida. Así mismo, la presión del suelo se distribuye en línea recta y el centroide de la presión del suelo coincide con la línea de acción de las cargas resultantes de las columnas.

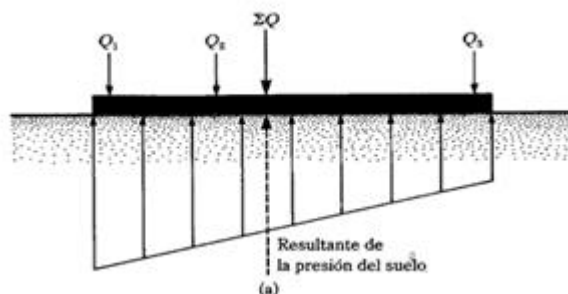


Imagen 20. Método rígido convencional (M. Braja)

4.1.9.10.1. DISEÑO DE PLATEA DE CIMENTACIÓN IG

4.1.9.10.1.1. VERIFICACIÓN DE PRESIONES

Datos:

- $q_a=2.0 \text{ kg/cm}^2$
- $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$
- $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
- $h=0.50 \text{ m}$

Tabla 31. Cargas y centroides de las columnas y placas Ig

Elemento	D	L	P	X_i	Y_i	P_{xi}	P_{yi}
C1	108.82	19.93	128.75	6.80	0.70	875.47	90.12
C2	88.77	18.85	107.62	6.80	4.38	731.82	470.84
C3	138.38	28.29	166.67	6.80	6.53	1133.38	1087.54
C4	52.83	7.83	60.66	11.63	6.20	705.14	376.08
C5	108.42	23.21	131.64	6.80	16.68	895.12	2195.08
C6	122.13	20.40	142.53	6.80	21.65	969.20	3085.77
C7	73.18	9.04	82.22	0.70	21.65	57.56	1780.14
C8	58.70	9.68	68.37	0.70	0.70	47.86	47.86
PL1	206.27	32.67	238.94	11.75	2.54	2807.66	606.32

PL2	282.96	48.08	331.03	1.25	4.27	413.56	1412.09
PL3	228.72	33.41	262.13	1.13	10.37	295.97	2717.34
PL4	209.13	28.34	237.47	1.13	12.78	268.13	3035.68
PL5	343.92	56.48	400.40	8.24	10.12	3297.82	4053.26
PL6	358.72	55.74	414.46	8.24	13.03	3413.61	5399.20
PL7	224.26	41.47	265.73	1.60	16.73	425.17	4444.34
PL8	261.56	40.50	302.06	11.75	19.17	3549.32	5790.53
			3340.69			19886.77	36592.18

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

$$A = B * L = 11.825 * 21.85 = 258.38 \text{ m}^2$$

$$I_x = \frac{11.825 * 21.85^3}{12} = 10279.55 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{21.85 * 11.825^3}{12} = 3010.74 \text{ m}^4$$

$$X_{cm} = \frac{\sum F_i x_i}{\sum F_i} = \frac{19886.77}{3340.69} = 5.95 \text{ m}$$

$$Y_{cm} = \frac{\sum F_i y_i}{\sum F_i} = \frac{36592.18}{3340.69} = 10.95 \text{ m}$$

$$e_x = X_{cm} - \frac{B}{2} = 5.95 - \frac{11.825}{2} = 0.0375 \text{ m}$$

$$e_y = Y_{cm} - \frac{L}{2} = 10.95 - \frac{21.85}{2} = 0.025 \text{ m}$$

$$M_x = R e_y = 3340.69 * 0.025 = 83.52 \text{ ton} - m$$

$$M_y = R e_x = 3340.69 * 0.0375 = 125.58 \text{ ton} - m$$

$$\sigma = \frac{3340.59}{258.38} \pm \frac{83.52}{10279.55} y \pm \frac{125.58}{3010.74} x$$

$$\sigma = 12.93 \pm 0.008y \pm 0.042x$$

Tabla 32. Presiones de las columnas y placas Ig

Elemento	x	y	σ
C1	0.8455	-10.244	12.88
C2	0.8455	-6.599	12.91
C3	0.8455	-4.419	12.93
C4	5.7105	-4.744	13.13
C5	0.8455	5.7323	13.01
C6	0.8455	10.721	13.05
C7	-5.2545	10.721	12.80
C8	-5.2545	-10.244	12.63

PL1	5.7958	-8.4065	13.10
PL2	-4.7052	-6.6783	12.68
PL3	-4.8254	-0.5774	12.72
PL4	-4.8254	1.8394	12.74
PL5	2.2818	-0.8211	13.02
PL6	2.2818	2.0831	13.04
PL7	-4.3545	5.781	12.79
PL8	5.7958	8.226	13.24

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

La presión máxima es de 13.24 ton/m² menor a nuestra presión admisible de 20 ton/m².

$$\sigma_{U1} = \frac{1.4 * CM + 1.7 * CV}{B * L} = 18.65 \text{ ton/m}^2$$

Para la franja ABC12:

$$\sigma_{prom} = \frac{12.46 + 12.63}{2} = 12.55 \text{ ton/m}^2$$

$$R_{ABC} = \sigma_{prom} * B_1 * L = 12.55 * 2.2125 * 21.85 = 606.71 \text{ ton}$$

$$P_{ABC} = 128.75 + 68.37 + 119.47 = 316.59 \text{ ton}$$

$$P_{prom} = \frac{R_{ABC} + P_{ABC}}{2} = 461.65 \text{ ton}$$

$$\sigma_{mod} = \frac{P_{prom}}{L} = \frac{461.65}{21.85} = 21.13 \text{ ton/m}^2$$

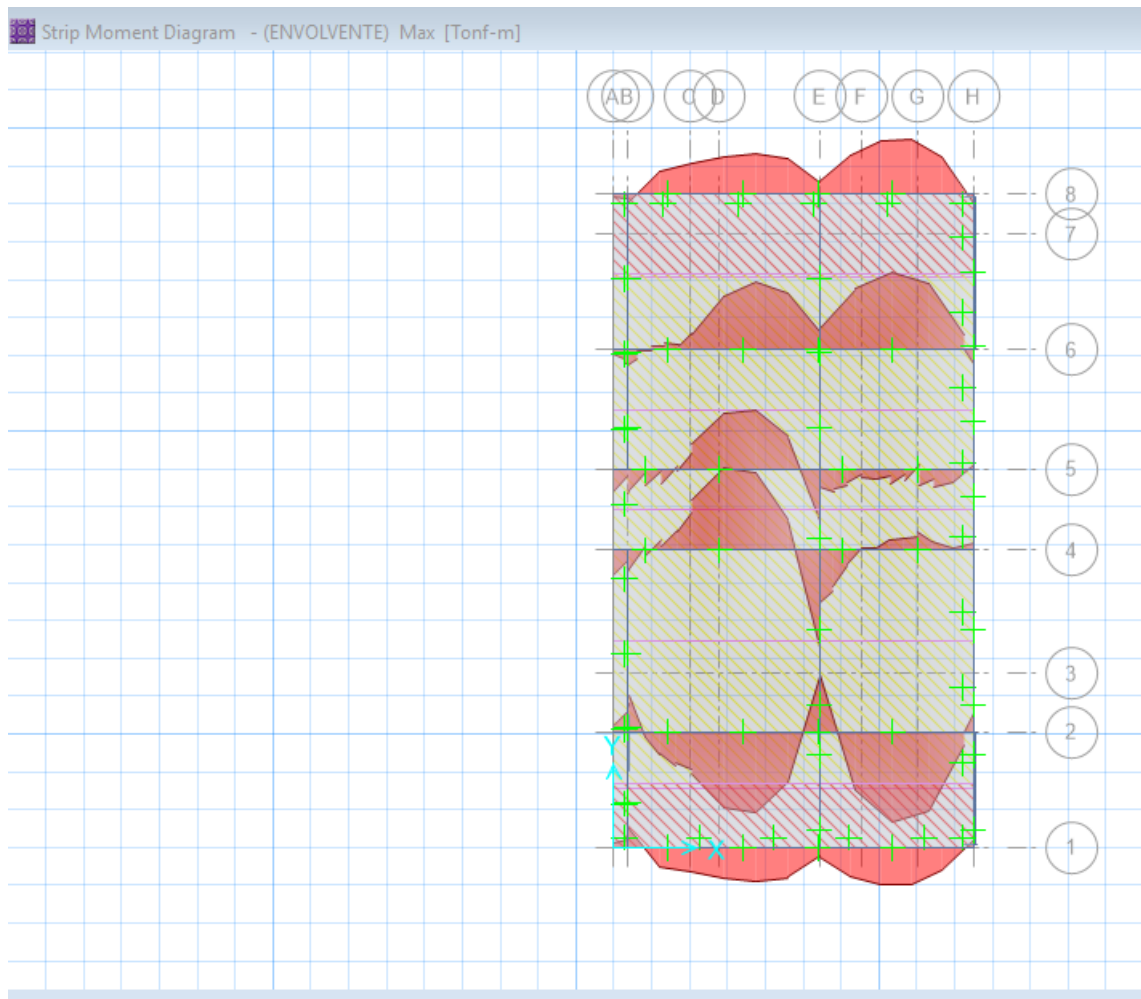
$$\alpha = \frac{P_{prom}}{P_{ABC}} = \frac{461.65}{316.59} = 1.46$$

Tabla 33. Presiones de las columnas y placas ubicadas en la franja ABC12 Ig

Elemento	P	Pmod
C1	128.75	187.98
C8	68.37	99.82
PL1	119.47	174.43

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Gráfica 18. DFC en la franja ABC12 Ig



Fuente: Propia elaborado en Safe v16

$$\rho = 0.004$$

$$w = \rho * \frac{f'c}{fy} = 0.004 * \frac{4200}{210} = 0.08$$

$$M^{(+)} = \frac{59.02}{2.2125} = 26.68 \text{ ton} - m$$

$$Mu^{(+)} = 1.55 * 26.79 = 41.35 \text{ ton} - m$$

$$b * d^2 = \frac{Mu}{\phi * f'c * w * (1 - 0.59w)} = \frac{41.52 * 100}{0.9 * 0.21 * 0.08 * (1 - 0.59 * 0.08)}$$

$$d = 53.57 \text{ cm}$$

$$hz = 53.68 + 10 = 63.57 \text{ cm}$$

$$\text{Usar } hz = 60 \text{ cm}$$

$$d = 50 \text{ cm}$$

$$V_{ud} = 1.55 * \frac{(21.22 * (6.1 - 0.8) - 99.82)}{2.2125} = 8.57 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = \frac{0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 50}{1000} = 32.64 \text{ ton}$$

Verificando la C-1:

$$P_u = 1.55 * 128.75 = 199.56 \text{ ton}$$

$$\sigma_u = 1.55 * 12.63 = 19.58 \text{ ton}$$

$$b_0 = 220 \text{ cm}$$

$$V_u = P_u - \sigma_{x-y} = 199.56 - 19.58 * 1 * 1 = 179.98 \text{ ton}$$

$$0.53 * \left(1 + \frac{2}{1}\right) = 0.795$$

$$0.27 * \left(\frac{40 * 50}{220} + 2\right) = 2.99$$

$$1.06$$

$$\phi V_n = \frac{\phi * 0.53 * \left(1 + \frac{2}{1}\right) * \sqrt{210} * b_0 * d}{1000} = 215.44 \text{ ton}$$

$$\alpha = \frac{f_c}{1.18 * f_y} = 0.0424$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \alpha - \sqrt{\alpha^2 - \left(\frac{M_{ux}}{\phi * b * d^2} * \frac{2 * \alpha}{f_y}\right)} = 0.0039$$

Usar 1Ø1"@0.20 m

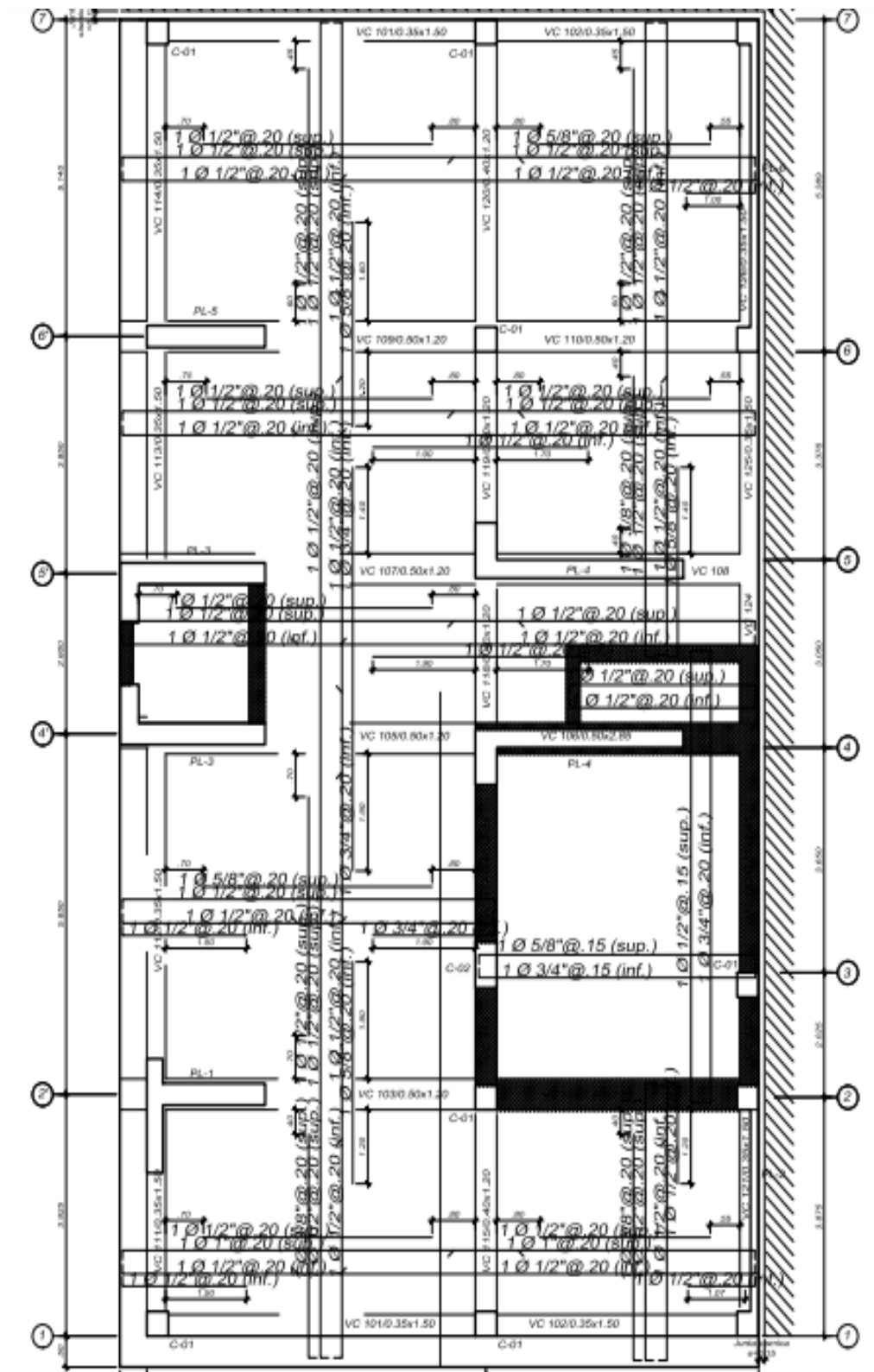


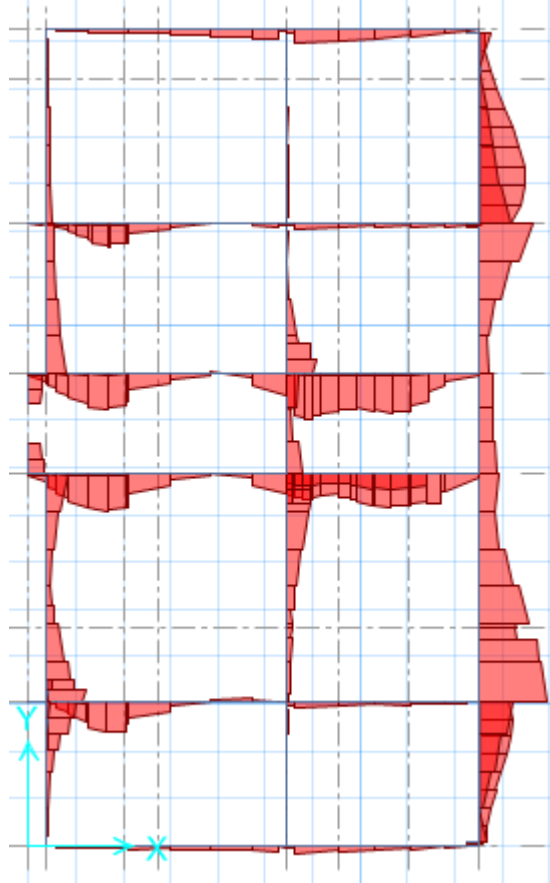
Imagen 21. Detalle del reforzamiento en la losa de cimentación Ig

4.1.9.10.2. DISEÑO DE VIGA DE CIMENTACIÓN IG

4.1.9.10.2.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

Para la VC-101/0.35x1.50

Gráfica 19. DFC en la VC-101 35X150



Fuente: Propia elaborado en Safe v16

$$As^+ = \frac{120.20 * 100}{0.81 * 4.2 * 140} = 25.24 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{25.24 * 4.2}{0.85 * 0.21 * 35} = 16.97 \text{ cm}$$

$$As^+ = \frac{120.20 * 100}{0.9 * 4.2 * (140 - \frac{25}{2})} = 24.48 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{24.48 * 4.2}{0.85 * 0.21 * 35} = 16.46 \text{ cm}$$

Usar 5Ø1

$$As_{min} = \frac{14 * 35 * 140}{4200} = 16.33 \text{ cm}^2$$

$$As^{(-)} = \frac{As^{(+)}}{3} = \frac{24.48}{3} = 8.16 \text{ cm}^2 < As_{min}$$

Usar 3Ø1"

Tabla 34. Valores del diseño por flexión de las vigas de cimentación Ig

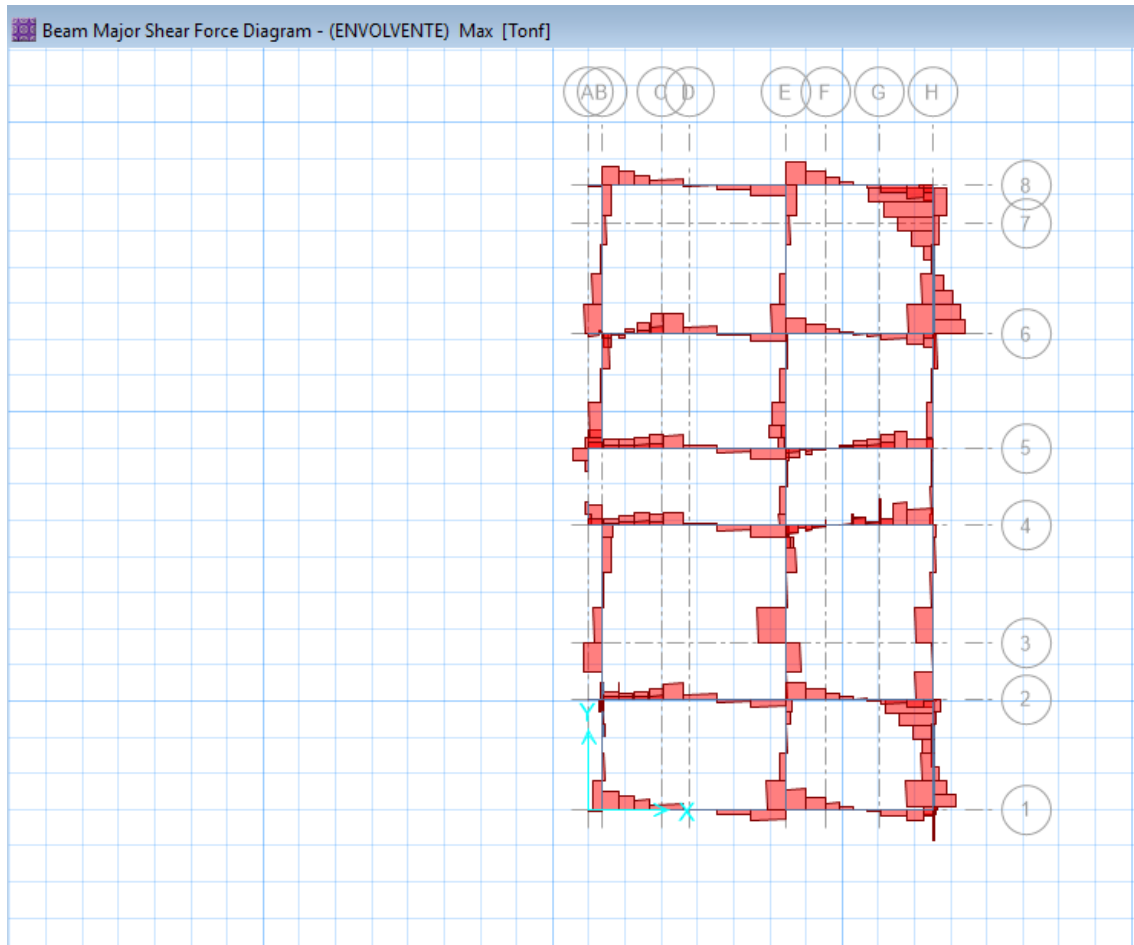
Detalle del refuerzo longitudinal en vigas de cimentación	
Viga	Usar
VC101/35x150	5Ø1"
	3Ø1"
VC102/35x150	5Ø1"
	3Ø1"
VC103/50x150	14Ø1"
	4Ø1"
VC104/50x265	14Ø1"
	4Ø1"
VC105/50x150	10Ø1"
	8Ø1"
VC106/50x265	10Ø1"
	8Ø1"
VC107/50x150	10Ø1"
	6Ø1"
VC108/50x150	10Ø1"
	6Ø1"
VC109/50x150	10Ø1"
	6Ø1"
VC110/50x150	6Ø1"
	3Ø1"
VC111/35x150	3Ø1"
	3Ø1"
VC112/50x150	5Ø1"
	9Ø1"
VC113'/50x150	3Ø1"
	3Ø1"
VC113/50x150	4Ø1"
	9Ø1"
VC114/50x150	4Ø1"
	3Ø1"
VC115/40x120	3Ø1"
	3Ø1"
VC116/40x285	3Ø1"
	5Ø1"
VC117/40x285	3Ø1"
	5Ø1"
VC118/40x120	3Ø1"
	3Ø1"

VC119/40x120	3ø1"
	7ø1"
VC120/40x120	5ø1"
	3ø1"

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

4.1.9.10.2.2. DISEÑO POR CORTE

Gráfica 20. DFC en la VC-101 35X150



Fuente: Propia elaborado en Safe v16

$$V_c = \frac{0.53 * \sqrt{210} * 35 * 140}{1000} = 37.63 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{43.08}{0.85} - 37.63 = 13.05 \text{ ton}$$

$$S = \frac{2 * 1.27 * 4200 * 140}{13050} = 33.28 \text{ cm}$$

1 []1/2", 1@0.05, rto@0.30

Tabla 35. Valores del diseño por corte de las vigas de cimentación Ig

Detalle del refuerzo transversal en vigas de cimentación	
Viga	Usar
VC101/35x150	1 []3/8", 1@0.05, rto@0.30
VC102/35x150	1 []3/8", 1@0.05, rto@0.30
VC103/50x150	1 []3/8", 1@0.05, rto@0.15
VC104/50x265	1 []1/2", 17@0.20
VC105/50x150	1 []1/2", 1@0.05, rto@0.15
VC106/50x265	1 []1/2", 17@0.20
VC107/50x150	1 []1/2", 1@0.05, rto@0.15
VC108/50x150	1 []1/2", 1@0.05, rto@0.15
VC109/50x150	1 []1/2", 1@0.05, 10@0.15, rto@0.25
VC110/50x150	1 []1/2", 1@0.05, 10@0.15, rto@0.25
VC111/35x150	1 []3/8", 1@0.05, rto@0.15
VC112/50x150	1 []1/2", 1@0.05, rto@0.15
VC113'/50x150	1 []3/8", 1@0.05, 6@0.10, rto@0.15
VC113/50x150	1 []3/8", 1@0.05, rto@0.15
VC114/50x150	1 []3/8", 1@0.05, 6@0.15, rto@0.15
VC115/40x120	1 []3/8", 1@0.05, 6@0.15, rto@0.15
VC116/40x285	1 []1/2", 5@0.20
VC117/40x285	1 []1/2", 11@0.20
VC118/40x120	1 []1/2", 1@0.05, rto@0.20
VC119/40x120	1 []1/2", 1@0.05, rto@0.15
VC120/40x120	1 []3/8", 1@0.05, 6@0.10, rto@0.25

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

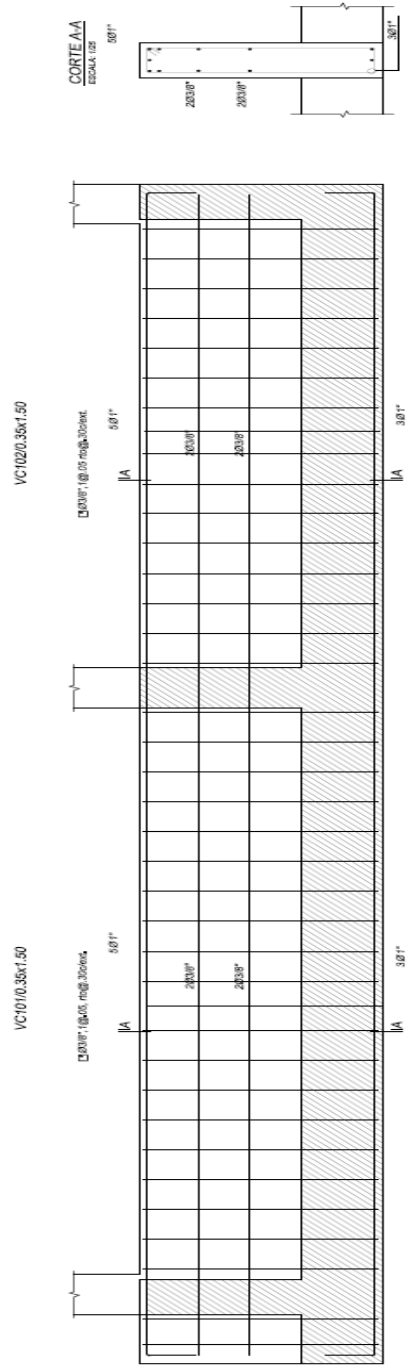


Imagen 22. Sección VC-101 35X150.

4.2. ANÁLISIS LINEAL USANDO ICR

4.2.1. ANALISIS DE MODOS DE VIBRACIÓN ICR

Tabla 36. Desplazamientos y giros Icr

Modo	Periodo	UX	UY	RZ
1	1.04	0.09	0.20	0.49
2	0.96	0.58	0.11	0.02
3	0.82	0.03	0.43	0.26
4	0.30	0.00	0.05	0.08
5	0.21	0.17	0.01	0.00
6	0.19	0.01	0.12	0.06
7	0.15	0.00	0.02	0.03
8	0.10	0.00	0.00	0.02
9	0.09	0.06	0.00	0.00
10	0.08	0.01	0.04	0.01
11	0.07	0.00	0.00	0.01
12	0.06	0.00	0.00	0.00
13	0.05	0.01	0.01	0.00
14	0.05	0.02	0.00	0.00
15	0.05	0.00	0.00	0.01
16	0.04	0.00	0.00	0.00
17	0.04	0.00	0.00	0.00
18	0.04	0.00	0.00	0.00
19	0.04	0.01	0.00	0.00
20	0.04	0.01	0.00	0.00
21	0.03	0.00	0.00	0.00
22	0.03	0.00	0.00	0.00
23	0.03	0.00	0.00	0.00
24	0.03	0.00	0.00	0.00
25	0.03	0.00	0.00	0.00
26	0.03	0.00	0.00	0.00
27	0.03	0.00	0.00	0.00
28	0.03	0.00	0.00	0.00
29	0.03	0.00	0.00	0.00
30	0.03	0.00	0.00	0.00
31	0.03	0.00	0.00	0.00
32	0.03	0.00	0.00	0.00
33	0.03	0.00	0.00	0.00
34	0.03	0.00	0.00	0.00
35	0.03	0.00	0.00	0.00
36	0.03	0.00	0.00	0.00

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

4.2.2. ANÁLISIS SÍSMICO ICR

Datos usados:

Factor de zona:	0.45
Fatos de suelo:	1.05
Periodo que define la plataforma del factor C:	0.6
Factor de amplificación sísmica:	2.5
Coefficiente de reducción de las fuerzas sísmicas:	6

Tabla 37. Cortante absorbido por las columnas y placas Icr

Elementos	VdinX-X	%	VdinY-Y	%
Muros	254.90	98.36	270.28	97.67
Columnas	4.25	1.64	6.45	2.33
Total	259.15	100	276.74	100
Sistema estructural	Muros estructurales			

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

4.2.3. VERIFICACIÓN DE REGULARIDAD TORSIONAL ICR

Tabla 38. Regularidad Torsional X-X Icr

Verificación de Regularidad Torsional X-X					
Entrepiso	D1	d	D8	d	RT
12	0.04478	0.00362	0.04831	0.00428	1.08
11	0.04116	0.00378	0.04402	0.00378	1.00
10	0.03738	0.00396	0.04024	0.00514	1.13
9	0.03342	0.00412	0.03510	0.00461	1.06
8	0.02930	0.00422	0.03049	0.00465	1.05
7	0.02508	0.00426	0.02584	0.00462	1.04
6	0.02082	0.00422	0.02122	0.00450	1.03
5	0.01660	0.00408	0.01673	0.00427	1.02
4	0.01252	0.00326	0.01245	0.00393	1.09
3	0.00927	0.00397	0.00853	0.00343	0.93
2	0.00530	0.00280	0.00510	0.00275	0.99
1	0.00250	0.00250	0.00235	0.00235	0.97

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Tabla 39. Regularidad Torsional Y-Y Icr

Verificación de Regularidad Torsional Y-Y					
Entrepiso	DA	di	DH	di	RT
12	0.03542	0.00209	0.03443	0.00308	1.19
11	0.03333	0.00231	0.03134	0.00315	1.15
10	0.03102	0.00237	0.02820	0.00321	1.15
9	0.02866	0.00282	0.02499	0.00326	1.07
8	0.02584	0.00305	0.02173	0.00327	1.03
7	0.02279	0.00350	0.01846	0.00324	0.96
6	0.01929	0.00311	0.01522	0.00315	1.01
5	0.01618	0.00344	0.01208	0.00299	0.93
4	0.01275	0.00368	0.00908	0.00276	0.86
3	0.00907	0.00300	0.00633	0.00243	0.89
2	0.00607	0.00291	0.00390	0.00200	0.82
1	0.00316	0.00316	0.00190	0.00190	0.75

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

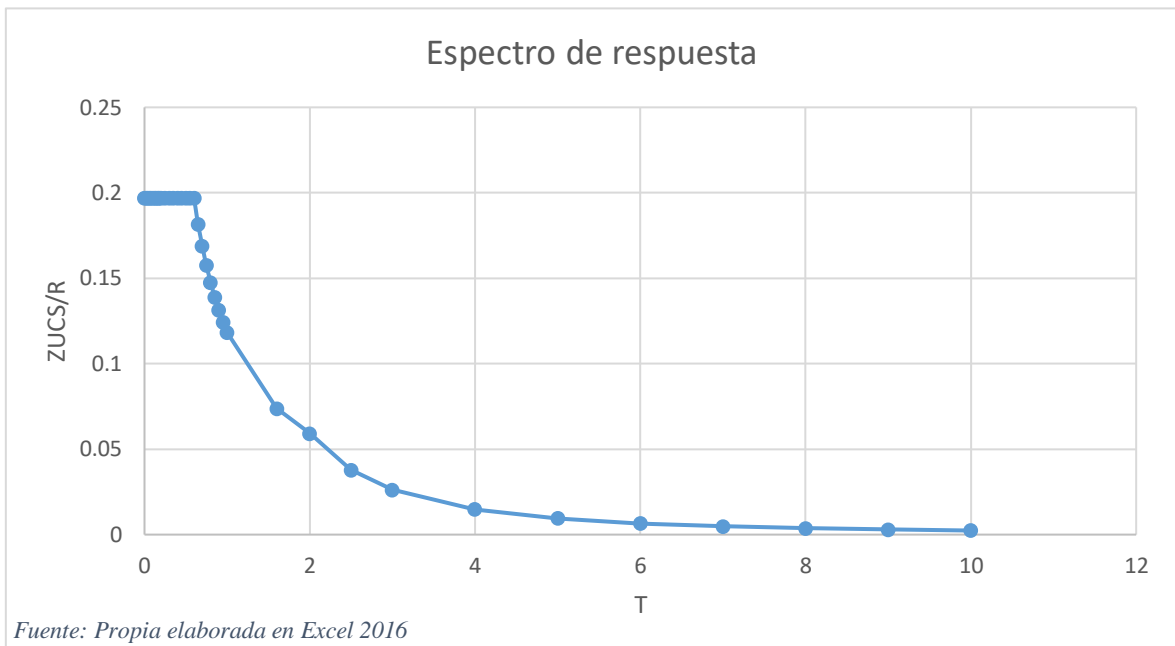
Tabla 40. Centro de masa y centro de rigidez Icr

Entrepiso	Diafragma	Xcm	Ycm	Xcr	Ycr
1	D1	6.16	10.82	9.21	10.59
2	D2	6.22	10.83	9.23	10.60
3	D3	6.22	10.83	9.06	10.60
4	D4	6.22	10.83	8.82	10.59
5	D5	6.22	10.83	8.58	10.58
6	D6	6.22	10.83	8.34	10.57
7	D7	6.22	10.83	8.12	10.55
8	D8	6.22	10.83	7.91	10.54
9	D9	6.22	10.83	7.71	10.52
10	D10	6.22	10.83	7.52	10.50
11	D11	6.21	10.83	7.34	10.49
12	D12	6.20	11.05	7.20	10.48

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

4.2.4. ESPECTRO DE RESPUESTA ICR

Gráfica 21. Espectro de respuesta Icr



4.2.5. FACTOR ESCALAR ICR

Tabla 41. Factor escalar Icr

Factor Escalar			
Vdin x	258.61	Vdin y	278.99
V est x	576.20	V est y	576.20
Vdin/Vest	0.45	Vdin/Vest	0.48
Vmin	0.80	Vmin	0.80
Factor Escalar	1.78	Factor Escalar	1.65

Fonte: Propia elaborada en Excel 2016

4.2.6. DESPLAZAMIENTOS ICR

Tabla 42. Desplazamientos máximos X-X Icr

NIVELES	DESPLAZAMIENTO ABS XX	DESPLAZAMIENTO RELATIVO XX	H(ALTURA) ENTREPISO	DERIVA X	DERIVA X-FINAL	DERIVA MAX
PISO 12	0.037879	0.003756	2.5	0.002	0.0068	0.007
PISO 11	0.034123	0.003642	2.5	0.001	0.0066	
PISO 10	0.030481	0.00367	2.5	0.001	0.0066	
PISO 9	0.026811	0.003707	2.5	0.001	0.0067	
PISO 8	0.023104	0.003702	2.5	0.001	0.0067	
PISO 7	0.019402	0.003637	2.5	0.001	0.0065	
PISO 6	0.015765	0.003503	2.5	0.001	0.0063	
PISO 5	0.012262	0.003281	2.5	0.001	0.0059	
PISO 4	0.008981	0.00296	2.5	0.001	0.0053	
PISO 3	0.006021	0.002524	2.5	0.001	0.0045	
PISO 2	0.003497	0.001953	2.5	0.001	0.0035	
PISO 1	0.001544	0.001544	4.2	0.000	0.0017	

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Tabla 43. Desplazamientos máximos Y-Y Icr

NIVELES	DESPLAZAMIENTO ABS YY	DESPLAZAMIENTO RELATIVO YY	H(ALTURA) ENTREPISO	DERIVA Y(Drel/h)	DERIVA Y-FINAL(Drel/h) *0.75Ry	DERIVA MAX NORMA E0.30
PISO 12	0.028522	0.002322	2.5	0.001	0.0042	0.007
PISO 11	0.0262	0.00241	2.5	0.001	0.0043	
PISO 10	0.02379	0.002499	2.5	0.001	0.0045	
PISO 9	0.021291	0.002578	2.5	0.001	0.0046	
PISO 8	0.018713	0.002631	2.5	0.001	0.0047	
PISO 7	0.016082	0.002647	2.5	0.001	0.0048	
PISO 6	0.013435	0.002619	2.5	0.001	0.0047	
PISO 5	0.010816	0.002538	2.5	0.001	0.0046	
PISO 4	0.008278	0.002396	2.5	0.001	0.0043	
PISO 3	0.005882	0.002178	2.5	0.001	0.0039	
PISO 2	0.003704	0.001854	2.5	0.001	0.0033	
PISO 1	0.01185	0.01185	4.2	0.003	0.0127	

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

4.2.7. DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

4.2.7.1. DISEÑO DE LA LOSA ALIGERADA ICR

4.2.7.1.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

Tabla 44. Valores del diseño por flexión en la losa aligerada Icr

Detalle del refuerzo en la losa aligerada							
Eje	Mu	b	d	a	As	Barras	øMn
A-1-4	-0.53	10	17	2.99	1.27	1ø1/2"	0.74
	0.56	40	17	0.42	0.71	1ø3/8"	0.45
B-1-4 lzq	-0.53	10	17	2.99	1.27	1ø1/2"	0.74
	0.56	40	17	0.42	0.71	1ø3/8"	0.45
B-1-4 der	-0.53	10	17	2.99	1.27	1ø1/2"	0.74
	0.56	40	17	0.42	0.71	1ø3/8"	0.45
A-5-7	-0.71	10	17	2.99	1.27	1ø1/2"	0.74
	0.42	40	17	0.42	0.71	1ø3/8"	0.45
B-5-8 izq	-0.71	10	17	2.99	1.27	1ø1/2"	0.74
	0.42	40	17	0.42	0.71	1ø3/8"	0.45
B-5-8 der	-1.06	10	17	4.66	1.98	1ø5/8"	1.10
	0.85	40	17	0.75	1.27	1ø1/2"	0.80

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

4.2.7.1.2. DISEÑO POR CORTE

Tabla 45. Valores del diseño por corte en la losa aligerada Icr

Verificación de corte en la losa aligerada				
Eje	Vu	øVc	Ensanche	øVc
A-1-4	-0.96	1.22	No	-
	0.90			
B-1-4 lzq	-0.96	1.22	No	-
	0.90			
B-1-4 der	-0.96	1.22	No	-
	0.90			
A-5-7	-0.97	1.22	No	-
	0.97			
B-5-8 izq	-0.97	1.22	No	-
	0.97			
B-5-8 der	-1.26	1.22	No	-
	1.06			

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

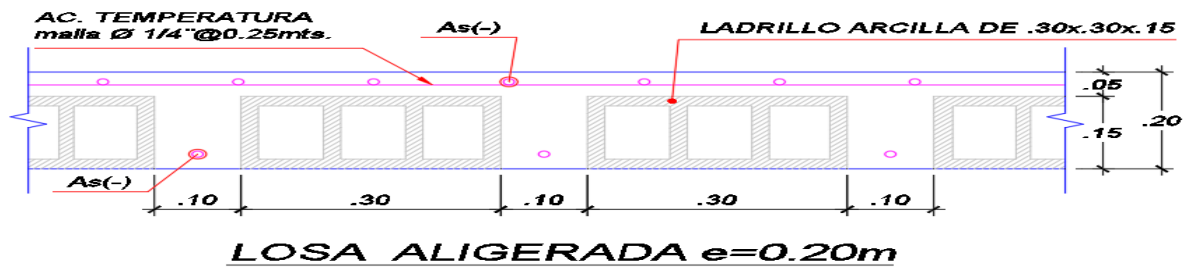


Imagen 23. Detalle del acero de temperatura en losa aligerada Icr

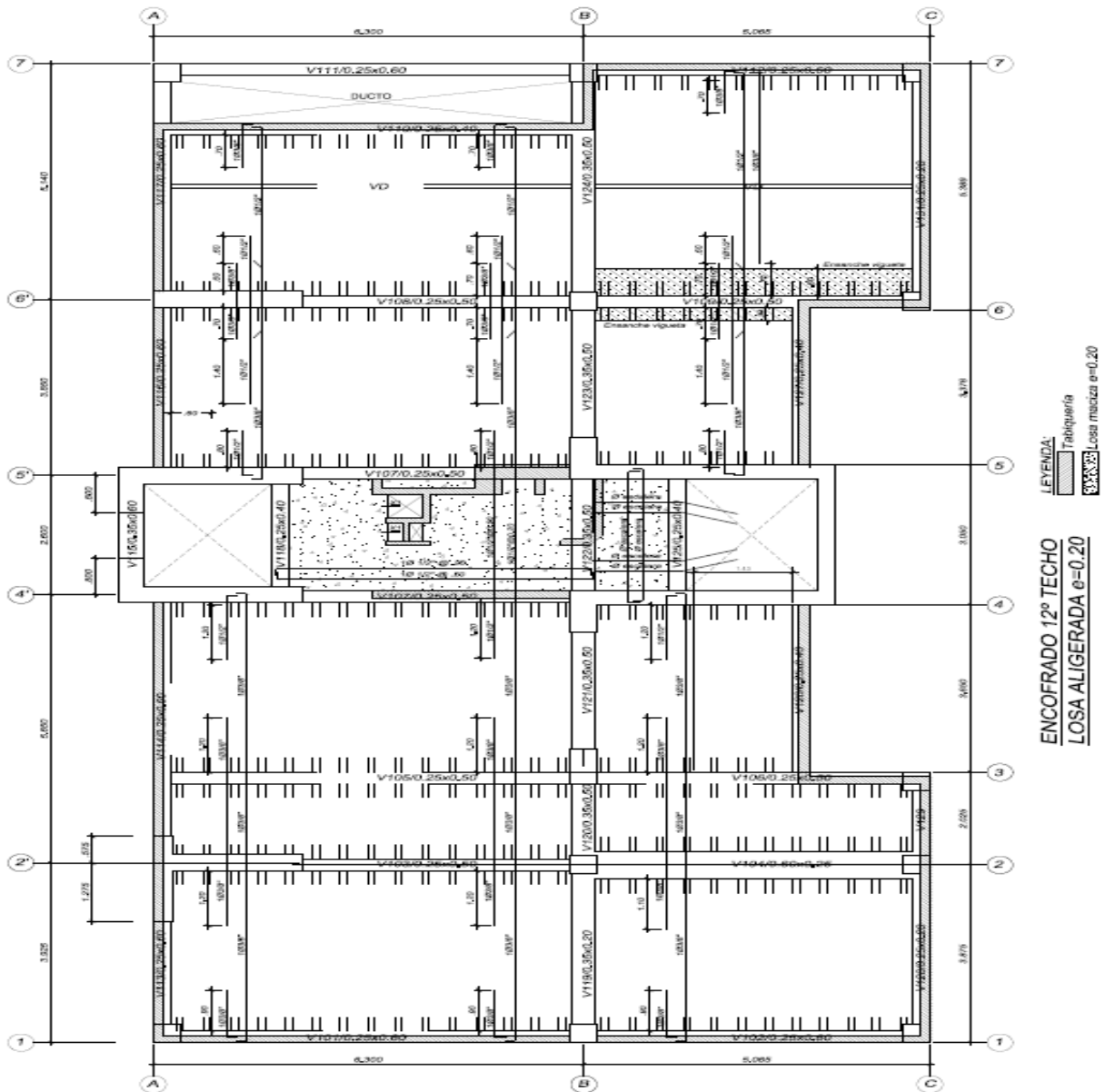


Imagen 24. Detalle del refuerzo dispuesto en la losa aligerada Icr

4.2.7.2.DISEÑO DE LA LOSA MACIZA ICR

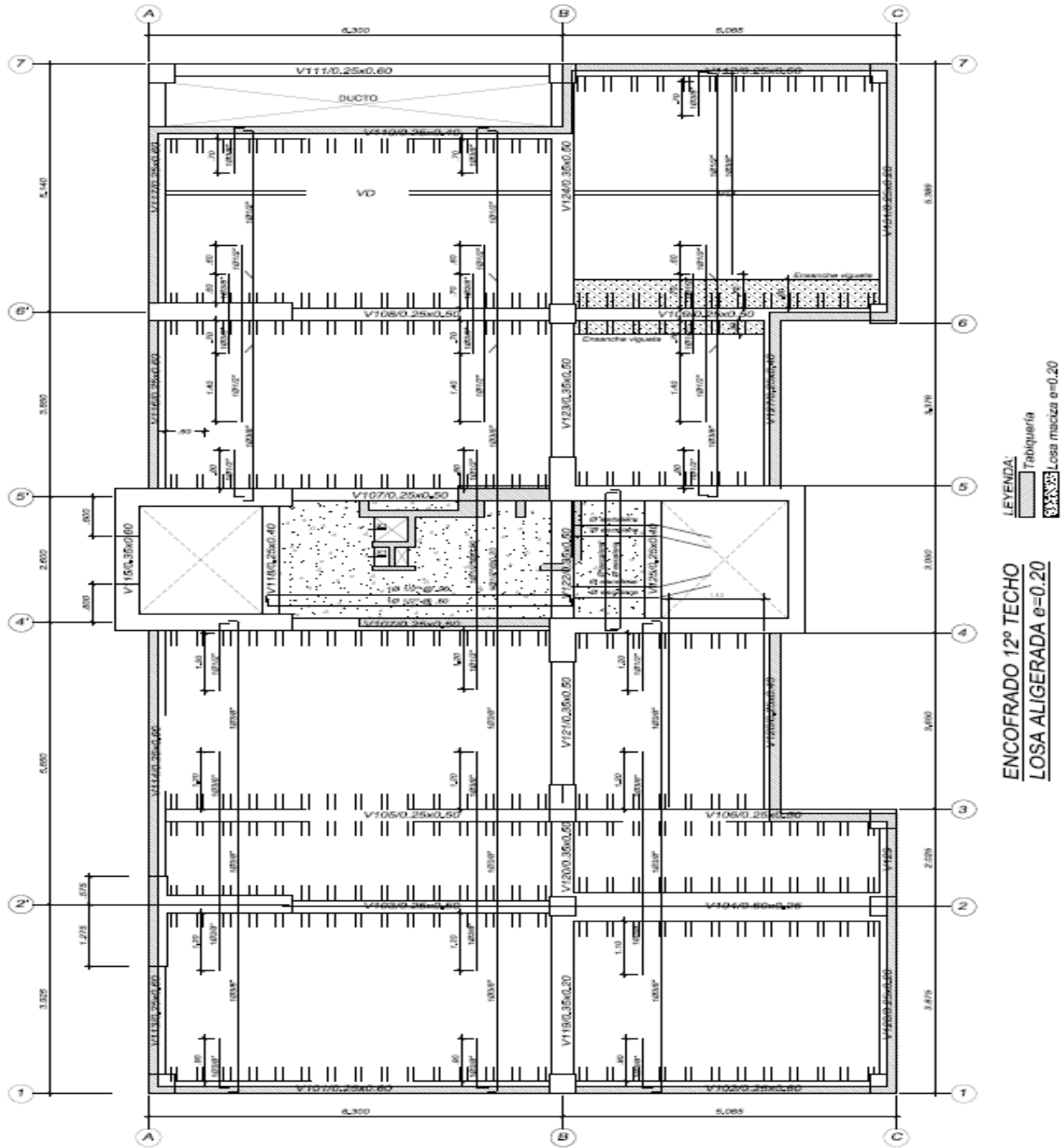


Imagen 25. Detalle del refuerzo dispuesto en la losa maciza Icr

4.2.7.3.DISEÑO DE VIGAS CHATAS ICR

4.2.7.3.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

Tabla 46. Valores del diseño por flexión en las vigas chatas Icr

Detalle del refuerzo longitudinal en vigas chatas					
Viga	b(cm)	d(cm)	As	a	Usar
VA/20x20	20,00	13,78	2,11	2,48	4 ϕ 3/8"
	20,00	13,78	2,50	2,94	4 ϕ 3/8"
VA/15x20	15,00	13,78	1,09	1,71	4 ϕ 8mm
	15,00	13,78	1,50	2,35	4 ϕ 8mm
V119/35x20	35,00	13,78	4,37	2,94	4 ϕ 1/2"
	35,00	13,78	2,20	1,48	4 ϕ 3/8"
V128/25x20	25,00	13,78	5,53	5,20	2 ϕ 1/2"+2 ϕ 5/8"
	25,00	13,78	5,50	5,18	2 ϕ 1/2"+2 ϕ 5/8"

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

4.2.7.3.2. DISEÑO POR CORTE

Tabla 47. Valores del diseño por corte en las vigas chatas Icr

Detalle del refuerzo transversal en vigas chatas					
Viga	Vu	ϕ Vc	ϕ Vs	ϕ Vn	Detalle
VA/20x20	3,32	1,80	2,33	4,13	1 [3/8",8@0.05,rto@0.10
VA/15x20	2,23	1,35	2,33	3,68	1 [3/8",8@0.05,rto@0.10
V119/35x20	3,43	3,15	2,79	5,94	1 [3/8",1@0.05,4@10,rto@0.25
V128/25x20	3,42	2,25	2,33	4,58	1 [3/8",1@0.05,4@10,rto@0.25

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

4.2.7.4.DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS

4.2.7.4.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

Tabla 48. Valores del diseño por flexión en vigas peraltadas Icr

Detalle del refuerzo longitudinal en vigas peraltadas					
Viga	b(cm)	d(cm)	As	a	Usar
V101/25x60	25,00	51,24	27,89	26,25	6ø1"
	25,00	55,20	12,89	12,13	4ø1"+2ø1/2"
V102/25x60	25,00	55,20	25,44	23,94	4ø1"+2ø3/4"
	25,00	55,20	11,60	10,92	4ø3/4"
V103/25x50	25,00	45,20	25,40	23,91	4ø1"+2ø3/4"
	25,00	45,20	18,28	17,20	2ø1"+2ø3/4"
V104/25x50	25,00	45,20	24,10	22,68	4ø1"+2ø3/4"
	25,00	45,20	9,96	9,37	4ø3/4"
V105/25x50	25,00	45,20	26,15	24,61	4ø1"+2ø3/4"
	25,00	45,20	12,25	11,53	4ø3/4"+2ø1/2"
V106/25x50	25,00	45,20	23,21	21,84	4ø1"+2ø5/8"
	25,00	45,20	10,71	10,08	4ø3/4"
V107/25x50	25,00	45,20	24,93	23,46	4ø1"+2ø3/4"
	25,00	45,20	11,60	10,92	4ø3/4"
V108/25x50	25,00	45,20	24,45	23,01	4ø1"+2ø5/8"
	25,00	45,20	13,88	13,06	4ø3/4"+2ø1/2"
V109/25x50	25,00	45,20	15,38	14,48	6ø3/4"
	25,00	45,20	15,91	14,97	6ø3/4"
V110/25x40	25,00	35,20	18,71	17,61	6ø3/4"+2ø1/2"
	25,00	35,20	16,27	15,31	6ø3/4"
V111/25x60	25,00	35,20	12,99	12,23	4ø3/4"+2ø1/2"
	25,00	53,78	8,83	8,31	2ø3/4"+2ø5/8"
V112/25x60	25,00	53,78	26,45	24,89	4ø1"+2ø3/4"
	25,00	53,78	12,13	11,42	4ø3/4"+2ø1/2"
V113/25x60	25,00	53,78	14,25	13,41	4ø3/4"+2ø5/8"
	25,00	53,78	14,24	13,40	4ø3/4"+2ø5/8"
V114/25x60	25,00	53,78	19,42	18,28	2ø1"+4ø3/4"
	25,00	53,78	9,00	8,47	2ø3/4"+2ø5/8"
V115/35x60	35,00	53,78	42,61	28,65	8ø1"+2ø1/2"
	35,00	53,78	42,25	28,40	8ø1"+2ø1/2"
V116/25x60	25,00	53,78	21,31	20,06	2ø1"+2ø3/4"
	25,00	53,78	15,92	14,98	6ø3/4"
V117/25x60	25,00	53,78	20,17	18,98	2ø1"+4ø3/4"
	25,00	53,78	14,18	13,35	2ø3/4"+2ø5/8"
V118/25x40	25,00	33,78	7,00	6,59	4ø5/8"
	25,00	33,78	4,88	4,59	4ø1/2"
V120/35x50	35,00	43,78	13,79	9,27	4ø3/4"+2ø1/2"
	35,00	43,78	10,45	7,03	4ø3/4"
V121/35x50	35,00	43,78	21,36	14,36	4ø1"+2ø1/2"

	35,00	43,78	14,65	9,85	4ø3/4"+2ø5/8"
V122/35x50	35,00	43,78	14,14	9,51	4ø3/4"+2ø5/8"
	35,00	43,78	9,17	6,16	2ø3/4"+2ø5/8"
V123/35x50	35,00	43,78	25,01	16,81	4ø1"+4ø1/2"
	35,00	43,78	13,91	9,35	4ø3/4"+2ø1/2"
V124/35x50	35,00	43,78	19,40	13,04	6ø3/4"+2ø1/2"
	35,00	43,78	12,01	8,07	2ø3/4"+2ø1/2"
V125/25x40	25,00	33,78	2,80	2,64	4ø3/8"
	25,00	33,78	2,55	2,40	4ø3/8"
V126/25x40	25,00	33,78	10,24	9,64	2ø3/4"+4ø1/2"
	25,00	33,78	4,82	4,54	4ø1/2"
V127/25x40	25,00	33,78	10,00	9,41	2ø3/4"+4ø1/2"
	25,00	33,78	4,71	4,43	4ø1/2"

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

4.2.7.4.2. DISEÑO POR CORTE

Tabla 49. Valores del diseño por corte en vigas peraltadas Icr

Detalle del refuerzo transversal en vigas peraltadas	
Viga	Detalle
V101/35x60	1 []3/8",1@0.05,10@.125,rto@0.25
V102/35x60	1 []3/8",1@0.05,10@.125,rto@0.25
V103/35x60	1 []3/8",1@0.05,10@.125,rto@0.25
V104/35x60	1 []3/8",1@0.05,10@.125,rto@0.25
V105/25x60	1 []3/8",1@0.05,12@.10,rto@0.25
V106/25x60	1 []3/8",1@0.05,12@.10,rto@0.25
V107/25x60	1 []3/8",1@0.05,10@.125,rto@0.25
V108/35x60	1 []3/8",1@0.05,10@.125,rto@0.25
V109/35x70	1 []3/8",1@0.05,9@.15,rto@0.30
V110/25x50	1 []3/8",1@0.05,10@.10,rto@0.20
V111/25x60	1 []3/8",1@0.05,10@.125,rto@0.25
V112/25x60	1 []3/8",1@0.05,10@.125,rto@0.25
V113/25x60	1 []3/8",1@0.05,10@.125,rto@0.25
V114/25x60	1 []3/8",1@0.05,10@.125,rto@0.25
V115/35x80	1 []3/8",1@0.05,11@.15,rto@0.30
V116/25x60	1 []3/8",1@0.05,10@.125,rto@0.25
V117/25x60	1 []3/8",1@0.05,10@.125,rto@0.25
V118/25x40	1 []3/8",1@0.05,8@.10,rto@0.15
V120/35x60	1 []3/8",1@0.05,10@.125,rto@0.25
V121/35x60	1 []3/8",1@0.05,10@.125,rto@0.25
V122/35x60	1 []3/8",1@0.05,12@.10,rto@0.25
V123/35x60	1 []3/8",1@0.05,12@.10,rto@0.25
V124/35x60	1 []3/8",1@0.05,10@.125,rto@0.25
V125/25x40	1 []3/8",1@0.05,8@.10,rto@0.15

V126/25x40	1 [3/8",1@0.05,8@.10,rto@0.15
V127/25x40	1 [3/8",1@0.05,8@.10,rto@0.15
V130/25x40	1 [8mm,1@0.05,8@.10,rto@0.15

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

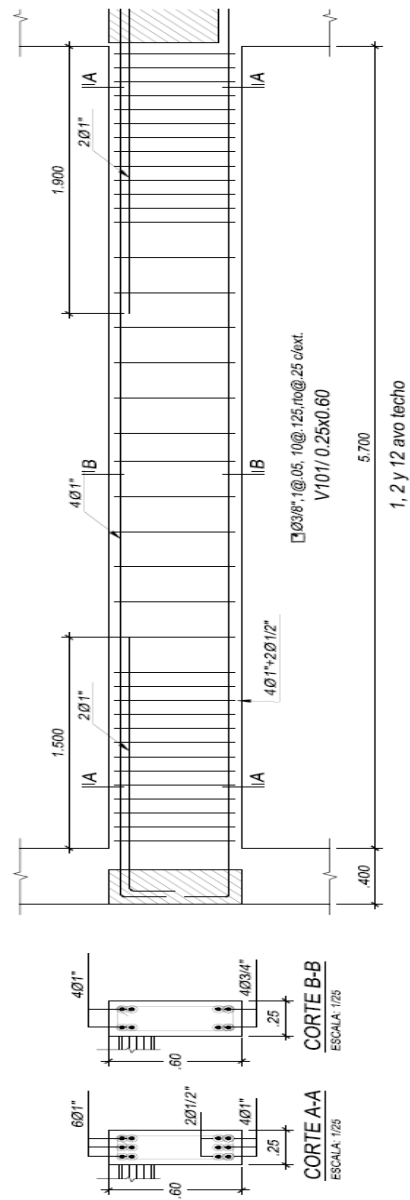


Imagen 26. Sección V101 25X60

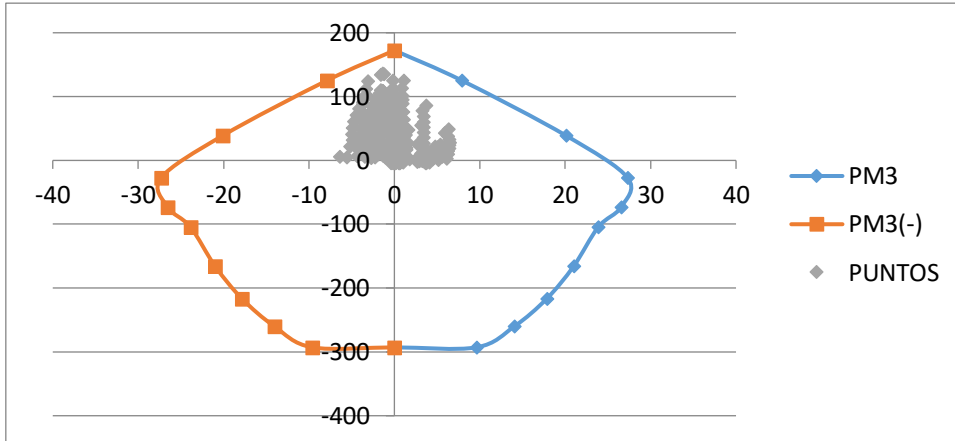
4.2.7.5.DISEÑO DE LAS COLUMNAS ICR

4.2.7.5.1. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN BIAIXAL

Para la C-08 40X75

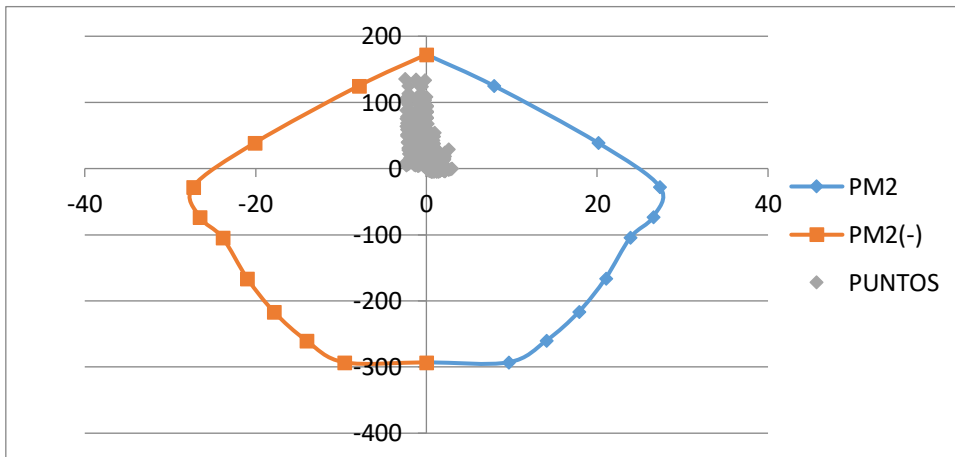
$$\rho = \frac{45.60\text{cm}^2}{1600\text{cm}^2} = 2.85\% > 1\%$$

Gráfica 22. P-M3 para la C-08 40X75



Fuente: Propia elaborado en Excel 2016

Gráfica 23. P-M2 para la C-08 40X75



Fuente: Propia elaborado en Excel 2016

Tabla 50. Detalle del diseño por flexo compresión de las columnas Icr

Detalle del refuerzo vertical en columnas					
Piso	Columna	Barras	As	Ag	ρ
1er al 3er	C1/40X40	12 ϕ 1"	71.4	1600	4.46
	C2/40X40	12 ϕ 1"	71.4	1600	4.46
	C3/40X40	12 ϕ 1"	71.4	1600	4.46

	C4/40X40	12ø1"	71.4	1600	4.46
	C5/40X40	12ø1"	71.4	1600	4.46
	C6/40X40	12ø1"	71.4	1600	4.46
	C7/40X40	12ø1"	71.4	1600	4.46
	C8/40X75	16ø1"	91.8	3000	3.06
4to al 6to	C1/40X40	10ø1"	71.4	1600	4.46
	C2/40X40	10ø1"	71.4	1600	4.46
	C3/40X40	10ø1"	71.4	1600	4.46
	C4/40X40	10ø1"	71.4	1600	4.46
	C5/40X40	10ø1"	71.4	1600	4.46
	C6/40X40	10ø1"	71.4	1600	4.46
	C7/40X40	12ø1"	71.4	1600	4.46
	C8/40X75	16ø1"	71.4	3000	2.38
7mo al 12vo	C1/40X40	10ø3/4"	61.2	1600	3.83
	C2/40X40	10ø3/4"	61.2	1600	3.83
	C3/40X40	10ø3/4"	61.2	1600	3.83
	C4/40X40	10ø3/4"	61.2	1600	3.83
	C5/40X40	10ø3/4"	61.2	1600	3.83
	C6/40X40	10ø3/4"	61.2	1600	3.83
	C7/40X40	10ø3/4"	61.2	1600	3.83
	C8/40X75	16ø3/4"	45.6	3000	1.52

Fuente: Propia elaborado en Excel 2016

4.2.7.5.2. DISEÑO POR CORTE

3 []3/8", 1@0.05, 8@.10, rto@0.30

Tabla 51. Detalle del diseño por corte de las columnas Icr

Detalle del refuerzo transversal en columnas					
Piso	Col	Vu	φVc	φVn	Detalle
1er al 3er	C1/40X40	10.15	19.05	19.05	3 []3/8", 1@0.05, 5@.10, rto@0.30
	C2/40X40	10.15	19.05	19.05	3 []3/8", 1@0.05, 5@.10, rto@0.30
	C3/40X40	10.15	19.05	19.05	3 []3/8", 1@0.05, 5@.10, rto@0.30
	C4/40X40	10.15	19.05	19.05	3 []3/8", 1@0.05, 5@.10, rto@0.30
	C5/40X40	10.15	19.05	19.05	3 []3/8", 1@0.05, 5@.10, rto@0.30
	C6/40X40	10.15	19.05	19.05	3 []3/8", 1@0.05, 5@.10, rto@0.30
	C7/40X40	10.15	19.05	19.05	3 []3/8", 1@0.05, 5@.10, rto@0.30
	C8/40X75	19.54	29.4	29.4	3 []3/8", 1@0.05, 8@.10, rto@0.30
4to al 6to	C1/40X40	13.25	19.05	19.05	3 []3/8", 1@0.05, 5@.10, rto@0.30
	C2/40X40	13.25	19.05	19.05	3 []3/8", 1@0.05, 5@.10, rto@0.30
	C3/40X40	13.25	19.05	19.05	3 []3/8", 1@0.05, 5@.10, rto@0.30
	C4/40X40	13.25	19.05	19.05	3 []3/8", 1@0.05, 5@.10, rto@0.30
	C5/40X40	13.25	19.05	19.05	3 []3/8", 1@0.05, 5@.10, rto@0.30

	C6/40X40	13.25	19.05	19.05	3 []3/8",1@0.05,5@.10,rto@0.30
	C7/40X40	13.25	19.05	19.05	3 []3/8",1@0.05,5@.10,rto@0.30
	C8/40X75	24.81	29.4	29.4	3 []3/8",1@0.05,8@.10,rto@0.30
7mo al 12vo	C1/40X40	18.11	19.05	19.05	3 []3/8",1@0.05,5@.10,rto@0.30
	C2/40X40	18.11	19.05	19.05	3 []3/8",1@0.05,5@.10,rto@0.30
	C3/40X40	18.11	19.05	19.05	3 []3/8",1@0.05,5@.10,rto@0.30
	C4/40X40	18.11	19.05	19.05	3 []3/8",1@0.05,5@.10,rto@0.30
	C5/40X40	18.11	19.05	19.05	3 []3/8",1@0.05,5@.10,rto@0.30
	C6/40X40	18.11	19.05	19.05	3 []3/8",1@0.05,5@.10,rto@0.30
	C7/40X40	18.11	19.05	19.05	3 []3/8",1@0.05,5@.10,rto@0.30
		C2/40X75	27.98	29.4	29.4

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

CUADRO DE COLUMNAS

ESCALA: 1/25

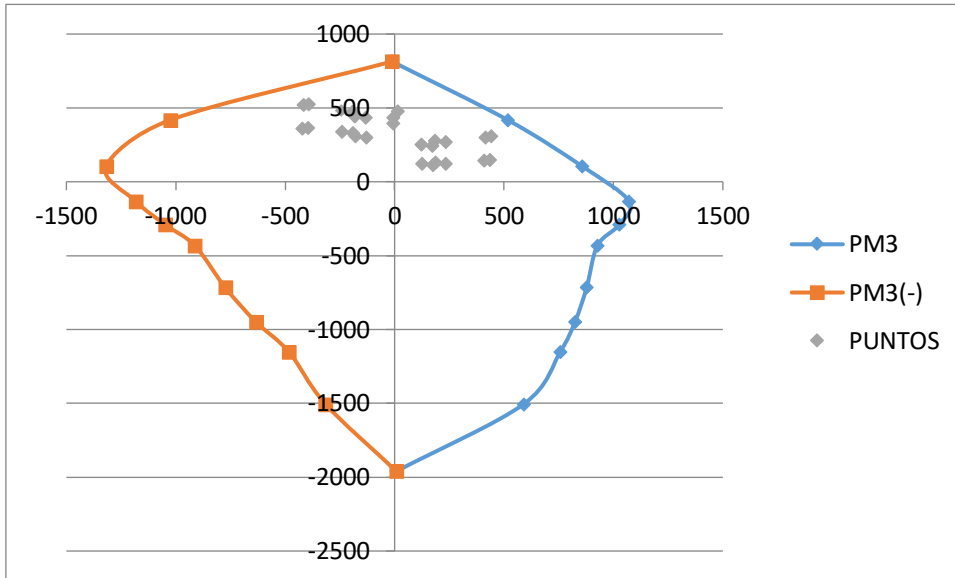
<u>Piso</u>	<u>SECCIÓN C-08</u>	<u>Refuerzo</u>	<u>Estribos</u>	<u>Recub.</u>
<u>1.^{er} - 3.^{er} Piso</u>		16Ø1"	3 [] Ø 3/8" 1@.05 9@.10 r@.15 c/ext.	r = 4 cm.
<u>4.^{to} - 6.^{to} Piso</u>		16Ø1"	3 [] Ø 3/8" 1@.05 9@.10 r@.15 c/ext.	r = 4 cm.
<u>7.^{mo} - 12.^{er} Piso</u>		16Ø3/4"	3 [] Ø 3/8" 1@.05 9@.10 r@.15 c/ext.	r = 4 cm.

4.2.7.6.DISEÑO DE MUROS DE CORTE ICR

4.2.7.6.1. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN BIAxIAL

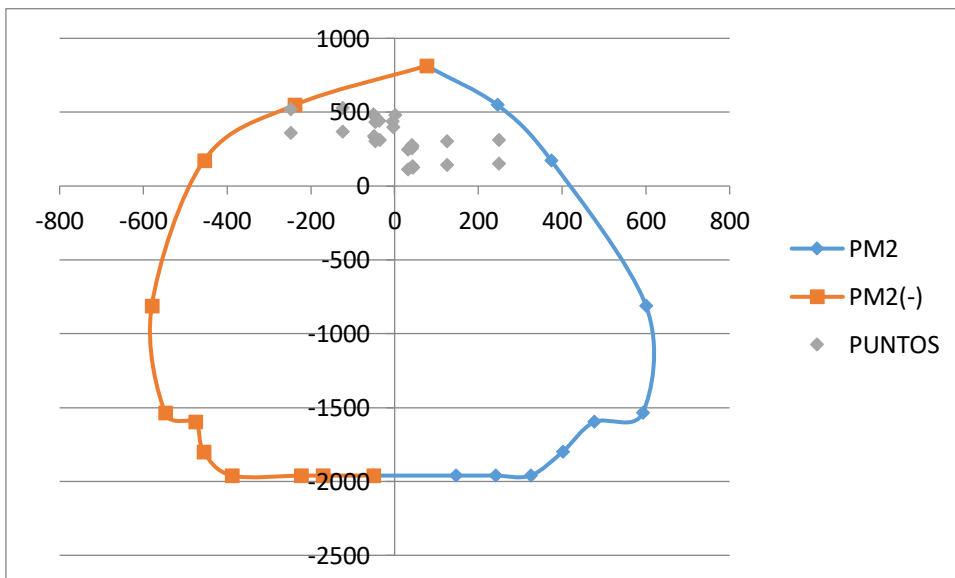
Para la PL-04

Gráfica 24. P-M3 de la PL-04



Fuente: Propia elaborado en Excel 2016

Gráfica 25. P-M2 de la PL-04



Fuente: Propia elaborado en Excel 2016

Tabla 52. Valores del diseño por flexo compresión de las placas Icr

Refuerzo vertical en los muros de corte					
Entrepiso	Placa	Núcleo 1	Núcleo 2	Núcleo 3	Fuera de los núcleos
1er al 3er	PL-1	12φ1"	12φ1"	-	31φ1/2"
	PL-2	12φ1"	12φ1"	14φ1"	20φ1/2"
	PL-3	20φ1"	10φ1"	-	12φ3/8"
	PL-4	18φ1"	14φ1"	-	18φ1/2"
	PL-5	10φ1"	10φ1"	-	12φ1/2"
	PL-6	12φ1"	12φ1"	-	22φ1/2"
4to al 6to	PL-1	12φ3/4"	12φ3/4"	-	31φ1/2"
	PL-2	8φ3/4"	8φ3/4"	10φ3/4"	18φ1/2"
	PL-3	20φ3/4"	10φ3/4"	-	12φ3/8"
	PL-4	18φ3/4"	14φ3/4"	-	18φ1/2"
	PL-5	10φ1"	10φ1"	-	12φ3/8"
	PL-6	12φ3/4"	12φ3/4"	-	21φ1/2"
7mo al 12vo	PL-1	12φ3/4"	12φ3/4"	-	16φ3/8"
	PL-2	8φ5/8"	8φ5/8"	10φ5/8"	14φ3/8"+4φ1/2"
	PL-3	20φ5/8"	10φ5/8"	-	12φ3/8"
	PL-4	18φ5/8"	14φ5/8"	-	18φ1/2"
	PL-5	4φ1"+8φ3/4"	4φ1"+8φ3/4"	-	12φ3/8"
	PL-6	12φ3/4"	12φ3/4"	-	11φ3/8"

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

4.2.7.6.2. DISEÑO POR CORTE

Tabla 53. Valores del diseño por corte de las placas Icr.

