

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

“Diseño basado en desempeño (pushover) de edificio destinado a
parqueadero vertical ubicado en la ciudad de Machala.”

PROYECTO DE GRADUACIÓN

Previo la obtención del Título de:

**MAGISTER EN INGENIERÍA CIVIL EN ESTRUCTURAS
SISMORRESISTENTES**

Presentado por:

LUIS FERNANDO BARAHONA ARMIJOS

GUAYAQUIL - ECUADOR

Año: 2024

DEDICATORIA

Este proyecto se lo dedico a mis padres, que gracias a sus enseñanzas de vida me han impulsado a continuar creciendo cada día más en mi ámbito profesional, académico y personal. Sin su valioso apoyo nada de esto sería posible.

A mis padres, mi hermano Andrés, mi novia Natalia y a todos mis seres queridos que me dieron aliento e inspiración para alcanzar este importante logro en mi vida.

AGRADECIMIENTOS

Quiero dar mi más sincero agradecimiento a Dios, por haberme dado las herramientas adecuadas para alcanzar este tan deseado logro en mi vida.

Mi más sincero agradecimiento a mi tutor de titulación PhD. David Valverde, docente de pregrado y postgrado, por darme la guía y los conocimientos para alcanzar de manera exitosa los objetivos del proyecto.

A todos los docentes y a mi alma mater por darme la oportunidad de recibir los conocimientos necesarios para lograr un cambio importante en mi carrera.

DECLARACIÓN EXPRESA

"Los derechos de titularidad y explotación, me corresponde conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; *Luis Fernando Barahona Armijos* doy mi consentimiento para que la ESPOL realice la comunicación pública de la obra por cualquier medio con el fin de promover la consulta, difusión y uso público de la producción intelectual"



Firmado electrónicamente por:
**LUIS FERNANDO
BARAHONA ARMIJOS**

LUIS FERNANDO BARAHONA ARMIJOS

EVALUADORES



Firmado electrónicamente por:
**NADIA ROSAURA
QUIJANO ARTEAGA**



Firmado electrónicamente por:
**SAMANTHA ELIZABETH
HIDALGO ASTUDILLO**

M.sc Nadia Quijano Arteaga

PROFESORA DE LA MATERIA

M.sc Samantha Hidalgo Astudillo

PROFESORA DE LA MATERIA



Firmado electrónicamente por:
**DAVID ENRIQUE
VALVERDE BURNEO**

M.sc David Valverde Burneo

PROFESOR TUTOR

RESUMEN

El presente proyecto está enfocado en el diseño de una edificación destinada a parqueadero vertical ubicado en la ciudad de Machala, por medio de la aplicación de la filosofía de diseño por desempeño “PUSHOVER”, donde se espera alcanzar un estado de “Inmediata Ocupación” con el fin de proteger la vida de los ocupantes del edificio, así como los bienes materiales dentro de la edificación. Para el desarrollo de la investigación se utilizaron software de análisis estructural avanzado junto con los códigos normativos NEC 2015, FEMA 356, ASCE 41-13, ASCE 7-16 y VISION 2000, además de los criterios normativos de construcción propuestos por la ACI 318, con el fin de garantizar el correcto funcionamiento de todos los elementos estructurales que conforman el proyecto. Como resultado final, se obtuvo la curva de capacidad de la estructura donde se garantiza el objetivo de desempeño de “Inmediata Ocupación”. Además, se compararon los resultados obtenidos de manera general con los diagramas momento-curvatura de 3 vigas ubicadas en distintas zonas de carga del proyecto con el fin de conocer a nivel local lo que sucede en los elementos estructurales al momento de aplicar las fuerzas laterales. Finalmente, se presenta un proyecto estructural capaz de alcanzar un objetivo de desempeño de “Inmediata Ocupación” cumpliendo con todos los requerimientos solicitados de deformaciones admisibles, rotaciones adecuadas, niveles de derivas dentro de los límites de seguridad y un sistema dúctil capaz de resistir el sismo de diseño sin presentar daños materiales al proyecto.

Palabras Clave: Pushover, Desempeño, Seguridad, Rótulas, Deformaciones.

ABSTRACT

This project is focused on the design of a building intended for vertical parking located in the city of Machala, through the application of the “PUSHOVER” performance design philosophy, where it is expected to achieve a state of “Immediate Occupancy” in order to protect the life of the building occupants, as well as the material goods inside the building. For the development of the research, advanced structural analysis software was used along with the normative codes NEC 2015, FEMA 356, ASCE 41-13, ASCE 7-16 and VISION 2000, in addition to the normative construction criteria proposed by ACI 318, in order to guarantee the correct operation of all the structural elements that are part of the project. As a final result, the capacity curve of the structure was obtained where the performance objective of “Immediate Occupancy” is guaranteed. In addition, the results obtained in a general way were compared with the moment-curvature diagrams of 3 beams located in different loading zones of the project in order to know at a local level what happens in the structural elements at the moment of applying lateral forces. Finally, a structural project capable of reaching an “Immediate Occupancy” performance objective is presented, complying with all the requested requirements of admissible deformations, adequate rotations, drift levels within the safety limits and a ductile system capable of resisting the design earthquake without material damage to the project.

Keywords: Pushover, Performance, Security, Hinges, Deformation.

ÍNDICE GENERAL

EVALUADORES	5
RESUMEN	I
<i>ABSTRACT</i>	II
ÍNDICE GENERAL	III
ABREVIATURAS	VI
SIMBOLOGÍA	VII
ÍNDICE DE FIGURAS	VIII
ÍNDICE DE TABLAS	XII
ÍNDICE DE PLANOS	XIII
CAPÍTULO 1	14
Introducción	14
1.1 Antecedentes	15
1.2 Localización	17
1.3 Estudios previos	18
1.4 Problemática a resolver	19
1.5 Justificación	20
1.6 Objetivos	21
1.6.1 Objetivo General	21
1.6.2 Objetivos Específicos	21
CAPÍTULO 2	22
Desarrollo del proyecto	22
2.1 Marco conceptual	22
2.1.1 Diseño Basado en Desempeño (Performance-Based Design, PDB)	22
2.1.2 Método Pushover	22

2.1.3	Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015).....	22
2.1.4	FEMA 356	23
2.1.5	VISION 2000.	23
2.1.6	Ductilidad.	23
2.1.7	Sobrerresistencia.	24
2.1.8	Sismo de Servicio.....	24
2.1.9	Sismo de Diseño.	24
2.1.10	Rótulas Plásticas.....	24
2.1.11	Diagrama Momento - Curvatura.....	25
2.1.12	Resistencia a la Fluencia del acero (F_y).	26
2.1.13	Resistencia a la compresión del hormigón (f'_c).	26
2.1.14	Cargas de Diseño.....	27
2.1.15	Espectro de Respuesta Elástico	27
2.1.16	Factor de Reducción de Respuesta R.....	27
2.1.17	Derivas.	28
2.1.18	Cortante Basal V.	28
2.2	Marco metodológico	30
2.2.1	Trabajo de laboratorio o gabinete.....	34
2.2.2	Solución a diseñar.....	35
CAPÍTULO 3.....		37
RESULTADOS Y DISCUSIÓN		37
3.1	Diseño de Solución.....	37
3.1.1	Análisis De estudio de Suelo.....	37
3.1.2	Cálculo del Espectro de Respuesta de Diseño.	41
3.1.3	Modelado en Software de la Estructura.	48
3.1.4	Análisis Pushover.....	69

3.1.5	Curva de Capacidad de la Estructura.....	88
3.1.6	Curva de Capacidad por ASCE 41-13.....	89
3.1.7	Diagrama Momento-Curvatura de Vigas (Rótulas Plásticas).	101
3.2	Análisis De Resultados.....	108
3.2.1	Revisión de Criterios Normativos de la NEC-2015.....	108
3.2.2	Revisión de Criterios de los Objetivos de Desempeño Estructural.	110
CAPÍTULO 4.....		117
Conclusiones Y Recomendaciones		117
CONCLUSIONES		117
RECOMENDACIONES.....		119
BIBLIOGRAFÍA.....		120
PLANOS Y ANEXOS.....		123

ABREVIATURAS

ESPOL	Escuela Superior Politécnica del Litoral.
ASTM	American Society for Testing and Materials.
FEMA	Federal Emergency Management Agency.
ASCE	American Society of Civil Engineers.
INEC	Instituto Ecuatoriano de Estadísticas y Censos.
NEC	Normativa Ecuatoriana de la Construcción.
ODS	Objetivos de Desarrollo Sostenible.
PBD	Performance Based Design
SEAOC	Structural Engineers Association of California.
SUCS	Unified Soil Classification System
INEN	Instituto Ecuatoriano de Normalización.
ACI	American Concrete Institute.

SIMBOLOGÍA

A36	Acero de calidad A36
A992	Acero de calidad A992.
cm	Centímetro
$f'c$	Resistencia a la compresión del hormigón.
I	Coefficiente de Importancia.
Kg/m ²	kilogramo/metro al cuadrado
Kg/cm ²	kilogramo/ centímetro al cuadrado.
KN/m ²	Kilo Newton/metro al cuadrado
Lp	Longitud Plástica.
m	Metro
mm	Milímetro
Mpa	Mega Pascales
Mu:	Momento resistente a flexión.
My:	Momento de fluencia.
R	Factor reductor de respuesta sísmica.
Sa (Ta)	Espectro de respuesta en aceleración.
Ta	Período de Vibración de la Estructura
u	Ductilidad
V	Cortante en la base.
W	Peso Sísmico Reactivo.
ϕ_p	Factores de configuración en planta
ϕ_E	Factores de configuración en elevación

ÍNDICE DE FIGURAS

Ilustración 1. Ubicación del proyecto.	18
Ilustración 2. Esquema de Metodología Aplicada.	30
Ilustración 3. Extracto de implantación arquitectónica de proyecto.....	35
Ilustración 4. Número de Golpes obtenidos y Porcentaje de humedad presente en las capas de estudio del proyecto.	38
Ilustración 5. Índice de Plasticidad presente en los estratos estudios de la zona.	39
Ilustración 6. Resistencia al Corte No Drenado Su.....	39
Ilustración 7. Clasificación de los perfiles de suelo	40
Ilustración 8. Zonas de Riesgo Sísmico para propósitos de diseño.....	41
Ilustración 9. Valores de factor Z de acuerdo a la zona sísmica adoptada	42
Ilustración 10. Factor de Sitio (F_a) y Tipo de Suelo.	42
Ilustración 11. Factor de Sitio F_d y Tipo de Suelo.....	43
Ilustración 12. Coeficiente de Comportamiento no lineal del subsuelo F_s y Tipo de Suelo.....	43
Ilustración 13. Coeficiente de amplificación Espectral.	44
Ilustración 14. Factor R de reducción de respuesta espectral	45
Ilustración 15. Espectro de Respuesta Elástico e Inelástico.....	46
Ilustración 16. Valores para obtener el período aproximado de la estructura	47
Ilustración 17. Valores K para la determinación del Factor de Distribución Vertical. .	47
Ilustración 18. Hormigón $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$	48
Ilustración 19. Hormigón de losa $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	49
Ilustración 20. Acero de refuerzo $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	49
Ilustración 21. Pre-dimensionamiento de losa nervada en 2 direcciones.	50
Ilustración 22. Sección de Losa de entrepiso para parqueos.	51
Ilustración 23. Cargas vivas propuestas por Nec-2015 para estructuras tipo.	52
Ilustración 24. Altura mínima de vigas no pre-esforzadas.	53
Ilustración 25. Área tributaria de columna de análisis.....	54
Ilustración 26. Sección de Columna en Modelo.....	56
Ilustración 27. Sección Viga 40x35 para modelo Estructural.	56
Ilustración 28. Sección de Losa Aligerada del modelo.....	57

Ilustración 29. Modelo Estructural 3D de Edificio para Parqueos.	57
Ilustración 30. Carga Muerta para Niveles N1-N4.....	58
Ilustración 31. Carga Viva para Niveles N1-N4.....	59
Ilustración 32. Carga Muerta de Cubierta.	59
Ilustración 33. Carga Viva de Cubierta.	60
Ilustración 34. Definición de Patrones Para Sismo Estático X.	60
Ilustración 35. Definición de Patrones Para Sismo Estático Y.	61
Ilustración 36. Espectro de respuesta Inelástico del modelo.	61
Ilustración 37. Asignación del Sismo Dinámico en X.	62
Ilustración 38. Asignación del Sismo Dinámico en Y.	62
Ilustración 39. Período obtenido por análisis Modal.....	63
Ilustración 40. Requerimiento exigido por Normativa.....	63
Ilustración 41. Derivas Elásticas en el Eje X.	65
Ilustración 42. Derivas Elásticas en el Eje Y.	66
Ilustración 43. Elevación Eje B Ratios de Capacidad de Columnas-Vigas (P-M-M). .	67
Ilustración 44. Elevación Eje 4 Ratio de Criterio Columna Fuerte – Viga Débil.	68
Ilustración 45 Vista en Elevación Eje 2 Ratio Columna-Viga Criterio $M_{nc} \geq 65M_{bn}$	69
Ilustración 46. Fuerzas de Piso de la Estructura.....	70
Ilustración 47. Curvas de Peligro Sísmico para MACHALA.	72
Ilustración 48. Selección de datos de curvas de Riesgo Sísmico para T= 1seg.	73
Ilustración 49. Gráfica de Sismo Máximo, Diseño, Servicio, Espectro Elástico e Inelástico.....	74
Ilustración 50. Cuadro de Cargas Gravitacionales No Lineales.....	75
Ilustración 51. Patrones de Carga para Caso PUSHOVER.....	76
Ilustración 52. Cuadro de Caso de Carga “PUSHX”.	76
Ilustración 53. Cuadro de Caso de Carga “PUSH Y”.	77
Ilustración 54. Nodo de análisis para Control de Desplazamiento.....	78
Ilustración 55. Control de la aplicación de Carga.	79
Ilustración 56. Fuerza Lateral Incremental aplicada en el Eje X.	80
Ilustración 57. . Fuerza Lateral Incremental aplicada en el Eje Y.	80
Ilustración 58. Acero en Vigas de Modelo Inicial.....	81

Ilustración 59. Área de acero mínima requerida para vigas de Eje F.....	82
Ilustración 60. Áreas de acero definidas para Vigas de Eje F.....	83
Ilustración 61. Acero ingresado para viga tipo V1F.....	84
Ilustración 62. Análisis Pushover Step 3/89.....	85
Ilustración 63. Análisis Pushover Step 20/89.....	86
Ilustración 64. Análisis Pushover en Elevación Eje F Step 3/89.....	87
Ilustración 65. Análisis Pushover en Elevación Eje F Step 20/89.....	87
Ilustración 66. Análisis Pushover en Elevación Eje F Step 70/89.....	88
Ilustración 67. Curva Cortante Basal-Desplazamiento de Control.....	89
Ilustración 68. Cuadro de Ingreso de Factor Gravitacional para sismo de Servicio...	90
Ilustración 69. Cuadro de Ingreso de Factor Gravitacional para sismo de Diseño. ...	91
Ilustración 70. Cuadro de Ingreso de Factor Gravitacional para Sismo Máximo Probable.	92
Ilustración 71. Curva de Capacidad para Sismo de Servicio ($T_r=50$ años).....	93
Ilustración 72. Curva de Capacidad para Sismo de Diseño ($T_r=475$ años).	94
Ilustración 73. Curva de Capacidad para Sismo Máximo Probable ($T_r=2475$ años)..	94
Ilustración 74. Esquema de Clasificación de Objetivos de Desempeño Estructural. .	95
Ilustración 75. Curva de Desempeño para Sismo de Servicio $T_r= 50$ años.....	97
Ilustración 76. Curva de Desempeño para Sismo de Diseño $T_r= 475$ años.....	98
Ilustración 77. Curva de Desempeño para Sismo Máximo Probable $T_r= 475$ años...	99
Ilustración 78. Diagrama General de Rótulas Plásticas en Vigas.....	101
Ilustración 79. Clasificación de Estados de Daño en rótulas plásticas en elementos Estructurales.	102
Ilustración 80. Parámetros de Modelamiento para procedimientos No Lineales en Vigas.....	103
Ilustración 81. Selección de vigas para estudio de formación de rótulas plásticas..	104
Ilustración 82. Diagrama Momento-Curvatura Viga B35H1..	105
Ilustración 83. Objetivo de Daño alcanzado en viga B35 ante sismo de Diseño.	105
Ilustración 84. Diagrama Momento-Curvatura Viga B55H10..	106
Ilustración 85. Objetivo de Daño alcanzado en viga B55 ante sismo de Diseño. ...	106
Ilustración 86. Diagrama Momento-Curvatura Viga B60H10..	107
Ilustración 87. Objetivo de Daño alcanzado en viga B60 ante sismo de Diseño	107

Ilustración 88. Cortante Basal vs Desplazamiento de Control.	111
Ilustración 89. Nivel de Desempeño para Sismo de Servicio $T_r = 50$ años.	112
Ilustración 90. Nivel de Desempeño para Sismo de Diseño $T_r = 475$ años.	113
Ilustración 91. Nivel de Desempeño para Sismo Máximo Probable $T_r = 2475$ años.	114

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Valores máximos para deriva inelástica.....	28
Tabla 2. Estimación de Cargas Muertas Sobreimpuestas. (Barahona L, 2024).....	51
Tabla 3. Estimación de Cargas Vivas Sobreimpuestas. (Barahona L, 2024).....	53
Tabla 4. Carga Total por piso de Estructura. (Barahona L, 2024).....	54
Tabla 5. Combinaciones de Carga propuesta por NEC-2015. (Barahona L, 2024) ...	58
Tabla 6. Cortante para sismo Estático en el eje X y eje Y. (Barahona L, 2024)	64
Tabla 7. Cortante Basal para sismo Dinámico en el eje X y eje Y.	64
Tabla 8. Tabla de Participación de masa de la Estructura. (Barahona L, 2024)	64
Tabla 9. Fuerza Lateral Incremental por Piso en X. (Barahona L, 2024).....	71
Tabla 10. Fuerza Lateral Incremental por Piso en Y. (Barahona L, 2024).....	71
Tabla 11. Relación entre Sismo de Diseño-Servicio y Sismo Máximo-Diseño. (Barahona L, 2024)	74
Tabla 12. Desplazamientos Según su Nivel de Desempeño. (Barahona L, 2024)	96
Tabla 13. Derivas de Entrepiso para cada Objetivo de Desempeño. (Instituto de la Construcción, 2019).....	100

ÍNDICE DE PLANOS

PLANO ARQ 1	Implantación Planta Baja y Pisos 1-2-3
PLANO ARQ 2	Implantación Piso 4.
PLANO EST 1	Implantación Cimentación – Nivel PB
PLANO EST 2	Implantación Piso 1-2-3
PLANO EST 3	Implantación Piso 4
PLANO EST 4	Implantación Cubierta
PLANO EST 5	Cimentación
PLANO EST 6	Alzados de Columna tipo 1-2-3
PLANO EST 7	Alzados de Columna tipo 4 e Implantación.
PLANO EST 8	Armados de Vigas de Rampas.
PLANO EST 9	Armados de Vigas Sentido X Pisos 1-2-3.
PLANO EST 10	Armados de Vigas Sentido Y Pisos 1-2-3
PLANO EST 11	Armados de Vigas para Piso 4.
PLANO EST 12	Armados de Vigas para Cubierta Sentido X.
PLANO EST 13	Armados de Vigas para Cubierta Sentido Y.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

El crecimiento urbano acelerado con el pasar de los años se ha ido convirtiendo en una problemática importante debido a diversos factores como la limitada disponibilidad de espacio en las ciudades, el aumento significativo del parque automotor (Lozano, 2023) y la creciente ola de inseguridad (CRUZ, 2023) que atraviesa el país (INEC Instituto nacional de estadística y censos, 2024). Esto genera una gran oportunidad para proporcionar nuevas formas de infraestructura como lo son los parqueaderos verticales. La ciudad de Machala, como parte fundamental del desarrollo económico y comercial de la región sur del país no debe ser la excepción. El incremento sustancial de la demanda vehicular ha creado la necesidad inmediata de construir estructuras que ayuden a optimizar el almacenamiento de automóviles, brindando simultáneamente seguridad y confort al usuario.

En el diseño de estructuras verticales de tipo parqueadero resulta de gran importancia no solo cumplir con las normativas de diseño vigentes, sino que también es importante adoptar un enfoque profesional avanzado que permita evaluar el comportamiento de las construcciones bajo demandas extremas. Como una alternativa de gran relevancia, el análisis por desempeño, específicamente el análisis estático no lineal (PUSHOVER), ha sido creado como una herramienta de apoyo para comprender el comportamiento de las estructuras, luego que las mismas hayan efectuado la transición del estado lineal elástico al no lineal plástico, de manera que facilita el análisis de la distribución de fuerzas internas y deformaciones conforme la estructura se encuentra sometida a cargas progresivamente crecientes, mostrando un panorama más realista del desempeño estructural ante eventos sísmicos drásticos.

La presente tesis tiene como objetivo realizar el análisis y diseño basado en desempeño (PUSHOVER) a una estructura vertical de 4 pisos destinada a parqueos ubicada en la ciudad de Machala. De esta manera se busca comprobar la capacidad de la estructura para resistir cargas sísmicas acorde a lo propuesto por los códigos y normativas locales e internacionales, además de proponer un diseño adecuado capaz de presentar un desempeño óptimo ante diferentes escenarios de demandas sísmicas. Este estudio

contribuirá al desarrollo de estructuras más seguras, eficientes y resilientes, capaces de resistir las particularidades sísmicas de la región costa.

1.1 Antecedentes

Históricamente el Ecuador es conocido como una nación de alto peligro sísmico debido a que forma parte del “Cinturón de fuego del Pacífico”, el cuál es la zona que presenta la mayor actividad sísmica del planeta por motivo del proceso de subducción que desarrolla el lugar frente a las costas de la cuenca del Pacífico. Este proceso de subducción entre la placa de Nazca y Sudamericana, respecto a Ecuador, ha causado terremotos de gran intensidad y en algunos casos tsunamis. Por medio de registro histórico se conoce que en 1906 y 1979 se produjeron los terremotos de mayor intensidad del país de 8.8 y 8.1 respectivamente, ubicados frente a las costas de Esmeraldas causando daños materiales y pérdidas humanas (IGM, 2013).

En la última década, el Ecuador ha sufrido dos sismos de gran relevancia, siendo estos, los ocurridos en Pedernales de Mw 7.8 en el año 2016 y en Balao de Mw 6.5 en el año 2023 (Parker, 2023). Del sismo ocurrido en la ciudad de Pedernales se han realizados muchas investigaciones y correcciones con el fin de mejorar las normativas de diseño y evitar nuevos colapsos como los ocurridos en las provincias de Manabí y Esmeraldas, pero aún llama la atención lo ocurrido con el sismo de marzo del 2023, específicamente en la ciudad de Machala, donde se evidenció que las ondas sísmicas se amplificaron como producto de los suelos presentes en las zonas aledañas a la ciudad provocando daños considerables en las edificaciones (Nacional et al., 2023), a pesar de la amplificación en la aceleración, los daños ocasionados no debieron haberse presentado en tal magnitud en la infraestructuras, evidenciando que la ciudad no se encuentra preparada constructivamente para afrontar sismos de mayores intensidades por lo cual es urgente implementar nuevas herramientas de diseño estructural que permitan garantizar la seguridad de las estructuras importantes con el fin de evitar los sucesos acontecidos el 18 de marzo del 2023.

Actualmente existen nuevas metodologías pensadas para disminuir los daños en estructuras por medio de un análisis y diseño direccionado en desempeño ,específicamente en zonas de alta actividad sísmica. Típicamente, el diseño estructural

se encuentra basado en análisis elásticos lineales, en los que se emplean factores de reducción de fuerzas para brindar seguridad a las edificaciones, aunque de cierta forma este método no siempre permite una comprensión detallada de cómo será el comportamiento final de una estructura bajo eventos sísmicos drásticos, donde las deformaciones inelásticas tienen una interacción importante respecto a la respuesta de las edificaciones.

El análisis estático no lineal “PUSHOVER” surge como una avanzada técnica que permite evaluar el desempeño estructural más allá del rango elástico de los elementos estructurales. Este procedimiento, generado inicialmente en los años 70 y popularizado en los años 90, tiene como fin predecir la capacidad de deformación de las estructuras y conocer su respuesta frente a cargas sísmicas incrementales, logrando identificar los puntos más críticos que pueden inducir a la falla. Por medio de este enfoque, los ingenieros estructurales pueden llegar a determinar los mecanismos de colapso y comprobar si una estructura tiene la capacidad de resistir las demandas sísmicas, brindando niveles aceptables de funcionalidad y seguridad.

Uno de los documentos más importantes en el enfoque de desempeño fué publicado en el año 2000 y conocido como el FEMA 356 “Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings”. Este documento generado por la Agencia Federal Para el Manejo de Emergencias de los Estados Unidos (FEMA) establece directrices a detalle para la evaluación sísmica y el diseño de rehabilitación de estructuras, siendo de los pioneros en proponer una idea clara para el análisis basado en desempeño. El FEMA 356 presenta varios niveles de desempeño estructural, comenzando por la prevención del colapso hasta el mantenimiento de la funcionalidad operativa después de un sismo. Adicionalmente, presenta la forma de cómo implementar el análisis “PUSHOVER”, el cuál ha sido adoptado ampliamente en normativas internacionales.

En Ecuador se ha ido reforzando la idea de adoptar y mejorar los métodos de diseño más avanzados. Sin embargo, el enfoque de diseño estructural todavía se mantiene típicamente en métodos lineales. Esto genera una gran oportunidad para la implementación de enfoques no lineales como los sugeridos por FEMA 356. La adopción

de esta metodología permitirá presentar una evaluación más rigurosa del comportamiento de las estructuras bajo condiciones telúricas de gran intensidad, y de igual manera brindaría una alternativa para optimizar el diseño, específicamente en estructuras vulnerables como lo son los hospitales, edificios gubernamentales y parqueaderos verticales.

Analizando el caso de estudio para parqueaderos verticales, estas edificaciones presentan variaciones estructurales con respecto a otras tipologías arquitectónicas. Regularmente presentan geometrías abiertas con grandes vanos para facilitar el flujo vehicular, lo que genera desafíos adicionales en lo que se refiere a rigidez y resistencia lateral. Para ciudades con actividades sísmicas considerables, como en la ciudad de Machala, es de gran importancia que estas edificaciones sean diseñadas bajo criterios que no solo aseguren la resistencia ante eventos telúricos, sino que de igual manera brinden la capacidad de mantenerse operativos luego de un sismo de gran intensidad.

1.2 Localización

El proyecto en mención se encuentra ubicado en la ciudad de Machala, ubicada en la zona sur del Ecuador.

La ubicación del proyecto se encuentra en una zona de alto desarrollo comercial y residencial de la ciudad, donde en los alrededores ya se encuentran en construcción edificios de 4-5 pisos de departamentos y conjuntos de ciudadelas que demuestran un alto interés inmobiliario para el lugar.

La ubicación en una ciudad costera le da al proyecto la necesidad de realizar estudios de suelo con el fin de conocer cómo será comportamiento de los estratos ante fuerzas sísmicas. De manera inicial se conoce que los suelos en la ciudad de Machala presentan limos y arcillas de plasticidad media, de manera que se esperan suelos de tipo D o E en base a lo indicado por la normativa NEC-2015.



Ilustración 1. Ubicación del proyecto.

1.3 Estudios previos

Como información inicial el cliente proporcionó datos muy relevantes antes de la realización del proyecto.

Se indicó que el diseño del edificio de parqueos será de hormigón armado y consistirá en 4 pisos útiles más una losa de cubierta. Como detalles adicionales, el edificio tendrá un ascensor, escaleras de emergencia y se diseñarán las rampas de acceso con el fin de garantizar una correcta circulación dentro y fuera de la estructura de parqueos.

Es importante mencionar que, para el correcto desarrollo del proyecto, el cliente entregó un estudio de suelo con el fin de tener datos mucho más certeros para realizar un diseño más preciso. Este estudio de suelo será explicado con mayor detalle en los siguientes capítulos.

1.4 Problemática a resolver

La ciudad de Machala se encuentra ubicada en una zona de gran actividad sísmica como consecuencia de la convergencia de las placas tectónicas de Nazca y Sudamericana. Esta característica geológica presenta un desafío importante para el diseño estructural, específicamente a edificios de alta importancia como los hospitales y estructuras con distribuciones arquitectónicas poco convencionales como lo son los parqueaderos verticales, estas características pueden comprometer la capacidad para resistir fuerzas laterales provocadas por sismos.

El problema específico se muestra debido a la falta de estudios que evalúen el comportamiento estructural de edificios destinados a parqueaderos verticales por medio del uso de una metodología basada en desempeño. Esta falta de diseño por desempeño para esta tipología estructural genera incertidumbre respecto a la capacidad de la edificación para resistir eventos sísmicos sin percibir afectaciones graves o hasta colapsos. Adicionalmente, las normativas locales presentan una ausencia de información en lo que respecta a este tipo de análisis lo que implica en la interrogante de si los diseños actuales se encuentran optimizados para garantizar la seguridad estructural y la funcionalidad posterior a un terremoto.

La ausencia de implementación de un enfoque avanzado como lo es el análisis “PUSHOVER” muestra un riesgo considerable, tanto para aspectos de seguridad para los usuarios como en temas económicos por daños estructurales y posibles reparaciones. Es por esto surge la necesidad de desarrollar un diseño detallado en desempeño que permita evaluar y optimizar el diseño de estructuras destinadas para parqueaderos verticales, brindando seguridad a estas edificaciones para que puedan resistir correctamente las cargas sísmicas esperadas en base a las exigencias normativas locales e internacionales.

1.5 Justificación

El uso de enfoques tradicionales de diseño elástico no es suficiente para conocer adecuadamente el comportamiento de las edificaciones ante condiciones de carga sísmica severa. Ante esto es mucho más beneficioso el uso de un análisis estático no lineal (PUSHOVER), el cual permite tener datos más realistas con el fin de anticipar el comportamiento inelástico de las estructuras, ayudando principalmente en el diseño de estructuras con grandes vanos como lo son los parqueaderos verticales, los mismos que son susceptibles a la reducción de rigidez lateral durante un sismo. Implementar este tipo de metodología permite mejorar el diseño, obtener una estructura resiliente y garantizar el colapso parcia o total de la misma.

Es importante mencionar además que el estudio se enmarca en los ODS (Objetivos de Desarrollo Sostenible), los mismo que pertenecen a los objetivos 9, Y 11. Es así como para el objetivo 9 (Industria, Innovación e Infraestructura) al desarrollar y aplicar técnicas avanzadas de análisis estructural (PUSHOVER), el proyecto garantiza una infraestructura resiliente y moderna, lo cual es clave para una comunidad segura y sostenible.

Para el objetivo 11 (Ciudades y Comunidades Sostenibles) este estudio contribuye a las necesidades de crear ciudades más seguras frente a desastres naturales como los eventos telúricos, reduciendo el riesgo de colapso y asegurando la operatividad de la estructura luego de la ocurrencia de este tipo de desastres naturales.