Refuerzo horizontal en los muros de corte					
Entrepiso	Placa	Núcleo 1	Núcleo 2	Núcleo 3	Fuera de los núcleos
1er al 3er	PL-1	3 []3/8"@0.20	3 []3/8"@0.20	-	1 []1/2"@0.20
	PL-2	1 []3/8"@0.20	1 []3/8"@0.20	1 []3/8"@0.20	1 []3/8"@0.20
	PL-3	3 []3/8"@0.20	1 []3/8"@0.20	-	1 []3/8"@0.20
	PL-4	3 []3/8"@0.20	1 []3/8"@0.20	-	1 []3/8"@0.20
	PL-5	1 []3/8"@0.20	1 []3/8"@0.20	-	1 []3/8"@0.20
	PL-6	3 []3/8"@0.20	3 []3/8"@0.20	-	1 []1/2"@0.20
4to al 6to	PL-1	2 []3/8"@0.20	2 []3/8"@0.20	-	1 []1/2"@0.20
	PL-2	1 []3/8"@0.20	1 []3/8"@0.20	1 []3/8"@0.20	1 []3/8"@0.20
	PL-3	3 []3/8"@0.20	1 []3/8"@0.20	-	1 []3/8"@0.20
	PL-4	3 []3/8"@0.20	1 []3/8"@0.20	-	1 []3/8"@0.20
	PL-5	1 []3/8"@0.20	1 []3/8"@0.20	-	1 []3/8"@0.20
	PL-6	3 []3/8"@0.20	3 []3/8"@0.20	-	1 []1/2"@0.20
7mo al 12vo	PL-1	2 []3/8"@0.20	2 []3/8"@0.20	-	1 []3/8"@0.20
	PL-2	1 []3/8"@0.20	1 []3/8"@0.20	1 []3/8"@0.20	1 []3/8"@0.20

PL-3	3 []3/8"@0.20	1 []3/8"@0.20	-	1 []3/8"@0.20
PL-4	3 []3/8"@0.20	1 []3/8"@0.20	-	1 []3/8"@0.20
PL-5	1 []3/8"@0.20	1 []3/8"@0.20	-	1 []3/8"@0.20
PL-6	2 []3/8"@0.20	2 []3/8"@0.20	-	1 []3/8"@0.20

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

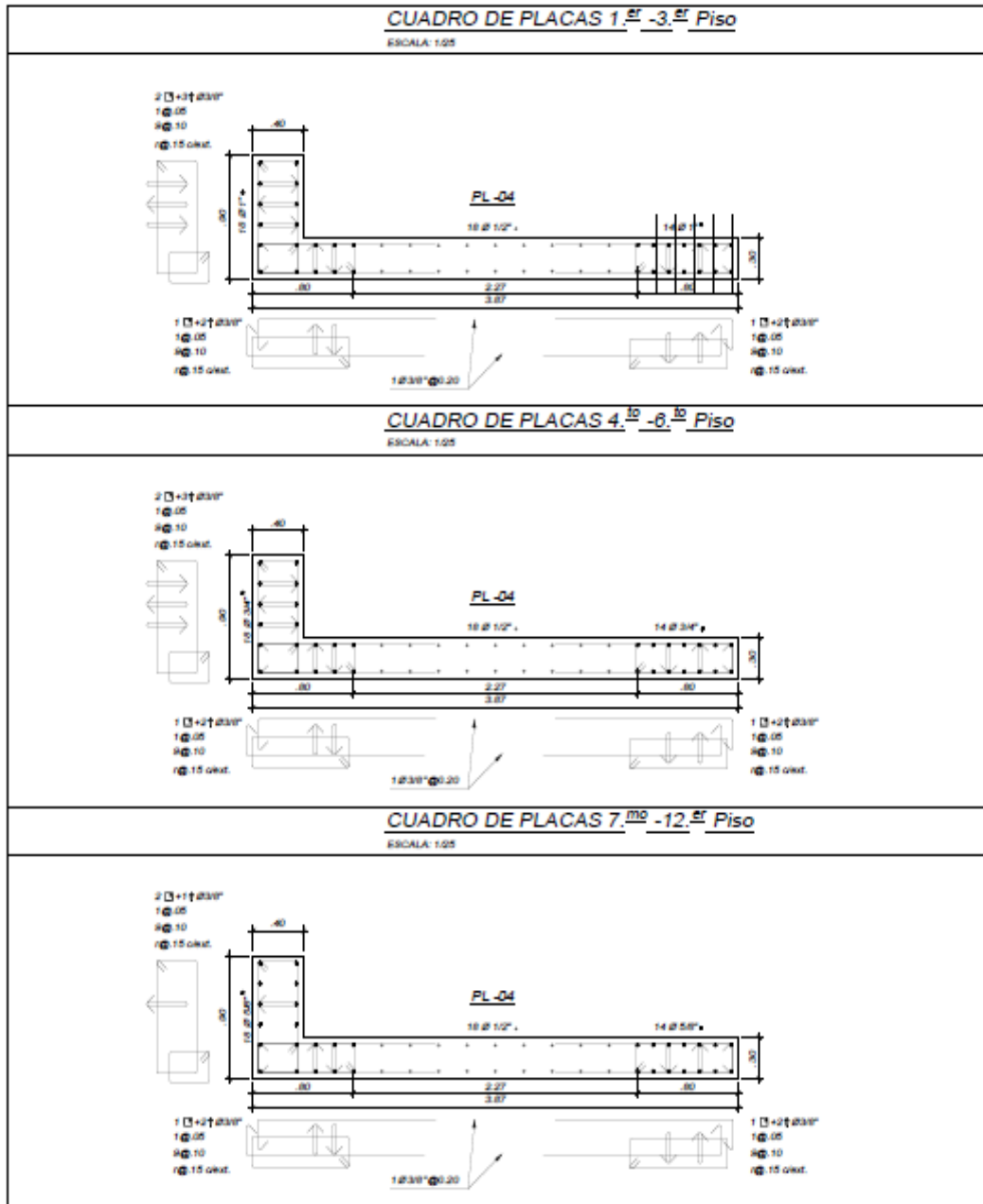


Imagen 27. Sección PL-04

4.2.7.7.DISEÑO ESCALERA ICR

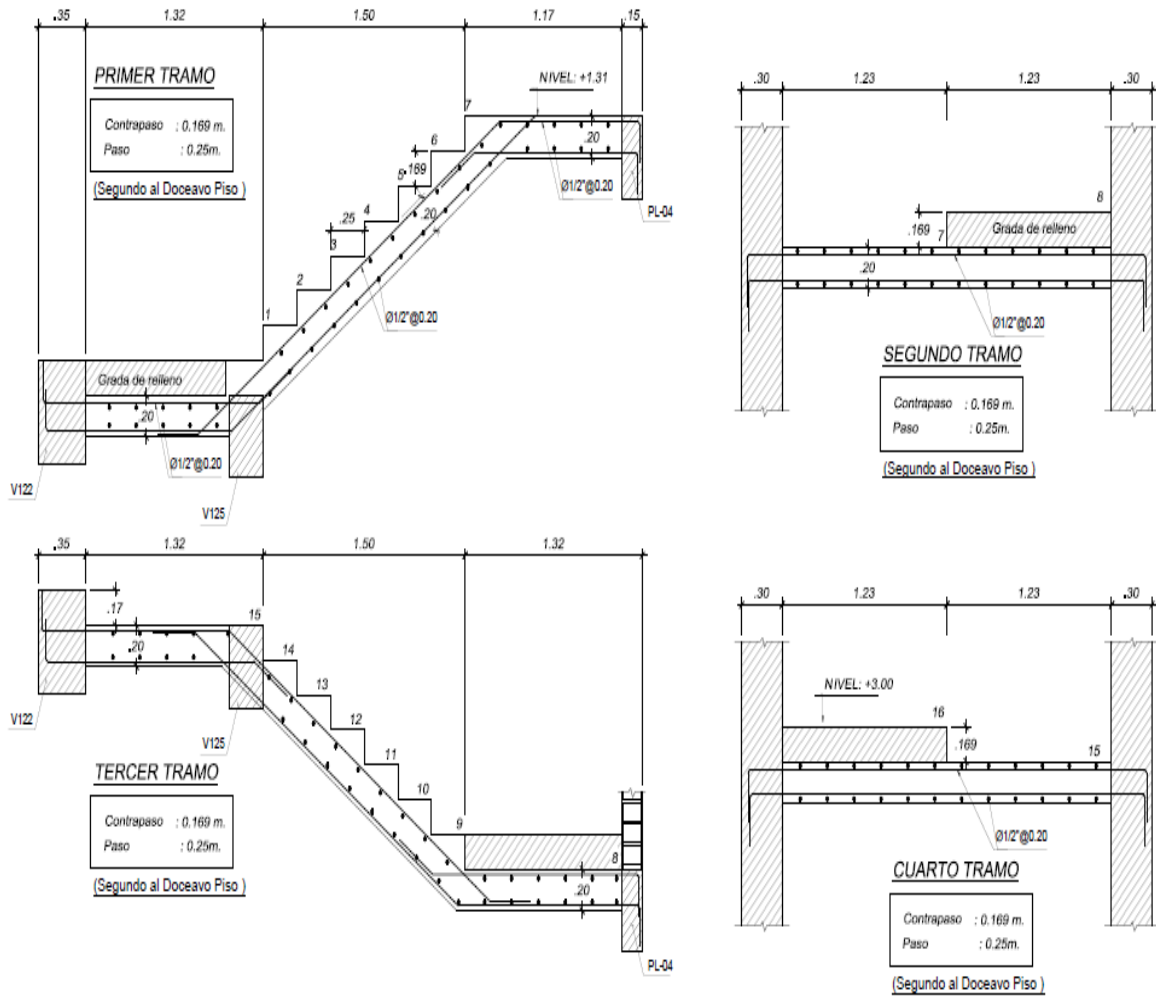


Imagen 28. Sección E-02

4.2.7.8.DISEÑO DE LA CISTERNA ICR

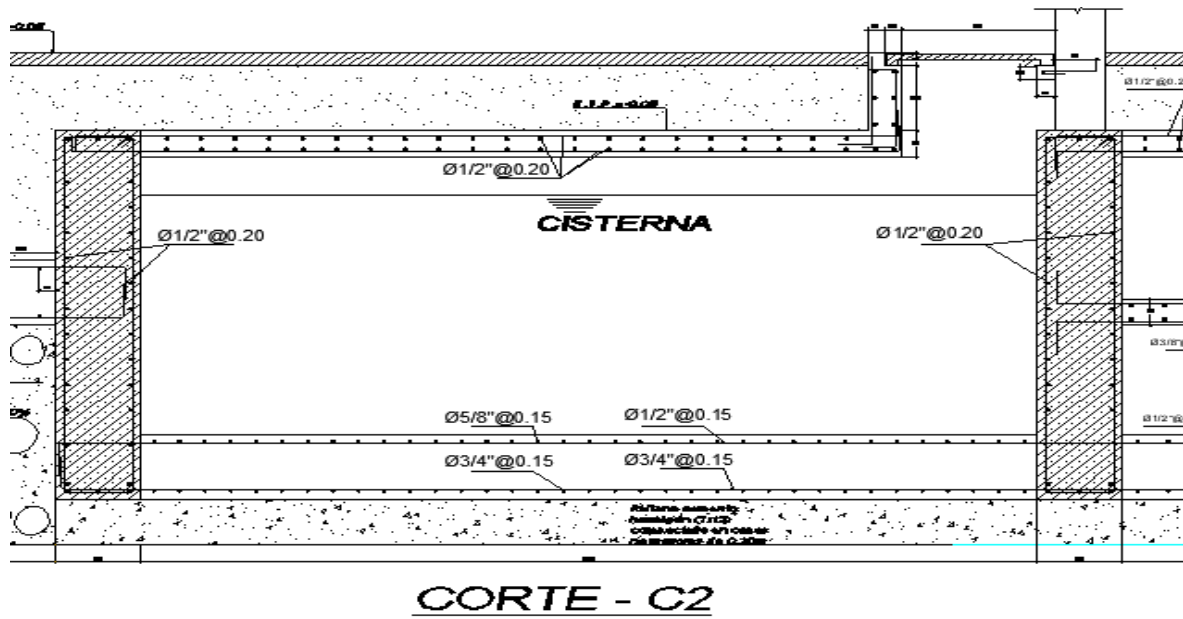


Imagen 29. Detalle del refuerzo en la cisterna Icr

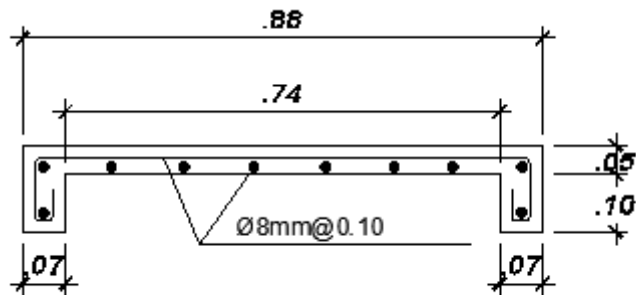


Imagen 30. Detalle de la tapa de inspección Icr

4.2.7.9.DISEÑO DEL TANQUE ELEVADO ICR

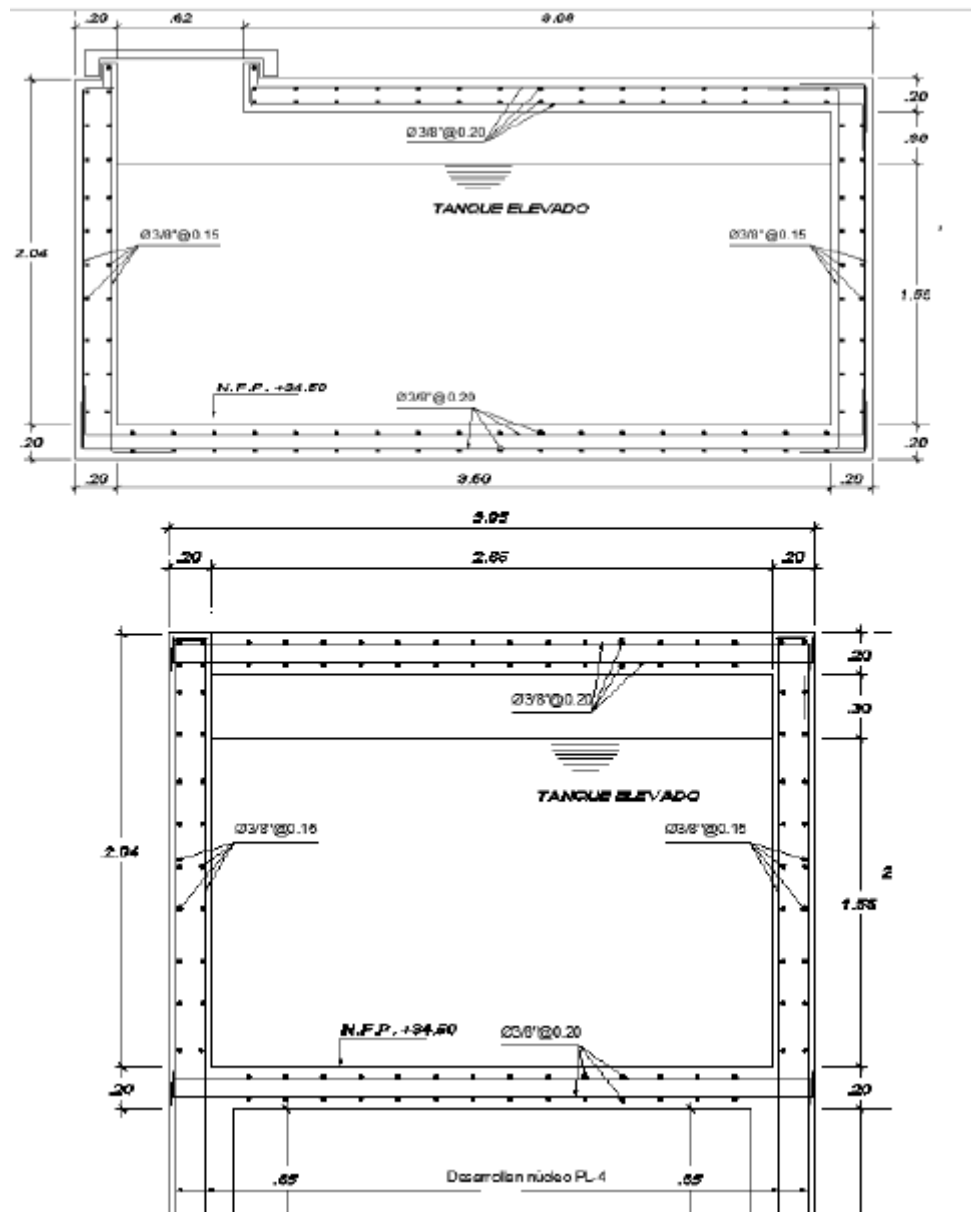


Imagen 31. Detalle del refuerzo en el tanque elevado Icr

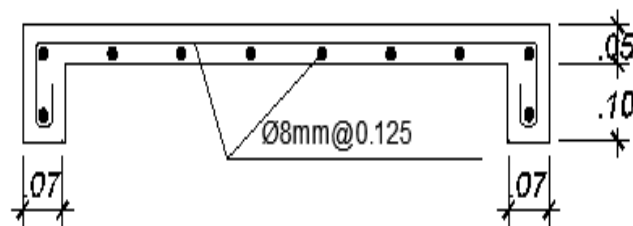


Imagen 32. Detalle de la tapa del tanque elevado Icr

4.2.7.10. DISEÑO DE CIMENTACIÓN ICR

4.2.7.10.1. DISEÑO DE PLATEA DE CIMENTACIÓN ICR

4.2.7.10.1.1. VERIFICACIÓN DE PRESIONES

Tabla 54. Cargas y centroides de las columnas y placas Icr

Elemento	D	L	P	Xi	Yi	Pxi	Pyi
C1	108.82	19.93	128.75	6.80	0.70	875.47	90.12
C2	88.77	18.85	107.62	6.80	4.38	731.82	470.84
C3	138.38	28.29	166.67	6.80	6.53	1133.38	1087.54
C4	52.83	7.83	60.66	11.63	6.20	705.14	376.08
C5	108.42	23.21	131.64	6.80	16.68	895.12	2195.08
C6	122.13	20.40	142.53	6.80	21.65	969.20	3085.77
C7	73.18	9.04	82.22	0.70	21.65	57.56	1780.14
C8	58.70	9.68	68.37	0.70	0.70	47.86	47.86
PL1	206.27	32.67	238.94	11.75	2.54	2807.66	606.32
PL2	282.96	48.08	331.03	1.25	4.27	413.56	1412.09
PL3	228.72	33.41	262.13	1.13	10.37	295.97	2717.34
PL4	209.13	28.34	237.47	1.13	12.78	268.13	3035.68
PL5	343.92	56.48	400.40	8.24	10.12	3297.82	4053.26
PL6	358.72	55.74	414.46	8.24	13.03	3413.61	5399.20
PL7	224.26	41.47	265.73	1.60	16.73	425.17	4444.34
PL8	261.56	40.50	302.06	11.75	19.17	3549.32	5790.53
			3340.69			19886.77	36592.18

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

$$A = B * L = 11.825 * 21.85 = 258.38 \text{ m}^2$$

$$I_x = \frac{11.825 * 21.85^3}{12} = 10279.55 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{21.85 * 11.825^3}{12} = 3010.74 \text{ m}^4$$

$$X_{cm} = \frac{\sum F_i x_i}{\sum F_i} = \frac{19886.77}{3340.69} = 5.95 \text{ m}$$

$$Y_{cm} = \frac{\sum F_i y_i}{\sum F_i} = \frac{36592.18}{3340.69} = 10.95 \text{ m}$$

$$e_x = X_{cm} - \frac{B}{2} = 5.95 - \frac{11.825}{2} = 0.0375 \text{ m}$$

$$e_y = Y_{cm} - \frac{L}{2} = 10.95 - \frac{21.85}{2} = 0.025 \text{ m}$$

$$M_x = R e_y = 3340.69 * 0.025 = 83.52 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M_y = R e_x = 3340.69 * 0.0375 = 125.58 \text{ ton} - \text{m}$$

$$\sigma = \frac{3340.59}{258.38} \pm \frac{83.52}{10279.55}y \pm \frac{125.58}{3010.74}x$$

$$\sigma = 12.93 \pm 0.008y \pm 0.042x$$

Tabla 55. Presiones de las columnas y placas 1cr

Elemento	x	y	σ
C1	0.8455	-10.244	12.88
C2	0.8455	-6.599	12.91
C3	0.8455	-4.419	12.93
C4	5.7105	-4.744	13.13
C5	0.8455	5.7323	13.01
C6	0.8455	10.721	13.05
C7	-5.2545	10.721	12.80
C8	-5.2545	-10.244	12.63
PL1	5.7958	-8.4065	13.10
PL2	-4.7052	-6.6783	12.68
PL3	-4.8254	-0.5774	12.72
PL4	-4.8254	1.8394	12.74
PL5	2.2818	-0.8211	13.02
PL6	2.2818	2.0831	13.04
PL7	-4.3545	5.781	12.79
PL8	5.7958	8.226	13.24

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

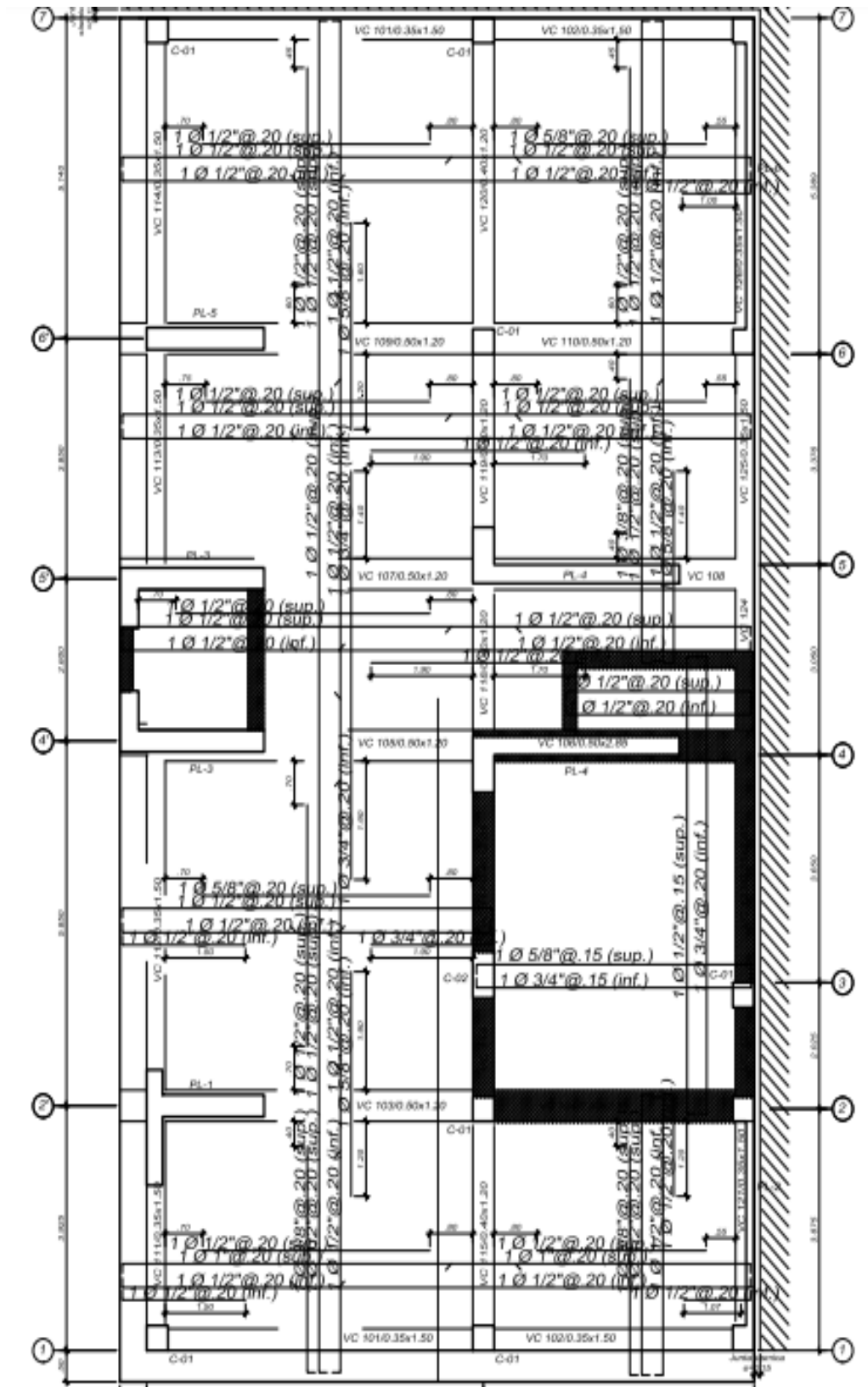


Imagen 33. Detalle del reforzamiento en la losa de cimentación 1cr

4.2.7.10.2. DISEÑO DE VIGAS DE CIMENTACIÓN ICR

4.2.7.10.2.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

Tabla 56. Valores del diseño por flexión de las vigas de cimentación Icr

Detalle del refuerzo longitudinal en vigas de cimentación	
Viga	Usar
VC101/35x150	5ø1"
	3ø1"
VC102/35x150	5ø1"
	3ø1"
VC103/50x150	14ø1"
	4ø1"
VC104/50x265	14ø1"
	4ø1"
VC105/50x150	10ø1"
	8ø1"
VC106/50x265	10ø1"
	8ø1"
VC107/50x150	10ø1"
	6ø1"
VC108/50x150	10ø1"
	6ø1"
VC109/50x150	10ø1"
	6ø1"
VC110/50x150	6ø1"
	3ø1"
VC111/35x150	3ø1"
	3ø1"
VC112/50x150	5ø1"
	9ø1"
VC113'/50x150	3ø1"
	3ø1"
VC113/50x150	4ø1"
	9ø1"
VC114/50x150	4ø1"
	3ø1"
VC115/40x120	3ø1"
	3ø1"
VC116/40x285	3ø1"
	5ø1"
VC117/40x285	3ø1"
	5ø1"
VC118/40x120	3ø1"
	3ø1"
VC119/40x120	3ø1"

	7ø1"
VC120/40x120	5ø1"
	3ø1"

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

4.2.7.10.2.2. DISEÑO POR CORTE

Tabla 57. Valores del diseño por corte de las vigas de cimentación Icr

Detalle del refuerzo transversal en vigas de cimentación	
Viga	Usar
VC101/35x150	1 [3/8",1@0.05,rto@0.30
VC102/35x150	1 [3/8",1@0.05,rto@0.30
VC103/50x150	1 [3/8",1@0.05,rto@0.15
VC104/50x265	1 [1/2",17@0.20
VC105/50x150	1 [1/2",1@0.05,rto@0.15
VC106/50x265	1 [1/2",17@0.20
VC107/50x150	1 [1/2",1@0.05,rto@0.15
VC108/50x150	1 [1/2",1@0.05,rto@0.15
VC109/50x150	1 [1/2",1@0.05,10@0.15,rto@0.25
VC110/50x150	1 [1/2",1@0.05,10@0.15,rto@0.25
VC111/35x150	1 [3/8",1@0.05,rto@0.15
VC112/50x150	1 [1/2",1@0.05,rto@0.15
VC113'/50x150	1 [3/8",1@0.05,6@0.10,rto@0.15
VC113/50x150	1 [3/8",1@0.05,rto@0.15
VC114/50x150	1 [3/8",1@0.05,6@0.15,rto@0.15
VC115/40x120	1 [3/8",1@0.05,6@0.15,rto@0.15
VC116/40x285	1 [1/2",5@0.20
VC117/40x285	1 [1/2",11@0.20
VC118/40x120	1 [1/2",1@0.05,rto@0.20
VC119/40x120	1 [1/2",1@0.05,rto@0.15
VC120/40x120	1 [3/8",1@0.05,6@0.10,rto@0.25

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

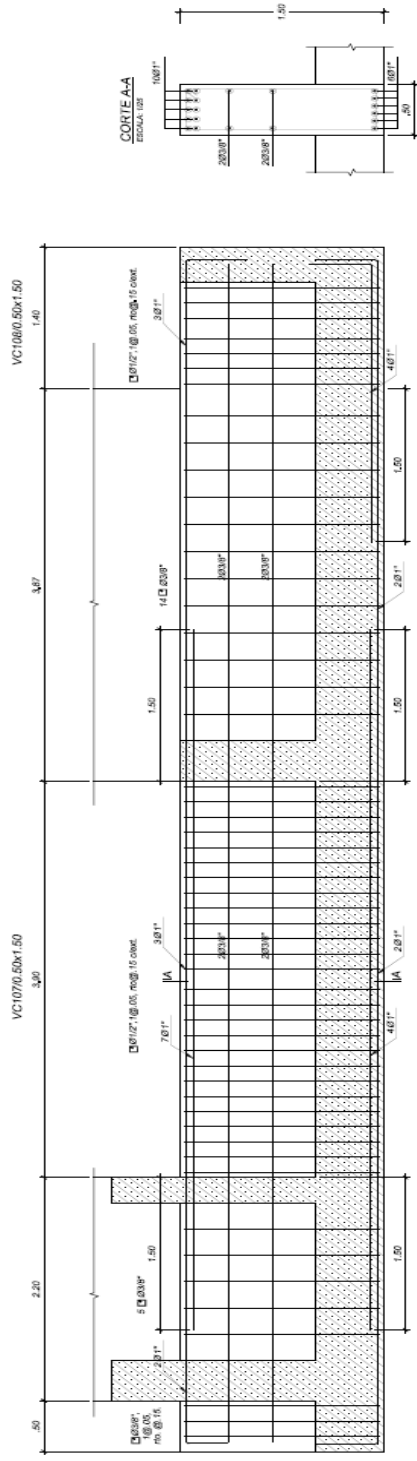


Imagen 34. Sección VC-107 50X150

4.3. SISMOS DE ANÁLISIS DE ACUERDO AL CONSEJO DE TECNOLOGÍA APLICADA (ATC-40)

El objetivo principal de las normas vigentes en casi todos los códigos es buscar un adecuado comportamiento de la estructura frente a sismos severos, los cuales se estudian en base a la peligrosidad sísmica, se contempla una vida útil de 50 años y una probabilidad del 10% de excedencia. Teniendo un período de retorno de aproximadamente 475 años. En otras palabras, es poco probable que la estructura lo experimente durante su vida útil. Mediante el diseño de las secciones se busca que haya una adecuada disipación energía y si alguno de sus miembros falla no implique el colapso de la estructura. A lo largo de los años se ha ido cumpliendo una adecuada estructuración, aunque al registrarse sismos de menores magnitudes y aceleraciones menores a las esperadas en sismos severos se obtuvo un alto daño estructura y no estructural. Por ende, al culminar el diseño estructural se debe verificar el desempeño en términos estructurales como económicos frente a sismos de menores intensidades, los cuales tienen una mayor probabilidad de incidencia.

Esta tesis utilizó la propuesta del ATC-40(1996), el cual especifica niveles de desempeño tanto para elementos estructurales como no estructurales.

4.3.1. NIVEL DE DESEMPEÑO PARA LA ESTRUCTURA

Definen los estados de daño que experimenta una estructura. Entre los cuales tenemos: ocupación inmediata, seguridad de vida y estabilidad estructural. También existen dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad limitada.

SP-1. Ocupación Inmediata: El daño producido por las cargas verticales y laterales en la estructura es prácticamente nulo. No existe peligrosidad y el funcionamiento está en su totalidad.

SP-2. Daño controlado: Es un nivel intermedio entre la ocupación inmediata y la seguridad de vida. Es probable que los ocupantes se vean ligeramente afectados, pero no hay un alto nivel de peligrosidad.

SP-3. Seguridad de vida: Es muy probable que haya un daño significativo en la estructura, pero la mayoría de los elementos estructurales funcionan adecuadamente. Existe una moderada peligrosidad para los ocupantes tanto interiores como exteriores. Habrá costos elevados para las reparaciones estructurales

SP-4. Seguridad limitada: Es un nivel intermedio entre seguridad de vida y estabilidad estructural, con una peligrosidad alta para los ocupantes.

SP-5. Estabilidad estructural: La estructura está al límite de experimentar un colapso parcial y total. Hay daños significativos debido a la degradación de rigidez y resistencia del sistema estructural. A pesar de que los elementos estructurales sigan siendo capaces de soportar las cargas verticales, el sistema presenta una peligrosidad muy alta para los ocupantes. Se requiere reparaciones estructurales significativas.

SP-6. No considerado: No corresponde con un nivel de desempeño de la estructura. Sino a una evaluación sísmica de los elementos no estructurales a fin de determinar su desempeño.

4.3.2. NIVEL DE DESEMPEÑO PARA LOS COMPONENTES NO ESTRUCTURALES

Se describe los estados de daños que presentan los elementos no estructurales: Operacional, ocupación inmediata, seguridad de vida y amenaza.

NP-A. Operacional: Los elementos no estructurales no presentan daño y siguen funcionando posterior al sismo. Es posible que algunos servicios externos no estén completamente disponibles.

NP-B. Ocupación Inmediata: Los elementos no estructurales presentan pequeñas interrupciones, pero no existe un daño que comprometa la seguridad de los ocupantes.

NP-C. Seguridad de vida: Los elementos no estructurales presentan considerables daños es posible que estos estén fuera de servicio para los ocupantes. Existe una baja amenaza para las ocupantes.

NP-D. Amenaza: Los elementos no estructurales presentan un daño importante, pero no hay amenaza de colapso de elementos grandes. Existe un alto peligro a la vida por daños de elementos no estructurales.

NP-E. No considerado: No corresponde con un nivel de desempeño de los elementos no estructurales. Sino a una evaluación sísmica de los elementos estructurales a fin de determinar su desempeño.

4.3.3. NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA EDIFICACIÓN

Describen los daños de la edificación a niveles global combinando tanto los niveles de desempeño de los elementos estructurales y no estructurales. Los niveles de desempeño más comunes son: operacional (1-A), ocupación inmediata (1-B), seguridad de vida (3-C) y estabilidad estructural (5-E), así como otros niveles de desempeño posibles (2-A, 2-B, etc.). La designación NR corresponde a niveles de

desempeño que no deben ser considerados en la evaluación. Todos estos visualizan en la siguiente imagen:

Tabla 58. Niveles de desempeño de una estructura

Building Performance Levels						
Nonstructural Performance Levels	Structural Performance Levels					
	SP-1 Immediate Occupancy	SP-2 Damage Control (Range)	SP-3 Life Safety	SP-4 Limited Safety (Range)	SP-5 Structural Stability	SP-6 Not Considered
NP-A Operational →	1-A Operational	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Immediate Occupancy →	1-B Immediate Occupancy	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Life Safety →	1-C	2-C	3-C Life Safety	4-C	5-C	6-C
NP-D Hazards Reduced →	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E Not Considered →	NR	NR	3-E	4-E	5-E Structural Stability	Not Applicable

Legend

	Commonly referenced Building Performance Levels (SP-NP)
	Other possible combinations of SP-NP
NR	Not recommended combinations of SP-NP

Fuente: ATC-40(1996)

1-A. Operacional: Tanto los daños en elementos estructurales y no estructurales son bajos. No existe peligro para los ocupantes.

1-B. Inmediata ocupación: Criterio usado para edificaciones esenciales. Los elementos estructurales y no estructurales no se ven afectados, aunque es posible que algunos sistemas secundarios estén interrumpidos. No hay peligro para los ocupantes.

3-C. Seguridad de vida: Es el nivel de desempeño que se busca lograr en los códigos sísmicos actuales. Existen daños limitados a elementos estructurales, pero presenta eventual fallo o colapso de los no estructurales. Baja probabilidad de peligro para los ocupantes.

5-E. Estabilidad estructural: El sistema ya no es capaz de resistir cargas laterales, existe cierta capacidad de resistencia a cargas verticales. El daño en el sistema exige que haya un desalojo de la edificación.

4.3.4. DESEMPEÑO ESPERADO DE LA EDIFICACIÓN

El desempeño esperado de la edificación describe un comportamiento sísmico que puede considerarse satisfactorio para una edificación sometida a

movimientos sísmicos de diferentes intensidades (ATC-40,1996). Es una expresión del comportamiento deseado o del desempeño objetivo que debe ser capaz de alcanzar un edificio sujeto a un determinado nivel de movimiento sísmico. Pueden definirse múltiples niveles de desempeño esperado, seleccionando diferentes niveles de desempeño de la edificación para cada uno de los niveles de movimientos especificados. Su selección debe estar basada en las características de ocupación de la edificación, la importancia de la función de sus instalaciones, las consideraciones económicas relacionadas con los costos de reparación de daño y de interrupción de servicios, la importancia de la edificación en el ámbito histórico y cultural (SEAOC, 1995).

El desempeño esperado está íntimamente ligado a la definición de los niveles de amenaza sísmica que puede ser expresado en forma probabilística o determinística. En los enfoques probabilistas, especificando un nivel de movimiento asociado con una probabilidad de ocurrencia, mientras que, en los enfoques deterministas, en términos del movimiento máximo esperado para un evento. Con una magnitud dada y asociado a una fuente específica. Convencionalmente estos movimientos se especifican en términos de parámetros ingenieriles para fines de diseño como, por ejemplo, la intensidad macro sísmica, aceleraciones pico, los espectros de respuesta, etc., relacionados con el período medio de retorno o bien, con la probabilidad de excedencia. El período medio de retorno es una expresión del período de tiempo medio, en años, entre la ocurrencia de sismos que producen efectos del mismo orden de severidad. La probabilidad de excedencia es una representación estadística de la posibilidad que las consecuencias de un sismo excedan un nivel de efectos determinados en un tiempo específico de exposición, en años (SEAOC, 1995). El período medio de retorno y la probabilidad de excedencia se defino como:

$$T = -\frac{t}{\ln(1-p)} \quad (30)$$

Ecuación 30. Cálculo del período de retorno

Donde:

T: Período medio de retorno, en años.

p: Probabilidad de excedencia.

t: Tiempo de exposición, en años

4.3.5. PROPUESTA DEL ATC-40

Se definen tres niveles de amenaza correspondiente a movimientos sísmicos, definidos como:

Sismo de Servicio (SS): correspondiente a movimientos de baja a moderada intensidad, de ocurrencia frecuente, generalmente asociados con un 50% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un período medio de retorno de aproximadamente 72 años. En base a los resultados de peligrosidad típicos de un emplazamiento determinado, este movimiento representa aproximadamente la mitad del nivel de movimiento asociado al sismo de diseño tradicionalmente especificado en los códigos, por tratarse de sismos más frecuentes y de menor severidad.

Sismo de Diseño (SB): Correspondiente a movimientos de moderada a severa intensidad, de ocurrencia poco frecuente, generalmente asociados con un 10% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un período medio de retorno de aproximadamente 475 años. Se corresponde con el nivel de movimiento tradicionalmente especificado por la mayoría de los códigos de diseño para edificaciones convencionales que se espera que ocurra al menos una vez en la vida útil de una edificación.

Sismo Máximo (SM): Correspondiente a movimientos de intensidad entre severos o muy severos, de muy rara ocurrencia, generalmente asociados con un 5% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un período medio de retorno de aproximadamente 875 años. Se corresponde con el nivel de movimiento tradicionalmente especificado por los códigos de diseño para edificaciones esenciales y representa cerca de 1.25 a 1.5 veces el nivel de movimiento asociado al sismo de diseño tradicionalmente especificado en los códigos, de allí que la mayoría asocian esta relación al factor de importancia de las edificaciones esenciales, por tratarse de sismos menos frecuentes de mayor severidad.

El nivel de desempeño esperado de la edificación, se establece una vez identificados los límites de daños tolerables en una edificación y los niveles de movimientos del terreno debido a sismos. Para el ATC-40

la decisión sobre el nivel de desempeño esperado para una edificación depende básicamente de consideraciones funcionales, políticas, económicas, de preservación.

Tabla 59. Desempeño esperado de un edificio

<i>Defining a Performance Objective</i>				
	<i>Building Performance Level</i>			
<i>EQ Ground Motion</i>	<i>Operational</i>	<i>Immediate Occupancy</i>	<i>Life Safety</i> ↓	<i>Structural Stability</i>
Serviceability EQ (SE)				
Design EQ (DE) →			✓	
Maximum EQ (ME)				

Fuente: ATC-40(1996)

Tabla 60. Nivel doble del desempeño esperado

<i>Defining a Dual-Level Performance Objective</i>				
	<i>Building Performance Level</i>			
<i>EQ Ground Motion</i>	<i>Operational</i> ↓	<i>Immediate Occupancy</i>	<i>Life Safety</i> ↓	<i>Structural Stability</i>
Serviceability EQ (SE) →	✓			
Design EQ (DE) →			✓	
Maximum EQ (ME)				

Fuente: ATC-40(1996)

Tabla 61. Desempeño básico de seguridad

<i>The Basic Safety Objective</i>				
	<i>Building Performance Level</i>			
<i>EQ Ground Motion</i>	<i>Operational</i>	<i>Immediate Occupancy</i>	<i>Life Safety</i> ↓	<i>Structural Stability</i> ↓
Serviceability EQ (SE)				
Design EQ (DE) →			✓	
Maximum EQ (ME) →				✓

Fuente: ATC-40(1996)

Asimismo, se presentan algunas sugerencias a tomar sobre licuefacción y deslizamiento:

Tabla 62. Niveles de movimiento de suelo donde la licuefacción debe ser considerada posible o probable

<i>Liquefaction Susceptibility</i>	<i>Effective Peak Acceleration Level (g)</i>	
	<i>Liquefaction is Possible</i>	<i>Liquefaction is Likely</i>
Very high	Any	0.15
High	0.15	0.2
Moderate	0.2	0.3
Low	0.4	NOT considered likely
Very low	NOT considered possible	NOT considered likely

Fuente: ATC-40(1996)

4.3.6. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LAS EDIFICACIONES

Es importante tener presente que la evaluación de las pérdidas potenciales o daños probables inducidos por un movimiento sísmico en una edificación, involucra una gran cantidad de factores que van desde la apropiada definición de la excitación, la definición realista de un modelo estructural representativo de la edificación, una caracterización apropiada de materiales, una definición coherente de los estados de cargas y están limitados por la información disponible de la edificación y las limitaciones implícita en los modelos de análisis y de la respuesta, sobre todo los de naturaleza no lineal.

Existen una gran variedad de procedimientos analíticos para la evaluación sísmica de edificaciones existentes (SEAOC, 1995), algunos basados en comportamiento elástico-lineal y otros en un comportamiento elástico-no lineal. En los primeros, se definen estados de fuerzas laterales estáticas o dinámicas y procedimientos elásticos para determinar la relación demanda-capacidad de los elementos; proporcionan una buena aproximación de la capacidad elástica y la primera cedencia, pero no pueden predecir mecanismos de falla, ni tomar en cuenta la redistribución de fuerzas durante el progreso de la cedencia. En los métodos inelásticos, es posible aproximarse a lo que realmente sucede en la edificación, identificar modos de falla y el potencial de un colapso progresivo.

La primera y más intuitiva estrategia, consiste en estimar la sobre-resistencia local y global de una edificación existente. Es sabido que la respuesta inelástica y la demanda de ductilidad de desplazamiento de una edificación depende en gran medida de su resistencia actual, la cual normalmente es mayor y en algunos casos mucho mayor que la considerada en el diseño. La relación entre la resistencia actual y la supuesta en el código de diseño define la sobre-resistencia estructural, de manera que un factor mayor que la unidad implica seguridad y viceversa, un factor menor que la unidad implica daño, fallo o colapso (Miranda, 1991). Entre los principales factores responsables de esta sobre-resistencia estructural destacan: los factores de magnificación de cargas, los factores de reducción de resistencia, el uso de esfuerzos admisibles en el diseño, las diferencias entre resistencias reales y nominales de los materiales, el endurecimiento por deformación, los diseños gobernados por otros estados de cargas diferentes al sísmico o controlados por los desplazamientos, los requerimientos torsionales, los efectos tridimensionales no considerados, la contribución de elementos no estructurales, la uniformidad de la construcción, la contribución de los entrepisos. Los factores varían de edificio a edificio y su estimación es realmente difícil, además su presencia puede sobre todo a nivel local, modificar los mecanismos resistentes de la edificación, alterando de manera impredecible el patrón de respuesta esperado (Miranda, 1991). Una aplicación de este tipo de metodología (Freemen, 1984), considera un procedimiento de análisis elástico para calcular la fuerza en los elementos estructurales, la cual se compara con la capacidad cedente, a través de una relación de demanda inelástica, de manera que, si dicha relación permanece dentro de un rango tolerable para todos los elementos, se puede considerar que la estructura satisface las provisiones sísmicas.

Otra estrategia para la evaluación de las pérdidas potenciales en edificaciones consiste en comparar las provisiones estructurales con las demandas sísmicas que pueden ocurrir a lo largo de la vida útil de la edificación. Las provisiones estructurales, se refieren a parámetros o características estructurales tales como la resistencia cedente, la resistencia máxima, la capacidad de disipación de energía, la ductilidad las deformaciones cedentes y máximas, etc., mientras que las demandas sísmicas, se refieren a parámetros de la respuesta de la edificación sujeta a movimientos sísmicos, entre los que destacan la demanda de resistencia elástica e inelástica, la demanda de desplazamiento, la demanda de ductilidad local

y global, la demanda de energía histerética, etc. De manera que, tanto a nivel local como a nivel global, las previsiones estructurales deben ser mayores que las demandas sísmicas. Si bien la implementación puede ser dificultosa, fundamentalmente por las fuentes de incertidumbres asociadas, existen diferentes opciones disponibles en términos probabilísticos y sobre todo determinísticos que permiten la comparación de estos parámetros con resultados aceptables (Miranda, 1991).

Entre los métodos inelásticos destacan los basados en el análisis completo de la respuesta no lineal para una señal de entrada o historia de carga en el tiempo. Estos métodos tienden a ser procedimientos complejos y poco prácticos para uso general, por lo que se han desarrollado métodos de análisis no lineales simplificados, también llamados métodos de análisis estático no lineal, que constituyen una alternativa eficiente con mucho auge a los que se ha dedicado especial atención en los últimos años (ATC-40,1996).

4.3.7. MÉTODOS SIMPLIFICADOS DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

Cuando se somete una edificación a movimientos del terreno debido a sismos, experimenta desplazamientos laterales y consecuentemente deformaciones en sus elementos. Para respuestas de pequeña amplitud, las deformaciones en los elementos permanecen en el rango elástico y prácticamente no ocurren daños, mientras que, para respuestas de mayor amplitud, las deformaciones de los elementos exceden su capacidad elástica y la edificación experimenta daños. En este caso, la mejor estimación de la respuesta global de la estructura y de la demanda en sus componentes individuales, se obtiene recurriendo a sofisticados procedimientos de análisis no lineal en el tiempo, cuyos resultados tienden a ser altamente sensibles a pequeños cambios del comportamiento de sus componentes y a las características del movimiento empleado. De hecho, un análisis dinámico no lineal conduce a diferentes estimaciones del desplazamiento máximo, para diferentes registros cubiertos por un mismo espectro de respuesta. Esta situación, ha propiciado el desarrollo de procedimientos simples, pero robustos, que permiten estimar los valores medios de la fuerza y el desplazamiento, los cuales se conocen como métodos simplificados de análisis estático no lineal (Tsopelas,1997).

Existen diversos métodos de análisis estático no lineal para evaluar edificaciones existentes que permiten comparar la capacidad de la edificación con la demanda sísmica a la cual será expuesta. Entre los principales están:

- El método del espectro capacidad-demanda; permite estimar gráficamente el desempeño sísmico de una edificación a través de la intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda (Freeman,1984; ATC-40,1996).
- El método del coeficiente del desplazamiento; procedimiento numérico para estimar la demanda de desplazamiento de una estructural usando una representación bilineal de la curva capacidad y coeficientes de corrección (ATC-40,1996)
- El método de la secante: procedimiento numérico que sustituye la estructura por otra con rigidez secante o efectiva (ATC-40,1996).

4.3.8. MÉTODO DEL ESPECTRO CAPACIDAD-DEMANDA

El método es una representación aproximada de las características globales no lineales de la estructura, que se obtiene del reemplazo del sistema no lineal equivalente usando como base procedimientos de análisis moda (ATC-40,1996; FEMA,1996). Si bien, estos procedimientos son válidos solamente para estructuras de comportamiento lineal, su uso en estructuras de comportamiento no lineal representa una aproximación que permite la representación del sistema a través de sus propiedades efectivas. De manera que este método se diferencia de los métodos convencionales de análisis lineal, en que estos últimos utilizan directamente las propiedades elásticas de la estructura, mientras que los anteriores, usan propiedades efectivas o secantes de la misma, para calcular los desplazamientos.

En términos generales, el método consiste en comparar el espectro de capacidad de la estructura con el espectro de la demanda sísmica para identificar el desplazamiento máximo o punto de desempeño, donde la capacidad y la demanda se igualan, permitiendo estimar la respuesta máxima de la edificación, la cual servirá de base para compararla con el nivel de desempeño esperado.

Es importante destacar que la capacidad de una edificación particular y la demanda impuesta por un sismo dado no son independientes. De hecho, cuando se incrementa la demanda, la estructura eventualmente entra en cedencia, la rigidez disminuye y los periodos de vibración se alargan, lo cual se evidencia en el mismo espectro de capacidad. Adicionalmente, aumenta la energía disipada por ciclo, debido a la degradación de la resistencia y rigidez, sobre todo cuando la edificación está en capacidad de experimentar ciclos histeréticos grandes y estables, incidiendo

directamente en el amortiguamiento efectivo. De manera que, la demanda del desplazamiento donde la capacidad y la demanda se igual, exige un proceso iterativo en el cual, inicialmente se compara el espectro de capacidad con el espectro de demanda, descrito a través del espectro de respuesta elástico usando 5% de amortiguamiento, que será sucesivamente ajustado por un factor de reducción, que tome en cuenta de manera compatible, la disipación histerética de energía o amortiguamiento efectivo asociado al punto de desplazamiento obtenido en cada fase. Una vez identificado el punto de desempeño asociado a la respuesta sísmica máxima que experimentará la edificación durante el movimiento sísmico, se podrá decidir en función del nivel de desempeño esperado, la aceptabilidad o necesidad de intervención en una edificación existente.

4.3.9. ESPECTRO DE CAPACIDAD

A través de un análisis estático no lineal incremental de un modelo representativo de la estructura se obtiene una curva de capacidad, la cual generalmente se representa como el corte basal (V_o), obtenido para varios incrementos del estado de carga lateral, respecto al desplazamiento lateral del último nivel de la edificación (Δ). Esta curva consiste en una serie de segmentos de rectas de pendiente decreciente, asociados a la progresiva degradación de la rigidez, la cedencia en elementos y en general, al daño. A este tipo de evaluación se conoce como un análisis “pushover” y su resultado está fuertemente influenciado por el esquema de distribución de carga lateral supuesto; sin embargo, existen recomendaciones como establecerlos de manera racional, por ejemplo, que la misma sea consistente con la distribución de fuerzas inerciales o con la forma de vibración del modo considerado. Además, la pendiente de la línea trazada desde el origen de coordenadas hasta un punto de la curva definido por un desplazamiento (d) representa la rigidez efectiva o secante de la estructura asociada a dicho desplazamiento.

Usando propiedades modales asociadas al modo fundamental de vibración, es posible transformar la curva de capacidad a un nuevo formato ADRS (“Acceleration-Displacement Response Spectra”) donde se representa la aceleración espectral (S_a). Respecto al desplazamiento espectral (S_d), denominado espectro de capacidad. Para esta conversión cada punto (V_{oi}, Δ_{ni}) de la curva de capacidad, corresponde a un punto (S_{ai}, S_{di}) del espectro de capacidad según:

$$S_{di} = \frac{\Delta n_i}{(\beta_1 \times \phi_{i,n})} \quad (31)$$

Ecuación 31. Cálculo del desplazamiento espectral (ADRS)

$$S_{ai} = \frac{V_o}{\alpha_1} \quad (32)$$

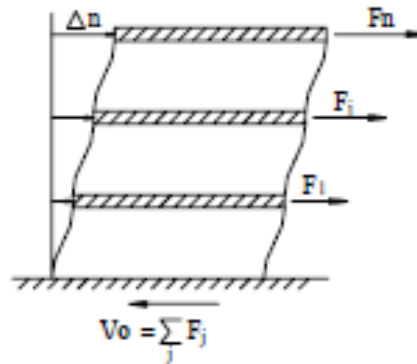
Ecuación 32. Cálculo de la aceleración espectral (ADRS)

α_1 : masa modal asociada al modo fundamental o primer modo de vibración.

β_1 : factor de participación asociado al modo fundamental.

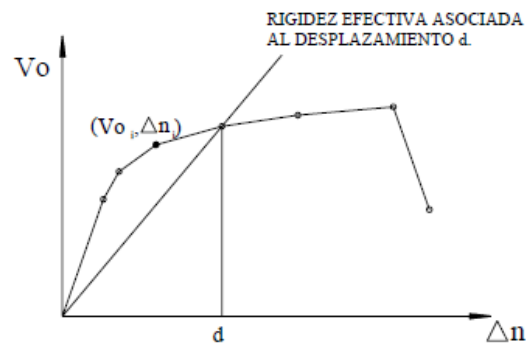
$\phi_{1,n}$: amplitud en el nivel n, de la forma de vibración del modelo fundamental

Gráfica 26. Modelo estructural sometido a estado de carga lateral incremental



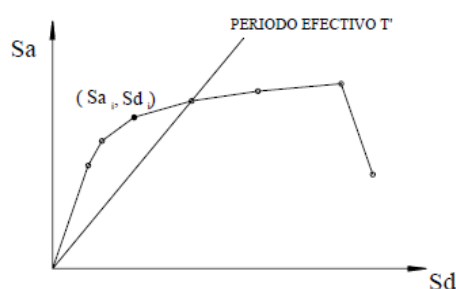
Fuente: ATC-40 (1996)

Gráfica 27. Curva de capacidad



Fuente: ATC-40 (1996)

Gráfica 28. Espectro de capacidad



Fuente: ATC-40 (1996)

De las gráficas anteriores, cada línea trazada desde el punto de origen hasta la curva, tiene una pendiente $(\omega')^2$, donde ω' es la frecuencia circular asociada a la respuesta efectiva de la estructura cuando la misma es deformada hasta dicho desplazamiento espectral. De manera que el período efectivo de la estructura (T') asociado a dicho desplazamiento espectral puede determinarse como $T' = 2\pi/\omega'$.

La demanda sísmica inicialmente se caracteriza usando el espectro de respuesta elástico de aceleración típicamente definido para un amortiguamiento del 5%, el cual debe ser transformado a un formato ADRS, es decir, de aceleración espectral (S_a como una fracción de la aceleración de gravedad g) respecto al desplazamiento espectral (S_d). Para dicha conversión cada punto (S_{ai} , T_i) del espectro de respuesta.

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} \times g \quad (33)$$

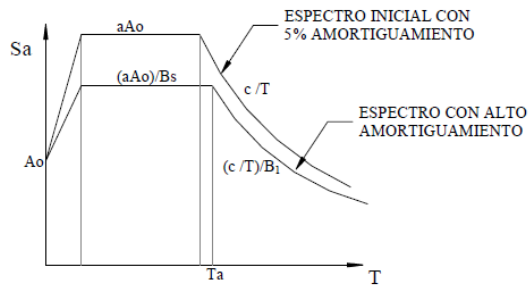
Ecuación 33. Desplazamiento espectral en función de la aceleración de la gravedad

De manera que el espectro de demanda es una representación gráfica de la aceleración máxima de respuesta respecto el correspondiente desplazamiento máximo, para un período y nivel de amortiguamiento dado. Estos valores máximos se corresponden con los valores pseudo espectrales siempre que se trate de pequeños valores del amortiguamiento.

Este espectro de respuesta elástico debe ser sucesivamente ajustado para un factor de amortiguamiento compatible con el nivel de deformación esperado. De hecho, para altos niveles de deformación se esperan importantes incrementos en la capacidad de disipar energía, más aún, si la estructura cuenta con dispositivos de disipación, en cuyo caso, la demanda sísmica inicial debe ser reducida en proporción al incremento del amortiguamiento efectivo. Para

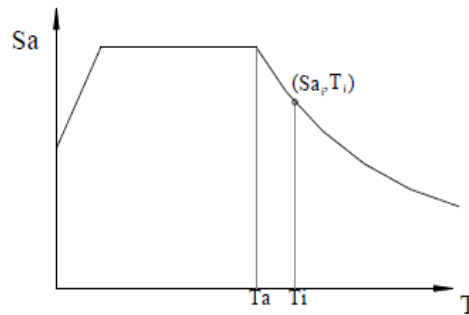
tal fin, diversas recomendaciones proponen valores de amortiguamiento característico para diferentes sistemas estructurales (Tabla) y factores de modificación de la respuesta elástica dependientes del amortiguamiento (Tabla), los cuales deben aplicarse de manera consistente para cada nivel de movimiento del terreno especificado.

Gráfica 29. Espectro inicial



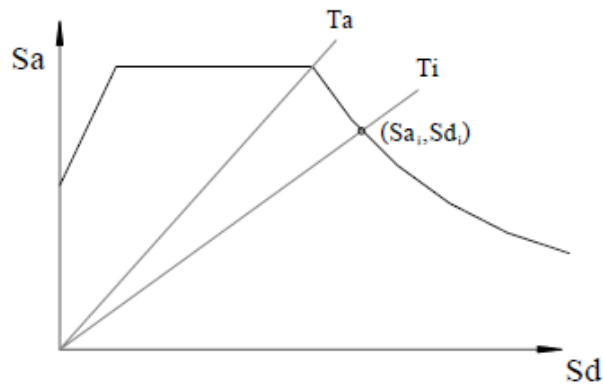
Fuente: ATC-40 (1996)

Gráfica 30. Espectro reducido



Fuente: ATC-40 (1996)

Gráfica 31. Espectro de demanda



Fuente: ATC-40 (1996)

Tabla 63. Amortiguamiento para sistemas estructurales

Sistema Estructural Principal	Elástico-lineal (bajo nivel de deformación)	Posterior a la cedencia (alto nivel de deformación)
Estructura Metálica	3%	7%
Concreto Reforzado	5%	10%
Mampostería	7%	12%
Madera	10%	15%
Sistema Dual	1	2
Notas: 1: Usar un promedio ponderado en proporción a la participación relativa de cada sistema. 2: Puede usarse el valor del sistema con mayor amortiguamiento		

Fuente: Freeman (1984)

Tabla 64. Factor de modificación de la respuesta elástica

Effective Viscous Damping β (percentage of critical damping) ¹	B_S	B_1
	≤ 2	0.8
5	1.0	1.0
10	1.3	1.2
20	1.8	1.5
30	2.3	1.7
40	2.7	1.9
≥ 50	3.0	2.0

1. Damping coefficients shall be based on linear interpolation for effective viscous damping values other than those given.

Fuente: FEMA (1996)

4.3.10. ESTIMACIÓN DE LA RESPUESTA MÁXIMA SÍSMICA

Suponiendo el espectro de capacidad con el espectro de la demanda sísmica es posible identificar la intersección de las curvas, definiendo así el punto de desempeño (A,d), donde se igualan la demanda y la capacidad. Este punto representa la respuesta estructural correspondiente al modo fundamental de vibración en términos de pseudo-aceleración y pseudo-desplazamiento espectral asociado al máximo desplazamiento, que permiten la determinación del desplazamiento Δ_n y corte basal V_o , usando el procedimiento de análisis modal, de manera que:

$$V_o = A \times \alpha_1 \quad (34)$$

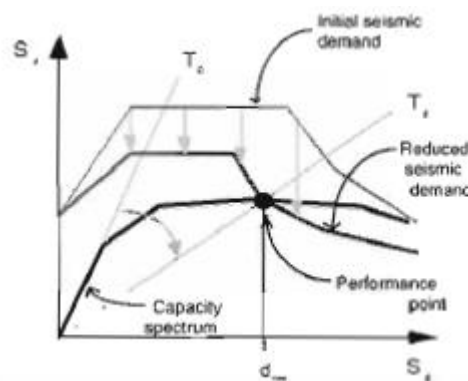
Ecuación 34. Cálculo del cortante basal

$$\Delta n = d \times \beta_1 \times \phi_{1,n} \quad (35)$$

Ecuación 35. Cálculo del desplazamiento

Si el desplazamiento Δn está asociado a un nivel de deformaciones que no es compatible con el nivel de amortiguamiento implícito en la reducción de la demanda sísmica supuesta, es necesario repetir el proceso hasta lograr compatibilizar estos parámetros. De manera similar, utilizando los parámetros modales asociados a los modos superiores de vibración puede obtenerse la respuesta estructural para otros modos de vibración.

Gráfica 32. Espectro de Capacidad-Demanda



Fuente: ATC-40 (1996)

Este espectro nos permite determinar:

- La respuesta estructural máxima del sistema
- Calificar el desempeño sísmico que experimentará la edificación durante un movimiento sísmico específico, lo cual requiere la definición de los rangos de desplazamiento espectral asociado a cada nivel de desempeño estructural.
- La modificación del período de vibración efectivo durante el sismo respecto al obtenido en régimen elástico para bajos niveles de deformación.
- Evaluar la eficiencia de un esquema de intervención estructural propuesto.

Finalmente, es importante destacar que la metodología descrita representa un enfoque aproximado para determinar la respuesta no lineal de una edificación sometida a un movimiento sísmico y que, en ningún caso, debe ser considerado como una solución exacta. Sin embargo, estudios comparativos entre los resultados de un análisis no lineal en el tiempo. Con los métodos de análisis estático no lineal simplificado (Tsopelas,1997), demuestran que el método del espectro capacidad-demanda, permite en general obtener buenos estimados de la respuesta estructural en términos del desplazamiento máximo

promedio y de la aceleración total, sobre todo si se incorpora apropiadamente la reducción de la demanda sísmica debido a la modificación del amortiguamiento del sistema. En especial, se obtienen resultados satisfactorios para estructuras cuya respuesta sísmica está gobernada por el modo fundamental de vibración.

Tabla 66. Niveles de desempeño estructural para pórticos de concreto

Table C1-3 Structural Performance Levels and Damage^{1, 2, 3}—Vertical Elements				
Elements	Type	Structural Performance Levels		
		Collapse Prevention S-5	Life Safety S-3	Immediate Occupancy S-1
Concrete Frames	Primary	Extensive cracking and hinge formation in ductile elements. Limited cracking and/or splice failure in some nonductile columns. Severe damage in short columns.	Extensive damage to beams. Spalling of cover and shear cracking (<1/8" width) for ductile columns. Minor spalling in nonductile columns. Joint cracks <1/8" wide.	Minor hairline cracking. Limited yielding possible at a few locations. No crushing (strains below 0.003).
	Secondary	Extensive spalling in columns (limited shortening) and beams. Severe joint damage. Some reinforcing buckled.	Extensive cracking and hinge formation in ductile elements. Limited cracking and/or splice failure in some nonductile columns. Severe damage in short columns.	Minor spalling in a few places in ductile columns and beams. Flexural cracking in beams and columns. Shear cracking in joints <1/16" width.
	Drift	4% transient or permanent	2% transient; 1% permanent	1% transient; negligible permanent

Fuente: Fema 356

Tabla 65. Niveles de desempeño para muros de concreto

Table C1-3 Structural Performance Levels and Damage^{1, 2, 3}—Vertical Elements (continued)				
Elements	Type	Structural Performance Levels		
		Collapse Prevention S-5	Life Safety S-3	Immediate Occupancy S-1
Concrete Walls	Primary	Major flexural and shear cracks and voids. Sliding at joints. Extensive crushing and buckling of reinforcement. Failure around openings. Severe boundary element damage. Coupling beams shattered and virtually disintegrated.	Some boundary element stress, including limited buckling of reinforcement. Some sliding at joints. Damage around openings. Some crushing and flexural cracking. Coupling beams: extensive shear and flexural cracks; some crushing, but concrete generally remains in place.	Minor hairline cracking of walls, <1/16" wide. Coupling beams experience cracking <1/8" width.
	Secondary	Panels shattered and virtually disintegrated.	Major flexural and shear cracks. Sliding at joints. Extensive crushing. Failure around openings. Severe boundary element damage. Coupling beams shattered and virtually disintegrated.	Minor hairline cracking of walls. Some evidence of sliding at construction joints. Coupling beams experience cracks <1/8" width. Minor spalling.
	Drift	2% transient or permanent	1% transient; 0.5% permanent	0.5% transient; negligible permanent

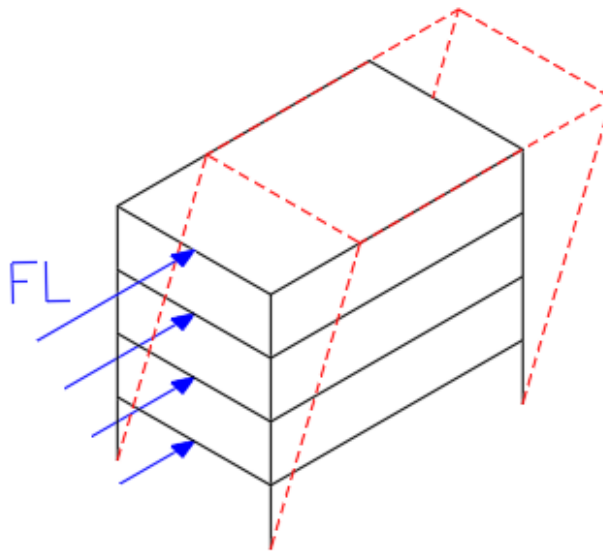
Fuente: Fema 356

4.4. ANÁLISIS NO LINEAL PUSH OVER

4.4.1. DEFINICIÓN DEL PATRÓN DE FUERZAS(Ig)

Se aplicará una carga lateral monotónica incremental aplicado en el centro de masa de cada entrepiso en función al cortante hallado en los análisis con Ig. Se repartirá una fracción del cortante, de tal manera que se distribuya en toda su altura, aplicado cada fuerza en el centro de masa de cada entrepiso de la estructura en ambas direcciones (Tanto en X como en Y).

Imagen 35. Representación de la fuerza lateral monotónica aplicada por el push over



Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Cortante	452,5724	tn
-----------------	-----------------	-----------

Tabla 67. Distribución de cargas de entrepiso

Peso	W tn
12	211,7871
11	367,2097
10	522,6324
9	678,055
8	833,4777
7	988,9003
6	1144,323
5	1299,7456
4	1455,1683
3	1610,591
2	1766,0136

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

$$W_{entrepiso} = W_n - W_{n+1} \quad (36)$$

Ecuación 36. Cálculo del peso entrepiso

$$W_2 = 1766.0136 - 1610.591 = 155.42$$

$$\% = \frac{(W * H)_n}{\sum W * H} \quad (37)$$

Ecuación 37. Porcentaje por entrepiso

$$\% = \frac{388.56}{27194.76} = 1.429$$

$$FL_x = \% * Cortante \quad (38)$$

Ecuación 38. Cálculo de la fuera lateral en X

$$FL_x = 1.429 * 6.47$$

Tabla 68. Distribución de cargas laterales en losa de entrepiso

PISO	W ENTREPISO	H (M)	WxH	%	FLX
2	155,42	2,50	388,56	1,429%	6,47
3	155,42	5,00	777,11	2,858%	12,93
4	155,42	7,50	1165,67	4,286%	19,40
5	155,42	10,00	1554,23	5,715%	25,87
6	155,42	12,50	1942,78	7,144%	32,33
7	155,42	15,00	2331,34	8,573%	38,80
8	155,42	17,50	2719,90	10,002%	45,26
9	155,42	20,00	3108,45	11,430%	51,73
10	155,42	22,50	3497,01	12,859%	58,20
11	155,42	25,00	3885,57	14,288%	64,66
12	211,79	27,50	5824,15	21,416%	96,92
		Σ	27194,76		

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

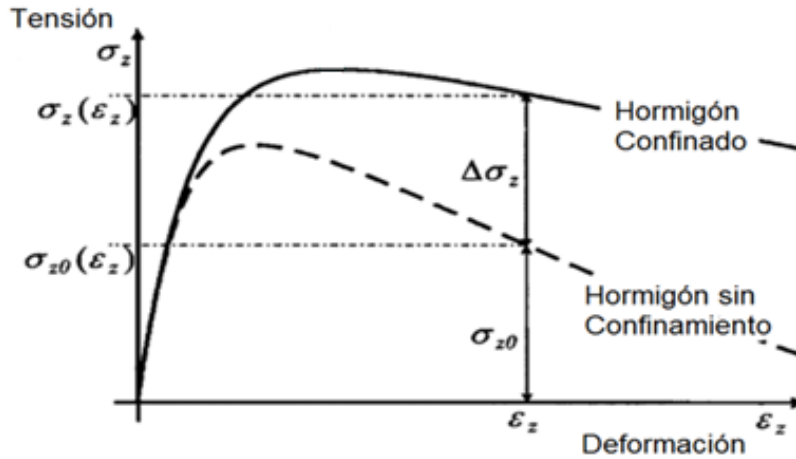
4.4.2. NO LINEALIDAD DEL MATERIAL

Se consideró el comportamiento del propio material y su no linealidad para un correcto análisis, usando el software Etabs se plantean las propiedades de estos materiales.

4.4.2.1.NO LINEALIDAD DEL CONCRETO

Para el análisis no lineal Push over se consideró el comportamiento no lineal del concreto cuando se encuentra confinado y no confinado, como lo descrito en la imagen siguiente:

Gráfica 33. Comportamiento de un concreto confinado y uno sin confinar



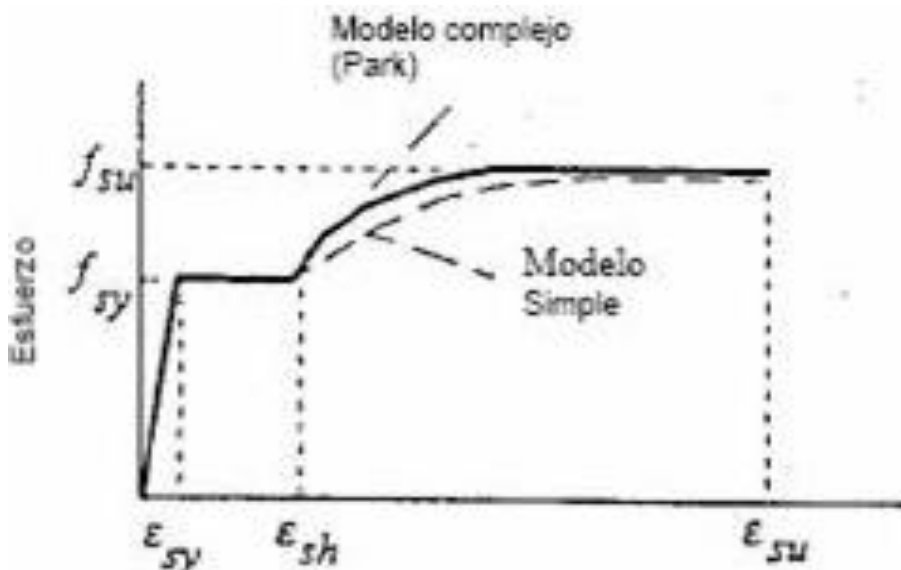
Fuente: Kent y Park (1971)

Cuando llega hasta $0.5f_c$ la relación es lineal y, a partir de ahí la relación esfuerzo-deformación va adquiriendo características no lineales, las cuales asciende a medida que se acerca al f_c .

4.4.2.2.NO LINEALIDAD DEL ACERO

En el análisis Push over se consideró el comportamiento no lineal del acero representado en la siguiente gráfica:

Gráfica 34. Comportamiento no lineal del acero



Fuente: Kent y Park (1971)

Desde la deformación ε_{sy} hasta ε_{sh} el acero esta en una region plastica y, de ahí en adelante entra en endurecimiento por deformacion.

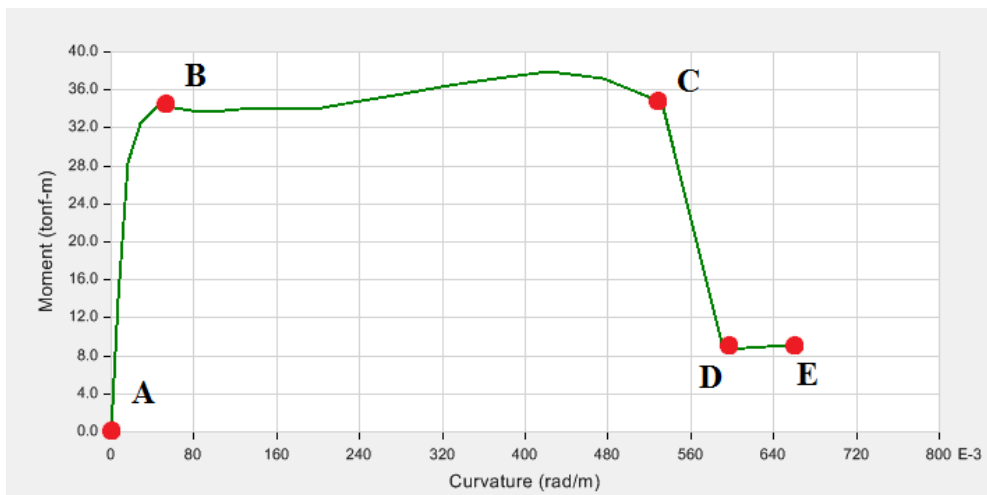
4.4.3. NO LINEALIDAD DE LOS ELEMENTOS

En el caso de los elementos estructurales se considera rotulas plásticas en las columnas y vigas, y la no linealidad de los muros. Para esto previamente se necesita la distribución de aceros hallada en los análisis anteriores.

4.4.3.1. NO LINEALIDAD DE COLUMNAS

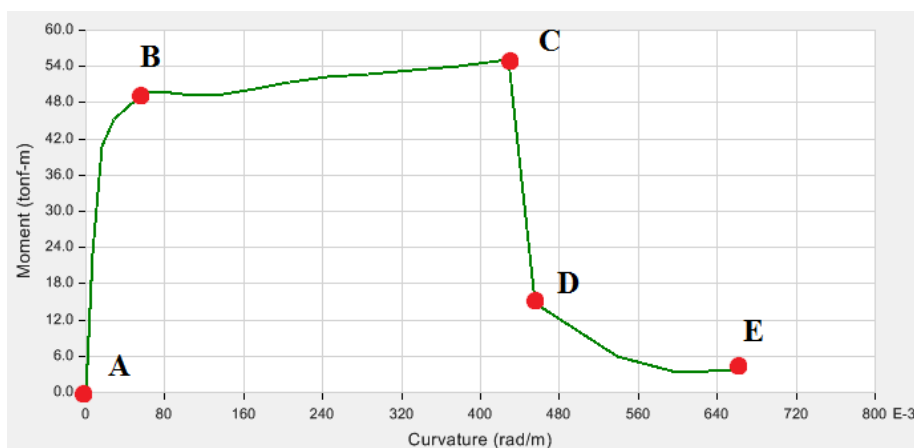
Para poder obtener las gráficas contiguas, a la columna se le asignan la distribución de acero hallada del análisis anterior por I_g y se obtienen los diagramas de momento curvatura.

Gráfica 35. Momento vs Curvatura de la C-03



Fuente: Propia elaborada en Etabs 2016

Gráfica 36. Momento vs Curvatura de la C-08



Fuente: Propia elaborada en Etabs 2016

4.4.3.1.1. LONGITUD RÓTULA PLÁSTICA

$$L_p = 0,08L + 0,15F_{ye}d_{bi} \quad (39)$$

Ecuación 39. Cálculo de la longitud plastificación 1

F_{ye} = Fluencia efectiva del refuerzo longitudinal.

d_{bi} = El diámetro de refuerzo longitudinal

$$L_p = 1.403 \text{ ft}$$

$$L_p = 0,3F_{ye}d_{bi} \quad (40)$$

Ecuación 40. Cálculo de la longitud plastificación 2

$$L_p = 1.493 \text{ ft}$$

Se elige el menor valor de L_p (0.40 m aprox) para poder ubicar las rótulas
Usando el $L_p/2$ (0.20 m) para hallar rótula inicial y final de cada columna

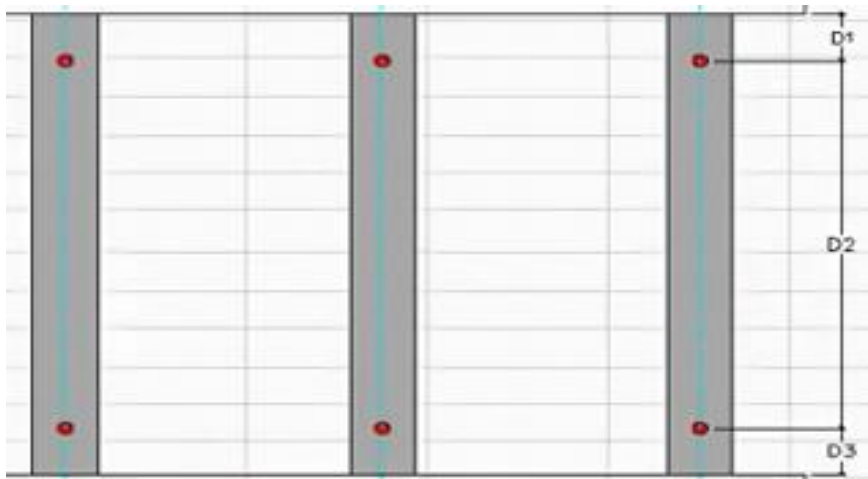


Imagen 36. Distancias L_p para rótulas en las columnas

Rótula inicial:

$$R_i = \frac{(L_p/2)}{H} \quad (41)$$

Ecuación 4141. Cálculo de la rótula inicial de columna

$$R_i = 0.08$$

Rótula final:

$$R_f = 1 - \frac{(P_v + (L_p/2))}{H} \quad (42)$$

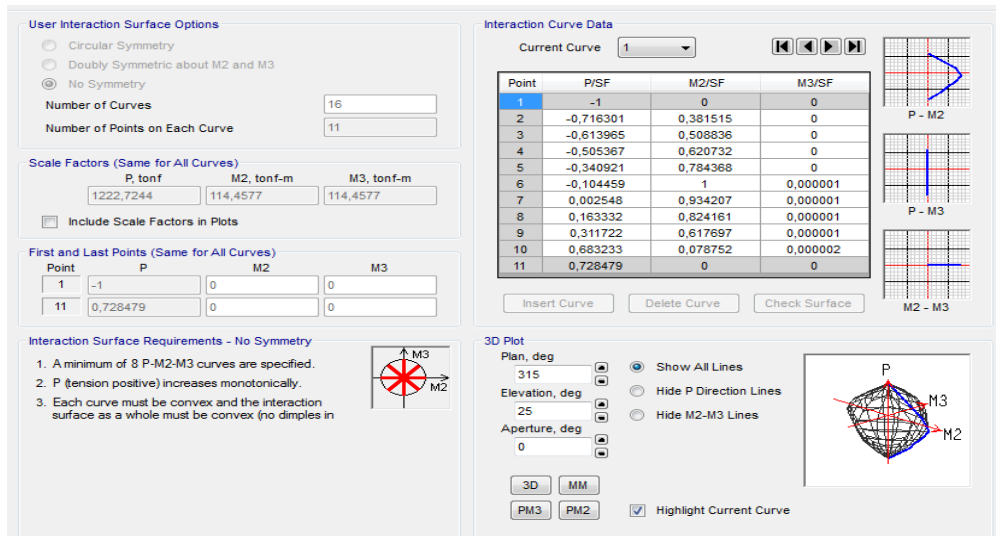
Ecuación 4142. Cálculo de la rótula final de columna

$$R_f = 0.66$$

Siendo H la altura de la columna y P_v peralte de viga y siendo usados estos valores de rotulas para todas las columnas de la estructura.

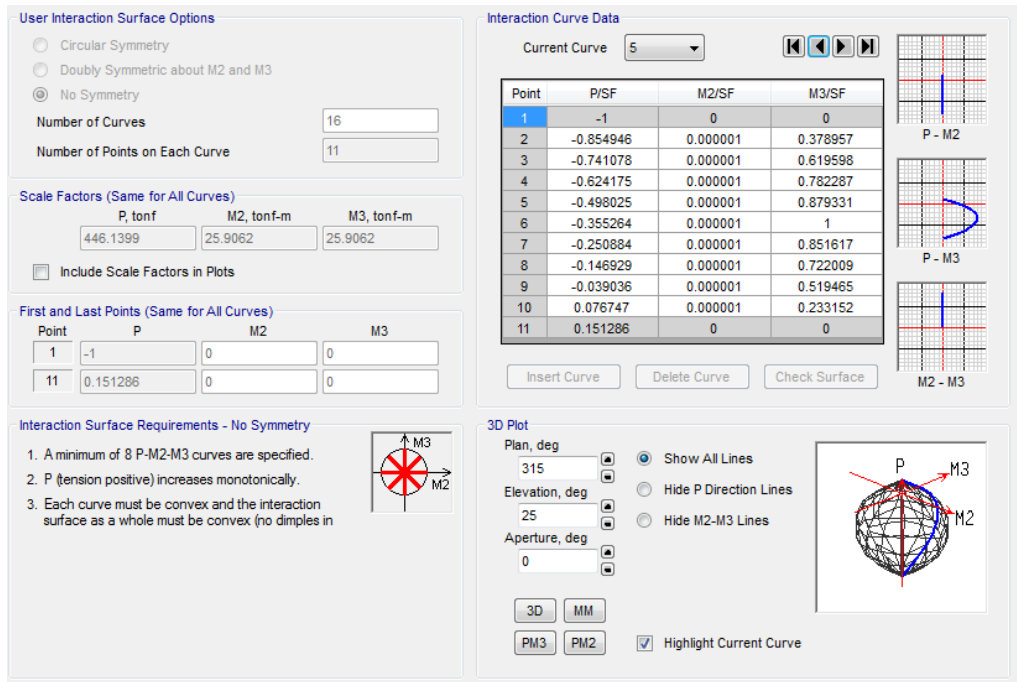
Luego de la aplicación de las rotulas, el programa estabs este nos muestra diagramas de interacción en la que para los puntos de P-M2 ó P-M3 nos da valores menores e iguales a uno debido a que los halla en función del M2 ó M3 ($M2/M2$ ó $M3/M3$).

Gráfica 37. Curva de interacción de la columna P-M2



Fuente: Propia elaborada en Etabs 2016

Gráfica 38. Curva de interacción de la columna P-M2



Fuente: Propia elaborada en Etabs 2016

4.4.3.2.NO LINEALIDAD DE VIGAS

Se calcula el momento y rotación (siendo $\theta_y = 0$) con el área de acero superior e inferior de cada viga hallado del análisis lineal con I_g , según especificado en la norma y se toma el menor valor para la primera.

$$M_y = 0.5 \times f'_c \times b \times kd(d - kd/3) + (A_s \times f'_s \times d - d')$$
 (43)

Ecuación 43. Cálculo de momento

Momento de rotación último se obtiene con la cuantía balanceada, el cortante, relación de cuantía positiva y negativa y se va a la tabla vea la condición (de la tabla siguiente), se calcula a, b, c y se halla grafica mostrada a continuación.