El proyecto de manera general demuestra su importancia al brindar soluciones que mejoran el desempeño estructural, asegurando la inversión del cliente ante diferentes eventos telúricos, ya sean estos, sismos de servicio de 50 y 75 años, como el sismo de diseño de 475 años, además de ayudar a la optimización de los costos a corto y largo plazo. Estos tipos de diseños permiten identificar las áreas críticas que necesitan reforzamiento, lo que reduce en gran medida el riesgo de daños y costos por reparaciones posteriores a un evento sísmico. Es así como la aplicación de un análisis más detallado como el análisis no lineal (PUSHOVER) representa un salto hacia una mejor resiliencia urbana y una reducción importante de la vulnerabilidad sísmica de estructuras en la ciudad de Machala.

1.6 Objetivos

1.6.1 Objetivo General

Diseñar un parqueadero vertical ubicado en la ciudad de Machala, mediante el método estático no lineal “PUSHOVER” basado en desempeño, garantizando el cumplimiento de las normativas locales e internacionales de diseño sismorresistente y asegurando los criterios de seguridad y funcionalidad.

1.6.2 Objetivos Específicos

- Desarrollar un análisis estático no lineal (PUSHOVER) frente a diferentes niveles de demanda sísmica a un modelo estructural generado por un software de diseño avanzado.
- Generar la curva de capacidad del edificio (desplazamiento vs. fuerza cortante), evaluando los puntos de rendimiento, sobrerresistencia y colapso de la estructura bajo cargas sísmicas incrementales.
- Evaluar el nivel de desempeño estructural bajo diferentes escenarios de demanda sísmica (Sismo de Servicio 50 años, Sismo de Diseño de 475 años y Sismo Máximo Probable de 2475 años) mediante el cumplimiento de los objetivos de desempeño como ocupación inmediata, seguridad de vida o prevención de colapso.

CAPÍTULO 2

DESARROLLO DEL PROYECTO

2.1 Marco conceptual

2.1.1 Diseño Basado en Desempeño (Performance-Based Design, PDB)

El diseño basado en desempeño es un concepto moderno que forma parte de la ingeniería estructural, el cual se centra en conocer como una estructura debe comportarse bajo cargas externas, como sismos, a diferencia de los métodos tradicionales que garantizan únicamente la resistencia de los elementos ante ciertos límites de esfuerzos y deformaciones. Se conoce como una filosofía de diseño que busca cumplir objetivos de desempeño definidos al momento de que la estructura se encuentre sometida a diversos niveles de riesgo sísmico. Estos niveles se pueden definir como niveles de esfuerzo, de fuerzas, desplazamientos, estados límites o daños en estructuras, todos en base al riesgo sísmico.(Gaxiola Camacho, 2022)

2.1.2 Método Pushover.

El análisis estático no lineal, como es mencionado en el FEMA 440, es usado para cuantificar la resistencia de una estructura ante una deformación lateral y para ajustar los modos de deformación y la intensidad de demandas locales dentro de una estructura. Esta técnica provee información importante acerca de las características generales de la estructura y permite identificar probables mecanismos de falla. La aplicación del análisis pushover es menos efectiva para sistemas que presentan discontinuidades en su resistencia y rigidez.(FEMA 440, 2005)

2.1.3 Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015).

La NEC 2015 reúne un conjunto de normativas, de cumplimiento obligatorio a nivel nacional, en las que establece requisitos mínimos de (Hábitat y Vivienda, 2017)seguridad y calidad que deben presentar las edificaciones en todo el país, en cada etapa de la construcción.

A nivel general la NEC fue propuesta como una actualización del Código Ecuatoriano de la Construcción que se mantuvo como la máxima directriz nacional en el ámbito constructivo en el año 1996.(Hábitat y Vivienda, 2017)

2.1.4 FEMA 356

Esta normativa se presenta como un capítulo que hace referencia a la generación de articulaciones plásticas. Está destinada a ser útiles en programas de rehabilitación sísmica con el fin de mejorar el comportamiento sísmico de las estructuras.

2.1.5 VISION 2000.

La norma VISION 2000 fue un documento desarrollado en 1995 por la organización SEAOC (Structural Engineers Association of California) que introdujo la filosofía de diseño basado en desempeño, el cuál propone que las estructuras deberán ser diseñadas para alcanzar específicos niveles de desempeño para distintos eventos telúricos, de acuerdo a la importancia y uso que se le dará a la edificación.

El objetivo principal de estos niveles de desempeño es lograr predecir y controlar los daños que pueda presentar una estructura de manera que se garantiza la funcionalidad y seguridad de la edificación post-evento sísmico. (SEAOC, 1995).

Los niveles de desempeño propuesto son:

- Operacional.
- Ocupación Inmediata.
- Seguridad de Vida.
- Prevención del Colapso.

2.1.6 Ductilidad.

Es la propiedad presente en ciertos elementos estructurales y elementos compuestos conformados por estos elementos que les permite soportar cargas cuando se ejercer tensión más allá de su límite elástico. Para estructuras que presentan una composición bien definida de límite elástico y capacidad última de deformación la ductilidad se define como:

$$u = \frac{\delta u}{\delta y} \quad (2.1)$$

En la ecuación δu y δy son los desplazamientos en los que comienza el fallo y la fluencia del elemento, respectivamente. La ductilidad es un parámetro de gran importancia en el diseño sísmico computacional. Contribuye a que las estructuras que no presentan una resistencia adecuada sobrevivan a fuertes movimientos sísmicos del terreno por medio de una respuesta inelástica. ("Structural Analysis and Design of Tall Buildings," 1989).

2.1.7 Sobrerresistencia.

La Sobrerresistencia es producto de la generación secuencial de rótulas plásticas en una estructura redundante correctamente detallada. Es dependiente de la forma de ejecución de la estructura, junto con las cuantías usadas inicialmente en el diseño. Se ha determinado que existen diversas fuentes que contribuyen a la existencia de sobrerresistencia en las estructuras, entre ellas destaca el uso de factores de carga, la elección de secciones, el esfuerzo de fluencia real, la formación de mecanismos de colapso y el endurecimiento por deformación.(Hernandez, 2014).

2.1.8 Sismo de Servicio.

Según la NEC 2015, el sismo de servicio es aquel que presenta una probabilidad anual de excedencia del 50% en 50 años o 72 años como período de retorno. Se lo consideran sismo de baja o moderada intensidad y de una ocurrencia frecuente.(NEC-SE-DS, 2015)

2.1.9 Sismo de Diseño.

Es un evento sísmico que presenta una probabilidad del 10 % de excedencia en 50 años (Para un período de retorno de 475 años), obtenido por medio de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de implantación de la estructura o por medio de un mapa de riesgo sísmico.

Para lograr una caracterización del evento, se puede utilizar un conjunto de acelerogramas que puedan obtener información representativa de los ambientes geológicos, tectónicos y geotécnicos de la zona en base a lo indicado por normativa.(NEC-15, 2015)

2.1.10 Rótulas Plásticas.

Las rótulas plásticas se muestran como una sección de la viga que muestra un mecanismo localizado que permite disipar energía, obteniendo una redistribución de esfuerzos y deformaciones con el fin de lograr un mejor desempeño global de la estructura. Las rótulas plásticas se presentan cuando se sobrepasa el momento plástico de una sección específica.(García, 2018)

Por medio de ensayos en laboratorios se ha obtenido la zona probable donde se puede generar la rótula plástica, la cual fue definida como longitud plástica (L_p). Se define por la siguiente ecuación:

$$L_p = \frac{M_u - M_y}{V} \quad (2.2)$$

Donde:

Mu: Momento resistente a flexión.

My: Momento de fluencia.

V: Fuerza Cortante.

Posterior a esta investigación se realizaron otros ensayos que obtuvieron nuevas ecuaciones para calcular la longitud plástica (Lp) que fue desarrollada por Park y Priestley que posteriormente fué mejorada por una ecuación propuesta por el Eurocódigo siendo la siguiente:

$$L_p = 0.08 * L + 0.022 * \emptyset * f_{yk} \quad (2.3)$$

$$L_p = 0.10 * L + 0.015 * \emptyset * f_{yk} \quad (2.4)$$

Donde:

L: Longitud comprendida entre la sección crítica con el punto de inflexión.

Φ: El menor Diámetro del refuerzo longitudinal.

Fyk: Límite elástico del refuerzo longitudinal.

2.1.11 Diagrama Momento - Curvatura

El diagrama momento – curvatura es un esquema que permite visualizar lo dúctil que puede llegar a ser una sección en base a su potencial de incursionar en el rango no lineal antes de llegar a su fallo, por medio del comportamiento del módulo de elasticidad (E) y la inercia (I), se debe tomar en cuenta la suposición de que el fallo de la sección es causado por flexión y no por algún otro tipo de esfuerzo como puede ser el cortante. Para realizar una correcta diagramación se deben usar como guía los códigos sismorresistentes para el fallo tipo flexión (Mora & Aguiar, 2015). La ecuación general está comprendida por la siguiente:

$$\Phi(\text{curvatura}) = \frac{M (\text{momento})}{E * I} \quad (2.5)$$

2.1.12 Resistencia a la Fluencia del acero (F_y).

El acero es un producto formado por la aleación de hierro y carbono, en el cual el carbono no supera el 2.1% del peso de la composición de la aleación, para requerimientos normales el porcentaje se encuentra entre el 0.2% - 0.3%. (Redobrán & Torres, 2011).

Como acero estructural este material se divide en muchas categorías entre ellas las más conocidas son: acero A36, acero A992, acero grado 60, acero grado 80, etc. La determinación de estos códigos en el acero se fundamenta en base a la resistencia a la fluencia del tipo de acero, es decir, la capacidad que presenta este material para resistir deformaciones permanentes ante cargas continuos o de larga duración. Es de gran importancia en zonas donde se presentan altos niveles de cargas constantes durante extensos períodos de tiempo, como en estructuras cotidianas como edificios o puentes. (Gustafson, 2007)

Para aceros A36 la resistencia a la fluencia lo determina el número presente en su código, es decir, una resistencia $f_y=36$ ksi. Para aceros grado 60 se tiene una resistencia a la fluencia de 60 ksi. Este último es de gran importancia en las estructuras de hormigón armado debido a su alta resistencia para esfuerzos a flexión dentro del conjunto hormigón-acero.

2.1.13 Resistencia a la compresión del hormigón (f'_c).

Un elemento estructural conformado por hormigón debe mantenerse duradero a través del tiempo manteniendo la forma, la calidad y las propiedades mecánicas con el fin de garantizar la seguridad de las estructuras. (Toirac Corral, 2009)

La resistencia a la compresión es una de las propiedades mecánicas más importantes que debe presentar un hormigón para garantizar la durabilidad de las estructuras, la cual se define como la capacidad de soportar una carga de aplastamiento para una determinada unidad de área. (Dominguez et al., 2024) Generalmente se expresa en kilogramos por centímetro cuadrado (kg/cm^2) para el sistema internacional para una edad de 28 días posterior a la fundición y se lo representa con el símbolo f'_c . (Sánchez et al., 2013)

La resistencia convencional del hormigón comúnmente utilizada ronda entre los 210 kg/cm^2 hasta los 280 kg/cm^2 , usados comúnmente para edificaciones pequeñas, para

esfuerzos mucho mayores las resistencias del hormigón pueden llegar a alcanzar hasta los 600 kg/cm² para proyectos portuarios o de cargas axiales extremas.

2.1.14 Cargas de Diseño.

Para realizar un diseño estructural es de gran importancia la incorporación de cargas previamente estudiadas por documentos normativos, las cuales faciliten una estimación más adecuada para un área específica de proyecto.

Dentro de la normativa NEC 2015 existen varios tipos de cargas, las cuales deben ser aplicadas en base a la necesidad del proyecto (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN, 2015a). Estas cargas se dividen en:

- Cargas permanentes (Peso propio de elementos estructurales, cargas inamovibles que se mantendrán durante el funcionamiento del proyecto).
- Cargas variables (Cargas vivas, cargas de viento y cargas de granizo).
- Cargas accidentales (Acciones sísmicas).

2.1.15 Espectro de Respuesta Elástico

Los espectros de respuesta elásticos son esquematizaciones gráficas de un grupo de respuestas máximas de variados osciladores de 1GDL (Grado de Libertad) de masa y amortiguamiento constantes. Dependiendo del uso de datos se puede obtener diversos tipos de espectros de respuesta elástica, siendo estos para una aceleración absoluta, una velocidad o un desplazamiento relativos.

En la actualidad los espectros de respuesta son la base de las reglamentaciones de diseño sísmico en el mundo con el fin de establecer fuerzas de diseño con las que se establece la rigidez y resistencia de las edificaciones.(Reyes et al., 2002)

2.1.16 Factor de Reducción de Respuesta R.

El concepto de factor de reducción de respuesta R tiene como base técnica que un sistema estructural correctamente detallado tiene la capacidad de resistir grandes deformaciones sin la necesidad de llegar al colapso. Estos factores pueden variar dependiendo de algunas consideraciones como el sistema estructural y los materiales utilizados, pudiendo existir rangos de 1 hasta 8 para el factor R. Al aplicar en un proyecto de estructuras sismorresistentes los factores de reducción de respuesta mayores a la unidad, se consideran que los sistemas son capaces de desarrollar algún tipo de

ductilidad de manera que se espera un daño global en la estructura sin que esto conlleve a un colapso (Barbat & Carlos Vielma, 2006).

2.1.17 Derivas.

Un concepto de gran importancia en el diseño estructural hace referencia a la deriva, que es un desplazamiento lateral relativo de un piso con respecto al piso superior, tomando como medida dos puntos ubicados en el mismo sentido vertical de la estructura. Es resultado de la diferencia entre el desplazamiento del extremo superior con el desplazamiento del extremo inferior.

Para garantizar un correcto desempeño de la estructura los códigos normativos exigen un mínimo cumplimiento de derivas para las estructuras. Esto variará dependiendo del código y de la región de análisis, siendo muy exigentes para zonas con alta actividad sísmica.

Según NEC 2015 la deriva máxima no debe superar el siguiente límite.(NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN, 2015b)

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón Armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Tabla 1. Valores máximos para deriva inelástica.

2.1.18 Cortante Basal V.

La fuerza cortante en la base o Cortante Basal es una fuerza que permite realizar un análisis al sistema estructural que predomina en la edificación por medio de la relación entre la magnitud del esfuerzo cortante de las columnas apoyadas en el suelo.(Rupay Vargas et al., 2023).

El cálculo de la cortante basal permite conocer el total de la fuerza lateral como efecto de las fuerzas de inercia que se producen a un sistema de N-grados de libertad, transmitiéndolo a lo largo de las diferentes elevaciones de la estructura.(Cagua-gómez et al., n.d.)

Según la NEC 2015 el cortante basal total de diseño V se determina mediante la siguiente ecuación.(NEC-SE-DS, 2015)

$$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \phi_p \phi_E} W \quad (2.6)$$

Donde:

$S_a(T_a)$	Espectro de respuesta en aceleración.
ϕ_p y ϕ_E	Factores de configuración en elevación y en planta
I	Coeficiente de Importancia.
R	Factor reductor de respuesta sísmica.
V	Cortante en la base.
W	Peso Sísmico Reactivo.
T_a	Período de Vibración de la Estructura.

2.2 Marco metodológico

El proyecto en mención será desarrollado por medio de la metodología tipo cascada, la cual consiste en obtener secuencialmente los datos necesarios para continuar con la siguiente tarea del proyecto con el fin de garantizar el objetivo principal de brindar una estructura capaz de cumplir con los niveles de seguridad requeridos por los códigos de diseño sísmico.

Este enfoque metodológico es mucho más avanzado en comparación con la metodología tradicional de diseño, donde se centra en predecir el comportamiento real de la estructura ante eventos predeterminados, mientras que la metodología por desempeño se basa en la capacidad de la estructura para resistir eventos sísmicos sin llegar al colapso, manteniendo una funcionalidad definida.

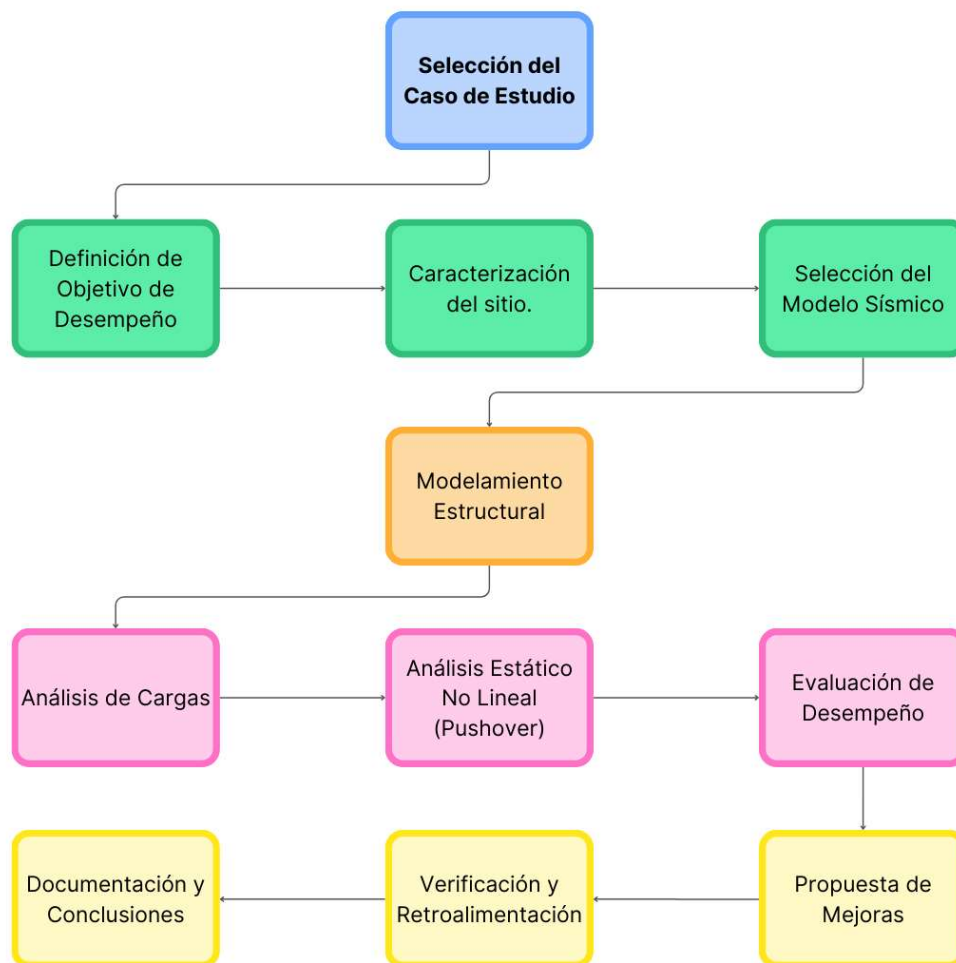


Ilustración 2. Esquema de Metodología Aplicada. (Barahona L.,2024)

- **Definición de los Objetivos de Desempeño:** Dentro de la metodología de diseño basado en desempeño es importante tener muy claros los objetivos de desempeño que va a presentar la estructura.
Para garantizar el correcto desempeño estructural de las edificaciones el FEMA 356 establece unos niveles de desempeño deseados, cada uno con criterios específicos requeridos en función de la importancia de las estructuras, estos son:
 - Operacional (Las estructuras se mantienen operativas luego de la ocurrencia de un sismo fuerte).
 - Seguridad de vida (Las estructuras sufren daños moderados sin presentar riesgos para los ocupantes).
 - Prevención del Colapso (Estructuras con daños graves que no inducen al colapso, garantizando el tiempo suficiente para que los ocupantes se pongan a buen recaudo).
- **Caracterización del sitio:** Dentro del marco metodológico es relevante realizar un análisis detallado a las condiciones que presenta el sitio del proyecto, el mismo que incluye las características del suelo, historial sísmico del lugar y la cercanía a fallas geológicas de consideración.
 - **Estudio Geotécnico:** Con el fin de conocer en mayor detalle la zona del proyecto es de gran importancia realizar un estudio geotécnico que permita conocer las propiedades del suelo para garantizar una correcta interacción entre el suelo y la superestructura. Estas propiedades incluirán la estratigrafía del suelo, densidad, capacidad portante.
- **Selección del modelo sísmico:** Conocida la información presente en el suelo del proyecto, se procede a definir el espectro de respuesta en base a la normativa local o internacional. Para Ecuador se exige el uso de los espectros desarrollados dentro de la normativa NEC 2015, tomando en cuenta los sismos de diseño que consideran un período de recurrencia específico que suele ser de 475 años.
- **Modelamiento Estructural:** Como siguiente paso dentro de la metodología se debe realizar el modelado estructural con el fin de representar con mayor precisión la geometría, los materiales y el comportamiento de la estructura. Este es el paso inicial para comenzar a realizar los análisis por desempeño posteriores.

- **Software de modelamiento y análisis:** Con el fin de realizar un diseño preciso, es necesario acudir al uso de softwares computacionales que permitan simular el comportamiento correcto de la estructura. Estos programas deben ser capaces de realizar análisis estáticos elásticos, análisis dinámicos y no lineales.
- **Propiedades del material:** Para realizar aproximaciones más realistas se deben definir las propiedades de los materiales a utilizar cuando se vaya a realizar la construcción de manera que se simula correctamente como se procederá en la realidad. Es importante definir tanto las propiedades lineales como las no lineales debido al tipo de análisis a realizar para este proyecto. Para un análisis Pushover es de gran importancia definir correctamente las propiedades de los elementos en el rango no lineal para obtener el comportamiento correcto de la edificación bajo cargas extremas.
- **Análisis de Cargas:** Con el fin de realizar la interpretación correcta de la funcionalidad de la estructura, como paso siguiente es necesario realizar un análisis de todas las cargas presentes en el proyecto, esto incluye a las cargas sísmicas, cargas gravitacionales, cargas de viento y otros tipos de cargas que estarán presentes a lo largo de la vida útil del proyecto.
- **Análisis Estático No Lineal (Pushover):** Este análisis es el paso clave del diseño basado en desempeño el cual permite evaluar la capacidad de la estructura para resistir eventos sísmicos incrementales generando cargas laterales progresivas. Del análisis se generarán dos resultados importantes:
 - **Curva de Capacidad:** Por medio de este análisis se obtiene una curva que relaciona la fuerza lateral aplicada a la estructura con el desplazamiento de la misma con el fin de identificar los puntos de colapso.
 - **Identificación de Zonas Críticas:** Al momento de realizar el análisis será posible identificar zonas críticas de la estructura que podrían generar deformaciones plásticas o fallos, permitiendo reforzar aquellas zonas para mejorar el desempeño sísmico.
- **Evaluación de Desempeño:** Luego de haber realizado el análisis estático no lineal (Pushover) es necesario evaluar la estructura para conocer si cumple con los niveles de desempeño establecidos. Dentro de la evaluación se incluye la

verificación de deformaciones y tensiones del elemento para conocer si cumplen con los criterios de diseño bajo diferentes niveles de carga.

- **Propuesta de Mejoras:** Para este paso de la metodología si en el análisis Pushover se identificaron zonas críticas de la edificación es de gran importancia proponer un reforzamiento en los puntos donde se hallaron las deficiencias para lograr los objetivos de desempeño. Estos refuerzos pueden ser:
 - **Aumento de la Ductilidad:** Modificar el dimensionamiento de los elementos estructurales iniciales para ganar un incremento en la capacidad de absorción de energía.
 - **Reforzamiento de conexiones:** Mejorar las condiciones de conexión entre los elementos columna-viga podrá generar un incremento en la resistencia ante deformaciones.
 - **Uso de disipadores de energía:** La colocación de dispositivos que permitan absorber energía producido por cargas sísmicas puede reducir daños en elementos principales de la estructura.

El uso de estas propuestas dependerá mucho de las condiciones económicas y de diseño del proyecto.

- **Verificación y Retroalimentación:** Una vez realizado un acondicionamiento de la estructura para los elementos que presentaron puntos críticos, se deberá verificar si se cumplen todos los objetivos de desempeño por medio de nuevas simulaciones que demuestren el correcto funcionamiento de la estructura ante cargas sísmicas incrementales. Este paso se realizará de manera cíclica hasta lograr el objetivo inicial.
- **Documentación y Conclusiones:** Una vez realizadas todas verificaciones necesarias se debe documentar todo el proceso de análisis y diseño realizado. En la documentación se deben incluir los resultados obtenidos, las conclusiones del diseño y las recomendaciones de mejora.

2.2.1 Trabajo de laboratorio o gabinete.

Para un correcto desarrollo del proyecto se proporcionó el estudio de suelo realizado en el lugar con el fin de conocer las propiedades presentes del suelo, evitando asunciones inadecuadas que podrían comprometer la estabilidad del proyecto.

De acuerdo a la memoria técnica de suelos proporcionada se realizaron sondeos de 7 metros, con toma de muestras a cada 1 metro.

Para el estudio se realizaron ensayos de penetración y toma de muestras sin alterar con tubos Shelby a cada metro de profundidad. Para las muestras obtenidas de cada uno de los estratos se procedió a realizar los siguientes ensayos:

- El ensayo de límite líquido.
- Límite plástico.
- Contenido de humedad.
- Granulometría por lavado.
- Ensayo triaxial.
- Valores de SPT.

Posteriormente se clasificaron los datos de acuerdo al sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS). Como guía normativa se aplicaron las normas INEN y ASTM.

El estudio de suelo y su interpretación será explicado con mayor detalle en los siguientes capítulos.

2.2.2 Solución a diseñar

Para poder obtener los resultados esperados es de gran importancia llegar a completar el alcance de los pasos definidos en la metodología, de esta manera se podrán llegar a conclusiones importantes acerca de la funcionalidad del proyecto. La solución a diseñar comprenderá los siguientes ítems.

2.2.2.1 Planos Arquitectónicos.

Por medio del uso de un software de dibujo 2D y 3D se realizaron las implantaciones arquitectónicas del proyecto, de esta manera se tiene una mayor claridad de la solución a diseñar para la estructura del proyecto.

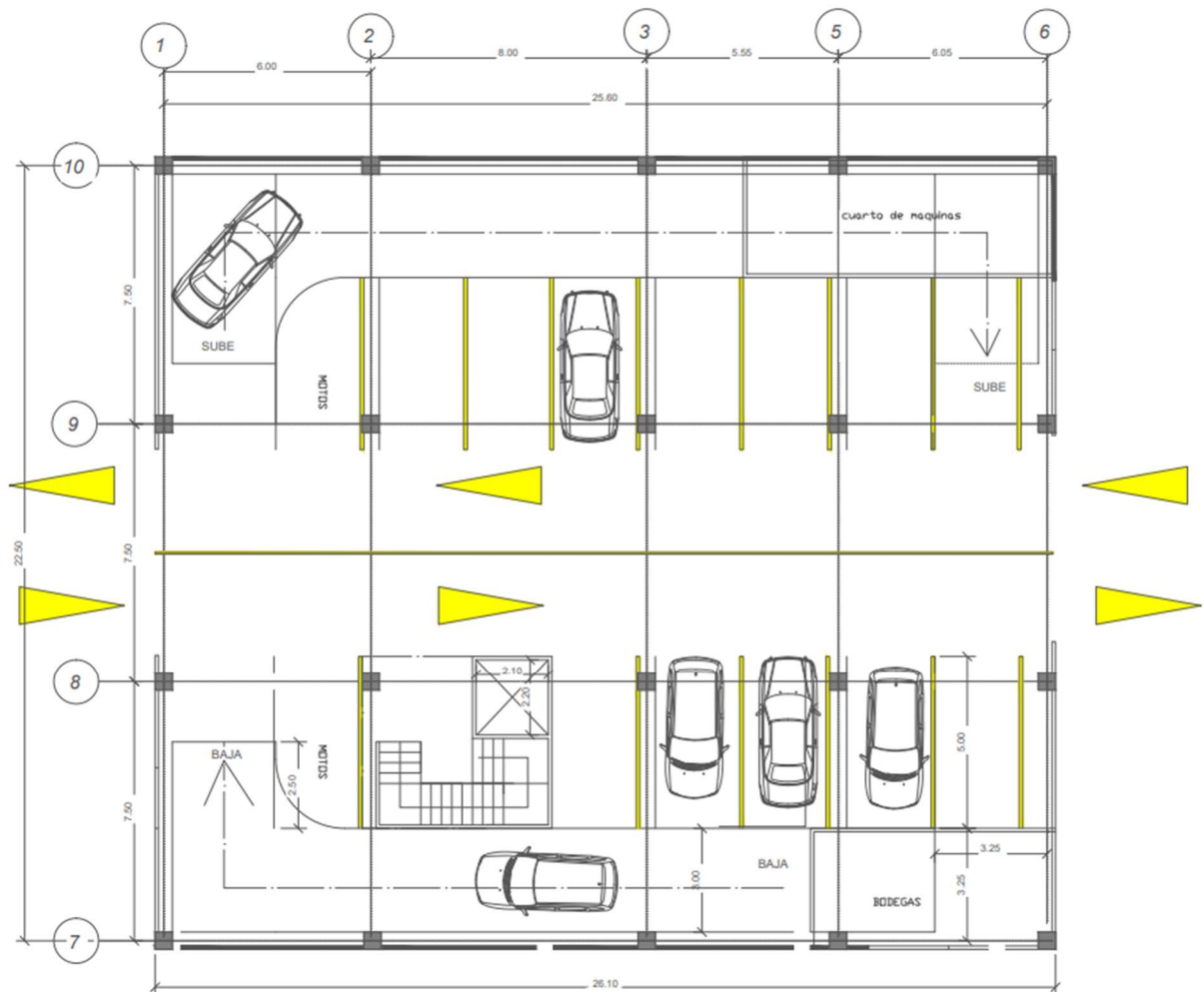


Ilustración 3. Extracto de implantación arquitectónica de proyecto. (Barahona L., 2024)

2.2.2.2 Interpretación de Resultados de Estudio de Suelo.

Es de gran importancia dentro del proceso de diseño de las estructuras el comprobar las condiciones geográficas, geológicas y topográficas del lugar en donde se implantará el proyecto, debido a que las características del suelo serán un factor determinante para seleccionar el correcto sistema estructural, la dimensión de los elementos tipo columna y viga y la amplificación sísmica producto de las características propias del suelo.

En el siguiente capítulo se realizará una interpretación más profunda de los datos obtenidos a partir del estudio de suelo.

2.2.2.2.1 Espectro de Respuesta de Diseño Elástico e Inelástico.

Con todos los presentes del estudio de suelo se procederá a obtener el espectro de respuesta de aceleraciones para la zona del proyecto (MACHALA). Esta información es de gran relevancia debido a que se podrá determinar las aceleraciones que presentará la edificación ante el sismo de diseño.

De igual manera esta curva nos permitirá escalar el sismo de diseño con el fin de conocer la aceleración para el sismo de servicio y el sismo máximo probable.