Tabla 73. Parámetros de modelamiento y criterio de aceptación numérico para vigas de concreto reforzado

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams										
Conditions	Modeling Parameters ³					Acceptance Criteria ³				
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians			Performance Level			
				IO	Component Type		Performance Level			
	a	b	c		Primary		Secondary			
					LS	CP	LS	CP		
i. Beams controlled by flexure¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint¹										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03
<ol style="list-style-type: none"> When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_h) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted. 										

Fuente: FEMA 356

Gráfica 39. Gráfica momento-rotación de cada rótula analizada

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.2	-0.048909
D-	-0.2	-0.024727
C-	-1.1	-0.024727
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.1	0.025
D	0.2	0.025
E	0.2	0.05

Type

- Moment - Rotation
- Moment - Curvature
- Hinge Length:
- Relative Length

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis:

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

- Drops To Zero
- Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment Moment SF Positive: 12.1476 Negative: 15.2576 tonf-m

Use Yield Rotation Rotation SF Positive: 1 Negative: 1

(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

	Positive	Negative
<input checked="" type="checkbox"/> Immediate Occupancy	0.01	-0.009727
<input checked="" type="checkbox"/> Life Safety	0.02	-0.024727
<input checked="" type="checkbox"/> Collapse Prevention	0.05	-0.048909

Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

Fuente: Propia elaborada en Etabs 2016

Los valores marcados en el etabs son los que el programa toma del fema 356 para poder analizar las rotulas tomando en cuenta el diseño lineal de la estructura y sus cuantías de acero. Los valores de A y B del fema 356 se toman de manera horizontal mientras que el de C es vertical; además de eso nos muestra en que momento de la gráfica se encontrara en Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Pre-Colapso.

La ubicación de las rotulas serán en función a la mitad del peralte as la longitud de planificación y esto en relación a la longitud de la viga.

Rotula inicial:

$$R_i = \frac{[L_p + (P_v/2)]}{L} \quad (44)$$

Ecuación 4443. Cálculo de la rótula inicial de viga

$$R_i = 0.075$$

Rotula final:

$$R_f = 1 - R_i \quad (45)$$

Ecuación 4544. Cálculo de la rótula final de viga

$$R_i = 0.925$$

4.4.3.3.NO LINEALIDAD DE LOS MUROS

Se requiere la distribución de aceros hallados en el análisis por Ig, tanto del acero longitudinal y transversal; para poder analizar su no linealidad y el programa se encarga de discretizar los muros.

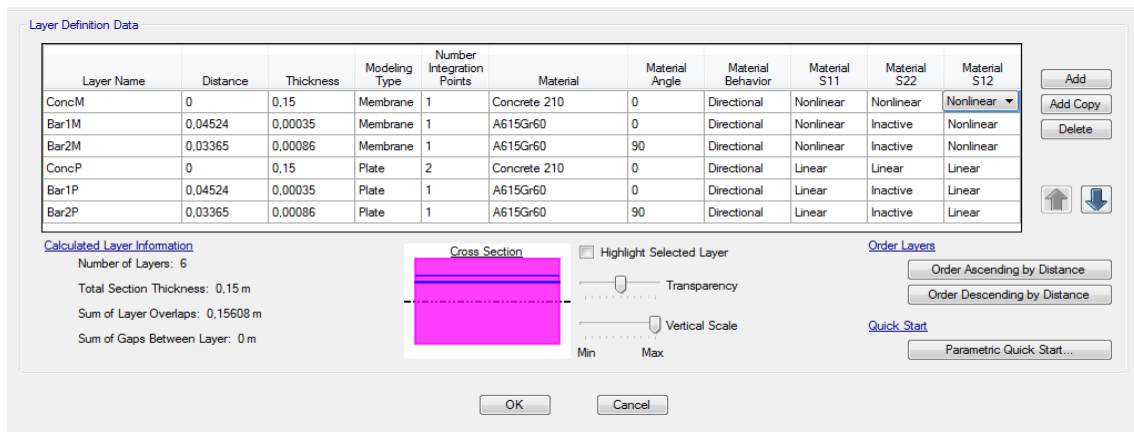


Imagen 37. Distribución de refuerzo en muros de concreto armado mediante el software Etabs 2016.

4.4.4. CÁLCULO DE DUCTILIDADES

4.4.4.1.DUCTILIDAD LOCAL DE VIGAS

Para la V104/35x60

$$\begin{aligned} Mu^+ &= 21.00 \text{ ton} - m \\ d^+ &= 55.20 \text{ cm} \\ As^+ &= 11.18 \text{ cm}^2 \\ a^+ &= \frac{11.18 * 4.2}{0.85 * .21 * 35} = 9.31 \text{ cm} \\ c &= \frac{9.31}{0.85} = 10.95 \text{ cm} \\ \epsilon_c &= 0.003 \\ \epsilon_y &= 0.0021 \\ \epsilon_s &= 0.003 * \frac{(55.20 - 10.95)}{10.95} = 0.0157 \\ \mu &= \frac{0.0157}{0.0021} = 7.49 \end{aligned}$$

Tabla 74. Cálculo de la ductilidad en vigas con refuerzo Ig

Verificación de ductilidad en vigas con sección bruta									
Sección	Mu+	d	As	a	c	Ec	Ey	Es	μ
V101/35x60	26.00	55.20	13.85	9.31	10.95	0.003	0.0021	0.0121	5.77
V102/35x60	23.65	55.20	12.59	8.47	9.96	0.003	0.0021	0.0136	6.49
V103/35x60	20.88	55.20	11.12	7.47	8.79	0.003	0.0021	0.0158	7.54
V104/35x60	21.00	55.20	11.18	7.52	8.84	0.003	0.0021	0.0157	7.49
V105/25x60	22.54	55.20	12.00	11.30	13.29	0.003	0.0021	0.0095	4.50
V106/25x60	16.37	55.20	8.72	8.20	9.65	0.003	0.0021	0.0142	6.74
V107/25x60	19.82	55.20	10.55	9.93	11.69	0.003	0.0021	0.0112	5.32
V108/35x60	21.50	55.20	11.45	7.70	9.06	0.003	0.0021	0.0153	7.28
V109/35x70	24.42	65.20	11.01	7.40	8.71	0.003	0.0021	0.0195	9.27
V110/25x50	21.36	55.20	11.37	10.71	12.59	0.003	0.0021	0.0164	7.81
V111/25x60	26.51	55.20	14.12	13.29	15.63	0.003	0.0021	0.0172	8.19
V112/25x60	27.47	55.20	14.63	13.77	16.20	0.003	0.0021	0.0157	7.48
V113/25x60	38.04	55.20	20.26	19.07	22.43	0.003	0.0021	0.0175	8.33
V114/25x60	25.25	55.20	13.45	12.65	14.89	0.003	0.0021	0.0081	3.87
V115/35x80	113.81	75.20	44.49	29.91	35.18	0.003	0.0021	0.0107	5.10
V116/25x60	47.49	55.20	25.29	23.80	28.00	0.003	0.0021	0.0118	5.62
V117/25x60	31.56	55.20	16.81	15.82	18.61	0.003	0.0021	0.0159	7.57
V118/25x40	9.90	35.20	8.27	7.78	9.15	0.003	0.0021	0.0085	4.06
V119/35x20	1.75	15.20	3.38	2.28	2.68	0.003	0.0021	0.0140	6.68
V120/35x60	21.66	55.20	11.53	7.75	9.12	0.003	0.0021	0.0152	7.22
V121/35x60	39.78	55.20	21.18	14.24	16.75	0.003	0.0021	0.0169	8.05
V122/35x60	24.60	55.20	13.10	8.81	10.36	0.003	0.0021	0.0130	6.18
V123/35x60	31.85	55.20	16.96	11.40	13.41	0.003	0.0021	0.0093	4.45
V124/35x60	25.31	55.20	13.48	9.06	10.66	0.003	0.0021	0.0125	5.97
V125/25x40	5.32	35.20	4.44	4.18	4.92	0.003	0.0021	0.0149	7.10
V126/25x40	7.37	35.20	6.15	5.79	6.81	0.003	0.0021	0.0125	5.95
V127/25x40	6.84	35.20	5.71	5.38	6.32	0.003	0.0021	0.0137	6.52
V128/25x20	2.49	15.20	4.82	4.53	5.33	0.003	0.0021	0.0143	6.81
V129/25x20	5.24	15.20	10.13	9.54	11.22	0.003	0.0021	0.0158	7.52
V130/25x40	2.51	35.20	2.10	1.97	2.32	0.003	0.0021	0.0135	6.43
V131/25x20	5.49	15.20	10.62	9.99	11.76	0.003	0.0021	0.0128	6.10
VA/20x20	3.67	15.20	7.10	8.35	9.82	0.003	0.0021	0.0118	5.62
VA/20x15	1.13	10.20	3.26	3.83	4.51	0.003	0.0021	0.0104	4.95

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Para la V110/25x50

$$\begin{aligned}
 Mu^- &= 27.40 \text{ ton} - m \\
 d^- &= 45.20 \text{ cm} \\
 As^- &= 14.59 \text{ cm}^2 \\
 a^- &= \frac{14.59 * 4.2}{0.85 * .21 * 25} = 13.73 \text{ cm} \\
 c &= \frac{9.31}{0.85} = 16.16 \text{ cm} \\
 \epsilon_c &= 0.003 \\
 \epsilon_y &= 0.0021 \\
 \epsilon_s &= 0.003 * \frac{(45.20 - 16.16)}{16.16} = 0.0164 \\
 \mu &= \frac{0.0164}{0.0021} = 7.81
 \end{aligned}$$

Tabla 75. Cálculo de la ductilidad en vigas con refuerzo Ig

Verificación de ductilidad en vigas con sección bruta									
Sección	Mu-	d	As	a	c	Ec	Ey	Es	μ
V101/35x60	56.79	55.20	30.24	20.33	23.92	0.003	0.0021	0.0139	6.62
V102/35x60	47.43	55.20	25.26	16.98	19.98	0.003	0.0021	0.0153	7.29
V103/35x60	59.59	55.20	31.73	21.33	25.10	0.003	0.0021	0.0136	6.48
V104/35x60	68.05	55.20	36.24	24.36	28.66	0.003	0.0021	0.0128	6.10
V105/25x60	49.19	55.20	26.19	24.65	29.00	0.003	0.0021	0.0127	6.05
V106/25x60	40.27	55.20	21.44	20.18	23.74	0.003	0.0021	0.0140	6.67
V107/25x60	49.97	55.20	26.61	25.04	29.46	0.003	0.0021	0.0126	6.00
V108/35x60	62.68	55.20	33.38	22.44	26.40	0.003	0.0021	0.0133	6.33
V109/35x70	75.76	65.20	34.16	22.96	27.01	0.003	0.0021	0.0142	6.76
V110/25x50	27.40	55.20	14.59	13.73	16.16	0.003	0.0021	0.0164	7.81
V111/25x60	35.79	55.20	19.06	17.94	21.10	0.003	0.0021	0.0172	8.19
V112/25x60	48.63	55.20	25.90	24.37	28.67	0.003	0.0021	0.0157	7.48
V113/25x60	31.48	55.20	16.76	15.78	18.56	0.003	0.0021	0.0175	8.33
V114/25x60	51.10	55.20	27.21	25.61	30.13	0.003	0.0021	0.0125	5.95
V115/35x80	115.68	75.20	45.22	30.40	35.76	0.003	0.0021	0.0107	5.10
V116/25x60	57.59	55.20	30.67	28.86	33.96	0.003	0.0021	0.0118	5.62
V117/25x60	37.42	55.20	19.93	18.75	22.06	0.003	0.0021	0.0159	7.57
V118/25x40	13.45	35.20	11.23	10.57	12.44	0.003	0.0021	0.0155	7.38
V119/35x20	4.22	15.20	8.16	5.49	6.45	0.003	0.0021	0.0141	6.71
V120/35x60	33.77	55.20	17.98	12.09	14.22	0.003	0.0021	0.0186	8.86
V121/35x60	49.22	55.20	26.21	17.62	20.73	0.003	0.0021	0.0169	8.05
V122/35x60	32.15	55.20	17.12	11.51	13.54	0.003	0.0021	0.0092	4.40
V123/35x60	53.35	55.20	28.41	19.10	22.47	0.003	0.0021	0.0144	6.86
V124/35x60	36.45	55.20	19.41	13.05	15.35	0.003	0.0021	0.0178	8.48

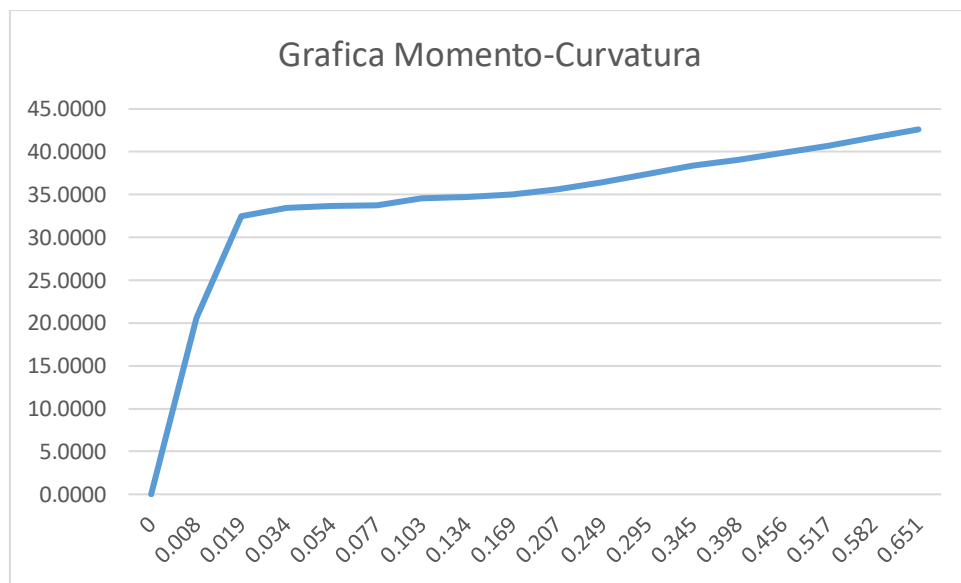
V125/25x40	7.43	35.20	6.20	5.84	6.87	0.003	0.0021	0.0149	7.10
V126/25x40	16.49	35.20	13.77	12.96	15.25	0.003	0.0021	0.0139	6.62
V127/25x40	15.17	35.20	12.67	11.92	14.03	0.003	0.0021	0.0145	6.90
V128/25x20	1.61	15.20	3.11	2.93	3.45	0.003	0.0021	0.0143	6.81
V129/25x20	5.73	15.20	11.08	10.43	12.27	0.003	0.0021	0.0158	7.52
V130/25x40	1.89	35.20	1.58	1.49	1.75	0.003	0.0021	0.0135	6.43
V131/25x20	3.63	15.20	7.02	6.61	7.77	0.003	0.0021	0.0128	6.10
VA/20x20	5.01	15.20	9.69	11.40	13.41	0.003	0.0021	0.0118	5.62
VA/20x15	0.43	10.20	1.24	1.46	1.72	0.003	0.0021	0.0104	4.95

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

4.4.4.2.DUCTILIDAD LOCAL DE COLUMNAS

Para poder calcular a ductilidad se obtiene de la gráfica momento curvatura.

Gráfica 40. Momento-Curvatura Columnas 40x40 Sección Ig



Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

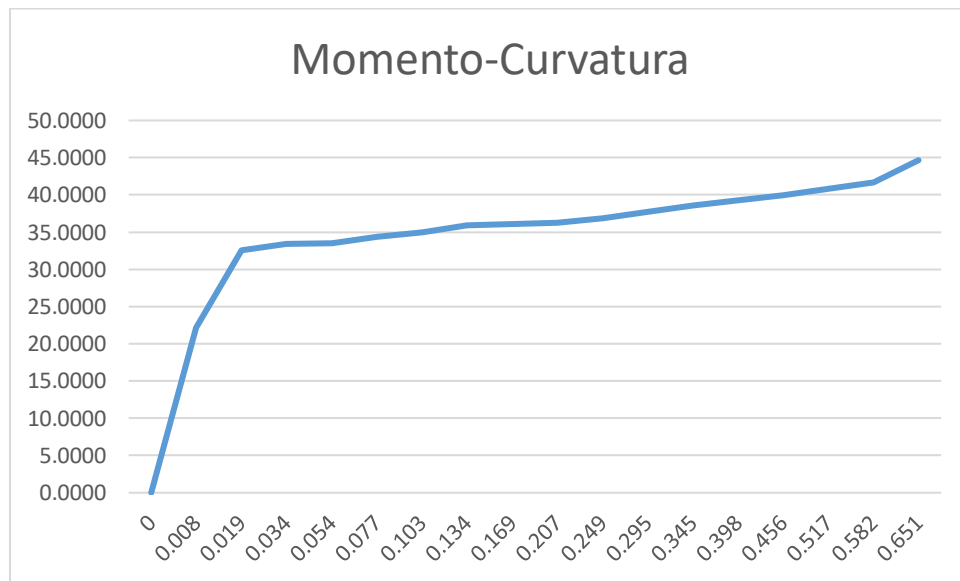
Tabla 76. Datos Columnas 40x40

Moment	Curvature
tonf-m	rad/m
0.0000	0
20.5545	0.008
32.4739	0.019
33.4352	0.034
33.6976	0.054
33.7747	0.077

34.5380	0.103
34.6913	0.134
35.0451	0.169
35.6492	0.207
36.4680	0.249
37.4167	0.295
38.3767	0.345
39.0955	0.398
39.8830	0.456
40.7339	0.517
41.6454	0.582
42.6155	0.651
DUCTILIDAD	2.073293

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Gráfica 41. Momento-Curvatura Columna 75x40 Sección Ig



Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

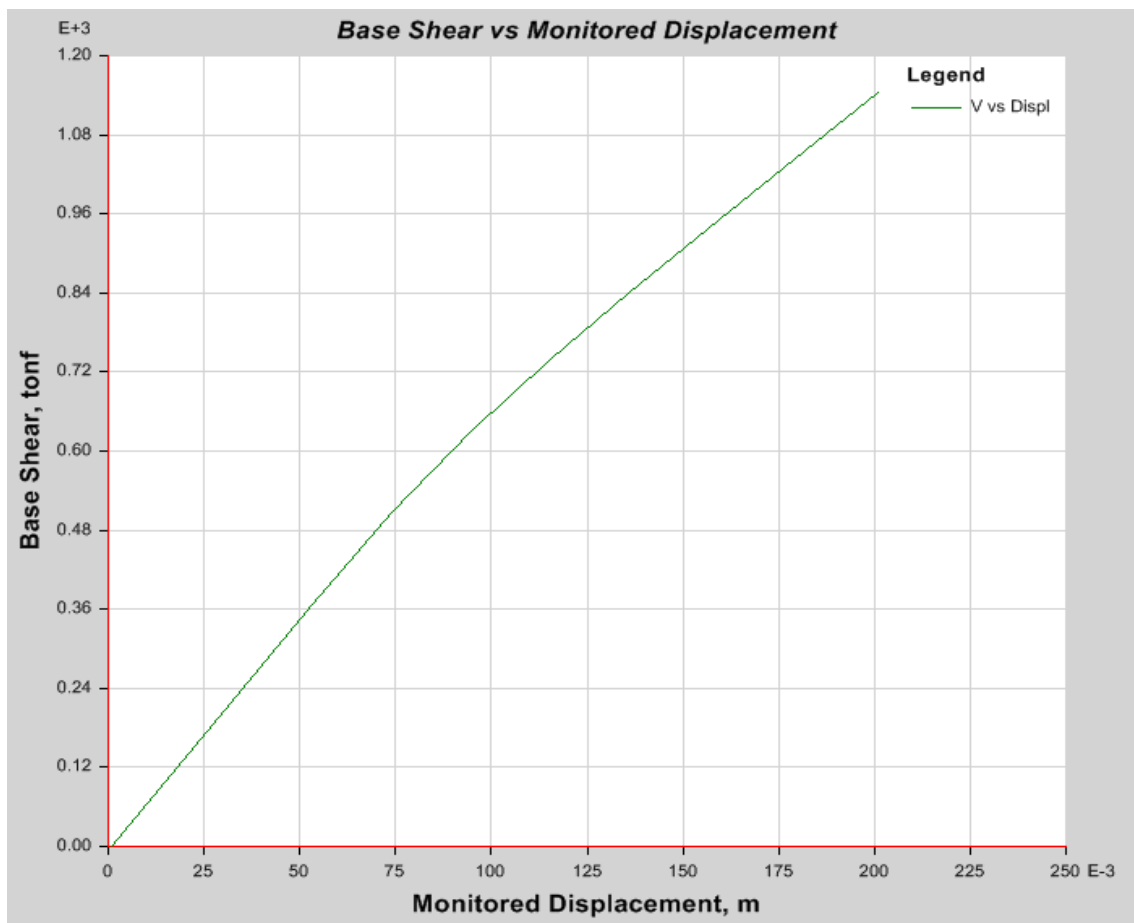
Tabla 77. Datos Columna 75x40

Moment	Curvature
tonf-m	rad/m
0.0000	0
22.1373	0.008
32.5453	0.019
33.3906	0.034
33.5155	0.054
34.3730	0.077

34.9426	0.103
35.9296	0.134
36.1075	0.169
36.2765	0.207
36.8681	0.249
37.6826	0.295
38.5613	0.345
39.2295	0.398
39.9813	0.456
40.8079	0.517
41.7021	0.582
44.6597	0.651
DUCTILIDAD	2.01739598

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Gráfica 42. Cortante vs desplazamiento



Fuente: Propia elaborada en Etabs 2016

Tabla 78. Cuadro de coordenadas

Step	Monitored Displ	Base Force
	m	tonf
0	0.000962	0
1	0.020962	141.9002
2	0.040962	282.3952
3	0.053396	368.3627
4	0.074201	507.813
5	0.094585	629.6575
6	0.115493	739.0812
7	0.135995	840.1621
8	0.159427	951.3036
9	0.181855	1055.9506
10	0.200962	1144.0248

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Gráfica 43. Curva de capacidad y punto de desempeño (FEMA 440)

4.4.5. DEFINICIÓN DEL PATRÓN DE FUERZAS(Icr)

Se aplicará una carga lateral mono tónica incremental aplicado en el centro de masa de cada entrepiso en función al cortante hallado en los análisis con Icr. Se repartirá una fracción del cortante, de tal manera que se distribuya en toda su altura, aplicado cada fuerza en el centro de masa de cada entrepiso de la estructura en ambas direcciones (Tanto en X como en Y).

Cortante	367.674	tn
-----------------	----------------	-----------

Tabla 79. Distribución de cargas de entrepiso

Peso	W tn
12	206.3605
11	356.4976
10	506.6347
9	656.7719
8	806.909
7	957.0462
6	1107.1833
5	1257.3205
4	1407.4576
3	1557.5947
2	1707.7319

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Tabla 80. Distribución de cargas laterales en losa de entrepiso

PISO	W ENTREPISO	H (M)	WxH	%	FLX
2	155,14	2,50	375.34	1.426%	5.24
3	155,14	5,00	750.69	2.852%	10.49
4	155,14	7,50	1126.03	4.278%	15.73
5	155,14	10,00	1501.37	5.705%	20.97
6	155,14	12,50	1876.71	7.131%	26.22
7	155,14	15,00	2252.06	8.557%	31.46
8	155,14	17,50	2627.40	9.983%	36.70
9	155,14	20,00	3002.74	11.409%	41.95
10	155,14	22,50	3378.08	12.835%	47.19
11	155,14	25,00	3753.43	14.261%	52.44
12	206,36	27,50	5674.91	21.562%	79.28
		Σ	26318.77		

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

4.4.6. NO LINEALIDAD DEL MATERIAL

Se consideró el comportamiento del propio material y su no linealidad para un correcto análisis, usando el software Etabs se plantean las propiedades de estos materiales.

4.4.6.1. NO LINEALIDAD DEL CONCRETO

Para el análisis no lineal Push over se consideró el comportamiento no lineal del concreto cuando se encuentra confinado y no confinado, como lo descrito en el análisis previo.

4.4.6.2. NO LINEALIDAD DEL ACERO

En el análisis Push over se consideró el comportamiento no lineal del acero representado en previamente.

4.4.7. NO LINEALIDAD DE LOS ELEMENTOS

En el caso de los elementos estructurales se considera rotulas plásticas en las columnas y vigas, y la no linealidad de los muros. Para esto previamente se necesita la distribución de aceros hallada en los análisis anteriores.

4.4.7.1. NO LINEALIDAD DE COLUMNAS

Para poder obtener las gráficas contiguas, a la columna se le asignan la distribución de acero hallada del análisis anterior por Icr y se obtienen los diagramas de momento curvatura.

4.4.7.1.1. LONGITUD RÓTULA PLÁSTICA

La longitud de plastificación de las columnas no varía de la anterior.

Se elige el menor valor de L_p (0.40 m aprox) para poder ubicar las rotulas

Usando el $L_p/2$ (0.20 m) para hallar rótula inicial y final de cada columna

Rotula inicial:

$$R_i = 0.08$$

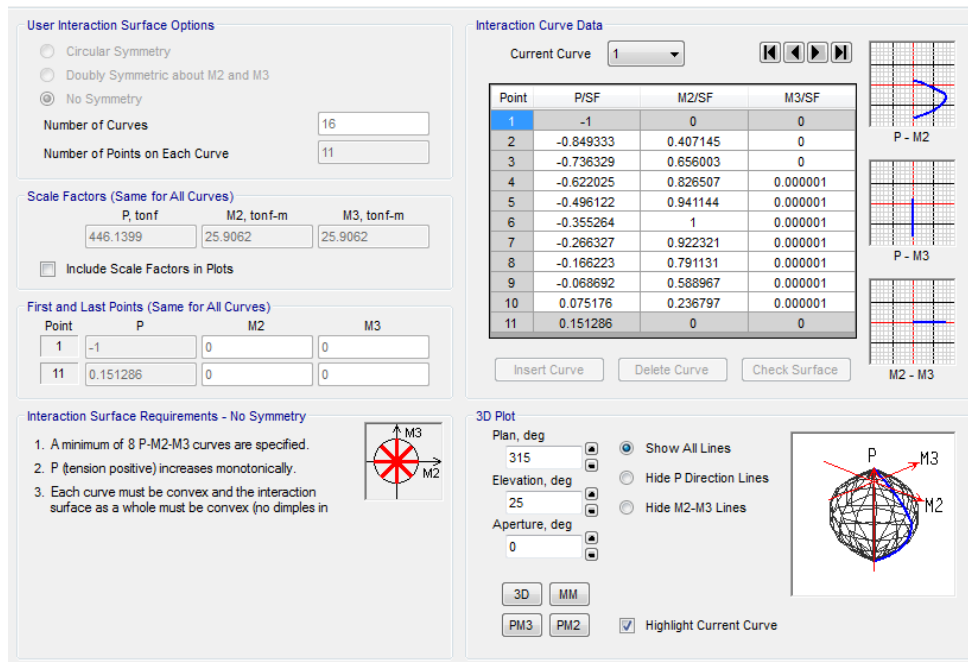
Rotula final:

$$R_f = 0.66$$

Siendo H la altura de la columna y P_v peralte de viga y siendo usados estos valores de rotulas para todas las columnas de la estructura.

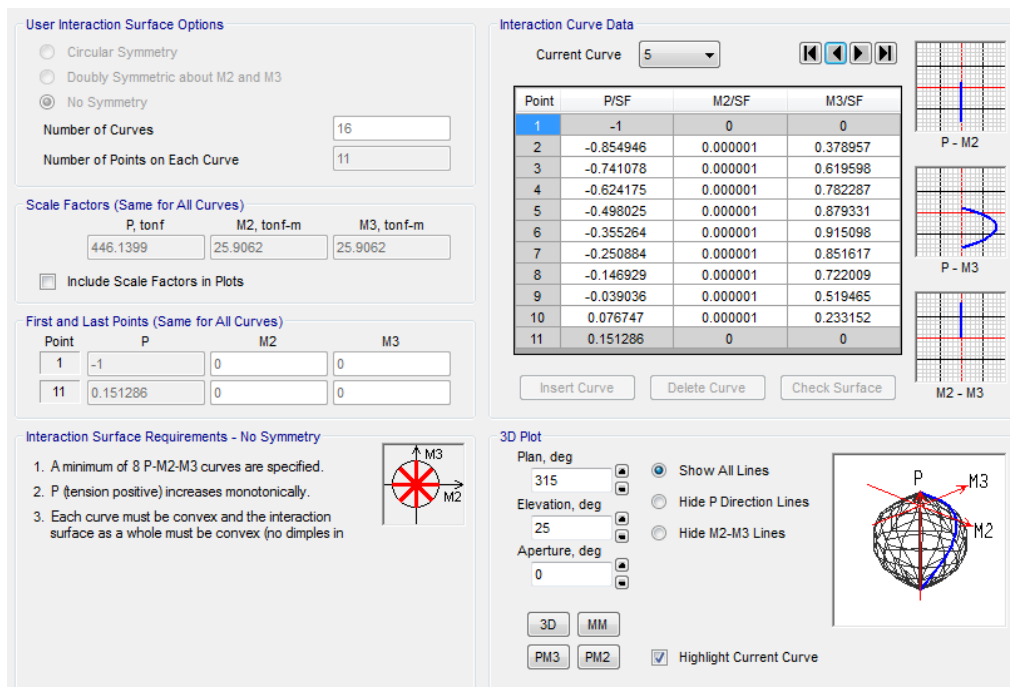
Luego de la aplicación de las rotulas, el programa estabs este nos muestra diagramas de interacción en la que para los puntos de P-M2 ó P-M3 nos da valores menores e iguales a uno debido a que los halla en función del M2 ó M3 ($M2/M2$ ó $M3/M3$).

Gráfica 44. Curva de interacción de la columna P-M2



Fuente: Propia elaborada en Etabs 2016

Gráfica 45. Curva de interacción de la columna P-M2



Fuente: Propia elaborada en Etabs 2016

4.4.7.2. NO LINEALIDAD DE VIGAS

Se calcula el momento y rotación (siendo $\theta_y = 0$) con el área de acero superior e inferior de cada viga hallado del análisis lineal con I_g , según especificado en la norma y se toma el menor valor para la primera.

Momento de rotación último se obtiene con la cuantía balanceada, el cortante, relación de cuantía positiva y negativa y se va a la tabla veo la condición (de la tabla siguiente), se calcula a, b, c y se halla grafica mostrada a continuación.

Tabla 85. Parámetros de modelamiento y criterio de aceptación numérico para vigas de concreto reforzado

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ³			Acceptance Criteria ³						
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	a	b	c	IO	Component Type					
					Primary		Secondary			
LS					CP	LS	CP			
i. Beams controlled by flexure¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d_s \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint¹										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

- When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
- "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_h) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
- Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

Fuente: FEMA 356

Gráfica 46. Gráfica momento-rotación de cada rótula analizada

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.2	-0.049436
D-	-0.2	-0.024859
C-	-1.1	-0.024859
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.1	0.025
D	0.2	0.025
E	0.2	0.05

Symmetric

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length

Relative Length

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment

Moment SF Positive: Negative: tonf-m

Use Yield Rotation (Steel Objects Only)

Rotation SF Positive: Negative:

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

Immediate Occupancy

Life Safety

Collapse Prevention

Show Acceptance Criteria on Plot

Positive:

Negative:

OK Cancel

Fuente: Propia elaborada en Etabs 2016

Los valores marcados en el etabs son los que el programa toma del fema 356 para poder analizar las rotulas tomando en cuenta el diseño lineal de la estructura y sus cuantías de acero. Los valores de A y B del fema 356 se toman de manera horizontal mientras que el de C es vertical; además de eso nos muestra en que momento de la gráfica se encontrara en Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Pre-Colapso.

La ubicación de las rotulas no varían de la anterior, por lo que serán en función a la mitad del peralte as la longitud de planificación y esto en relación a la longitud de la viga.

Rotula inicial:

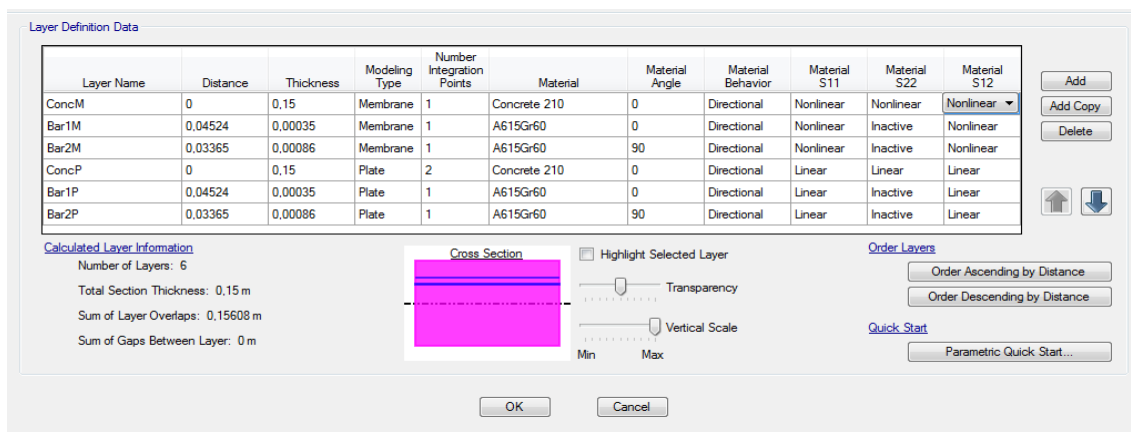
$$R_i = 0.075$$

Rotula final:

$$R_i = 0.925$$

4.4.7.3.NO LINEALIDAD DE LOS MUROS

Se requiere la distribución de aceros hallados en el análisis por I_g , tanto del acero longitudinal y transversal; para poder analizar su no linealidad y el programa se encarga de discretizar los muros.



4.4.8. CÁLCULO DE DUCTILIDADES

4.4.8.1.DUCTILIDAD LOCAL EN VIGAS

Para la V101/35x60

$$Mu^+ = 18.43 \text{ ton} - m$$

$$d^+ = 55.20 \text{ cm}$$

$$As^+ = 9.81 \text{ cm}^2$$

$$a^+ = \frac{9.81 * 4.2}{0.85 * .21 * 35} = 6.60 \text{ cm}$$

$$c = \frac{6.60}{0.85} = 7.76 \text{ cm}$$

$$\epsilon_c = 0.003$$

$$\epsilon_y = 0.0021$$

$$\epsilon_s = 0.003 * \frac{(55.20 - 7.76)}{7.76} = 0.0183$$

$$\mu = \frac{0.0183}{0.0021} = 8.73$$

Tabla 86. Cálculo de la ductilidad en vigas con refuerzo I_{cr}

Verificación de ductilidad en vigas con sección agrietada									
Sección	Mu+	d	As	a	c	Ec	Ey	Es	μ
V101/35x60	18.43	55.20	9.81	6.60	7.76	0.003	0.0021	0.0183	8.73
V102/35x60	15.99	55.20	8.51	5.72	6.73	0.003	0.0021	0.0216	10.28

V103/35x60	15.20	55.20	8.09	5.44	6.40	0.003	0.0021	0.0229	10.89
V104/35x60	14.40	55.20	7.67	5.16	6.06	0.003	0.0021	0.0223	10.62
V105/25x60	14.62	55.20	7.79	7.33	8.62	0.003	0.0021	0.0162	7.72
V106/25x60	13.02	55.20	6.93	6.53	7.68	0.003	0.0021	0.0186	8.84
V107/25x60	10.30	55.20	5.48	5.16	6.07	0.003	0.0021	0.0203	9.67
V108/35x60	16.50	55.20	8.79	5.91	6.95	0.003	0.0021	0.0208	9.92
V109/35x70	19.78	65.20	8.92	5.99	7.05	0.003	0.0021	0.0227	10.81
V110/25x50	15.48	55.20	8.24	7.76	9.13	0.003	0.0021	0.0164	7.81
V111/25x60	11.12	55.20	5.92	5.57	6.56	0.003	0.0021	0.0172	8.19
V112/25x60	20.36	55.20	10.84	10.20	12.00	0.003	0.0021	0.0157	7.48
V113/25x60	19.46	55.20	10.36	9.75	11.47	0.003	0.0021	0.0175	8.33
V114/25x60	14.76	55.20	7.86	7.40	8.70	0.003	0.0021	0.0160	7.63
V115/35x80	91.75	75.20	35.86	24.11	28.36	0.003	0.0021	0.0107	5.10
V116/25x60	19.33	55.20	10.29	9.69	11.40	0.003	0.0021	0.0118	5.62
V117/25x60	20.69	55.20	11.02	10.37	12.20	0.003	0.0021	0.0159	7.57
V118/25x40	3.82	35.20	3.19	3.00	3.53	0.003	0.0021	0.0229	10.90
V119/35x20	0.79	15.20	1.53	1.03	1.21	0.003	0.0021	0.0227	10.81
V120/35x60	13.96	55.20	7.43	5.00	5.88	0.003	0.0021	0.0201	9.57
V121/35x60	17.04	55.20	9.07	6.10	7.18	0.003	0.0021	0.0169	8.05
V122/35x60	11.65	55.20	6.20	4.17	4.91	0.003	0.0021	0.0203	9.67
V123/35x60	16.17	55.20	8.61	5.79	6.81	0.003	0.0021	0.0213	10.15
V124/35x60	17.52	55.20	9.33	6.27	7.38	0.003	0.0021	0.0194	9.26
V125/25x40	1.13	35.20	0.94	0.89	1.04	0.003	0.0021	0.0149	7.10
V126/25x40	4.07	35.20	3.40	3.20	3.76	0.003	0.0021	0.0198	9.43
V127/25x40	2.43	35.20	2.03	1.91	2.25	0.003	0.0021	0.0200	9.52
V128/25x20	1.38	15.20	2.67	2.51	2.95	0.003	0.0021	0.0143	6.81
V129/25x20	1.91	15.20	3.69	3.48	4.09	0.003	0.0021	0.0158	7.52
V130/25x40	1.15	35.20	0.96	0.90	1.06	0.003	0.0021	0.0135	6.43
V131/25x20	4.23	15.20	8.18	7.70	9.06	0.003	0.0021	0.0128	6.10
VA/20x20	2.09	15.20	4.04	4.75	5.59	0.003	0.0021	0.0118	5.62
VA/20x15	0.67	10.20	1.93	2.27	2.67	0.003	0.0021	0.0104	4.95

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Para la V107/25x60

$$\begin{aligned}
 Mu^- &= 29.80 \text{ ton} - m \\
 d^- &= 55.20 \text{ cm} \\
 As^- &= 15.87 \text{ cm}^2 \\
 a^- &= \frac{15.87 * 4.2}{0.85 * .21 * 25} = 14.94 \text{ cm} \\
 c &= \frac{14.94}{0.85} = 17.57 \text{ cm} \\
 \epsilon c &= 0.003
 \end{aligned}$$

$$\epsilon_y = 0.0021$$

$$\epsilon_s = 0.003 * \frac{(55.20 - 17.57)}{17.57} = 0.0126$$

$$\mu = \frac{0.0126}{0.0021} = 6.00$$

Tabla 87. Cálculo de la ductilidad en vigas con refuerzo Icr

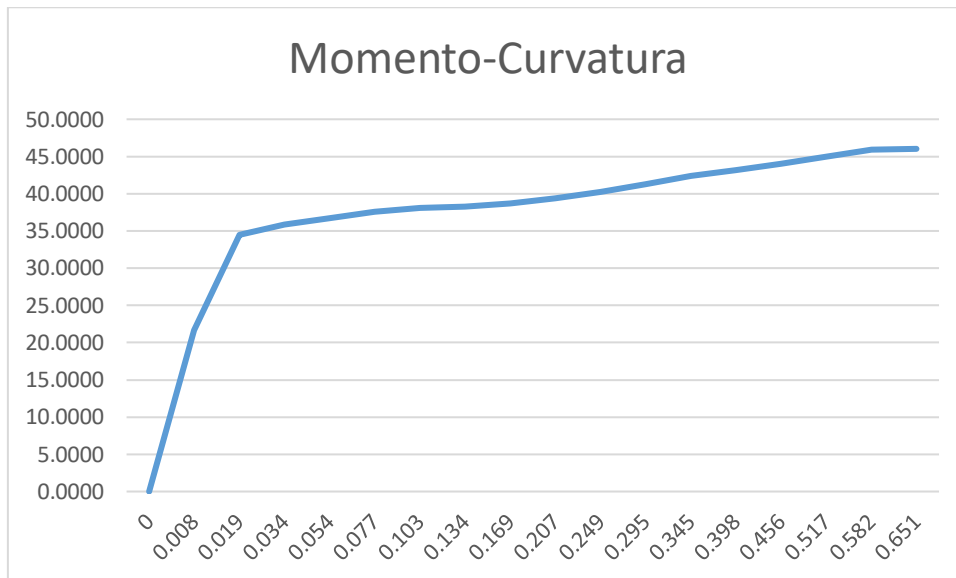
Verificación de ductilidad en vigas con sección agrietada									
Sección	Mu-	d	As	a	c	Ec	Ey	Es	μ
V101/35x60	42.80	55.20	22.79	15.32	18.03	0.003	0.0021	0.0139	6.62
V102/35x60	37.43	55.20	19.93	13.40	15.76	0.003	0.0021	0.0153	7.29
V103/35x60	43.24	55.20	23.03	15.48	18.21	0.003	0.0021	0.0136	6.48
V104/35x60	43.14	55.20	22.97	15.44	18.17	0.003	0.0021	0.0128	6.10
V105/25x60	34.29	55.20	18.26	17.19	20.22	0.003	0.0021	0.0127	6.05
V106/25x60	29.48	55.20	15.70	14.77	17.38	0.003	0.0021	0.0140	6.67
V107/25x60	29.80	55.20	15.87	14.94	17.57	0.003	0.0021	0.0126	6.00
V108/35x60	40.38	55.20	21.50	14.46	17.01	0.003	0.0021	0.0133	6.33
V109/35x70	52.02	65.20	23.45	15.77	18.55	0.003	0.0021	0.0142	6.76
V110/25x50	26.45	55.20	14.08	13.26	15.60	0.003	0.0021	0.0164	7.81
V111/25x60	19.36	55.20	10.31	9.70	11.42	0.003	0.0021	0.0172	8.19
V112/25x60	39.52	55.20	21.04	19.81	23.30	0.003	0.0021	0.0157	7.48
V113/25x60	18.47	55.20	9.84	9.26	10.89	0.003	0.0021	0.0175	8.33
V114/25x60	28.42	55.20	15.13	14.24	16.76	0.003	0.0021	0.0125	5.95
V115/35x80	92.36	75.20	36.10	24.27	28.55	0.003	0.0021	0.0107	5.10
V116/25x60	25.40	55.20	13.53	12.73	14.98	0.003	0.0021	0.0118	5.62
V117/25x60	26.07	55.20	13.88	13.07	15.37	0.003	0.0021	0.0159	7.57
V118/25x40	6.44	35.20	5.38	5.06	5.95	0.003	0.0021	0.0155	7.38
V119/35x20	2.13	15.20	4.12	2.77	3.26	0.003	0.0021	0.0141	6.71
V120/35x60	19.52	55.20	10.39	6.99	8.22	0.003	0.0021	0.0186	8.86
V121/35x60	26.04	55.20	13.87	9.32	10.97	0.003	0.0021	0.0169	8.05
V122/35x60	16.91	55.20	9.00	6.05	7.12	0.003	0.0021	0.0203	9.64
V123/35x60	29.72	55.20	15.83	10.64	12.52	0.003	0.0021	0.0144	6.86
V124/35x60	28.39	55.20	15.12	10.16	11.96	0.003	0.0021	0.0178	8.48
V125/25x40	2.67	35.20	2.23	2.10	2.47	0.003	0.0021	0.0149	7.10
V126/25x40	9.56	35.20	7.98	7.51	8.84	0.003	0.0021	0.0139	6.62
V127/25x40	9.72	35.20	8.12	7.64	8.99	0.003	0.0021	0.0145	6.90
V128/25x20	0.82	15.20	1.59	1.49	1.76	0.003	0.0021	0.0143	6.81
V129/25x20	2.15	15.20	4.16	3.91	4.60	0.003	0.0021	0.0158	7.52
V130/25x40	0.70	35.20	0.58	0.55	0.65	0.003	0.0021	0.0135	6.43
V131/25x20	1.80	15.20	3.48	3.28	3.85	0.003	0.0021	0.0128	6.10
VA/20x20	2.30	15.20	4.45	5.23	6.16	0.003	0.0021	0.0118	5.62
VA/20x15	0.46	10.20	1.33	1.56	1.83	0.003	0.0021	0.0104	4.95

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

4.4.8.2.DUCTILIDAD LOCAL EN COLUMNAS

Para poder calcular a ductilidad se obtiene de la gráfica momento curvatura.

Gráfica 47. Momento-Curvatura Columnas 40x40 Sección Icr



Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

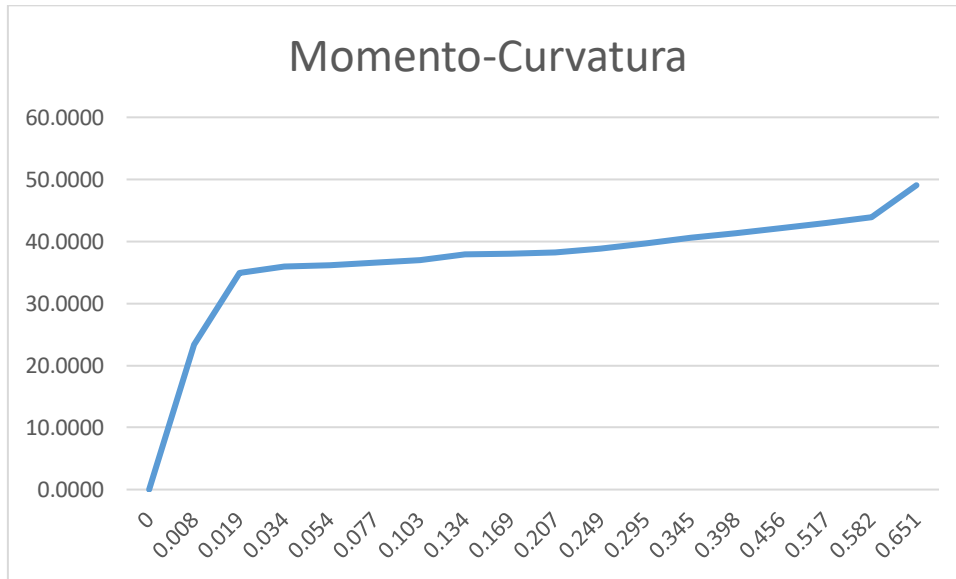
Tabla 88. Datos Columnas 40x40

Moment	Curvature
tonf-m	rad/m
0.0000	0
21.6819	0.008
34.4559	0.019
35.8272	0.034
36.7028	0.054
37.5809	0.077
38.1127	0.103
38.2818	0.134
38.6723	0.169
39.3389	0.207
40.2424	0.249
41.2893	0.295
42.3487	0.345
43.1419	0.398
44.0109	0.456

	44.9499	0.517
	45.9557	0.582
	46.0262	0.651
DUCTILIDAD	2.1227948	

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Gráfica 48. Momento-Curvatura Columna 75x40 Sección Icr



Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

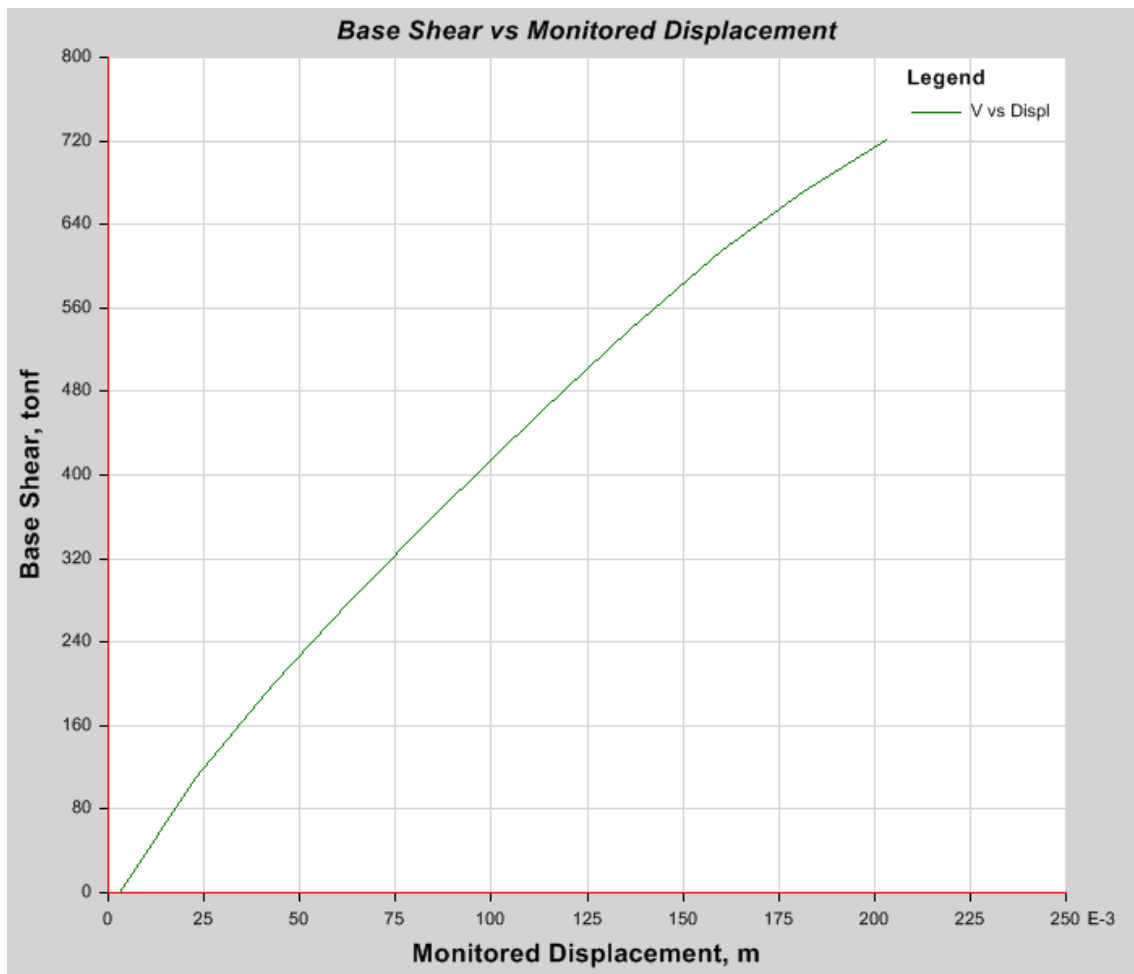
Tabla 89. Datos columna 75x40

Moment	Curvature
tonf-m	rad/m
0.0000	0
23.3239	0.008
34.8793	0.019
35.9307	0.034
36.1695	0.054
36.5906	0.077
37.0299	0.103
37.9626	0.134
38.0429	0.169
38.2209	0.207
38.8442	0.249
39.7024	0.295
40.6282	0.345
41.3322	0.398
42.1243	0.456

	42.9952	0.517
	43.9373	0.582
	49.0535	0.651
DUCTILIDAD	2.10314508	

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Gráfica 49. Desplazamiento vs Cortante basal.



Fuente: Propia elaborada en Etabs 2016

Tabla 90. Cuadro de coordenadas

Step	Monitored Displ	Base Force
	m	tonf
0	0.00305	0
1	0.02305	109.8199
2	0.04305	200.5438
3	0.06305	279.3078
4	0.065077	286.9916
5	0.085077	360.7573
6	0.113533	461.2503
7	0.136277	538.8464
8	0.160481	614.8972
9	0.181681	671.8261
10	0.20305	721.6911

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

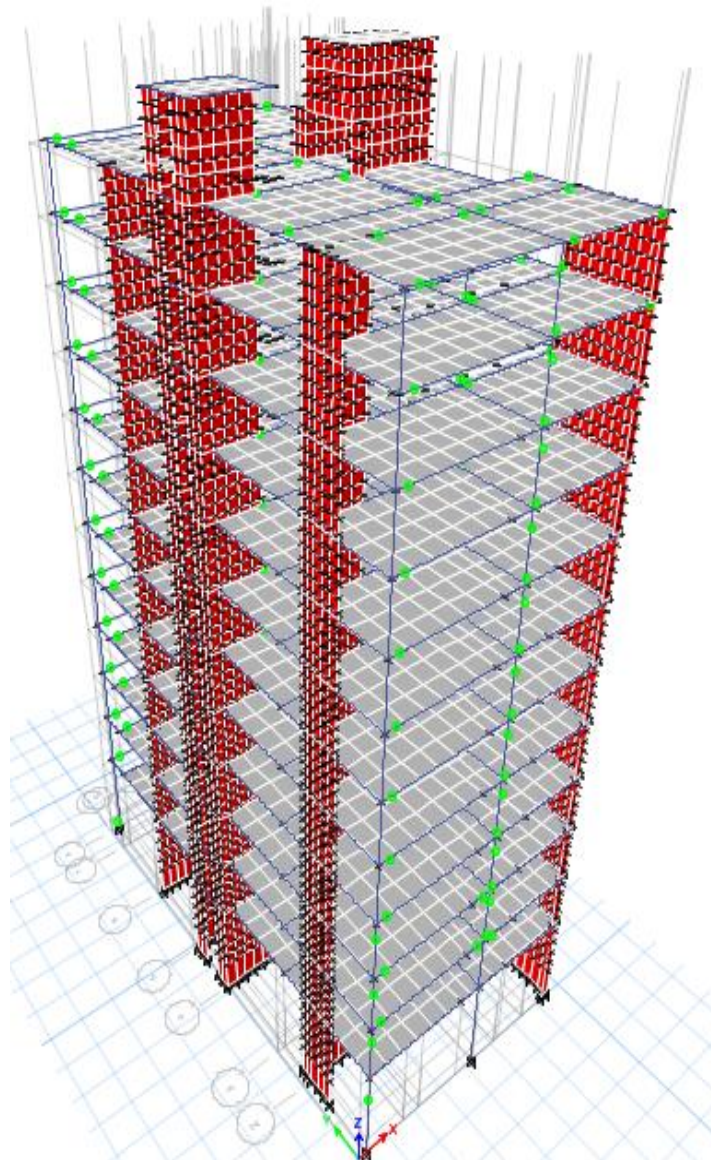


Imagen 38. Rótulas Plásticas del Edificio Residencial San Andrés

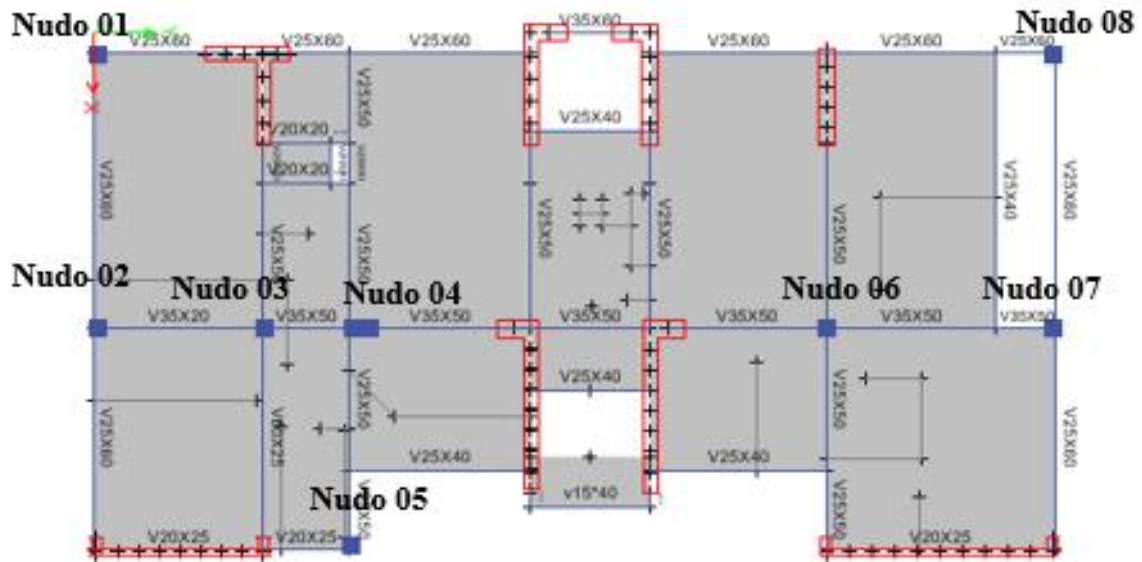
4.4.9 VERIFICACION COLUMNA FUERTE-VIGA DEBIL

Para saber que elemento es más fuerte entre las vigas y las columnas se hace una relación de momentos nominales mostrada en la siguiente ecuación:

$$\frac{Mn_c}{Mn_v} \geq 1.2$$

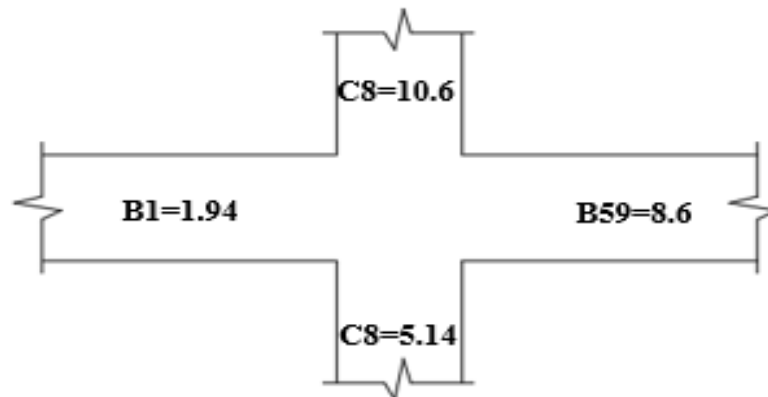
La relación entre la sumatoria de los momentos nominales de las columnas sobre la sumatoria de los momentos nominales de las vigas debe ser mayor igual a 1.2 según lo óptimo (viga débil – columna fuerte)

Imagen 39. Planta típica del modelo utilizado



Fuente: Propia elaborada en Etabs 2016

Imagen 40. Corte del Nudo 1



Fuente: Propia elaborada en Autocad 2018

$$\frac{5.1495 + 10.6139}{1.9407 + 8.6356} = 1.4904$$

Tabla 91. Momentos nominales de los pisos inferiores (Sección Ig)

Piso1-2			
Nudo-01		Nudo-05	
C8inf	5.1495	C4inf	1.4528
C8sup	10.6139	C4sup	8.5262
B1	1.9407	B20	4.2596
B59	8.6356	B37	0.9815
Mnc/Mnv	1.49044562	Mnc/Mnv	1.90398962
Nudo-02		Nudo-06	
C1inf	5.2934	C5inf	5.4461
C1sup	12.8651	C5sup	12.8197
B1	1.9407	B3	1.9911
B34	0.3429	B24	2.3944
B35	6.5457	B26	5.3227
Mnc/Mnv	2.0566183	B42	4.5567
Nudo-03		Mnc/Mnv	1.28047165
C2inf	3.6479	Nudo-07	
C2sup	7.4048	C6inf	7.4189
B14	2.7147	C6sup	18.1158
B32	2.2498	B8	9.3768
B34	0.3429	B9	8.4926
B33	2.7058	B41	2.8871
Mnc/Mnv	1.37931164	Mnc/Mnv	1.23020259
Nudo-04		Nudo-08	
C3inf	9.1961	C7inf	7.4663
C3sup	5.5173	C7sup	14.4344
B2	5.5832	B7	5.9375
B14	2.7147	B8	9.3768
B19	1.9066	Mnc/Mnv	1.43008169
B40	1.801		
Mnc/Mnv	1.22555495		

Fuente: Propia elaborada en Excell 2016

Tabla 92. Momentos nominales pisos intermedios y superiores (Sección Ig)

Piso5-6				Piso11-12			
Nudo-01		Nudo-05		Nudo-01		Nudo-05	
C8inf	11.1784	C4inf	8.6704	C8inf	9.7302	C4inf	7.6692
C8sup	9.8171	C4sup	8.7575	C8sup	10.9402	C4sup	8.7219
B1	6.9712	B20	4.6249	B1	2.0695	B20	3.8542
B59	9.2835	B37	1.7261	B59	9.6568	B37	1.8442
Mnc/Mnv	1.29165718	Mnc/Mnv	2.74411904	Mnc/Mnv	1.76273846	Mnc/Mnv	2.876439
Nudo-02		Nudo-06		Nudo-02		Nudo-06	
C1inf	15.1686	C5inf	13.9535	C1inf	12.3219	C5inf	11.1113
C1sup	14.9578	C5sup	14.3948	C1sup	13.3625	C5sup	12.8473
B1	6.9712	B3	2.2989	B1	2.0695	B3	3.8727
B34	0.3988	B24	5.9506	B34	0.4642	B24	4.509
B35	14.8577	B26	6.3351	B35	16.3339	B26	5.8059
Mnc/Mnv	1.35535391	B42	4.7681	Mnc/Mnv	1.36129661	B42	4.2799
Nudo-03		Mnc/Mnv	1.46482403	Nudo-03		Mnc/Mnv	1.29733857
C2inf	8.4854	Nudo-07		C2inf	7.5053	Nudo-07	
C2sup	7.5504	C6inf	22.0529	C2sup	9.0424	C6inf	18.1783
B14	5.8765	C6sup	22.5157	B14	7.007	C6sup	19.5801
B32	5.8501	B8	17.8304	B32	4.844	B8	13.1481
B34	0.3988	B9	7.2647	B34	0.4642	B9	5.2915
B33	0.6789	B41	6.3414	B33	0.8352	B41	5.684
Mnc/Mnv	1.25237615	Mnc/Mnv	1.41773416	Mnc/Mnv	1.25834195	Mnc/Mnv	1.56520586
Nudo-04		Nudo-08		Nudo-04		Nudo-08	
C3inf	11.6213	C7inf	16.4133	C3inf	11.0706	C7inf	13.8547
C3sup	11.4487	C7sup	16.6495	C3sup	9.5578	C7sup	14.5815
B2	1.4086	B7	8.9507	B2	2.8536	B7	9.6364
B14	5.8765	B8	17.8304	B14	7.007	B8	13.1481
B19	4.3732	Mnc/Mnv	1.23455721	B19	3.7267	Mnc/Mnv	1.24805021
B40	2.4975			B40	2.4159		
Mnc/Mnv	1.62972068			Mnc/Mnv	1.2890172		

Fuente: Propia elaborada en Excell 2016

Tabla 93. Momentos nominales de los pisos inferiores (Sección 1cr)

Piso1-2			
Nudo-01		Nudo-05	
C8inf	3.7014	C4inf	3.0745
C8sup	6.0195	C4sup	5.7444
B1	1.1736	B20	2.78172
B59	3.5843	B37	0.3695
Mnc/Mnv	2.04310725	Mnc/Mnv	2.7985669
Nudo-02		Nudo-06	
C1inf	3.6807	C5inf	4.722
C1sup	7.7579	C5sup	8.7847
B1	1.1736	B3	0.9282
B34	0.1819	B24	1.67608
B35	3.6566	B26	4.651
Mnc/Mnv	2.28219708	B42	3.18969
Nudo-03		Mnc/Mnv	1.29312961
C2inf	2.8342	Nudo-07	
C2sup	4.5257	C6inf	5.6671
B14	1.9858	C6sup	9.9842
B32	1.1195	B8	4.877
B34	0.1819	B9	5.0094
B33	1.1828	B41	2.02097
Mnc/Mnv	1.64651007	Mnc/Mnv	1.31442124
Nudo-04		Nudo-08	
C3inf	5.0043	C7inf	5.9803
C3sup	5.8453	C7sup	8.4235
B2	3.7616	B7	4.15625
B14	1.9858	B8	4.877
B19	1.33462	Mnc/Mnv	1.59453131
B40	1.1052		
Mnc/Mnv	1.3251873		

Fuente: Propia elaborada en Excell 2016

Tabla 94. Momentos nominales pisos intermedios y superiores (Sección Icr)

Piso5-6				Piso11-12			
Nudo-01		Nudo-05		Nudo-01		Nudo-05	
C8inf	6.9676	C4inf	5.9696	C8inf	5.2427	C4inf	5.5345
C8sup	5.931	C4sup	6.0169	C8sup	6.4307	C4sup	6.0459
B1	4.7583	B20	3.03743	B1	1.8885	B20	2.19794
B59	5.6143	B37	0.6477	B59	5.9112	B37	0.8659
Mnc/Mnv	1.24352621	Mnc/Mnv	3.2526668	Mnc/Mnv	1.49664731	Mnc/Mnv	3.77970129
Nudo-02		Nudo-06		Nudo-02		Nudo-06	
C1inf	8.2612	C5inf	8.4453	C1inf	8.0531	C5inf	7.4919
C1sup	9.0744	C5sup	9.6422	C1sup	9.6888	C5sup	9.7318
B1	4.7583	B3	1.9587	B1	1.8885	B3	2.8085
B34	0.2273	B24	4.16542	B34	0.2066	B24	3.1563
B35	7.0952	B26	5.0588	B35	8.8119	B26	4.9781
Mnc/Mnv	1.43497119	B42	3.33767	Mnc/Mnv	1.62665261	B42	2.99593
Nudo-03		Mnc/Mnv	1.24564498	Nudo-03		Mnc/Mnv	1.23566325
C2inf	5.3957	Nudo-07		C2inf	5.2211	Nudo-07	
C2sup	6.2002	C6inf	11.8542	C2sup	7.2909	C6inf	10.3846
B14	4.6352	C6sup	13.4678	B14	5.2188	C6sup	11.4917
B32	3.6495	B8	10.3667	B32	2.3621	B8	8.4806
B34	0.2273	B9	4.0834	B34	0.2066	B9	3.0146
B33	0.3989	B41	4.43898	B33	0.6907	B41	3.9788
Mnc/Mnv	1.30131637	Mnc/Mnv	1.34056291	Mnc/Mnv	1.47578495	Mnc/Mnv	1.41374564
Nudo-04		Nudo-08		Nudo-04		Nudo-08	
C3inf	7.9989	C7inf	10.0562	C3inf	6.2146	C7inf	9.5398
C3sup	8.4836	C7sup	11.1298	C3sup	7.6269	C7sup	10.3125
B2	0.7977	B7	6.26549	B2	1.5655	B7	6.74548
B14	4.6352	B8	10.3667	B14	5.2188	B8	8.4806
B19	3.06124	Mnc/Mnv	1.27379497	B19	2.60869	Mnc/Mnv	1.30383526
B40	1.5266			B40	1.5777		
Mnc/Mnv	1.6448386			Mnc/Mnv	1.26167999		

Fuente: Propia elaborada en Excell 2016

V. RESULTADOS

Tabla 95. Verificación de la deriva máxima entrepiso en la dirección X-X según la E.030

Cumplimiento de la E.030 X-X								
Entrepiso	Inercia Bruta				Inercia Agrietada			
	Desplazamiento absoluto	Desplazamiento relativo	Deriva X	Deriva X-X Final	Desplazamiento absoluto	Desplazamiento relativo	Deriva X	Deriva X-X Final
PISO 12	0.021066667	0.002098765	0.001	0.0038	0.037879	0.003756	0.002	0.0068
PISO 11	0.018967901	0.002037037	0.001	0.0037	0.034123	0.003642	0.001	0.0066
PISO 10	0.016930864	0.002037037	0.001	0.0037	0.030481	0.00367	0.001	0.0066
PISO 9	0.014893827	0.002067901	0.001	0.0037	0.026811	0.003707	0.001	0.0067
PISO 8	0.012825926	0.002067901	0.001	0.0037	0.023104	0.003702	0.001	0.0067
PISO 7	0.010758025	0.002006173	0.001	0.0036	0.019402	0.003637	0.001	0.0065
PISO 6	0.008751852	0.001944444	0.001	0.0035	0.015765	0.003503	0.001	0.0063
PISO 5	0.006807407	0.001820988	0.001	0.0033	0.012262	0.003281	0.001	0.0059
PISO 4	0.00498642	0.001635802	0.001	0.0029	0.008981	0.00296	0.001	0.0053
PISO 3	0.003350617	0.001388889	0.001	0.0025	0.006021	0.002524	0.001	0.0045
PISO 2	0.001961728	0.001080247	0.000	0.0019	0.003497	0.001953	0.001	0.0035
PISO 1	0.000881481	0.000881481	0.000	0.0009	0.001544	0.001544	0	0.0017

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Tabla 96. Verificación de la deriva máxima entrepiso en la dirección Y-Y según la E.030

Cumplimiento de la E.030 Y-Y								
Entrepiso	Inercia Bruta				Inercia Agrietada			
	Desplazamiento absoluto	Desplazamiento relativo	Deriva Y	Deriva Y-Y Final	Desplazamiento absoluto	Desplazamiento relativo	Deriva Y	Deriva Y-Y Final
PISO 12	0.016180556	0.001325758	0.001	0.0024	0.028522	0.002322	0.001	0.0042
PISO 11	0.014854798	0.001357323	0.001	0.0024	0.0262	0.00241	0.001	0.0043
PISO 10	0.013497475	0.001420455	0.001	0.0026	0.02379	0.002499	0.001	0.0045
PISO 9	0.01207702	0.00145202	0.001	0.0026	0.021291	0.002578	0.001	0.0046
PISO 8	0.010625	0.001483586	0.001	0.0027	0.018713	0.002631	0.001	0.0047
PISO 7	0.009141414	0.001515152	0.001	0.0027	0.016082	0.002647	0.001	0.0048
PISO 6	0.007626263	0.001483586	0.001	0.0027	0.013435	0.002619	0.001	0.0047
PISO 5	0.006142677	0.00145202	0.001	0.0026	0.010816	0.002538	0.001	0.0046
PISO 4	0.004690657	0.001357323	0.001	0.0024	0.008278	0.002396	0.001	0.0043
PISO 3	0.003333333	0.001231061	0.000	0.0022	0.005882	0.002178	0.001	0.0039
PISO 2	0.002102273	0.001041667	0.000	0.0019	0.003704	0.001854	0.001	0.0033
PISO 1	0.001060606	0.001060606	0.000	0.0011	0.00185	0.00185	0.000	0.0020

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Tabla 97. Diferencia de los modos de vibración entre I_g e I_{cr}

Modos de Vibración de la estructura								
Modo	Inercia Bruta				Inercia Agrietada			
	Periodo	Ux	Uy	Rz	Periodo	Ux	Uy	Rz
1	0.87	0.49	0.03	0.23	1.04	0.09	0.20	0.49
2	0.82	0.20	0.28	0.29	0.96	0.58	0.11	0.02
3	0.71	0.04	0.44	0.25	0.82	0.03	0.43	0.26
4	0.25	0.00	0.04	0.08	0.30	0.00	0.05	0.08
5	0.21	0.16	0.01	0.00	0.21	0.17	0.01	0.00
6	0.18	0.01	0.11	0.06	0.19	0.01	0.12	0.06
7	0.13	0.00	0.01	0.03	0.15	0.00	0.02	0.03
8	0.09	0.05	0.01	0.00	0.10	0.00	0.00	0.02
9	0.08	0.01	0.02	0.03	0.09	0.06	0.00	0.00
10	0.08	0.00	0.01	0.00	0.08	0.01	0.04	0.01
11	0.06	0.00	0.00	0.00	0.07	0.00	0.00	0.01
12	0.06	0.00	0.00	0.00	0.06	0.00	0.00	0.00
13	0.06	0.00	0.00	0.00	0.05	0.01	0.01	0.00
14	0.06	0.00	0.00	0.00	0.05	0.02	0.00	0.00
15	0.06	0.00	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00	0.01
16	0.05	0.00	0.00	0.00	0.04	0.00	0.00	0.00
17	0.05	0.00	0.01	0.00	0.04	0.00	0.00	0.00
18	0.05	0.01	0.00	0.00	0.04	0.00	0.00	0.00
19	0.05	0.01	0.00	0.00	0.04	0.01	0.00	0.00
20	0.05	0.00	0.00	0.00	0.04	0.01	0.00	0.00
21	0.05	0.00	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	0.00
22	0.05	0.00	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	0.00
23	0.04	0.00	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	0.00
24	0.04	0.00	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	0.00
25	0.04	0.00	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	0.00
26	0.04	0.00	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	0.00
27	0.04	0.00	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	0.00
28	0.04	0.00	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	0.00
29	0.04	0.00	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	0.00
30	0.04	0.00	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	0.00
31	0.04	0.00	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	0.00
32	0.04	0.00	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	0.00
33	0.04	0.00	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	0.00
34	0.03	0.00	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	0.00
35	0.03	0.01	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	0.00
36	0.03	0.00	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	0.00

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Tabla 98. Variación de momentos y cortantes en vigas al usar I_g e I_{cr}

Envolvente								
Viga	Inercia Bruta				Inercia Agrietada			
	M+(ton-m)	M-(ton-m)	V+(ton)	V-(ton)	M+(ton-m)	M-(ton-m)	V+(ton)	V-(ton)
V101/35x60	26.00	-56.79	43.63	-33.11	18.43	-42.80	38.71	-26.79
V102/35x60	23.65	-47.43	26.18	-38.52	15.99	-37.43	23.17	-34.20
V103/35x60	20.88	-59.59	43.65	-50.69	15.20	-43.24	38.62	-41.04
V104/35x60	21.00	-68.05	46.57	-37.62	14.40	-43.14	35.66	-32.24
V105/25x60	22.54	-49.19	39.05	-17.56	14.62	-34.29	31.64	-11.67
V106/25x60	16.37	-40.27	27.74	-38.16	13.02	-29.48	24.09	-33.77
V107/25x60	19.82	-49.97	46.36	-42.02	10.30	-29.80	41.80	-30.75
V108/35x60	21.50	-62.68	41.37	-49.17	16.50	-40.38	35.84	-40.06
V109/35x70	24.42	-75.76	56.45	-47.46	19.78	-52.02	45.15	-43.89
V110/25x50	21.36	-27.40	26.16	-20.78	15.48	-26.45	23.80	-19.06
V111/25x60	26.51	-35.79	15.75	-16.10	11.12	-19.36	11.15	-10.70
V112/25x60	27.47	-48.63	32.60	-41.87	20.36	-39.52	29.42	-37.52
V113/25x60	38.04	-31.48	25.10	-21.05	19.46	-18.47	17.45	-15.76
V114/25x60	25.25	-51.10	24.17	-24.55	14.76	-28.42	17.69	-16.23
V115/35x80	113.81	-115.68	228.48	-230.91	91.75	-92.36	183.03	-185.55
V116/25x60	47.49	-57.59	31.99	-32.68	19.33	-25.40	17.16	-16.50
V117/25x60	31.56	-37.42	35.67	-26.37	20.69	-26.07	30.91	-19.00
V118/25x40	9.90	-13.45	15.36	-16.37	3.82	-6.44	9.01	-10.96
V119/35x20	1.75	-4.22	5.82	-5.54	0.79	-2.13	3.53	-3.34
V120/35x60	21.66	-33.77	36.11	-26.58	13.96	-19.52	22.97	-18.78
V121/35x60	39.78	-49.22	49.77	-62.12	17.04	-26.04	46.38	-44.14
V122/35x60	24.60	-32.15	33.18	-35.20	11.65	-16.91	21.44	-22.54
V123/35x60	31.85	-53.35	44.70	-34.01	16.17	-29.72	16.82	-20.94
V124/35x60	25.31	-36.45	38.91	-24.06	17.52	-28.39	33.76	-21.25
V125/25x40	5.32	-7.43	7.79	-9.11	1.13	-2.67	3.57	-4.23
V126/25x40	7.37	-16.49	11.54	-6.00	4.07	-9.56	8.78	-4.69
V127/25x40	6.84	-15.17	12.10	-9.57	2.43	-9.72	8.77	7.87
V128/25x20	2.49	-1.61	2.14	-2.24	1.38	-0.82	1.39	-1.43
V129/25x20	5.24	-5.73	5.80	-5.99	1.91	-2.15	2.46	-2.64
V130/25x40	2.51	-1.89	3.53	-2.67	1.15	0.70	1.66	-1.42
V131/25x20	5.49	-3.63	3.37	-10.75	4.23	-1.80	2.17	-21.80
VA/20x20	3.67	-5.01	0.43	-4.31	2.09	-2.30	0.18	-2.47
VA/20x15	1.13	-0.43	2.01	-2.45	0.67	-0.46	1.50	-2.19

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Tabla 99. Diferencias de cargas axial, momentos, cortantes y torsiones en columnas al usar I_g e I_{cr}