2.2.2.3 Modelamiento Estructural.

Con todos los datos refinados se procederá a realizar el modelamiento completo de la estructura de manera que se puedan verificar las secciones obtenidas del dimensionamiento inicial. El objetivo de esta etapa de diseño será obtener una verificación completa de todos los elementos de la edificación.

2.2.2.3.1 Análisis Pushover y Curva de Capacidad.

Realizadas todas las comprobaciones de los elementos estructurales se procede a desarrollar el análisis Pushover por medio de la incorporación de rótulas plásticas tanto para vigas como para columnas. Para este paso es necesario generar aceros en las vigas, de manera que estos elementos sean lo suficientemente dúctiles para incursionar en el rango inelástico con el fin de permitirle a la estructura presentar una curva de capacidad generosa que garantice el correcto desempeño de la edificación ante los sismos de servicio, de diseño y el sismo máximo probable.

Con la curva de capacidad se podrá apreciar el alcance de daño que puede presentar la estructura y conocer si es capaz de mantenerse dentro de los rangos definidos inicialmente para mantenerse “OPERACIONAL”

CAPÍTULO 3

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Diseño de Solución

3.1.1 Análisis De estudio de Suelo.

Luego de tener presente la implantación de donde se ubicará el proyecto, es de gran relevancia analizar las condiciones de suelo presentes en la implantación, por lo que será necesario interpretar los datos recibidos del estudio de suelo entregado.

La ciudad de Machala al ser una ciudad costera presenta un relieve plano y densamente poblado.

El subsuelo del cantón y particularmente la zona donde se construirá el proyecto, se encuentra formado geológicamente por suelos metamórficos y sedimentarios (limos, arcillas y arenas) que suelen ser suelos de origen aluvial.

Dentro de las perforaciones realizadas se han encontrado estratos de arcillas de plasticidad media a baja y de una consistencia firme. La existencia de estratos alternados de limos y arcillas es un indicativo importante del predominio de estos tipos de suelos.

La NEC-2015 agrupa en categorías a los tipos de perfiles de suelos dependiendo de ciertas características que pueden presentar ante un evento sísmico, de manera que se las ha clasificado en 6 categorías estrictamente diferenciadas, siendo estas:

- Tipo A (Roca Competente).
- Tipo B (Roca de Rigidez Media)
- Tipo C (Perfiles de suelo muy densos o de una roca blanda).
- Tipo D (Perfiles de suelos rígidos que cumplan ciertas características).
- Tipo E (Perfiles que cumplan ciertos criterios de velocidad de onda).
- Tipo F (Suelos muy susceptibles a fallas que requieren estudios más profundos).

Del estudio de suelos se pudo recabar información relevante que facilitará la adopción de un perfil específico.

Para la estratigrafía presente en el suelo del proyecto y de acuerdo a la ilustración 4 se encontraron algunos valores para número de golpes N realizados a los distintos niveles de suelo, obteniendo rangos de entre $6 < N < 14$.

En la ilustración 4 se puede observar el porcentaje de humedad presente en las capas analizadas, donde se obtuvieron valores de $22.70 < w < 32.91$.

De la ilustración 5 se pudo obtener el índice de plasticidad presente en los estratos de suelo del proyecto, los cuales se encontraban entre los rangos $10.50 < IP < 11.76$.

De la ilustración 6 por medio del ensayo de esfuerzo triaxial se pudo obtener la resistencia al corte no drenado S_u , el cual fué de 0.25 kg/cm² o 24.52 kPa.

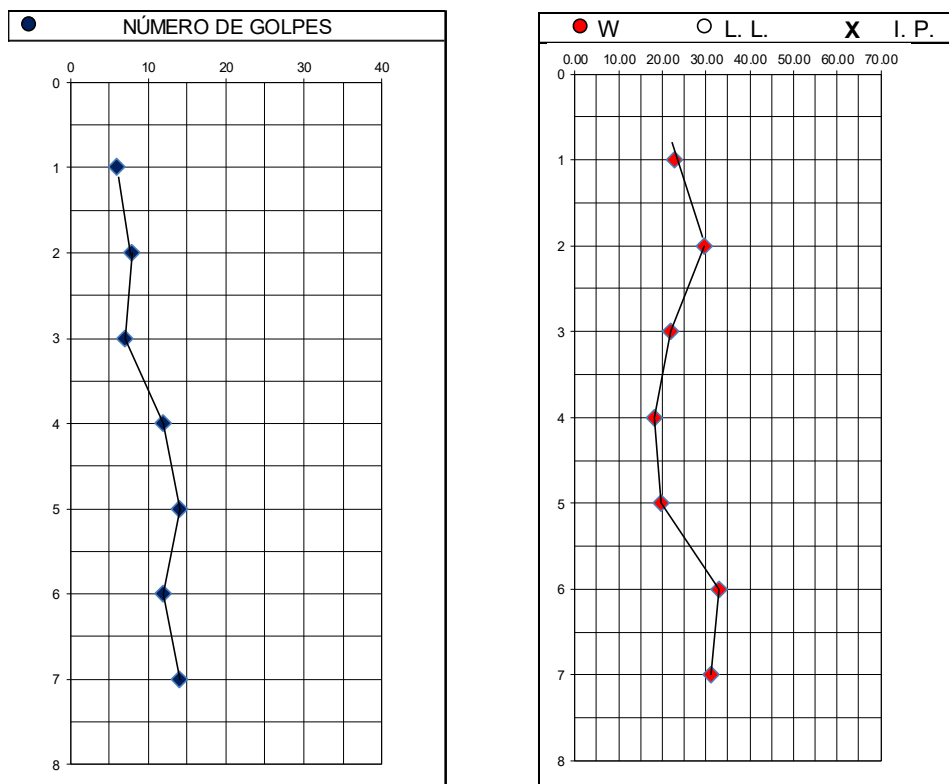


Ilustración 4. Número de Golpes obtenidos y Porcentaje de humedad presente en las capas de estudio del proyecto.

LABORATORIO DE SUELOS & PAVIMENTOS				SIMBOLOGIA		NOMENCLATURA									
RESPONSABLE TECNICO				RELLENO GRAVA ARENA LIMO ARCILLA		NAF= Nivel de agua freática W = Humedad natural L. L. = Límite líquido L. P.= Límite plástico I. P. = Índice plástico "qu" = Compresión simple = Deformación N = Número de golpes (SPT)									
PROF mts.	CAMBIO DE ESTRATO	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	ESTRATI GRAFIA	NAF	MUESTRA		CLASIF. SUCS	W %	L. L. %	L. P. %	I. P. %	GRANULOMETRIA			"qu"
		MEJORAMIENTO			#	PROFUNDIDAD						% Pasante tamiz N°4	% Pasante tamiz N°40	% Pasante tamiz N°200	(Kg/cm²)
					0.3										
1		Arcilla Limosa		-1.8	1	1.00- 2.00	CL	22.70	28.23	16.47	11.76	100.00	88.71	83.36	
		Arcilla plástica color café claro,													
2		consistencia mediana			2	2.00 3.00	CL	29.58	31.32	20.82	10.50	100.00	90.50	53.72	0.51
		mediana humedad.													
3		Arenas NP			3	3.00 4.00	SP	21.73	0.00	0.00	0.00	100.00	65.43	35.41	1.00
4		Arenas NP			4	4.00 5.00	SP	18.05	0.00	0.00	0.00	100.00	79.38	29.38	1.2
5		Arenas NP			5	5.00 6.00	SP	19.61	0.00	0.00	0.00	100.00	87.86	38.02	
6		Arenas NP			6	6.00 7.00	SP	32.91	0.00	0.00	0.00	100.00	82.35	32.59	
7		Arenas NP			7	7.00 8.00	SP	31.01	0.00	0.00	0.00	100.00	82.96	41.36	

Ilustración 5. Índice de Plasticidad presente en los estratos estudios de la zona.

RESISTENCIA AL CORTE

$$\tau = C + \sigma' \tan \phi$$

$$\tau = 0.25 \text{ Kg / cm}^2$$

Ilustración 6. Resistencia al Corte No Drenado Su.

En la ilustración 7 podemos apreciar con mayor detalle los suelos que comúnmente se suelen presentar en la ciudad de Machala. La elección específica de un tipo de suelo dependerá en gran medida de los resultados obtenidos en el estudio de suelo y comparándolos con la tabla propuesta por la NEC-2015 hasta encontrar al que mayores semejanzas presenta.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ KPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1 —Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2 —Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3\text{m}$ para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3 —Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5 \text{ m}$ con Índice de Plasticidad $IP > 75$)	
	F4 —Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 30\text{m}$)	
	F5 —Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6 —Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo

Ilustración 7. Clasificación de los perfiles de suelo. (NEC-SE-DS, 2015)

De los resultados obtenidos, el tipo de perfil de suelo que mejor se adapta al proyecto es el suelo **TIPO E**, dado que de acuerdo a los resultados obtenidos los números de golpes son menores a 15 y tiene un esfuerzo de corte no drenado menor a 50 kPa. Si bien el porcentaje de humedad y el Índice de Plasticidad se encuentra encasillados mejor en un suelo tipo D, se usará un suelo tipo E de manera conservadora para asegurar el desempeño de la estructura con el fin de evitar problemas en las cimentaciones al momento de desarrollar el proyecto en campo.

3.1.2 Cálculo del Espectro de Respuesta de Diseño.

Conocido el tipo de suelo del proyecto, se procede a realizar el cálculo del espectro de respuesta necesario para conocer la respuesta de la estructura ante el sismo propuesto por la normativa.

- Zona Sísmica y factor de zona Z.

Como dato inicial es necesario identificar el factor Z de la zona del proyecto, el cual dependerá del riesgo que puede presentar una zona específica ante la ocurrencia de un sismo de gran magnitud tal como se puede observar en la ilustración 9.

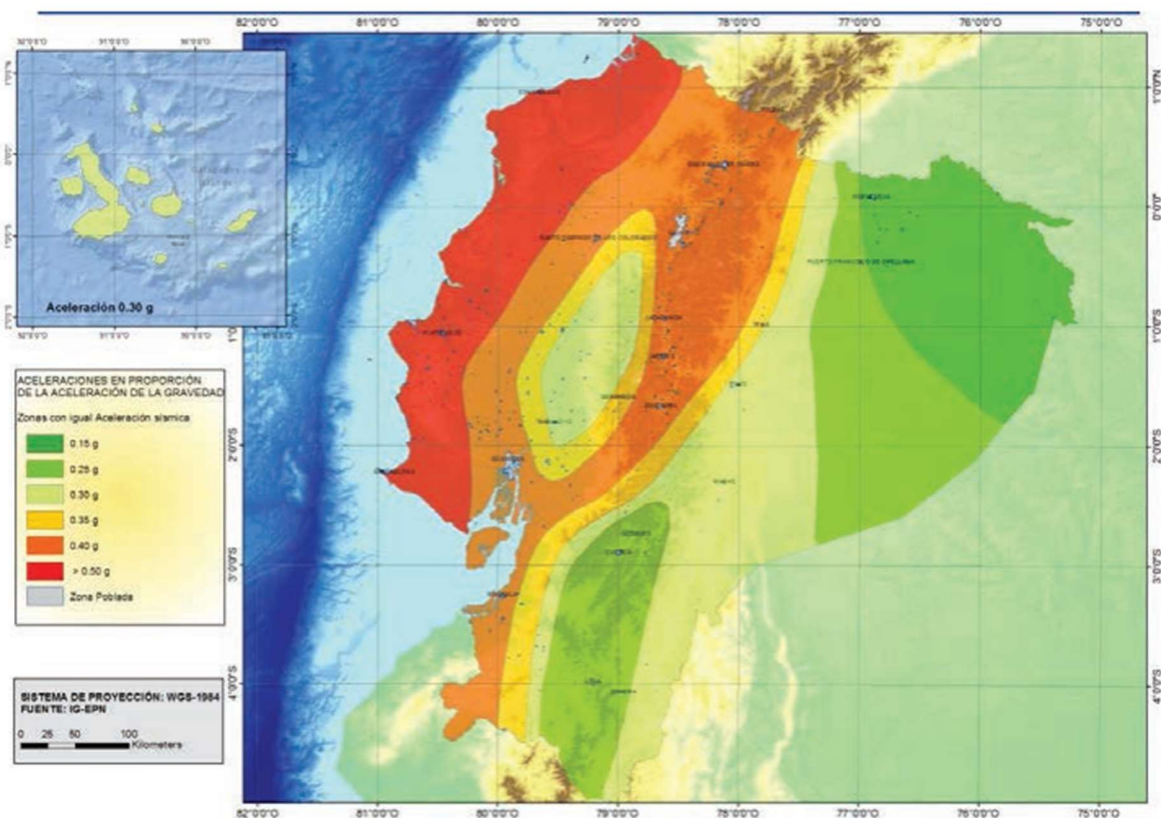


Ilustración 8. Zonas de Riesgo Sísmico para propósitos de diseño.(NEC-SE-DS, 2015)

Este mapa fue desarrollado en base a un estudio de peligros sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (Período de retorno 475 años).

Junto el mapa de riesgo sísmico se provee una tabla con los valores de para factor Z junto con la caracterización del peligro sísmico como se observa en la ilustración 10.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Ilustración 9. Valores de factor Z de acuerdo a la zona sísmica adoptada. (NEC-SE-DS, 2015)

En base a la ubicación de la ciudad de Machala se determina un factor de zona Z de 0.40 g que corresponde a una caracterización de peligro sísmico “Alto”.

- Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs.

Escogido el factor Z y la caracterización de peligro sísmico, se procede a obtener los coeficientes de perfil de suelo por medio de las ilustraciones proporcionadas por la NEC-2015.

- Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en zona de período corto.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Ilustración 10. Factor de Sitio (Fa) y Tipo de Suelo. (NEC-SE-DS, 2015)

- Fd: Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de deslizamientos para diseño en roca.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Ilustración 11. Factor de Sitio Fd y Tipo de Suelo.(NEC-SE-DS, 2015)

- Fs: Coeficiente de comportamiento no lineal del suelo.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Ilustración 12. Coeficiente de Comportamiento no lineal del subsuelo Fs y Tipo de Suelo. (NEC-SE-DS, 2015)

- Valor de la relación de Amplificación Espectral. Propuesto por NEC-2015.

• $\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),

• $\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

• $\eta = 2.60$: Provincias del Oriente

Ilustración 13. Coeficiente de amplificación Espectral. (NEC-SE-DS, 2015)

- Para formar el espectro de respuesta se deben encontrar los valores límites de períodos de vibración para el espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones (NEC-SE-DS, 2015), de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

$$T_o = 0.10 * F_s * \frac{F_d}{F_a} ; \quad T_o = 0.3040 \quad (3.1)$$

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a} ; \quad T_c = 1.672 \quad (3.2)$$

$$T_L = 2.4 * F_d ; \quad T_L = 3.84 \quad (3.3)$$

- Se obtienen de igual forma los coeficientes de configuración estructural tanto en planta como en elevación. Para este caso al ser una estructura de parqueaderos, no presenta irregularidades en ningún sentido por lo que se tomarán en cuenta a los factores como 1.

$\phi_p = 1$; Para configuración en planta.

$\phi_e = 1$; Para configuración en elevación.

- Se elige el factor de reducción de respuesta espectral de acuerdo a lo indicado por la normativa NEC-2015, la cual indica que para pórticos resistentes a momento se tiene un $R=8$.

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Ilustración 14. Factor R de reducción de respuesta espectral.(NEC-SE-DS, 2015)

- Se define la categoría del edificio y su coeficiente de importancia, el mismo que en base a la metodología de diseño será tomado en cuenta como “Otras Estructuras” con un $I=1.0$.
- Para realizar el espectro de respuesta es necesario obtener las aceleraciones espectrales por medio de las ecuaciones propuestas por la NEC 2015:

$$S_a = Z * F_a * [1 + (\eta - 1) * \frac{T}{T_o}] ; \text{Para } T \leq T_o; \text{Región 1} \quad (3.4)$$

$$S_a = \eta * Z * F_a ; \text{Para } 0 \leq T \leq T_o; \text{Región 2} \quad (3.5)$$

$$S_a = \eta * Z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r ; \text{Para } 0 \leq T \leq T_o; \text{Región 3} \quad (3.6)$$

- El factor r depende del tipo de suelo, para el caso de suelo tipo E el valor r es 1.5.

- Para hallar el espectro de respuesta inelástico se deben agrupar todos los factores mencionados anteriormente, es decir, el factor R, factores de planta y elevación y el factor de importancia en la siguiente ecuación:

$$C_s = \frac{I * S_a}{R * \phi_p * \phi_e} \quad (3.7)$$

Aplicando las ecuaciones para el espectro de respuesta mencionados se obtiene el siguiente espectro:

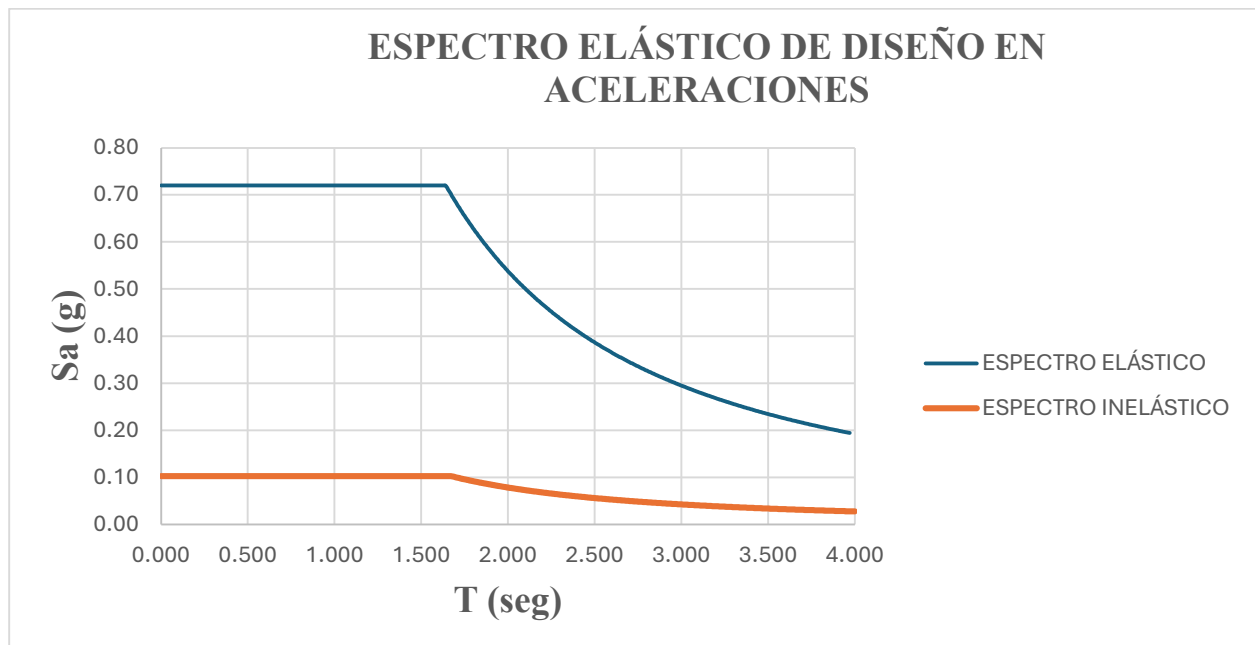


Ilustración 15. Espectro de Respuesta Elástico e Inelástico. (Barahona L,2024.)

Luego de obtener el espectro de diseño, se procede a realizar la determinación del período aproximado T propuesto por la normativa NEC-2015.:

$$T = Ct * Hn^{\alpha} \quad (3.8)$$

$$T = 0.055 * 15^{(0.9)} = 0.629$$

Tipo de estructura	C _t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Ilustración 16. Valores para obtener el período aproximado de la estructura.(NEC-SE-DS, 2015)

- Se obtiene posteriormente el cortante basal de la estructura por medio de la siguiente ecuación:

$$V = C_s * W \quad (3.9)$$

- Posterior a la obtención del cortante basal se realizar la distribución vertical de fuerzas sísmicas.

$$F_x = C_{vx} * V \quad (3.10)$$

$$C_{vx} = \frac{W_x * h_x^K}{\sum_{i=1}^n W_i * h_i^K} \quad (3.11)$$

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
0.5 < T ≤ 2.5	0.75 + 0.50 T
> 2.5	2

Ilustración 17. Valores K para la determinación del Factor de Distribución Vertical. (NEC-SE-DS, 2015)

3.1.3 Modelado en Software de la Estructura.

Una vez elegido el tipo de suelo propuesto por la NEC-2015 se comienza a realizar el modelamiento estructural dentro de un software de diseño computacional avanzado.

Lo primero en realizar será el ingreso de materiales y secciones obtenidas como resultado de un pre-dimensionamiento.

Los materiales ingresados comprenden a un hormigón típicamente usado en la construcción de edificaciones de mediana altura, el cual presenta una resistencia $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ para secciones de columnas, vigas y cimentaciones estructurales, y un hormigón $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ para las losas de entrepiso. Se pueden apreciar el ingreso de estos materiales en la ilustración 18 y 19.

Para el acero de las varillas corrugadas típicamente se presenta un acero grado 60 con una resistencia a la fluencia $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Se muestra el ingreso de este material en la ilustración 20.

The image displays two side-by-side screenshots of software dialog boxes for material property data entry.

Left Dialog: Material Property Data

- General Data**
 - Material Name:
 - Material Type:
 - Directional Symmetry Type:
 - Material Display Color:
 - Material Notes:
- Material Weight and Mass**
 - ☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density
 - Weight per Unit Volume:
 - Mass per Unit Volume:
- Mechanical Property Data**
 - Modulus of Elasticity, E:
 - Poisson's Ratio, U:
 - Coefficient of Thermal Expansion, A:
 - Shear Modulus, G:
- Design Property Data**
 -
- Advanced Material Property Data**
 -
 -
- Modulus of Rupture for Cracked Deflections**
 - ☒ Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)
 - ☐ User Specified

Right Dialog: Material Property Design Data

- Material Name and Type**
 - Material Name:
 - Material Type:
 - Grade:
- Design Properties for Concrete Materials**
 - Specified Concrete Compressive Strength, f'_c :
 - ☐ Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduction Factor:

Ilustración 18. Hormigón $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$. (Barahona L, 2024)

Material Property Data

General Data

Material Name
Fc 210 kg/cm2

Material Type
Concrete

Directional Symmetry Type
Isotropic

Material Display Color
Change...

Material Notes
Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density
☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume
0.0024 kgf/cm³

Mass per Unit Volume
0.000002 kgf-s³/cm⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E
218819.79 kgf/cm²

Poisson's Ratio, U
0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A
0.0000099 1/C

Shear Modulus, G
91174.91 kgf/cm²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data...

Material Damping Properties...

Time Dependent Properties...

Modulus of Rupture for Cracked Deflections

☒ Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)
☐ User Specified

OK

Cancel

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name
Fc 210 kg/cm2

Material Type
Concrete, Isotropic

Grade

Design Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c
210 kgf/cm²

☐ Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor

OK

Cancel

Ilustración 19. Hormigón de losa $f'c = 210$ kg/cm². (Barahona L, 2024)

Material Property Data

General Data

Material Name
ACERO REF

Material Type
Rebar

Directional Symmetry Type
Uniaxial

Material Display Color
Change...

Material Notes
Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density
☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume
0.00785 kgf/cm³

Mass per Unit Volume
0.000008 kgf-s³/cm⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E
2038901.92 kgf/cm²

Coefficient of Thermal Expansion, A
0.0000117 1/C

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data...

Material Damping Properties...

Time Dependent Properties...

OK

Cancel

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name
ACERO REF

Material Type
Rebar, Uniaxial

Grade
Grade 60

Design Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Strength, F_y
4200 kgf/cm²

Minimum Tensile Strength, F_u
6300 kgf/cm²

Expected Yield Strength, F_{ye}
4620 kgf/cm²

Expected Tensile Strength, F_{ue}
6930 kgf/cm²

OK

Cancel

Ilustración 20. Acero de refuerzo $F_y = 4200$ kg/cm². (Barahona L, 2024)

Una vez definidos los materiales se procede al ingreso de las secciones, habiendo realizado anteriormente un pre-dimensionamiento inicial que ayude a ajustar el diseño a unas medidas adecuadas con la finalidad de no elegir secciones sobredimensionadas que no ayuden a optimizar el diseño.

El primer pre-dimensionamiento a realizar será el de la losa nervada en 2 direcciones, debido a que será importante definir primero la geometría de la losa para conocer el peso propio del hormigón presente en el entrepiso de cada nivel.

Por medio del uso de una hoja electrónica se obtuvo el siguiente pre-dimensionamiento como se observa en la ilustración 21:

DATOS DE LOSA

S=	50
h=	30
h' =	5
b=	10
Yc=	20.00
Is=	83333.33
h.equiv=	21.5
fy=	420
L=	7.5
B=	7.5
β =	1

nonprestressed two-way slabs with beams spanning between supports on all sides

$\alpha_{fm}^{[1]}$	Minimum h , mm	
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	8.3.1.1 applies (a)	
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$	Greater of:	$\frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$ (b) ^{[1],[2]}
		125 (c)
$\alpha_{fm} > 2.0$	Greater of:	$\frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$ (d)
		90 (e)

^[1] α_{fm} is the average value of α_f for all beams on edges of a panel.

^[2] ℓ_n is the clear span in the long direction, measured face-to-face of beams (mm).

^[3] β is the ratio of clear spans in long to short directions of slab.

VIGA	B [cm]	H [cm]	I [cm ⁴]	Ls1 [m]	Alphaf
1	40	50	416666.7	7	0.71
2	40	50	416666.7	6.275	0.80
3	40	50	416666.7	7.5	0.67
4	40	50	416666.7	7.5	0.67
Alphafm=					0.71

- a) No aplica
- b) APLICA 0.029 Ln/ 35.1 **21.40**
- c) APLICA **12,5**
- d) No aplica
- e) No aplica

Ilustración 21. Pre-dimensionamiento de losa nervada en 2 direcciones. (Barahona L, 2024)

Como se puede observar en la ilustración 21 se ha obtenido un pre-dimensionamiento de losa de 30 cm de espesor con un espesor de carpeta de hormigón de 5 cm y nervios de 10 cm. El espesor del hormigón es mucho más alto que para losas convencionales residenciales que suelen ser de 20-25 cm debido a las grandes luces que presenta la estructura del proyecto, por lo que para cumplir con los límites de flechas exigidos por normativas se debe cumplir un espesor mínimo, por lo que para este caso y para las luces del proyecto será necesario el uso de una losa de 30 cm tal como se observa en la ilustración 22. Con el fin de reducir el peso de la estructura se tomará en consideración el uso de casetones recuperables.

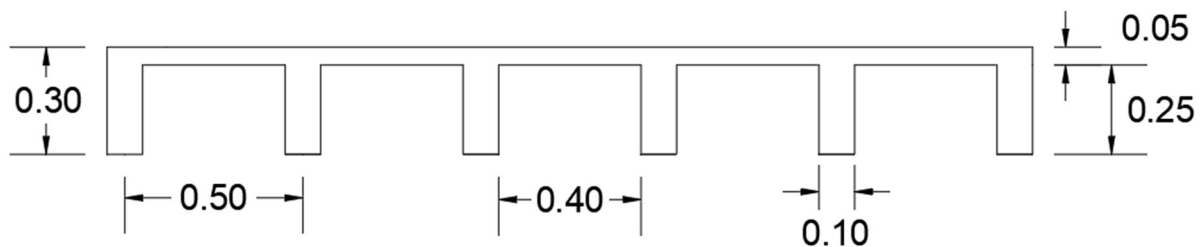


Ilustración 22. Sección de Losa de entrepiso para parqueos. (Barahona L, 2024)

Posteriormente se crearán las hipótesis de carga que se asemejen a las cargas proyectadas dentro de la estructura cuando se encuentre operativa.

○ **Sobrecarga Muerta:**

SOBRECARGA MUERTA PROYECTADA		
W paredes	190	kg/m ²
W enlucidos	107	kg/m ²
W pisos	40	kg/m ²
W enlucido-losa	40	kg/m ²
W inst. elect y sanit.	40	kg/m ²
W losa_nerv 2D e= 30cm	240	kg/m ²
Total	657	kg/m²

Tabla 2. Estimación de Cargas Muertas Sobreimpuestas. (Barahona L, 2024)

Para estimar la carga viva será necesario acogerse a los indicado por la normativa NEC-2015, la cual da la información necesaria para el tipo de estructura que se va a realizar como se puede observar en la ilustración 23.

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)	Carga concentrada (kN)
Estadios y coliseos		
Graderíos Asientos fijos	4.80 ^d 3.00 ^d	
^d Adicional a las cargas vivas verticales, el diseño incluirá fuerzas horizontales aplicadas a cada fila de asientos, como sigue: • 400 N/m en dirección paralela, • 150 N/m en dirección perpendicular. Estas fuerzas no serán consideradas en forma simultánea.		
Fábricas/Industria/Manufactura		
Livianas Pesadas	6.00 12.00	9.0 13.40
Garaje (únicamente vehículos para pasajeros)	2.0 ^{a,b}	
Camiones y buses	a,b	
^a Los pisos de estacionamientos o partes de los edificios utilizados para almacenamiento de vehículos, serán diseñados para las cargas vivas uniformemente distribuidas de esta tabla o para las siguientes cargas concentradas: • Para vehículos particulares (hasta 9 pasajeros) actuando en una superficie de 100 mm por 100 mm, 13.4 kN; y • Para losas en contacto con el suelo que son utilizadas para el almacenamiento de vehículos particulares, 10 kN por rueda. ^b Los estacionamientos para camiones y buses serán diseñados por algún método recomendado por AASHTO, MTOP, que contenga las especificaciones para cargas de camiones y buses.		
Gimnasios	4.80	
Graderíos para estadios y similares	4.80 ^d	
^d véase Estadios y coliseos		
Hoteles (ver residencias)		

Ilustración 23. Cargas vivas propuestas por Nec-2015 para estructuras tipo.(NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN, 2015b)

Como se puede observar en la ilustración 23 la carga viva aplicada para cargas de vehículos en edificaciones de parqueos es de 2 kN/m² o 200 kg/m², de igual manera se buscó información similar dentro del ASCE 7-10 y de igual manera la carga propuesta es idéntica a la indicada por la normativa NEC-2015.

SOBRECARGA VIVA PROYECTADA		
W Viva	200	Kg/m2

Tabla 3. Estimación de Cargas Vivas Sobreimpuestas. (Barahona L, 2024)

Los primeros elementos estructurales que serán pre-dimensionados serán las vigas por medio de la tabla propuesta por el ACI-318S, el cual propone una altura mínima inicial para vigas no pre-esforzadas, tal como se muestra en la ilustración 24.

Tabla 9.3.1.1 — Altura mínima de vigas no preesforzadas

Condición de apoyo	Altura mínima, h ⁽¹⁾
Simplemente apoyada	$\ell/16$
Con un extremo continuo	$\ell/18.5$
Ambos extremos continuos	$\ell/21$
En voladizo	$\ell/8$

Ilustración 24. Altura mínima de vigas no pre-esforzadas. (ACI Comité 318, 2015)

Tomando como referencia inicial a las vigas de mayor longitud se tiene una longitud de 7.5 metros de largo para una condición de ambos extremos continuos de manera que se obtiene la siguiente dimensión:

$$H_{min} = \frac{L}{21} = 35.7cm \approx 40 cm; L = 7.5 \quad (3.12)$$

De acuerdo al resultado obtenido se usará una viga inicial de 40cm de altura y 35 cm de ancho como una medida inicial para el diseño.

Luego del dimensionamiento de las vigas, se procede a realizar el pre-dimensionamiento de las columnas por medio del uso de las cargas definidas inicialmente tanto de carga viva como carga muerta y usando ciertos coeficientes propuestos por el ACI-318 para ubicaciones específicas de las columnas.

Primero se definirá la carga total presente en las columnas por medio de la suma de todas las cargas tanto vivas como cargas muertas.

La ecuación utilizada para hallar la carga presente en la columna de análisis fue la siguiente:

$$P_{serv} = \text{Área} * \text{Carga}/m^2 * \# \text{ de Pisos} \quad (3.13)$$

Donde:

Área: Área tributaria de columna de análisis

$$P_{serv} = (7.5 * 7.5) * 1000 * 4$$

$$P_{serv} = 225000 \text{ kg}$$

Usando la ecuación es esfuerzo:

$$f'c = \frac{P_{serv}}{\eta * \text{Área}} \quad (3.14)$$

Donde:

P_{serv}: Carga de Servicio de columna

η: Factor de ubicación de columna en planta.

η central: 0.5

η lateral: 0.4

η esquinera: 0.35

f'c: Resistencia a la compresión del hormigón.

$$\text{Área} = \frac{P_{serv}}{\eta * f'c} = \frac{225000}{0.5 * 240} = 1875 \text{ cm}^2$$

Para una columna cuadrada se tiene:

$$L = 43.30 \text{ cm} \approx 50 \text{ cm}$$

Se redondeó el valor de la dimensión del lado de columna hasta 50 cm con el fin de garantizar un correcto desempeño de la estructura, más adelante de ser necesario se podrá ir refinando el diseño por medio de la optimización de secciones.

Luego de haber desarrollado los pasos de pre-dimensionamiento, se procede a realizar el ingreso de las secciones dentro del modelo estructural.

Secciones de Columnas 50x50

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box for a column section. The 'General Data' section includes 'Property Name' (COL 50x50), 'Material' (F_c 240 kg/cm²), 'Notional Size Data' (Modify/Show Notional Size...), 'Display Color' (Change...), and 'Notes' (Modify/Show Notes...). The 'Shape' section shows 'Section Shape' as 'Concrete Rectangular'. The 'Section Property Source' is 'User Defined'. The 'Section Dimensions' section shows 'Depth' as 50 cm and 'Width' as 50 cm. The 'Property Modifiers' section shows 'Modify/Show Modifiers...' and 'Currently User Specified'. The 'Reinforcement' section shows 'Modify/Show Rebar...'. A preview image on the right shows a square section with dimensions 23.001, 16.022 cm and a coordinate system. At the bottom, there is a 'Show Section Properties...' button and a checkbox 'Include Automatic Rigid Zone Area Over Column'.

Ilustración 26. Sección de Columna en Modelo. (Barahona L, 2024)

Sección de Viga 45x30

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box for a beam section. The 'General Data' section includes 'Property Name' (V 40x35), 'Material' (F_c 240 kg/cm²), 'Notional Size Data' (Modify/Show Notional Size...), 'Display Color' (Change...), and 'Notes' (Modify/Show Notes...). The 'Shape' section shows 'Section Shape' as 'Concrete Rectangular'. The 'Section Property Source' is 'User Defined'. The 'Section Dimensions' section shows 'Depth' as 40 cm and 'Width' as 35 cm. The 'Property Modifiers' section shows 'Modify/Show Modifiers...' and 'Currently User Specified'. The 'Reinforcement' section shows 'Modify/Show Rebar...'. A preview image on the right shows a rectangular section with a coordinate system. At the bottom, there is a 'Show Section Properties...' button and a checkbox 'Include Automatic Rigid Zone Area Over Column'.

Ilustración 27. Sección Viga 40x35 para modelo Estructural. (Barahona L, 2024)

Losa Nervada 2 Direcciones e=30 cm

Slab Property Data

General Data

Property Name: LN30-10

Slab Material: fc 210 kg/cm2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thin

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: [Cyan] Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Type: Waffle

Overall Depth: 30 cm

Slab Thickness: 5 cm

Stem Width at Top: 10 cm

Stem Width at Bottom: 10 cm

Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 1-Axis: 50 cm

Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 2-Axis: 50 cm

OK Cancel

Ilustración 28. Sección de Losa Aligerada del modelo. (Barahona L, 2024)

Finalmente se ingresan todas las secciones de acuerdo a la implantación arquitectónica con el correspondiente número de plantas para tener el modelo 3D final.

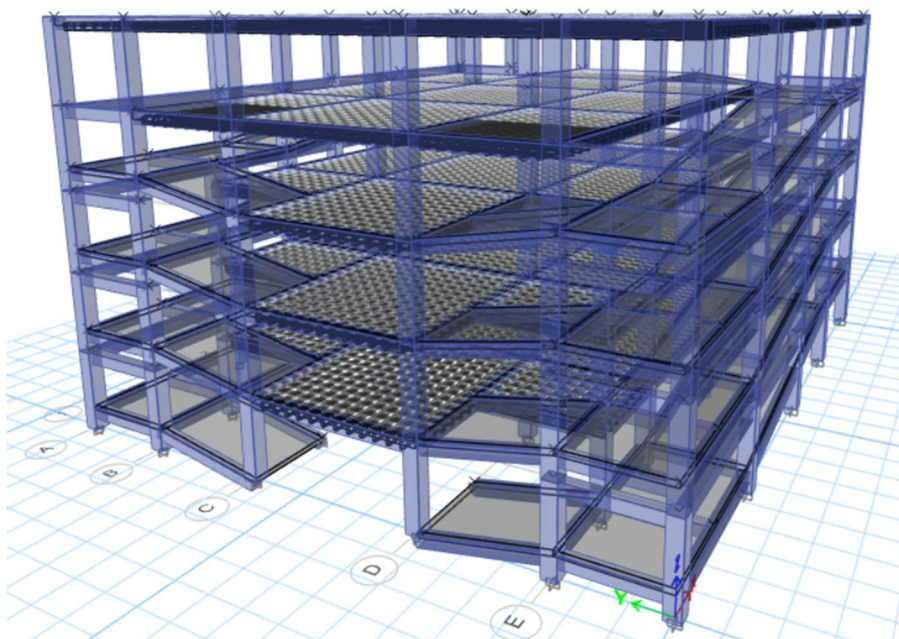


Ilustración 29. Modelo Estructural 3D de Edificio para Parqueos. (Barahona L, 2024)

Las cargas a usar serán las mismas que las consideradas para el pre-dimensionamiento, pero ahora se tomará en cuenta las combinaciones de carga propuestas por la NEC-2015.

Combinaciones de Carga según NEC-2015	
Combinación 1	1.4 D
Combinación 2	1.2 D+1.6 L
Combinación 3	1.2 D+1.0 L+1.0 Ex
Combinación 4	1.2 D+1.0 L+1.0 Ey
Combinación 5	1.2 D+1.0 L-1.0 Ex
Combinación 6	1.2 D+1.0 L-1.0 Ey
Combinación 7	0.9 D+1.0 Ex
Combinación 8	0.9 D+1.0 Ey
Combinación 9	0.9 D-1.0 Ex
Combinación 10	0.9 D-1.0 Ey

Tabla 5. Combinaciones de Carga propuesta por NEC-2015. (Barahona L, 2024)

Luego de ingresar todas las combinaciones dentro del modelo estructural se procede a ingresar las cargas a las losas.

- Asignación de Cargas a Losas.

Para los Niveles N1 hasta N4 se asignar

Shell Load Assignment - Uniform

Load Pattern Name: Dead

Uniform Load

Load: 417 kgf/m²

Direction: Gravity

Options

☐ Add to Existing Loads

☒ Replace Existing Loads

☐ Delete Existing Loads

OK Close Apply

Ilustración 30. Carga Muerta para Niveles N1-N4. (Barahona L, 2024)

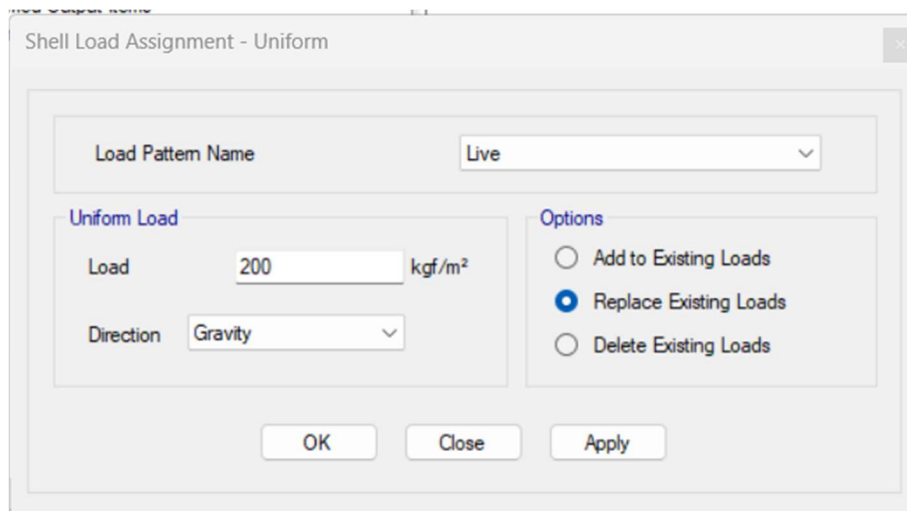


Ilustración 31. Carga Viva para Niveles N1-N4. (Barahona L, 2024)

La carga muerta ha sido la misma que la indicada en la tabla 2 menos el peso de la losa nervada debido a que el programa estructural ya la considera como peso propio de manera que únicamente se seleccionarán las demás cargas restantes.

De igual manera para la carga viva se usará el valor asignado en la tabla 3.

Para el nivel de techo (N +15.00 m) se seleccionará únicamente como carga muerta el peso de la losa más el peso del enlucido de piso dado que el techo consiste en una losa inaccesible para el público general, mientras que para la carga viva se usará la carga indicada por la NEC-2015 para el correspondiente uso de cubiertas.

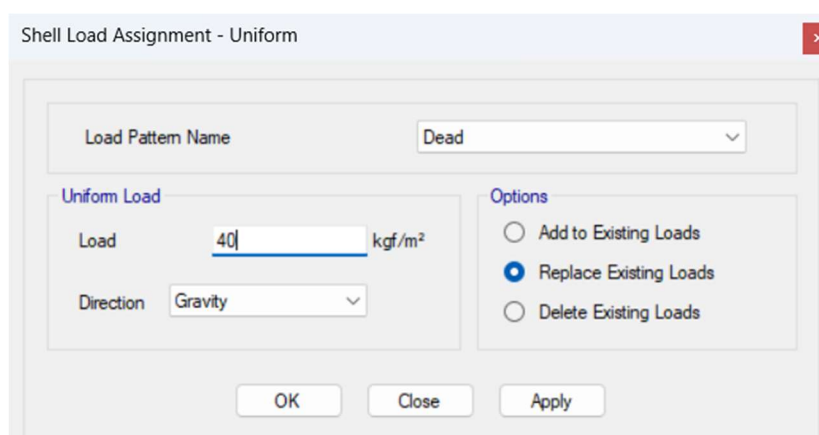


Ilustración 32. Carga Muerta de Cubierta. (Barahona L, 2024)

Shell Load Assignment - Uniform

Load Pattern Name: Live

Uniform Load

Load: 70 kgf/m²

Direction: Gravity

Options

☐ Add to Existing Loads

☒ Replace Existing Loads

☐ Delete Existing Loads

OK Close Apply

Ilustración 33. Carga Viva de Cubierta. (Barahona L, 2024)

- Asignación de Coeficiente de Respuesta Sísmica para Sismo Estático X.

Luego de ingresar las cargas de gravedad se procede a ingresar las cargas sísmicas estáticas por medio del método de coeficientes, el cual no solicita un valor de C_s que es obtenido por medio del espectro de respuesta desarrollado anteriormente. Revisando el espectro de respuesta inelástico el valor C_s es 0.09, mismo que se ingresará dentro del modelo estructural junto con el factor $K=1$ que se obtiene de usar la ecuación mostrada en la ilustración 17.

Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

☒ X Dir ☐ Y Dir

☒ X Dir + Eccentricity ☐ Y Dir + Eccentricity

☒ X Dir - Eccentricity ☐ Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.): 0.05

Overwrite Eccentricities: Overwrite...

Factors

Base Shear Coefficient, C: 0.09

Building Height Exp., K: 1

Story Range

Top Story: Story5

Bottom Story: Base

OK Cancel

Ilustración 34. Definición de Patrones Para Sismo Estático X. (Barahona L, 2024)

- Asignación de Coeficiente de Respuesta Sísmica para Sismo Estático Y.
Para el sismo estático en Y se usan los mismos valores debido a que la configuración estructural es la misma.

Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

☐ X Dir ☒ Y Dir

☐ X Dir + Eccentricity ☒ Y Dir + Eccentricity

☐ X Dir - Eccentricity ☒ Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.) 0.05

Overwrite Eccentricities Overwrite...

Factors

Base Shear Coefficient, C 0.09

Building Height Exp., K 1

Story Range

Top Story Story5

Bottom Story Base

OK Cancel

Ilustración 35. Definición de Patrones Para Sismo Estático Y. (Barahona L, 2024)

Posteriormente se define el sismo dinámico por medio de la generación del espectro de respuesta dentro del modelo estructural.

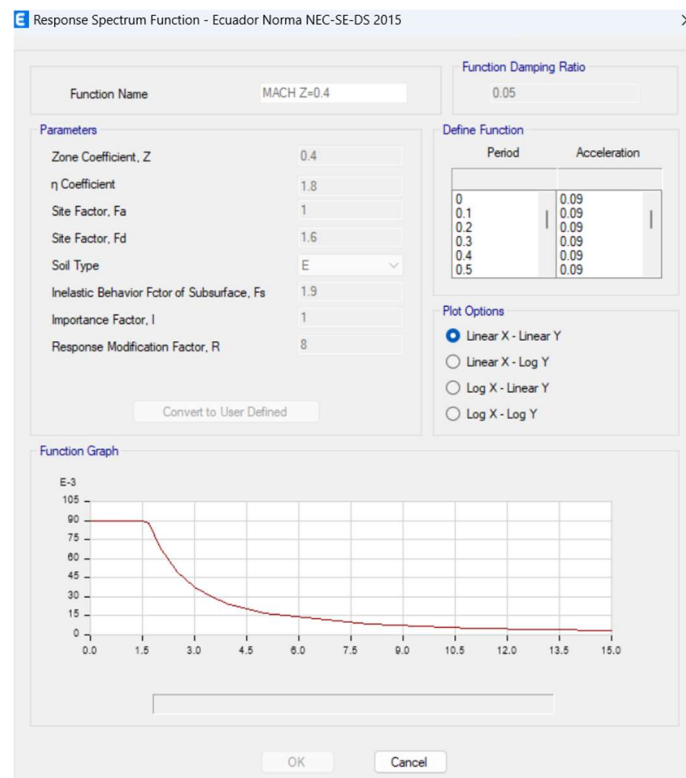


Ilustración 36. Espectro de respuesta Inelástico del modelo. (Barahona L, 2024)

Se asignan las cargas dinámicas tanto para el eje X y el eje Y.

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box for a load case named 'SDX'. The 'General' tab is active, showing 'Load Case Name' as 'SDX', 'Load Case Type' as 'Response Spectrum', 'Mass Source' as 'Previous (MsSrc1)', and 'Analysis Model' as 'Default'. The 'Loads Applied' section contains a table with two rows: 'Acceleration' for 'U1' with a function of 'MACH Z=0.4' and a scale factor of '980.67', and 'Acceleration' for 'U2' with a function of 'MACH Z=0.4' and a scale factor of '294.2'. The 'Other Parameters' section shows 'Modal Load Case' as 'Modal', 'Modal Combination Method' as 'CQC', 'Include Rigid Response' as unchecked, 'Earthquake Duration, td' as empty, 'Directional Combination Type' as 'SRSS', 'Absolute Directional Combination Scale Factor' as empty, 'Modal Damping' as 'Constant at 0.05', and 'Diaphragm Eccentricity' as '0 for All Diaphragms'. Buttons for 'Design...', 'Notes...', 'Add', 'Delete', 'Advanced', 'OK', and 'Cancel' are visible.

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	MACH Z=0.4	980.67
Acceleration	U2	MACH Z=0.4	294.2

Ilustración 37. Asignación del Sismo Dinámico en X.

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box for a load case named 'SDY'. The 'General' tab is active, showing 'Load Case Name' as 'SDY', 'Load Case Type' as 'Response Spectrum', 'Mass Source' as 'Previous (MsSrc1)', and 'Analysis Model' as 'Default'. The 'Loads Applied' section contains a table with two rows: 'Acceleration' for 'U2' with a function of 'MACH Z=0.4' and a scale factor of '980.665', and 'Acceleration' for 'U1' with a function of 'MACH Z=0.4' and a scale factor of '294.2'. The 'Other Parameters' section shows 'Modal Load Case' as 'Modal', 'Modal Combination Method' as 'CQC', 'Include Rigid Response' as unchecked, 'Earthquake Duration, td' as empty, 'Directional Combination Type' as 'SRSS', 'Absolute Directional Combination Scale Factor' as empty, 'Modal Damping' as 'Constant at 0.05', and 'Diaphragm Eccentricity' as '0 for All Diaphragms'. Buttons for 'Design...', 'Notes...', 'Add', 'Delete', 'Advanced', 'OK', and 'Cancel' are visible.

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	MACH Z=0.4	980.665
Acceleration	U1	MACH Z=0.4	294.2

Ilustración 38. Asignación del Sismo Dinámico en Y. (Barahona L, 2024)

Una vez ingresados todos las cargas gravitacionales y sísmicas, se procede a realizar el análisis de la estructura y agrupar los datos obtenidos.

El primer dato relevante es el período fundamental de la estructura, el cual fué calculado de forma manual y por medio del programa estructural teniendo los siguientes datos:

Método Manual:

$$T = Ct * Hn^{\alpha} \quad (3.15)$$
$$T = 0.055 * 15^{(0.9)} = 0.629$$

Período obtenido de programa Estructural:

$$T_a = 0.823$$

3-D View Mode Shape (Modal) - Mode 1 - Period 0.49401362363497

Ilustración 39. Período obtenido por análisis Modal. (Barahona L, 2024)

- El siguiente paso para el análisis es comprobar en base a los requerimientos de la NEC-2015 si la cortante dinámica no es menor al 80% del valor del cortante estático.

debe ser:

- < 80% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras regulares)
- < 85% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras irregulares).

Ilustración 40. Requerimiento exigido por Normativa. (NEC-SE-DS, 2015)

Por medio del uso de las tablas proporcionadas por el programa estructural se pudieron obtener los valores para sismo estático y sismo dinámico, obteniendo los siguientes resultados:

Patron de Carga	Tipo	Dirección	C	K	WT	V
					tonf	tonf
SX	Seismic	X	0.103	1	2330.98	209.79
SX	Seismic	X+ Ecc. Y	0.103	1	2330.98	209.79
SX	Seismic	X - Ecc. Y	0.103	1	2330.98	209.79
SY	Seismic	Y	0.103	1	2330.98	209.79
SY	Seismic	Y+ Ecc. X	0.103	1	2330.98	209.79
SY	Seismic	Y - Ecc. X	0.103	1	2330.98	209.79

Tabla 6. Cortante para sismo Estático en el eje X y eje Y. (Barahona L, 2024)

Cortante Basal para Sismo Dinámico					
	Fx	Fy	R	80%V estático	FS
SDX	164.2309	50.6685	171.87	167.83	10.04
SDY	49.2763	168.8715	175.91	167.83	10.28

Tabla 7. Cortante Basal para sismo Dinámico en el eje X y eje Y.

Por medio de la tabla 7 se puede observar que el cortante basal dinámico es mayor al 80% del cortante basal estático por lo que para este caso no será necesario realizar la corrección del cortante basal.

Otra de las comprobaciones importantes a realizar es el conocer si la estructura presenta una participación de masa mínima del 90%.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
		sec						
Modal	1	0.494	0.000012	0.792000	0	1.22E-05	0.792	0
Modal	2	0.394	0.764300	0.000004	0	0.7643	0.792	0
Modal	3	0.353	0.001100	0.002200	0	0.7653	0.7943	0
Modal	4	0.196	0.000007	0.115100	0	0.7653	0.9093	0
Modal	5	0.181	0.135300	0.000016	0	0.9006	0.9093	0
Modal	6	0.153	0.000043	0.006800	0	0.9007	0.9161	0
Modal	7	0.104	0.000001	0.055200	0	0.9007	0.9713	0
Modal	8	0.09	0.067000	0.000001	0	0.9677	0.9713	0
Modal	9	0.081	0.000100	0.000100	0	0.9678	0.9714	0
Modal	10	0.067	0.000001	0.021800	0	0.9678	0.9932	0
Modal	11	0.056	0.024400	0.000000	0	0.9922	0.9932	0
Modal	12	0.052	0.000100	0.000700	0	0.9923	0.9939	0
Modal	13	0.052	0.000015	0.006100	0	0.9923	1	0
Modal	14	0.043	0.007600	0.000000	0	0.9999	1	0
Modal	15	0.041	0.000100	0.000009	0	1	1	0

Tabla 8. Tabla de Participación de masa de la Estructura. (Barahona L, 2024)

De acuerdo a la tabla 8 se observa una participación total del 99.99% de masa, por lo que esta comprobación también se encuentra correcta.

Cumplidos los criterios anteriores, el siguiente paso es comprobar las derivas presentes en los pisos con el fin de constatar si se encuentran dentro de los rangos permisibles por medio de la ecuación de derivas inelásticas y de la tabla 1 mencionada anteriormente:

$$\Delta M = 0.75xRx\Delta E \quad (3.16)$$

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón Armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Deriva Elástica en el Eje X:

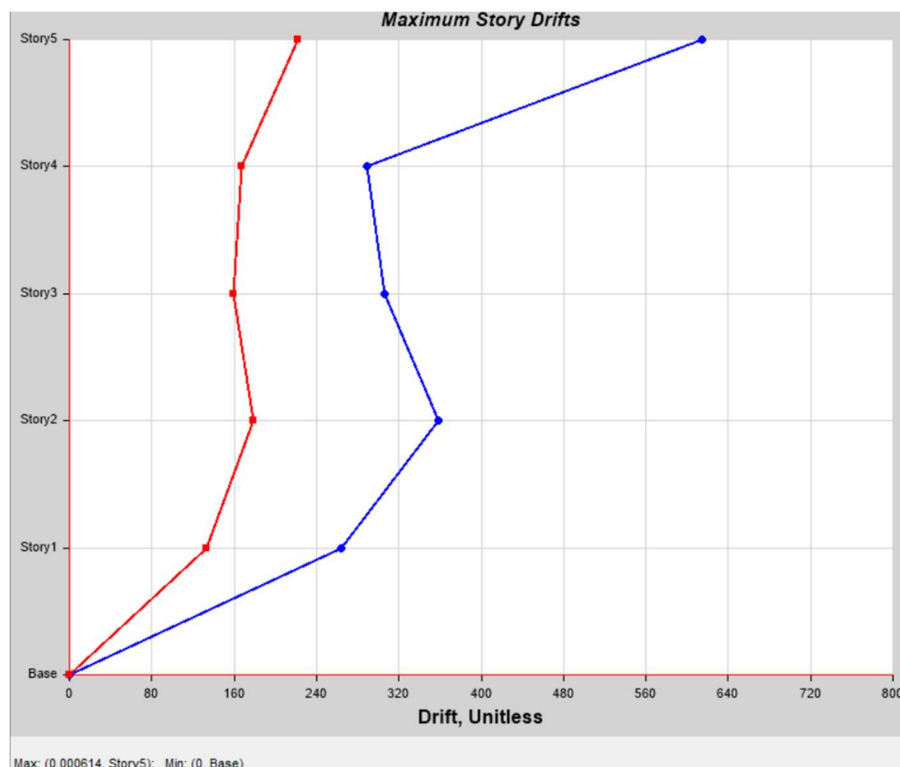


Ilustración 41. Derivas Elásticas en el Eje X. (Barahona L, 2024)

Usando la ecuación 2.22 se tiene la siguiente deriva inelástica:

$$\Delta M = 0.75xRx\Delta E$$

$$\Delta M = 0.75x8x0.000614$$

$$\Delta M = 0.00368 < 0.02 \rightarrow OK$$

Deriva Elástica en el Eje Y:

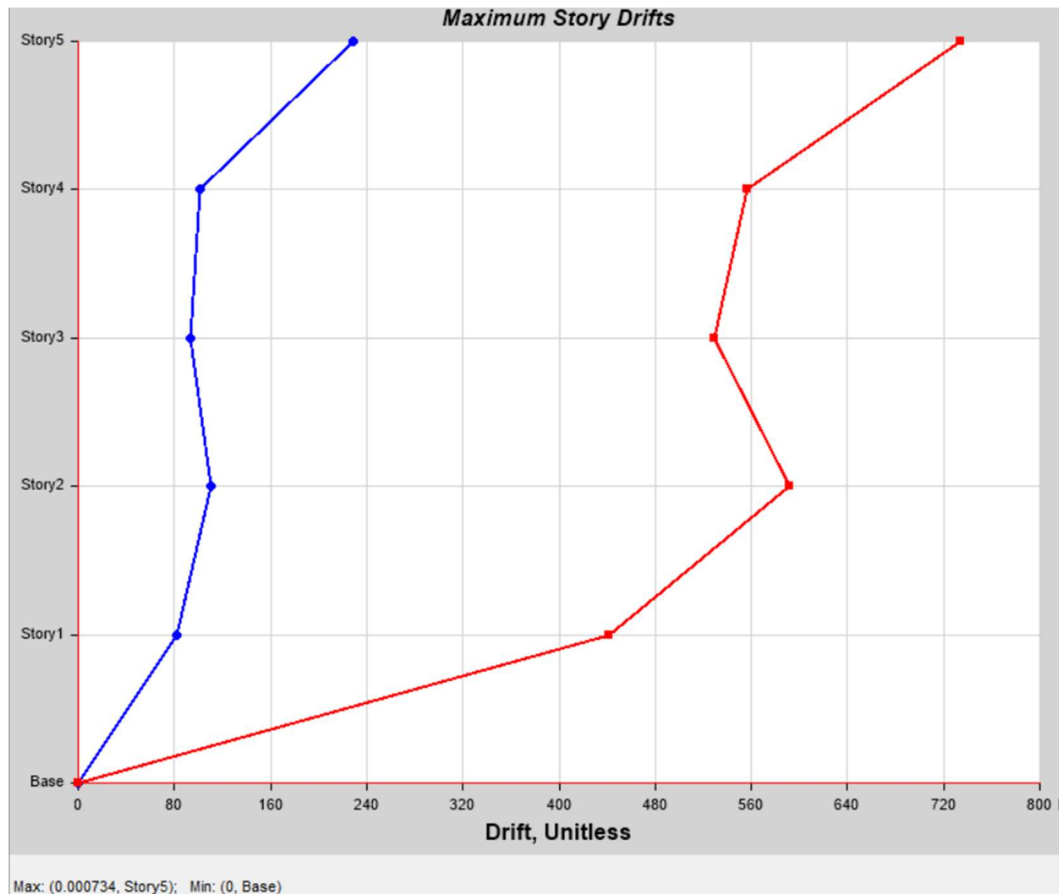


Ilustración 42. Derivas Elásticas en el Eje Y. (Barahona L, 2024)

Usando la ecuación 2.22 se tiene la siguiente deriva inelástica:

$$\Delta M = 0.75xR_x\Delta E$$

$$\Delta M = 0.75x8x0.000734$$

$$\Delta M = 0.0044 < 0.02 \rightarrow OK$$

De acuerdo a los resultados de derivas inelásticas obtenidos podemos notar que los mismos se encuentran dentro de los rangos permisibles de la normativa NEC-2015 por lo cual esta comprobación también es correcta.

Cumplidos todos los criterios de revisión iniciales, se puede realizar la revisión de diseño del modelo 3D.

En la ilustración 43 se muestra las ratios de capacidad de las columnas por medio del análisis de fuerza axial y momento flector con respecto a la capacidad nominal de la columna.

- Ratio de Capacidad Columnas P-M-M

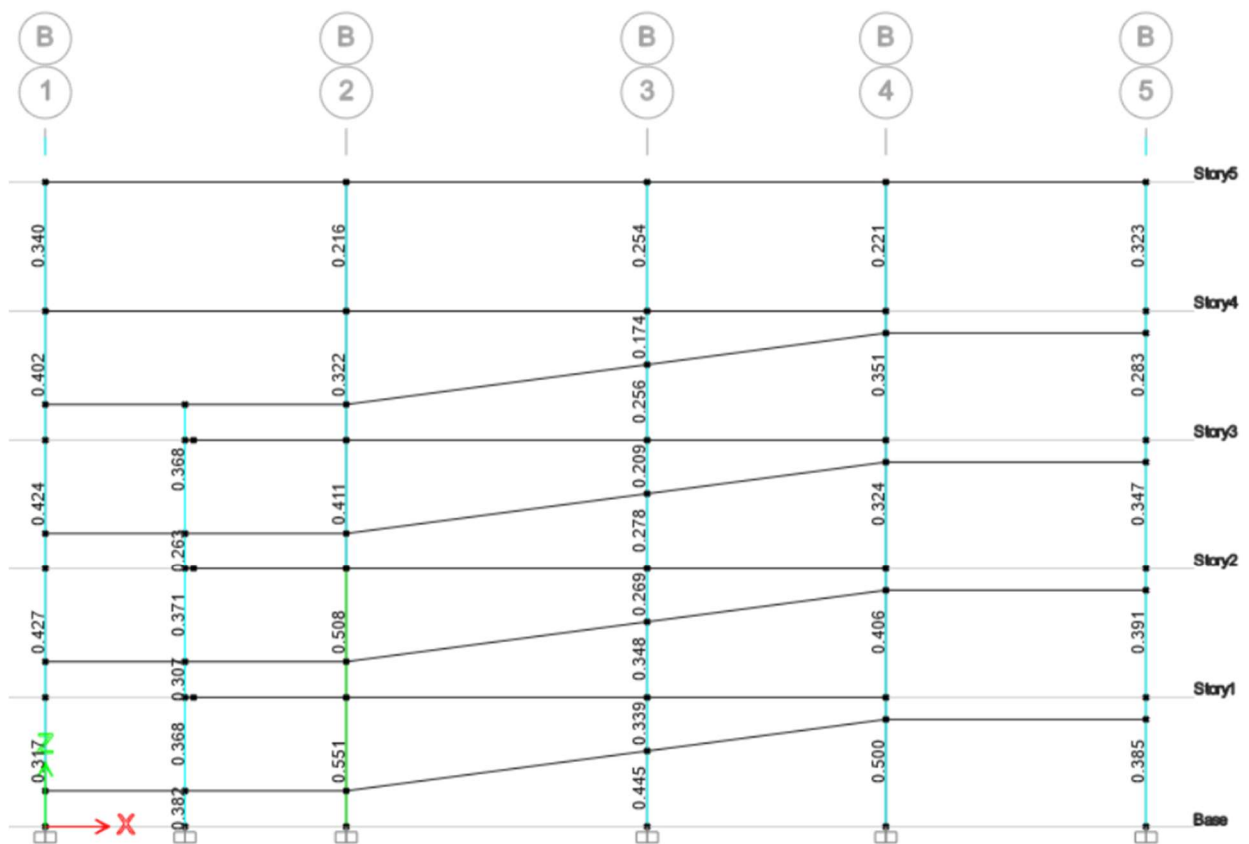
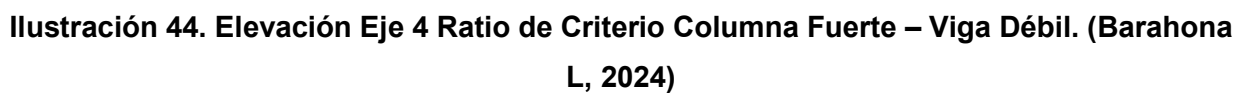


Ilustración 43. Elevación Eje B Ratios de Capacidad de Columnas-Vigas (P-M-M).
(Barahona L, 2024)

- **Ratio de Criterio Columna Fuerte – Viga Débil.**



En la ilustración 45 se muestra las ratios de cumplimiento del 2do criterio de relación Columna Fuerte – Viga Débil. De la misma forma se cumple correctamente la relación demostrando el correcto funcionamiento dúctil del sistema estructural.