Combinaciones													
Columna	Combinación	Inercia Bruta						Inercia Agrietada					
		P(ton)	V2(ton)	V3(ton)	T(ton-m)	M2(ton-m)	M3(ton-m)	P(ton)	V2(ton)	V3(ton)	T(ton-m)	M2(ton-m)	M3(ton-m)
C1	CU1	186.09	2.70	1.35	0.02	1.64	2.65	201.68	2.46	1.43	0.04	1.68	2.36
	CUX2MAX	147.35	11.74	0.57	0.40	1.19	12.76	166.67	10.15	0.56	0.47	1.36	9.90
	CUX2MIN	174.28	8.77	1.69	0.38	2.10	10.50	181.88	5.90	1.83	0.42	2.23	9.39
	CUY2MAX	119.23	14.15	1.67	0.58	2.81	15.56	141.45	9.89	1.40	0.78	2.35	9.90
	CUY2MIN	202.40	11.38	2.92	0.56	3.57	12.72	207.10	6.56	2.73	0.73	3.33	9.18
	CUX3MAX	84.40	10.98	0.58	0.40	0.84	12.14	98.39	9.31	0.55	0.46	0.96	9.08
	CUX3MIN	111.33	9.33	1.11	0.38	1.40	10.32	113.61	6.74	1.22	0.43	1.51	8.60
	CUY3MAX	56.28	13.58	1.97	0.58	2.98	14.94	73.17	9.04	1.75	0.77	2.13	9.36
	CUY3MIN	139.45	11.93	2.48	0.56	3.30	13.23	138.83	7.05	2.25	0.74	2.61	8.40
C2	CU1	156.12	0.85	3.58	0.02	3.90	0.92	172.45	0.49	3.13	0.04	3.35	0.62
	CUX2MAX	107.81	8.93	4.61	0.40	5.02	9.95	125.31	6.77	3.56	0.47	3.81	7.32
	CUX2MIN	160.89	9.65	1.54	0.38	4.21	9.64	171.42	6.64	1.81	0.42	3.32	7.38
	CUY2MAX	55.94	6.64	9.09	0.58	10.24	8.89	87.72	3.94	7.18	0.78	7.69	4.75
	CUY2MIN	212.77	6.82	5.06	0.56	7.95	8.44	209.01	3.80	3.15	0.73	6.72	4.19
	CUX3MAX	53.25	9.04	3.36	0.40	3.65	9.95	64.92	6.69	2.47	0.46	2.63	7.40
	CUX3MIN	106.33	9.54	1.01	0.38	3.08	9.64	111.03	6.72	0.80	0.43	2.31	7.30
	CUY3MAX	11.05	6.61	8.11	0.58	9.18	8.82	27.33	3.86	6.08	0.77	6.75	4.63
	CUY3MIN	158.21	6.62	5.64	0.56	7.06	8.51	148.62	3.88	3.83	0.74	5.71	4.17
C3	CU1	241.71	1.36	11.70	0.06	11.72	1.64	255.65	0.32	8.63	0.11	8.64	0.48
	CUX2MAX	197.88	10.44	15.82	1.19	15.65	10.91	211.89	7.15	11.02	1.40	10.91	6.82
	CUX2MIN	218.60	8.17	4.25	1.12	15.99	10.61	228.44	6.66	3.80	1.25	11.13	7.59
	CUY2MAX	170.81	6.77	29.66	1.72	29.82	8.73	200.60	3.68	21.36	2.32	20.45	4.42
	CUY2MIN	245.67	5.24	13.45	1.65	30.78	6.14	239.73	3.46	7.34	2.17	22.27	4.08

	CUX3MAX	114.12	9.85	11.64	1.18	11.47	10.40	123.05	6.95	7.93	1.37	7.83	7.07
	CUX3MIN	134.84	8.76	2.45	1.14	11.82	10.03	139.59	6.86	1.32	1.28	8.05	7.34
	CUY3MAX	87.05	6.32	25.49	1.71	26.83	8.01	111.75	3.48	18.27	2.29	17.37	4.14
	CUY3MIN	161.91	5.69	15.93	1.67	26.61	6.74	150.89	3.51	9.62	2.19	19.18	4.05
C4	CU1	87.37	3.39	0.57	0.02	0.61	3.66	91.95	3.08	0.41	0.04	0.44	3.50
	CUX2MAX	42.53	7.63	0.96	0.40	2.12	7.89	56.81	5.84	0.48	0.47	1.29	5.95
	CUX2MIN	109.28	1.85	1.95	0.38	1.77	7.50	102.96	0.86	1.20	0.42	1.11	5.74
	CUY2MAX	23.00	5.68	1.93	0.58	3.19	6.28	30.42	3.96	1.67	0.78	2.64	4.66
	CUY2MIN	128.81	0.62	2.84	0.56	2.85	5.55	129.35	1.63	2.38	0.73	2.17	3.81
	CUX3MAX	14.21	6.44	1.16	0.40	1.92	6.70	27.02	4.80	0.62	0.46	1.14	4.77
	CUX3MIN	80.96	2.97	1.75	0.38	1.59	6.42	73.17	1.56	1.06	0.43	0.98	4.82
	CUY3MAX	6.93	4.49	2.05	0.58	2.99	5.14	3.27	2.92	1.81	0.77	2.49	3.46
	CUY3MIN	100.49	1.46	2.65	0.56	2.82	4.48	99.56	0.57	2.24	0.74	2.11	2.89
C5	CU1	191.48	0.49	9.56	0.02	10.05	0.60	229.34	0.52	7.64	0.04	7.86	0.64
	CUX2MAX	142.64	11.97	2.91	0.40	12.85	12.98	175.03	8.06	2.71	0.47	10.15	7.94
	CUX2MIN	186.83	12.03	13.54	0.38	14.23	13.63	219.17	8.00	10.43	0.42	10.72	8.26
	CUY2MAX	112.70	2.94	6.05	0.58	18.35	3.56	151.66	2.32	2.84	0.78	14.48	2.30
	CUY2MIN	216.77	3.80	19.29	0.56	20.23	4.61	242.54	2.65	14.81	0.73	15.15	3.39
	CUX3MAX	75.60	11.90	1.77	0.40	9.69	13.05	94.09	8.01	0.84	0.46	7.56	8.04
	CUX3MIN	119.79	11.97	10.19	0.38	10.69	13.56	138.24	8.06	7.75	0.43	7.94	8.16
	CUY3MAX	45.66	3.08	8.25	0.58	15.19	3.73	70.72	2.27	4.56	0.77	11.89	2.46
	CUY3MIN	149.73	3.66	15.94	0.56	16.99	4.44	161.61	2.53	12.13	0.74	12.37	3.20
C6	CU1	205.98	1.08	3.78	0.02	4.55	1.15	223.13	0.77	4.17	0.04	4.93	0.92
	CUX2MAX	164.94	15.06	4.31	0.40	5.21	16.64	182.66	10.51	4.27	0.47	5.12	10.23
	CUX2MIN	191.94	15.00	2.12	0.38	3.53	16.61	203.96	9.61	2.87	0.42	3.86	9.74
	CUY2MAX	125.87	8.42	6.97	0.58	8.29	9.23	157.99	6.96	6.26	0.78	6.70	6.88
	CUY2MIN	231.01	8.58	1.94	0.56	6.16	10.10	228.64	6.76	1.58	0.73	5.71	7.50

	CUX3MAX	96.58	15.11	2.88	0.40	3.48	16.70	108.67	10.40	2.76	0.46	3.27	10.20
	CUX3MIN	123.58	14.95	0.68	0.38	2.49	16.55	129.97	9.72	1.35	0.43	2.55	9.71
	CUY3MAX	57.51	8.48	5.79	0.58	6.57	9.30	83.99	6.85	4.75	0.77	4.85	7.07
	CUY3MIN	162.65	8.45	3.11	0.56	5.13	9.78	154.65	6.59	0.91	0.74	4.41	7.28
C7	CU1	117.98	4.58	1.87	0.03	2.29	4.45	116.27	3.64	2.31	0.04	2.84	3.51
	CUX2MAX	44.72	5.31	4.38	0.40	5.32	10.20	65.55	1.88	3.68	0.47	4.64	7.39
	CUX2MIN	161.10	11.04	1.87	0.38	3.01	11.76	137.64	7.84	0.37	0.42	2.57	7.51
	CUY2MAX	54.06	2.41	7.49	0.58	9.11	6.70	73.68	0.90	4.84	0.78	6.14	5.64
	CUY2MIN	151.76	7.20	5.02	0.56	5.53	7.53	129.51	5.92	1.57	0.73	3.52	5.82
	CUX3MAX	7.75	6.31	3.72	0.40	4.52	8.82	29.65	2.71	2.89	0.46	3.67	6.32
	CUX3MIN	124.13	9.61	2.25	0.38	2.65	10.66	101.73	6.68	0.95	0.43	2.09	6.38
	CUY3MAX	17.09	3.14	6.83	0.58	8.31	5.32	37.77	1.65	4.05	0.77	5.17	4.57
	CUY3MIN	114.79	5.90	5.42	0.56	6.04	6.69	93.61	4.75	2.15	0.74	3.06	4.95
C8	CU1	98.48	5.03	2.75	0.02	2.79	5.03	98.03	3.80	1.35	0.04	1.35	3.77
	CUX2MAX	49.31	1.93	4.53	0.40	5.07	7.97	56.61	0.47	3.07	0.47	3.47	6.00
	CUX2MIN	121.37	8.74	3.53	0.38	4.34	8.78	113.39	6.44	2.66	0.42	3.38	6.33
	CUY2MAX	22.75	3.42	8.45	0.58	10.06	8.36	32.01	0.81	5.11	0.78	6.13	6.04
	CUY2MIN	147.93	9.26	7.66	0.56	9.33	10.45	137.98	6.40	4.80	0.73	6.04	6.82
	CUX3MAX	16.73	3.12	4.23	0.40	4.99	6.49	24.30	1.44	2.96	0.46	3.51	4.90
	CUX3MIN	88.78	7.06	3.64	0.38	4.43	7.43	81.08	5.19	2.64	0.43	3.34	5.03
	CUY3MAX	11.08	4.55	8.34	0.58	9.98	6.87	2.66	1.79	5.02	0.77	6.17	4.94
	CUY3MIN	115.35	8.02	7.77	0.56	9.42	9.08	105.67	5.16	4.79	0.74	6.00	5.52

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Tabla 100. Diferencias de carga axial, momentos, cortantes y torsión en placas al usar I_g e I_{cr}

Combinaciones													
Placa	Combinación	Inercia Bruta						Inercia Agrietada					
		P(ton)	V2(ton)	V3(ton)	T(ton-m)	M2(ton-m)	M3(ton-m)	P(ton)	V2(ton)	V3(ton)	T(ton-m)	M2(ton-m)	M3(ton-m)
PL1	CU1	343.19	11.32	15.81	10.80	21.64	14.62	326.74	10.33	13.89	6.36	18.99	13.34
	CUX2MAX	210.02	30.54	7.64	8.18	159.22	403.42	224.35	21.35	5.33	8.08	135.70	320.75
	CUX2MIN	385.33	30.02	25.08	19.13	160.53	389.30	342.70	20.34	20.87	9.49	132.33	297.95
	CUY2MAX	216.61	84.99	13.48	11.26	381.00	1003.14	236.46	80.21	7.95	11.21	454.80	1102.90
	CUY2MIN	378.74	84.47	21.19	21.07	382.31	989.03	330.59	79.19	17.24	14.35	451.47	1080.10
	CUX3MAX	97.28	30.52	9.10	7.74	160.16	401.57	117.41	21.23	6.79	7.34	135.52	316.90
	CUX3MIN	272.59	30.03	19.62	15.25	159.59	391.15	235.76	20.46	16.13	7.23	132.47	301.79
	CUY3MAX	103.87	84.97	14.93	12.53	381.94	1001.30	129.52	80.09	9.41	11.76	454.66	1099.06
	CUY3MIN	266.00	84.48	18.79	17.19	381.37	990.88	223.65	79.31	13.33	12.68	451.61	1083.95
PL2	CU1	477.91	16.19	3.69	2.57	5.34	22.42	472.62	15.46	4.09	2.55	5.18	31.49
	CUX2MAX	301.86	45.46	23.65	13.17	125.26	413.71	331.74	43.97	20.73	10.29	122.00	483.66
	CUX2MIN	525.80	48.72	24.46	12.94	124.25	392.64	486.65	47.87	21.76	9.99	119.93	446.55
	CUY2MAX	308.58	62.44	54.63	25.04	249.26	439.21	343.23	51.83	44.04	21.35	230.34	441.64
	CUY2MIN	519.09	65.69	55.44	24.81	248.25	418.15	475.15	55.73	45.07	21.05	228.27	404.54
	CUX3MAX	142.75	46.24	23.81	13.07	124.98	409.13	174.18	44.89	20.94	10.19	121.40	475.41
	CUX3MIN	366.69	47.94	24.30	13.03	124.53	397.22	329.09	46.95	21.55	10.10	120.53	454.79
	CUY3MAX	149.46	63.22	54.79	24.95	248.98	434.63	185.67	52.75	44.25	21.25	229.74	433.40
	CUY3MIN	359.97	64.92	55.28	24.91	248.53	422.72	317.60	54.81	44.86	21.16	228.87	412.78
PL3	CU1	376.61	15.13	5.97	1.62	7.02	23.97	376.19	13.87	4.35	1.78	7.90	35.40
	CUX2MAX	86.66	56.17	30.13	26.79	87.55	556.15	98.18	53.60	27.70	25.61	98.82	622.16
	CUX2MIN	599.57	60.41	22.96	27.22	89.39	532.86	568.37	60.63	21.35	25.73	104.03	579.59
	CUY2MAX	94.68	53.21	56.97	49.33	129.10	341.96	74.31	41.86	43.56	38.36	103.99	321.80
	CUY2MIN	728.22	59.19	49.80	49.76	130.93	318.67	707.05	51.42	37.21	38.48	109.20	279.22

	CUX3MAX	77.19	57.11	28.48	26.75	87.98	550.65	46.29	54.56	26.24	25.54	100.01	612.21
	CUX3MIN	477.90	59.28	24.61	27.25	88.96	538.36	447.00	57.45	22.81	25.79	102.84	589.54
	CUY3MAX	205.83	54.15	55.32	49.29	129.53	336.46	184.98	42.81	42.10	38.30	105.18	311.84
	CUY3MIN	606.54	56.32	51.45	49.79	130.50	324.17	585.69	48.24	38.67	38.55	108.01	289.17
PL4	CU1	341.24	14.36	6.71	2.53	5.04	27.46	321.84	13.62	5.20	1.89	3.65	27.14
	CUX2MAX	81.10	66.10	28.48	33.58	103.91	613.50	68.78	53.59	23.22	26.09	97.11	620.46
	CUX2MIN	513.05	69.68	32.38	31.43	102.65	598.51	519.43	57.48	26.25	24.27	94.29	592.02
	CUY2MAX	103.39	41.37	54.46	49.49	114.56	186.28	81.00	40.67	40.53	39.26	102.55	257.12
	CUY2MIN	655.37	44.95	58.36	47.35	113.29	171.29	627.12	46.61	43.56	37.44	99.73	228.67
	CUX3MAX	38.21	66.88	29.42	33.28	103.59	609.57	71.03	54.28	23.95	25.83	96.38	613.23
	CUX3MIN	404.33	68.90	31.43	31.74	102.97	602.44	417.59	56.05	25.51	24.53	95.02	599.25
	CUY3MAX	180.53	42.15	55.41	49.19	114.24	182.35	178.72	41.37	41.26	39.00	101.82	249.88
	CUY3MIN	546.65	44.17	57.42	47.65	113.62	175.22	525.28	44.09	42.82	37.70	100.46	235.90
PL5	CU1	576.31	14.61	7.43	6.99	9.75	34.65	554.60	14.30	5.05	3.83	6.43	58.91
	CUX2MAX	223.49	98.98	13.80	25.11	90.06	1171.74	254.34	93.65	9.48	19.25	97.34	1290.84
	CUX2MIN	778.19	102.34	6.90	27.68	85.33	1113.08	708.66	93.45	5.51	19.19	90.09	1191.20
	CUY2MAX	165.93	56.41	41.82	19.36	66.96	502.28	107.70	59.76	26.66	15.83	63.18	512.60
	CUY2MIN	953.50	60.95	33.18	25.71	62.23	443.63	992.78	52.86	20.58	17.76	55.93	412.96
	CUX3MAX	47.23	94.12	11.65	25.78	88.94	1158.11	74.26	90.16	8.37	19.44	95.60	1267.56
	CUX3MIN	587.65	100.62	8.02	26.59	86.46	1126.71	526.17	92.03	6.31	19.00	91.84	1214.48
	CUY3MAX	145.09	53.27	39.85	20.76	65.83	488.66	213.37	54.80	25.28	15.45	61.44	489.32
	CUY3MIN	762.95	59.22	34.93	24.01	63.35	457.25	810.30	51.44	21.83	17.04	57.67	436.24
PL6	CU1	598.61	12.49	11.57	13.86	14.46	34.97	581.33	12.71	9.17	10.15	11.32	55.82
	CUX2MAX	350.01	119.46	9.53	29.00	103.51	1350.88	380.16	101.96	8.13	23.68	106.90	1417.87
	CUX2MIN	688.97	105.41	18.28	21.22	107.77	1291.91	629.15	89.73	14.09	19.45	113.80	1323.80
	CUY2MAX	152.14	44.42	19.43	35.84	60.59	264.82	108.20	52.60	12.08	21.99	47.78	394.10
	CUY2MIN	1042.09	39.93	34.07	24.50	64.85	205.85	1071.64	42.22	22.59	14.16	54.67	300.02

	CUX3MAX	154.19	116.64	9.70	26.18	104.60	1336.80	190.52	99.23	8.25	21.95	108.63	1395.29
	CUX3MIN	493.15	108.23	15.12	22.80	106.68	1306.00	439.51	91.10	12.07	20.35	112.07	1346.39
	CUY3MAX	206.27	42.63	22.04	32.46	61.68	250.73	259.32	48.57	13.47	19.63	49.50	371.51
	CUY3MIN	846.27	41.16	30.70	26.31	63.75	219.93	882.00	43.81	19.95	15.64	52.95	322.61
PL7	CU1	384.68	11.95	7.23	2.03	10.00	16.79	385.57	11.07	5.51	0.50	7.51	15.74
	CUX2MAX	256.27	39.43	4.09	9.32	16.08	303.21	285.33	30.24	1.84	3.31	12.06	289.33
	CUX2MIN	408.43	43.08	11.79	7.36	9.19	302.67	380.27	34.36	8.66	3.68	4.45	285.65
	CUY2MAX	232.64	30.69	12.33	15.10	25.25	150.98	276.83	28.91	5.70	5.23	17.64	187.47
	CUY2MIN	432.06	34.34	19.97	13.26	19.29	150.44	388.77	33.02	12.64	5.61	7.56	183.80
	CUX3MAX	125.86	40.30	5.54	8.95	12.91	302.81	153.65	31.21	3.08	3.42	9.60	288.07
	CUX3MIN	278.02	42.21	10.13	7.66	8.80	303.07	248.58	33.40	7.12	3.57	4.09	286.91
	CUY3MAX	102.23	31.56	13.78	14.73	23.16	150.58	145.14	29.87	6.95	5.34	15.18	186.21
	CUY3MIN	301.65	33.47	18.32	13.56	18.90	150.84	257.08	32.06	11.12	5.49	8.66	185.05
PL8	CU1	431.39	18.67	10.23	17.31	10.61	24.75	408.94	16.13	10.51	10.04	10.43	21.41
	CUX2MAX	251.95	57.56	57.55	23.99	395.62	755.95	278.63	40.63	41.87	14.88	351.10	601.38
	CUX2MIN	496.73	54.85	53.58	5.78	411.84	772.47	431.49	37.70	38.75	3.80	347.82	594.55
	CUY2MAX	319.86	154.95	133.72	41.72	948.20	1880.27	318.86	147.18	136.73	30.37	1175.76	2083.04
	CUY2MIN	428.81	152.25	129.75	17.41	964.41	1896.79	391.26	144.25	133.61	16.60	1172.47	2076.21
	CUX3MAX	110.73	56.96	56.66	17.90	401.33	761.81	145.39	39.99	41.16	11.99	352.35	601.94
	CUX3MIN	355.51	55.45	54.47	6.51	406.13	766.61	298.25	38.34	39.45	4.49	346.57	593.98
		CUY3MAX	178.64	154.36	132.83	35.63	953.91	1886.13	185.63	146.54	136.02	27.37	1177.01
	CUY3MIN	287.59	152.85	130.64	22.02	958.70	1890.93	258.02	144.89	134.31	19.49	1171.23	2075.65

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Tabla 101. Diferencias entre análisis lineal y no lineal en columnas (Secciones producto del análisis con Ig)

Columna	Inercia Bruta					Pushover-Seccion Ig				
	P(ton)	V2(ton)	V3(ton)	M2(ton-m)	M3(ton-m)	P(ton)	V2(ton)	V3(ton)	M2(ton-m)	M3(ton-m)
C1	140.68912	8.70376	1.05836	1.43646	9.67584	158.2404	12.0026	1.2996	2.109	10.6417
C2	116.88138	7.60166	2.82176	3.97032	8.01864	129.0506	7.1092	3.8841	3.5952	6.9436
C3	181.43138	7.71582	9.1701	13.33102	8.719	178.3599	10.9654	13.8359	11.4645	10.3423
C4	66.87168	4.45724	1.27716	1.60156	6.43342	74.7435	8.4876	0.3758	0.2958	7.593
C5	143.26866	9.6712	7.59202	11.50238	10.76458	137.921	12.6524	7.8821	7.0302	12.2445
C6	156.60338	12.239	2.75438	3.852	13.53132	176.5528	19.4078	2.8996	3.4173	18.3713
C7	91.1346	7.37024	2.81582	3.55874	9.17696	32.9063	7.3505	1.4866	2.3275	7.2453
C8	74.93474	5.17632	3.73688	4.32306	7.1423	32.7301	1.3784	3.4164	3.4657	1.5348

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Tabla 102. Diferencias entre análisis lineal y no lineal en columnas (Secciones producto del análisis con Icr)

Columna	Inercia Agrietada					Pushover-Seccion Icr				
	P(ton)	V2(ton)	V3(ton)	M2(ton-m)	M3(ton-m)	P(ton)	V2(ton)	V3(ton)	M2(ton-m)	M3(ton-m)
C1	152.45	6.91	1.12	1.55	7.87	158.24	7.35	1.30	1.2996	8.1955
C2	129.03	5.46	2.35	3.08	6.00	129.05	6.01	2.56	3.5952	6.9436
C3	191.72	5.59	6.54	9.31	5.86	178.36	5.26	7.79	11.4645	5.8087
C4	70.38	3.23	0.76	0.99	4.96	74.74	3.47	0.82	1.0245	4.5747
C5	171.17	6.53	5.88	8.85	6.61	137.92	7.77	6.94	7.0302	6.6376
C6	169.68	8.20	3.08	3.94	8.16	176.55	7.51	2.90	3.4173	7.8006
C7	90.17	4.55	2.04	3.16	6.22	100.72	4.51	1.49	2.3275	7.2453
C8	74.68	3.47	2.54	3.01	5.21	81.85	4.12	2.90	3.4657	5.6027

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Tabla 103. Diferencias entre análisis lineal y no lineal en vigas (Secciones producto del análisis con Ig)

VIGA	Inercia Bruta			Pushover-Seccion Ig		
	V2(ton)	T(ton)	M3(ton)	V2(ton)	T(ton)	M3(ton)
V101	7.48	1.2984	7.82	10.57	1.8732	5.51
V102	6.30	1.0133	6.43	5.70	1.2727	7.1450
V103	9.29	0.0103	8.43	6.06	0.0068	3.52
V104	3.39	0.0120	3.08	4.64	0.0156	4.26
V105	6.15	0.8522	7.73	5.88	0.4900	1.78
V106	6.95	0.0140	6.04	8.83	0.0031	8.35
V107	9.94	0.0050	9.61	12.83	0.0042	10.35
V108	10.34	0.0175	11.16	11.37	0.0235	9.75
V109	10.84	0.0136	10.78	12.46	0.0151	10.63
V110	4.86	0.4904	5.04	5.07	0.2867	4.15
V111	3.49	0.1214	7.16	4.02	0.1348	8.04
V112	7.84	1.6196	8.54	10.07	1.8266	10.77
V113	3.19	0.2181	4.74	3.27	0.2303	5.2583
V114	4.36	0.8089	6.18	4.23	0.7900	8.58
V115	16.37	0.4279	13.99	1.27	0.3030	13.58
V116	4.81	0.2013	7.43	4.84	0.2684	5.11
V117	5.65	3.1030	5.44	5.73	2.8834	5.48
V118	2.29	0.8699	1.24	3.42	0.9660	1.40
V119	0.86	0.0023	0.49	1.02	0.0026	0.56
V120	3.39	0.0097	3.08	4.64	0.0137	4.26
V121	6.62	0.0192	4.92	8.37	0.0235	5.80
V122	4.95	0.0103	3.60	5.83	0.0114	3.84
V123	5.78	0.0182	6.62	5.66	0.0202	8.76
V124	6.49	3.1765	4.73	7.25	3.3941	4.02
V125	0.99	0.0696	0.62	0.66	0.0656	0.80
V126	1.85	0.3463	2.24	2.05	0.3845	2.15
V127	1.77	0.3540	2.23	1.9697	0.4599	2.59
V128	0.40	4.3089	0.35	0.55	5.2269	0.45
V129	0.83	0.0836	0.72	0.69	0.0863	0.8002
V130	2.00	6.0994	0.87	1.41	3.5589	0.60
V131	0.44	0.0487	0.33	0.33	0.0272	0.42
VA-20X20	0.33	0.0468	0.18	0.3705	0.0520	0.2020
VA-15X20	0.66	0.0598	0.87	0.7322	0.0664	0.9705

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

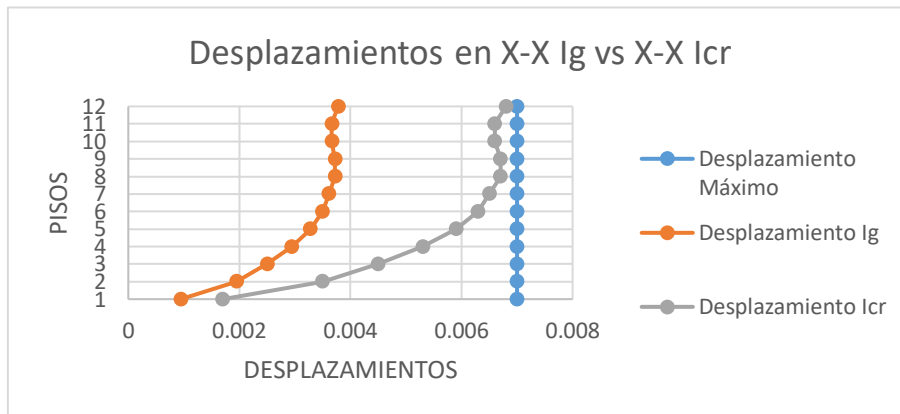
Tabla 104. Diferencias entre análisis lineal y no lineal en vigas (Secciones producto del análisis con Icr)

Columna	Inercia Bruta			Pushover-Seccion Icr		
	V2(ton)	T(ton)	M3(ton)	V2(ton)	T(ton)	M3(ton)
V101	6.6566	1.29486	5.84392	7.3393	1.5624	6.7918
V102	5.5107	1.08722	4.9644	5.1357	1.1389	5.2377
V103	7.98198	0.01314	6.03104	8.5542	0.0126	6.4969
V104	2.54	0.01412	2.07892	2.3771	0.0154	2.3034
V105	5.13464	0.78728	5.43608	6.1105	0.7421	5.0961
V106	6.10398	0.01418	4.4347	6.746	0.0169	5.3886
V107	8.13656	0.0065	5.20076	9.0879	0.0072	5.3878
V108	8.03126	0.02064	6.57716	9.4407	0.02334	5.9234
V109	8.97822	0.02276	8.09736	8.8428	0.02529	7.7811
V110	4.46458	0.95828	4.38918	4.7401	0.9896	4.6451
V111	2.23718	0.14546	3.43084	2.4083	0.15021	3.73031
V112	6.6922	1.81256	5.91204	6.8653	1.6486	6.6444
V113	2.50486	0.23672	2.78934	2.464	0.2319	3.1772
V114	3.18982	0.78776	3.8051	3.7784	0.7533	3.6787
V115	7.3597	0.31676	5.50766	7.2959	0.3402	5.1311
V116	2.7974	0.20468	3.56226	2.9636	0.2169	3.3551
V117	5.1455	2.62102	4.08318	5.35	2.4686	4.6974
V118	1.89778	1.1322	0.7442	2.1387	1.2151	0.6716
V119	0.59756	0.0026	0.22478	0.68	0.0025	0.24147
V120	2.54	0.01412	2.07892	2.3771	0.0164	2.4034
V121	8.03126	0.02234	6.57686	9.4407	0.0234	6.083
V122	3.61448	0.01536	2.15692	4.1719	0.0173	2.35584
V123	3.11282	0.01562	3.87322	3.0082	0.01593	3.5746
V124	6.05702	3.2342	4.23312	7.13491	3.5099	4.7375
V125	0.51568	0.08336	0.24172	0.56233	0.0816	0.23616
V126	1.4934	0.39024	1.35144	1.7463	0.4049	1.46748
V127	1.55108	0.52994	1.47534	1.71392	0.5052	1.4784
V128	0.27068	3.74228	0.18952	0.3126	4.2931	0.21628
V129	0.3131	0.09672	0.22554	0.3408	0.10533	0.2303
V130	4.01972	4.50756	0.70906	4.258	4.7851	0.74396
V131	0.22696	0.0459	0.13616	0.2049	0.0465	0.1473
VA-20X20	0.4079	0.08444	0.41716	0.42601	0.08207	0.4359
VA-15X20	0.34012	0.0754	0.11308	0.35816775	0.07940094	0.11908035

Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

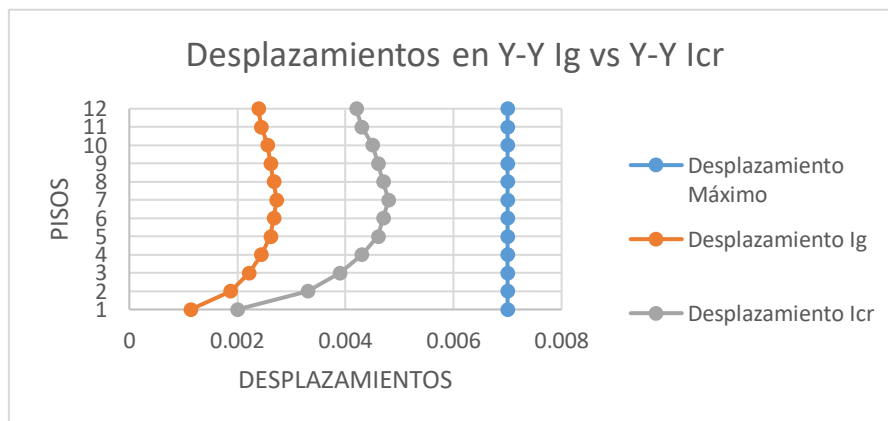
En cuanto al desplazamiento máximo permitido tanto el diseño considerando inercia bruta e inercia agrietada cumplen con la máxima permitida por la norma E.030 (0.007). A continuación, se muestran las gráficas de dichos desplazamientos:

Gráfica 50. Comparación de los desplazamientos en la dirección X-X al usar I_g e I_{cr} con la norma E.030.



Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

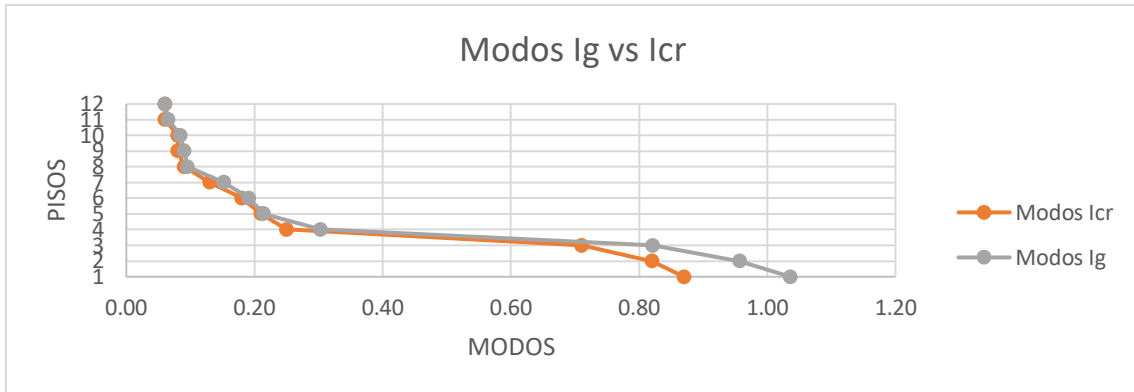
Gráfica 51. Comparación de los desplazamientos en la dirección Y-Y al usar I_g e I_{cr} con la norma E.030.



Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

A continuación, las variaciones de los modos de vibrar al usar I_g e I_{cr} :

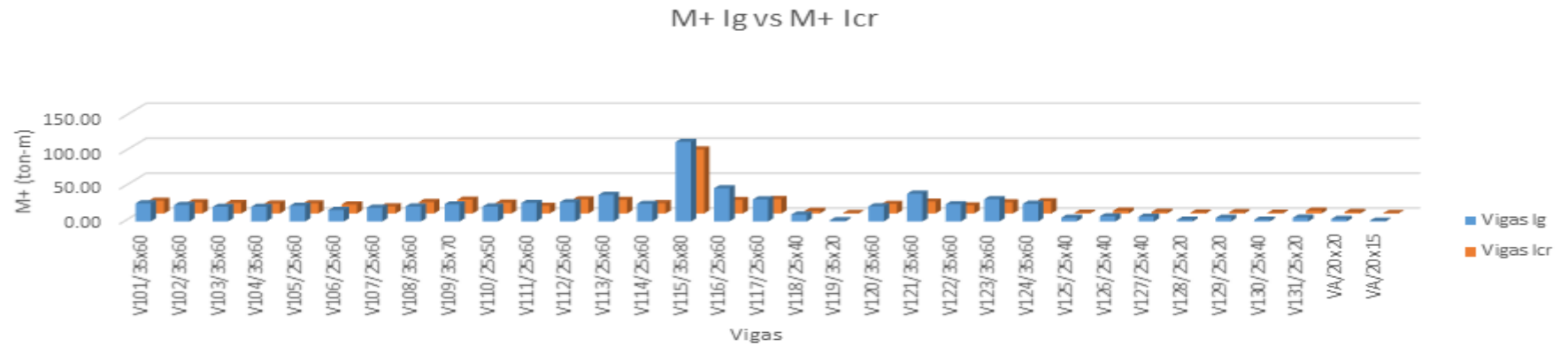
Gráfica 52. Comparación de los modos de vibración al usar I_g e I_{cr}



Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

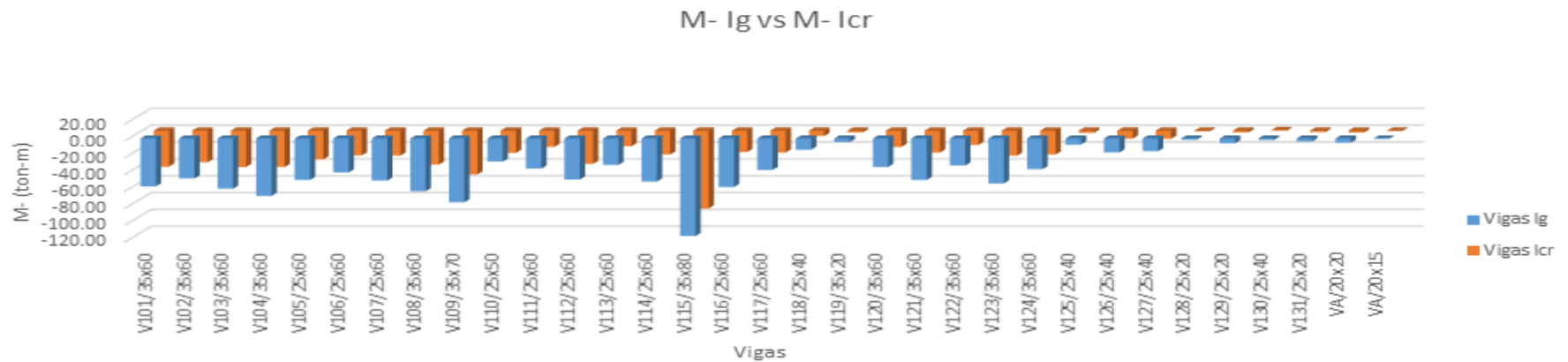
A continuación, se muestra la variación de M+, M-, V+, V- producida por la envolvente en vigas al utilizar Ig e Icr:

Gráfica 53. Comparación de los M+ producidos por la envolvente al utilizar Ig e Icr



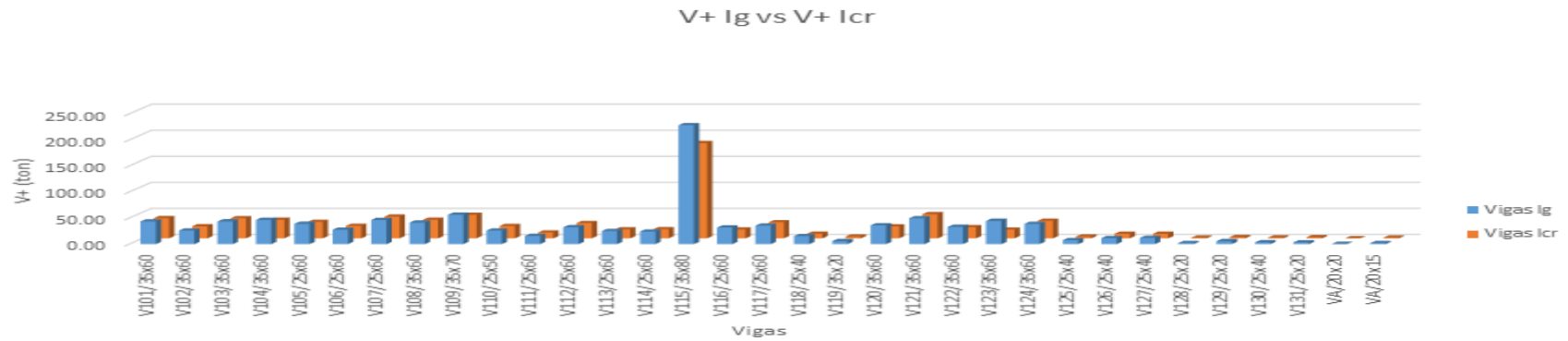
Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Gráfica 54. Comparación de los M- producidos por la envolvente al utilizar Ig e Icr



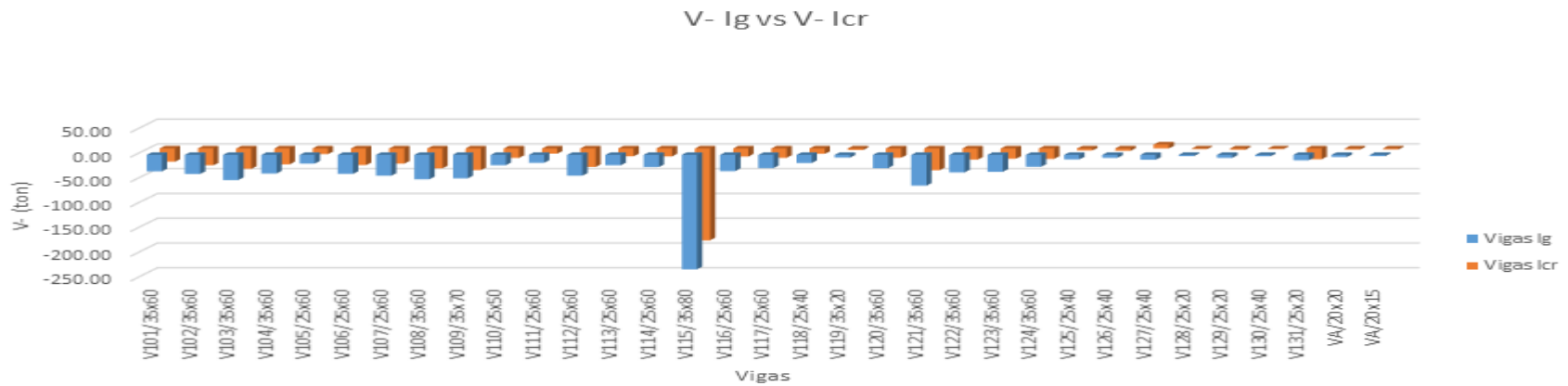
Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Gráfica 55. Comparación de los V+ producidos por la envolvente al utilizar Ig e Icr



Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

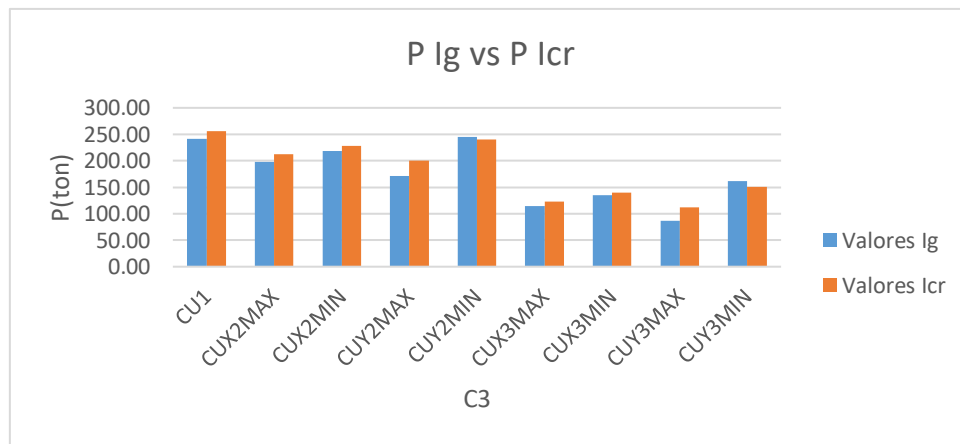
Gráfica 56. Comparación de los V- producidos por la envolvente al utilizar Ig e Icr



Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

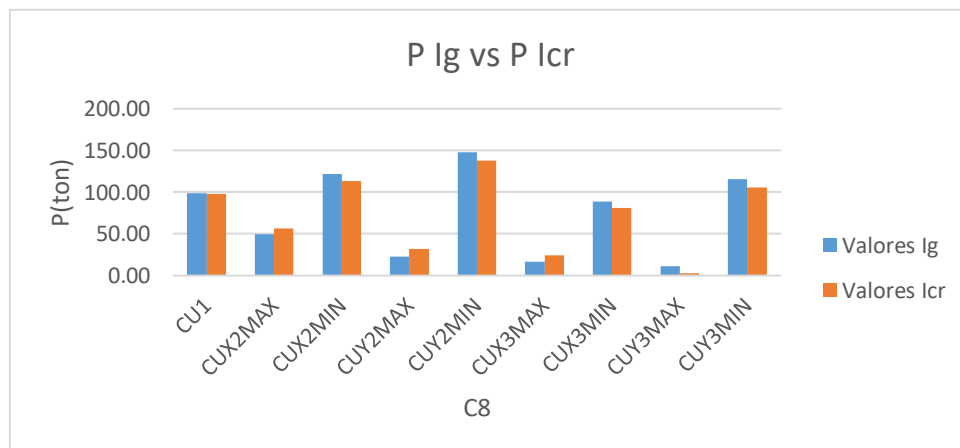
Las columnas se diseñan utilizando todas las combinaciones. A continuación, se muestra la variación de P, V2, V3, T, M2, M3 en las columnas al utilizar Ig e Icr:

Gráfica 57. Comparación de P de la C3 al utilizar Ig e Icr



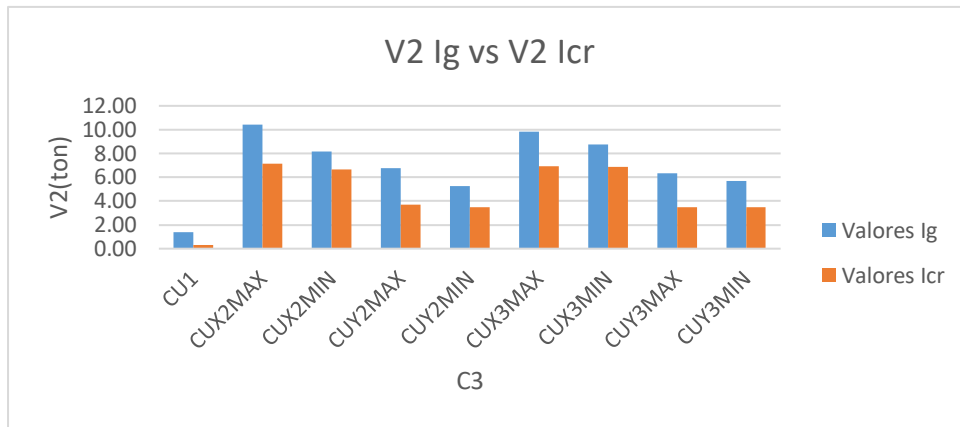
Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Gráfica 58. Comparación de P de la C8 al utilizar Ig e Icr



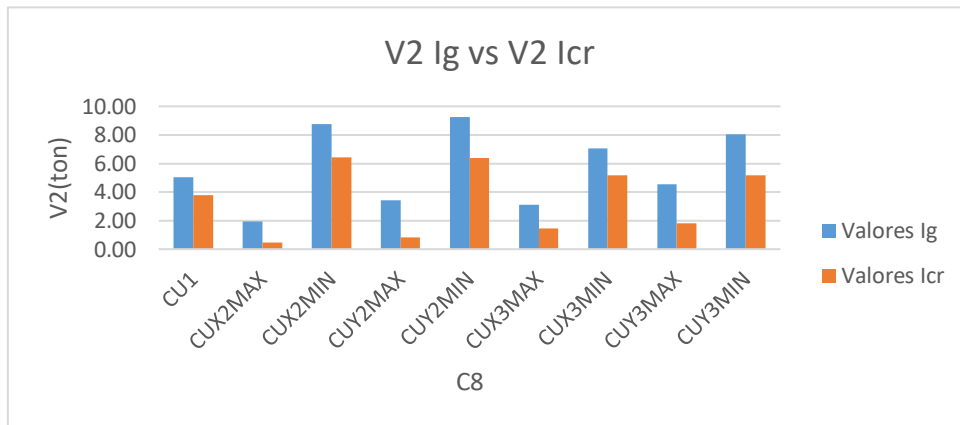
Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Gráfica 59. Comparación de V2 de la C3 al utilizar Ig e Icr



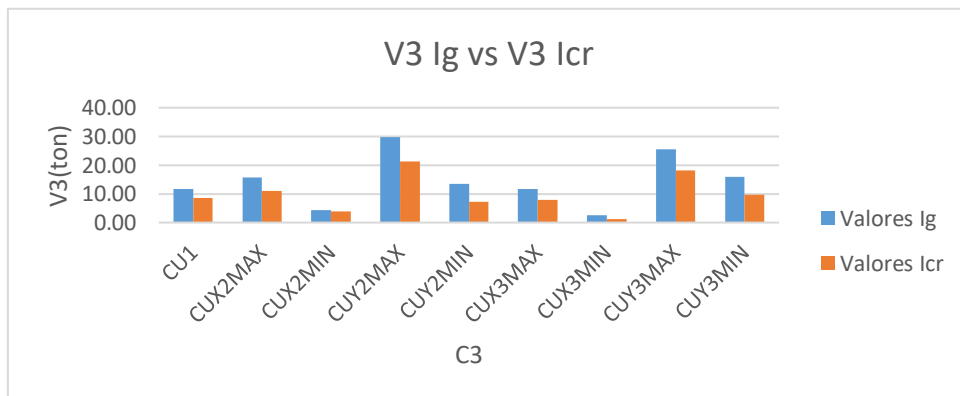
Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Gráfica 60. Comparación de V2 de la C8 al utilizar Ig e Icr



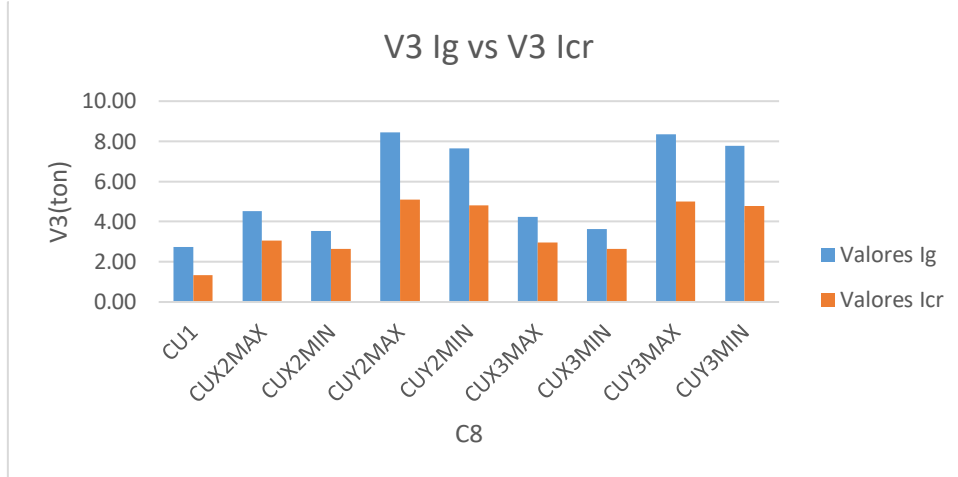
Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Gráfica 61. Comparación de V3 de la C3 al utilizar Ig e Icr



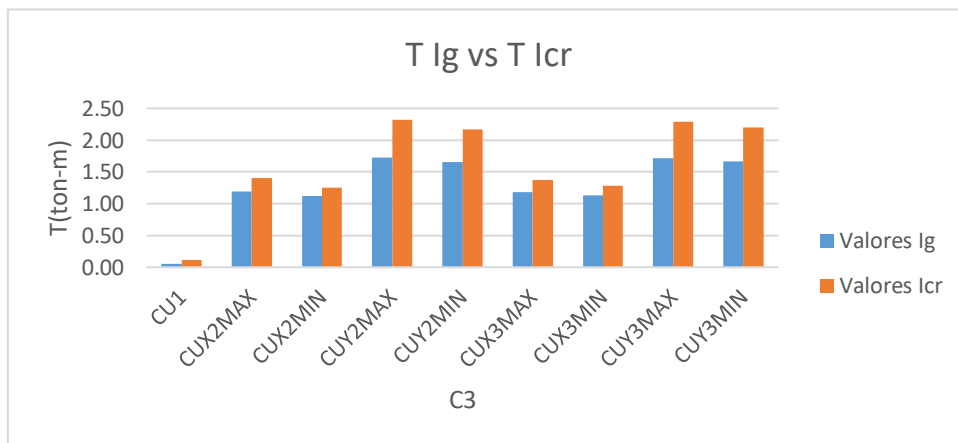
Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Gráfica 62. Comparación de V3 de la C8 al utilizar Ig e Icr



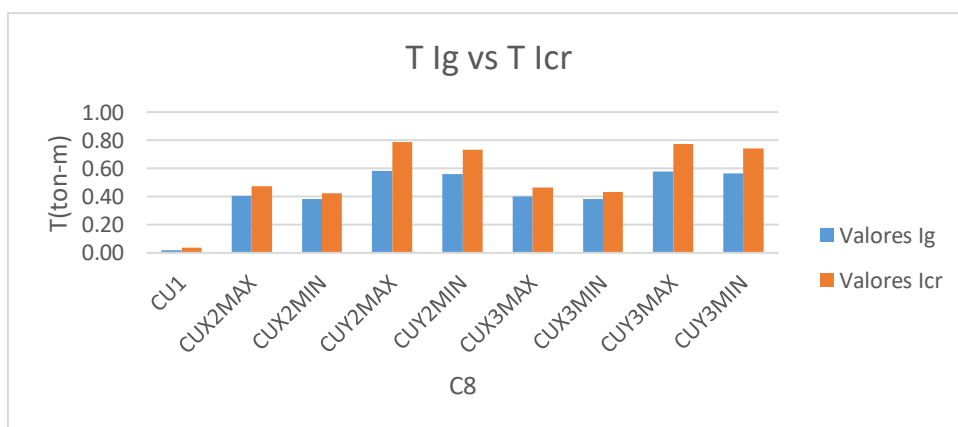
Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Gráfica 63. Comparación de T de la C3 al utilizar Ig e Icr



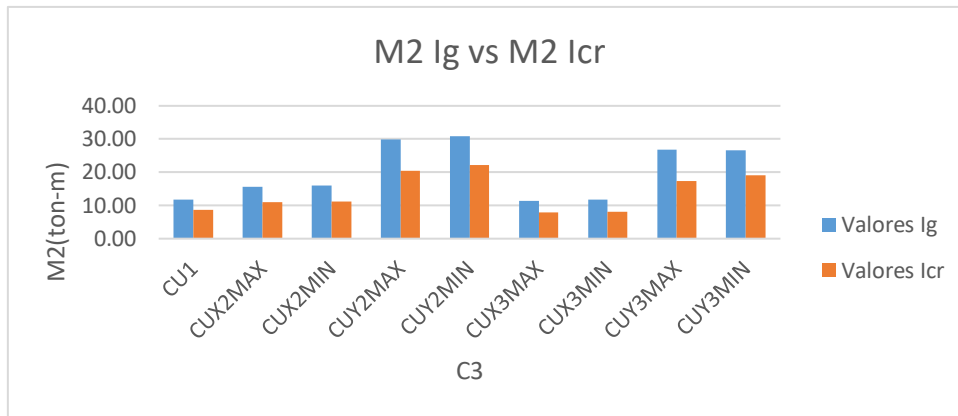
Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Gráfica 64. Comparación de T de la C8 al utilizar Ig e Icr



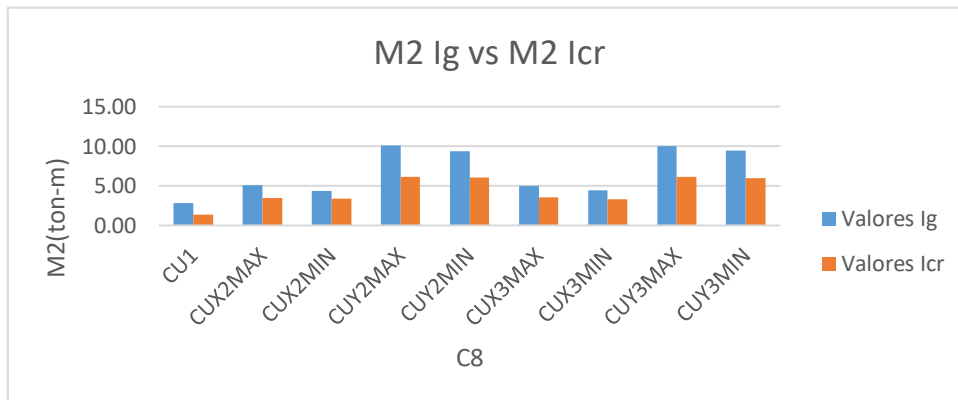
Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Gráfica 65. Comparación de M2 de la C3 al utilizar Ig e Icr



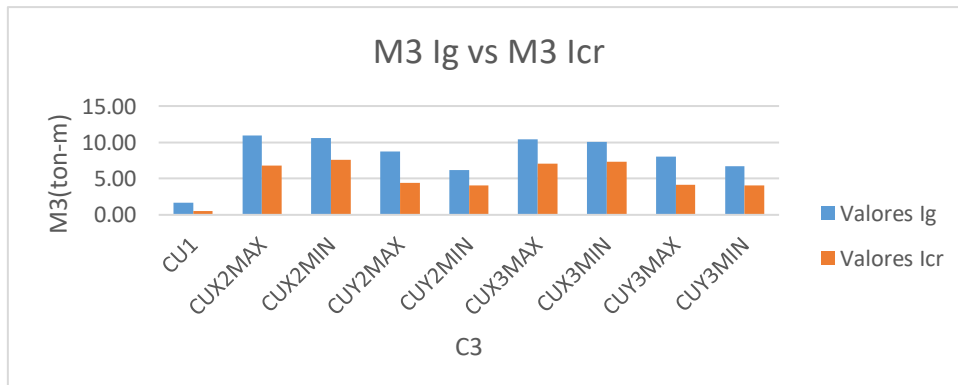
Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Gráfica 66. Comparación de M2 de la C8 al utilizar Ig e Icr



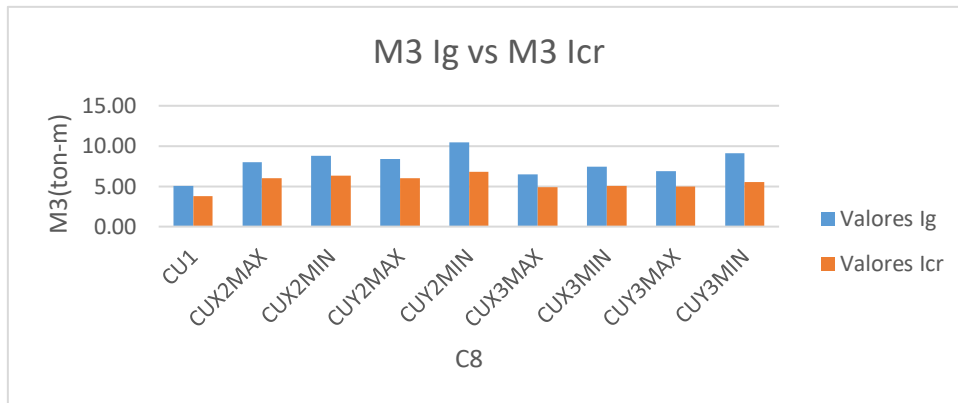
Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Gráfica 67. Comparación de M3 de la C3 al utilizar Ig e Icr



Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

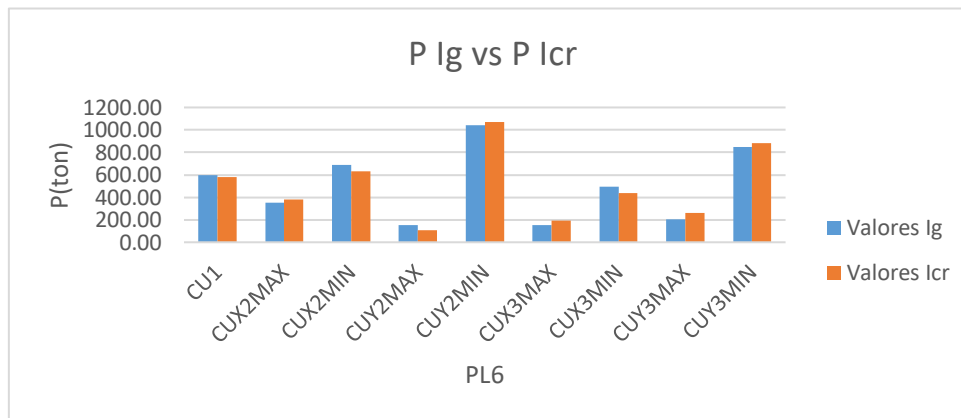
Gráfica 68. Comparación de M3 de la C8 al utilizar Ig e Icr



Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

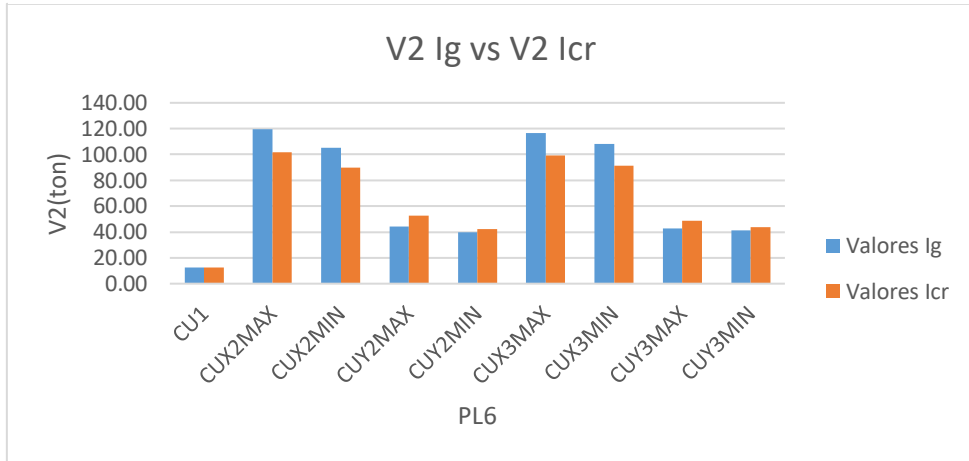
Los muros de corte se diseñan utilizando todas las combinaciones. A continuación, se muestra la variación de P, V2, V3, T, M2, M3 en las placas al utilizar Ig e Icr:

Gráfica 69. Comparación de P de la PL6 al utilizar Ig e Icr



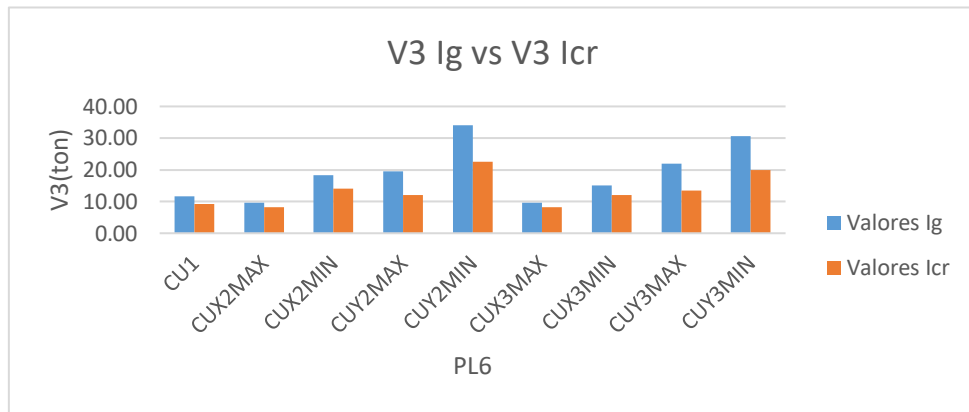
Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Gráfica 70. Comparación de V2 de la PL6 al utilizar Ig e Icr



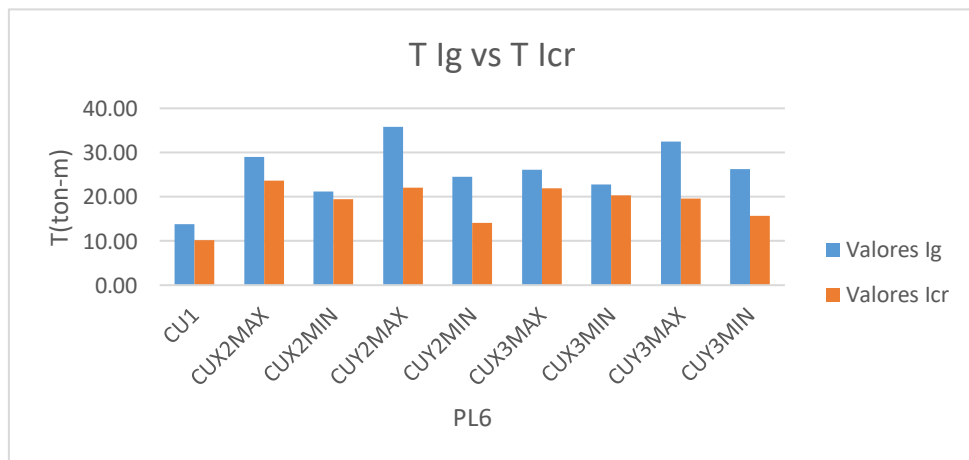
Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Gráfica 71. Comparación de V3 de la PL6 al utilizar Ig e Icr



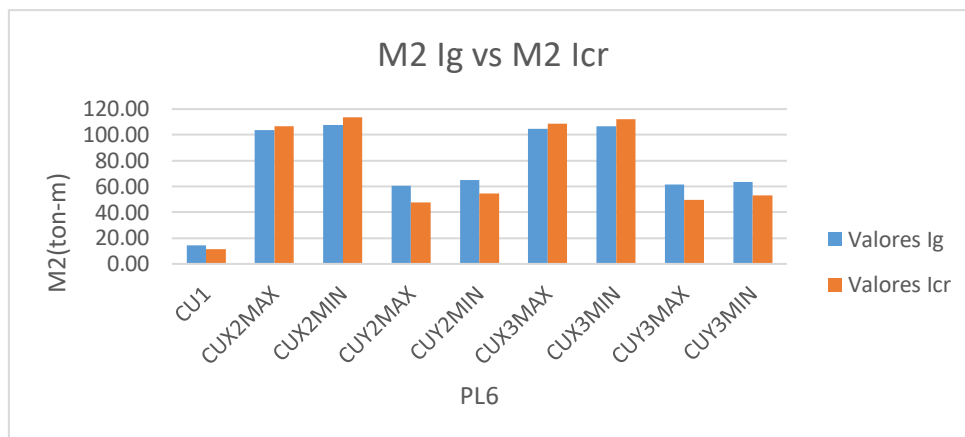
Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Gráfica 72. Comparación de T de la PL6 al utilizar Ig e Icr



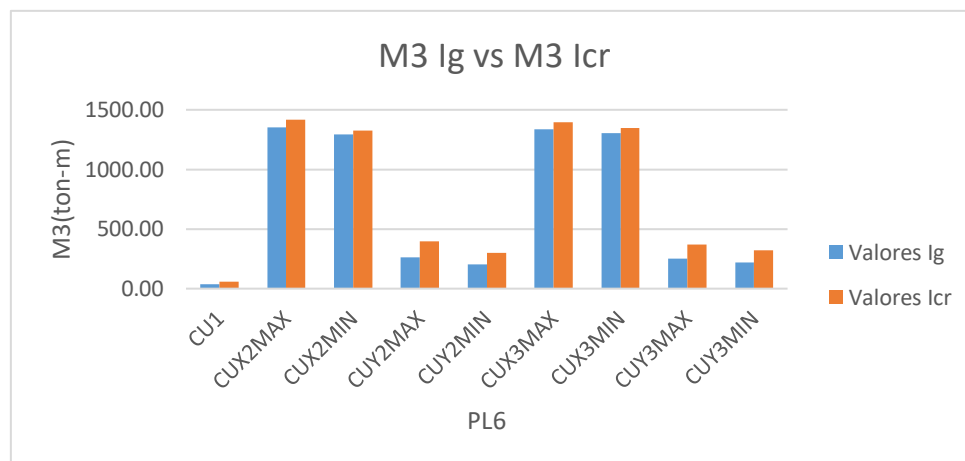
Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Gráfica 73. Comparación de M2 de la PL6 al utilizar Ig e Icr



Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

Gráfica 74. Comparación de M3 de la PL6 al utilizar Ig e Icr



Fuente: Propia elaborada en Excel 2016

VI. DISCUSIÓN

Revisando los resultados podemos observar que al utilizarla inercia bruta se obtiene derivas máximas de 0.0038 para la dirección X y para la dirección en Y de 0.0027 mientras que al usar la inercia agrietada se obtuvo 0.0068 para X y 0.0048 en Y. Habiendo un aumento de 1.80% y 1.75% respectivamente. Eso nos da a pensar que habrá diseños en los cuales ya no se cumpla la deriva máxima permitida de (0,007).

El periodo fundamental al usar la inercia bruta fue de 0.87 mientras que el de inercia agrietada de 1.04. Habiendo un aumento del 1.20%.

Al utilizar la inercia bruta en vigas se obtuvo M+ de 113.81 ton-m; M- de 115.68 ton-m; V+ de 228.48 ton y de V- de 230.91 mientras que al usar la inercia agrietada se obtiene M+ de 91.75 ton-m; M- de 92.36 ton-m; V+ de 183.03 ton y V- de 185.55 ton. En columnas al utilizar inercia bruta se obtuvo P de 245.65; V2 de 10.44 ton; V3 de 29.66 ton; T de 1.72 ton-m; M2 de 30.78 ton-m y M3 de 10.91 ton-m mientras que al usar la inercia agrietada se obtuvo P de 239.73 ton; V2 de 7.15 ton; V3 de 21.36 ton; T de 2.32 ton-m; M2 de 22.27 ton-m y M3 de 7.59 ton-m. En placas al usar la inercia bruta se obtuvo P de 1042.09 ton; V2 de 119.46; V3 de 34.01 ton: T de 35.84 ton-m; M2 de 107.77 ton-m y M3 de 1350.88 ton-m mientras que al usar la inercia agrietada se obtuvo P de 1071.64 ton; V2 de 101.96 ton: V3 de 22.59; T de 23.68 ton-m; M2 de 113.80 ton-m y M3 de 1417.87. Podemos observar una reducción significativa tanto en vigas como en columnas, aunque hay un aumento ligero en placas. Esto nos lleva a entender que el acero a emplearse sería menor al usar una inercia agrietada con lo que se abarataría costos además de cumplir con las solicitaciones sísmicas en nuestra edificación.

VII. CONCLUSIONES

- Se determinó de que las fuerzas inerciales en vigas se reducen a un 17% mientras que en el caso de columnas y muros baja a un 8%.
- Del análisis con inercia bruta cumple con los requerimientos de la norma tanto para la E0.30 como para la E0.60. Los elementos de concreto armado presentan una ductilidad menor al utilizar su inercia bruta, la cual aumenta en un 20% en vigas y 7% tanto en columnas como placas, al utilizar su inercia agrietada.
- Utilizando la inercia agrietada producimos una redistribución de fuerzas en los elementos de concreto armado y con dichas fuerzas podemos calcular momentos flectores, cortante, etc. Lo que nos lleva a obtener elementos con mayor capacidad de disipación de energía.
- Mediante el análisis no lineal obtenemos la ductilidad global de la estructura que se acerca más al estado óptimo, la ductilidad obtenida del análisis con inercia bruta es de 2.77 y la obtenida con inercia agrietada es de 4.42. Siendo lo más recomendable por distintas normal a nivel internacional es una ductilidad de 4.
- Comparando las cargas internas de los elementos entre el análisis no lineal (Push-Over al igualar la carga lateral con la del análisis lineal), y el análisis lineal de acuerdo a nuestra norma (RNE) con I_g e I_{cr} , se obtuvo que de los resultados obtenidos para el caso de las secciones diseñadas con inercia agrietada son más cercanos al análisis Push-Over con una variación de entre 10%-50% y en el caso de las secciones diseñadas con inercia bruta presenta una variación de 50%-80%.
- Utilizar para el análisis y diseño de edificios de muros estructurales en ambas direcciones las secciones agrietadas de los elementos. Con el fin de redistribuir las fuerzas inerciales y obtener elementos de concreto armado con mayor capacidad de disipar energía

VIII. RECOMENDACIONES

Para el control de las derivas y periodos debemos utilizar un análisis lineal con la sección bruta, para el diseño de los elementos de concreto armado, llámese, vigas, placas, columnas, losas, se debe utilizar sus secciones agrietadas para lograr secciones con una mayor capacidad de deformación, como se menciona en la norma E0.60(concreto armado).

Para un resultado más completo de la respuesta de un edificio y, con el fin de acercarnos cada vez más al comportamiento real de la estructura, se debería tomar en cuenta la interacción suelo estructura considerando la no linealidad de la misma.

Prolongar el estudio a edificios de gran altura con sistema dual de tal manera que podamos ver la incidencia del agrietamiento en los elementos que conforman el pórtico y los muros estructurales, así cómo ver su comportamiento de estos frente a cargas laterales.

IX. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguilar R. (2008) Análisis sísmico por desempeño. Ecuador. ISBN 978-9978-30-104-3.
- Comartin C. (1996) Evaluación sísmica y rehabilitación de edificios de concreto. ISSN 0974-5904. Estados Unidos.
- Morales R., (2004) Diseño en concreto armado. Perú.
- Otazzi G., Diseño en concreto armado. Perú, 2011. ISBN 6124525208.
- T. Paulay (1996) Diseño sísmico de estructuras de concreto reforzado: la necesidad presente de las sociedades. Nueva Zelanda. ISBN 0-08-042822-3.
- T. Paulay, M. J. N. Priestley (1992) Diseño sísmico de estructuras de concreto reforzado y albañilería. Estados Unidos, 1992. ISBN 0-471-54915-0.
- Ugo M., Thomas R. (2000) Revisión y comentario sobre la rehabilitación sísmica de edificaciones. Estados Unidos
- Whittle R., (1998) Manual de detalles de refuerzo Noruega. ISBN 0-7210-1223-X.
- Wight J., MacGregor J (1981) Concreto reforzado: mecanismos y diseño. Estados Unidos, 2015. ISBN-13: 978-0-13-217652-1.

X. ANEXOS

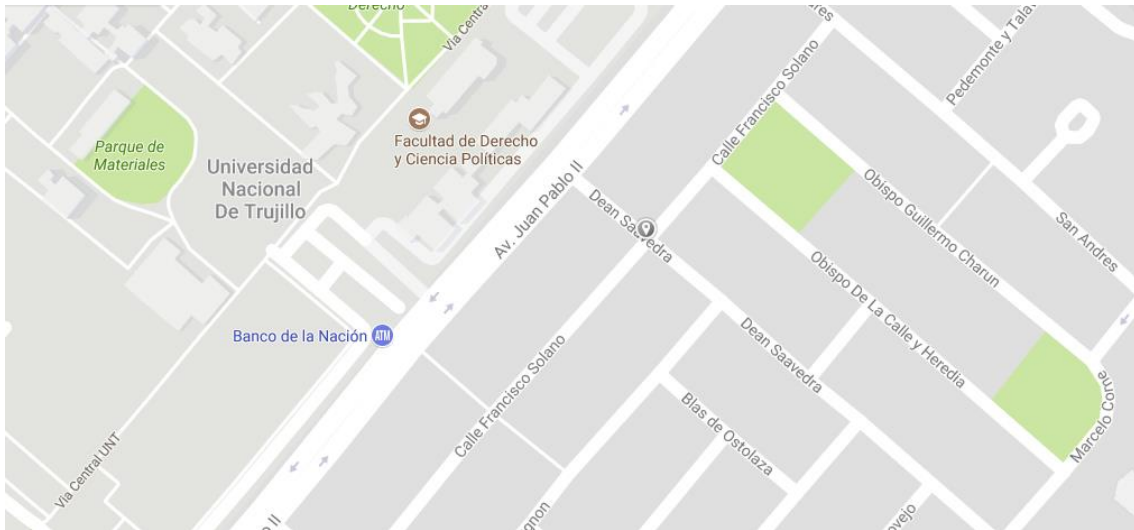


Imagen 42. Vista georeferenciada mediante Google maps (2018)

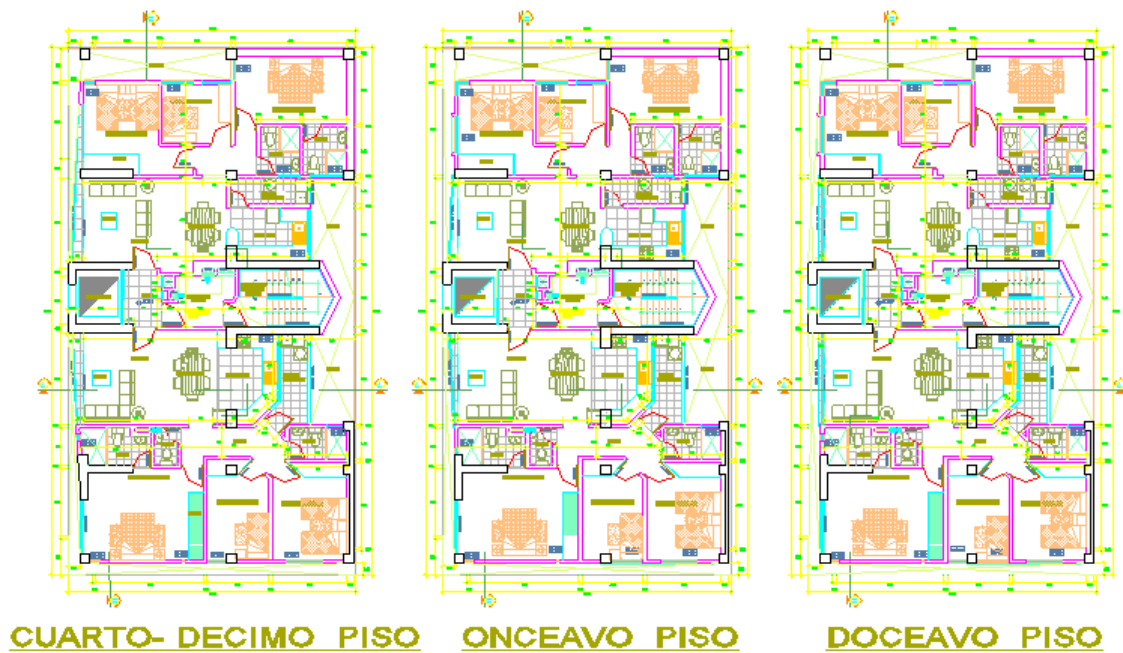
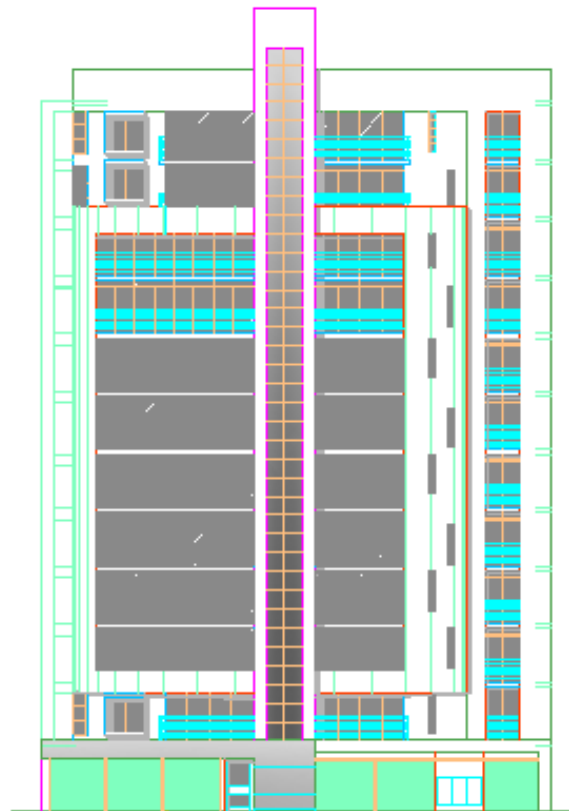
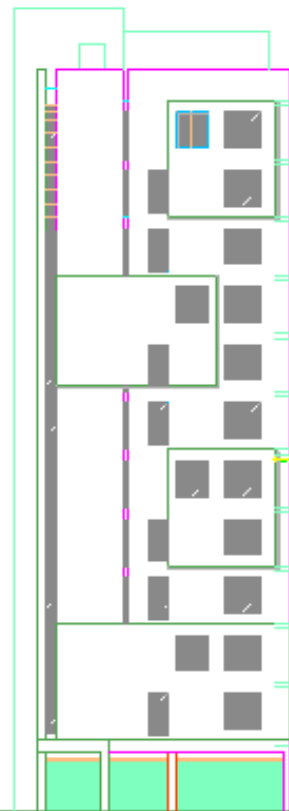


Imagen 41. Plantas arquitectónicas del edificio

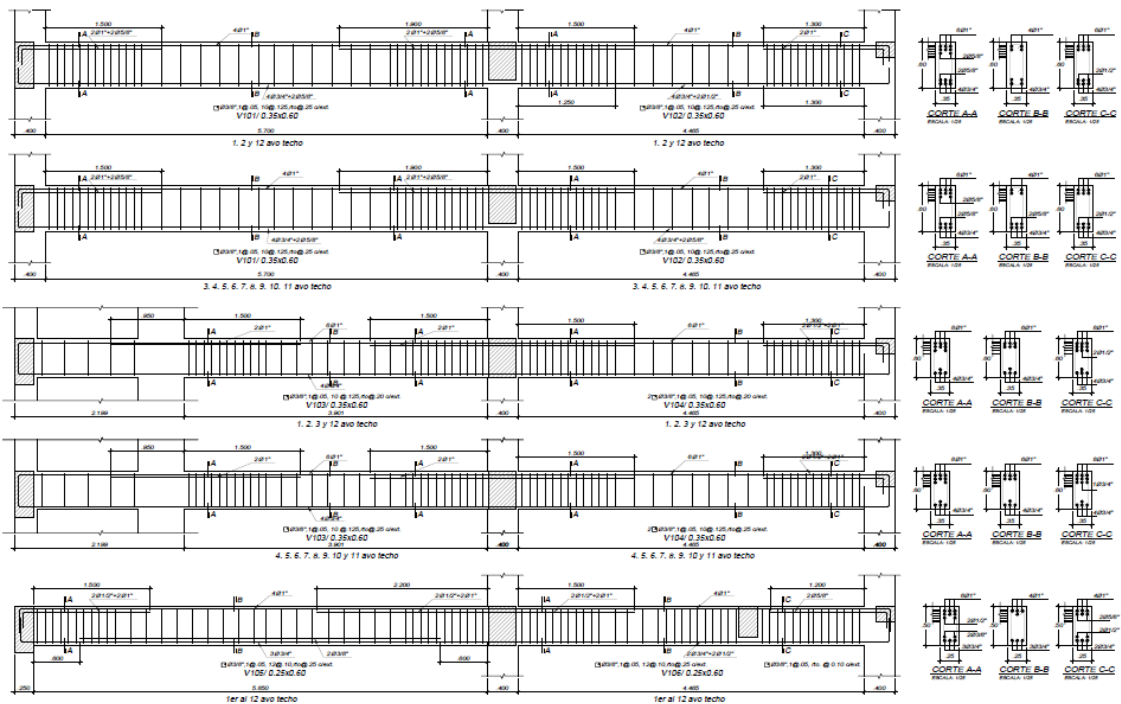


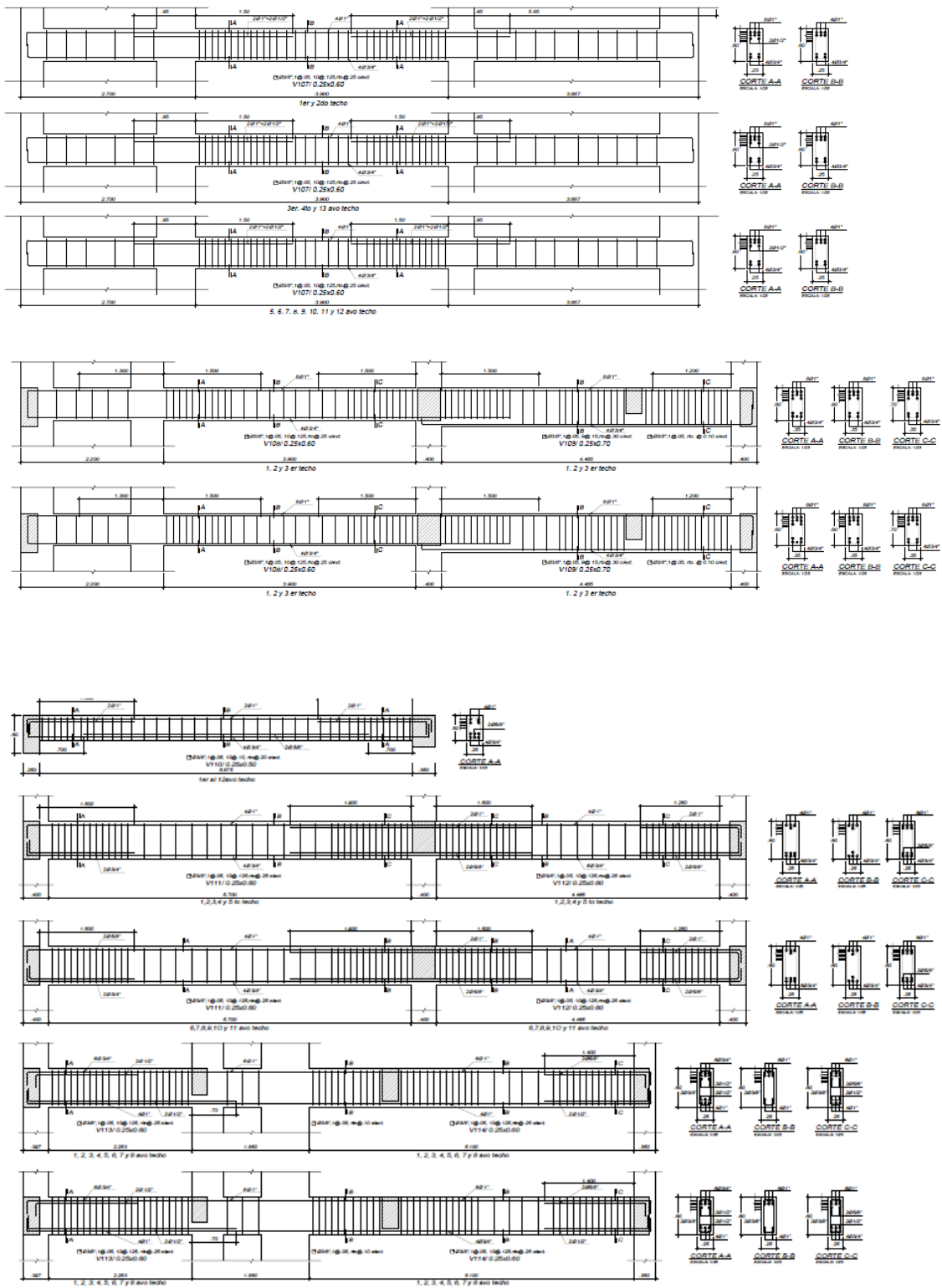
ELEVACIÓN PRINCIPAL - Calle DEAN SAAVEDRA



ELEVACIÓN LATERAL - Calle FRANCISCO SOLANO

Imagen 43. Elevaciones del edificio





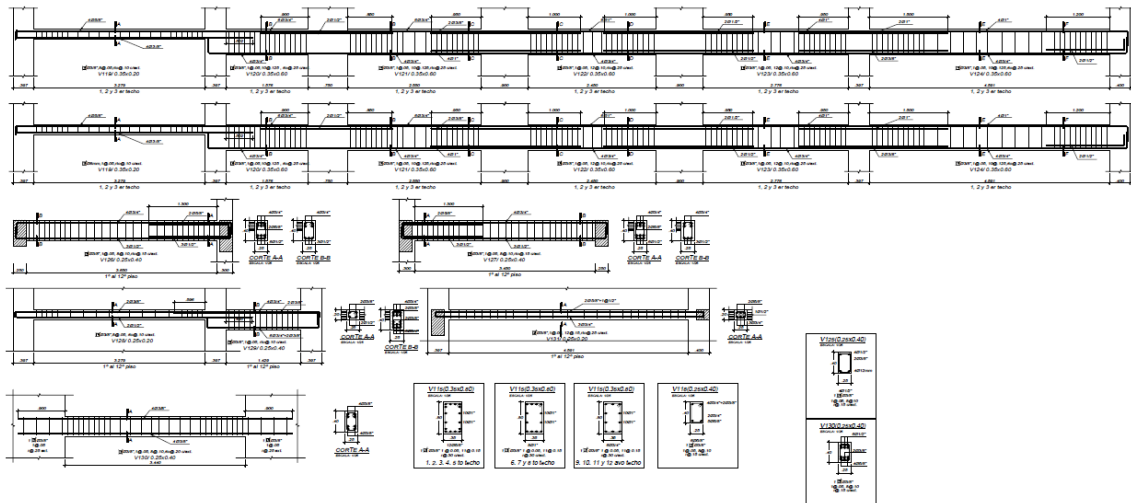


Imagen 44. Detalle de vigas

CUADRO DE COLUMNAS

ESCALA: 1/25

<u>Tipo</u>	<u>SECCIÓN</u>	<u>Refuerzo</u>	<u>Estribos</u>	<u>Recub.</u>
<u>C-01</u>		14Ø1"	3 □ Ø 3/8" 1@.05 5@.10 r@.30 c/ext.	r = 4 cm.
<u>C-02</u>		18Ø1"	3 □ Ø 3/8" 1@.05 8@.10 r@.30 c/ext.	r = 4 cm.

Imagen 45. Detalle de columnas

ESCALERA

ESCALA: 1:20

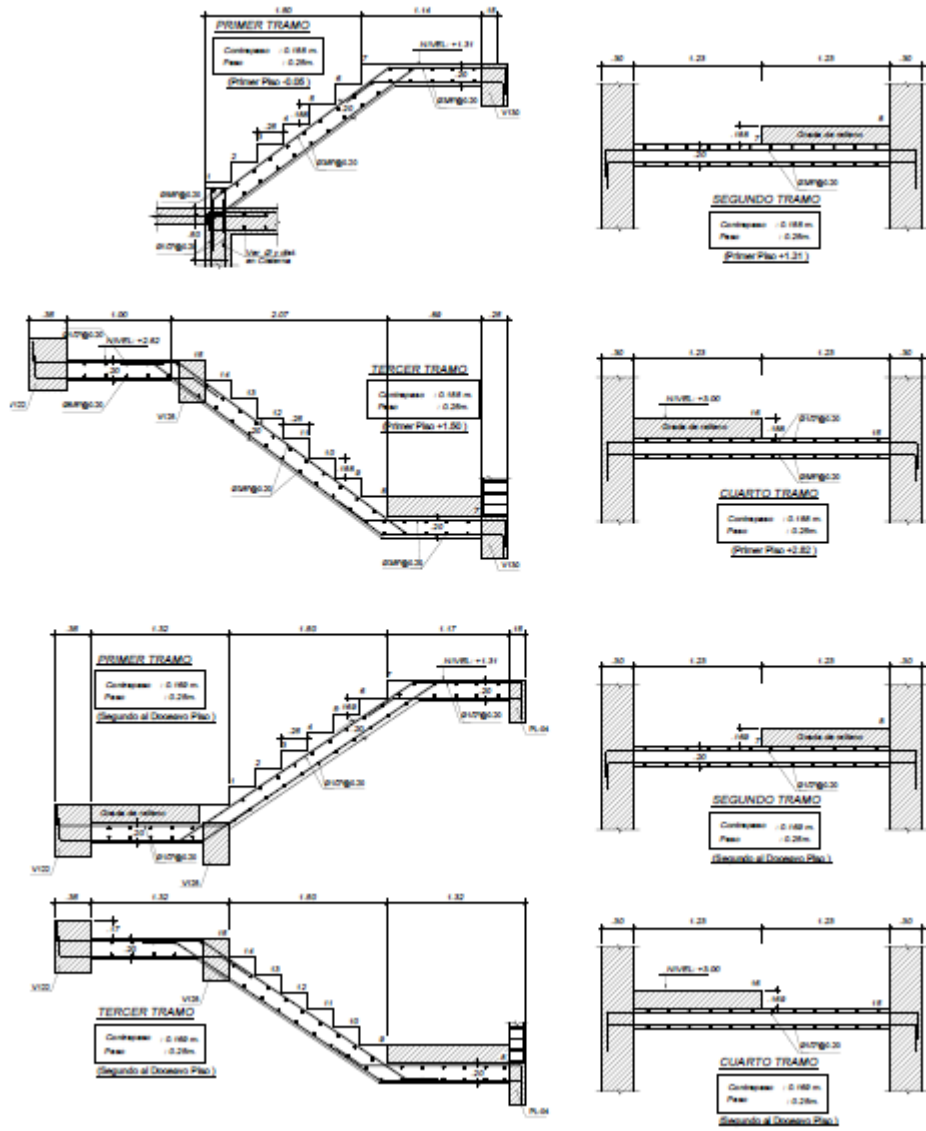


Imagen 46. Detalle de escaleras

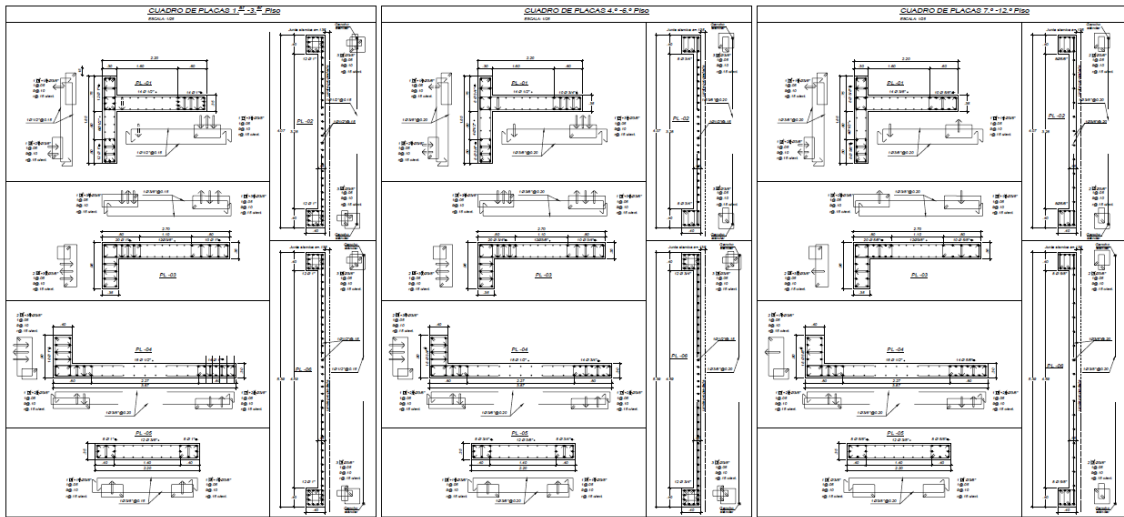
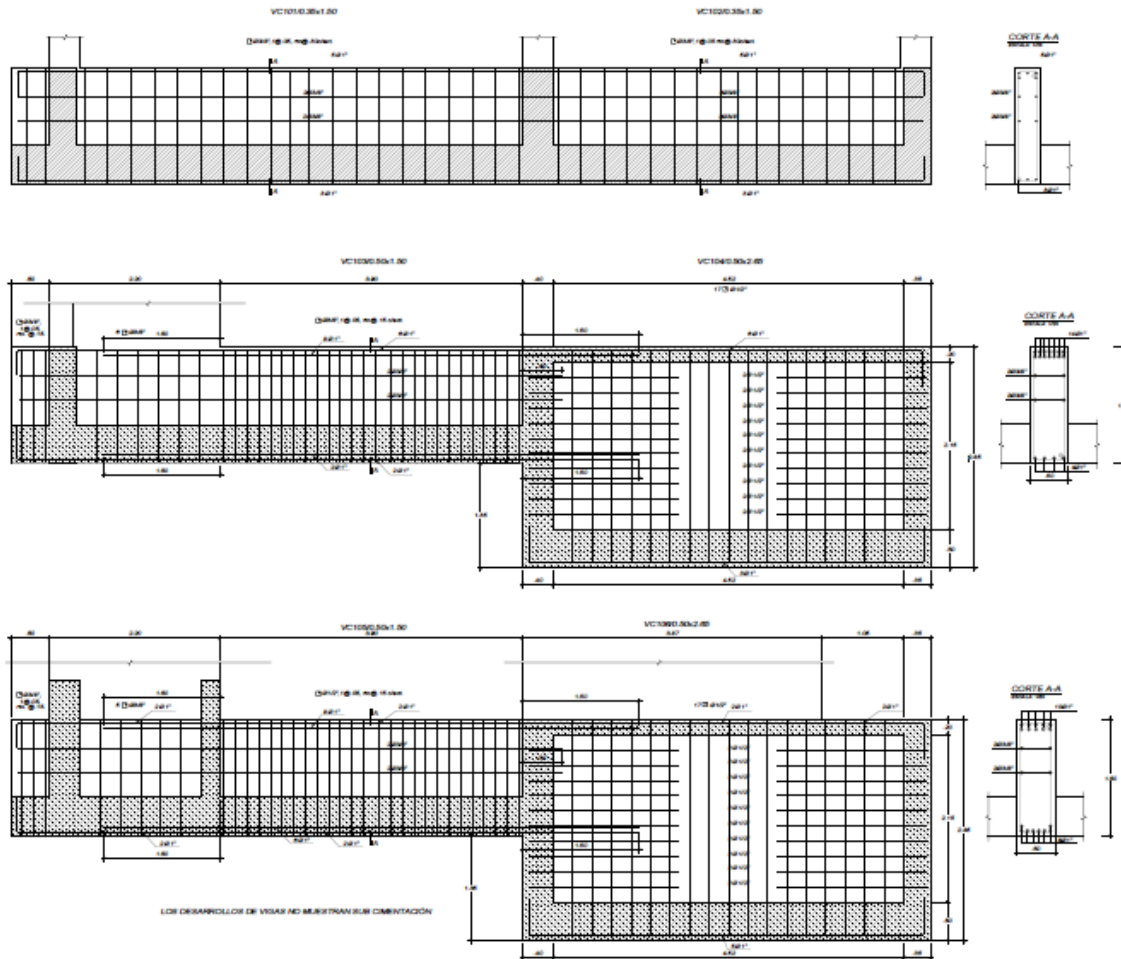


Imagen 47. Detalle de muros



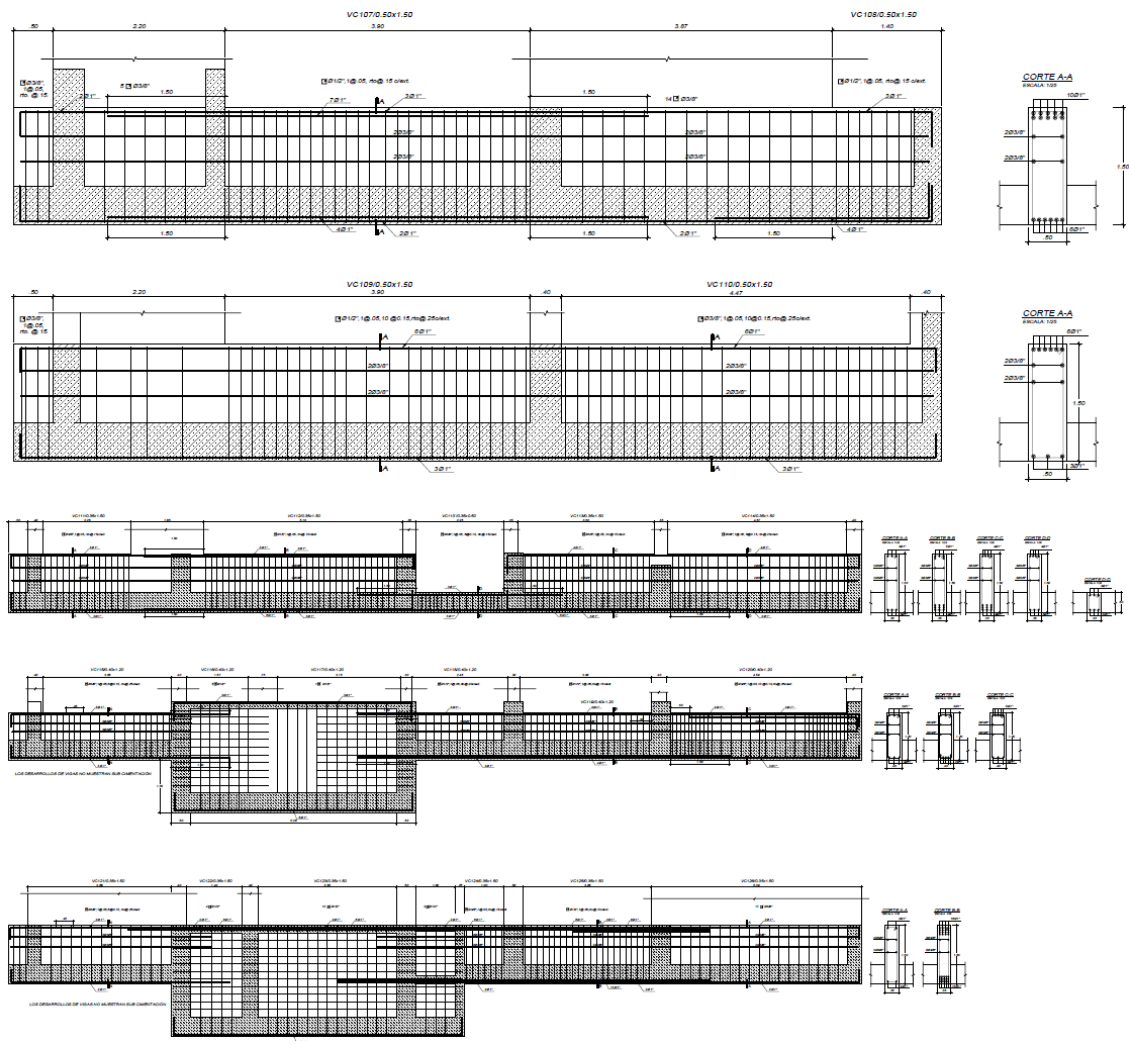
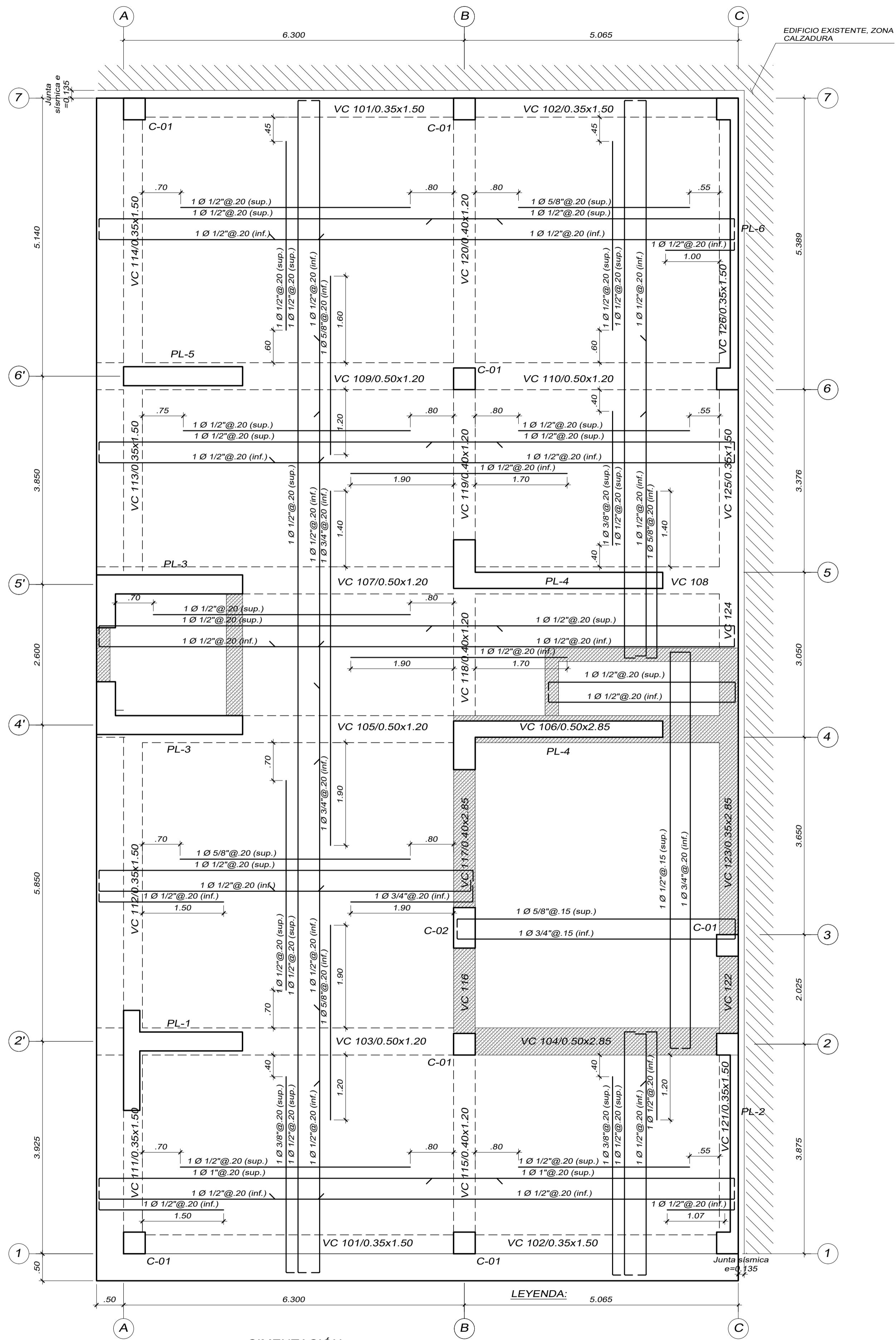
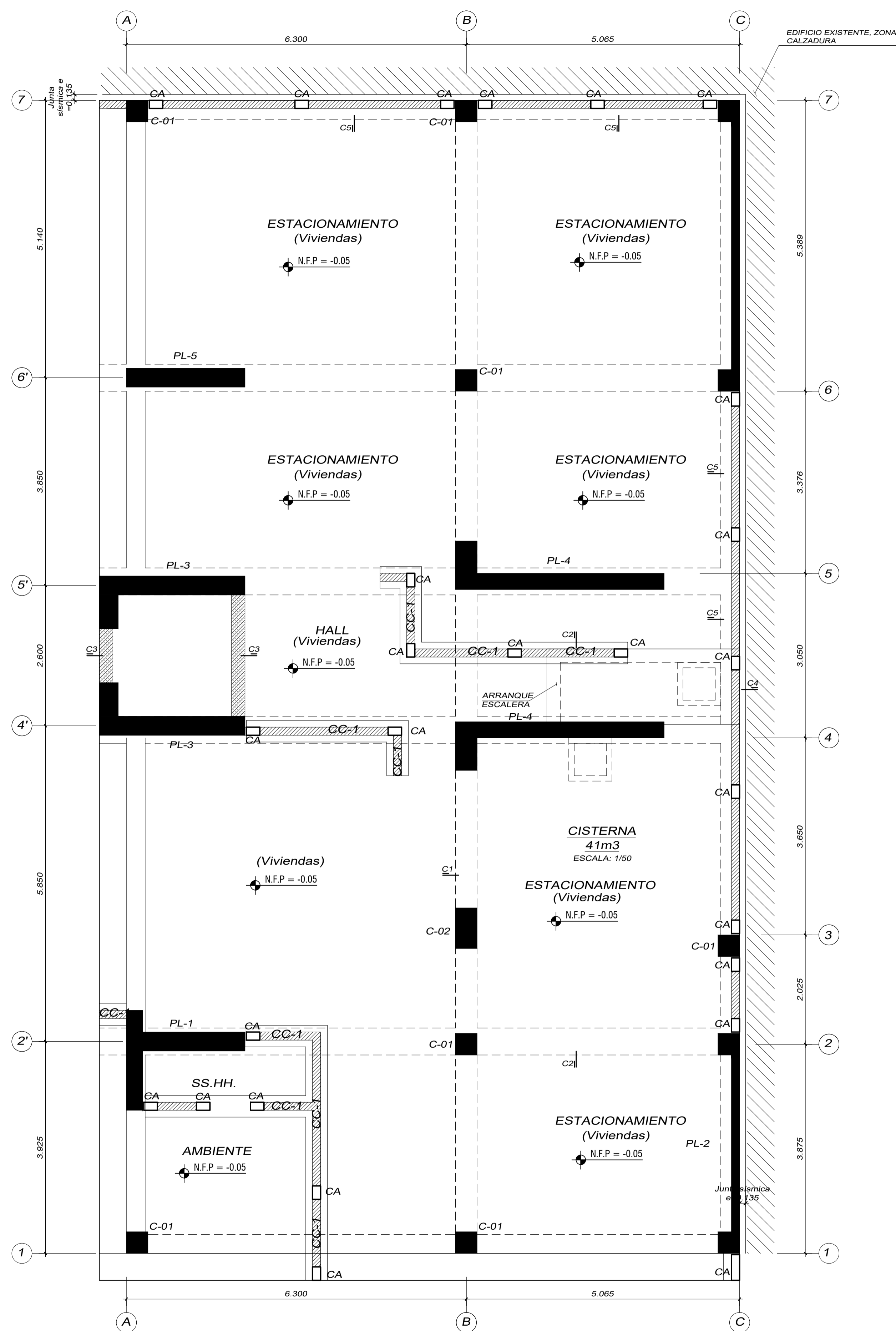


Imagen 48. Detalle de vigas de cimentación



CIMENTACIÓN
 Losa maciza hz=0.50m
 ESC: 1/50



CIMENTACIÓN TABIQUERÍA
 Para dimensiones de arriostres tabiquería
 ver plano detalles generales.
 ESC: 1/50

ANÁLISIS CON INERCIA BRUTA

ASESOR:
ING. CESAR CANCINO RODAS
 CIP. 77103

EQUIPO TECNICO:
BACH. Renato Alexander Niño Morin
BACH. Christian Paul Rodríguez Leon

ESCALA:
INDICADA

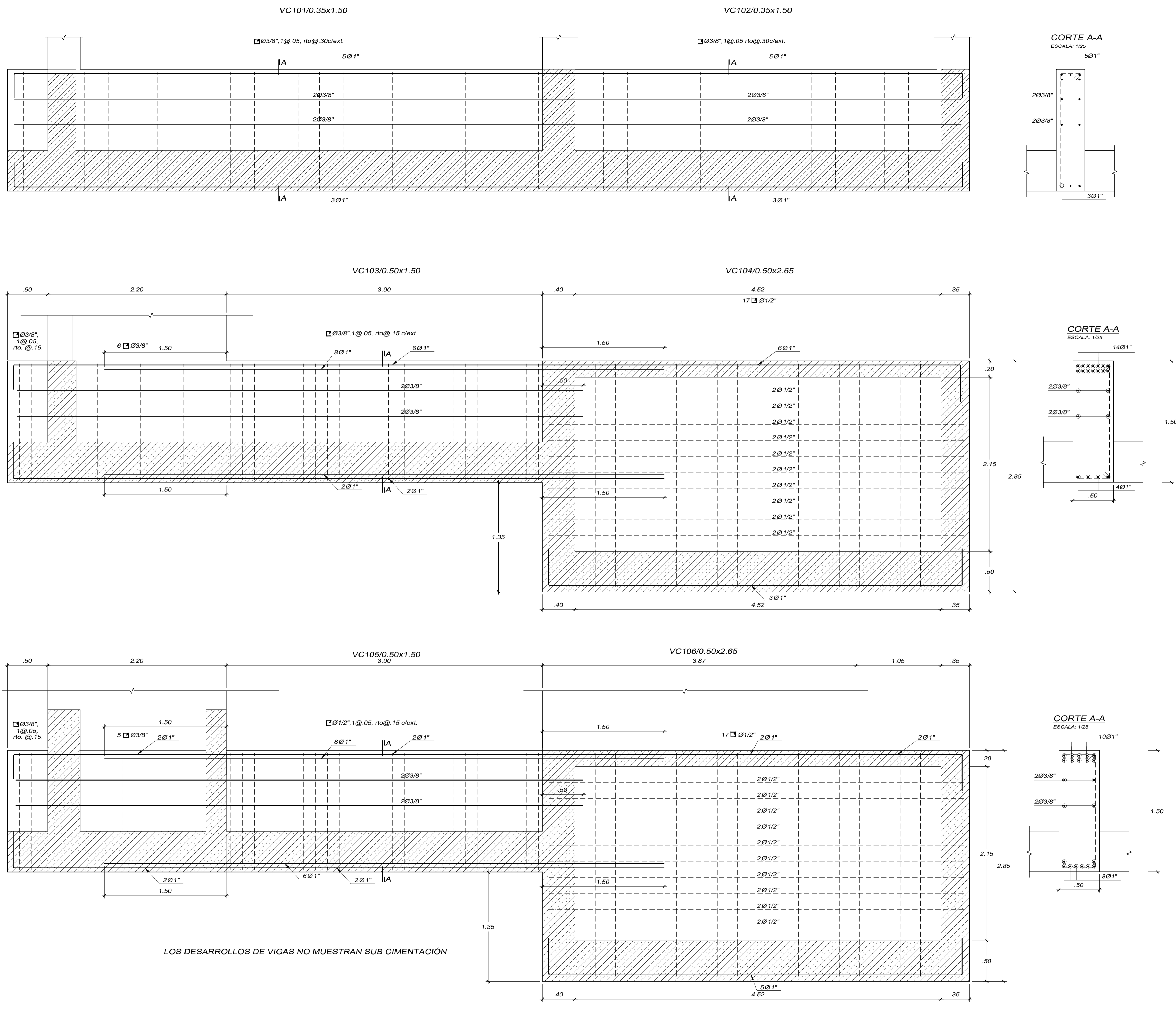
FECHA:
ABRIL - 2018

UBICACION:
 URB: SAN ANDRES I ETAPA
 Calle: DEAN SAAVEDRA 368
 Distrito : TRUJILLO
 Provincia : Trujillo

EDIFICIO MULTIFAMILIAR RESIDENCIAL SAN ANDRES

PLANO :
CIMENTACION

Nº DE LAMINA :
E-01



Tipo	SECCIÓN	Refuerzo	Estribos	Recub.
C-01		16 Ø 3/4"	3 Ø 3/8" 1 @ .05 9 @ .10 r @ .15 c/ext.	r = 4 cm.
C-02		18 Ø 3/4"	3 Ø 3/8" 1 @ .05 9 @ .10 r @ .15 c/ext.	r = 4 cm.

ASESOR:
 ING. CESAR CANCINO RODAS
 CIP. 77103

EQUIPO TECNICO:
 BACH. Renato Alexander Niño Morin
 BACH. Christian Paul Rodríguez Leon

ESCALA:
INDICADA

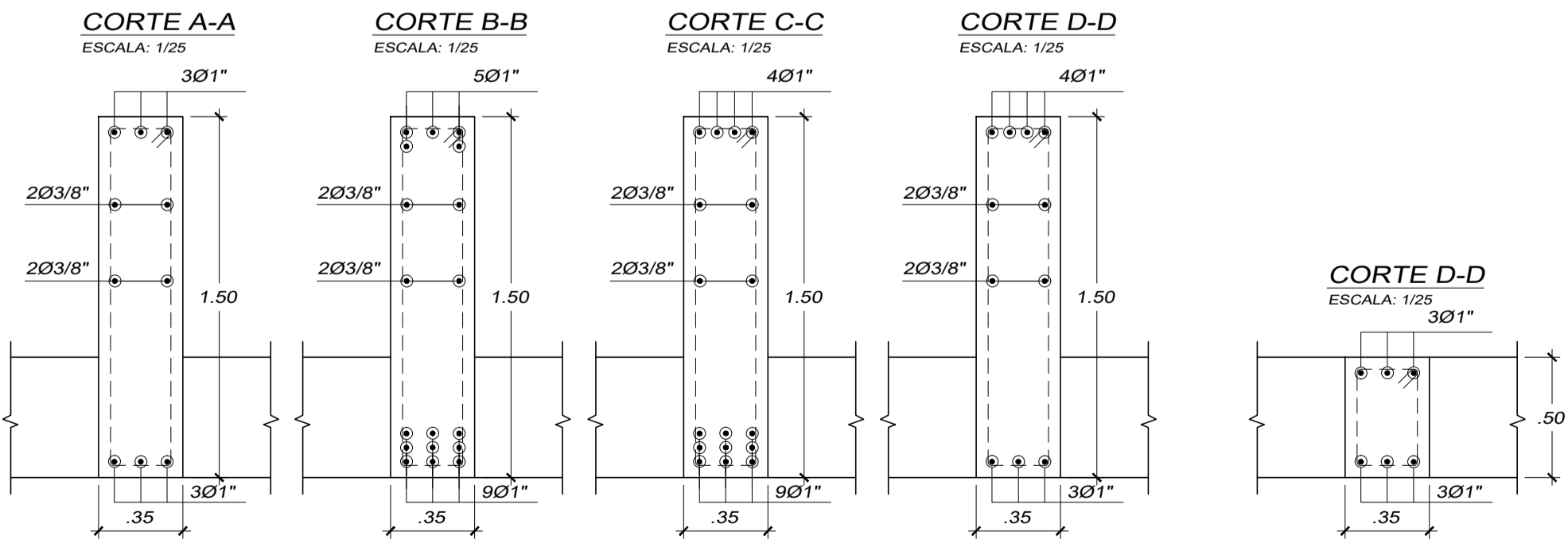
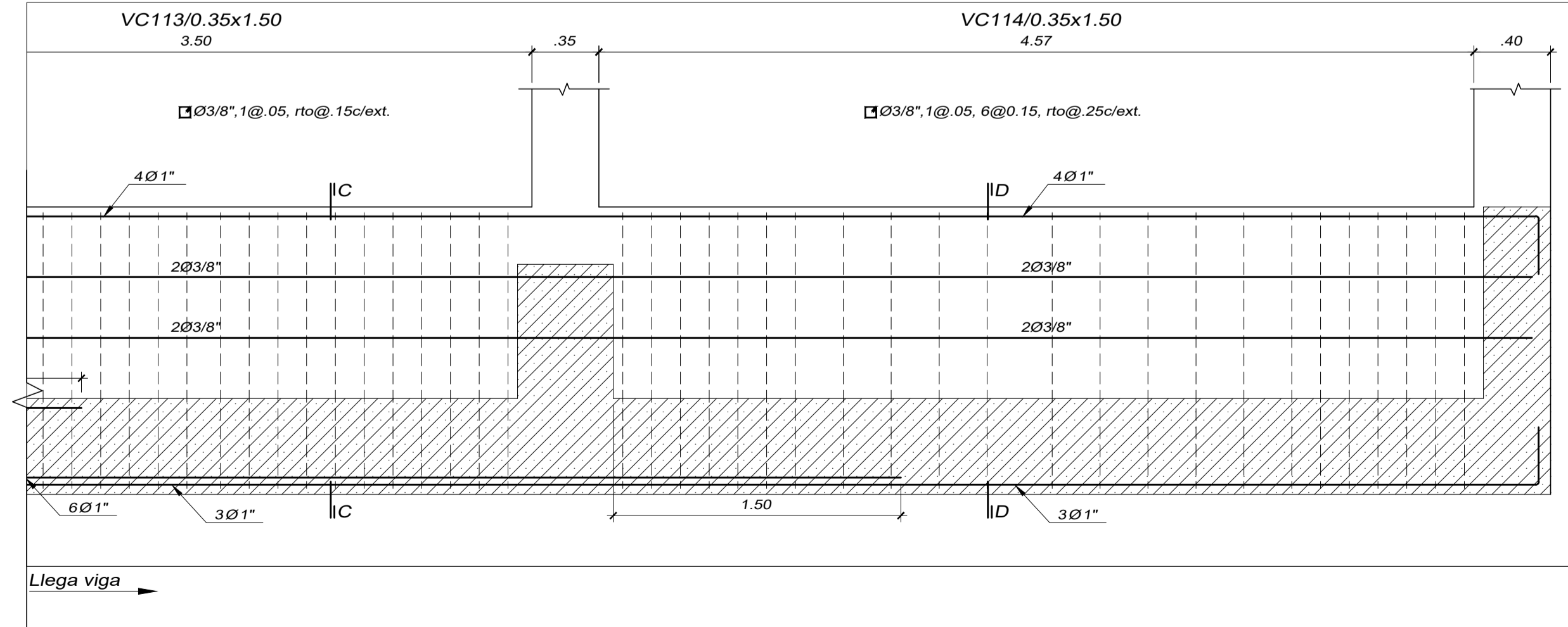
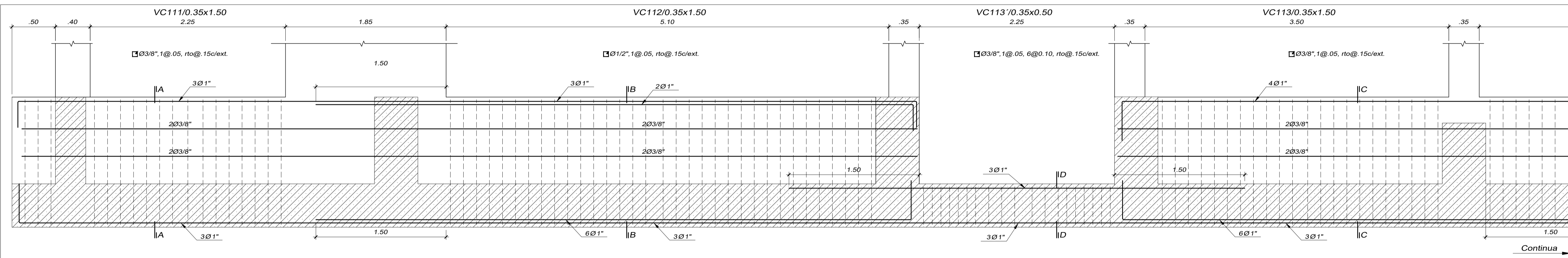
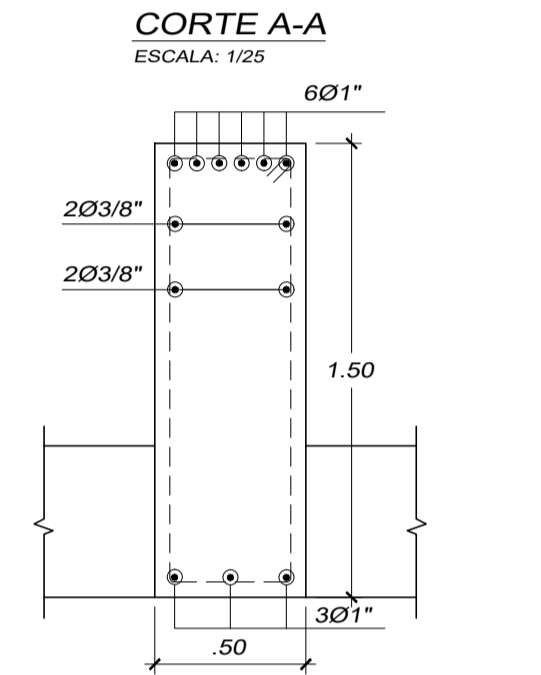
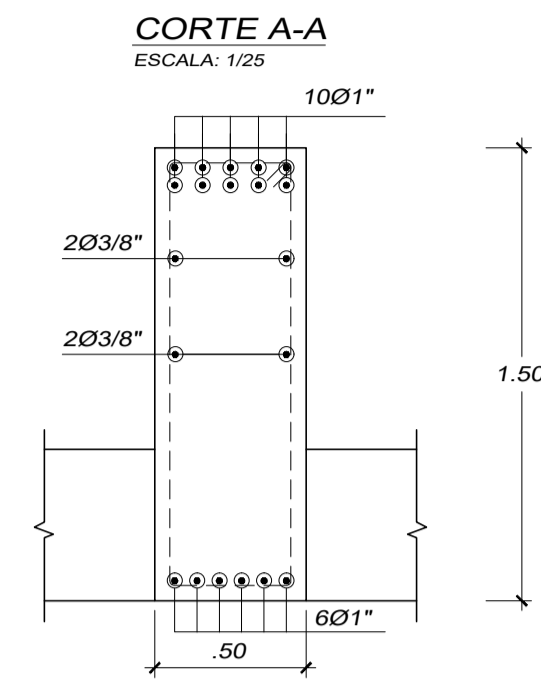
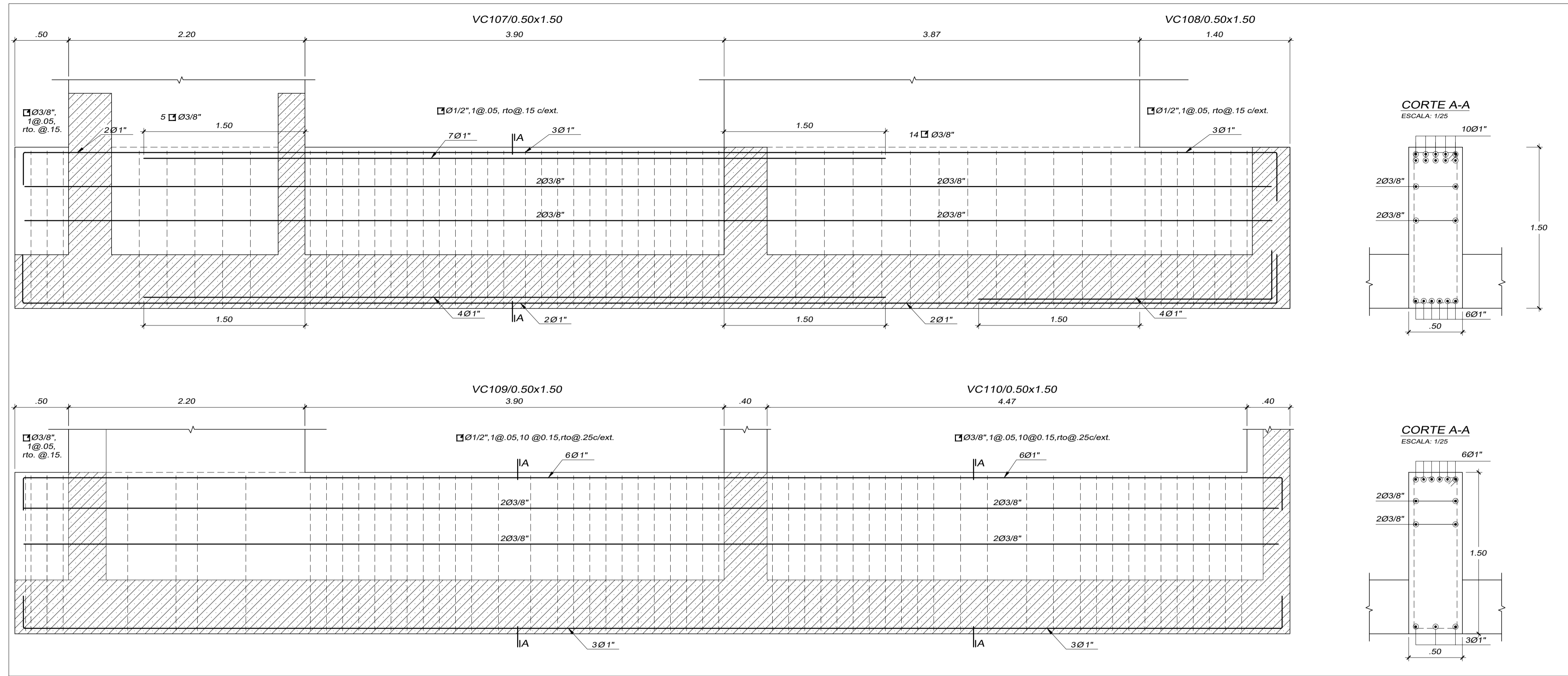
FECHA:
 ABRIL - 2018

UBICACION:
 URB: SAN ANDRES I ETAPA
 Calle: DEAN SAAVEDRA 368
 Distrito : TRUJILLO
 Provincia : Trujillo

PROYECTO:
EDIFICION MULTIFAMILIAR RESIDENCIAL SAN ANDRES

PLANO :
 CORTES DE CIMENTACION Y VIGAS DE CIMENTACION

N° DE LAMINA :
E-03



ANÁLISIS CON INERCIA BRUTA

ASESOR:
 ING. CESAR CANCINO RODAS
 CIP. 77103

EQUIPO TECNICO:
 BACH. Renato Alexander Niño Morin
 BACH. Christian Paul Rodríguez Leon

ESCALA:
 INDICADA

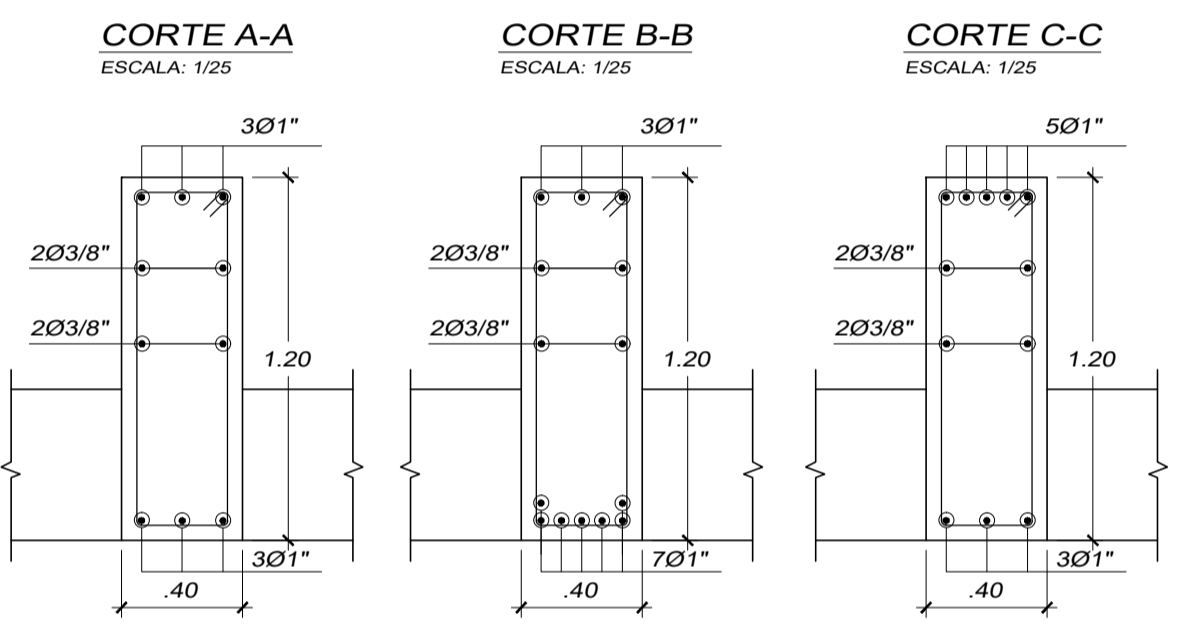
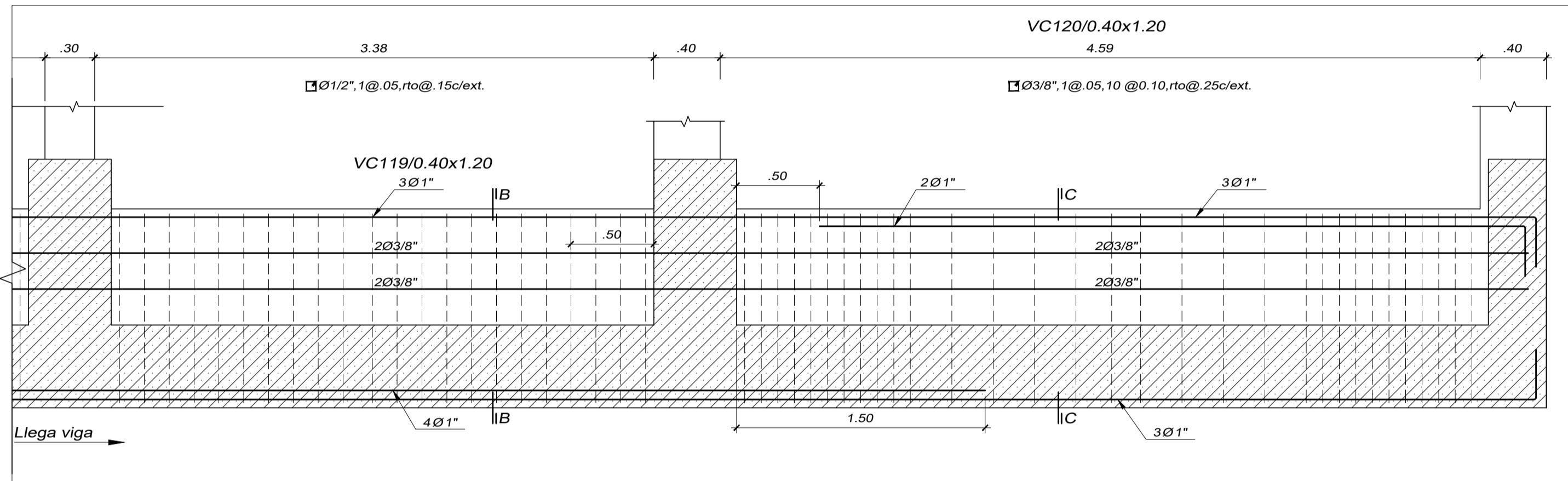
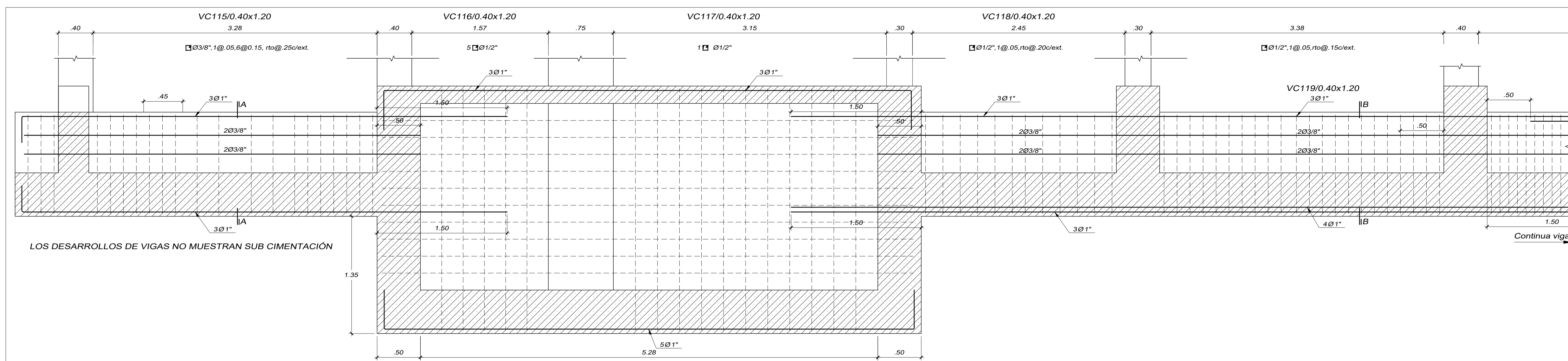
FECHA:
 ABRIL - 2018

UBICACION:
 URB: SAN ANDRES I ETAPA
 Calle: DEAN SAAVEDRA 368
 Distrito : TRUJILLO
 Provincia : Trujillo

PROYECTO:
 EDIFICIO MULTIFAMILIAR RESIDENCIAL SAN ANDRES

PLANO :
 Y VIGAS DE CIMENTACION

N° DE LAMINA :
 E-04



ANÁLISIS CON INERCIA BRUTA

ASESOR:
 ING. CESAR CANCINO RODAS
 CIP. 77103

EQUIPO TECNICO:
 BACH. Renato Alexander Niño Morin
 BACH. Christian Paul Rodríguez Leon

ESCALA:
 INDICADA

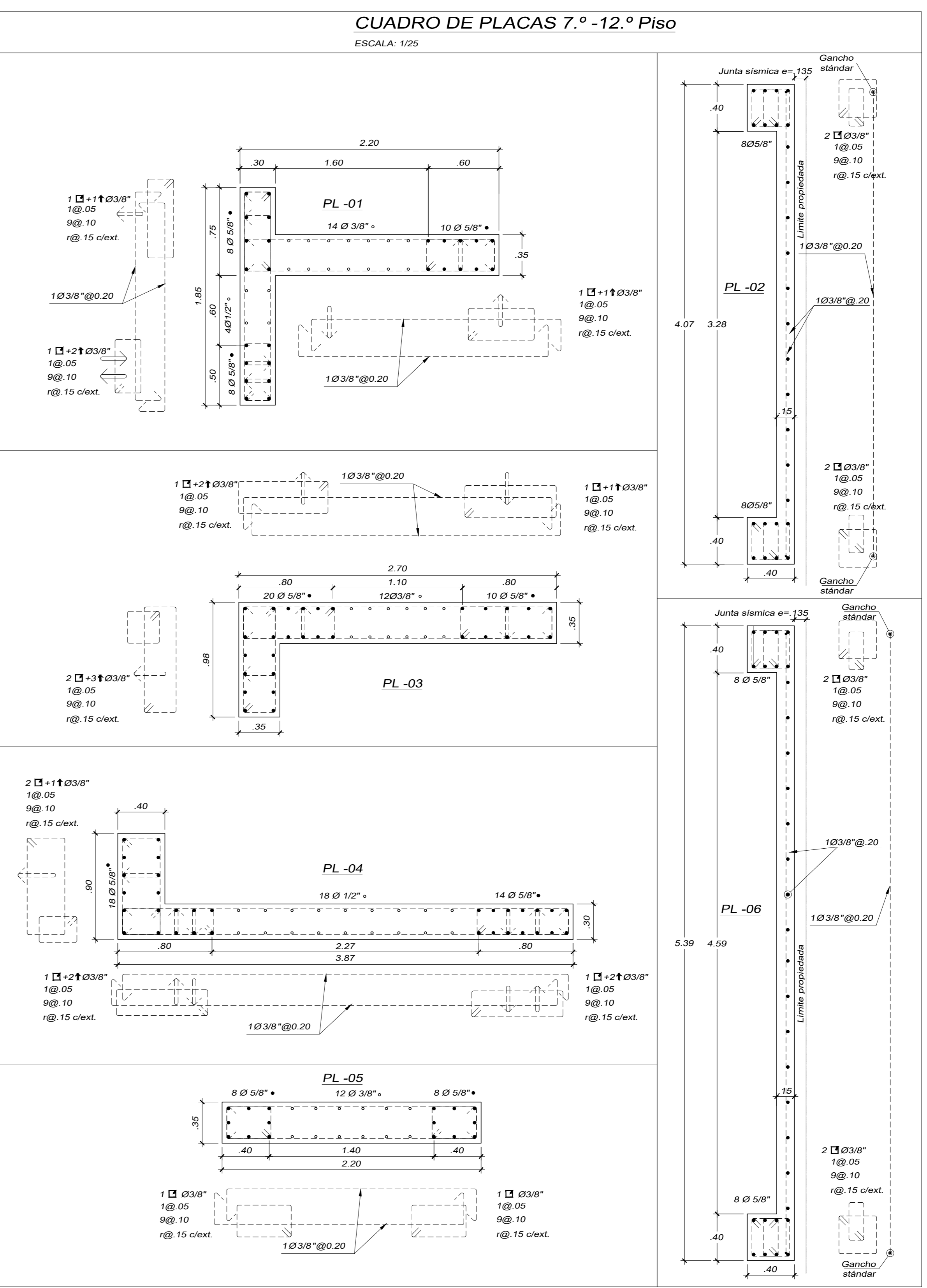
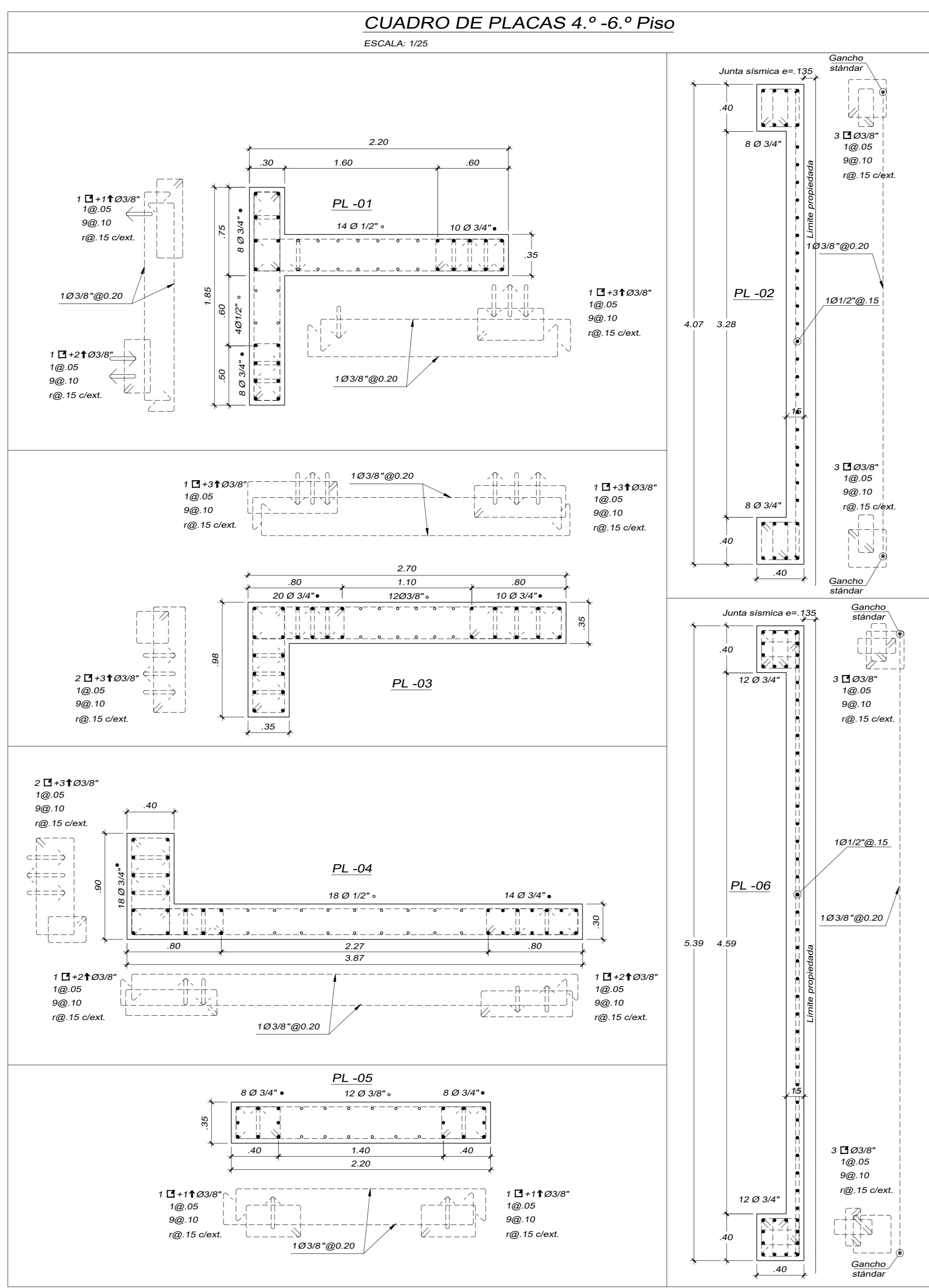
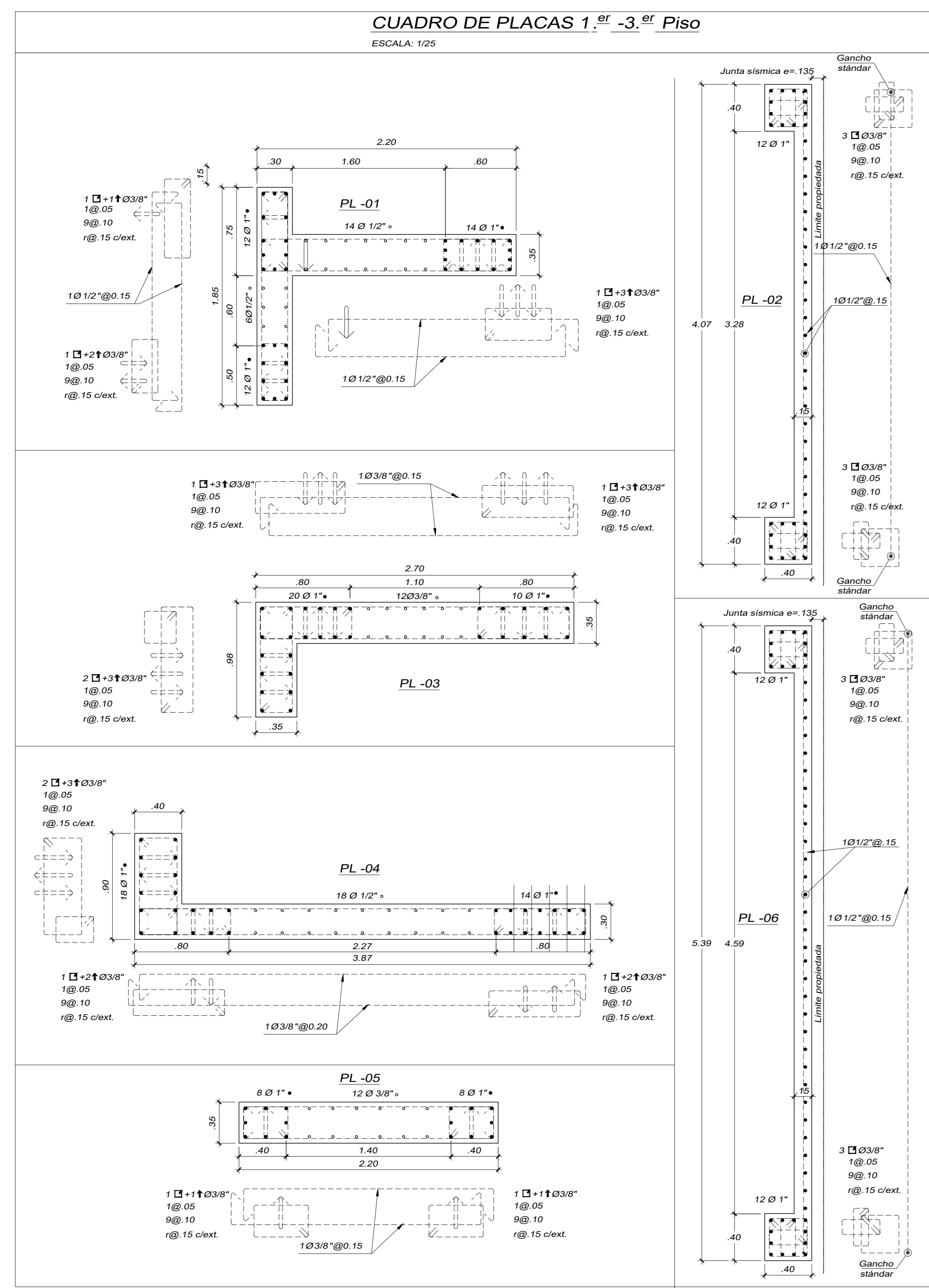
FECHA:
 ABRIL - 2018

UBICACION:
 URB: SAN ANDRES I ETAPA
 Calle: DEAN SAAVEDRA 368
 Distrito : TRUJILLO
 Provincia : Trujillo

PROYECTO:
EDIFICION MULTIFAMILIAR RESIDENCIAL SAN ANDRES

PLANO :
 Y VIGAS DE CIMENTACION

N° DE LAMINA :
E-05



ASESOR:
 ING. CESAR CANCINO RODAS
 CIP. 77103

EQUIPO TECNICO:
 BACH. Renato Alexander Nino Morin
 BACH. Christian Paul Rodriguez Leon