Ratio Columna-Viga Criterio $\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{bn}$

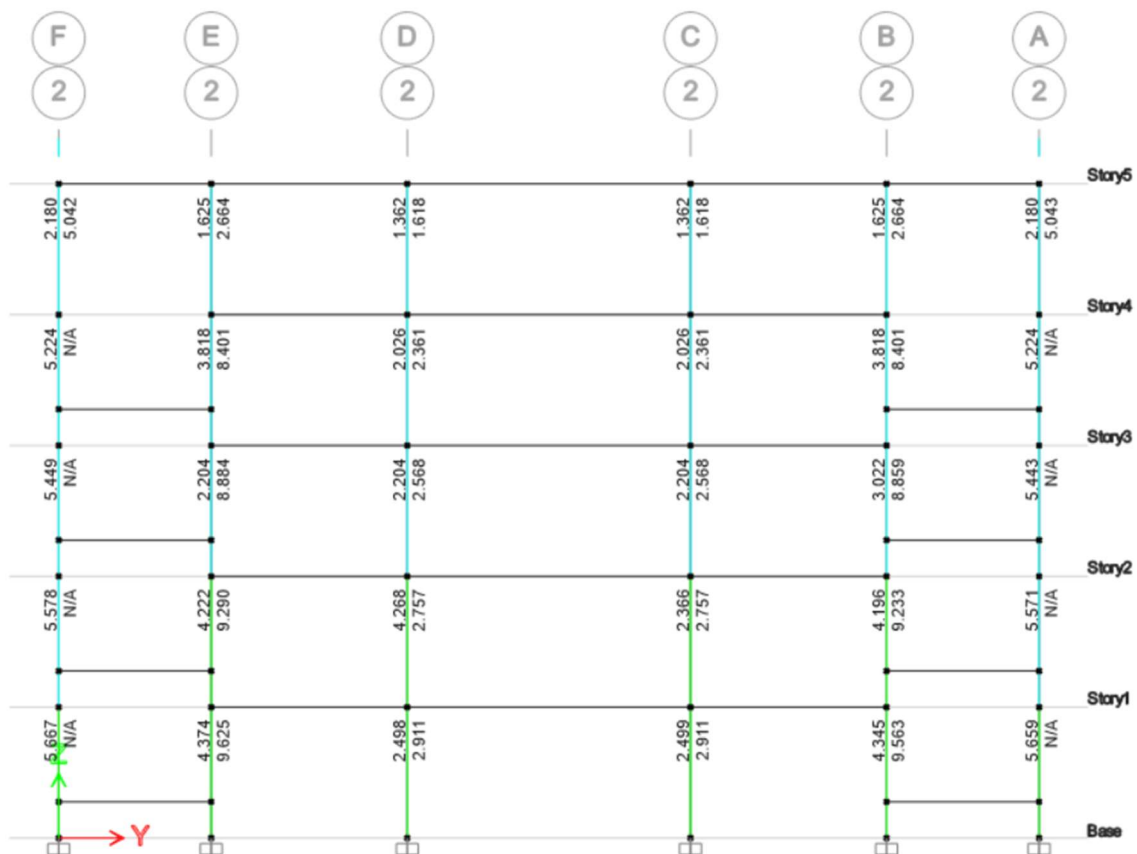


Ilustración 45 Vista en Elevación Eje 2 Ratio Columna-Viga Criterio $\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{bn}$.

(Barahona L, 2024).

3.1.4 Análisis Pushover.

Luego de realizar las verificaciones estáticas se procede a realizar el análisis PUSHOVER de la edificación por medio del ajuste de ciertos parámetros dentro del programa estructural que permitan conocer de manera precisa como es el comportamiento final de la estructura.

Es importante como paso inicial para realizar el análisis por desempeño obtener la fuerza lateral incremental a la cual estará sometida la estructura, por medio del uso de las herramientas avanzadas del programa que facilitan la obtención de las fuerzas de piso de todos los niveles de la edificación tal como se puede observar en la siguiente ilustración 46:

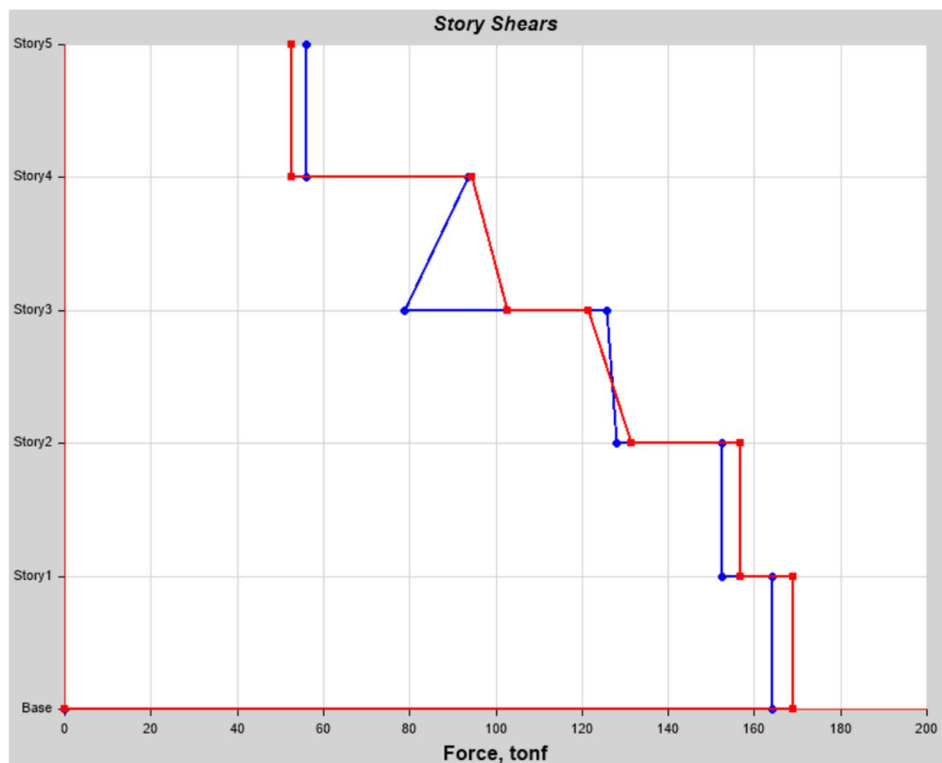


Ilustración 46. Fuerzas de Piso de la Estructura. (Barahona L, 2024)

Con estas fuerzas de piso es mucho más sencillo realizar la relación de fuerzas de cada nivel con el fin de obtener un factor escalable que permite realizar la inserción de la carga incremental lateral en la estructura. Es así como se obtiene de manera inicial la diferencia numérica entre el piso superior con el inferior, posteriormente se obtiene el factor incremental de fuerza entre cada piso. El factor obtenido de la relación entre las fuerzas de piso de cada nivel es el valor incremental con el cual estará sometida la estructura ante la fuerza lateral. Esto se puede apreciar de mejor manera en las siguientes tablas 9 y 10:

CARGA LATERAL X				
NIVELES	FUERZA (tonf)	DIFERENCIA DE FUERZA	RELACIÓN	FUERZA INCREMENTAL (kg)
PISO 5		56.1	4.7262	4726.20
	56.1	PISO 5	PISO 5/PISO 1	
PISO 4		37.44	3.1542	3154.17
	93.54	PISO 4 - PISO 5	PISO 4/PISO 1	
PISO 3		34.55	2.9107	2910.70
	128.09	PISO 3 - PISO 4	PISO 3/PISO 1	
PISO 2		24.34	2.0505	2050.55
	152.43	PISO 2 - PISO 3	PISO 2/PISO 1	
PISO 1		11.87	1.0000	1000.00
	164.3	PISO 1 - PISO 2	PISO 1/PISO 1	

Tabla 9. Fuerza Lateral Incremental por Piso en X. (Barahona L, 2024)

CARGA LATERAL Y				
NIVELES	FUERZA (tonf)	DIFERENCIA DE FUERZA	RELACIÓN	FUERZA INCREMENTAL (kg)
PISO 5		52.58	4.3490	4349.05
	52.58	PISO 5	PISO 5/PISO 1	
PISO 4		41.66	3.4458	3445.82
	94.24	PISO 4 - PISO 5	PISO 4/PISO 1	
PISO 3		36.91	3.0529	3052.94
	131.15	PISO 3 - PISO 4	PISO 3/PISO 1	
PISO 2		25.42	2.1026	2102.56
	156.57	PISO 2 - PISO 3	PISO 2/PISO 1	
PISO 1		12.09	1.0000	1000.00
	168.66	PISO 1 - PISO 2	PISO 1/PISO 1	

Tabla 10. Fuerza Lateral Incremental por Piso en Y. (Barahona L, 2024)

Tal como se puede apreciar en las tablas 9 y 10, para obtener las fuerzas incrementales en ambas direcciones se ha procedido con el cálculo de las diferencias de fuerzas entre niveles para posteriormente obtener una relación entre la diferencia del piso 1 con los demás niveles dando una relación incremental por piso, la misma que fue multiplicada por 1000 para obtener la fuerza incremental inicial con la cual se realizará el análisis PUSHOVER.

Además de obtener las fuerzas laterales incrementales es importante apegarnos a la metodología de diseño, la cual consiste en diseñar una estructura capaz de presentar pocos daños estructurales de manera que requieran pocas reparaciones y asegure la vida de los ocupantes al momento de un sismo severo.

Es así como es de gran importancia conocer las aceleraciones que se puedan presentar tanto para el sismo de servicio, de diseño y sismo máximo tal como se menciona en la filosofía de diseño, la cual indica que se debe garantizar un correcto funcionamiento de la estructura tanto para sismo de servicio y de diseño, y una operatividad mínima ante el sismo máximo esperado.

Por medio de la NEC-2015 es posible conocer las aceleraciones probables que podrían existir para una zona específica (MACHALA) a través de las curvas de riesgo sísmico en donde se muestra las diferentes aceleraciones para varios períodos que puedan presentar las estructuras, tal como se puede observar en la siguiente ilustración 47 que muestra el riesgo de peligro sísmico para la ciudad de MACHALA.

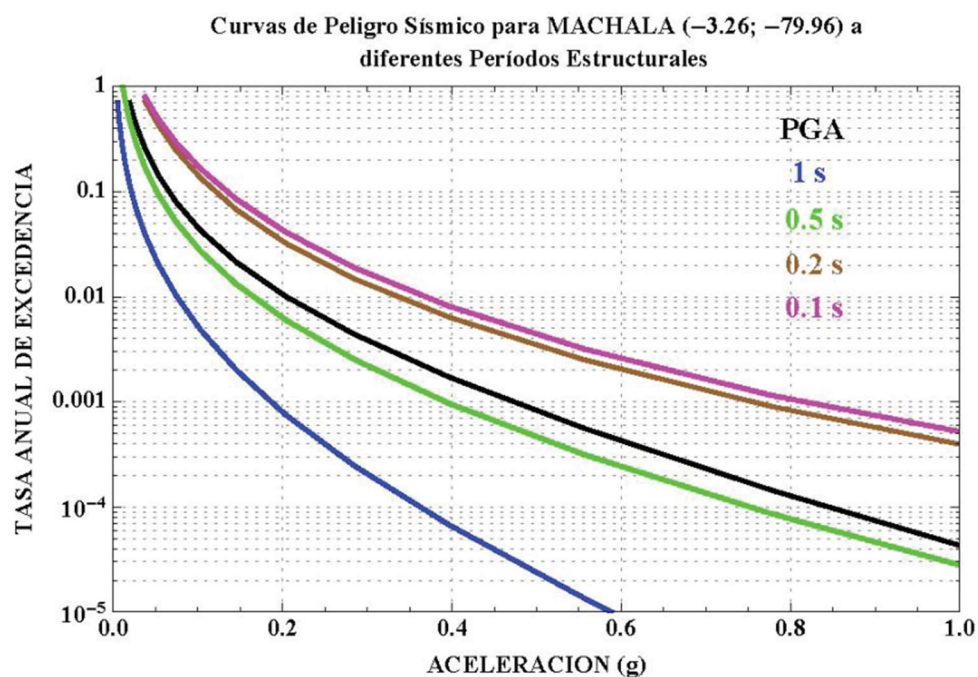


Figura 26: Curvas de peligro sísmico, Machala.

Ilustración 47. Curvas de Peligro Sísmico para MACHALA. (NEC-SE-DS, 2015)

Para obtener los datos de las curvas de peligro sísmico fué necesario conocer las tasas anuales de excedencia de los sismos a analizar, siendo estas las siguientes:

- Sismo de Servicio 50 años ---- $1/50 = 0.02$
- Sismo de Diseño 475 años --- $1/475 = 0.0021$
- Sismo Máximo 2475 años --- $1/2475 = 0.000404$

Con estas tasas de excedencia se procede a realizar la toma de información de las curvas de peligro sísmico relacionando la tasa obtenida para cierto tipo de sismo con la aceleración en términos de la gravedad tal como se muestra en la siguiente ilustración 48 para un tiempo de excedencia de 475 años:

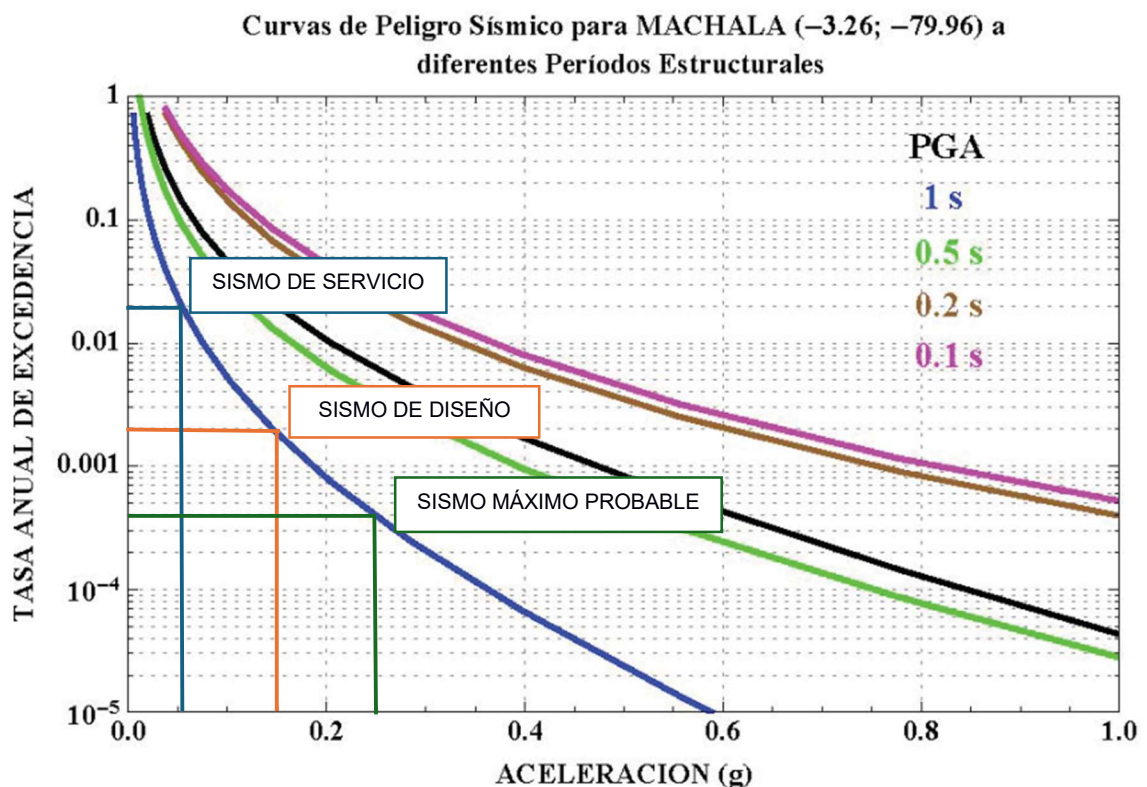


Ilustración 48. Selección de datos de curvas de Riesgo Sísmico para $T=1\text{seg.}$
(NEC-SE-DS, 2015)

Con los datos obtenidos de las curvas podemos diagramar el espectro para cada tipo de sismo, como se puede observar en la ilustración 49, donde por medio del período fundamental de la estructura se podrá conocer la aceleración presente en la misma y con esos datos se obtendrá la relación deseada entre el sismo de diseño con el sismo máximo y de la misma forma el sismo de diseño con el sismo de servicio.

Este análisis se lo desarrolló con la ilustración 49 y tabla 11:

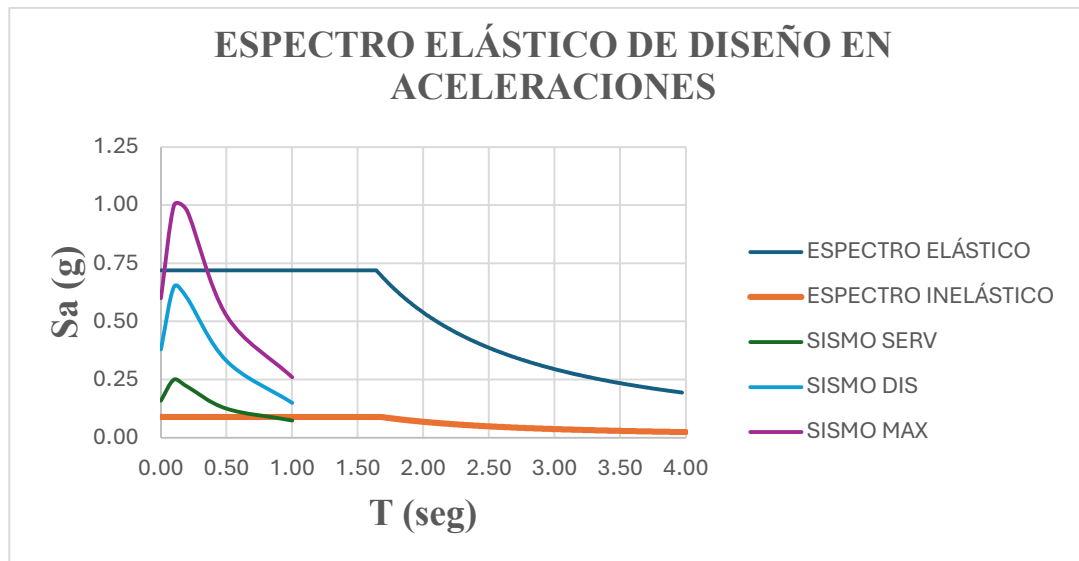


Ilustración 49. Gráfica de Sismo Máximo, Diseño, Servicio, Espectro Elástico e Inelástico. (Barahona L, 2024)

T(seg)	Sismo Serv	Relación	Sismo Dis	Relación	Sismo Max
0	0.16	0.42	0.38	1.58	0.6
0.1	0.25	0.38	0.65	1.54	1
0.2	0.22	0.37	0.6	1.63	0.975
0.5	0.125	0.38	0.33	1.59	0.525
1	0.075	0.50	0.15	1.73	0.26
	Prom	0.41	Prom	1.61	

Tabla 11. Relación entre Sismo de Diseño-Servicio y Sismo Máximo-Diseño. (Barahona L, 2024)

En la tabla 11 se puede apreciar la agrupación de todos los datos obtenidos para los espectros de sismo de servicio, diseño y máximo para la ciudad de Machala. De esta manera podemos obtener un valor promedio de relación con el fin de escalar el sismo con estos factores para conocer el estado de funcionamiento de la edificación ante cada uno de estos sismos.

De manera que tenemos las siguientes aceleraciones para cada tipo de sismo:

- Sismo de Servicio: $980 \times 0.41 = 401.8 \text{ cm/s}^2$
- Sismo de Diseño: $980 \times 1 = 980 \text{ cm/s}^2$
- Sismo de Máximo Probable: $980 \times 1.61 = 1577.8 \text{ cm/s}^2$

El conocer que aceleración presenta cada tipo de sismo será de gran importancia para interpretar los datos obtenidos luego del análisis final.

Conocidas todas las fuerzas y factores de incremento se procedió a realizar la generación de nuevos casos de carga no lineal que corresponden al análisis PUSHOVER.

Obtenidas las fuerzas laterales se procede a realizar el procedimiento de aplicación de la metodología de diseño por Desempeño PUSHOVER, la cual consiste en ingresar cargas en estado No Lineal que sigan una secuencia de carga, de manera que el análisis PUSHOVER analice el desplazamiento horizontal de la estructura luego de haber realizado el proceso de aplicación de cargas gravitacionales.

En ilustración 50 se muestra el cuadro de aplicación de carga gravitacional no lineal (CGNL).

Load Case Data

General

Load Case Name: **CGNL**

Load Case Type: Nonlinear Static

Mass Source: MsSrc1

Analysis Model: Default

Initial Conditions

☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☐ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1.1
Load Pattern	PP	1.1
Load Pattern	Live	0.25

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load

Results Saved: Multiple States

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event

Buttons: Design..., Notes..., Add, Delete, Modify/Show..., OK, Cancel

Ilustración 50. Cuadro de Cargas Gravitacionales No Lineales. (Barahona L, 2024)

Para este análisis se consideró la inclusión de cargas con un factor de 1.10 para cargas gravitacionales sobrepuestas y del 0.25 para cargas vivas.

Para la generación del análisis PUSHOVER fue necesaria la creación de dos patrones de carga tanto para el eje X y el eje Y como se observa en la ilustración 51.

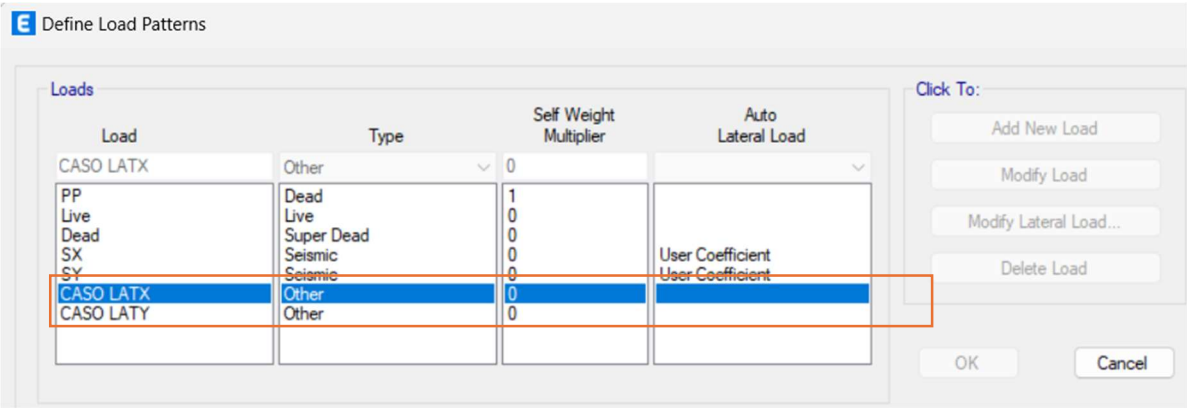


Ilustración 51. Patrones de Carga para Caso PUSHOVER. (Barahona L, 2024)

Generados los patrones de carga se procedió a crear el caso de carga para los dos ejes definidos siendo estos el caso “PUSHX” y “PUSHY”. Ilustraciones 52 y 53.

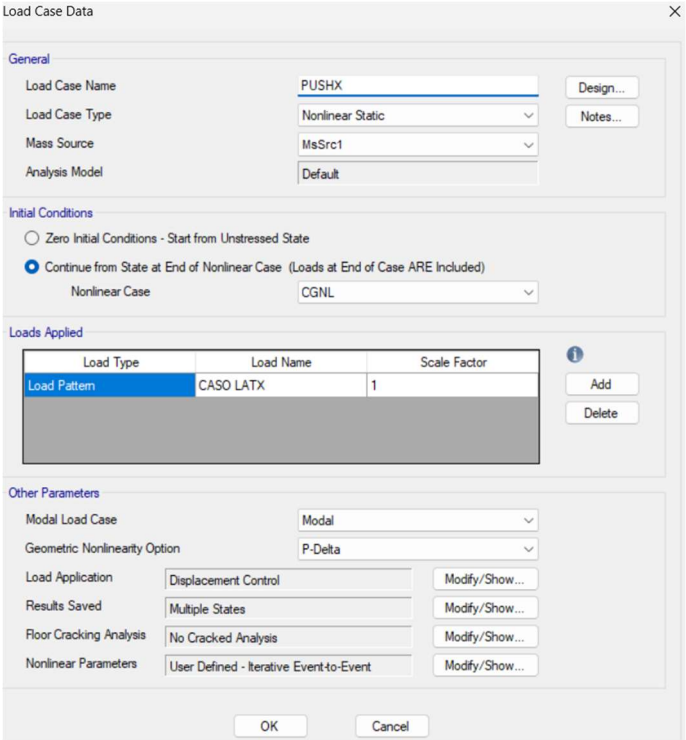


Ilustración 52. Cuadro de Caso de Carga “PUSHX”. (Barahona L, 2024)

Load Case Data

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Nonlinear Static Notes...

Mass Source: MsSrc1

Analysis Model: Default

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: CGNL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	CASO LATY	1

Add Delete

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: P-Delta

Load Application: Displacement Control Modify/Show...

Results Saved: Multiple States Modify/Show...

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis Modify/Show...

Nonlinear Parameters: User Defined - Iterative Event-to-Event Modify/Show...

OK Cancel

Ilustración 53. Cuadro de Caso de Carga “PUSH Y”. (Barahona L, 2024)

Para realizar el análisis de ambos casos de carga se realizó el ingreso de un sistema de control para un máximo de 80 cm con el fin de que el programa cuente con un gran intervalo de análisis para que pueda determinar los resultados de manera completa.

Se aplicó el control de desplazamiento para el nodo 23 ubicado en el centroide del nivel 5. Tal como se aprecia en la ilustración 54 y 55.