ESCALA:
 INDICADA

FECHA:
 ABRIL - 2018

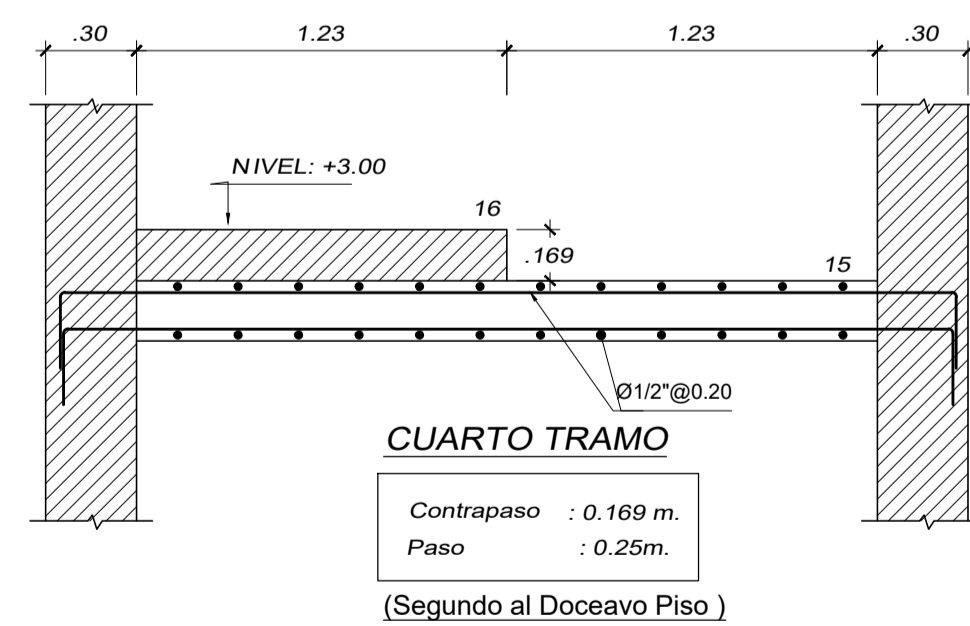
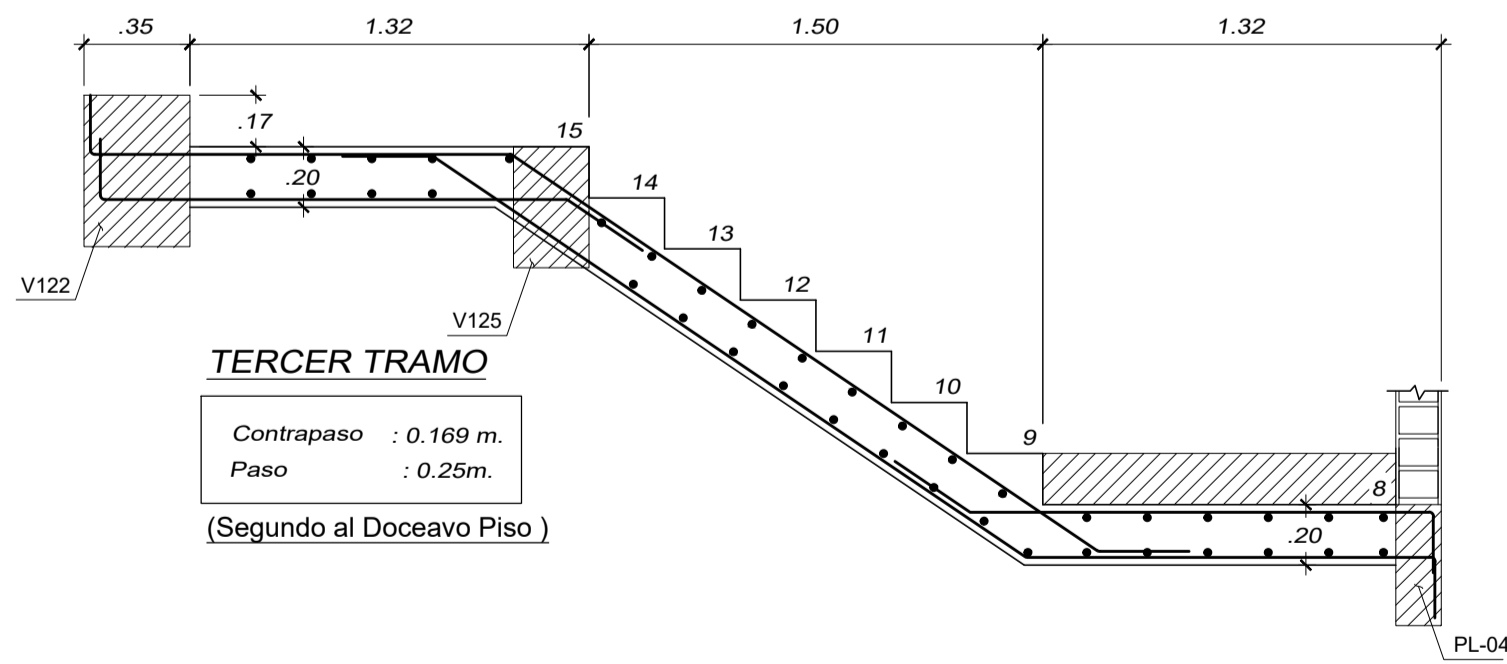
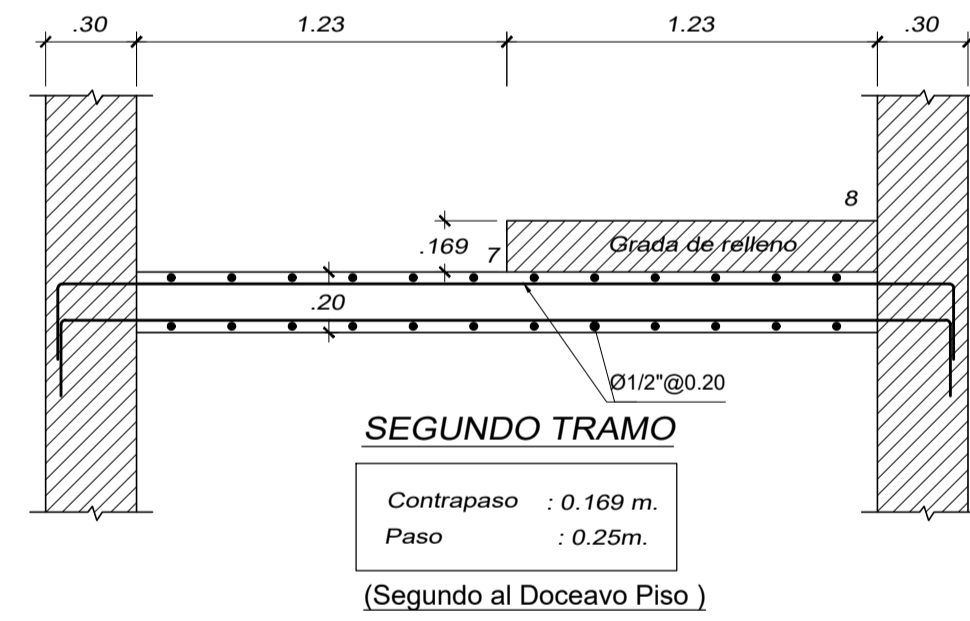
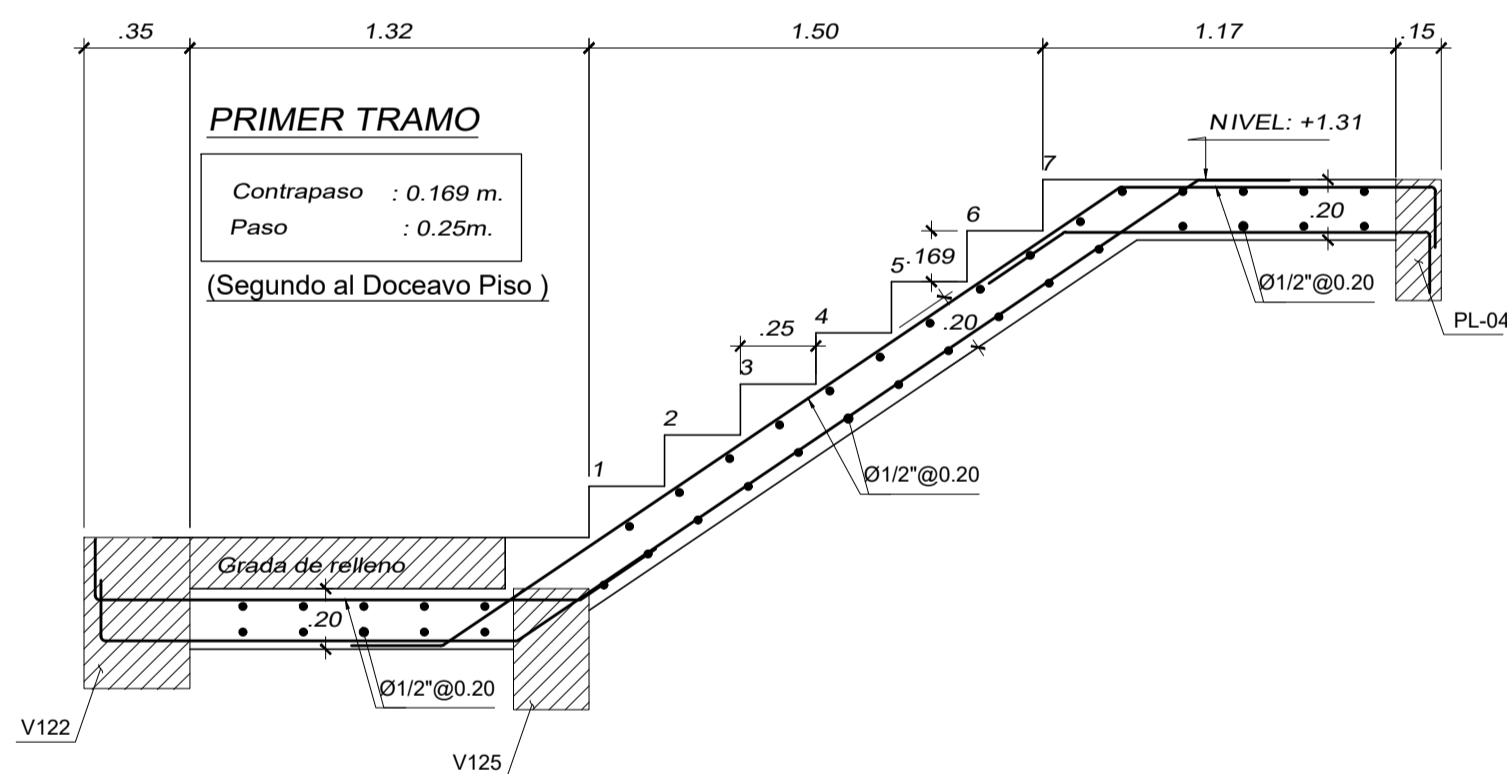
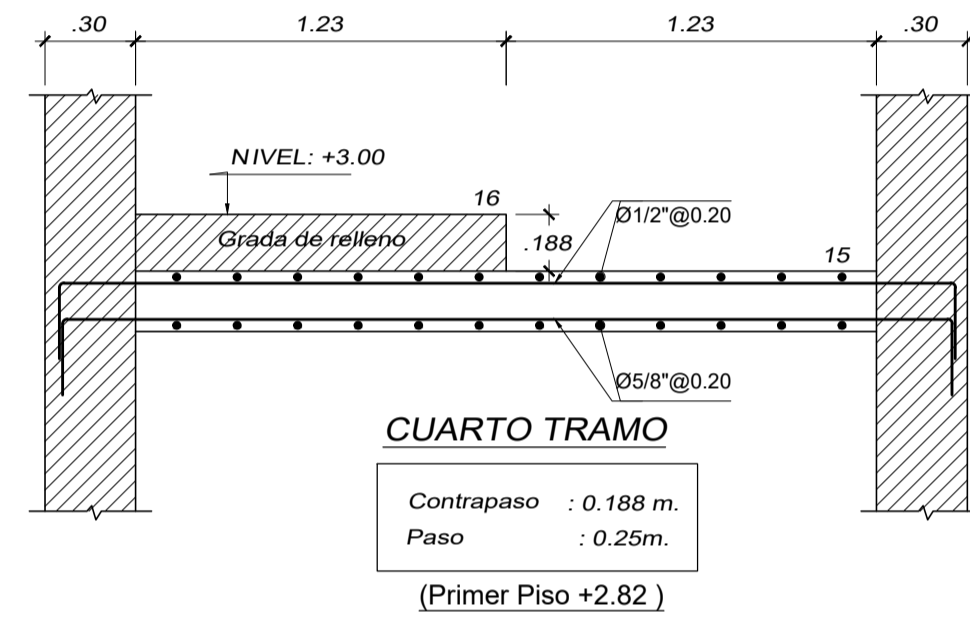
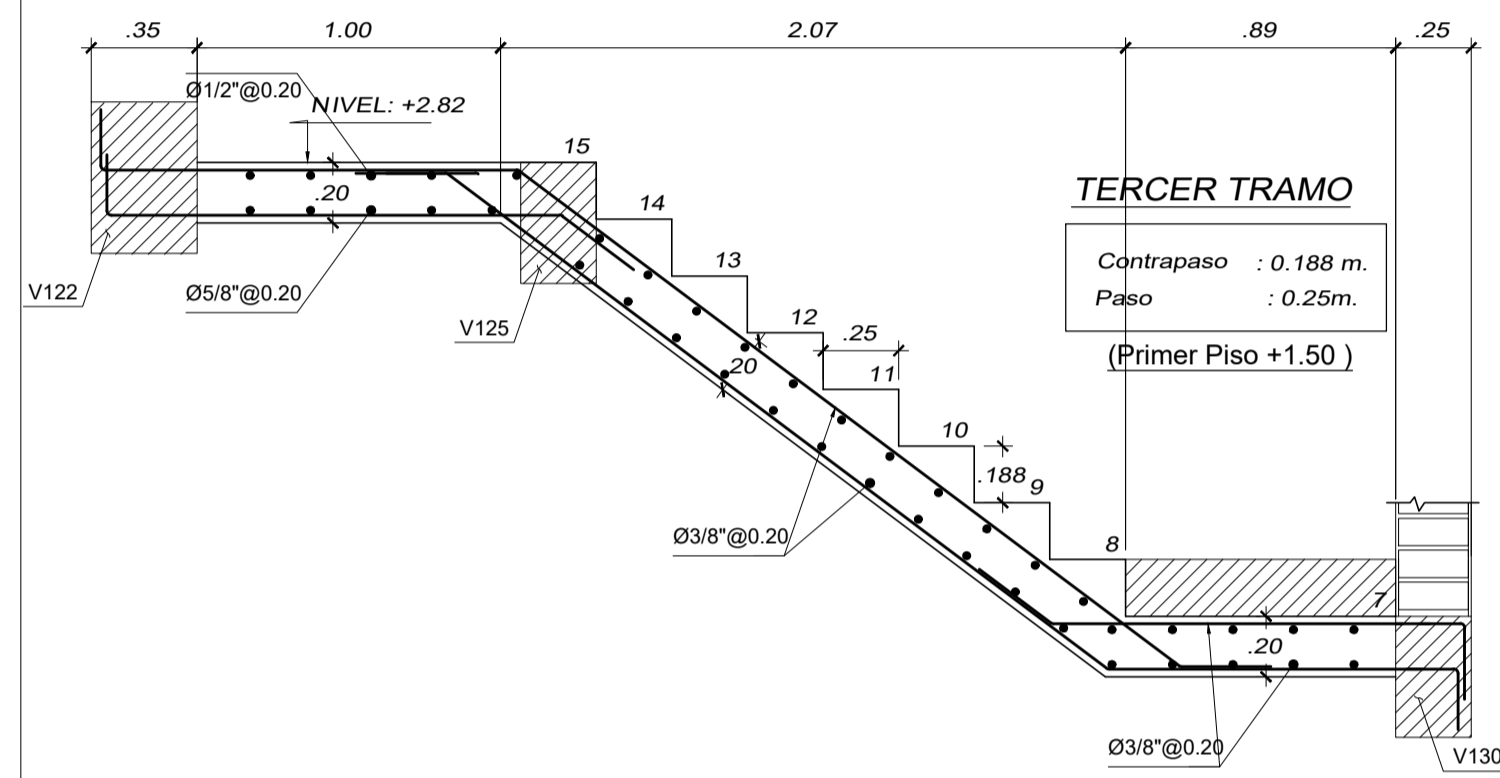
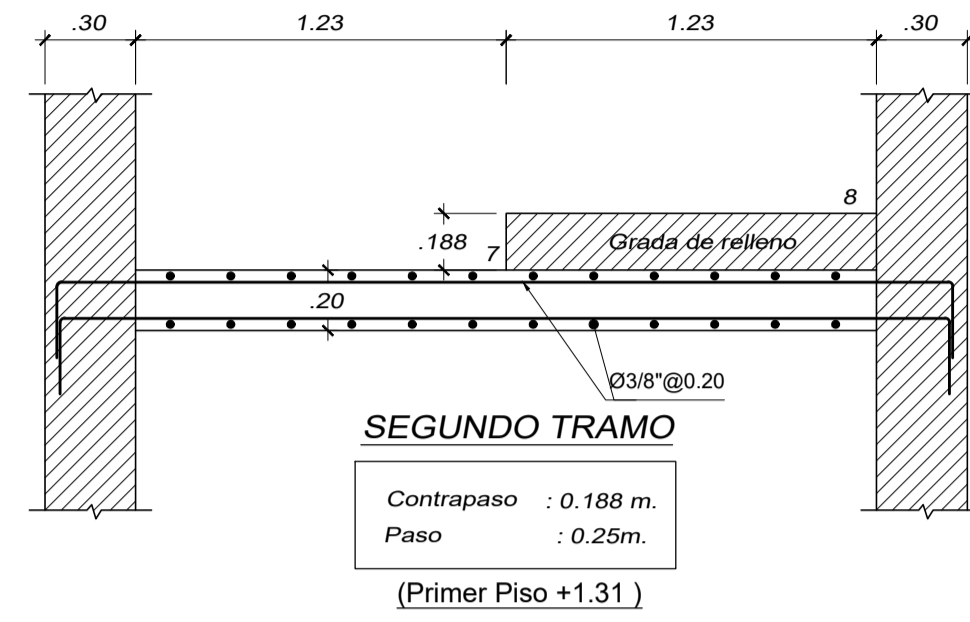
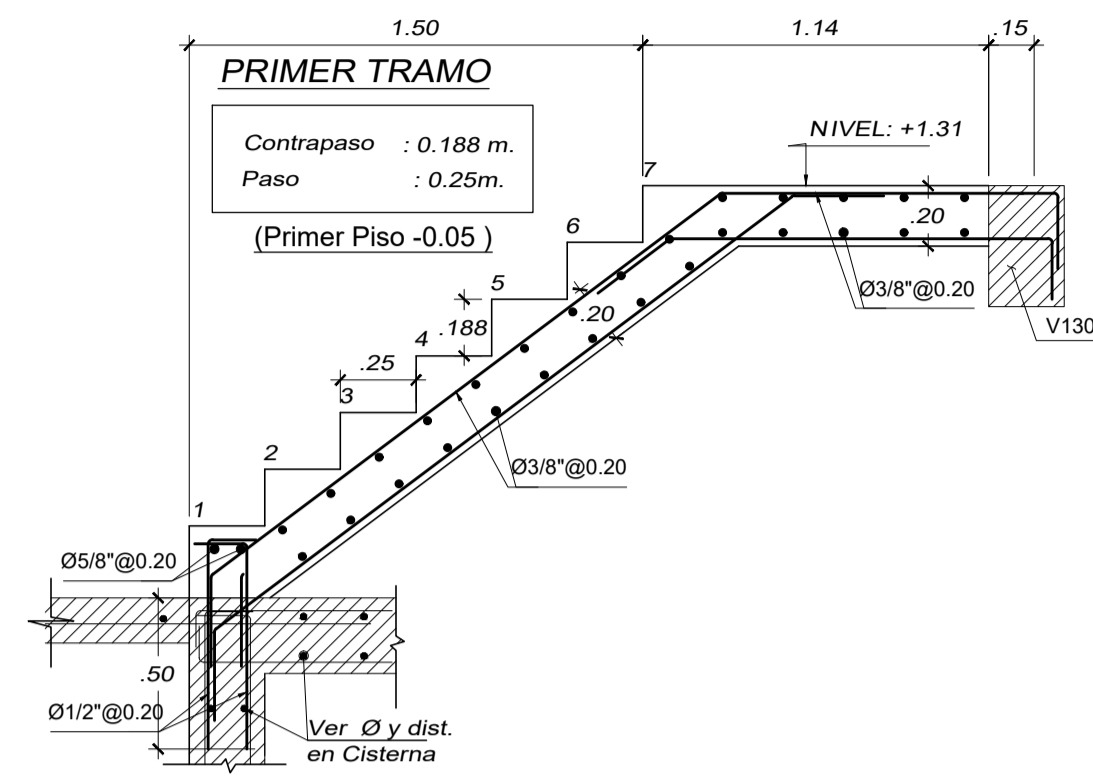
UBICACION:
 URB: SAN ANDRES I ETAPA
 Calle: DEAN SAAVEDRA 368
 Distrito : TRUJILLO
 Provincia : Trujillo

PROYECTO:
EDIFICIO MULTIFAMILIAR RESIDENCIAL SAN ANDRES

PLANO:
 PLACAS

N° DE LAMINA :
E-06

ESCALERA
ESCALA: 1/25



ASESOR:

ING. CESAR CANCINO RODAS
CIP. 77103

EQUIPO TECNICO:

BACH. Renato Alexander Niño Morin
BACH. Christian Paul Rodríguez Leon

ESCALA:

INDICADA

FECHA:

ABRIL - 2018

UBICACION:

URB: SAN ANDRES I ETAPA
Calle: DEAN SAAVEDRA 368
Distrito : TRUJILLO
Provincia : Trujillo

PROYECTO:

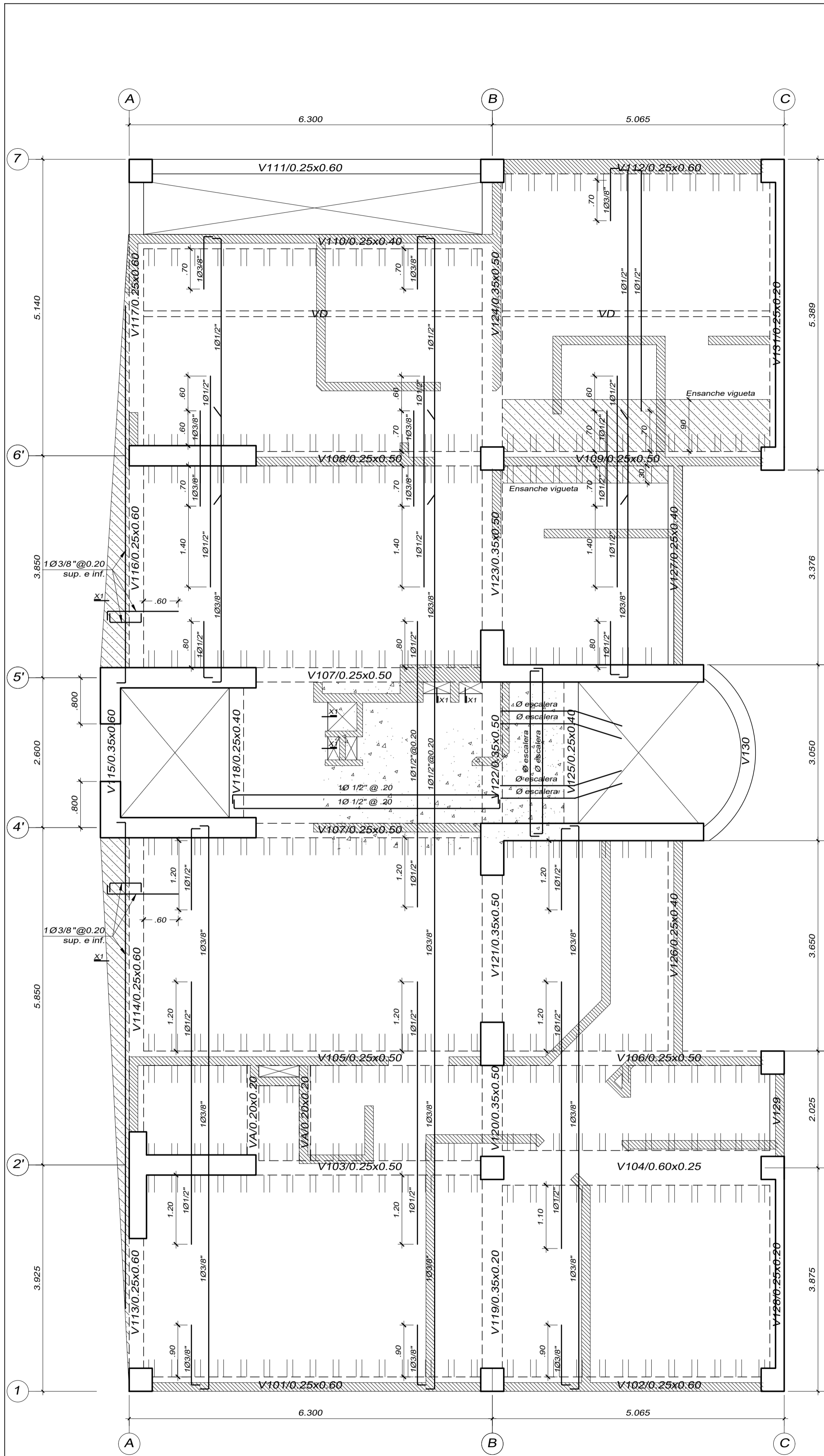
EDIFICION MULTIFAMILIAR
RESIDENCIAL SAN ANDRES

PLANO :

ESCALERA

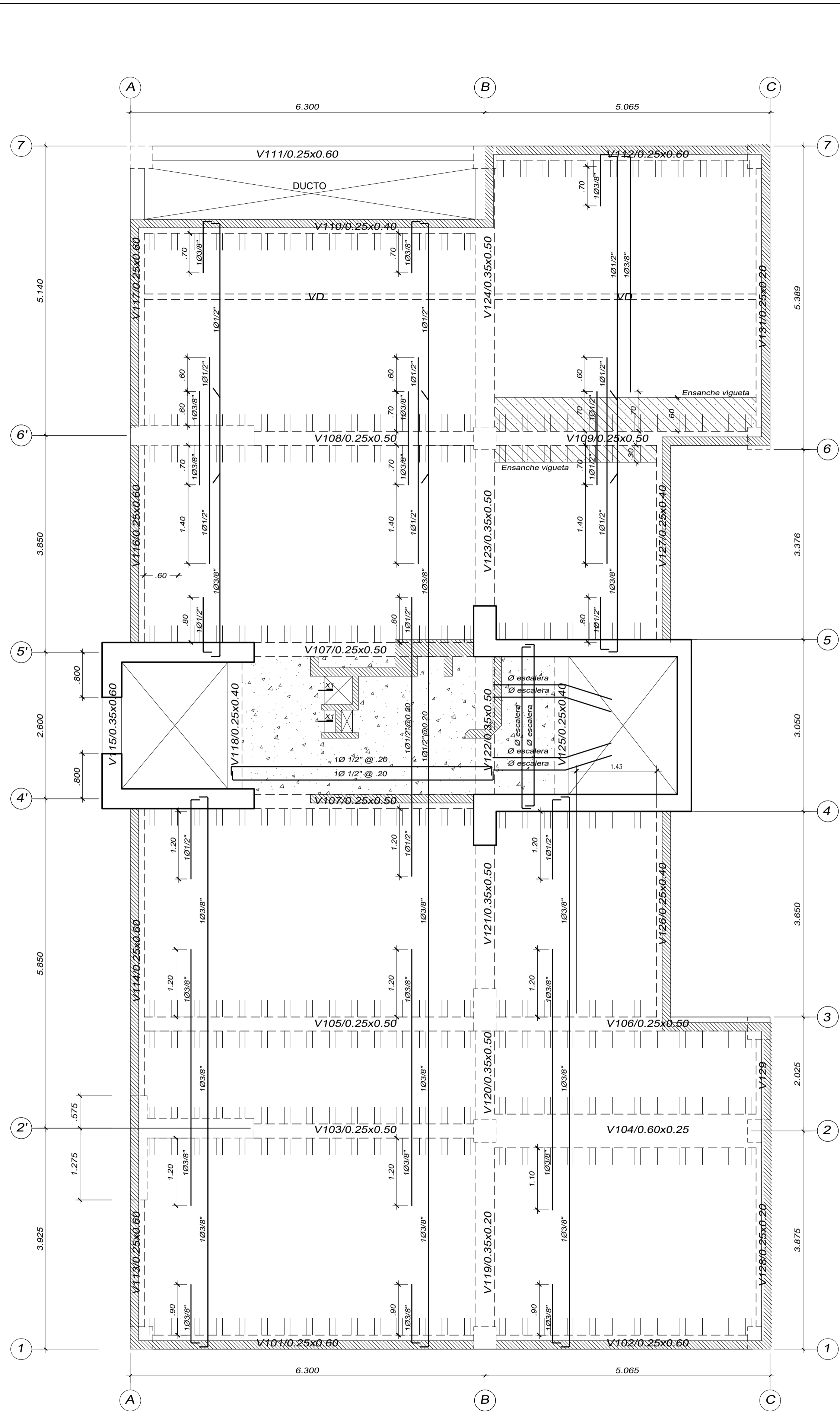
N° DE LAMINA :

E-07



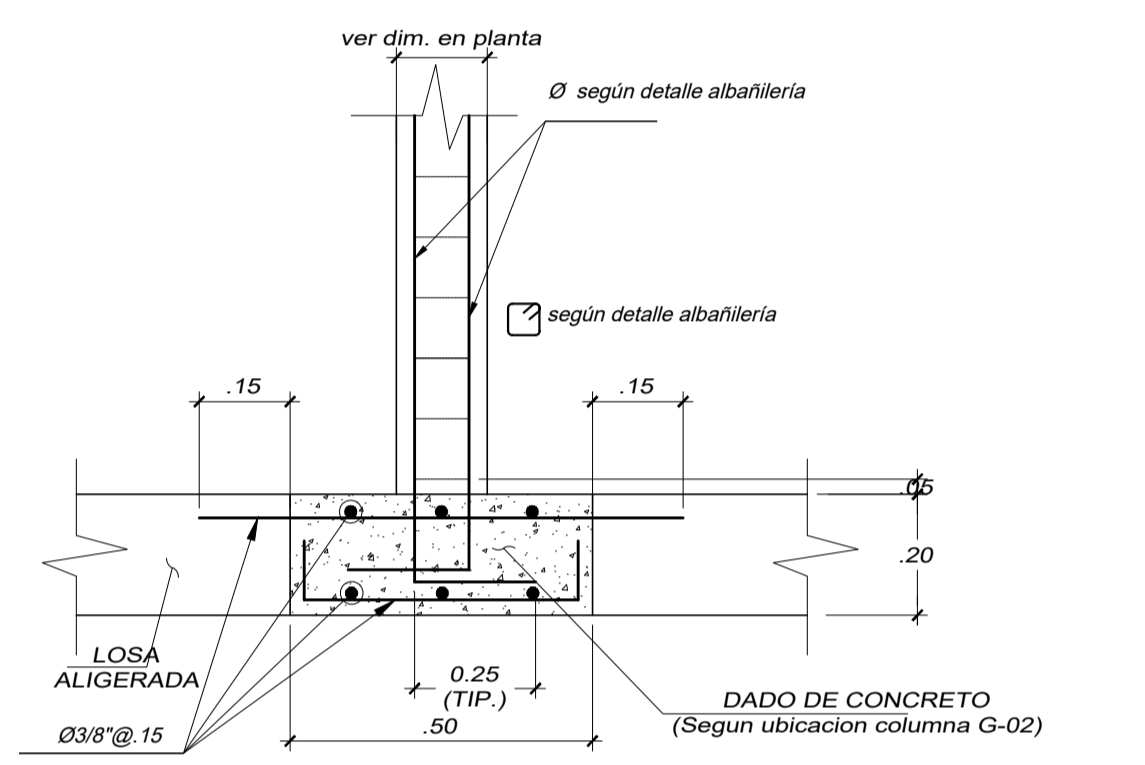
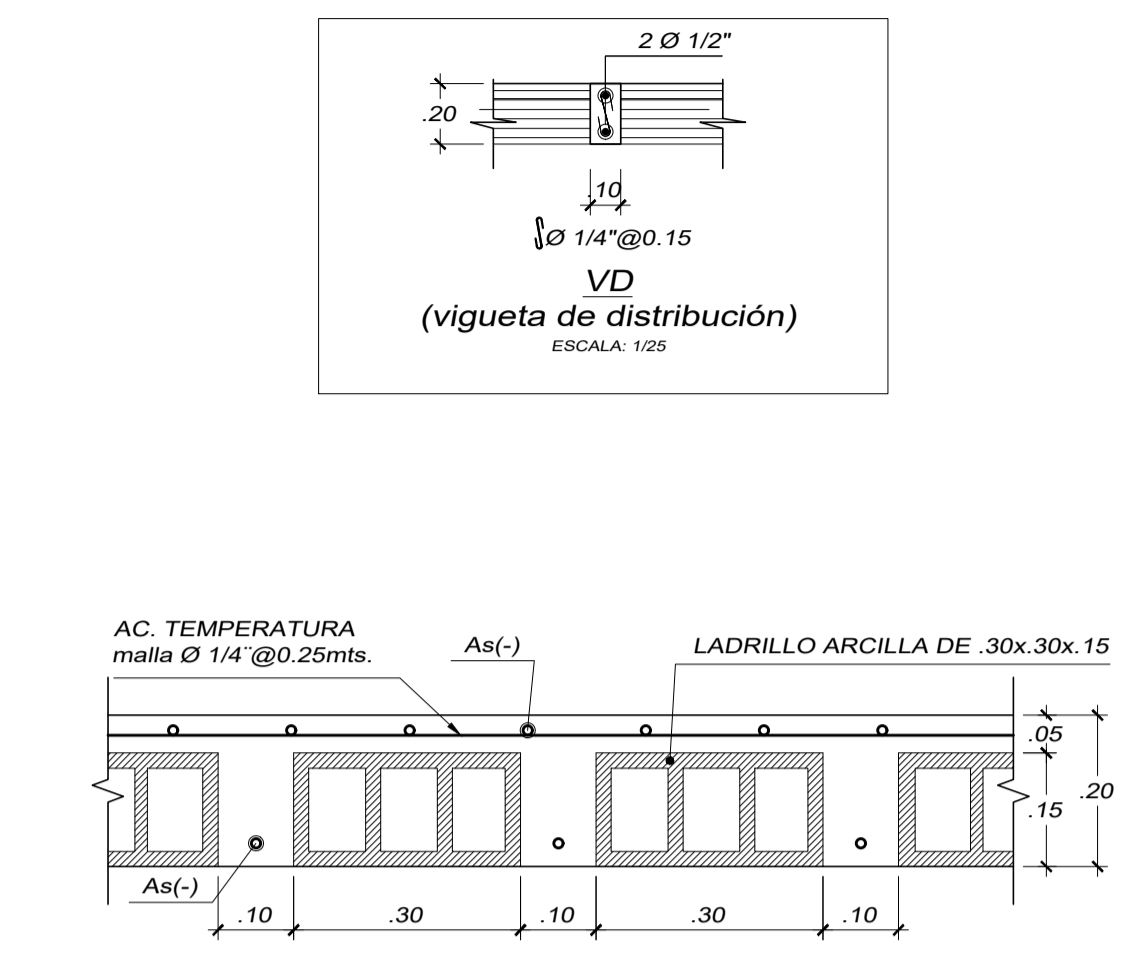
ENCOFRADO 1°-11°TECHO
LOSA ALIGERADA e=0.20
ESC: 1/50

LEYENDA:
 Tabiquería
 Losa maciza e=0.20

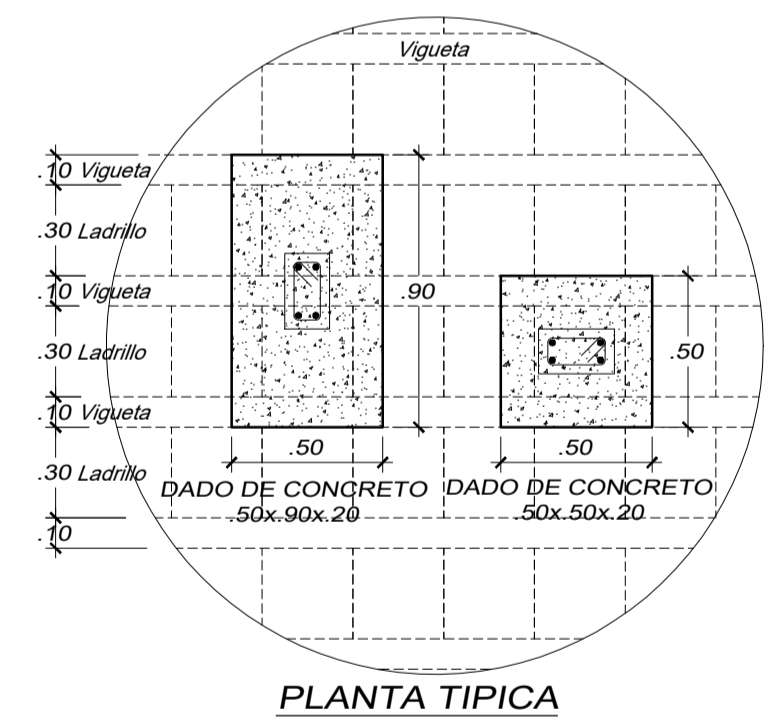


ENCOFRADO 12° TECHO
LOSA ALIGERADA e=0.20
ESC: 1/50

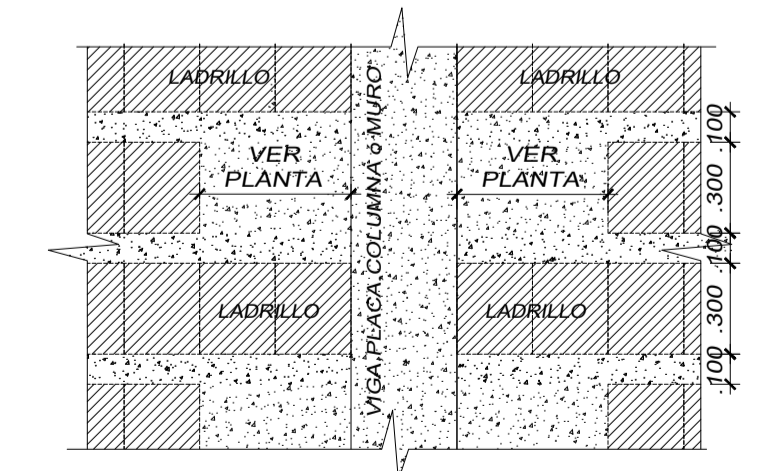
LEYENDA:
 Tabiquería
 Losa maciza e=0.20



DETALLE ARRANQUE DE COLUMNAS DE ARRIOSTRE DESDE LOSA ALIGERADA (ELEVACION)
ESC: 1/25



PLANTA TIPICA



DETALLE DE ENSANCHE
ESC: 1/25

NOTA: RETIRAR LADRILLO EN FORMA ALTERNADA TAL COMO SE INDICA EN EL DETALLE.

ASESOR:
ING. CESAR CANCINO RODAS
CIP. 77103

EQUIPO TECNICO:
BACH. Renato Alexander Niño Morín
BACH. Christian Paul Rodríguez Leon

ESCALA:
INDICADA

FECHA:
ABRIL - 2018

UBICACION:
URB: SAN ANDRES I ETAPA
Calle: DEAN SAAVEDRA 368
Distrito: TRUJILLO
Provincia: Trujillo

PROYECTO:

EDIFICION MULTIFAMILIAR RESIDENCIAL SAN ANDRES

PLANO:
ALIGERADO

Nº DE LAMINA:

E-08

ASESOR:
ING. CESAR CANCINO RODAS
CIP. 77103

EQUIPO TECNICO:
BACH. Renato Alexander Niño Morín
BACH. Christian Paul Rodríguez Leon

ESCALA:
INDICADA

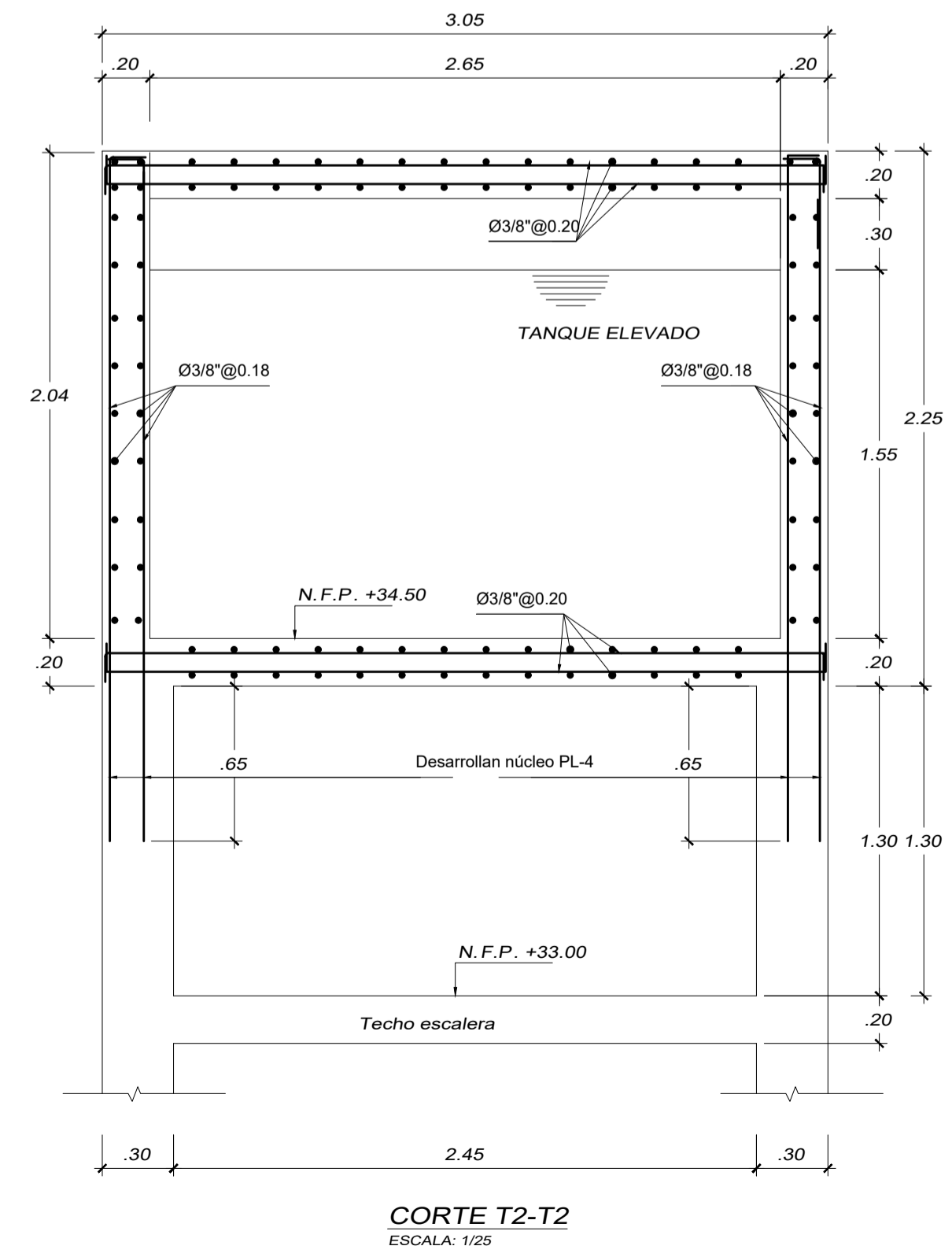
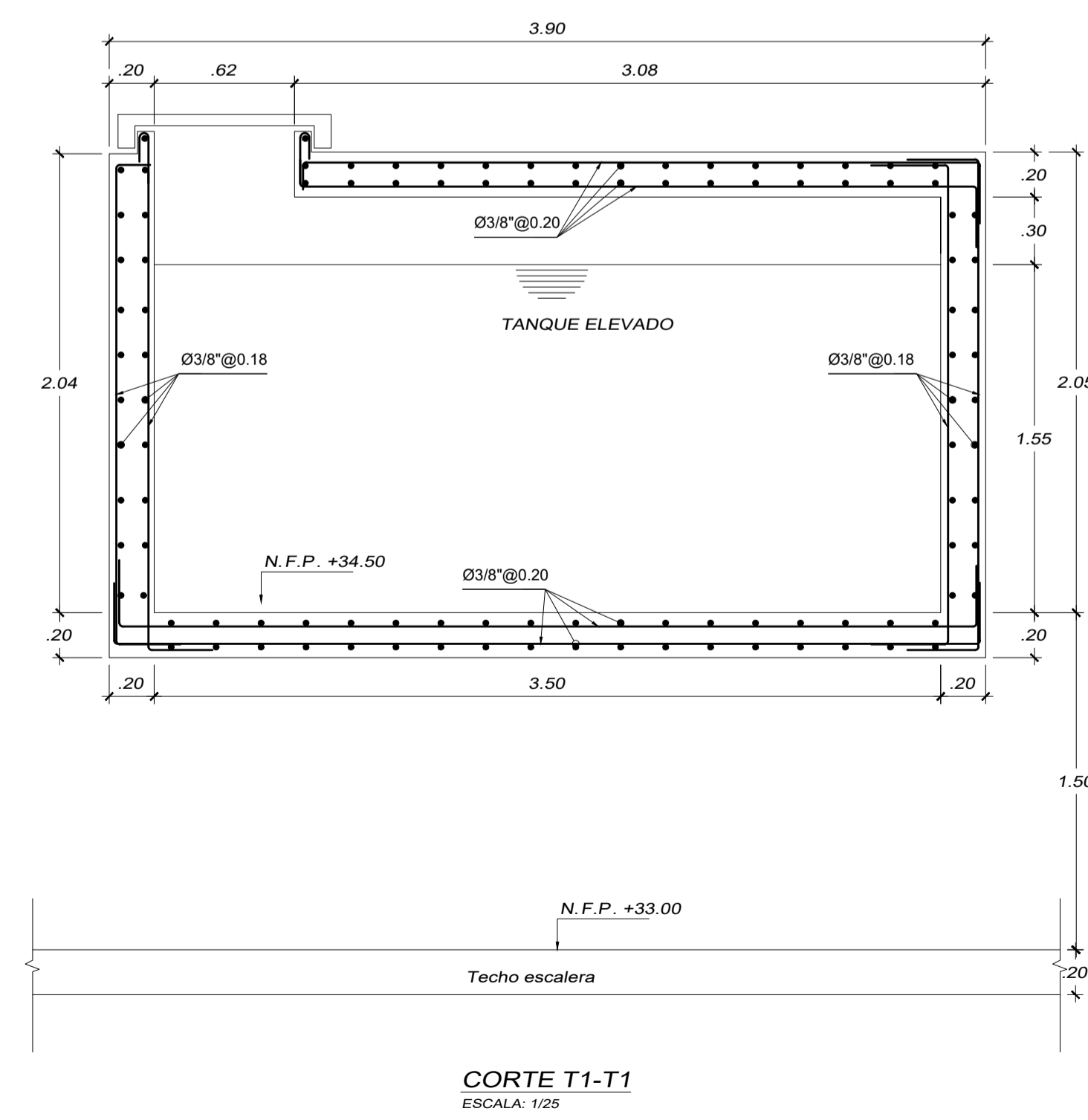
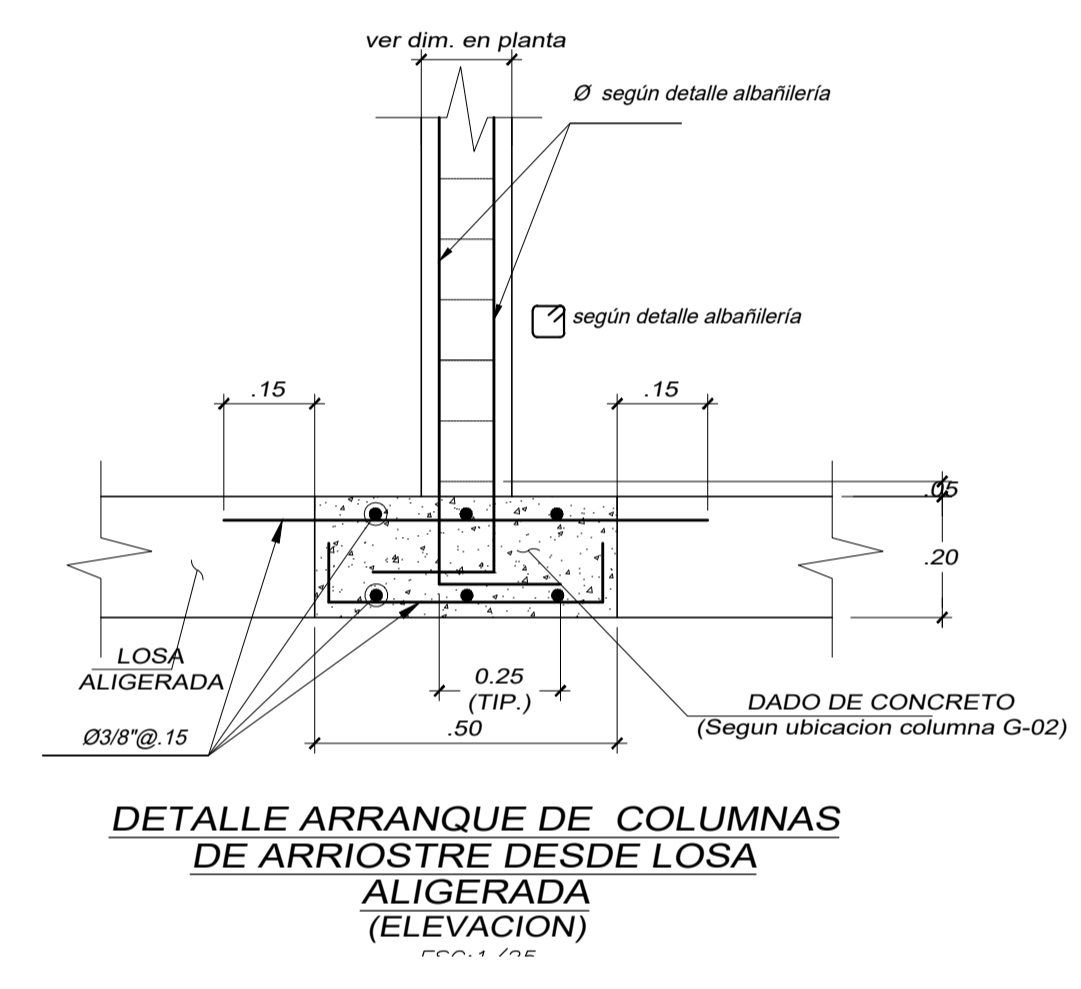
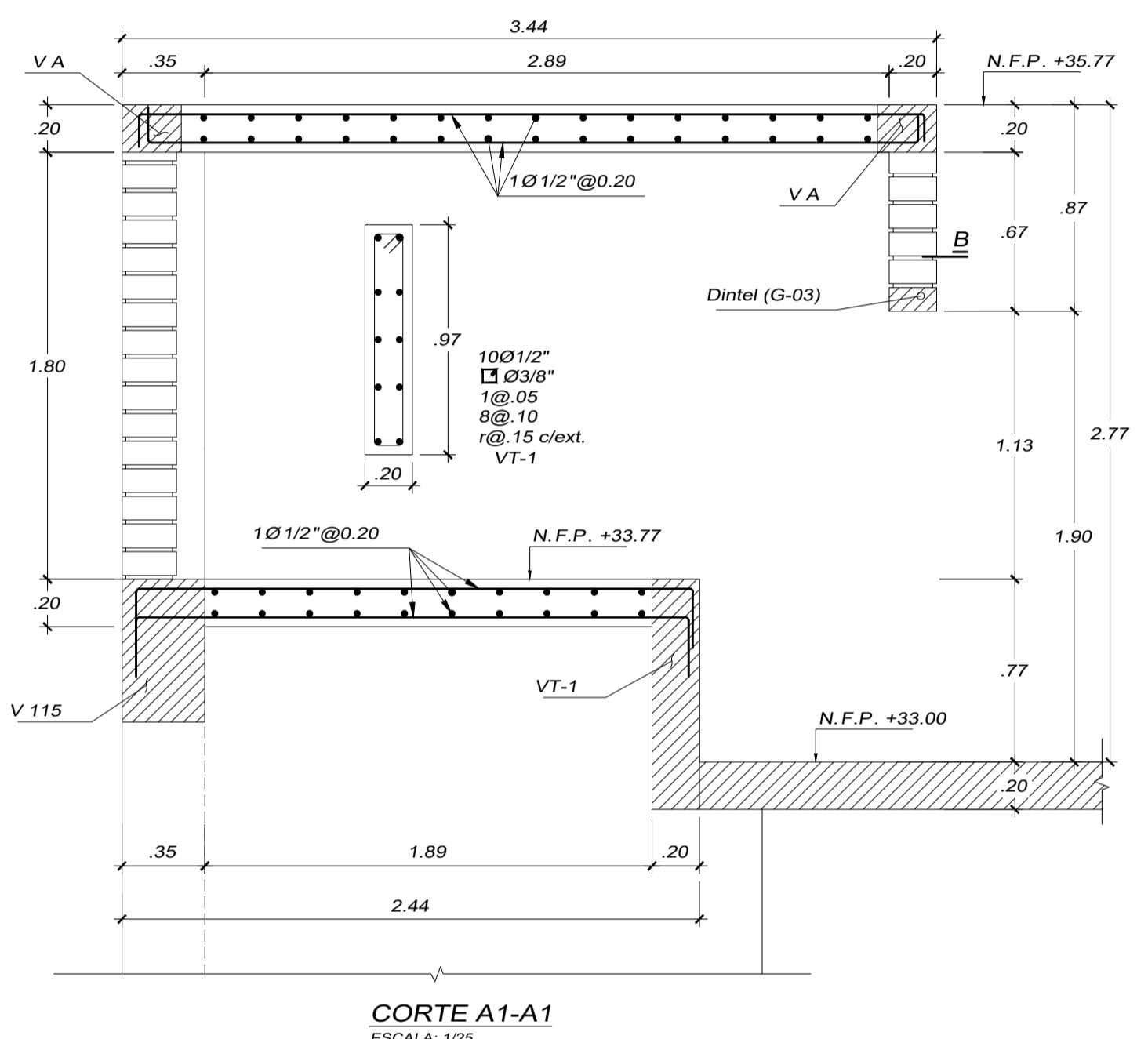
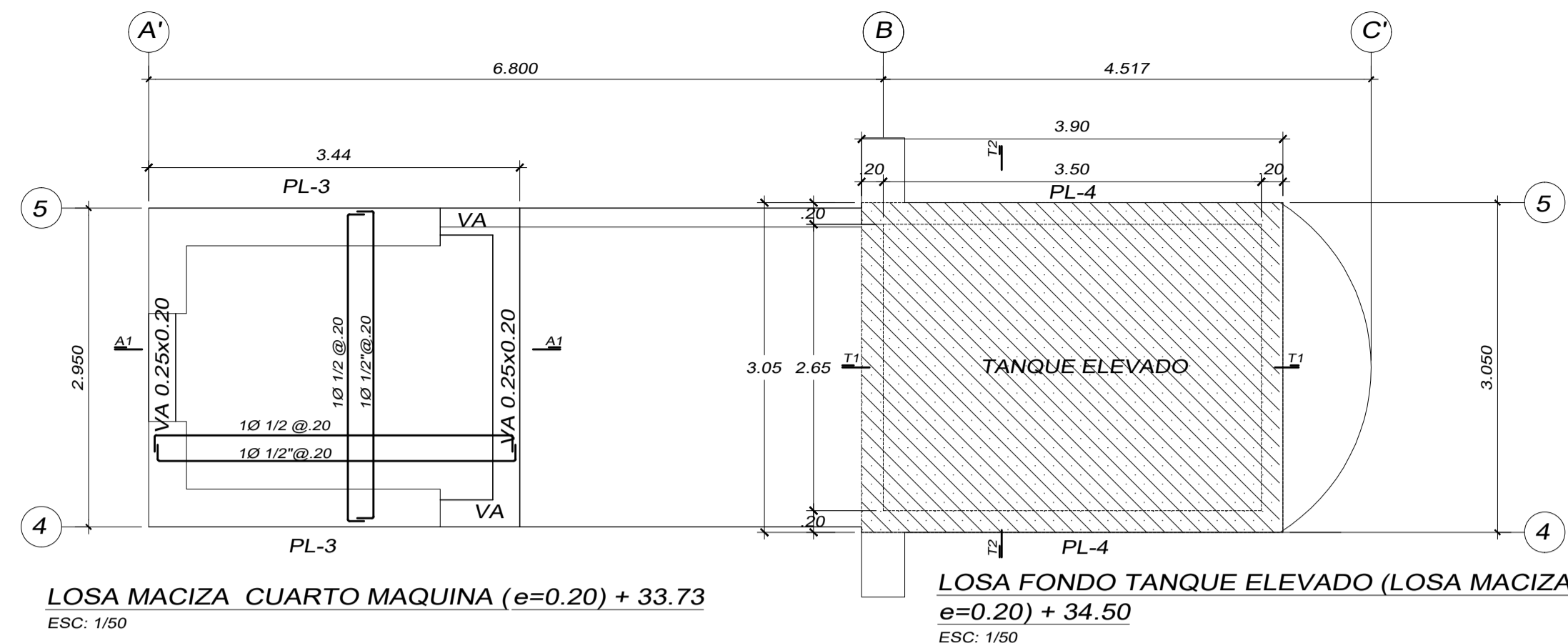
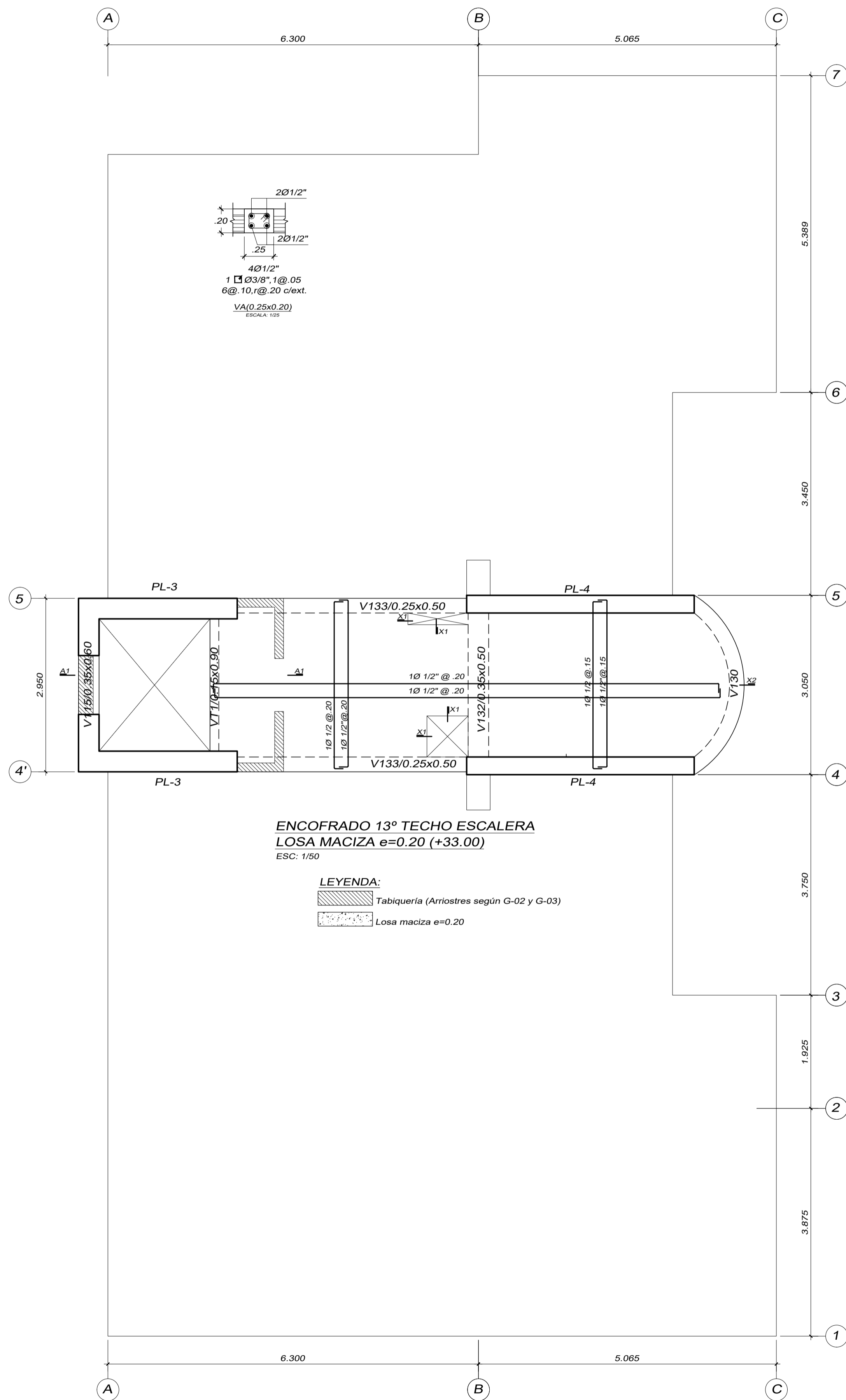
FECHA:
ABRIL - 2018

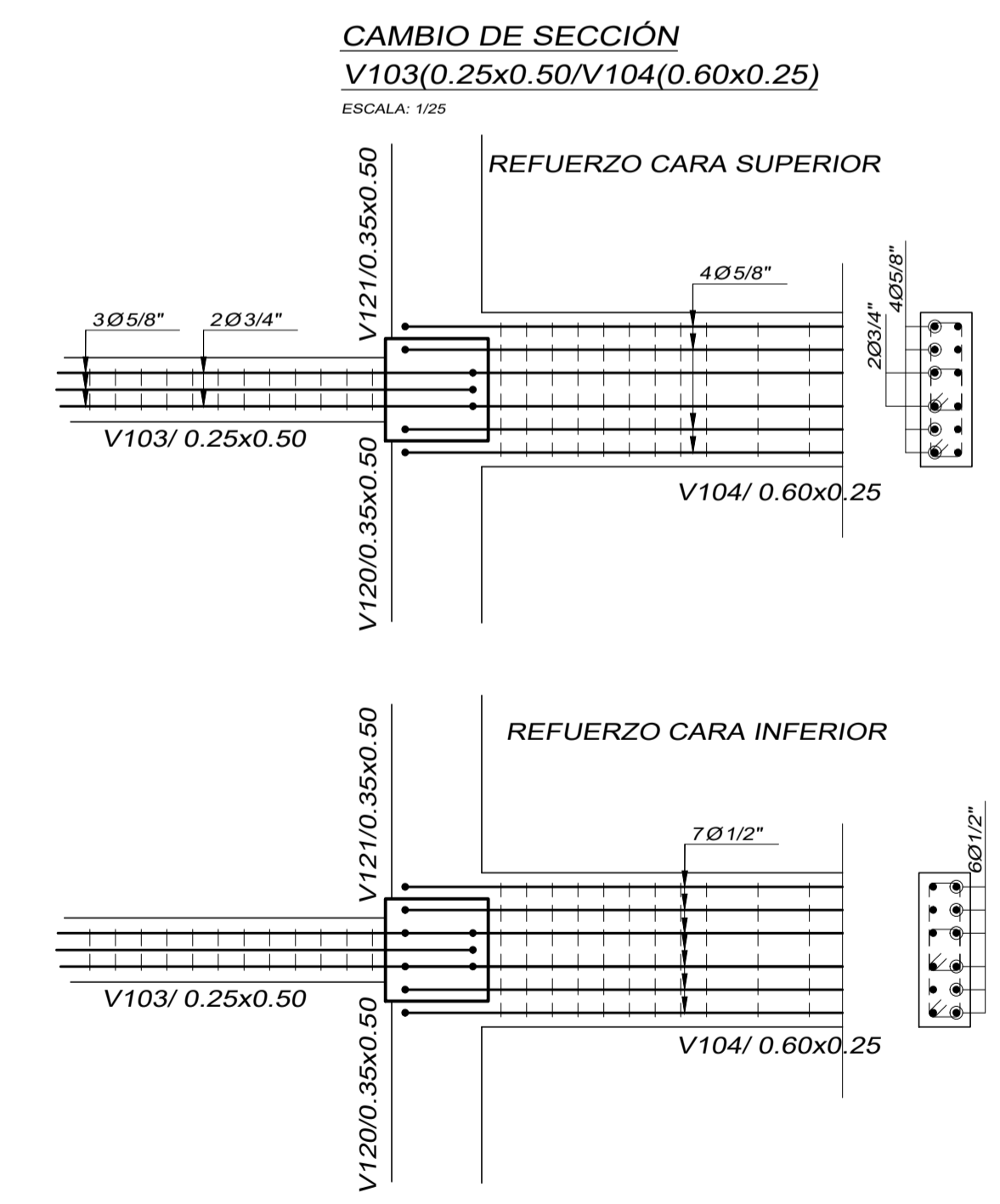
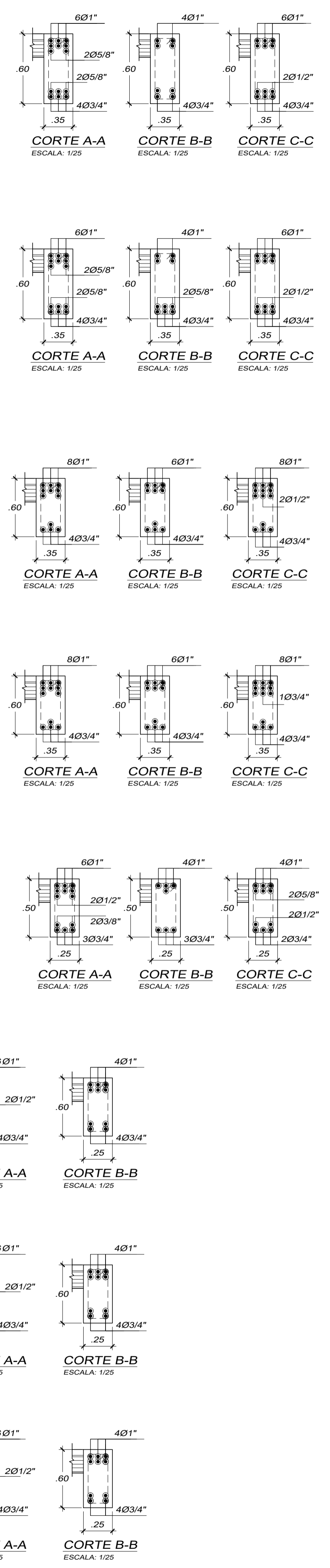
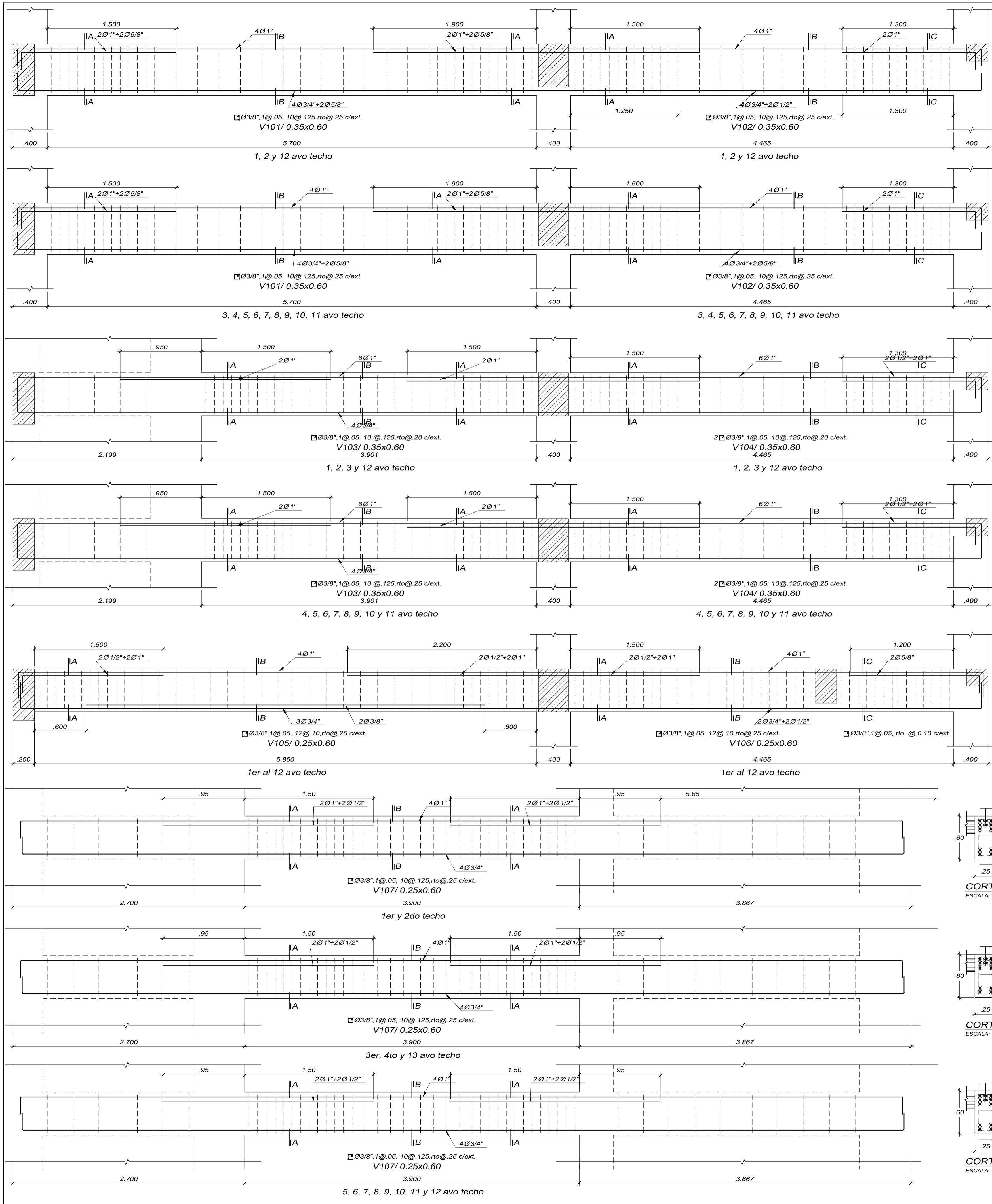
UBICACION:
URB: SAN ANDRES I ETAPA
Calle: DEAN SAAVEDRA 368
Distrito : TRUJILLO
Provincia : Trujillo

PROYECTO:
EDIFICIO MULTIFAMILIAR RESIDENCIAL SAN ANDRES

PLANO :
ALIGERADO

N° DE LAMINA :
E-09





ASESOR:
ING. CESAR CANCINO RODAS
CIP. 77103

EQUIPO TECNICO:
BACH, Renato Alexander
Niño Morin
BACH, Christian Paul
Rodríguez Leon

ESCALA:
INDICADA

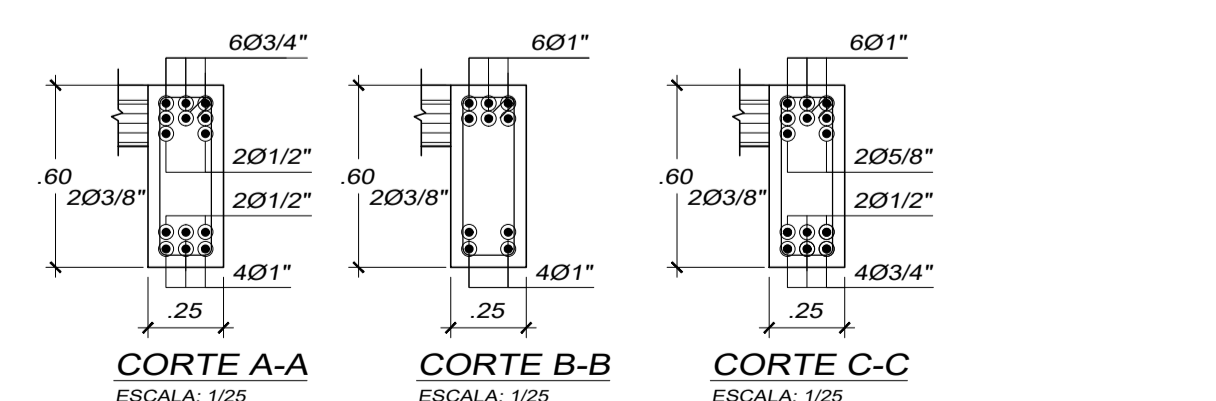
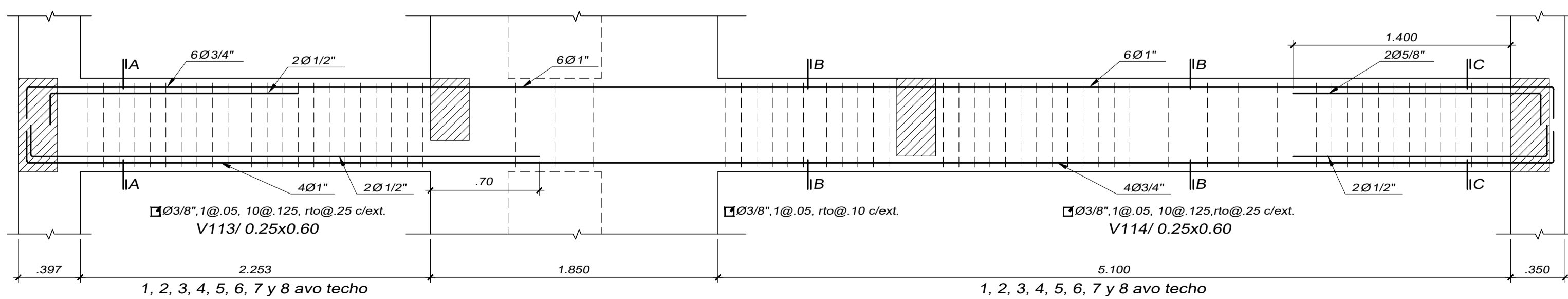
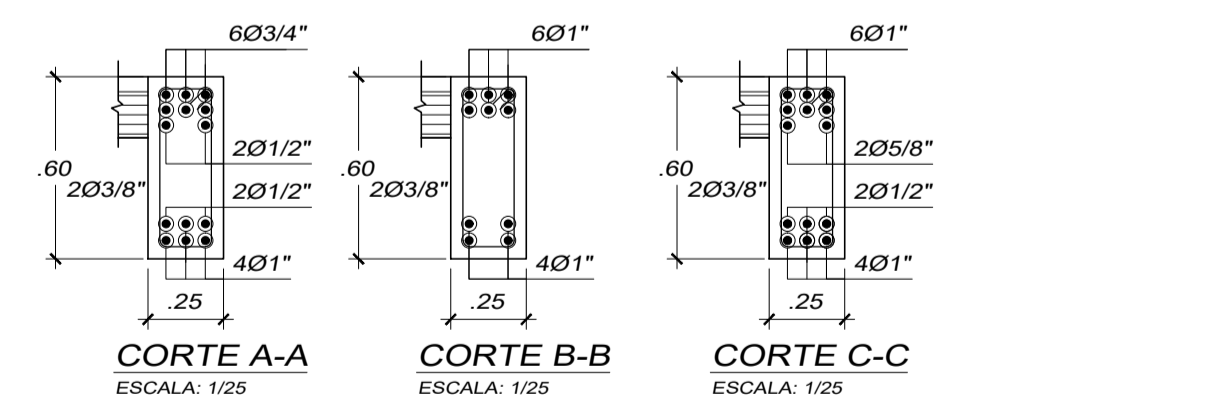
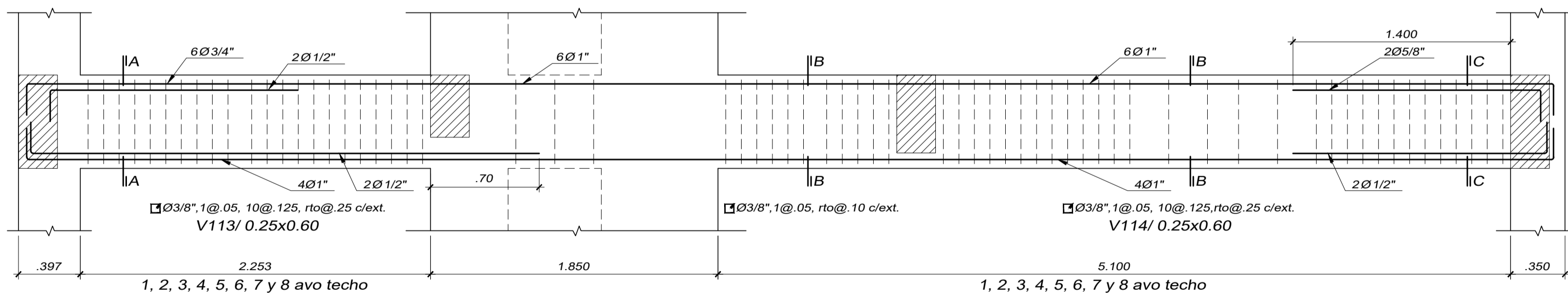
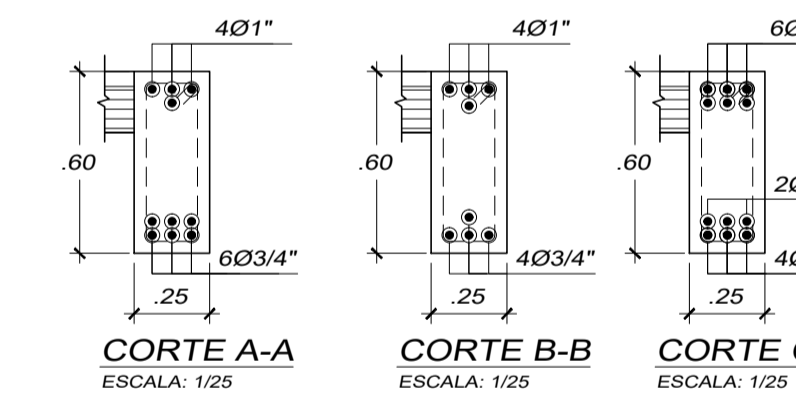
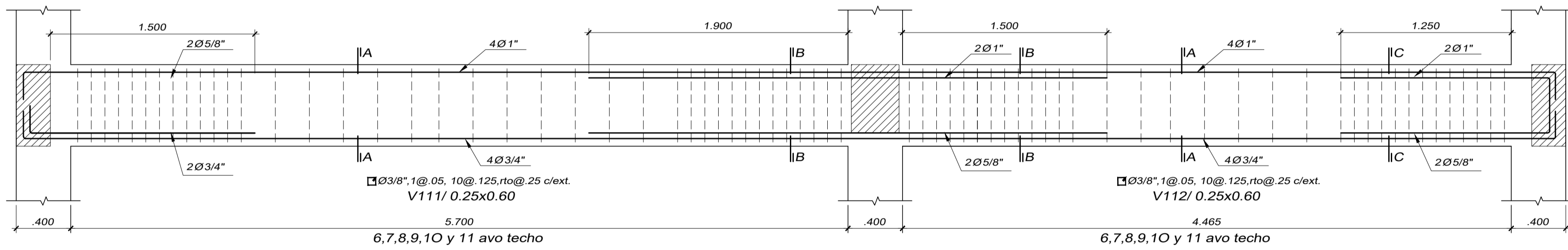
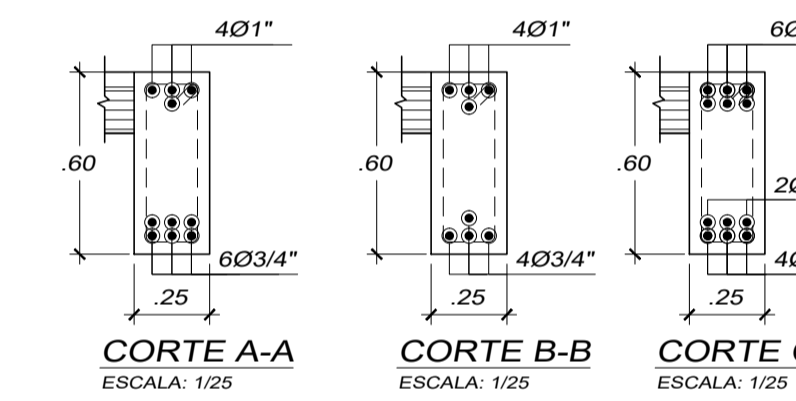
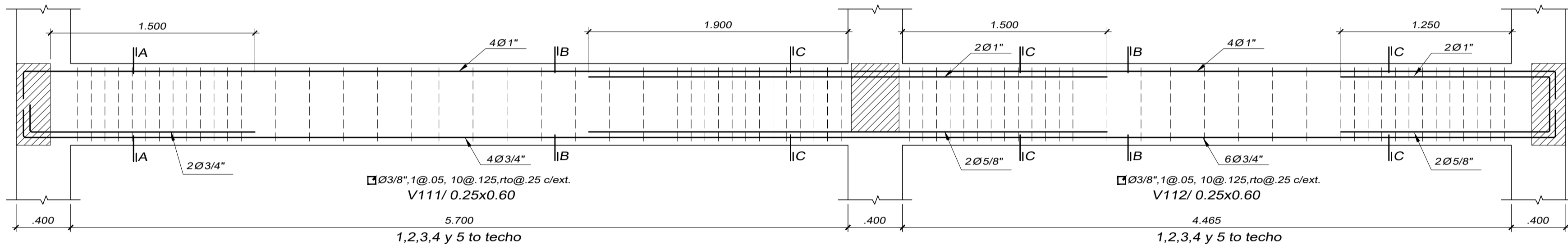
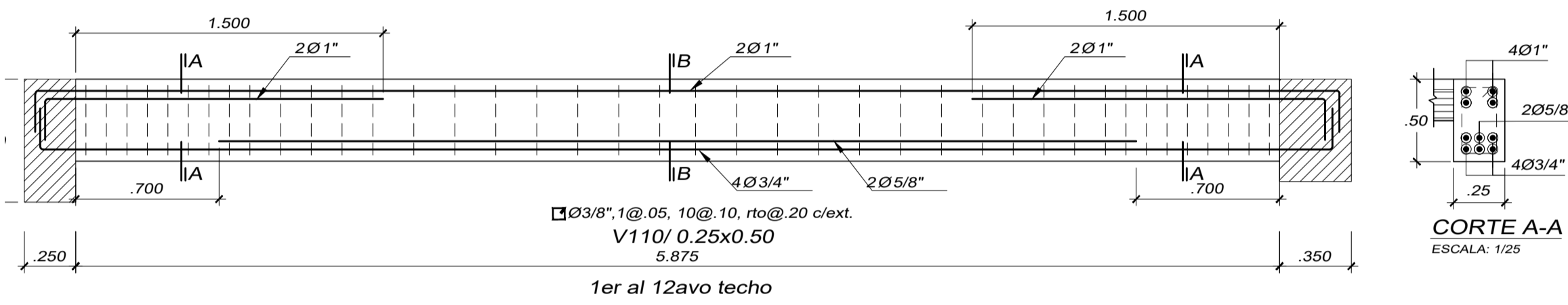
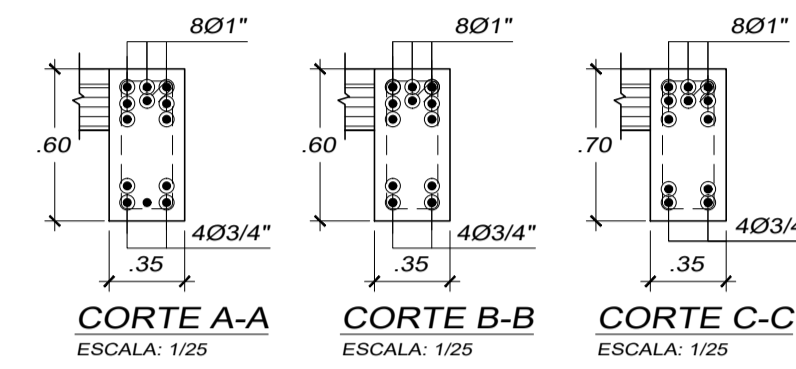
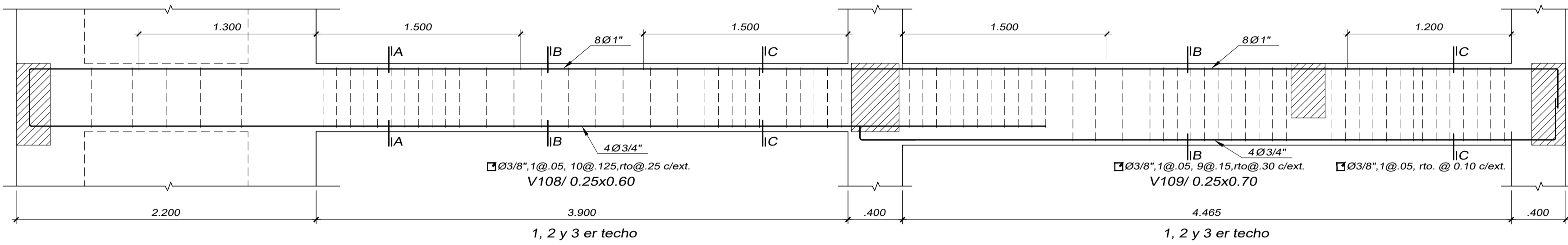
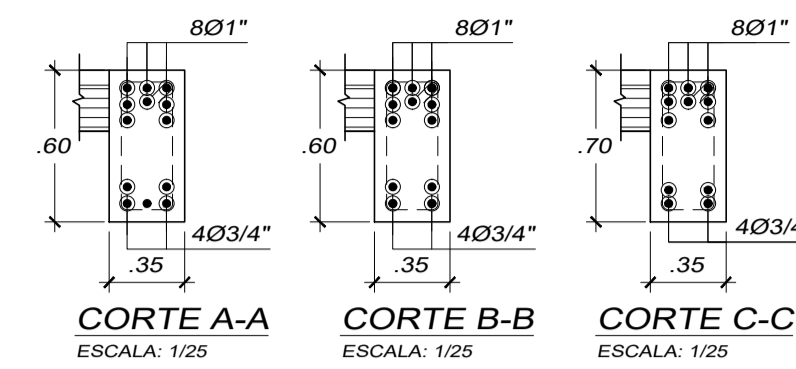
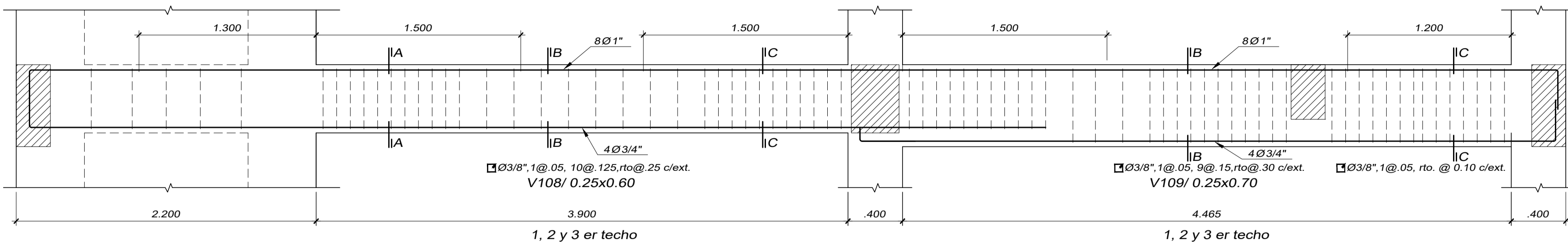
FECHA:
ABRIL - 2018