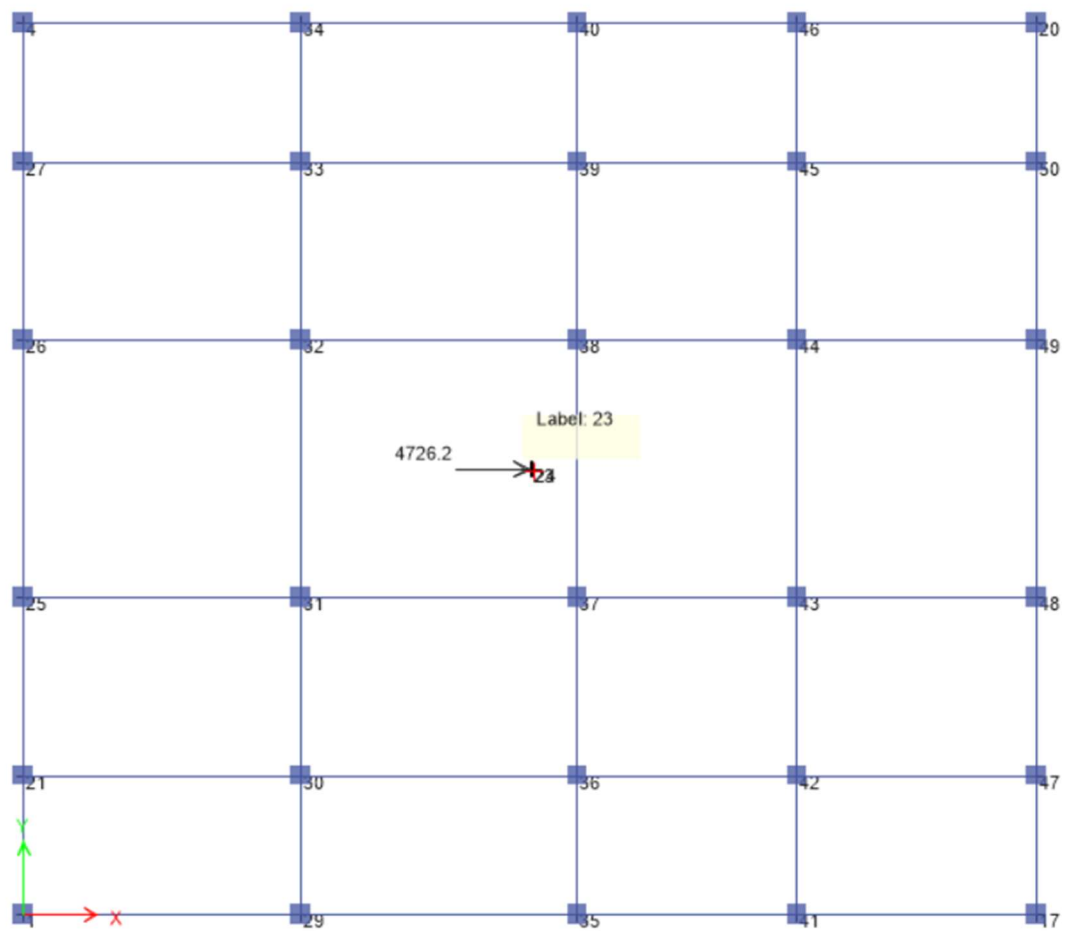


Ilustración 54. Nodo de análisis para Control de Desplazamiento

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

☐ Full Load
☒ Displacement Control
☐ Quasi-Static (run as time history)

Control Displacement

☐ Use Conjugate Displacement
☒ Use Monitored Displacement
 Load to a Monitored Displacement Magnitude of m

Monitored Displacement

☒ DOF/Joint
☐ Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements

Quasi-static Parameters

Time History Type
 Output Time Step Size sec
 Mass Proportional Damping 1/sec
 Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha

Ilustración 55. Control de la aplicación de Carga. (Barahona L, 2024)

Una vez creados los casos de carga se procede a colocar la fuerza lateral correspondiente a cada piso para terminar la configuración inicial para el análisis PUSHOVER. Las cargas laterales fueron tomadas de la tabla 9 y 10. La aplicación de la carga se puede apreciar en las siguientes ilustraciones 56 y 57:

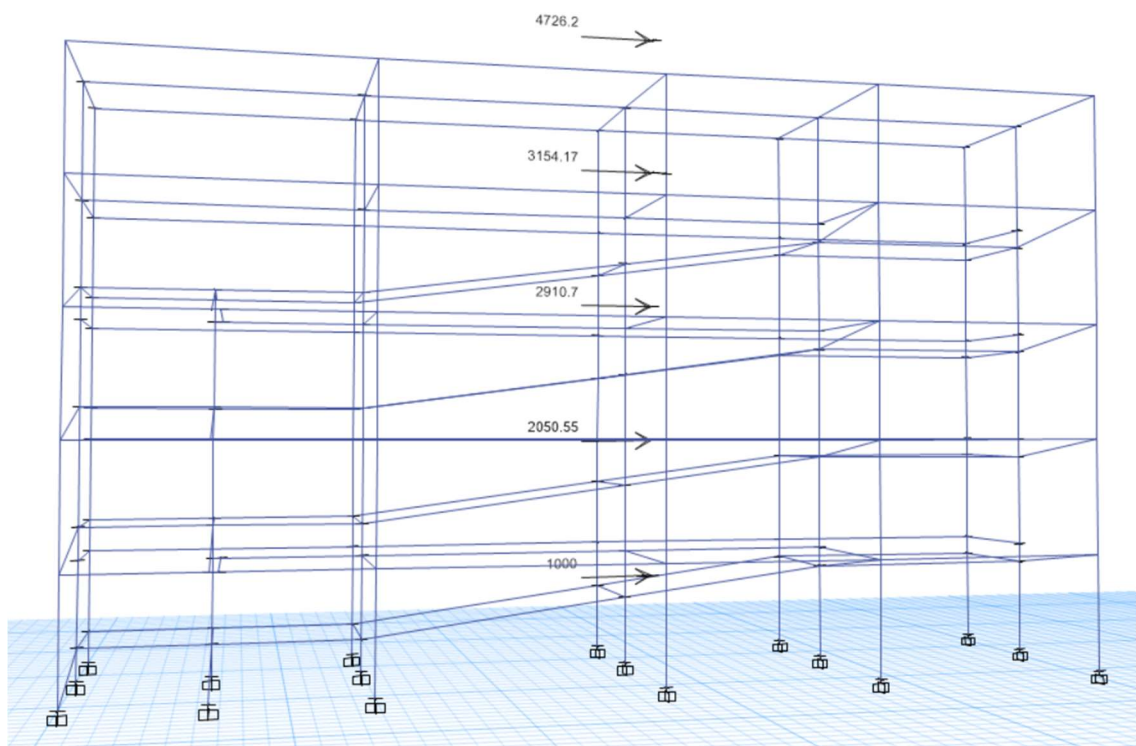


Ilustración 56. Fuerza Lateral Incremental aplicada en el Eje X. (Barahona L, 2024)

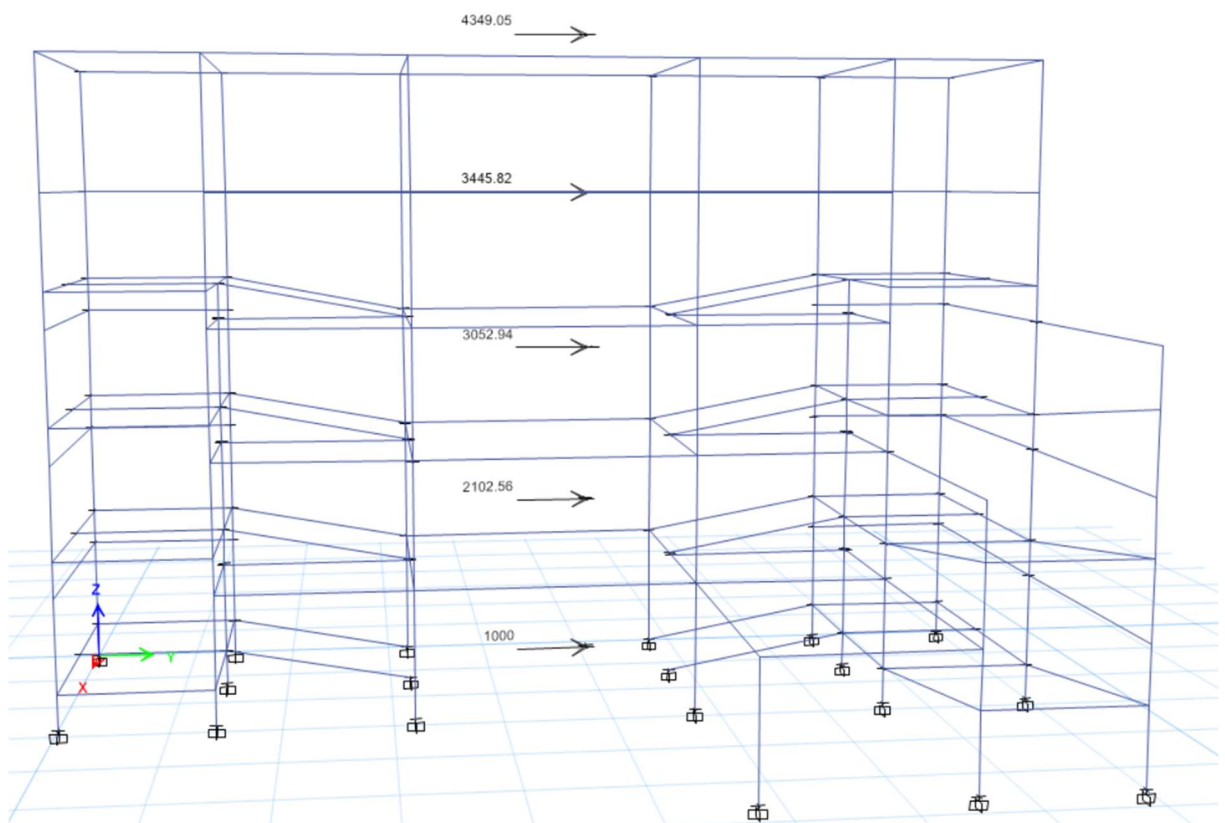


Ilustración 57. . Fuerza Lateral Incremental aplicada en el Eje Y. (Barahona L, 2024)

Una vez realizadas las configuraciones se procede a crear los elementos tipo viga para cada pórtico y para cada nivel de piso debido a que el análisis PUSHOVER requiere que las vigas sean dúctiles para que puedan incursionar en el rango inelástico y esto pueda ayudar a crear una correcta curva de desempeño de la edificación.

Para generar este tipo de vigas es necesario modificar el acero dúctil presente en las secciones de vigas previamente definidas.

En la ilustración 58 se muestra la sección inicial con la cuál fue generado el modelo, en donde se observa que no se ingresaban los aceros para vigas dúctiles.

Design Type		
☐	P-M2-M3 Design (Column)	
☒	M3 Design Only (Beam)	

Rebar Material	
Longitudinal Bars	ACERO REF
Confinement Bars (Ties)	ACERO REF

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid		
Top Bars	0.06	m
Bottom Bars	0.06	m

Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams		
Top Bars at I-End	0	m²
Top Bars at J-End	0	m²
Bottom Bars at I-End	0	m²
Bottom Bars at J-End	0	m²

Ilustración 58. Acero en Vigas de Modelo Inicial. (Barahona L, 2024)

Al generar el modelo inicial, el programa estructural indica un área mínima de acero requerida, la cual fue tomada como referencia para colocar los aceros finales que poseerán las vigas.

En la ilustración 59 se muestra el acero mínimo requerido para el eje F, estos aceros longitudinales incrementan de acuerdo al esfuerzo presente en cada una de las vigas, es por esto por lo que es necesario realizar la generación de distintos tipos de vigas para cada pórtico con el fin de garantizar un correcto funcionamiento dúctil de la estructura.

En la ilustración 60 se muestra el mismo pórtico F, pero con las secciones de vigas integradas con las áreas de acero dúctiles

En la ilustración 61 se muestra un ejemplo de viga con el área de acero ingresada.

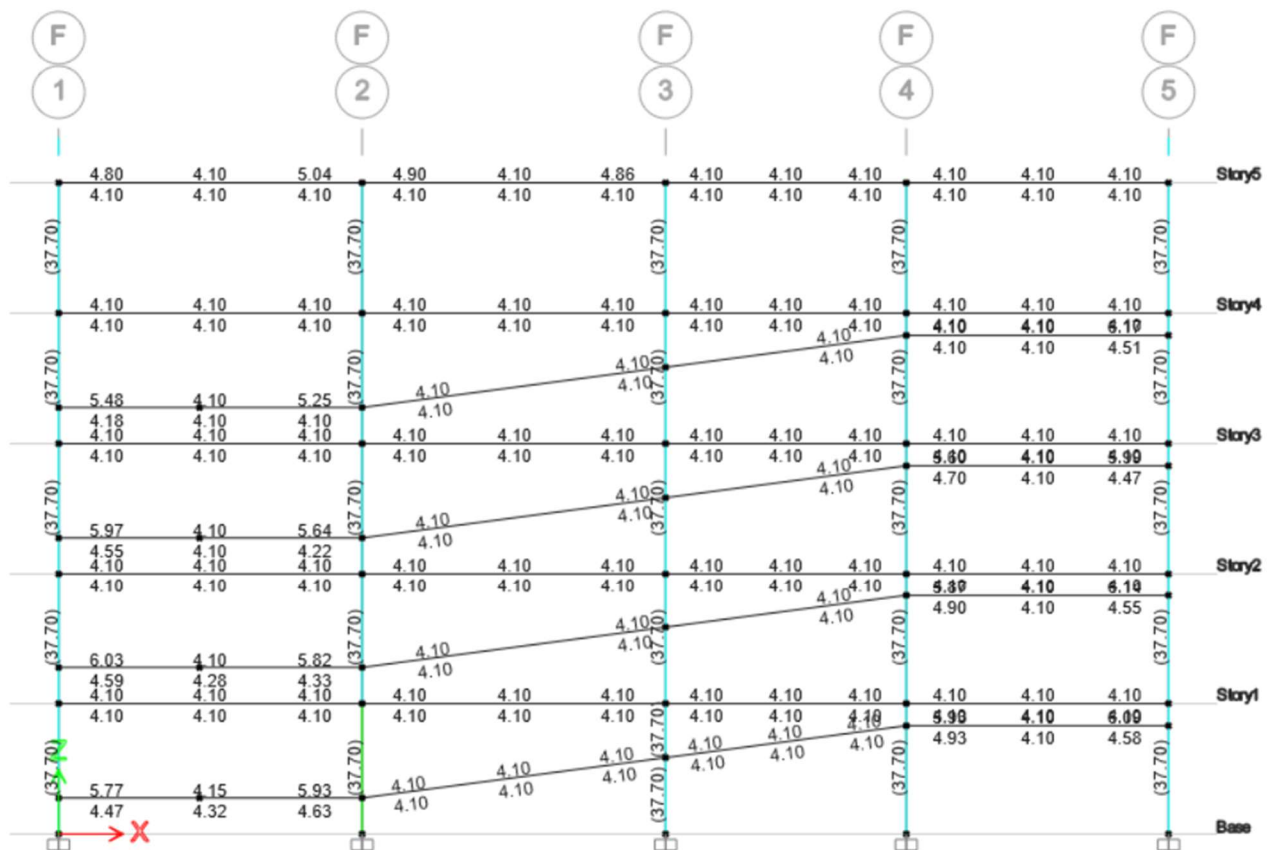


Ilustración 59. Área de acero mínima requerida para vigas de Eje F. (Barahona L, 2024)

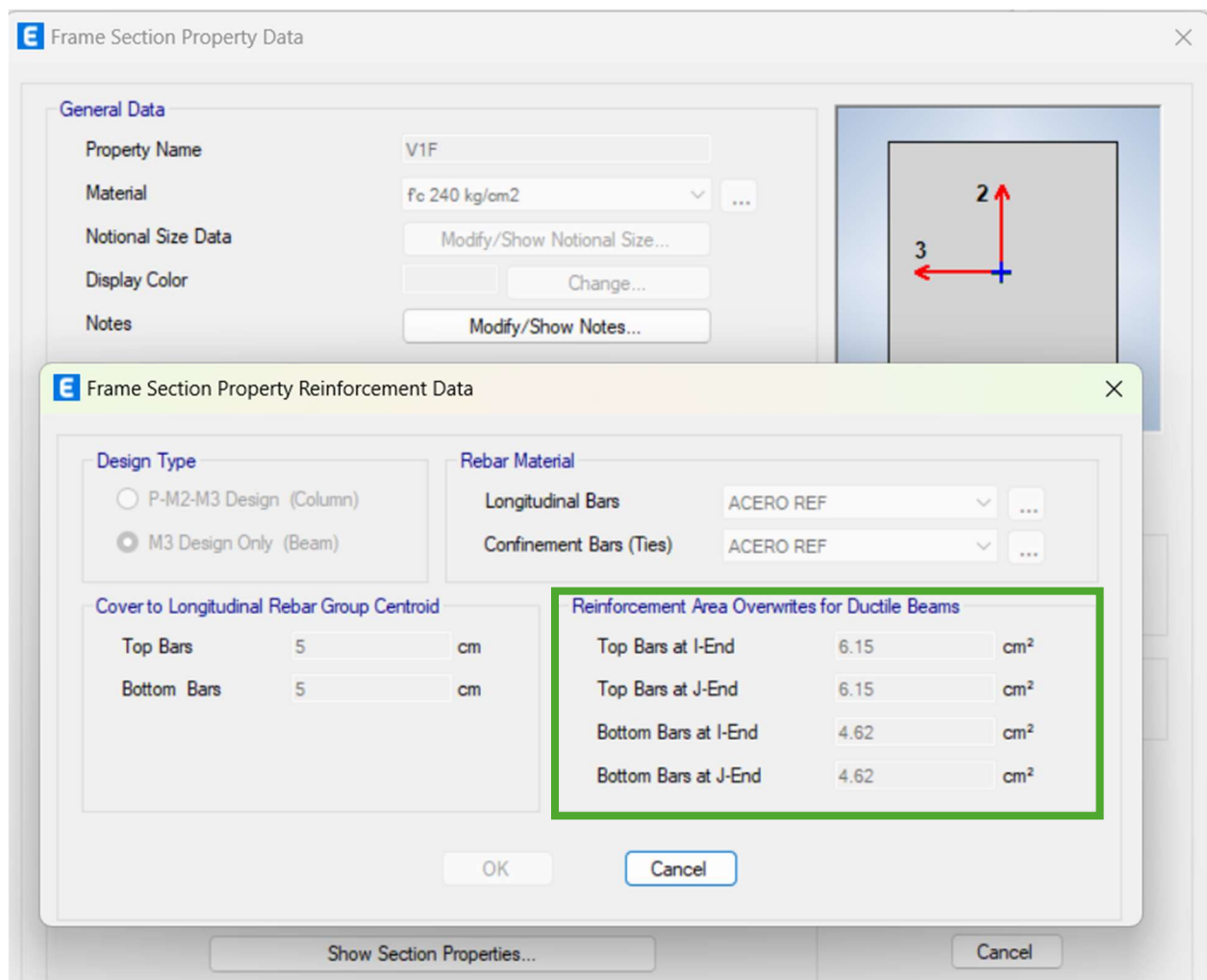


Ilustración 61. Acero ingresado para viga tipo V1F. (Barahona L, 2024)

De igual forma como se muestra en la ilustración 60, se realizaron los ingresos de todas las demás vigas con el fin de garantizar una estructura dúctil en todos los niveles y obtener correctamente la curva de desempeño de la estructura.

Para este proyecto fue necesaria la generación de 114 secciones diferentes con los aceros requeridos por el programa para garantizar un correcto funcionamiento de la curva de desempeño.

Posterior al ingreso de todas las vigas correctamente definidas se procedió a realizar el análisis PUSHOVER.

Luego de haber realizado la corrida del programa se procede a observar la generación de las rótulas plásticas en la edificación tal como se puede apreciar en las ilustraciones 62, 63, 64, 65 y 66 en donde se muestra como poco a poco

se observar la presencia de rótulas plásticas en las vigas conforme se va incrementando la carga lateral.

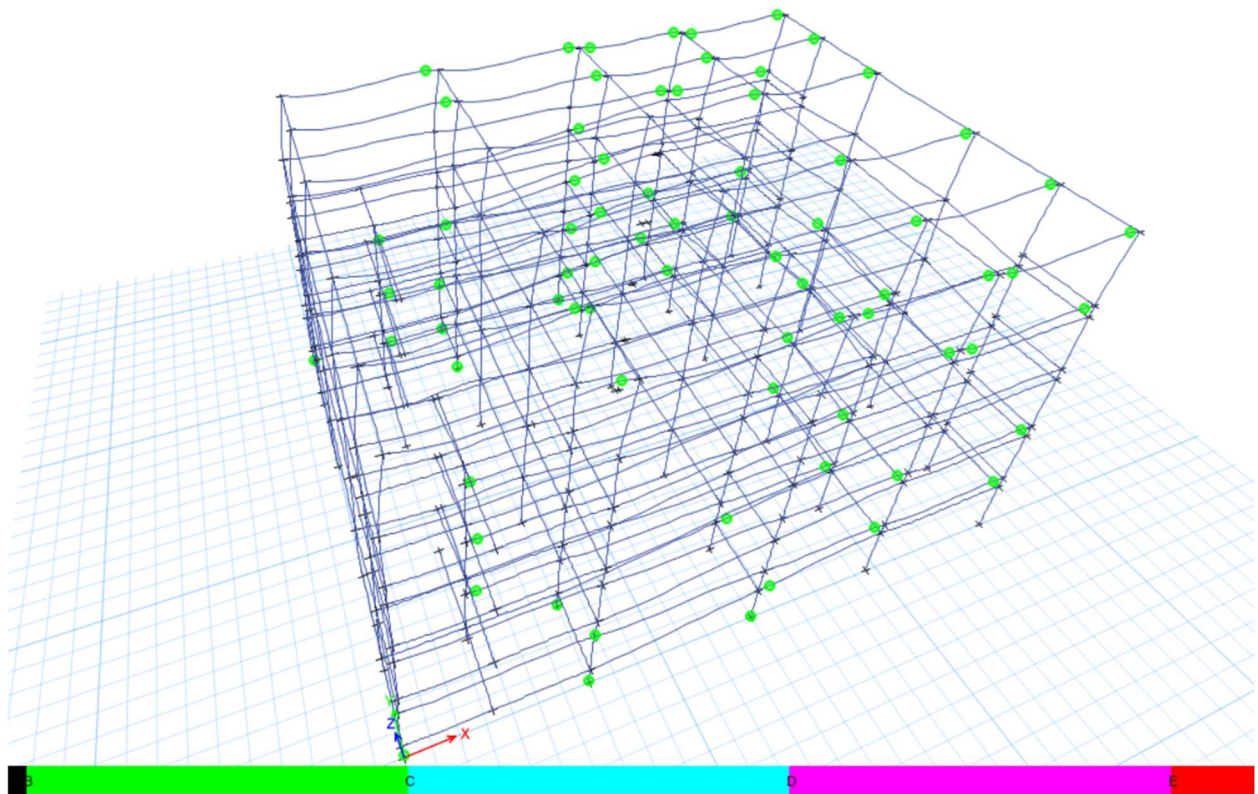


Ilustración 62. Análisis Pushover Step 3/89. (Barahona L, 2024)

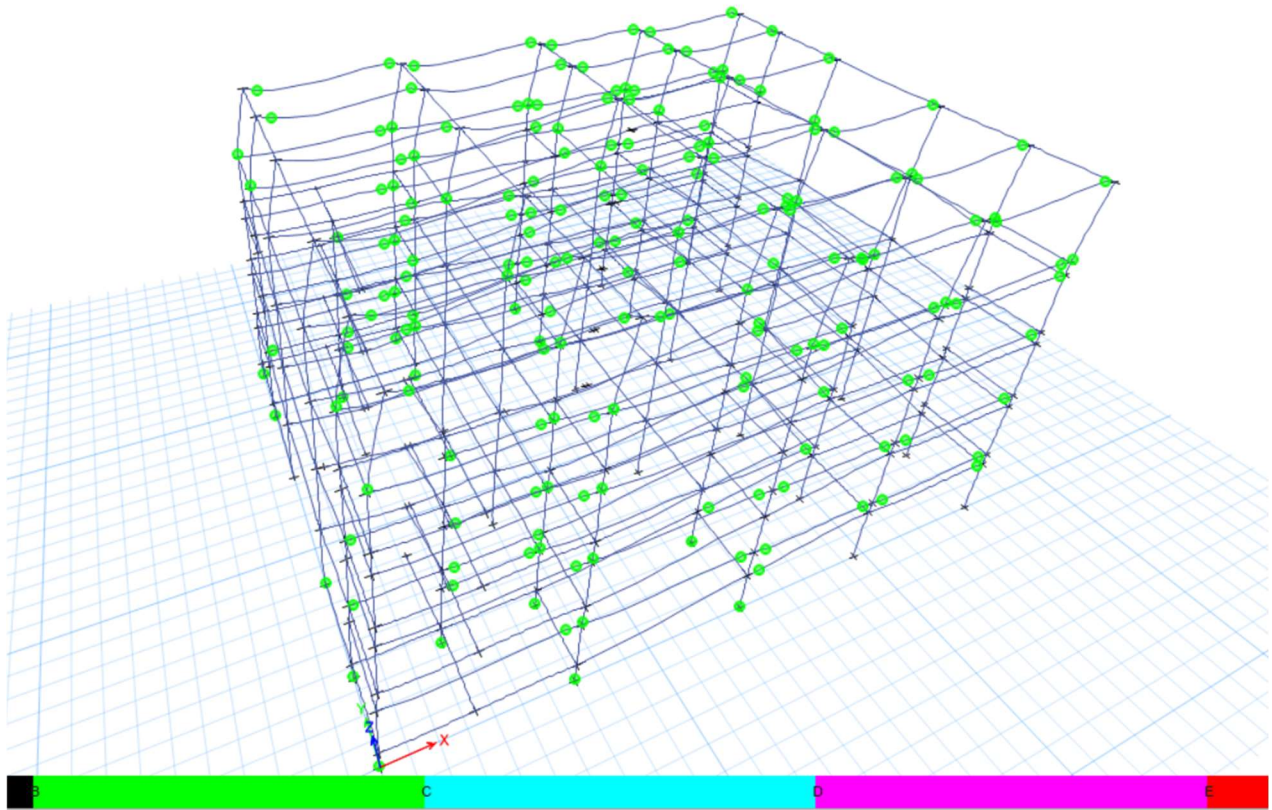


Ilustración 63. Análisis Pushover Step 20/89. (Barahona L, 2024)

Una forma de visualizar mucho mejor el análisis es por medio de las elevaciones de la estructura como se muestra en las siguientes ilustraciones con respecto al eje F.

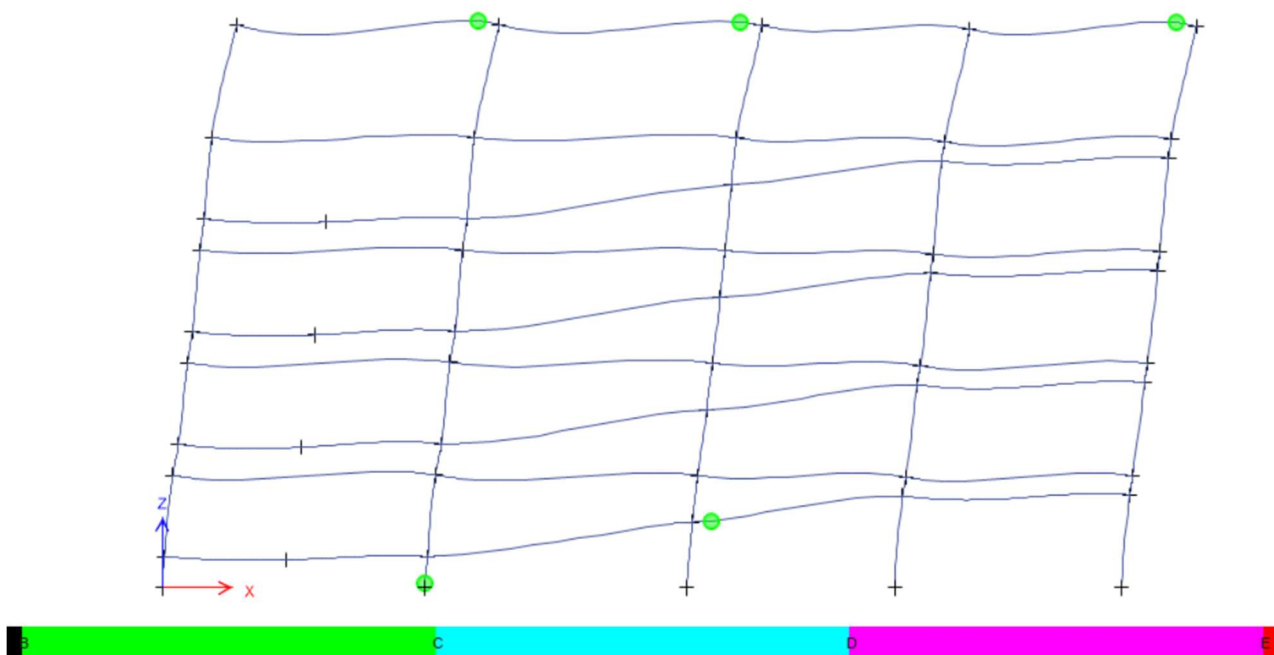


Ilustración 64. Análisis Pushover en Elevación Eje F Step 3/89. (Barahona L, 2024)

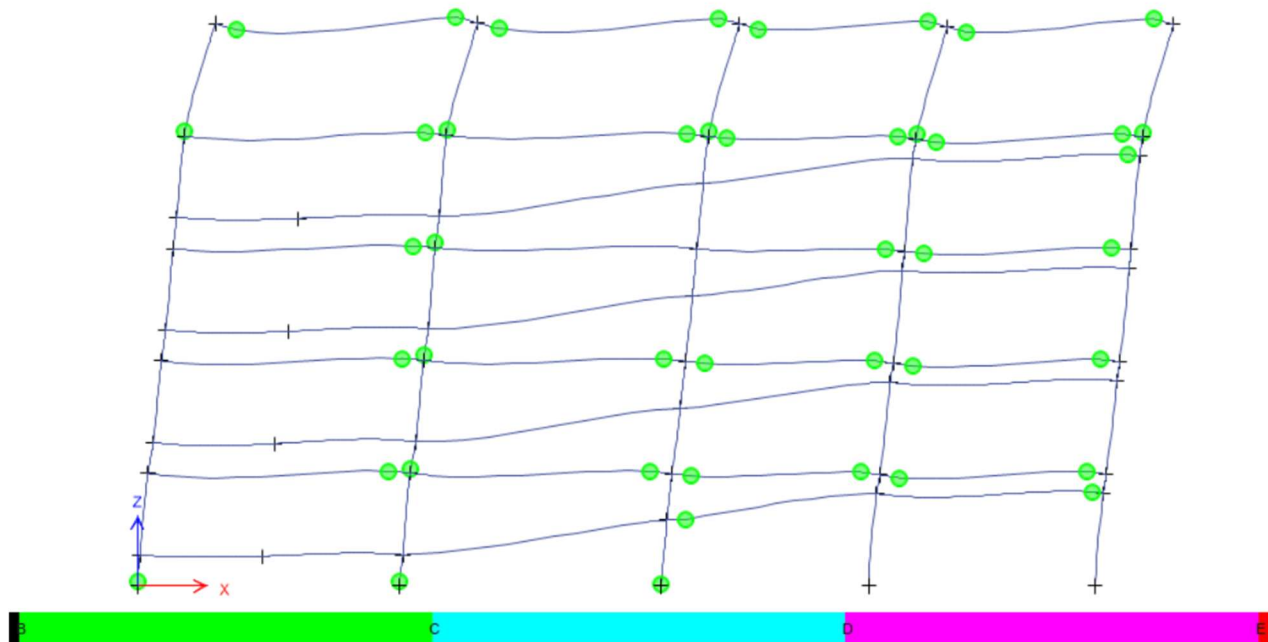


Ilustración 65. Análisis Pushover en Elevación Eje F Step 20/89. (Barahona L, 2024)

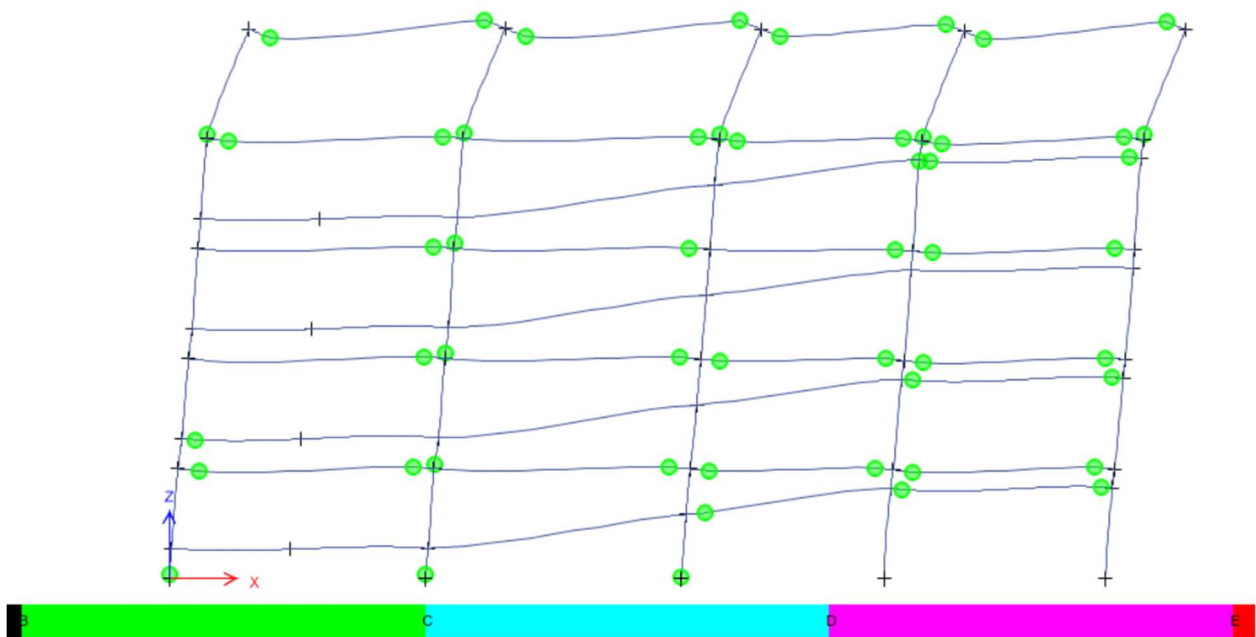


Ilustración 66. Análisis Pushover en Elevación Eje F Step 70/89. (Barahona L, 2024)

3.1.5 Curva de Capacidad de la Estructura.

Luego de realizar las observaciones cualitativas a los pasos de generación de rótulas plásticas para los marcos de cada eje de la edificación, es de gran importancia tener una mejor interpretación de los resultados por medio de la creación de las curvas de Cortante Basal-Desplazamiento Controlado y la curva capacidad de la estructura por medio de los resultados obtenidos por el programa de modelamiento avanzado.

La curva de Cortante Basal-Desplazamiento Controlado permite interpretar de mejor manera como la estructura se comporta ante la carga incremental de esta forma se facilita la clasificación de desempeño de la estructura.

En la ilustración 67 se muestra la curva Cortante Basal vs Desplazamiento Controlado en donde se puede observar como el comportamiento completo de la estructura hasta llegar al punto de falla en donde la curva comienza a decrecer cerca de los 12 cm.

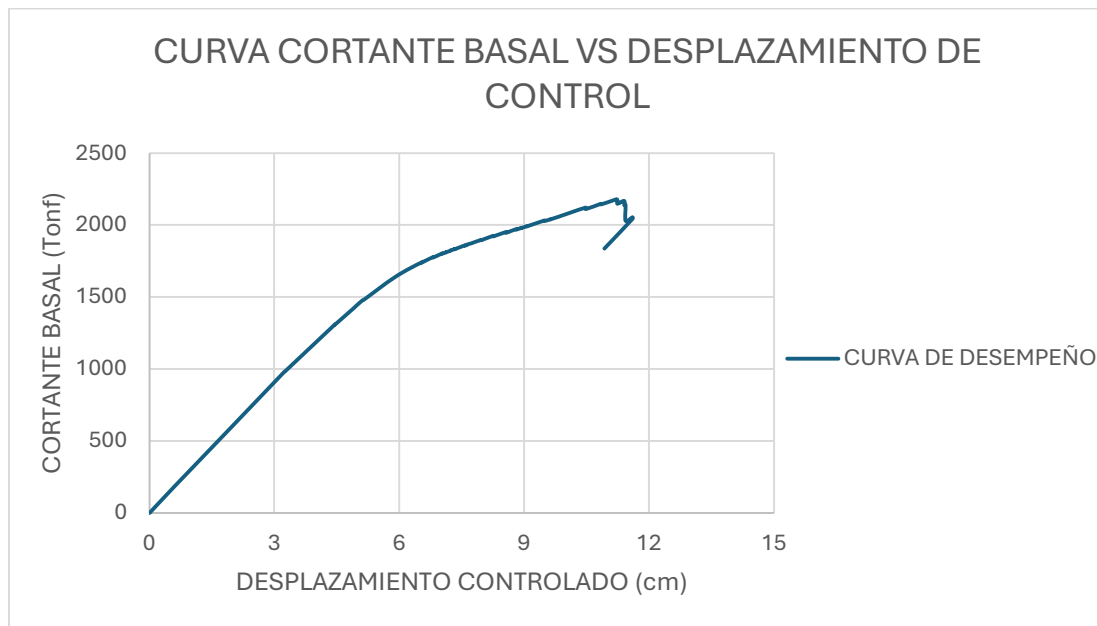


Ilustración 67. Curva Cortante Basal-Desplazamiento de Control. (Barahona L. 2024)

Esta gráfica nos indica que ante las fuerzas laterales incrementales ingresadas la estructura presenta un comportamiento elástico y aproximadamente a los 5 cm comienza a incursionar en el rango inelástico, pero se observa que la curva no llegaba a reflejar un descenso excesivo de manera que la estructura ante las fuerzas sísmicas proyectadas es capaz de resistir correctamente y continuar con un correcto funcionamiento si sufrir daños estructurales.

3.1.6 Curva de Capacidad por ASCE 41-13.

La Curva de Capacidad por ASCE 41-13 o curva por el método de coeficientes permite conocer como es el desempeño estructural de la edificación ante el sismo de servicio, el sismo de diseño y el sismo máximo probable.

Para seleccionar un tipo de sismo específico se ajusta el factor de escala de la gravedad de manera que de acuerdo al valor ingresado se aplicará una fuerza sísmica de sismo de servicio, sismos de diseño y el sismo máximo probable. El factor de escala para cada tipo de sismo fue definido anteriormente por medio de la tabla 11. Siendo en resumen el siguiente factor:

Sismo de Servicio: $0.41\text{ g} = 401.8\text{ cm/s}^2$

Sismo de Diseño: $1\text{ g} = 980\text{ cm/s}^2$

Sismo Máximo Probable: $1.61\text{ g} = 1577.8\text{ cm/s}^2$

Estos valores son ajustados en el ingreso de datos del programa estructural como se muestra en las ilustraciones 68, 69 y 70.

Plot Definition	
Plot Type	ASCE 41-13 NSP
Load Case	PUSHX
Legend Type	Integrated
Demand Spectrum	
Damping Ratio	0.05
Spectrum Source	Defined Function
Function Name	R1
SF (cm/sec ²)	401.8
Ts (sec)	1
Include SSI	No
C2 Type	Default Value
Cm Type	Default Value
Capacity Curve	
Bilinear Force-Displacement Curve	
Target Displacement Results	
Displ. (cm)	2.4366
Shear (tonf)	737.3459
Calculated Parameters	
C0	1.519693
C1	1.321773
C2	1.072422
Sa, g	0.295
Te (sec)	0.394
Ki (tonf/cm)	304.3928
Ke (tonf/cm)	304.3928
Ti (sec)	0.394
Alpha	0.992262
uStrength	4.000951
Dy (cm)	0.5906
Vy (tonf)	179.7717
Weight (tonf)	2438.1637
Cm	1

Ilustración 68. Cuadro de Ingreso de Factor Gravitacional para sismo de Servicio.

Plot Definition	
Plot Type	ASCE 41-13 NSP
Load Case	PUSHX
Legend Type	Integrated
Demand Spectrum	
Damping Ratio	0.05
Spectrum Source	Defined Function
Function Name	R1
SF (cm/sec ²)	980
Ts (sec)	1
Include SSI	No
C2 Type	Default Value
Cm Type	Default Value
Capacity Curve	
Bilinear Force-Displacement Curve	
Target Displacement Results	
Displ. (cm)	4.7304
Shear (tonf)	1376.8975
Calculated Parameters	
C0	1.529801
C1	1.103027
C2	1.007425
Sa, g	0.719512
Te (sec)	0.394
Ki (tonf/cm)	304.3928
Ke (tonf/cm)	304.3928
Ti (sec)	0.394
Alpha	0.884433
uStrength	1.960856
Dy (cm)	2.9391
Vy (tonf)	894.6538
Weight (tonf)	2438.1637
Cm	1

Ilustración 69. Cuadro de Ingreso de Factor Gravitacional para sismo de Diseño.

Plot Definition	
Plot Type	ASCE 41-13 NSP
Load Case	PUSHX
Legend Type	Integrated
Demand Spectrum	
Damping Ratio	0.05
Spectrum Source	Defined Function
Function Name	R1
SF (cm/sec ²)	1577.8
Ts (sec)	1
Include SSI	No
C2 Type	Default Value
Cm Type	Default Value
Capacity Curve	
Bilinear Force-Displacement Curve	
Target Displacement Results	
Displ. (cm)	7.9092
Shear (tonf)	1890.7015
Calculated Parameters	
C0	1.594334
C1	1.108826
C2	1.008284
Sa, g	1.158414
Te (sec)	0.394
Ki (tonf/cm)	304.3928
Ke (tonf/cm)	304.3928
Ti (sec)	0.394
Alpha	0.486173
uStrength	2.014944
Dy (cm)	4.605
Vy (tonf)	1401.7275
Weight (tonf)	2438.1637
Cm	1

Ilustración 70. Cuadro de Ingreso de Factor Gravitacional para Sismo Máximo Probable.

Como se puede observar en las ilustraciones mostradas estos factores de escala ajustan el valor de la gravedad de manera que esto incrementa la fuerza lateral, proyectando en la estructura el sismo que podría ocurrir en base a la zona de ubicación del proyecto (Machala). De esta manera se podrá conocer como es el desempeño estructural de la edificación ante los sismos previstos y obtener conclusiones importante referentes a su funcionalidad.

Conocidos los factores de escala requeridos para diferenciar el tipo de sismo a estudiar se procede a realizar la curva de capacidad por medio del método de los coeficientes obteniendo las siguientes curvas:

Curvas de Capacidad por método de Coeficientes ASCE 41-13

Curva de Capacidad para Sismo de Servicio ($T_r=50$ años)

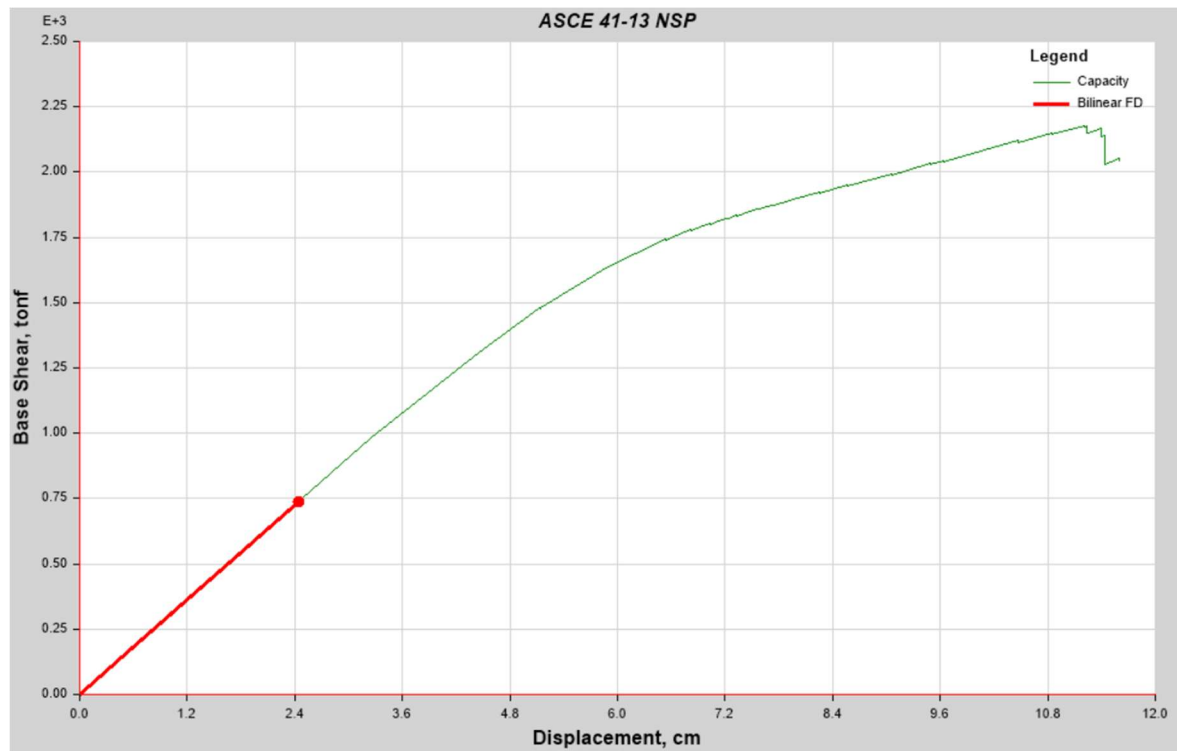


Ilustración 71. Curva de Capacidad para Sismo de Servicio ($T_r=50$ años).
(Barahona L, 2024)

Curva de Capacidad para Sismo de Diseño (Tr=475 años)

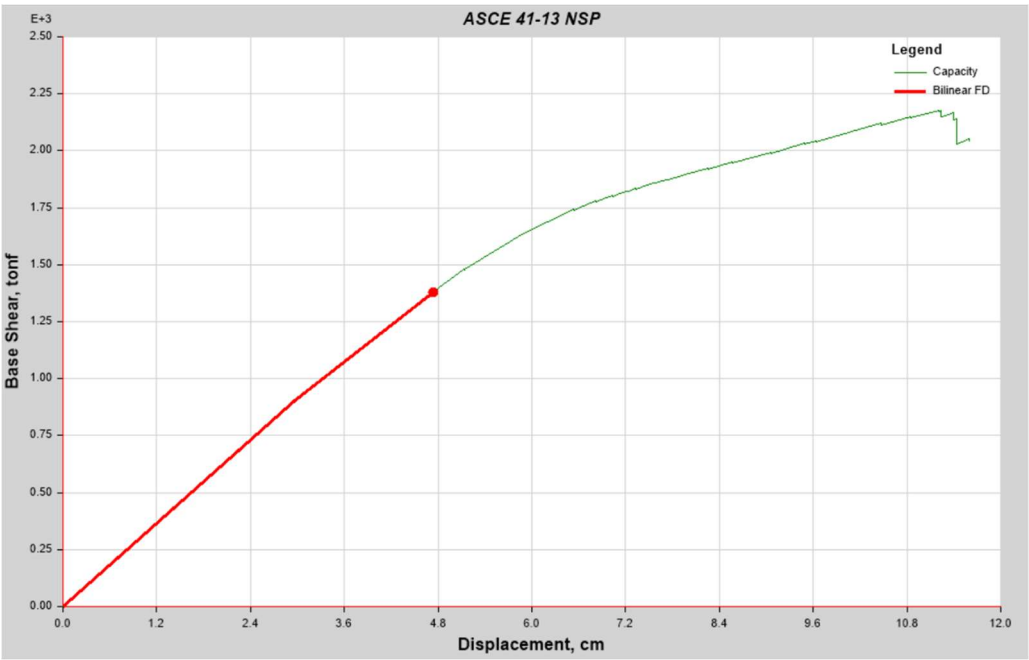


Ilustración 72. Curva de Capacidad para Sismo de Diseño (Tr=475 años).
(Barahona L, 2024)

Curva de Capacidad para Sismo de Máximo Probable (Tr=2475 años)

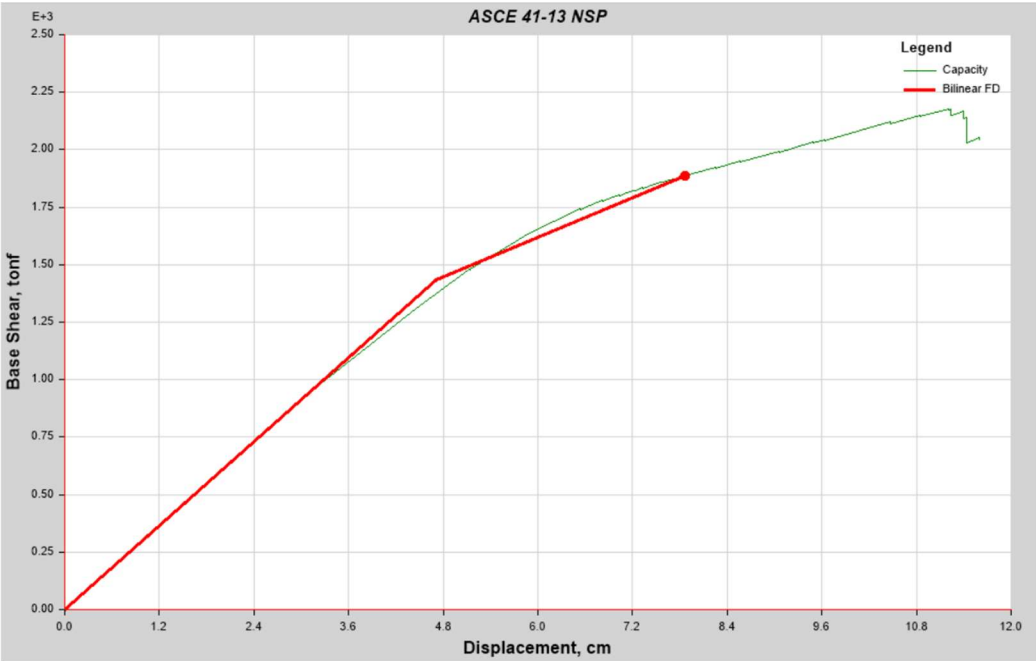


Ilustración 73. Curva de Capacidad para Sismo Máximo Probable (Tr=2475 años).
(Barahona L, 2024)

Una vez obtenidas las gráficas de desempeño según el método ASCE 41-13 o método de los coeficientes, es importante clasificar el desplazamiento obtenido para cada tipo de sismo con el fin de conocer el estado de desempeño que presenta la estructura y garantizar un correcto funcionamiento bajos los objetivos de desempeño definidos anteriormente.

Para obtener la clasificación de los estados de daño basados en los desplazamientos obtenidos, es importante considerar la gráfica propuesta por el código VISION 2000, el cual presenta intervalos de desplazamientos para cada tipo de daño, de manera que se facilite la clasificación de estos, con el fin de conocer con mayor detalle cuanto daño recibirá la estructura ante un respectivo tipo de sismo. Esto se puede visualizar mejor en la ilustración 74.

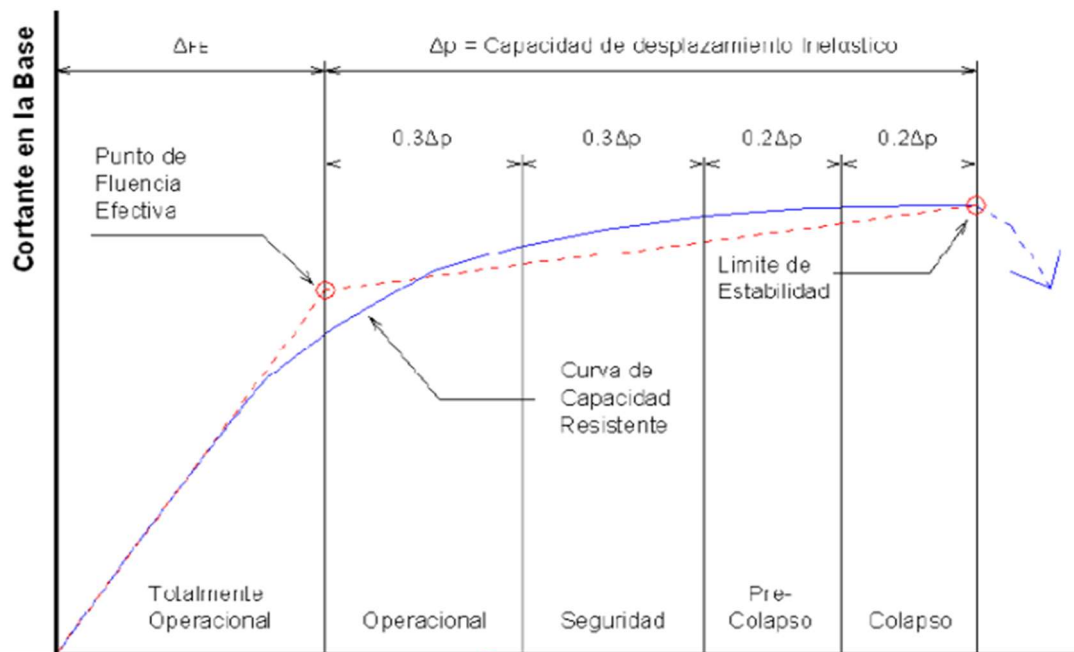


Ilustración 74. Esquema de Clasificación de Objetivos de Desempeño Estructural.
(SEAOC, 1995)

Para determinar la clasificación correspondiente a la curva de desempeño de la estructura en la ilustración 67, es importante establecer los límites propuestos por el código Vision 2000, el cuál debe determinar un punto de desplazamiento elástico e inelástico y con esos resultados aplicar los factores propuestos por el

código para llegar a obtener la clasificación final tal como se puede apreciar en la ilustración 74.

Los resultados de desplazamiento elástico se obtuvieron de la ilustración 73, donde se puede apreciar el punto de inflexión entre el desplazamiento elástico e inelástico. Para obtener el desplazamiento inelástico se realizó la diferencia entre el desplazamiento total con el desplazamiento elástico, para posteriormente aplicar los factores de clasificación de desempeño de la estructura.

Estos resultados finales se pueden apreciar en la tabla 12:

Desplazamientos de la Estructura				
Desplazamiento total (cm)				
11.602 cm				
Desplazamiento Elástico Δ_{FE} (cm)	Desplazamiento Inelástico Δ_p (cm)			
	6.90 cm			
	Operativo $0.3 \cdot \Delta_p$	Seguridad de Vida $0.3 \cdot \Delta_p$	Pre-Colapso $0.2 \cdot \Delta_p$	Colapso $0.2 \cdot \Delta_p$
4.71 cm	6.77 cm	8.84 cm	10.22 cm	11.602 cm

Tabla 12. Desplazamientos Según su Nivel de Desempeño. (Barahona L, 2024)

Con los desplazamientos obtenidos en base al nivel de desempeño, será posible conocer en qué niveles de daño se encontrará la estructura para cada uno de los sismos previamente definidos, de manera que se pueda conocer con mayor precisión el estado de daño de la estructura, y poder verificar si la misma cumple con los objetivos establecidos inicialmente para el proyecto en mención.

Estos resultados se pueden observar de manera gráfica en las ilustraciones 75, 76 y 77.

Curva de Desempeño para Sismo de Servicio $T_r = 50$ años.

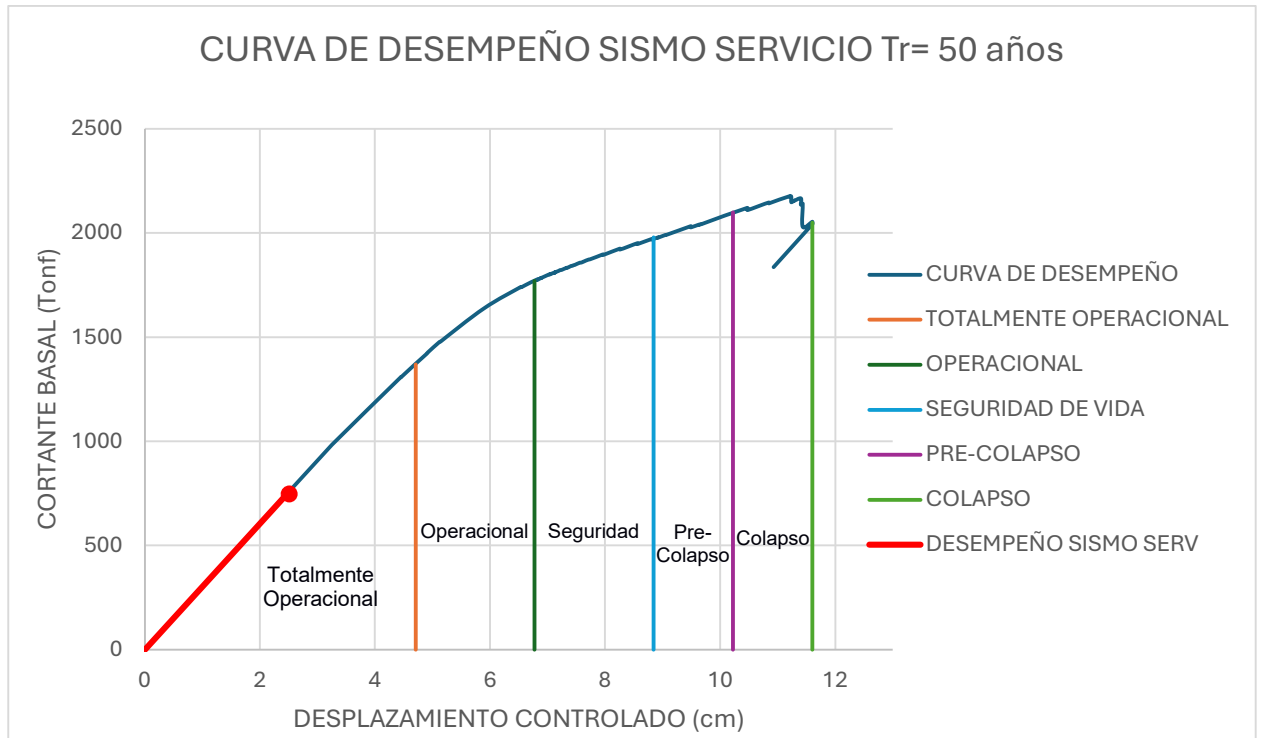


Ilustración 75. Curva de Desempeño para Sismo de Servicio $T_r = 50$ años.
(Barahona L, 2024)

Por medio de la ilustración 75 podemos observar el estado de daño en el que se encontrará la estructura para un sismo de servicio con un período de retorno de 50 años. Es importante mencionar que, para conocer el nivel de daño de la estructura, la misma se la denota por medio de la curva de color rojo, la cual en su punto final indica el alcance máximo de daño al que llegará la estructura ante un cierto tipo de sismo.

Para el sismo de servicio o conocido también como sismo de baja intensidad la estructura se encontrará dentro del rango totalmente operacional, es decir, la edificación no presentará daños estructurales y no estructurales de consideración, siempre y cuando se sigan correctamente los criterios de diseño y construcción establecidos dentro de los planos de diseño.

Curva de Desempeño para Sismo de Diseño Tr= 475 años.

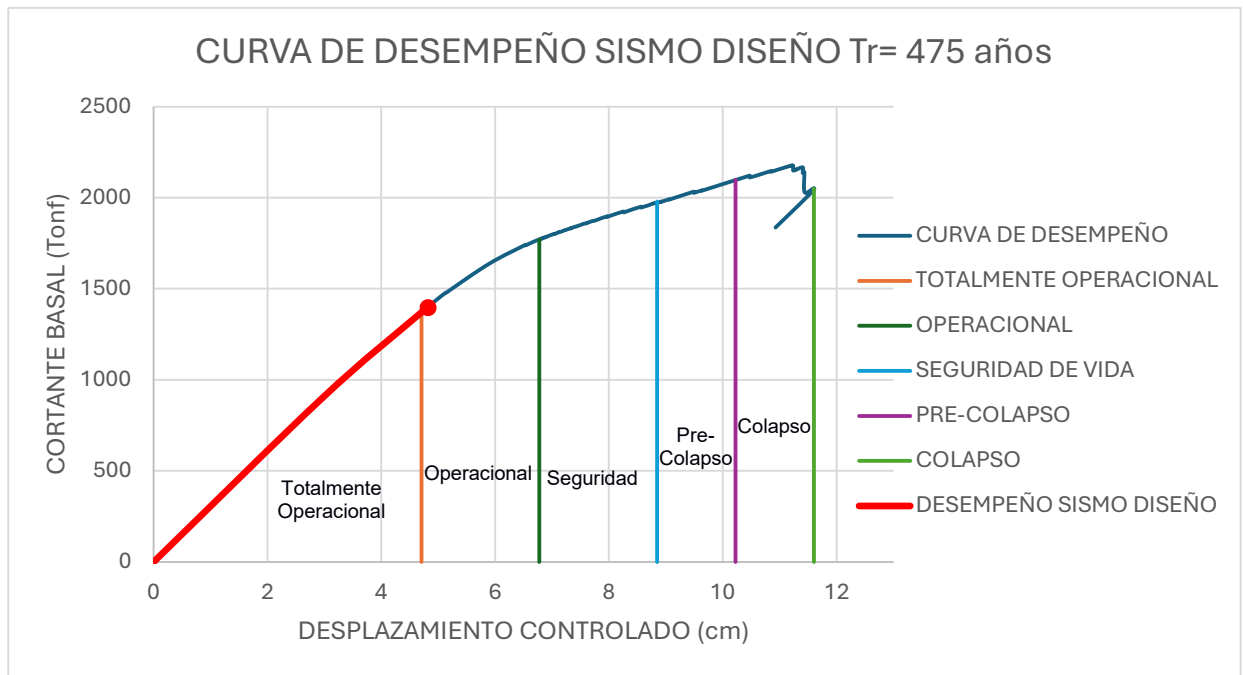


Ilustración 76. Curva de Desempeño para Sismo de Diseño Tr= 475 años. (Barahona L, 2024)

Por medio de la ilustración 76 podemos observar el estado de daño en el que se encontrará la estructura para el sismo de diseño con un período de retorno de 475 años. Típicamente todas las estructuras ordinarias deberían resistir este tipo de sismo o por lo menos mantener una estabilidad adecuada para darle tiempo a sus ocupantes de salvaguardar su vida.

En base a los requerimientos definidos inicialmente para el proyecto, el objetivo de desempeño de la estructura es que la misma se mantenga operativa luego de sufrir un sismo de gran intensidad, con el fin, de reducir en gran medida las pérdidas materiales tanto para el dueño del proyecto, como para los dueños de los bienes materiales que se colocarán dentro de la misma.

Observando la ilustración 76 podemos observar que para el sismo de diseño la estructura se mantendrá operativa de manera que los bienes de los ocupantes se mantendrán íntegros luego de la ocurrencia del sismo de diseño. Es importante mencionar que la estructura podría recibir pocos daños no estructurales como

fisuras en paredes, las mismas que no generan una gran relevancia para el objetivo de desempeño esperado para el proyecto.

Curva de Desempeño para Sismo de Máximo Probable $T_r = 2475$ años.

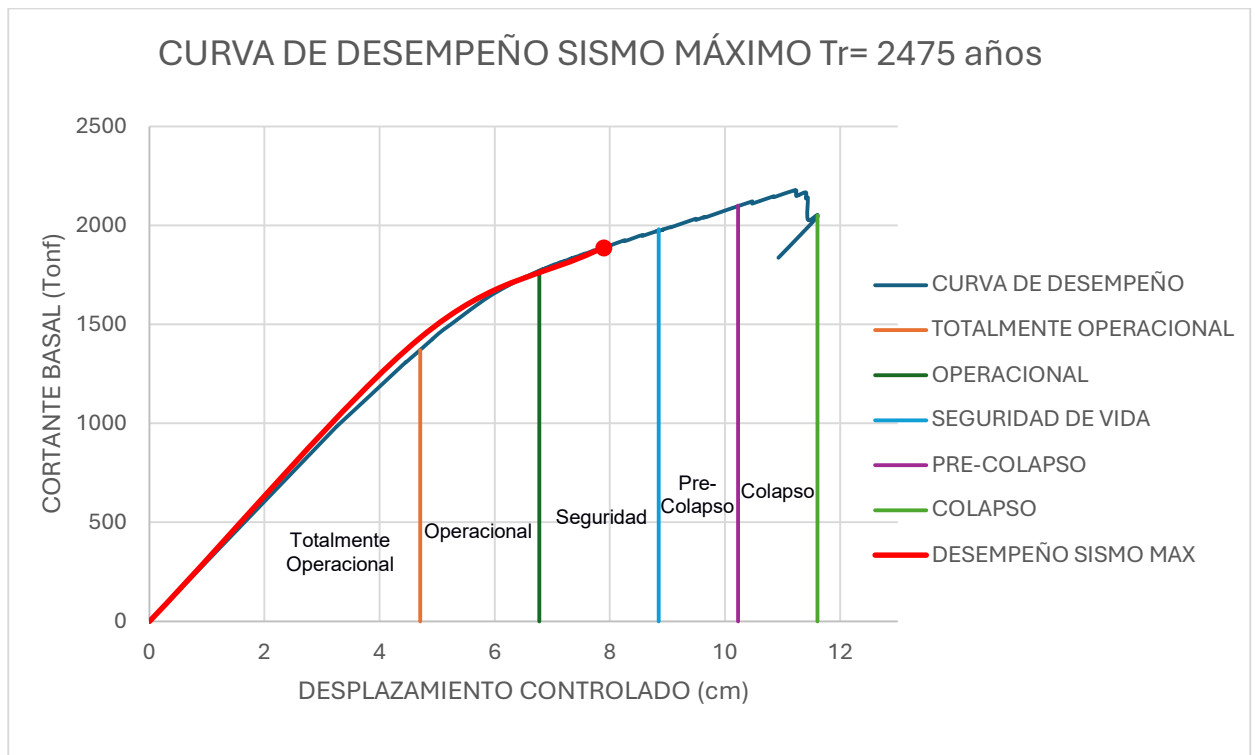


Ilustración 77. Curva de Desempeño para Sismo Máximo Probable $T_r = 475$ años.
(Barahona L, 2024)

Por medio de la ilustración 77 podemos observar el estado de daño en el que se encontrará la estructura para el sismo máximo probable o esperado con un período de retorno de 2475 años.