UBICACION:
URB: SAN ANDRES I ETAPA
Calle: DEAN SAAVEDRA 368
Distrito : TRUJILLO
Provincia : Trujillo

PROYECTO:
**EDIFICION MULTIFAMILIAR
RESIDENCIAL SAN ANDRES**

PLANO :
VIGAS

Nº DE LAMINA :
E-10



ANÁLISIS CON INERCIA BRUTA

ASESOR:
 ING. CESAR CANCINO RODAS
 CIP. 77103

EQUIPO TECNICO:
 BACH. Renato Alexander Niño Morin
 BACH. Christian Paul Rodríguez Leon

ESCALA:
 INDICADA

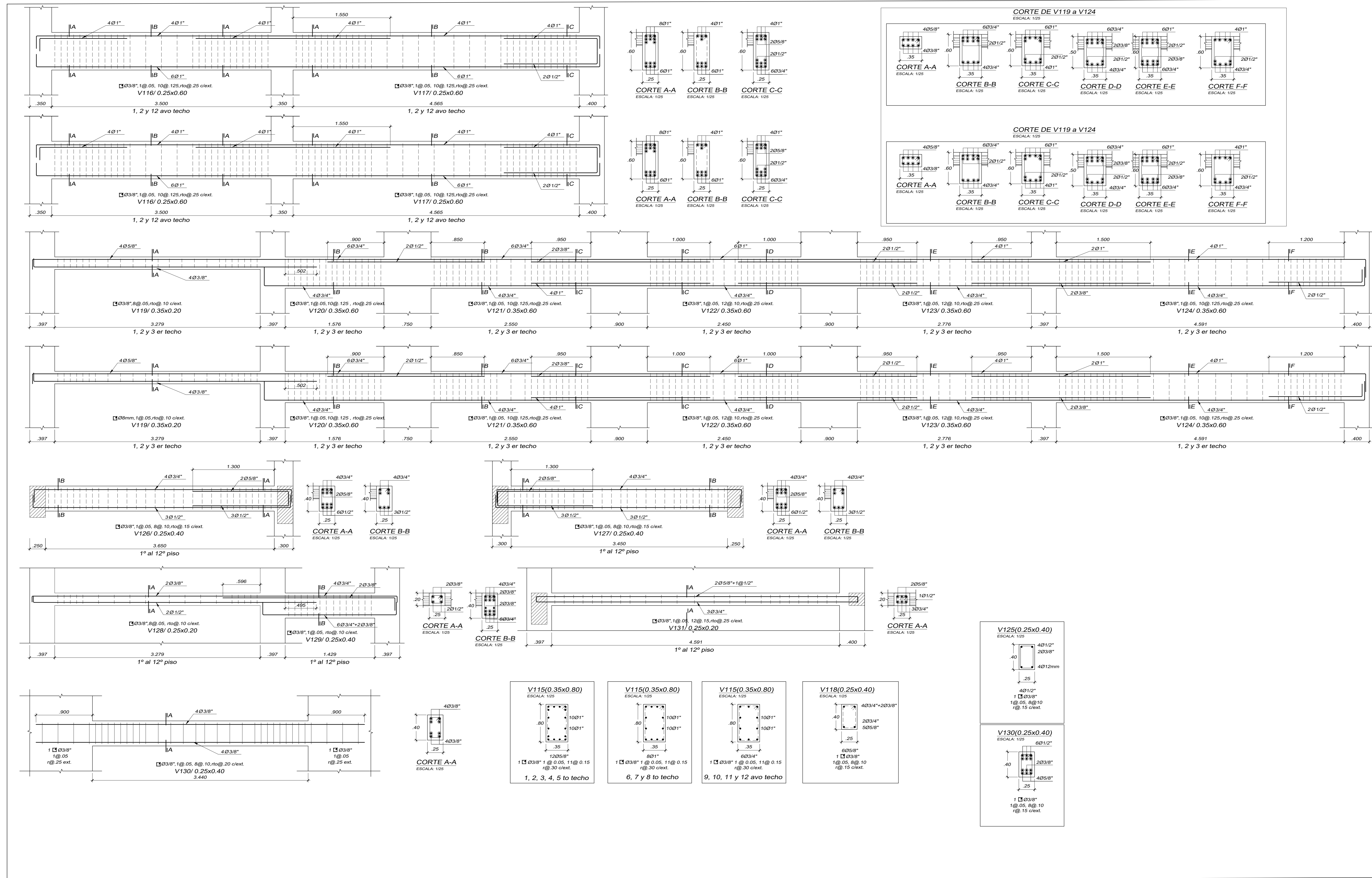
FECHA:
 ABRIL - 2018

UBICACION:
 URB: SAN ANDRES I ETAPA
 Calle: DEAN SAAVEDRA 368
 Distrito : TRUJILLO
 Provincia : Trujillo

PROYECTO:
EDIFICION MULTIFAMILIAR RESIDENCIAL SAN ANDRES

PLANO :
 VIGAS

Nº DE LAMINA :
E-11



ANÁLISIS CON INERCIA BRUTA

ASESOR:
ING. CÉSAR CANCINO RODAS
CIP. 77103

EQUIPO TECNICO:
BACH, Renato Alexander
Nino Morin
BACH, Christian Paul
Rodriguez Leon

ESCALA:
INDICADA

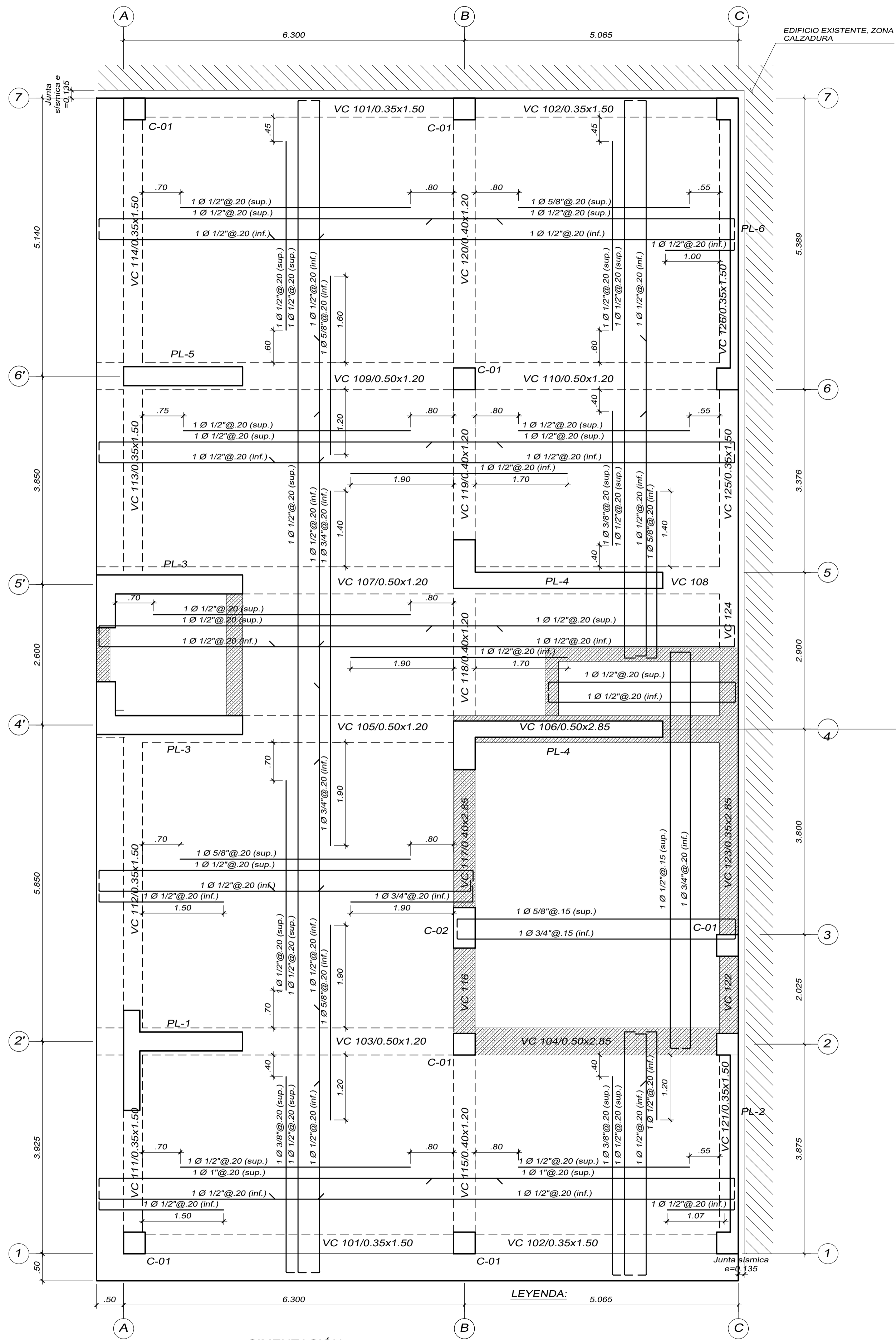
FECHA:
ABRIL - 2018

UBICACION:
URB: SAN ANDRES I ETAPA
Calle: DEAN SAAVEDRA 368
Distrito : TRUJILLO
Provincia : Trujillo

PROYECTO:
**EDIFICIO MULTIFAMILIAR
RESIDENCIAL SAN ANDRES**

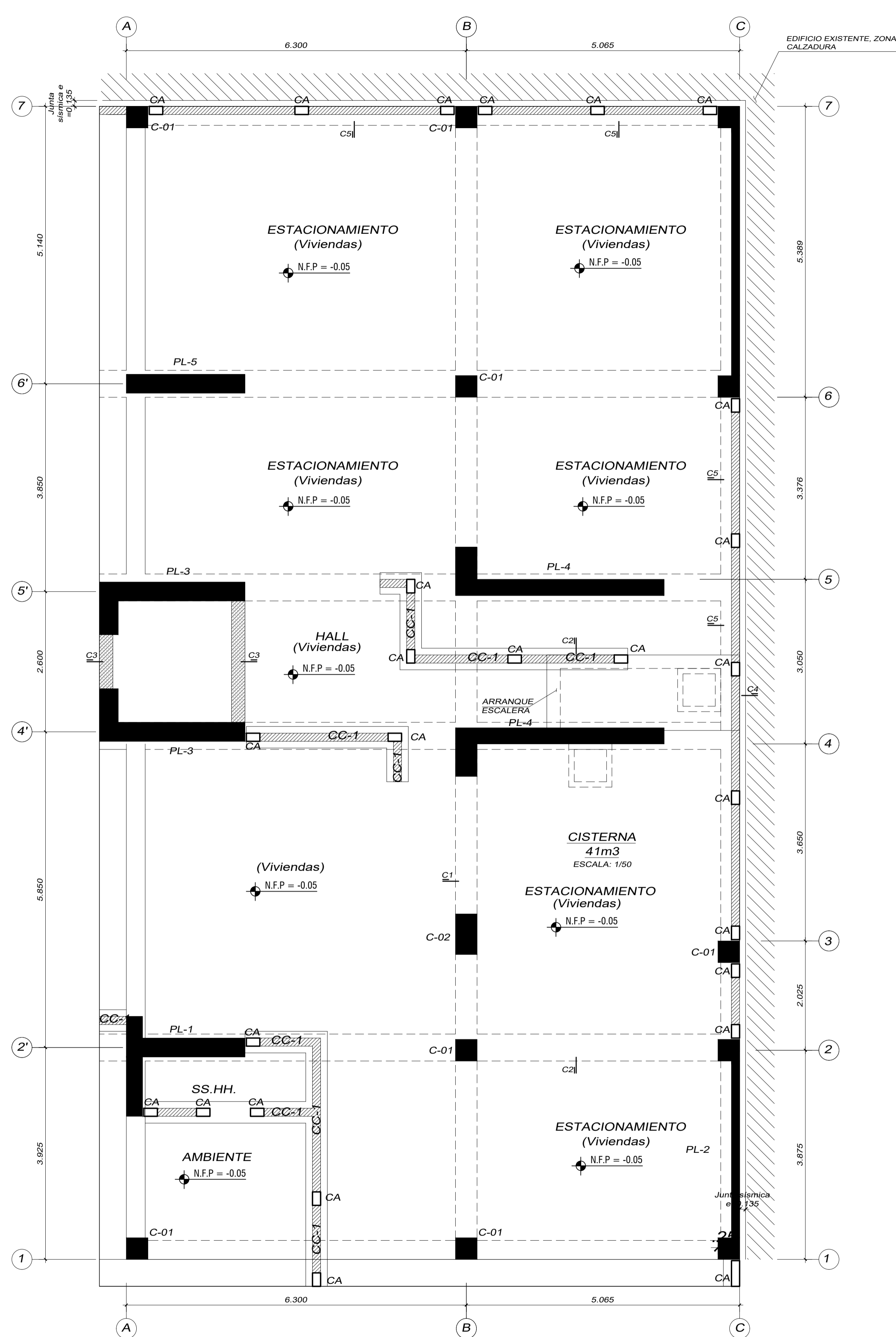
PLANO :
VIGAS

Nº DE LAMINA :
E-12



CIMENTACIÓN
 Losa maciza hz=0.50m
 ESC: 1/50

LEYENDA:



CIMENTACIÓN TABIQUERÍA
 Para dimensiones de arriostres tabiquería
 ver plano detalles generales.
 ESC: 1/50

LEYENDA: Tabiquería

ANÁLISIS CON INERCIA AGRIETADA

ASESOR:
 ING. CESAR CANCINO RODAS
 CIP. 77103

EQUIPO TECNICO:
 BACH. Renato Alexander Niño Morin
 BACH. Christian Paul Rodríguez Leon

ESCALA:
INDICADA

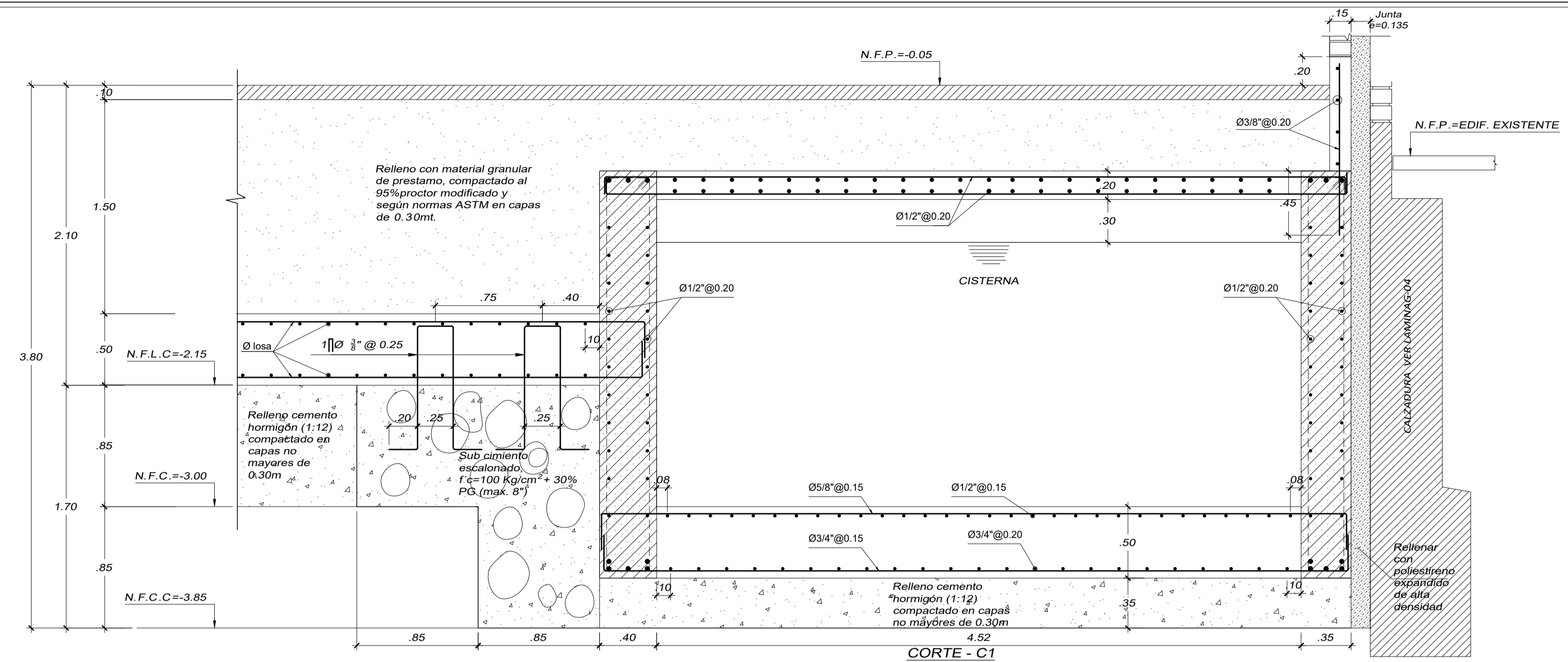
FECHA:
 ABRIL - 2018

UBICACION:
 URB: SAN ANDRES I ETAPA
 Calle: DEAN SAAVEDRA 368
 Distrito : TRUJILLO
 Provincia : Trujillo

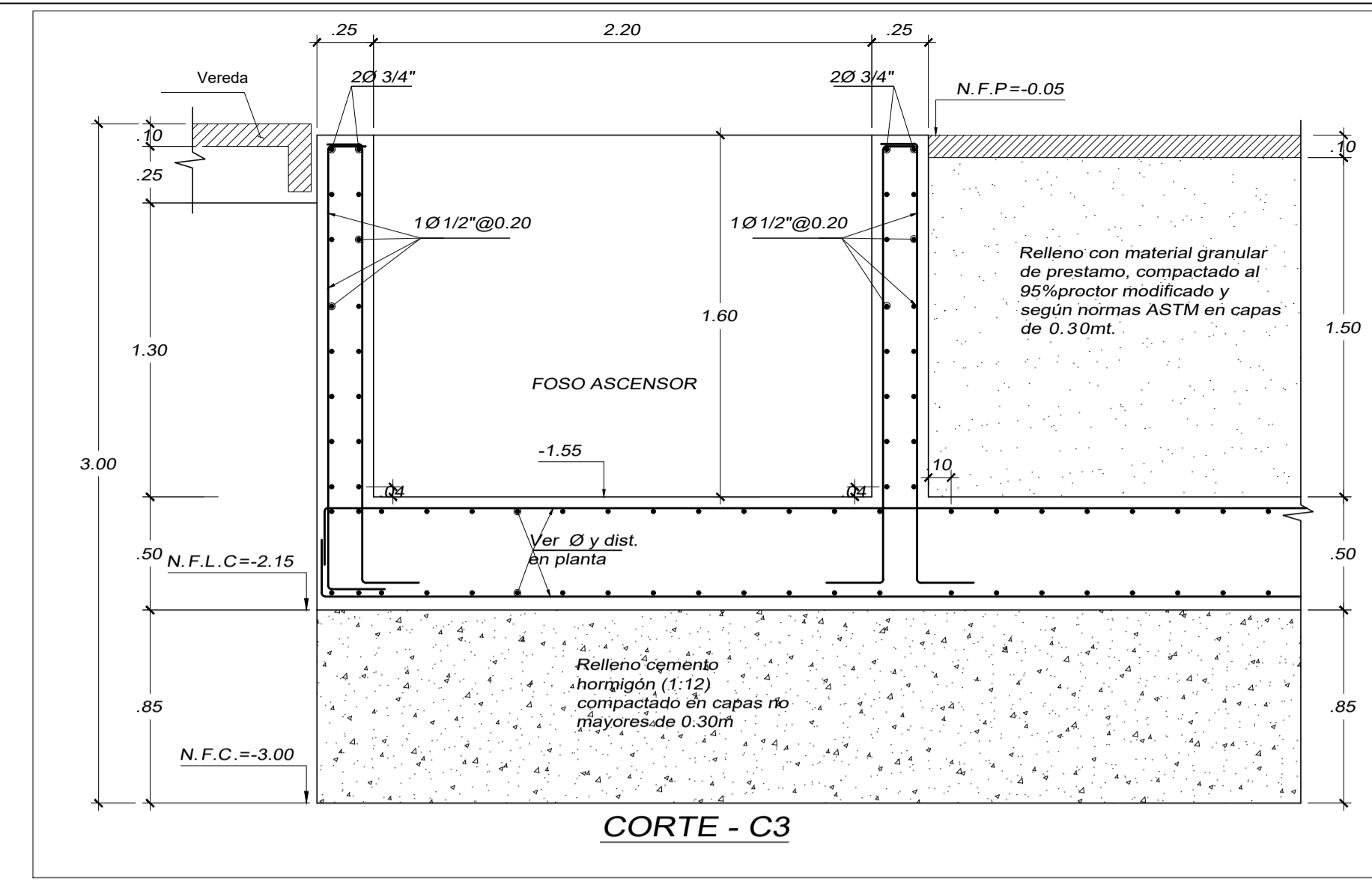
EDIFICIO MULTIFAMILIAR RESIDENCIAL SAN ANDRES

PLANO :
CIMENTACION

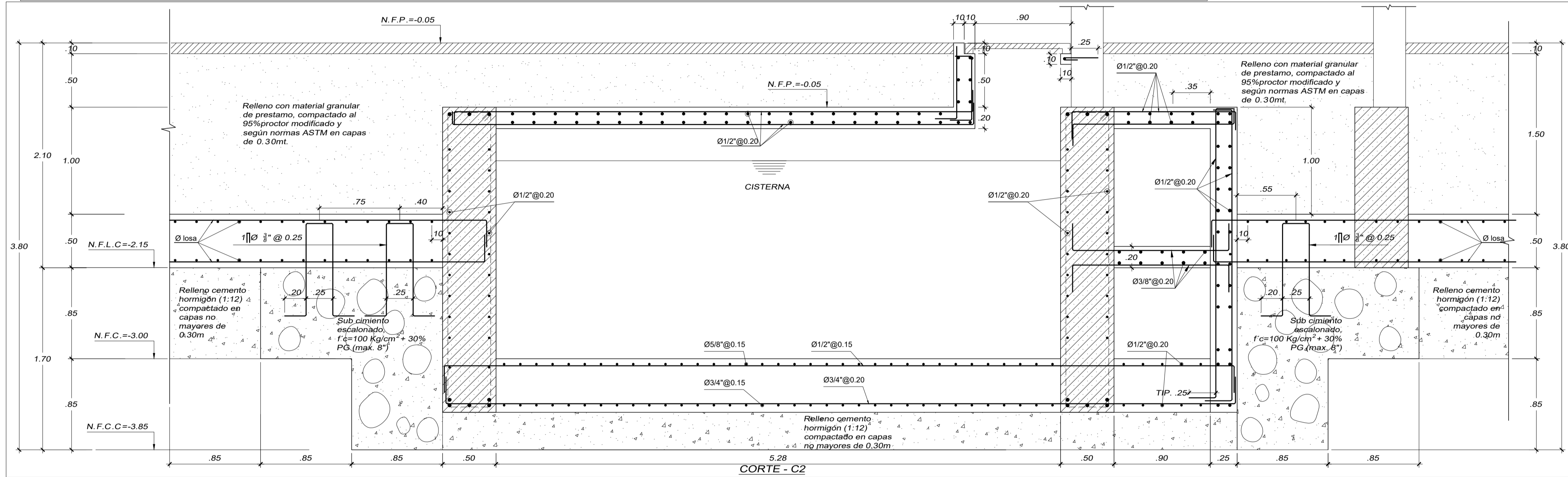
Nº DE LAMINA :
E-01



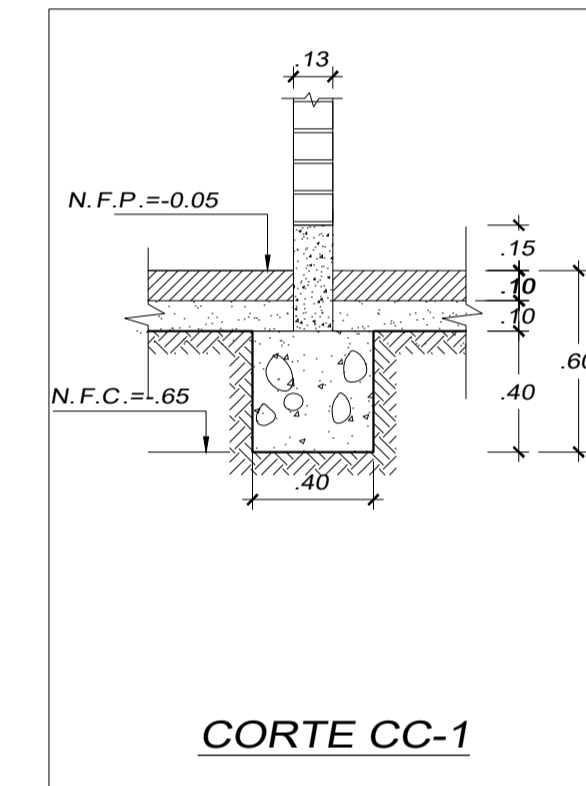
CORTE - C1



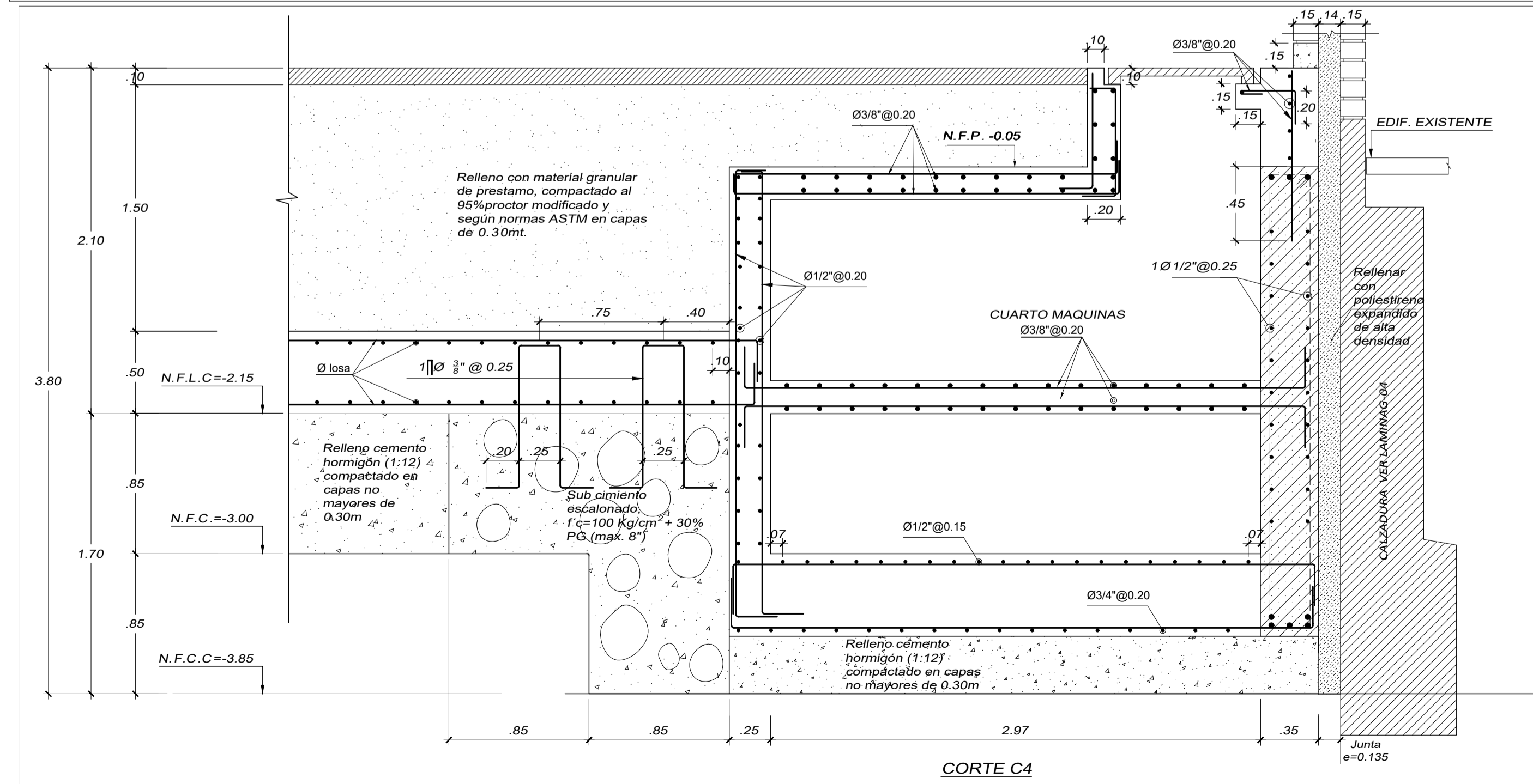
CORTE - C3



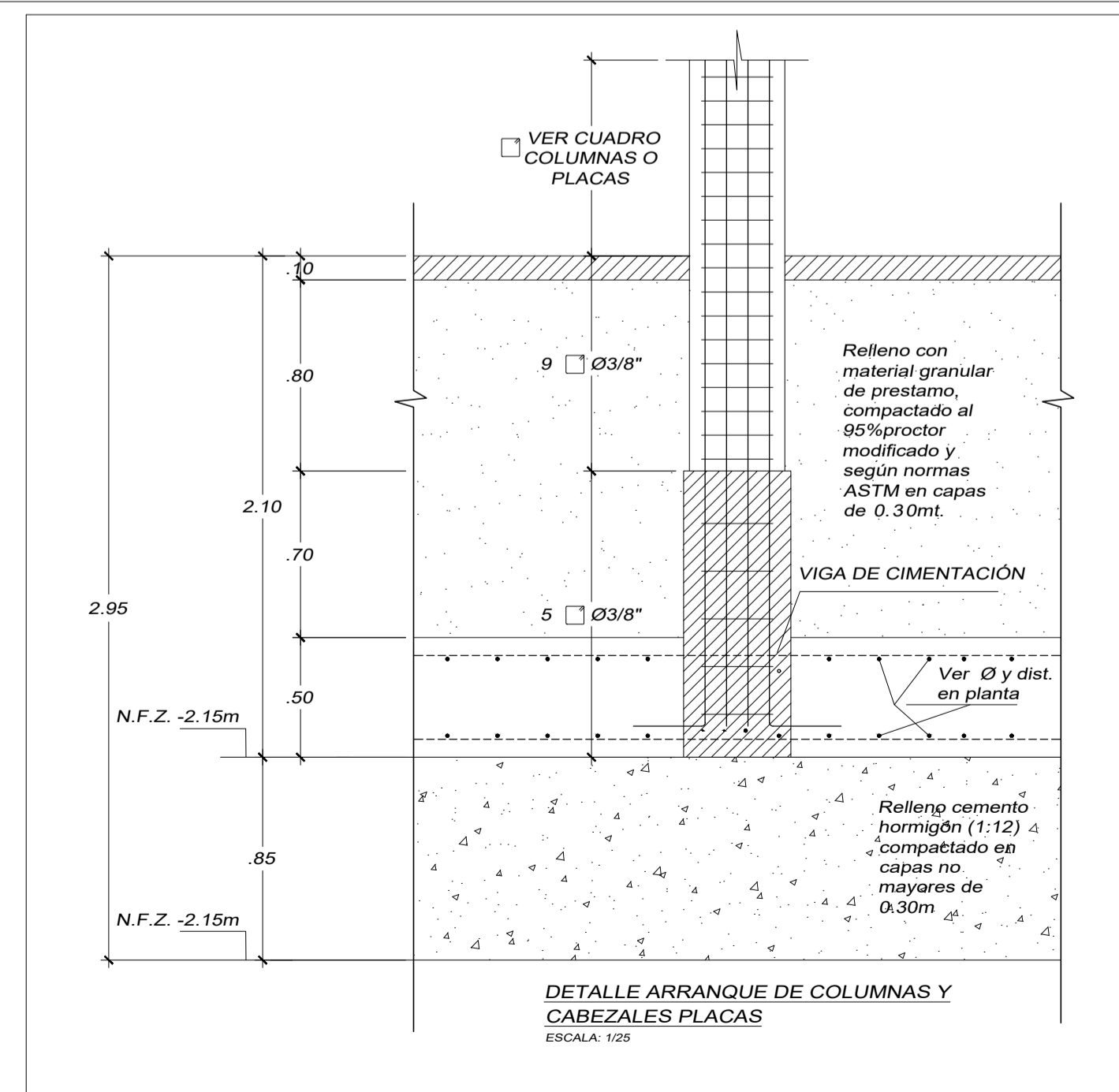
CORTE - C2



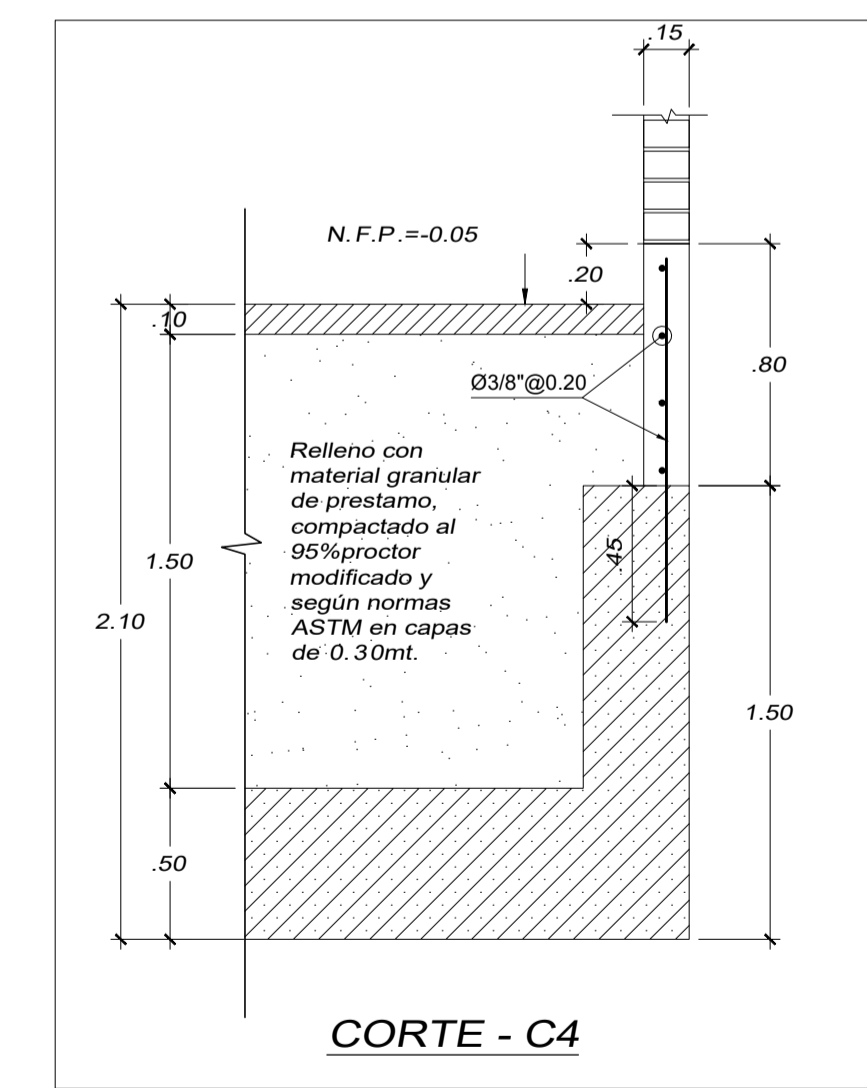
CORTE CC-1



CORTE C4



DETALLE ARRANQUE DE COLUMNAS Y CABEZALES PLACAS



CORTE - C4

ANÁLISIS CON INERCIA AGREGADA

ASESOR:

ING. CESAR CANCINO RODAS
CIP. 77103

EQUIPO TECNICO:

BACH. Renato Alexander Niño Morin
BACH. Christian Paul Rodríguez Leon

ESCALA:

INDICADA

FECHA:

ABRIL - 2018

UBICACION:

URB: SAN ANDRES I ETAPA
Calle: DEAN SAAVEDRA 368
Distrito : TRUJILLO
Provincia : Trujillo

PROYECTO:

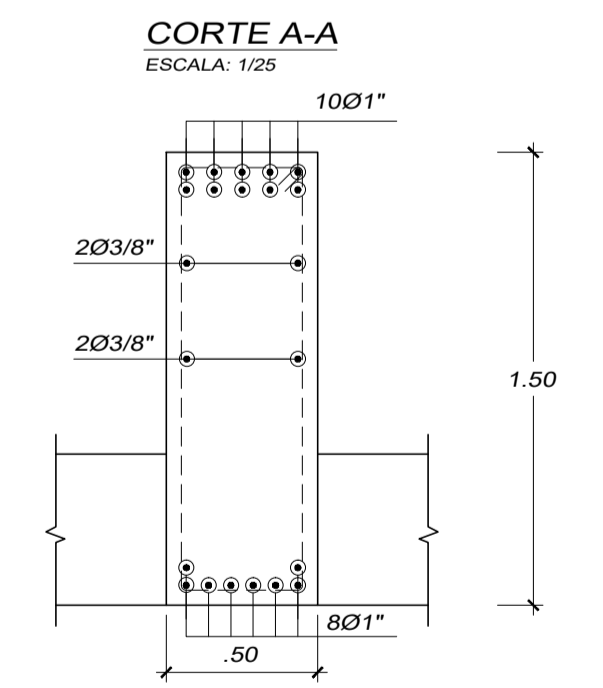
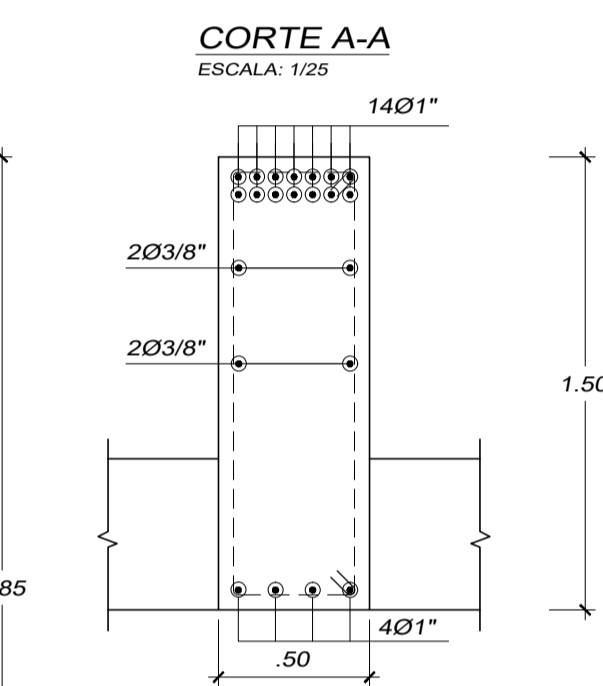
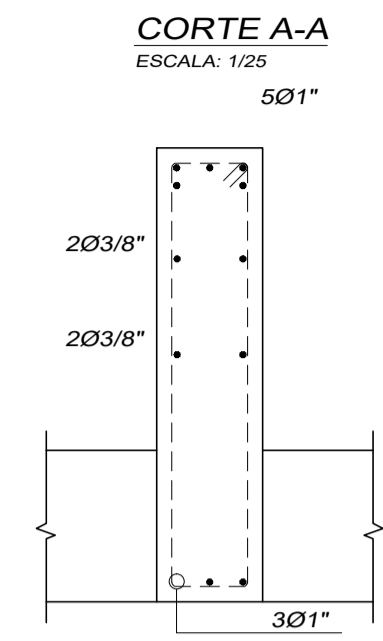
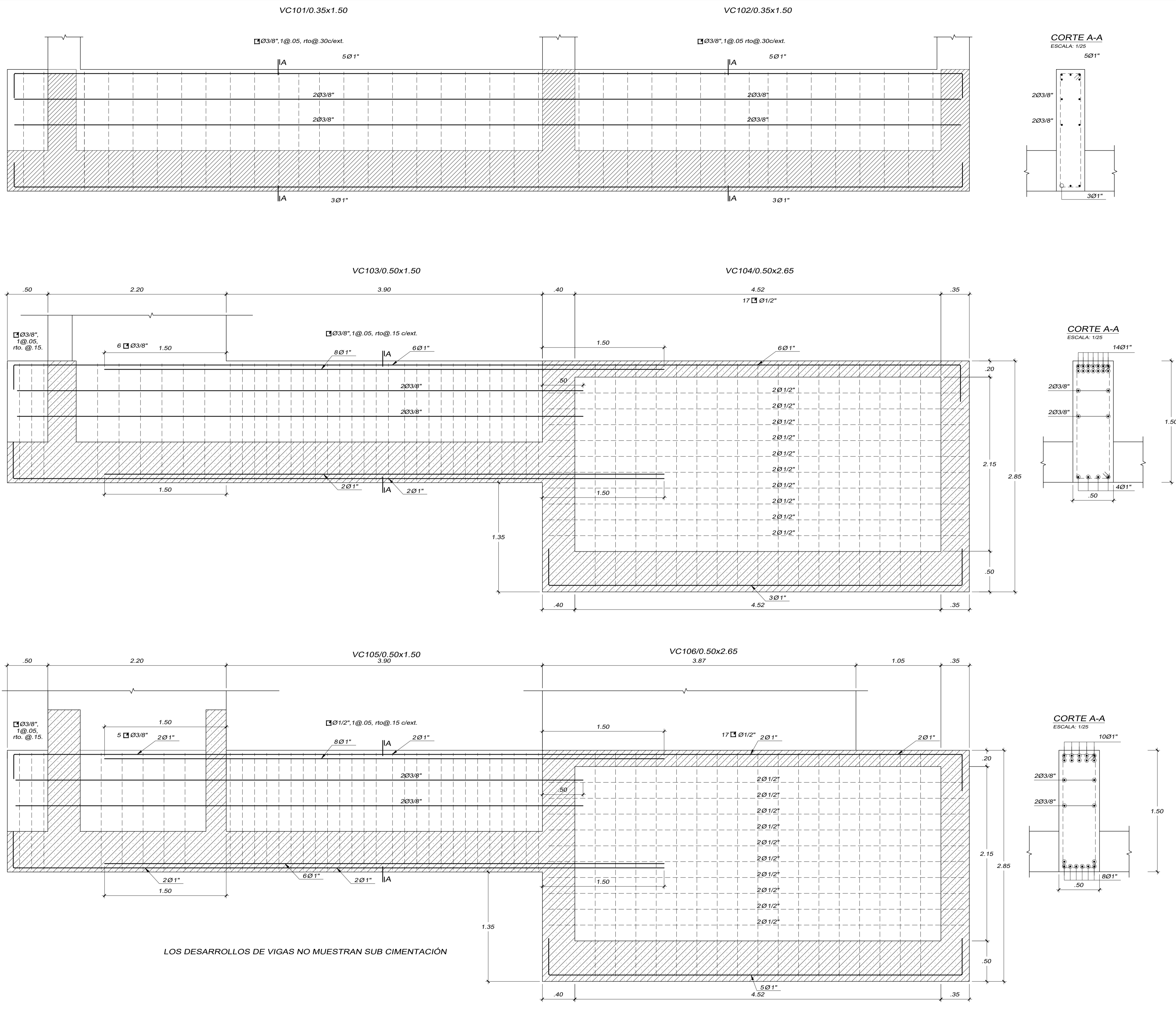
EDIFICACION MULTIFAMILIAR RESIDENCIAL SAN ANDRES

PLANO :

CORTES DE CIMENTACION

Nº DE LAMINA :

E-02



Tipo	SECCIÓN	Refuerzo	Estribos	Recub.
C-01		16 Ø 3/4"	3 Ø 3/8" 1 @ .05 9 @ .10 r @ .15 c/ext.	r = 4 cm.
C-02		18 Ø 3/4"	3 Ø 3/8" 1 @ .05 9 @ .10 r @ .15 c/ext.	r = 4 cm.

ASESOR:
ING. CESAR CANCINO RODAS
CIP. 77103

EQUIPO TECNICO:
BACH. Renato Alexander Niño Morin
BACH. Christian Paul Rodríguez Leon

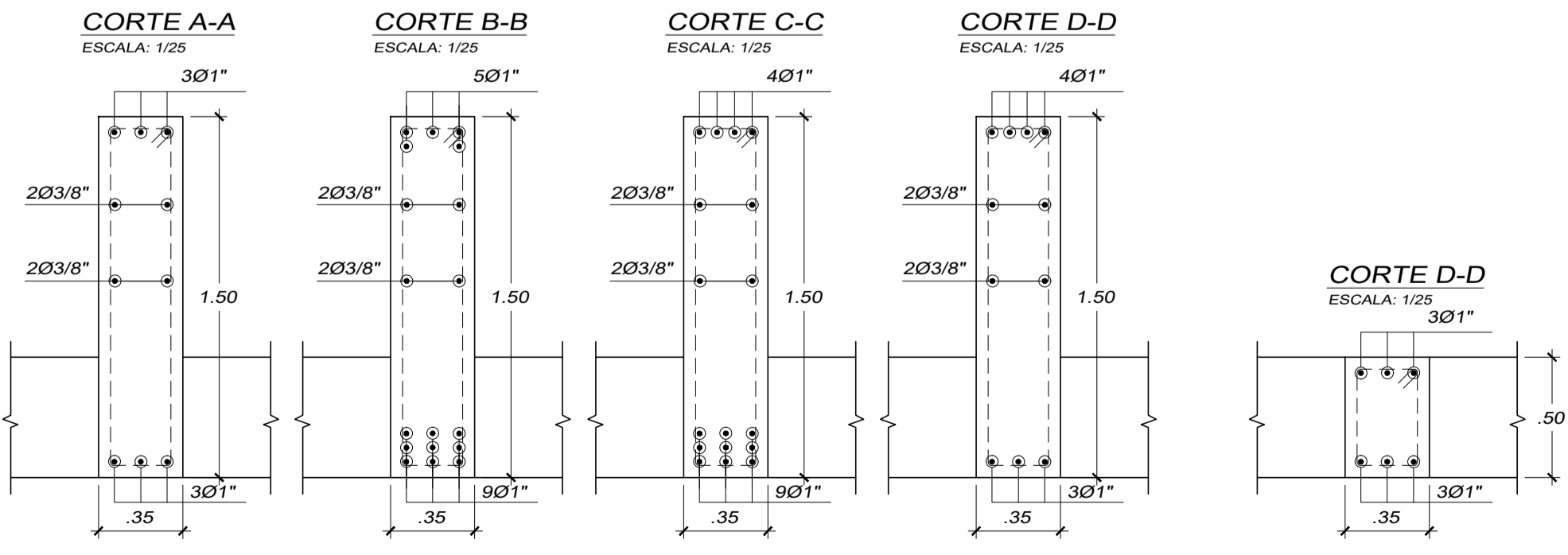
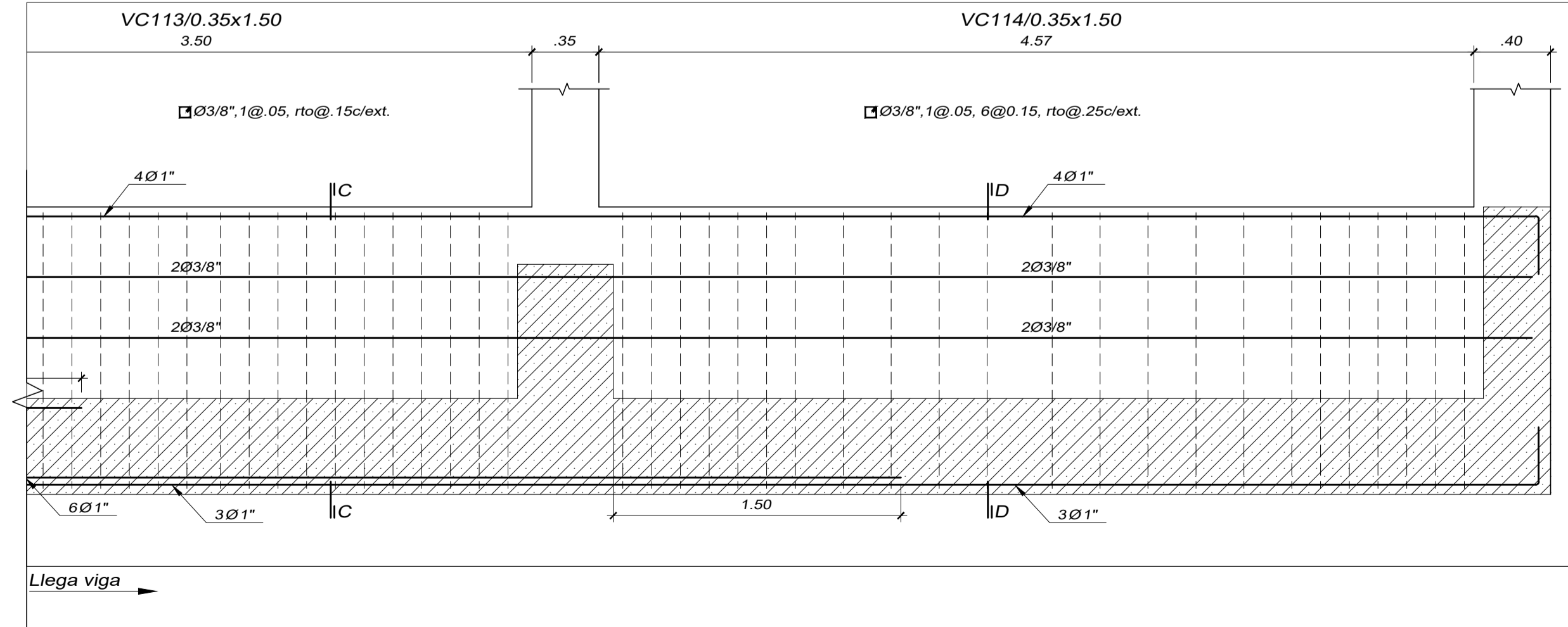
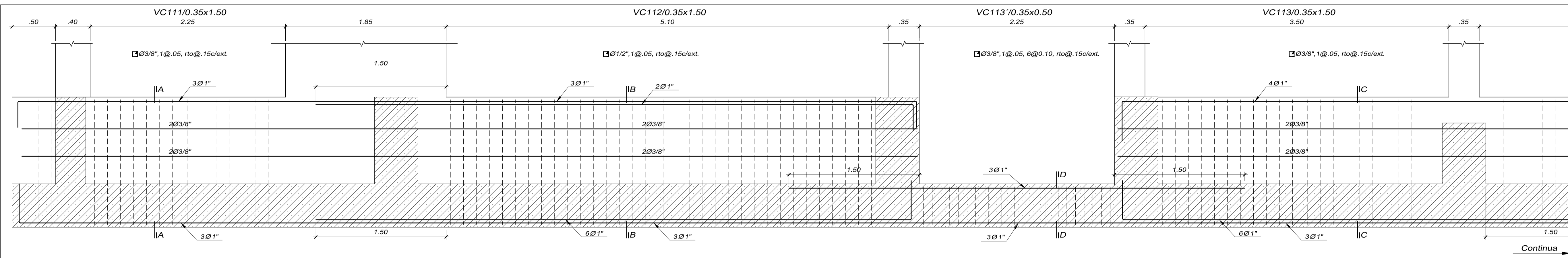
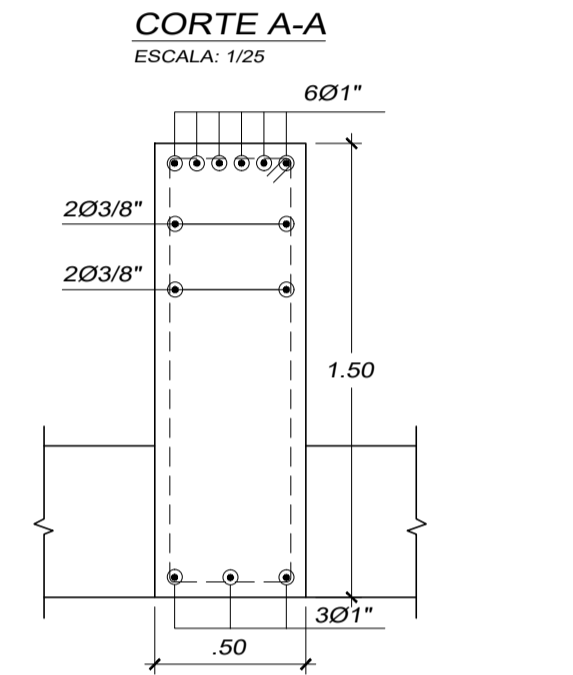
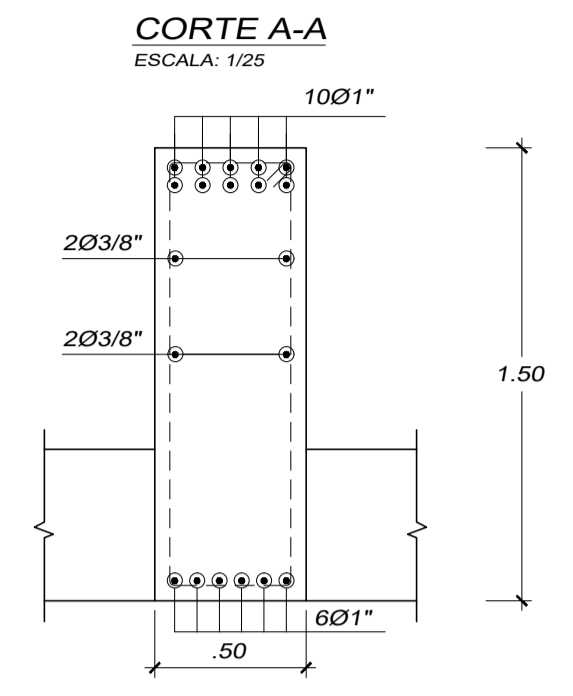
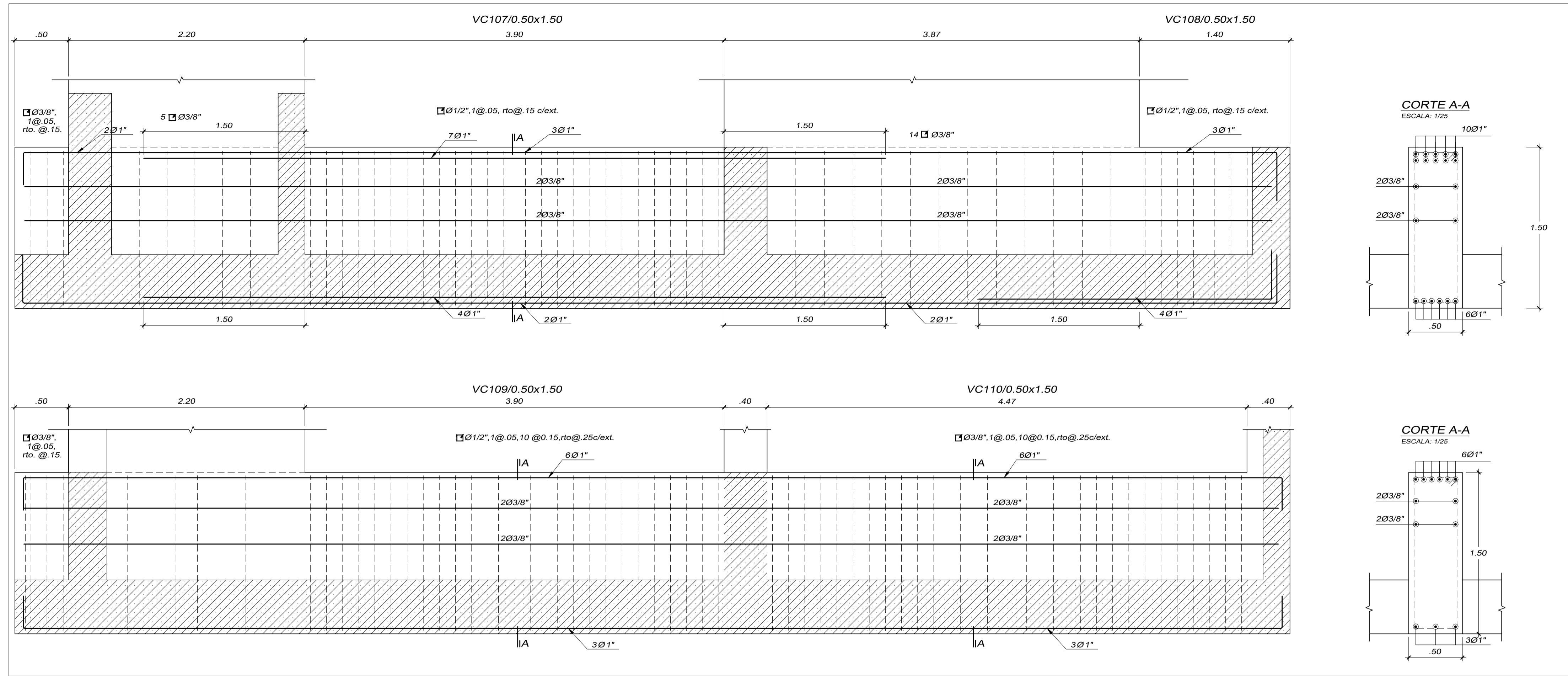
ESCALA:
INDICADA

FECHA:
ABRIL - 2018

UBICACION:
URB: SAN ANDRES I ETAPA
Calle: DEAN SAAVEDRA 368
Distrito : TRUJILLO
Provincia : Trujillo

**EDIFICIO MULTIFAMILIAR
RESIDENCIAL SAN ANDRES**

PLANO :
CORTES DE CIMENTACION Y VIGAS DE CIMENTACION



ASESOR:
 ING. CESAR CANCINO RODAS
 CIP. 77103

EQUIPO TECNICO:
 BACH. Renato Alexander Niño Morin
 BACH. Christian Paul Rodríguez Leon

ESCALA:
INDICADA

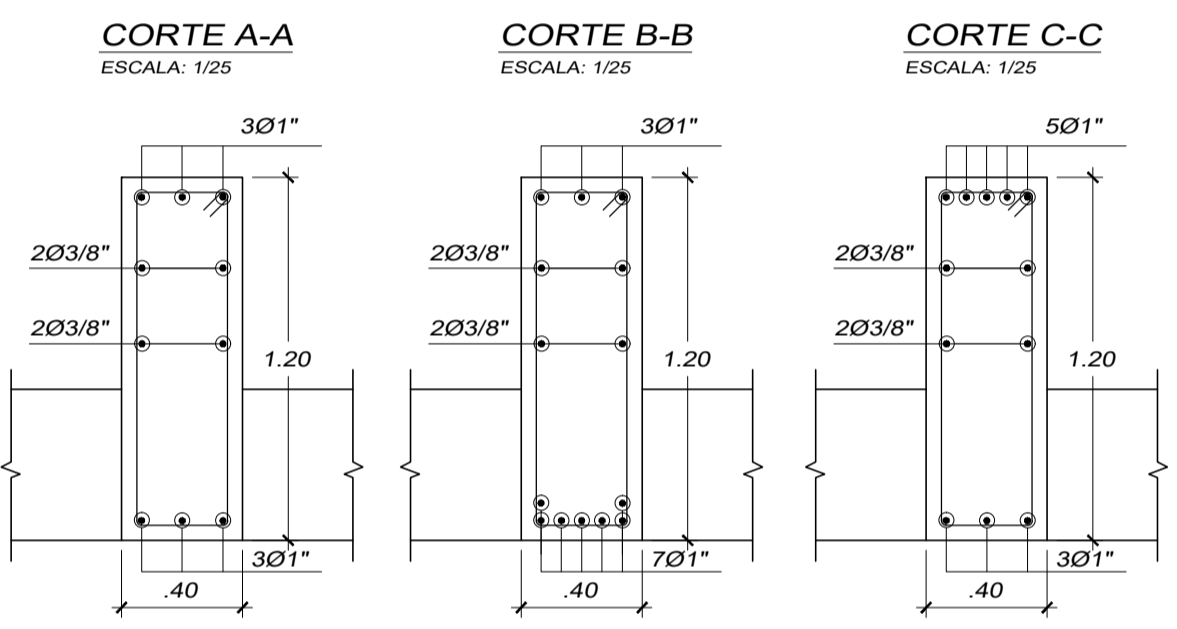
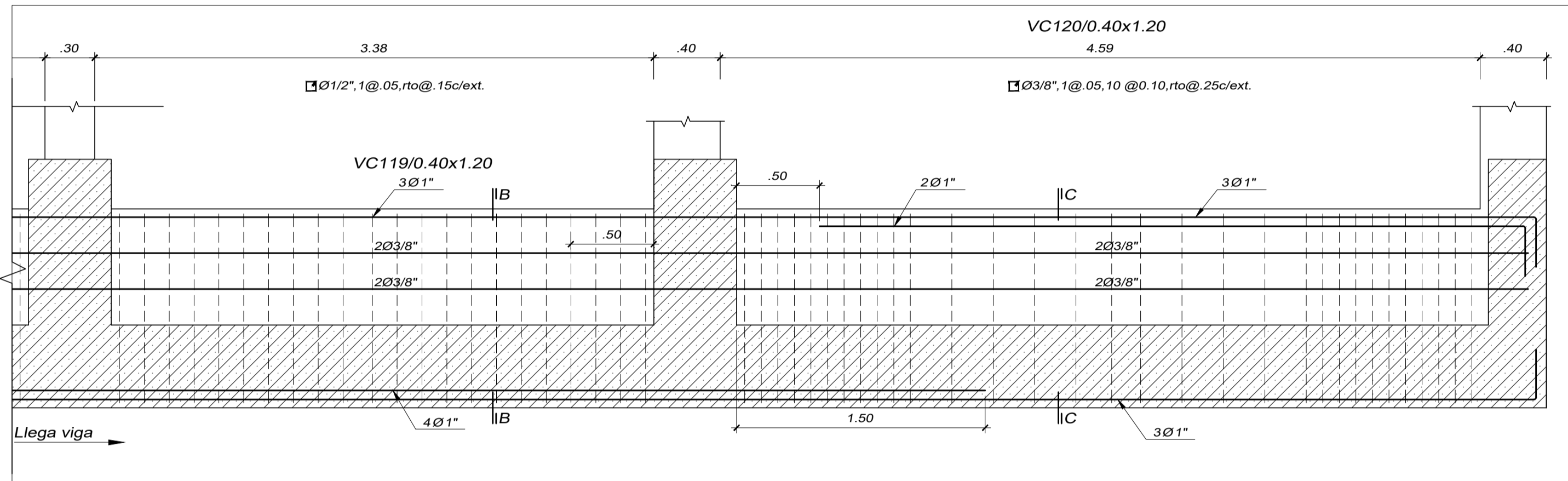
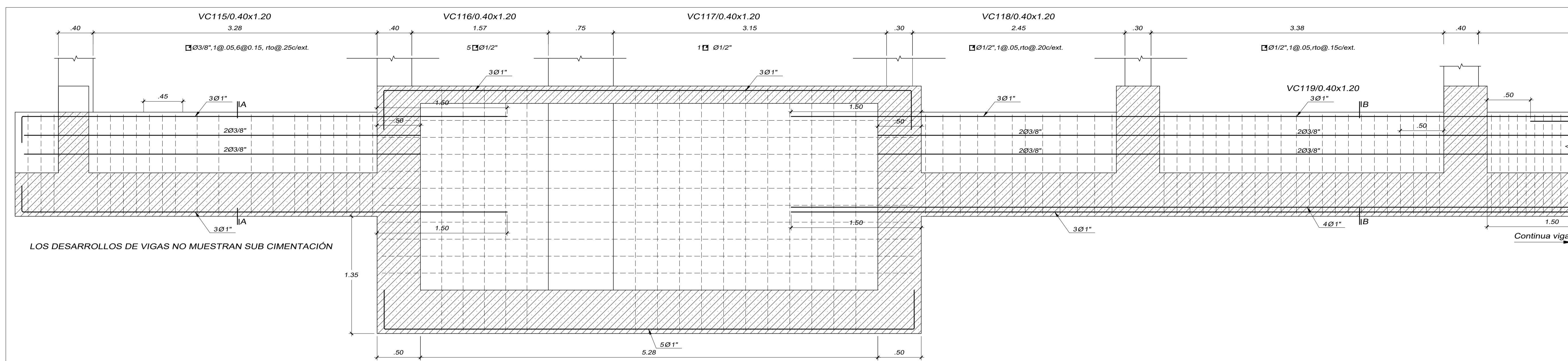
FECHA:
 ABRIL - 2018

UBICACION:
 URB: SAN ANDRES I ETAPA
 Calle: DEAN SAAVEDRA 368
 Distrito : TRUJILLO
 Provincia : Trujillo

EDIFICIO MULTIFAMILIAR RESIDENCIAL SAN ANDRES

PLANO :
 VIGAS DE CIMENTACION

N° DE LAMINA :
E-04



ANÁLISIS CON INERCIA AGREGADA

ASESOR:
 ING. CESAR CANCINO RODAS
 CIP. 77103

EQUIPO TECNICO:
 BACH. Renato Alexander Niño Morin
 BACH. Christian Paul Rodríguez Leon

ESCALA:
INDICADA

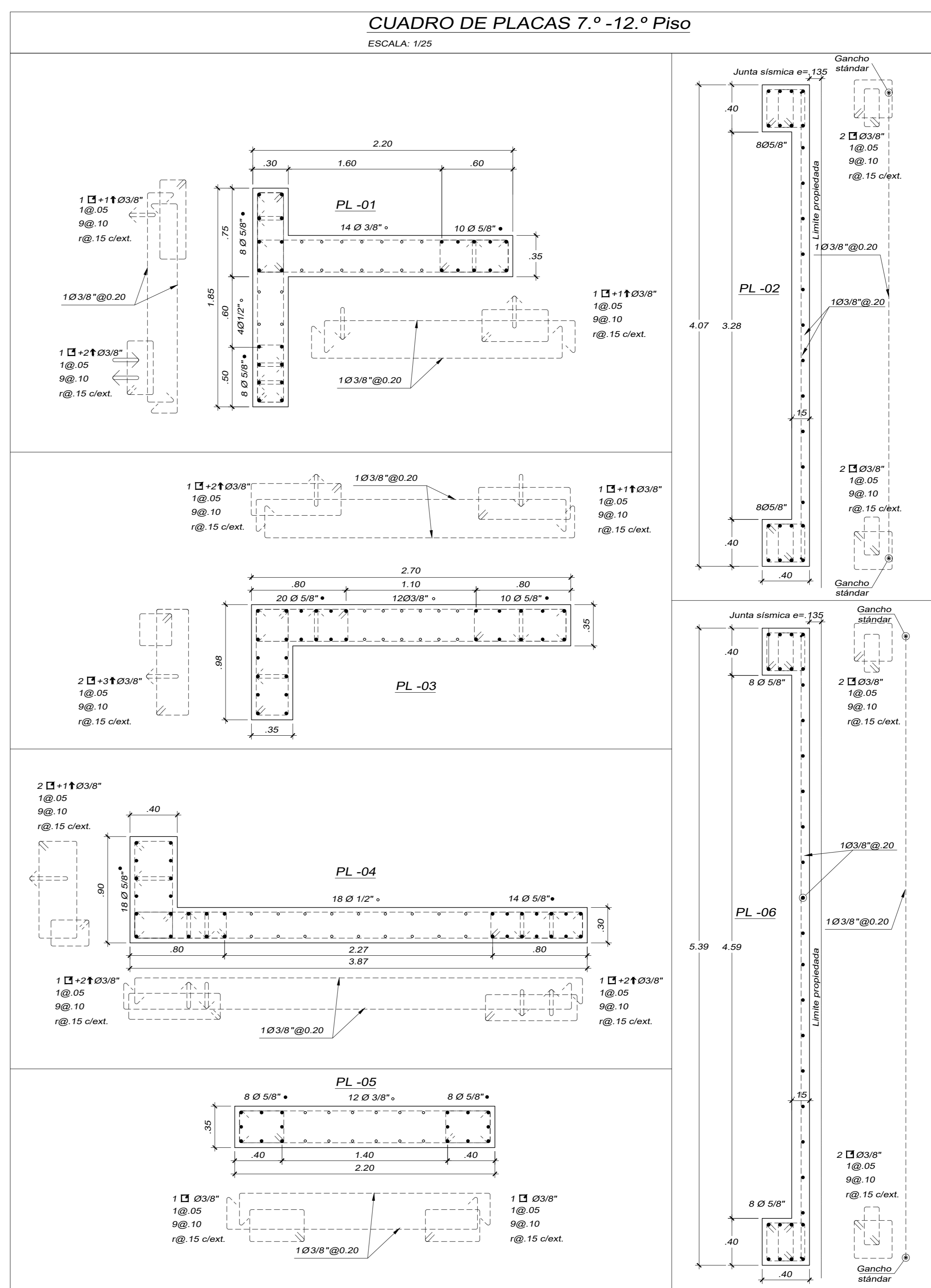
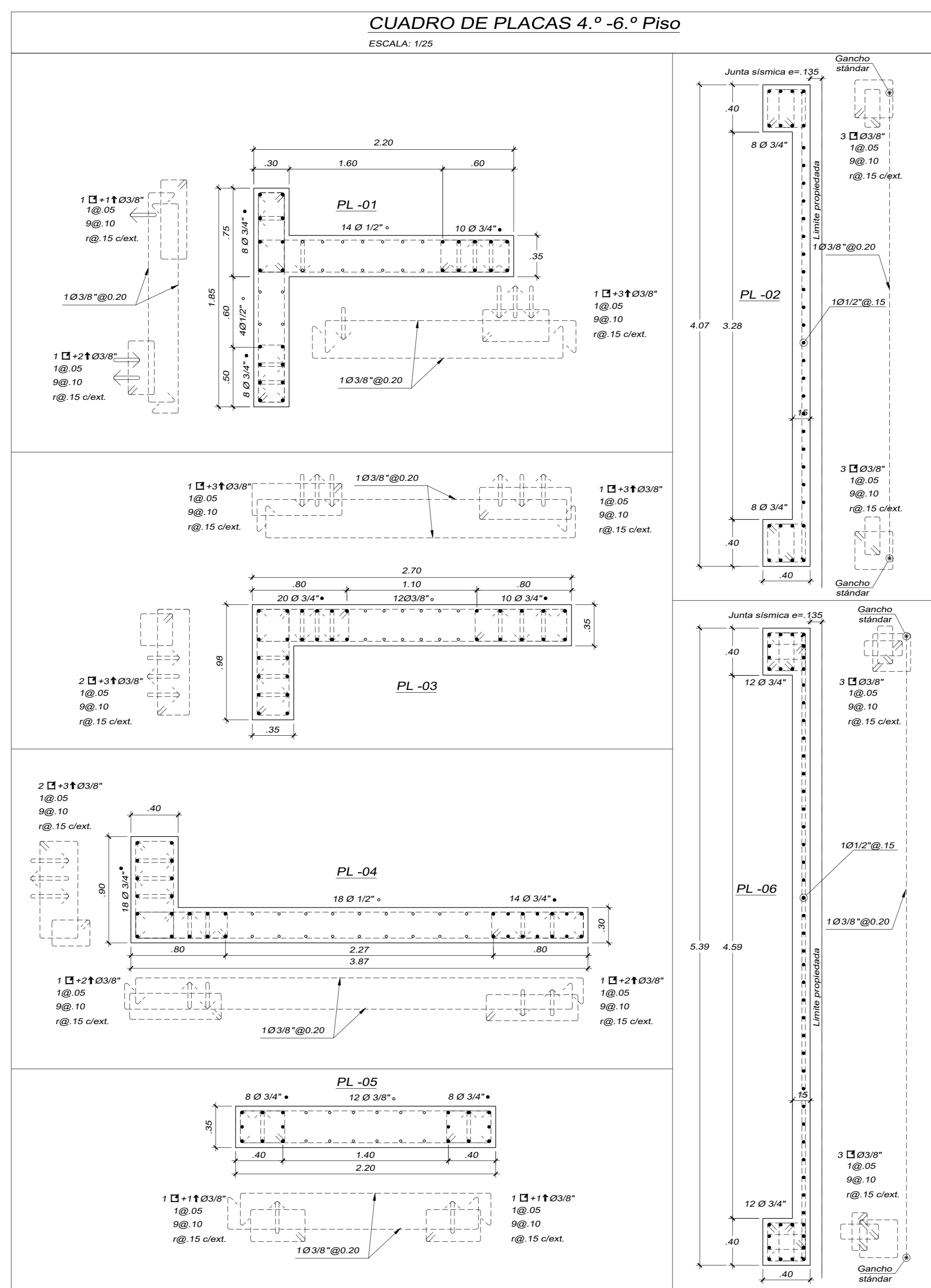
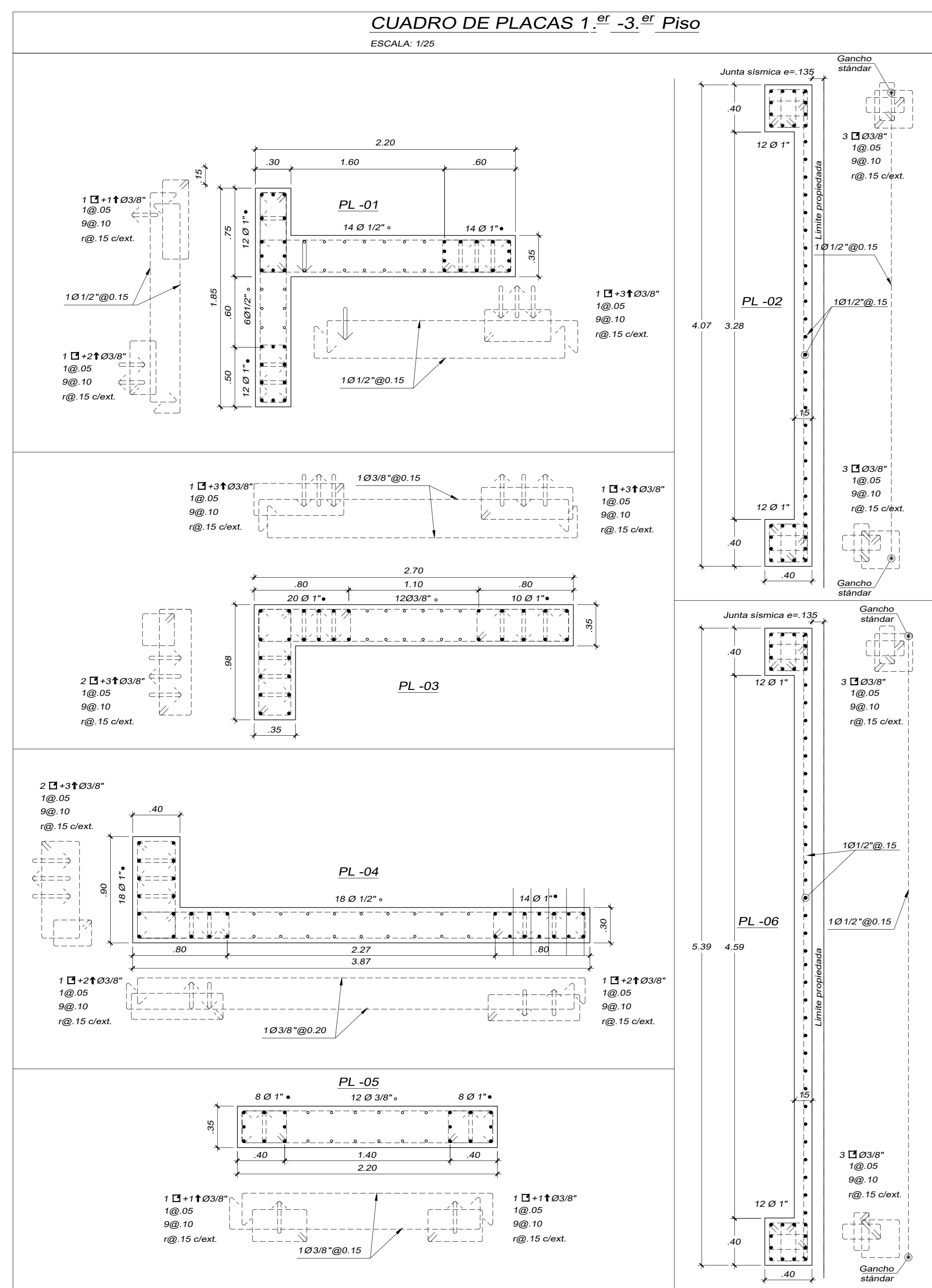
FECHA:
 ABRIL - 2018

UBICACION:
 URB: SAN ANDRES I ETAPA
 Calle: DEAN SAAVEDRA 368
 Distrito : TRUJILLO
 Provincia : Trujillo

PROYECTO:
EDIFICION MULTIFAMILIAR RESIDENCIAL SAN ANDRES

PLANO :
 VIGAS DE CIMENTACION

N° DE LAMINA :
E-05



ASESOR:
ING. CESAR CANCINO RODAS
CIP. 77103

EQUIPO TÉCNICO:
BACH. Renato Alexander Niño Morín
BACH. Christian Paul Rodríguez León

INDICADA

FECHA:
ABRIL - 2018

UBICACION:
URB.-SAN ANDRES I ETAPA
Calle: DEAN SAAVEDRA 368
Distrito : TRUJILLO
Provincia : Trujillo

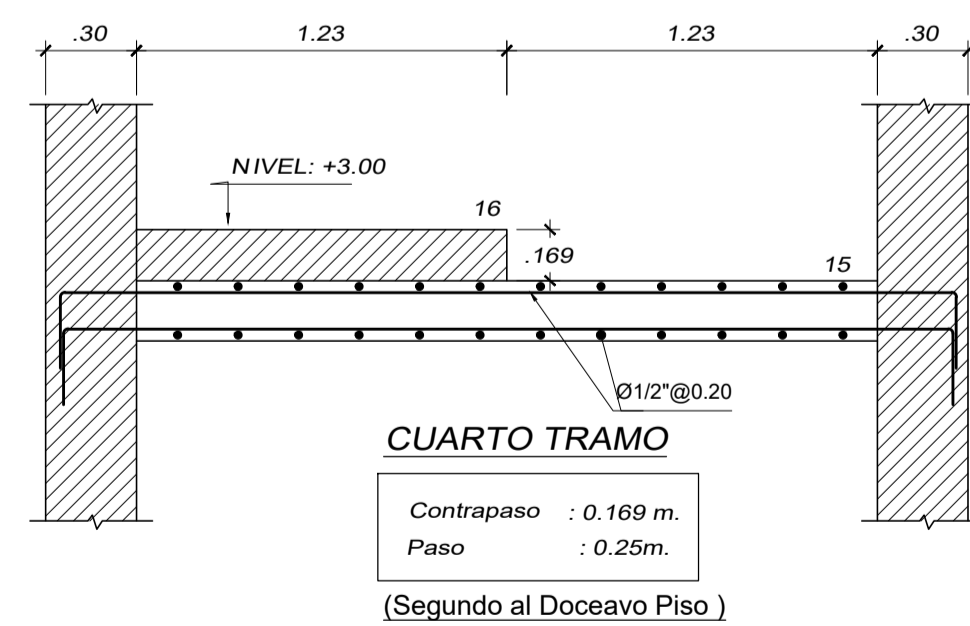
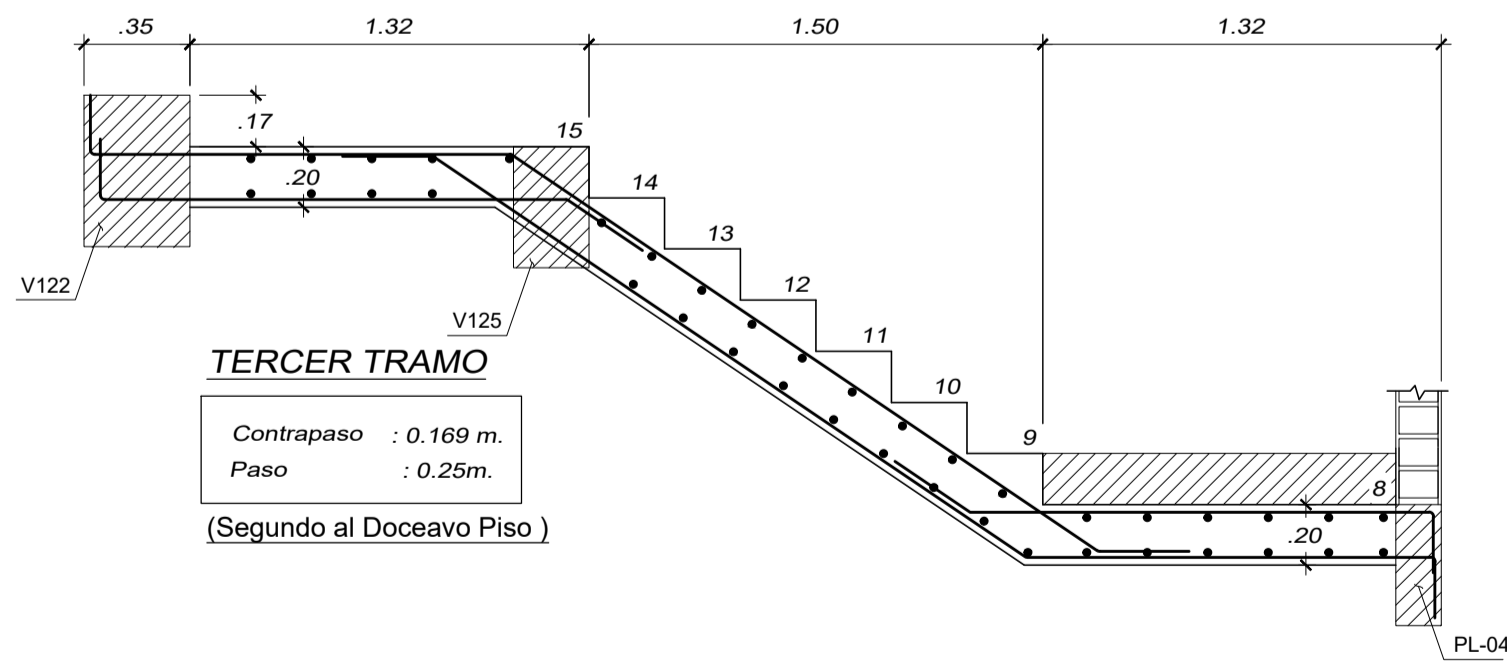
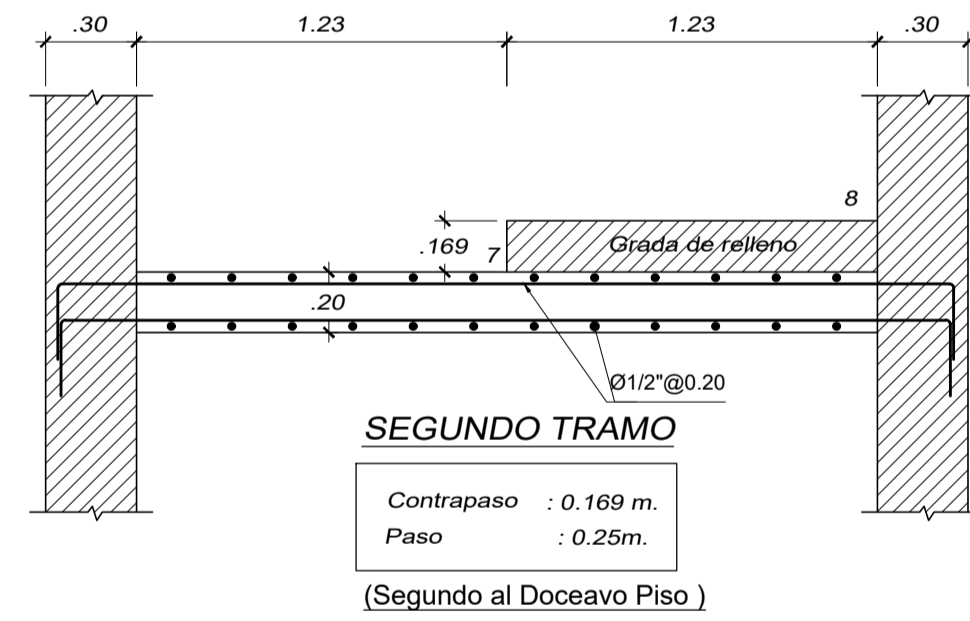
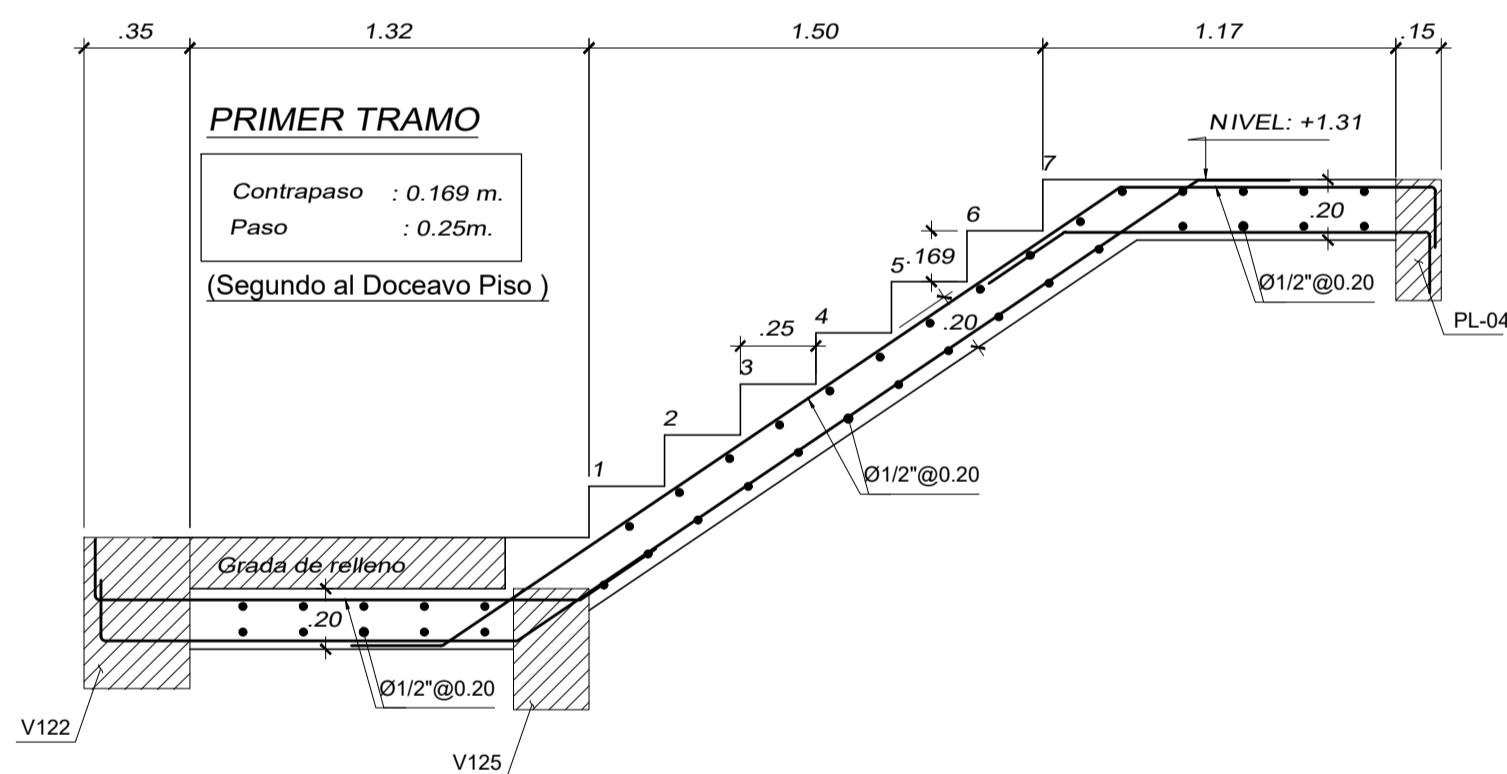
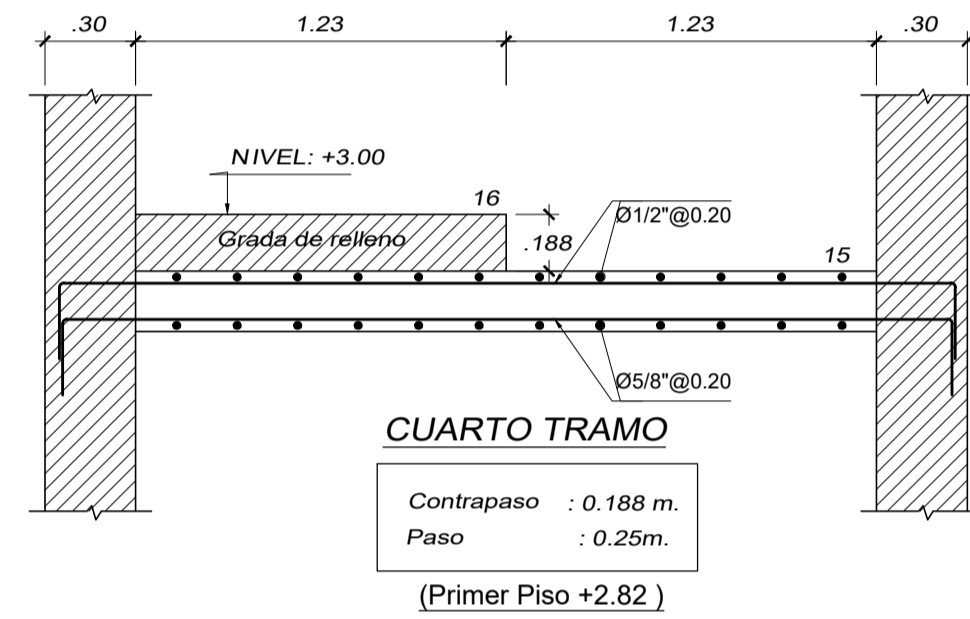
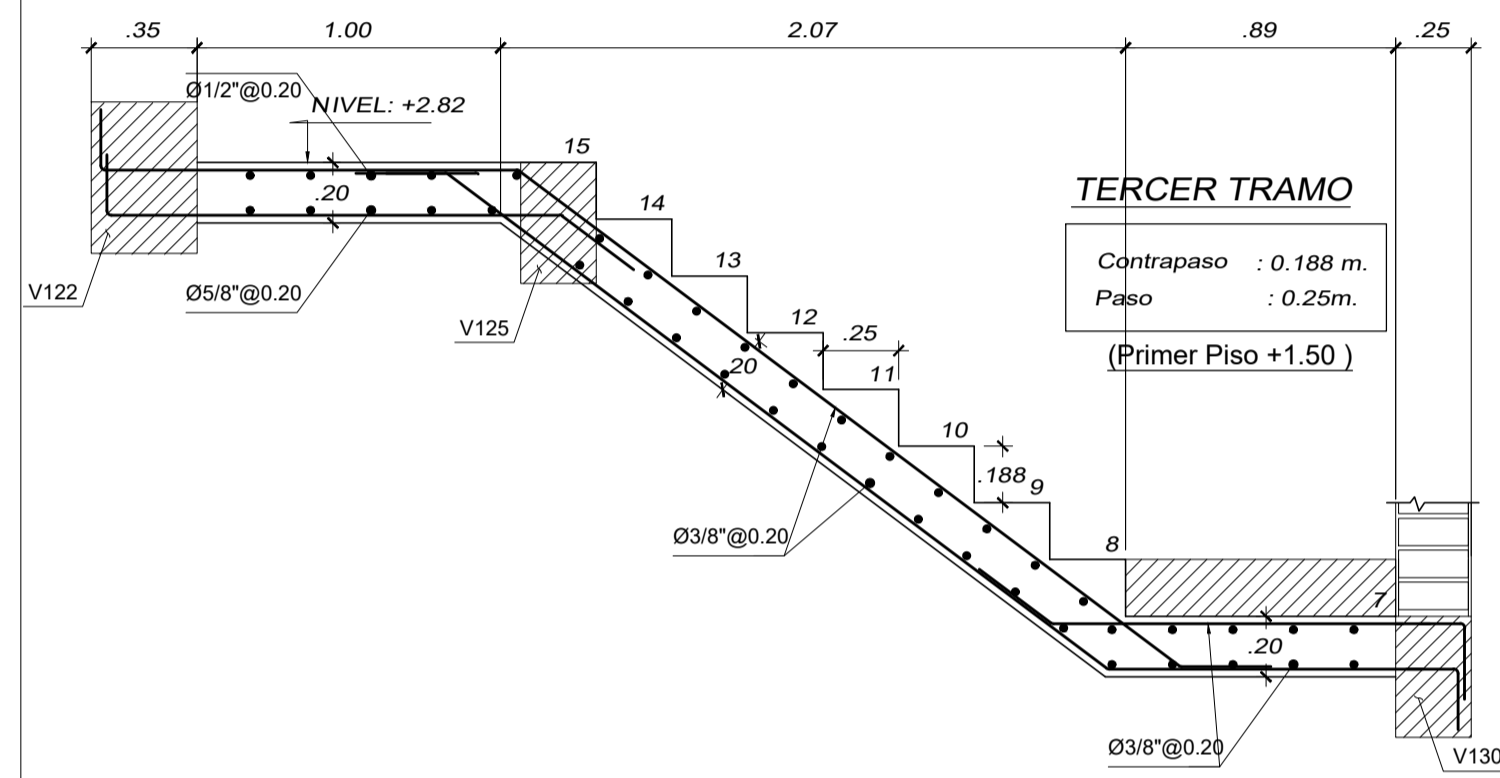
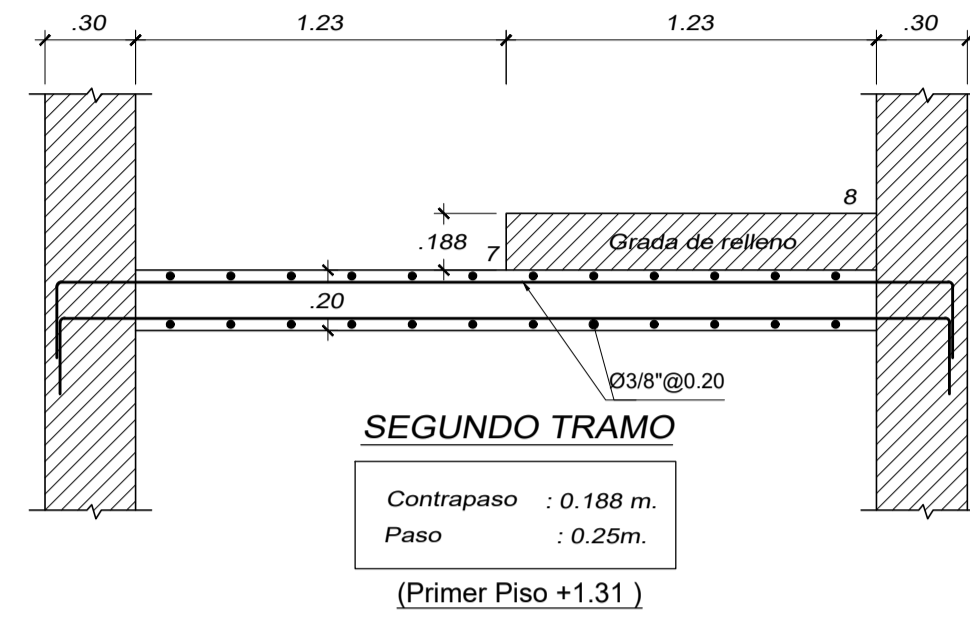
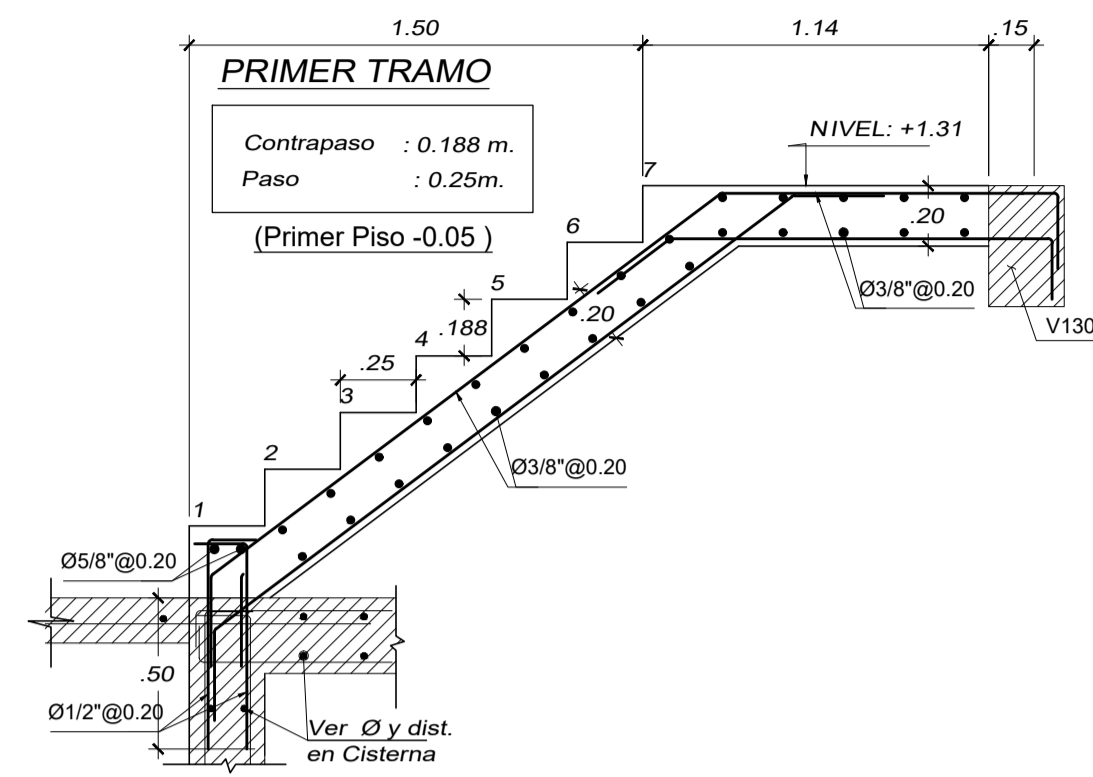
PROYECTO:

EDIFICIO MULTIFAMILIAR RESIDENCIAL SAN ANDRES

PLANO:

N° DE LAMINA:
E-06

ESCALERA
ESCALA: 1/25



ASESOR:

ING. CESAR CANCINO RODAS
CIP. 77103

EQUIPO TECNICO:

BACH. Renato Alexander Niño Morin
BACH. Christian Paul Rodríguez Leon

ESCALA:

INDICADA

FECHA:

ABRIL - 2018

UBICACION:

URB: SAN ANDRES I ETAPA
Calle: DEAN SAAVEDRA 368
Distrito : TRUJILLO
Provincia : Trujillo

PROYECTO:

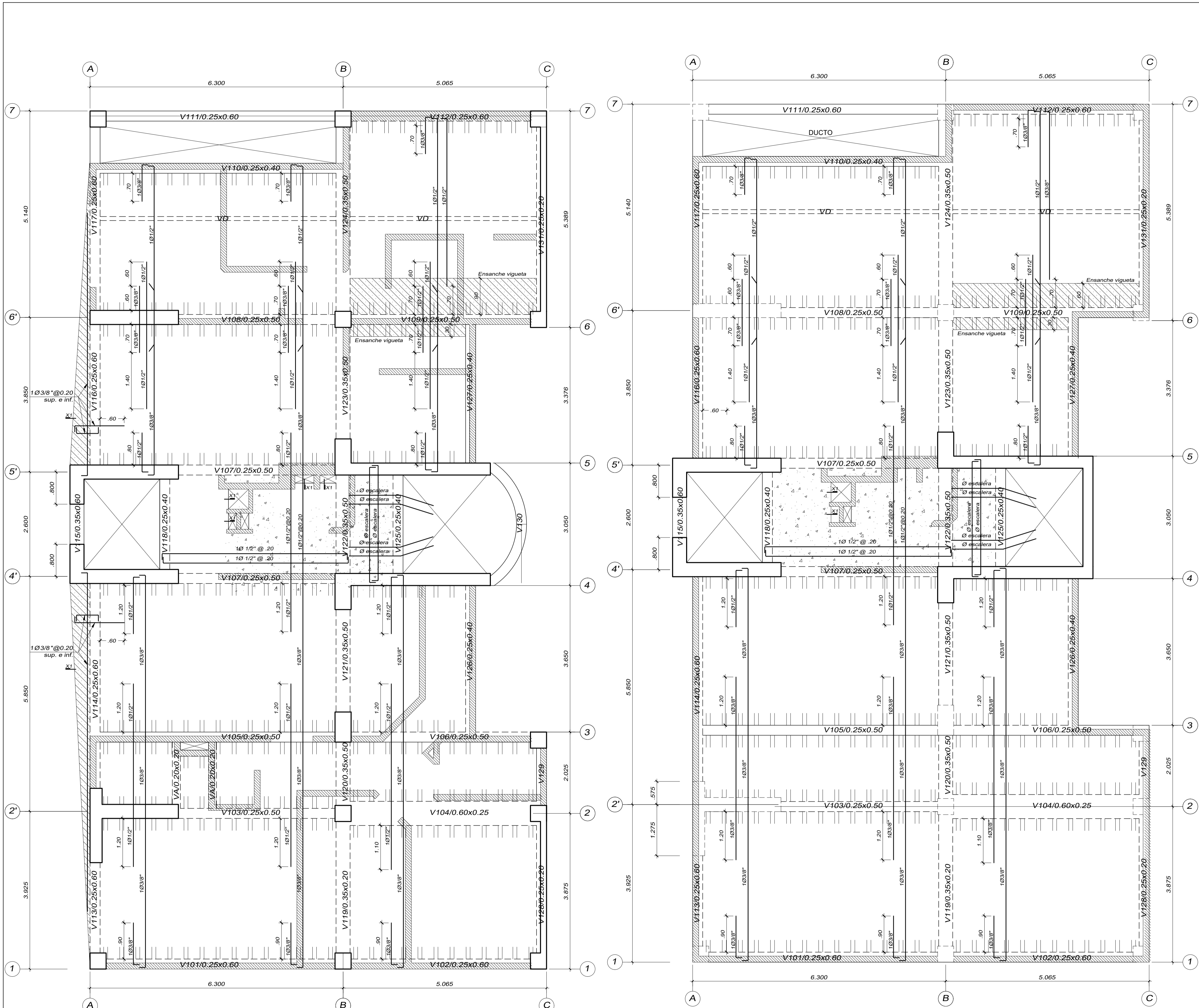
EDIFICION MULTIFAMILIAR
RESIDENCIAL SAN ANDRES

PLANO :

ESCALERA

N° DE LAMINA :

E-07

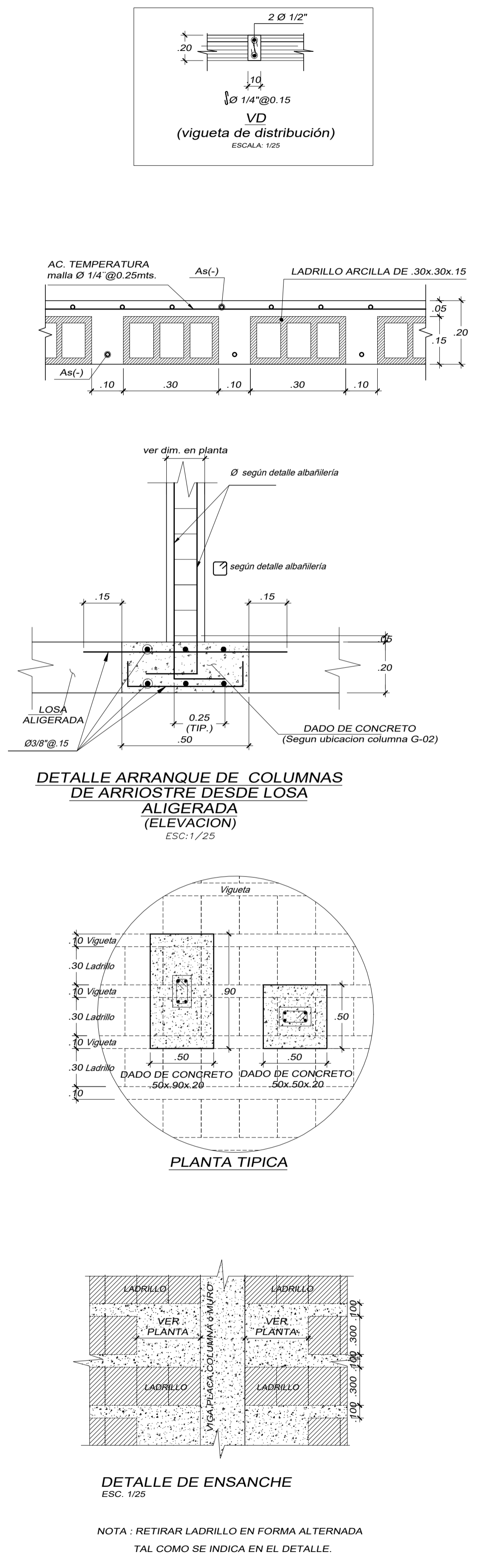


ENCOFRADO 1^{er} - 11^{to} TECHO
LOSA ALIGERADA e=0.20
 ESC: 1/50

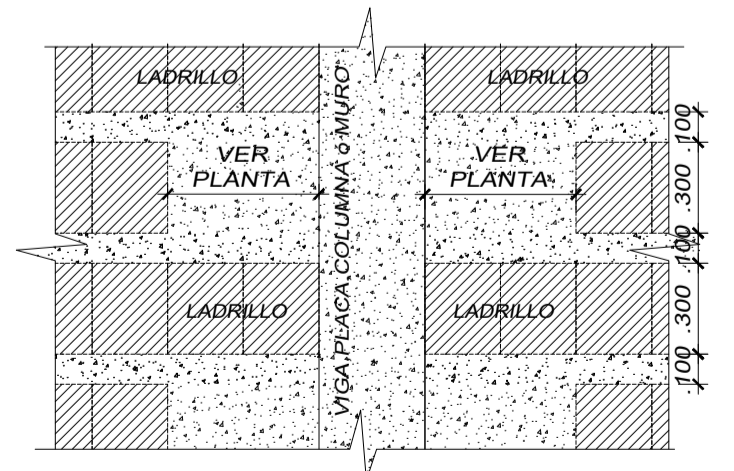
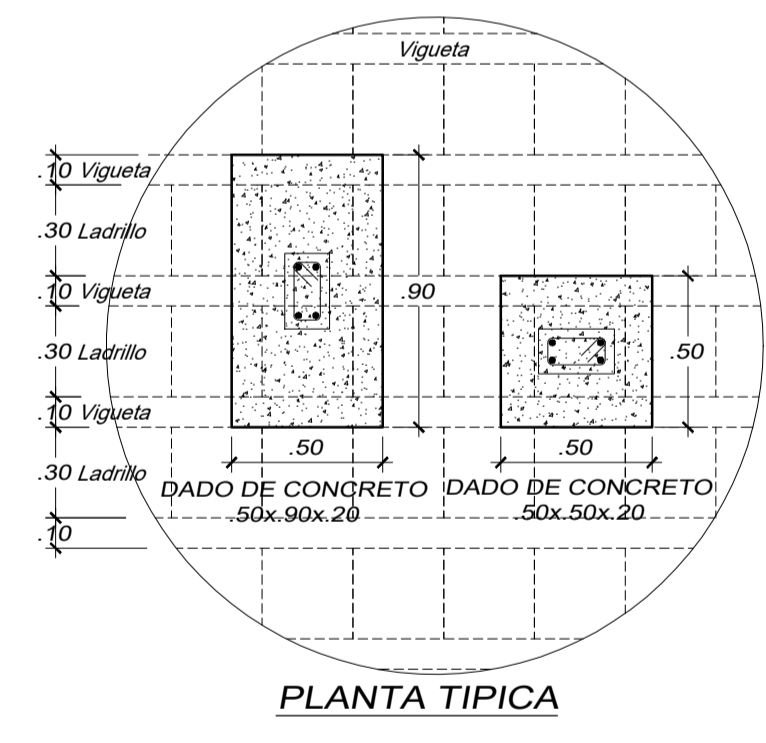
LEYENDA:
 Tabiquería
 Losa maciza e=0.20

ENCOFRADO 12^{do} TECHO
LOSA ALIGERADA e=0.20
 ESC: 1/50

LEYENDA:
 Tabiquería
 Losa maciza e=0.20



DETALLE ARRANQUE DE COLUMNAS DE ARRIOSTRE DESDE LOSA ALIGERADA (ELEVACION)
 ESC: 1/25



DETALLE DE ENSANCHE
 ESC: 1/25

NOTA: RETIRAR LADRILLO EN FORMA ALTERNADA TAL COMO SE INDICA EN EL DETALLE.

ASESOR:
 ING. CESAR CANCINO RODAS
 CIP. 77103

EQUIPO TECNICO:
 BACH. Renato Alexander Niño Morín
 BACH. Christian Paul Rodríguez Leon

ESCALA:
INDICADA

FECHA:
ABRIL - 2018

UBICACION:
 URB: SAN ANDRES I ETAPA
 Calle: DEAN SAAVEDRA 368
 Distrito: TRUJILLO
 Provincia: Trujillo

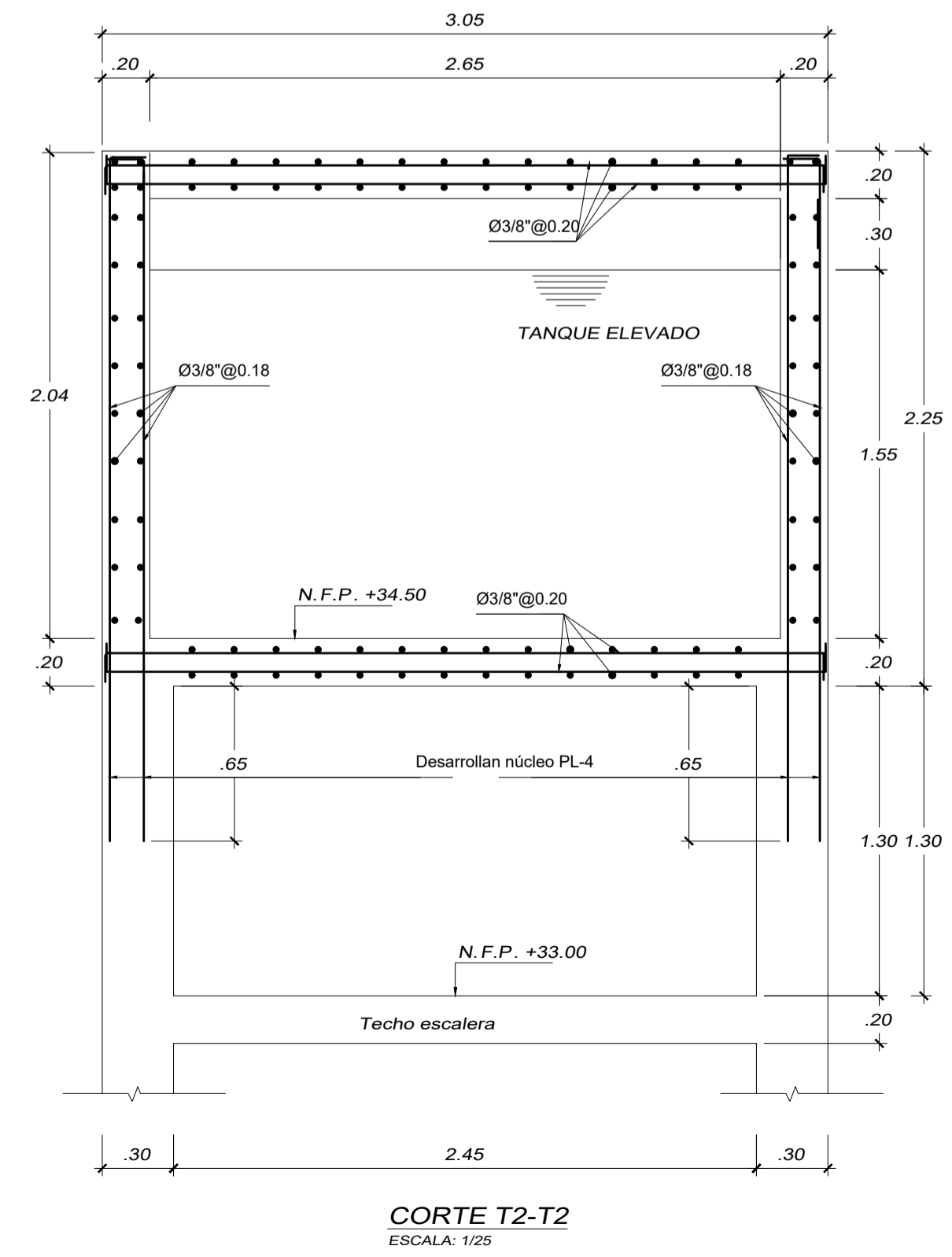
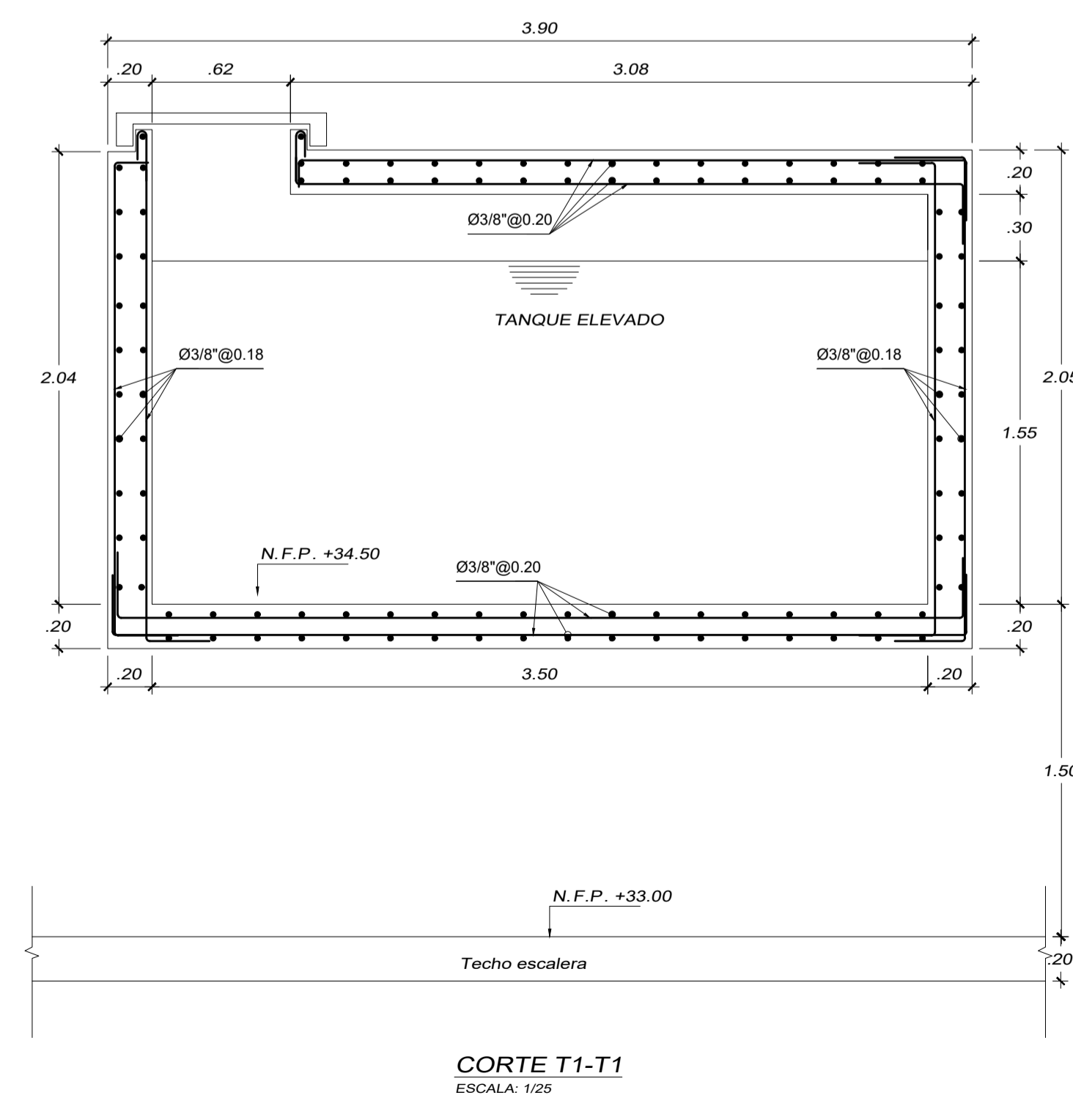
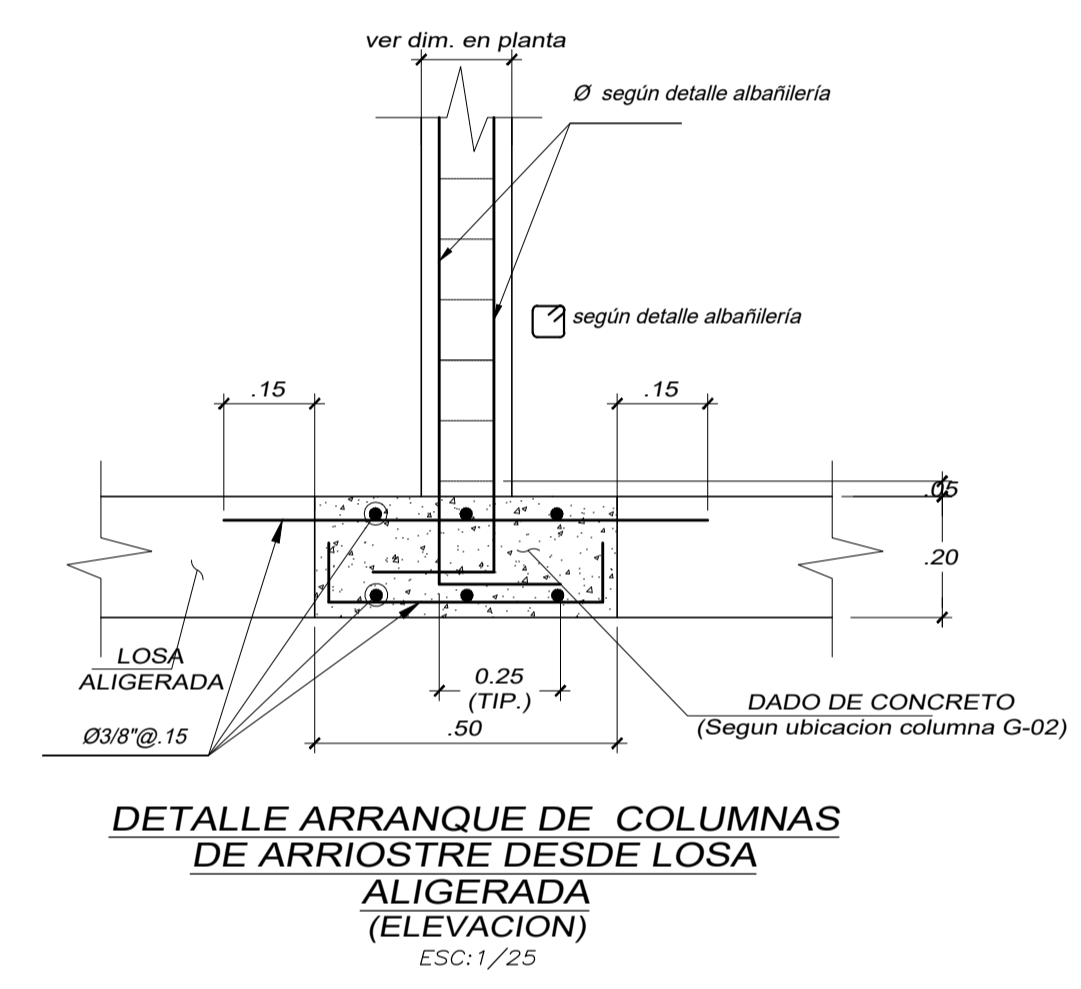
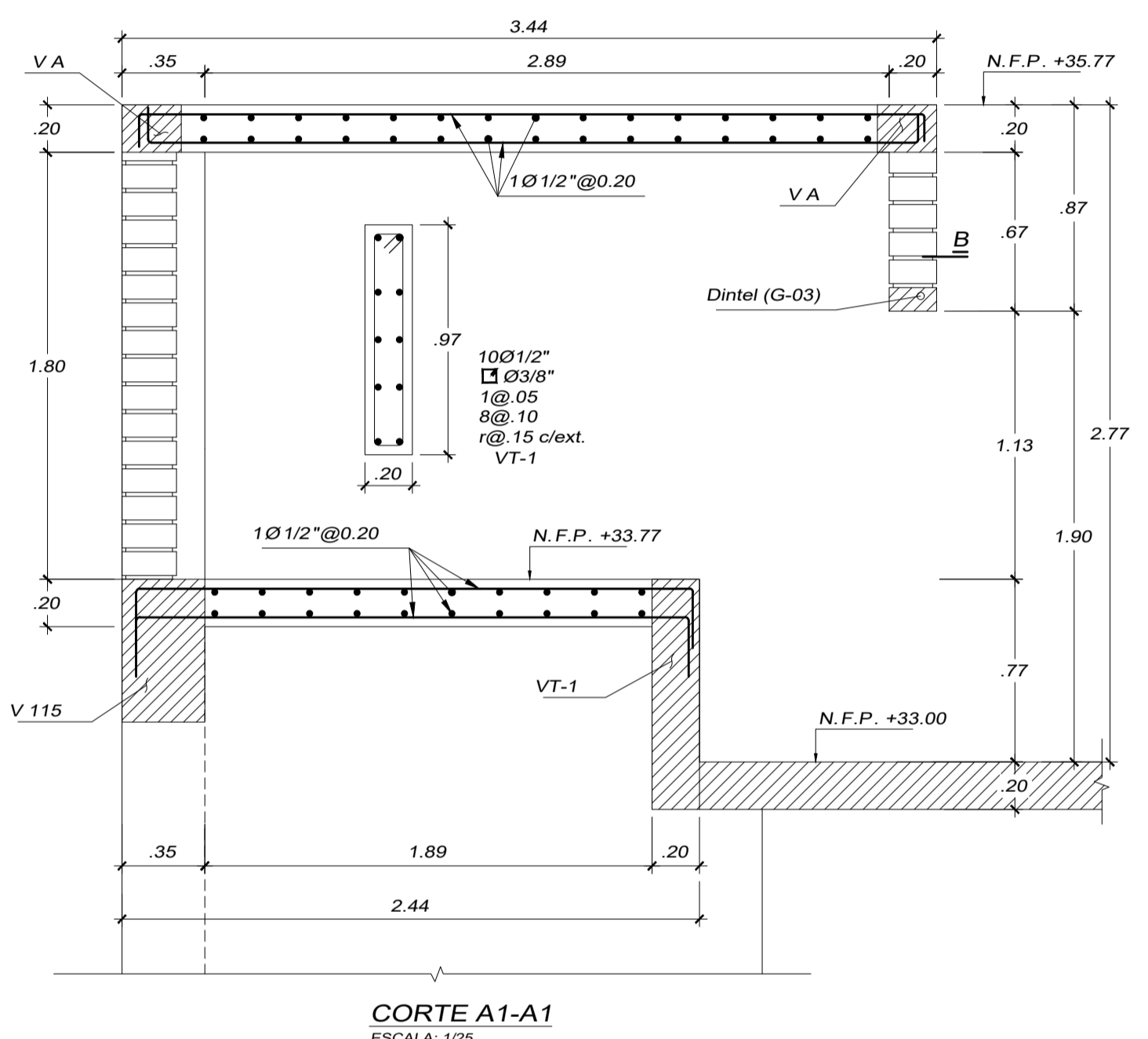
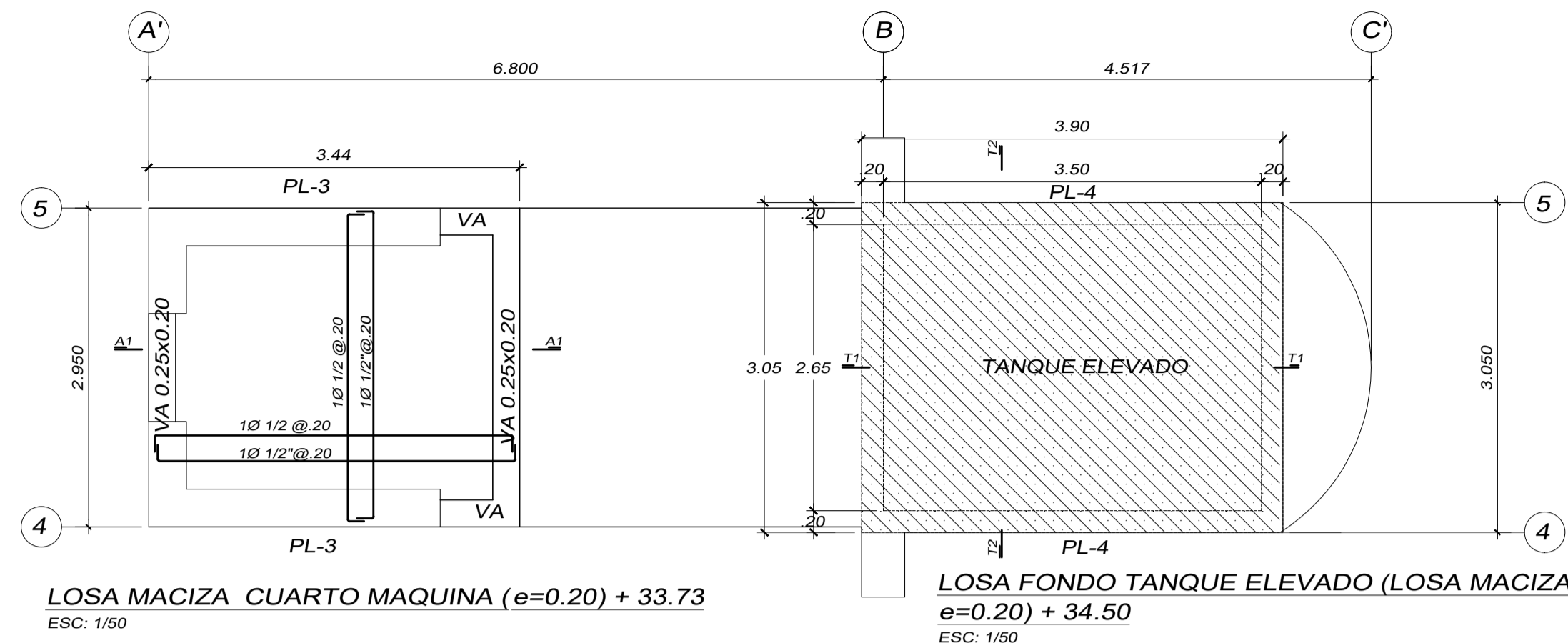
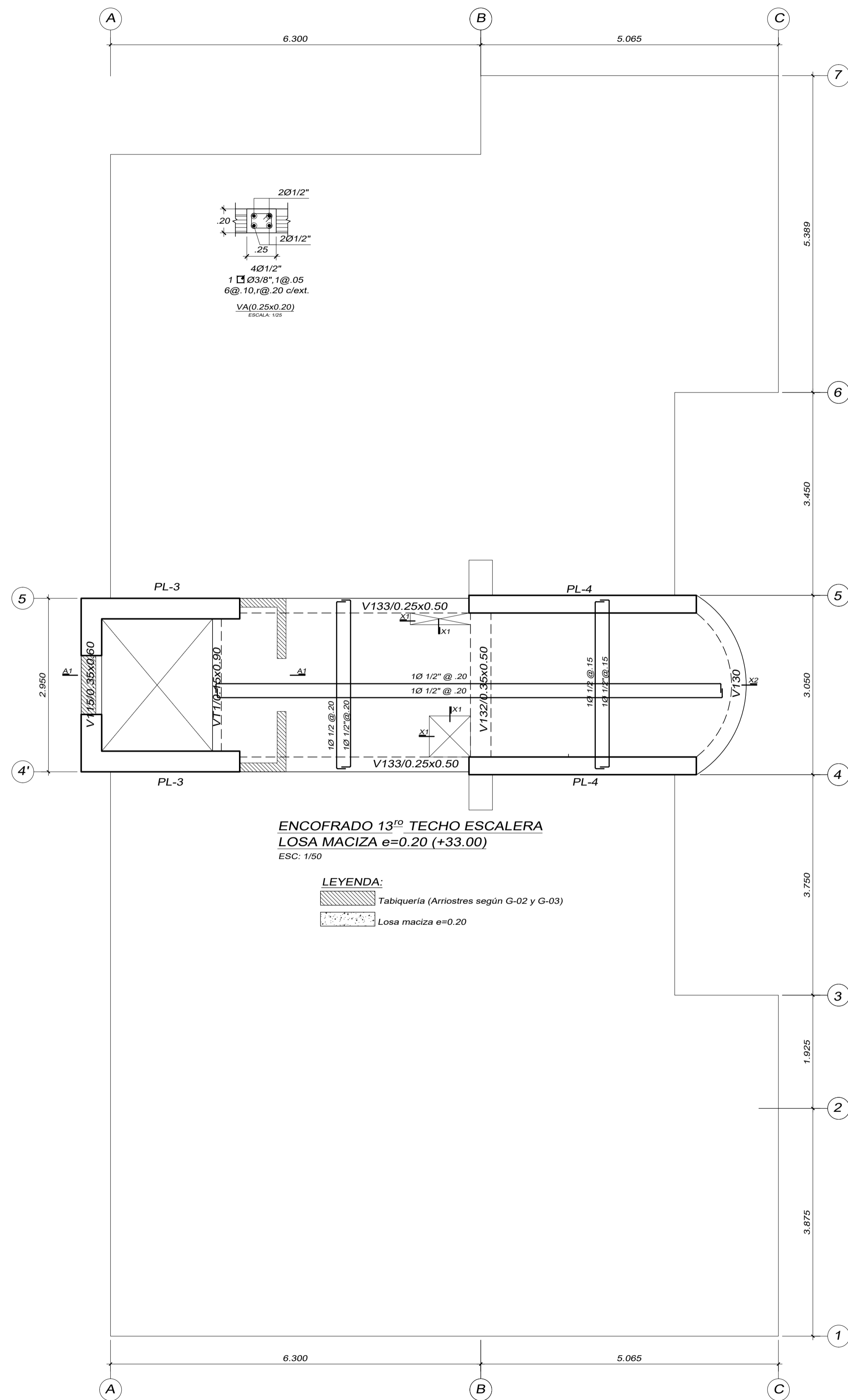
PROYECTO:

EDIFICIO MULTIFAMILIAR RESIDENCIAL SAN ANDRES

PLANO:
ALIGERADO

Nº DE LAMINA:

E-08



ASESOR:
 ING. CESAR CANCINO RODAS
 CIP. 77103

EQUIPO TECNICO:
 BACH. Renato Alexander Niño Morín
 BACH. Christian Paul Rodríguez Leon

ESCALA:
INDICADA

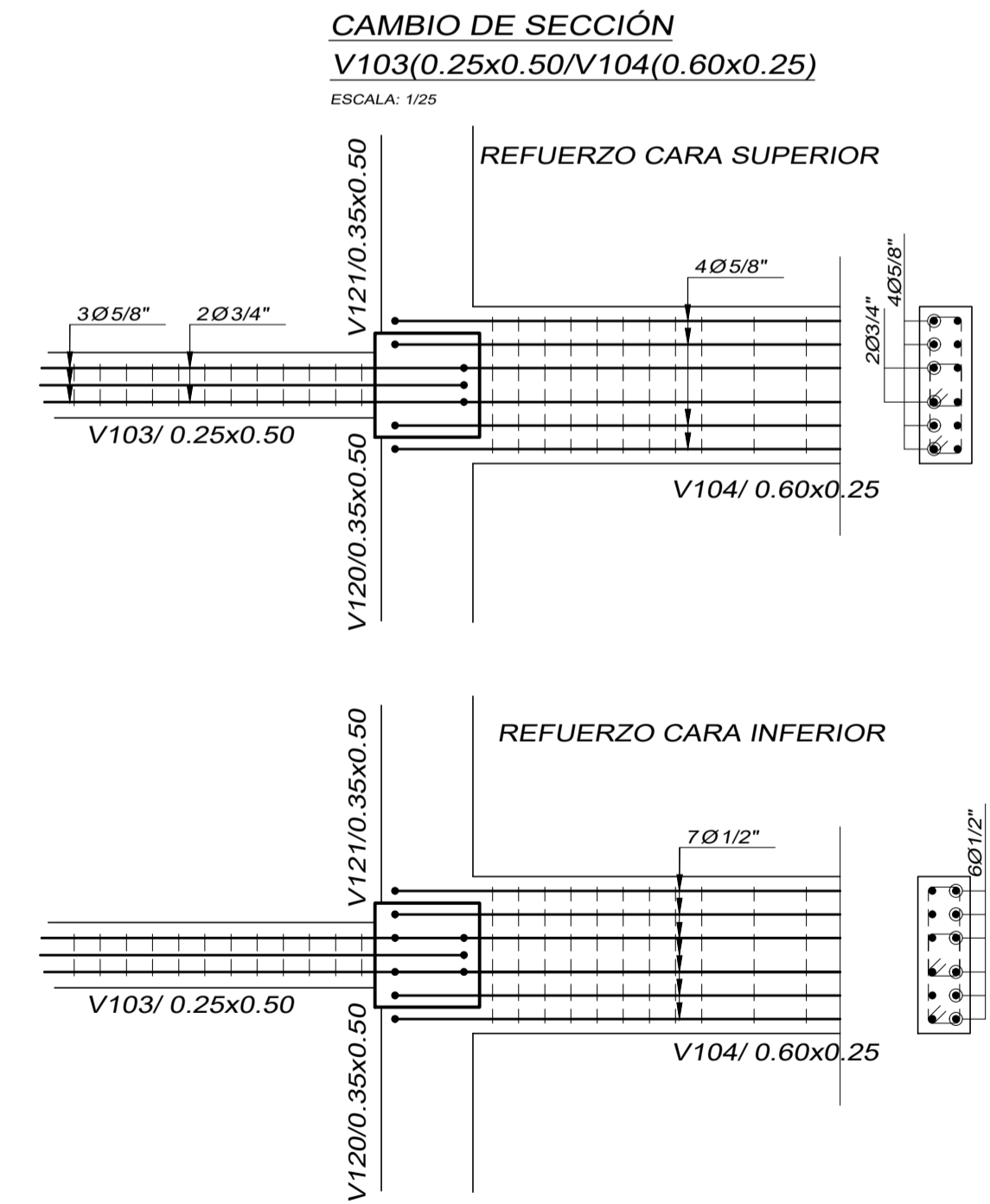
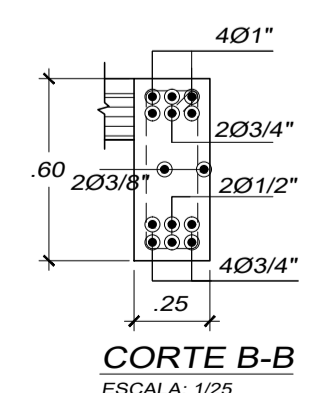
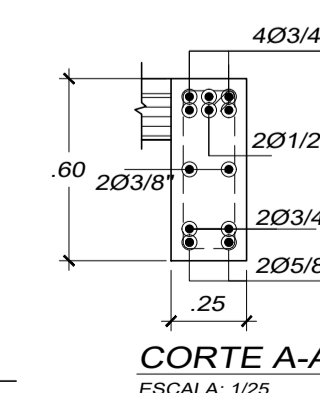
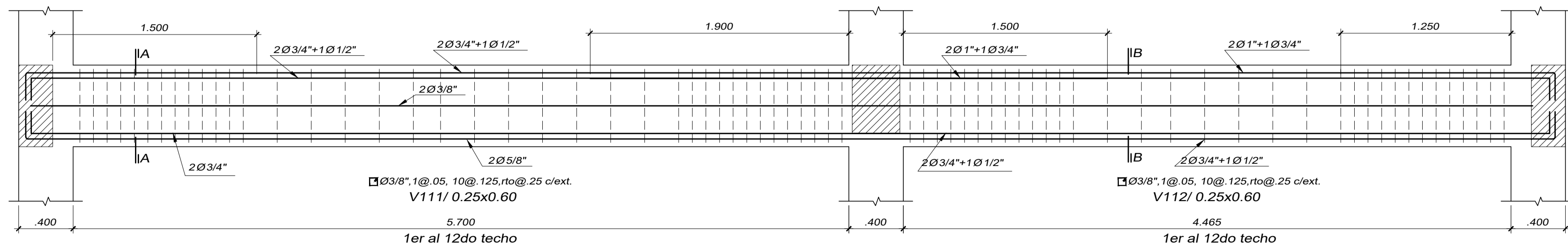
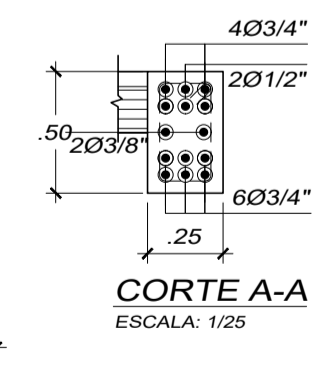
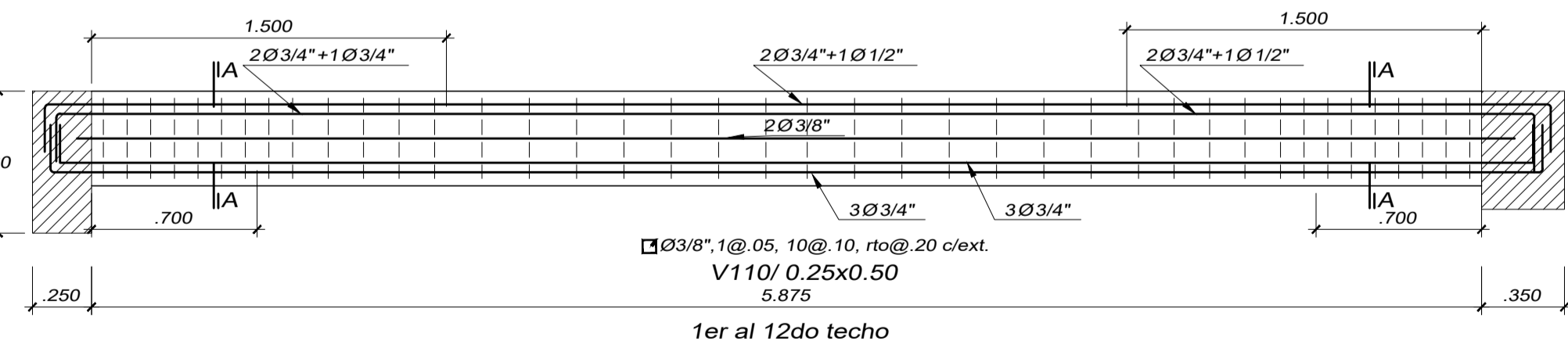
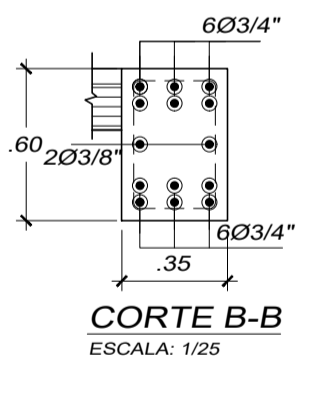
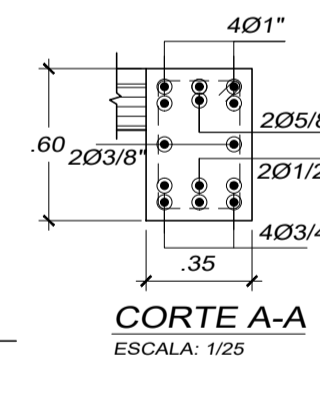
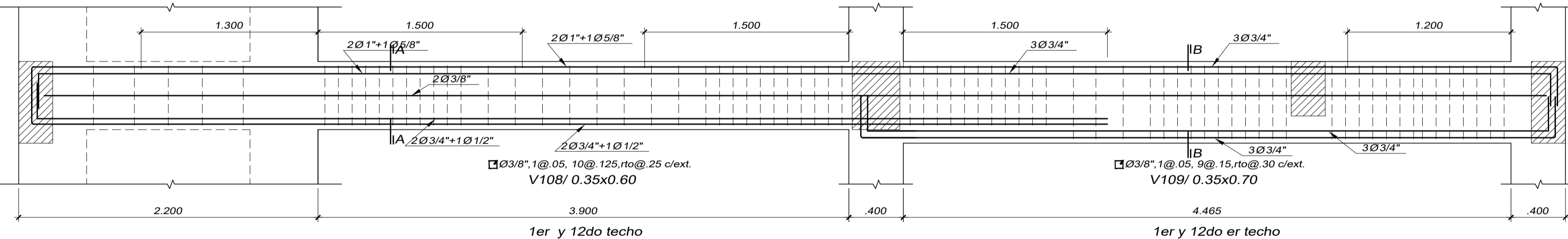
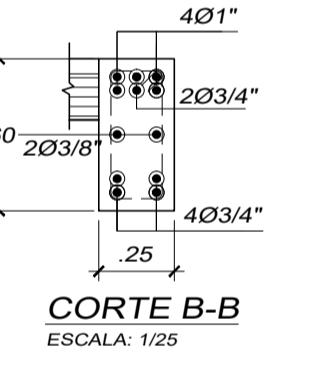
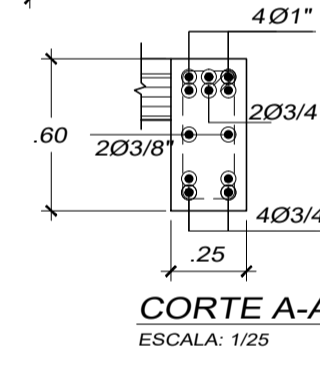
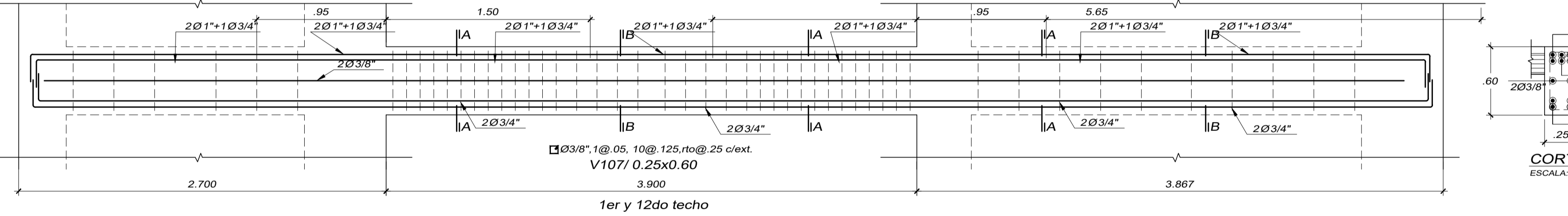
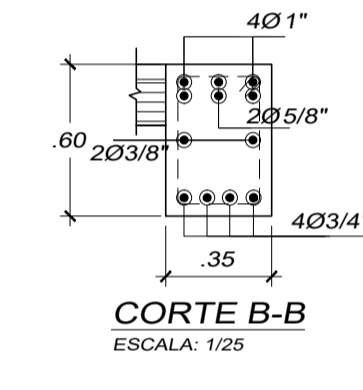
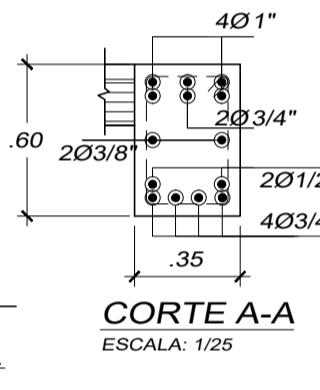
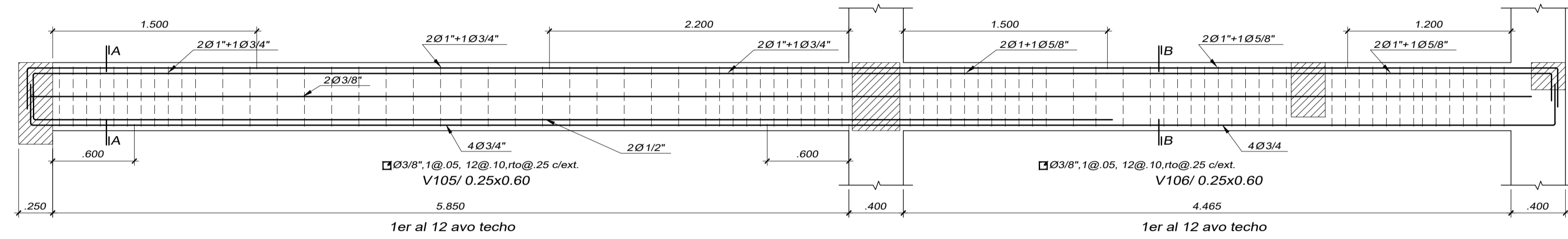
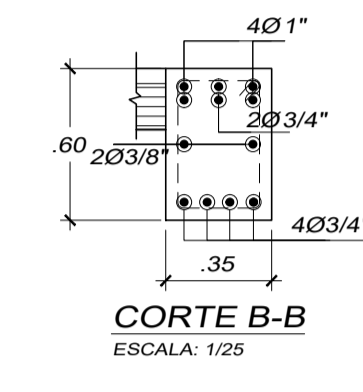
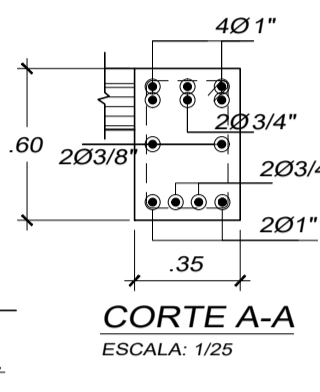
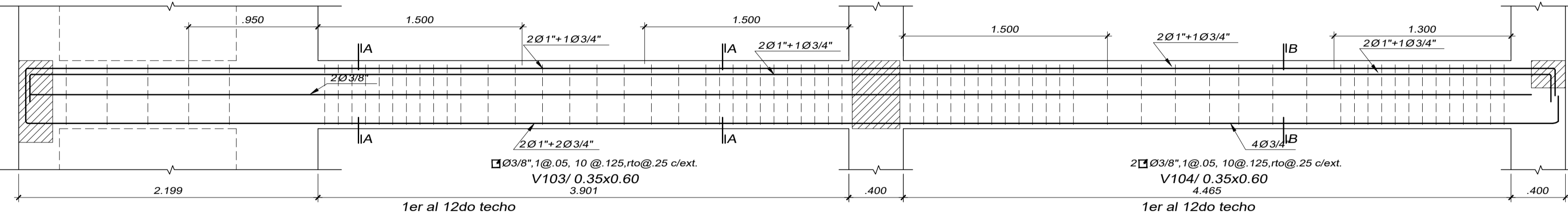
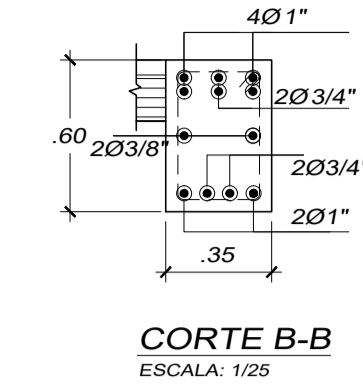
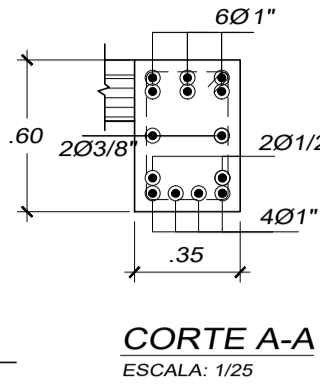
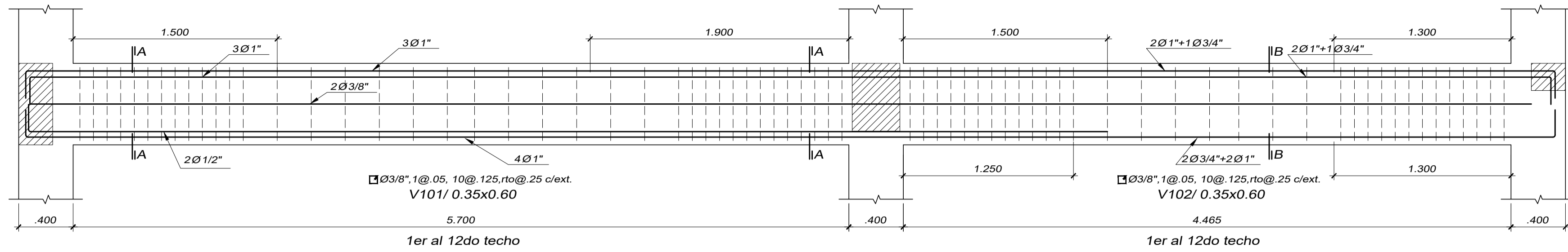
FECHA:
ABRIL - 2018

UBICACION:
 URB: SAN ANDRES I ETAPA
 Calle: DEAN SAAVEDRA 368
 Distrito : TRUJILLO
 Provincia : Trujillo

PROYECTO:
EDIFICIO MULTIFAMILIAR RESIDENCIAL SAN ANDRES

PLANO :
ALIGERADO

Nº DE LAMINA :
E-09



ASESOR:
ING. CESAR CANCINO RODAS
CIP. 77103

EQUIPO TECNICO:
BACH, Renato Alexander
Niño Morin
BACH, Christian Paul
Rodríguez Leon

INDICADA

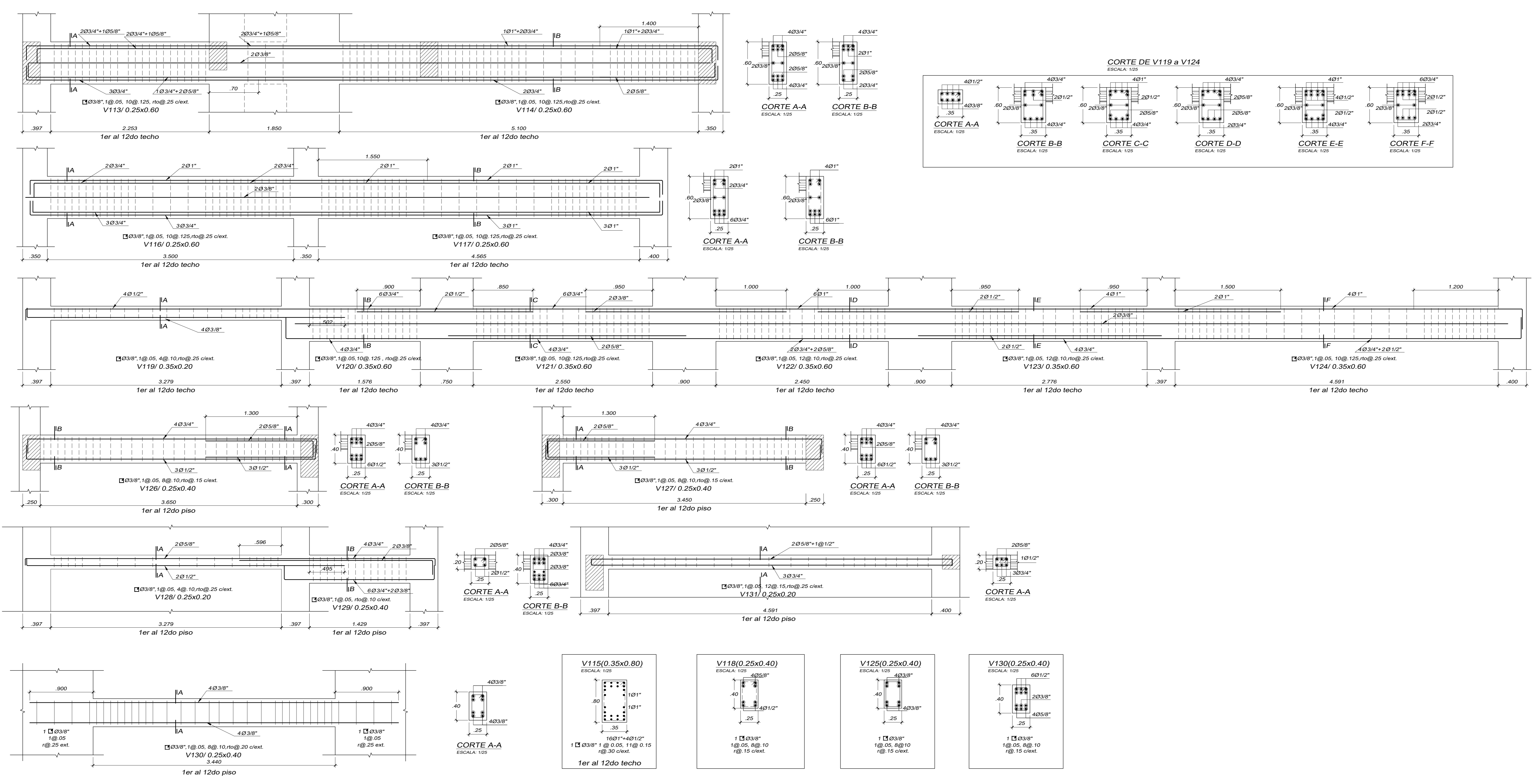
FECHA:
ABRIL - 2018

UBICACION:
URB: SAN ANDRES I ETAPA
Calle: DEAN SAAVEDRA 368
Distrito : TRUJILLO
Provincia : Trujillo

PROYECTO:
**EDIFICIO MULTIFAMILIAR
RESIDENCIAL SAN ANDRES**

PLANO :
VIGAS

Nº DE LAMINA :
E-10



ANÁLISIS CON INERCIA AGRIETADA

ASESOR:
ING. CESAR CANCINO RODAS
CIP. 77103

EQUIPO TECNICO:
BACH, Renato Alexander
Niño Morin
BACH, Christian Paul
Rodriguez Leon

ESCALA:
INDICADA

FECHA:
ABRIL - 2018

UBICACION:
URB: SAN ANDRES I ETAPA
Calle: DEAN SAAVEDRA 368
Distrito: TRUJILLO
Provincia: Trujillo

PROYECTO:
**EDIFICIO MULTIFAMILIAR
RESIDENCIAL SAN ANDRES**

PLANO:
VIGAS

N° DE LAMINA:
E-11