Mediante la ilustración 77 podemos determinar que la estructura se encontrará dentro del rango de seguridad de vida por lo que podemos indicar que ante el sismo máximo que podría existir en la ciudad de Machala la estructura podrá recibir daño estructural considerable sin que esto pueda poner en riesgo la vida de los ocupantes de la edificación de manera que se reduce exponencialmente la pérdida de vidas humanas ante este muy raro acontecimiento.

Luego de definir correctamente los estados de daño de la estructura para cada sismo de análisis, se procede a realizar la verificación de deriva para corroborar si la deriva propuesta por normativa para análisis por desempeño tiene similitud con los resultados presentados dentro del análisis.

Para realizar la comparación de derivas se ha hecho uso del documento generado dentro de la 4ta Jornada Proyecto “Elaboración Colaborativa del Código Modelo Sísmico para América Latina y El Caribe” en la ciudad de Panamá en el año 2019. Dentro de este documento se establecen las siguientes derivas:

Derivas de Entrepiso para Objetivos de Desempeño			
Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
< 0.002	< 0.005	< 0.02	< 0.035

Tabla 13. Derivas de Entrepiso para cada Objetivo de Desempeño. (Instituto de la Construcción, 2019)

Para obtener la deriva proveniente del análisis No Lineal se realiza la diferencia del desplazamiento elástico obtenido y el desplazamiento total del análisis no lineal, y posteriormente dividir para la altura total de la estructura (15 metros). Tomando de referencia los desplazamientos mostrados en la tabla 12 se obtienen los siguientes valores:

$$\Delta_{NL} = \frac{\partial_{total} - \partial_{FE}}{H_{total}} = \frac{11.602 \text{ cm} - 4.706 \text{ cm}}{1500 \text{ cm}} = 0.0046 \quad ec \text{ (3.17)}$$

$$\Delta_{NL} = 0.0046 < 0.005 \rightarrow \text{Ocupación Inmediata}$$

De igual manera se realiza la comparación de las derivas obtenidas para el análisis estático, siendo estas las siguientes:

$$\Delta M_x = 0.00368 < 0.05 \rightarrow \text{Ocupación Inmediata}$$

$$\Delta M_y = 0.00440 < 0.05 \rightarrow \text{Ocupación Inmediata.}$$

Por medio de los resultados obtenidos a través de la ecuación 3.17 se puede observar que las derivas de la estructura se encuentran dentro del rango de ocupación inmediata de acuerdo a los límites establecidos por el documento en mención, que ajustado a la normativa ecuatoriana se traduciría en el objetivo de desempeño conocido como “Operacional”. Estos resultados coinciden con lo observado dentro de las curvas, donde para el sismo de diseño se observa que la estructura presenta un desempeño operacional.

3.1.7 Diagrama Momento-Curvatura de Vigas (Rótulas Plásticas).

Con el fin de obtener un alcance mayor en la obtención de resultados, se observó el comportamiento generado en las rótulas plásticas de las vigas con el fin de tener mayor certeza del comportamiento de los miembros estructurales de la edificación ante las cargas laterales incrementales.

De manera general el diagrama que indica como es el comportamiento estructural de las vigas se lo establece por medio de las siguientes ilustraciones 78 y 79:

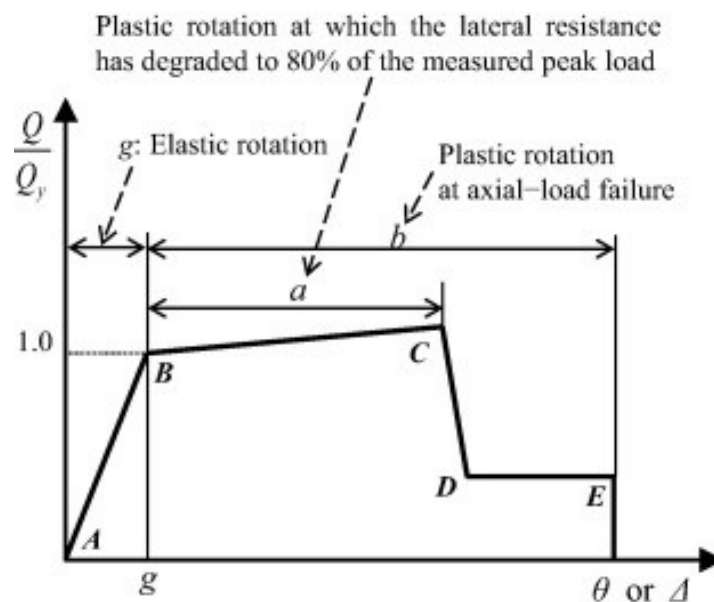


Ilustración 78. Diagrama General de Rótulas Plásticas en Vigas. (ASCE 41-13, 2003)

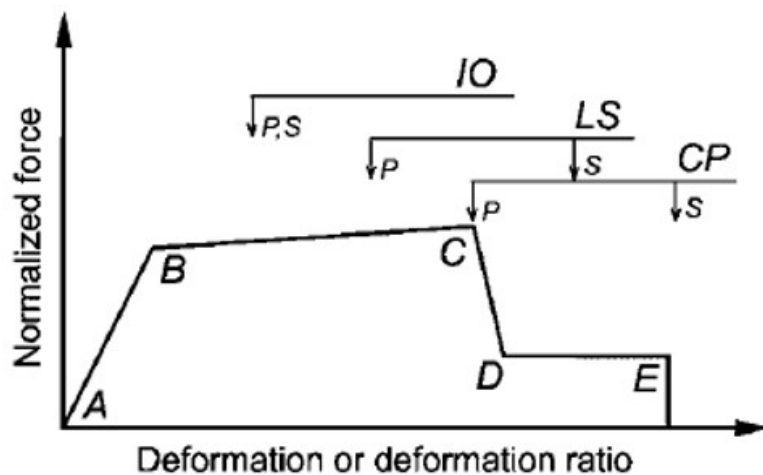


Ilustración 79. Clasificación de Estados de Daño en rótulas plásticas en elementos Estructurales. (ASCE 41-13, 2003)

Estas gráficas permiten conocer de mejor manera como es el comportamiento de los elementos estructurales ante las fuerzas laterales incrementales presentes durante un evento sísmico. Siendo la zona de A-B una zona de estado elástico donde el elemento correctamente el 100% de su capacidad estructural de manera que se puede garantizar que el elemento no ha sufrido daños y que puede mantenerse funcional posterior a la existencia de un sismo. La zona comprendida entre B-C representa la incursión dentro del rango inelástico de manera que se presenta una reducción en la resistencia cercana al 80% de la capacidad inicial del elemento. El intervalo de serviciabilidad sea este IO (Inmediata Ocupación), LS (Seguridad de Vida) o CP (Prevención del Colapso) se definen mediante las rotaciones asignadas inicialmente de acuerdo a lo que permite el código normativo.

Estas rotaciones son seleccionadas de acuerdo a los requerimientos deseados dentro de la normativa ASCE 41-13 en su tabla 10-7, tal como se muestra en la ilustración 80:

Conditions			Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
						Performance Level		
a	b	c	IO	LS	CP			
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d						
ρ_{bal}								
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

Ilustración 80. Parámetros de Modelamiento para procedimientos No Lineales en Vigas.
(ASCE 41-13, 2003)

Tal como se puede apreciar en la ilustración 80, la normativa ASCE 41-13 presenta varios límites normativos de rotación de las rótulas plásticas, para el caso del proyecto, se tendrá en cuenta una falla por flexión en las vigas, siendo este tipo de falla la más deseada debido a que permite aprovechar totalmente las propiedades de deformación de las rótulas plásticas. El caso de análisis es el que se encuentra encerrado en un marco verde y es con el que se realizarán las clasificaciones de los estados de daños para las vigas del proyecto.

A manera de comprobación se han seleccionado 3 tipos de vigas presentes en el piso de mayor carga que es el piso 1, con el fin de constatar que las vigas se encuentran dentro de los rangos esperados y obtenidos en la curva de capacidad general de la estructura. Las vigas seleccionadas fueron las vigas B35, B55 y B60 como se puede apreciar en la ilustración 81:

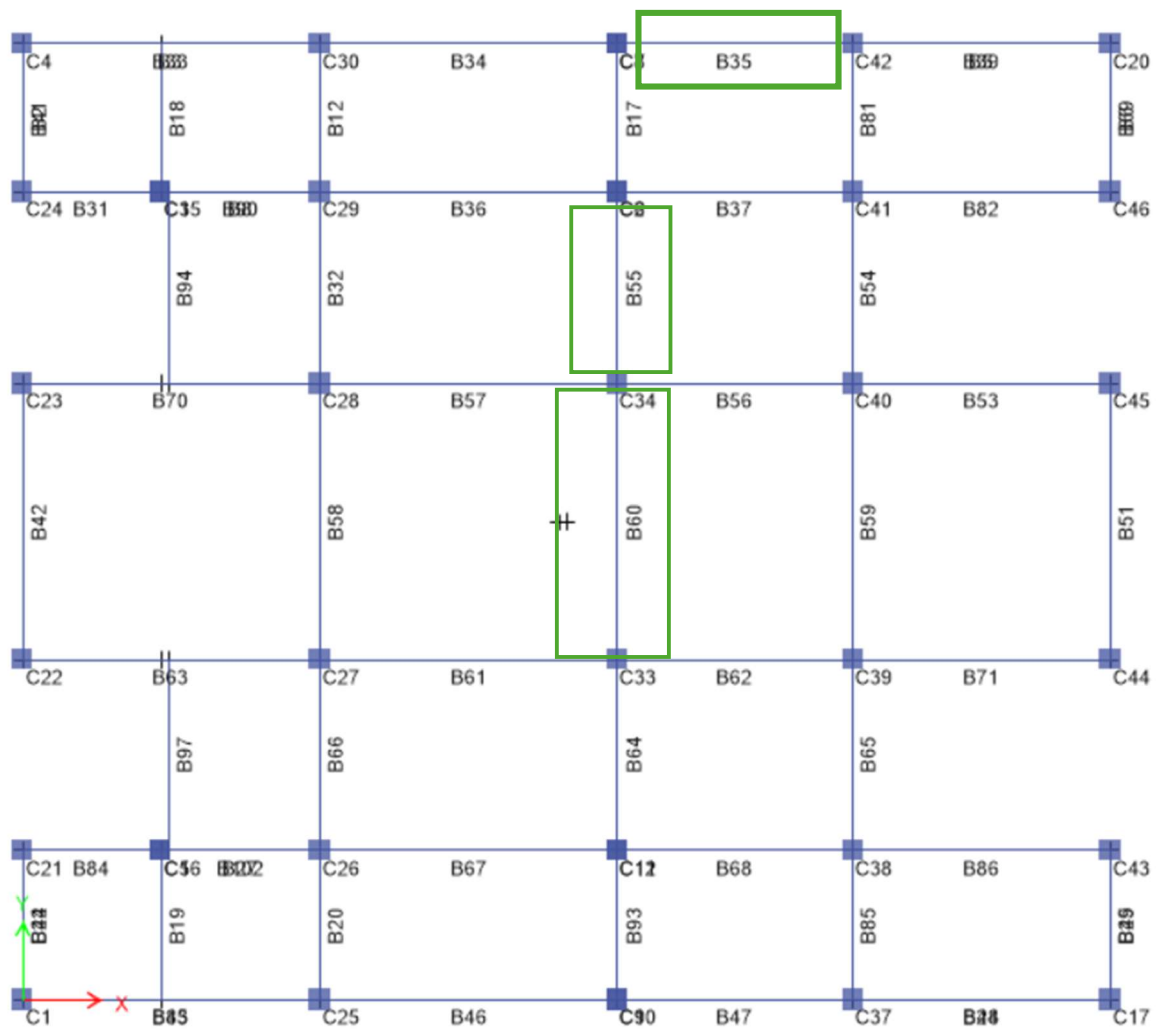


Ilustración 81. Selección de vigas para estudio de formación de rótulas plásticas.
(Barahona L, 2024).

Para la viga B35 se obtuvo el siguiente diagrama de momento-curvatura:

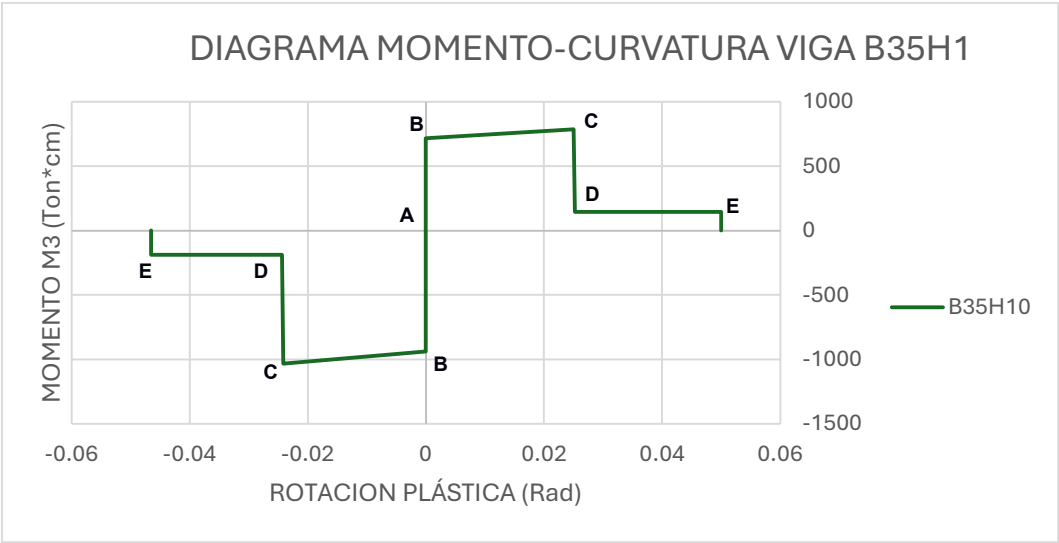


Ilustración 82. Diagrama Momento-Curvatura Viga B35H1. (Barahona L, 2024).

Por medio del uso de los valores propuestos por la tabla de la ilustración 80 se pudo clasificar a los objetivos de daño dentro del diagrama de momento-curvatura para la viga B35, tal como se puede apreciar en la ilustración 82:

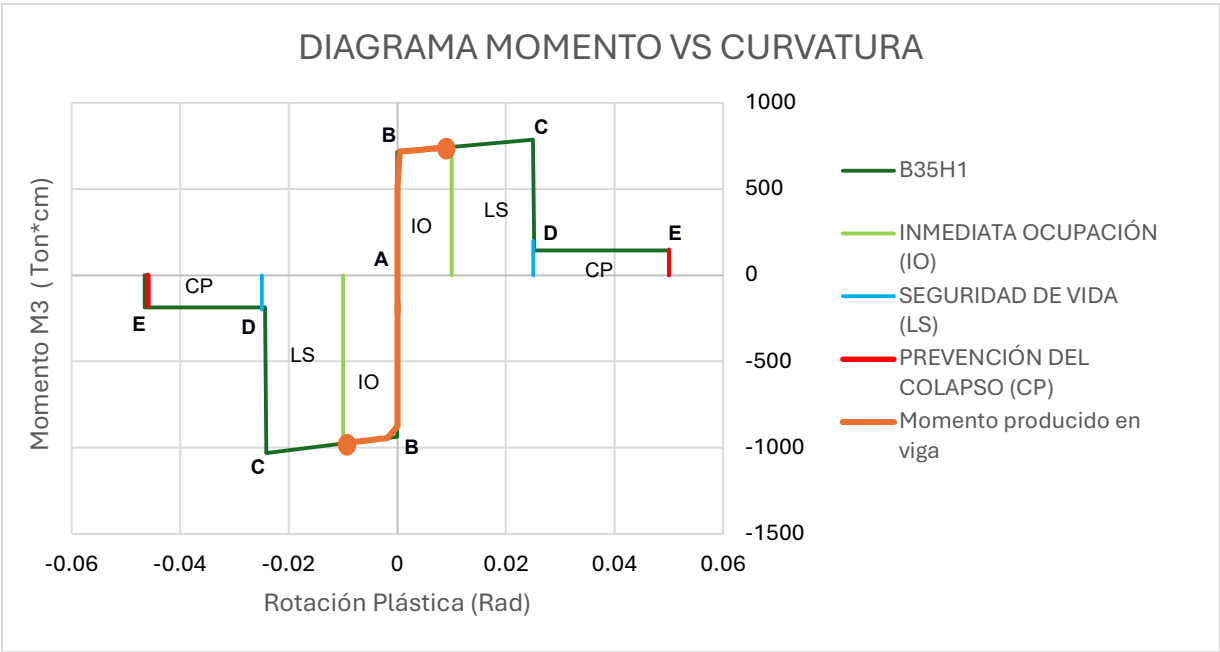


Ilustración 83. Objetivo de Daño alcanzado en viga B35 ante sismo de Diseño. (Barahona L, 2024)

Para la viga B55 se obtuvo el siguiente diagrama momento-curvatura:

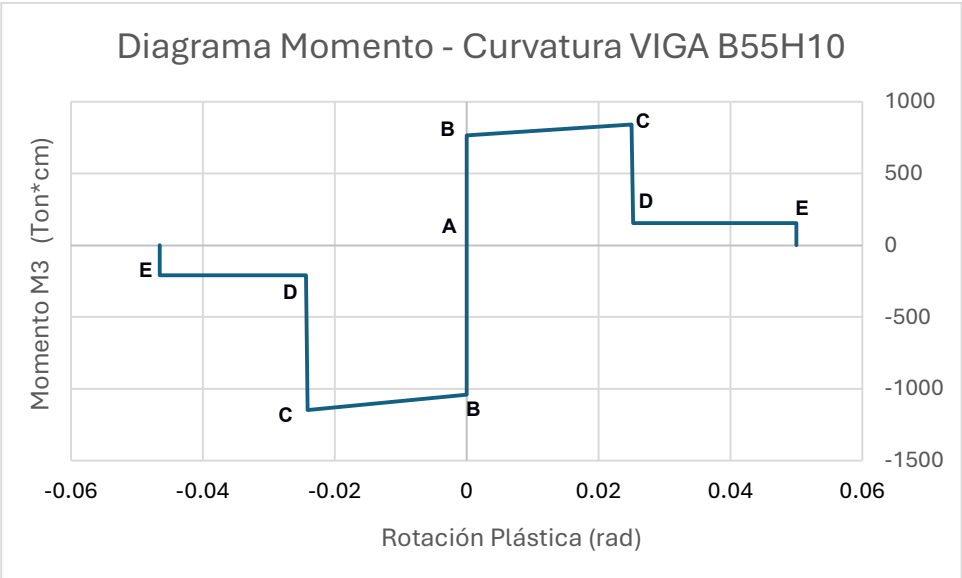


Ilustración 84. Diagrama Momento-Curvatura Viga B55H10. (Barahona L, 2024).

Por medio del uso de los valores propuestos por la tabla de la ilustración 80 se pudo clasificar a los objetivos de daño dentro del diagrama de momento-curvatura para la viga B55, tal como se puede apreciar en la ilustración 85:

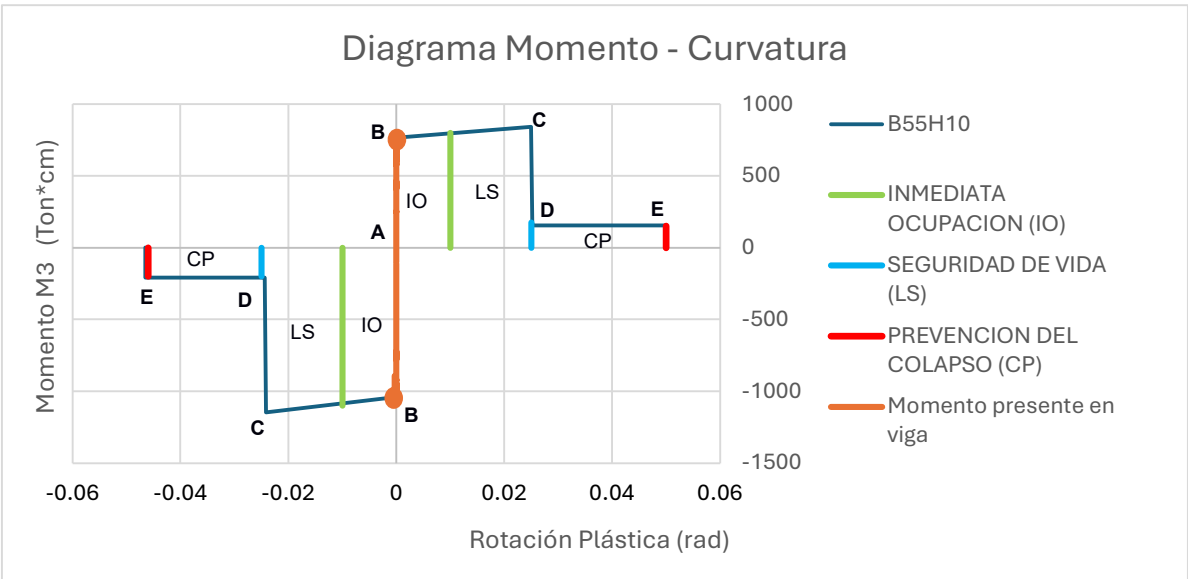


Ilustración 85. Objetivo de Daño alcanzado en viga B55 ante sismo de Diseño. (Barahona L, 2024).

Para la viga B60 se obtuvo el siguiente diagrama momento-curvatura:

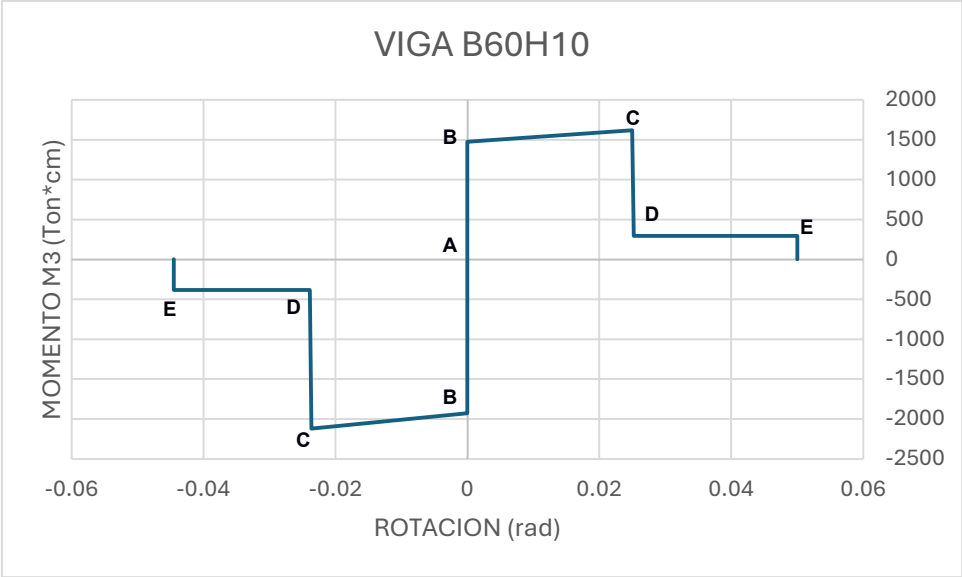


Ilustración 86. Diagrama Momento-Curvatura Viga B60H10. (Barahona L, 2024).

Por medio del uso de los valores propuestos por la tabla de la ilustración 80 se pudo clasificar a los objetivos de daño dentro del diagrama de momento-curvatura para la viga B60, tal como se puede apreciar en la ilustración 87:

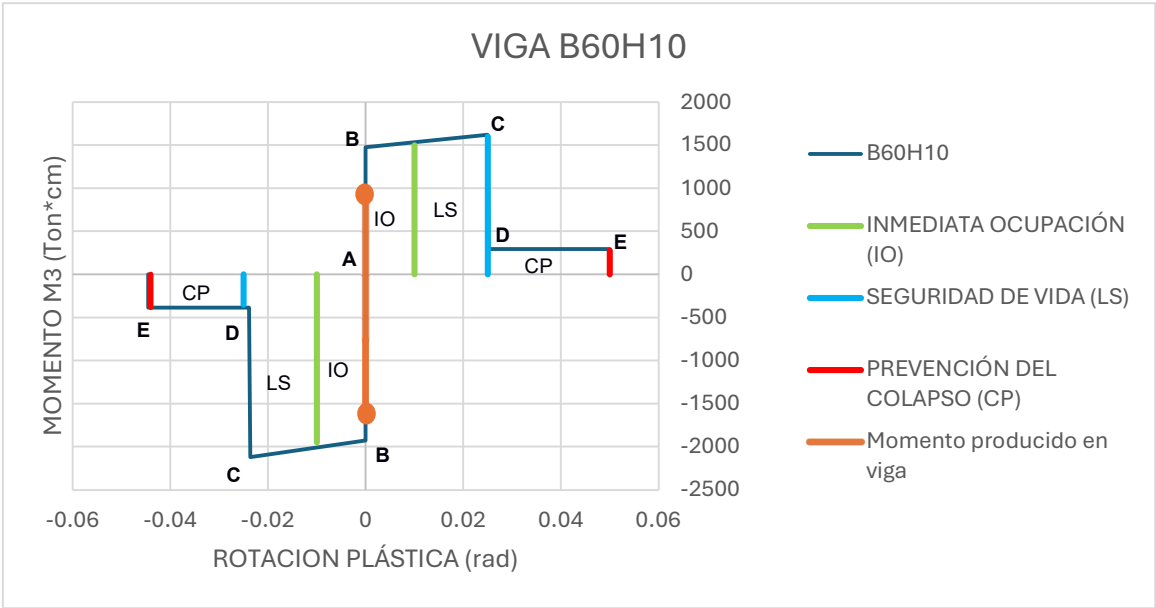


Ilustración 87. Objetivo de Daño alcanzado en viga B60 ante sismo de Diseño. (Barahona L, 2024).

Por medio de los resultados obtenidos de los diagramas de momento-curvatura de cada una de las vigas mencionadas anteriormente, se tiene información muy relevante que puede ayudar a interpretar de mejor manera el comportamiento general de la estructura y de los elementos estructurales que la componen. Estas interpretaciones serán estudiadas con mayor detalle en la siguiente sección.

3.2 Análisis De Resultados.

Luego de la obtención de todos los resultados tanto para análisis estático lineal y no lineal, es importante hacer mención y análisis a los datos más relevantes que se han obtenido de manera que se pueda conocer de mejor manera como es la interacción de la estructura ante los objetivos de desempeño planteados al inicio de este proyecto.

Es importante comenzar a revisar inicialmente los criterios y cumplimientos establecidos por la normativa NEC-2015 de manera que se pueda demostrar que la estructura cumple con todos los requisitos mínimos normativos.

3.2.1 Revisión de Criterios Normativos de la NEC-2015.

- **Período de Vibración de la Estructura.**

Por medio del uso de la ecuación 3.8 se pudo obtener el valor de período aproximado de la estructura, el cual fué de 0.629 segundos.

Por medio del uso del programa estructural se obtuvo el período del modelo de la estructura el cual fué de 0.494 segundos.

Se puede apreciar por lo tanto que el modelo ha configurado una estructura mucho más rígida en comparación a las ecuaciones planteadas por la normativa NEC-2015. Esta variación se debe a que en el programa se ha considerado el uso de zonas rígidas en las uniones columnas-vigas de manera que le da una mayor rigidez estructural. Otro de los factores incidentes son las configuraciones en planta y elevación que presenta la estructura, dado que al ser una edificación destinada a parqueaderos se han generado ciertos elementos tipo viga para las rampas que le aportan una mayor rigidez a la estructura.

- **Porcentaje de Participación de Masa de la Estructura.**

Por medio del criterio propuesto por la NEC-2015 y mencionado anteriormente en este informe se comprueba que el porcentaje de participación de masa de la estructura se encuentra dentro de los parámetros permitidos por la normativa.

Observando la tabla 8 se puede demostrar que el porcentaje de participación de masa es mayor al 90%. Específicamente 99.99% para el eje X y 99.99% para el eje Y.

- **Derivas de Piso.**

Por medio de la ecuación 3.16 se pueden obtener los valores de derivas inelásticas presentes en la estructura, las cuales deberán ser menores a las propuestas por la normativa NEC-2015, con el fin de garantizar una estructura con bajos niveles de desplazamiento que eviten fisuramientos excesivos que podrían ocasionar graves daños a la integridad de la edificación.

Estos valores máximos de derivas se muestran en la tabla 1. Siendo para el caso de estructuras de hormigón de 0.02.

Para el eje X la deriva obtenida fue de 0.00368, siendo menor al límite establecido por lo cual la deriva para el eje X es correcta.

$$\Delta M = 0.00368 < 0.02 \rightarrow OK$$

Para el eje Y la deriva obtenida fue de 0.0044, siendo menor al límite establecido por lo cual la deriva para el eje Y es correcta.

$$\Delta M = 0.0044 < 0.02 \rightarrow OK$$

De esta manera se puede concluir que las derivas generadas por las secciones del pre-dimensionamiento son correctas.

- **Ratio Demanda/Capacidad de los elementos de la estructura.**

Con el fin de conocer de manera visual la capacidad con la que los elementos van a interactuar con las cargas de diseño, se puede revisar el Ratio Demanda/Capacidad. Este valor indica si las secciones se encuentran sobre-esforzadas o sobredimensionadas, de manera que, si el valor es mayor a 1 se puede indicar que la sección está sobre-esforzada, y debe ser reforzada, mientras que si es muy bajo el valor se puede inferir que la sección se encuentra

sobredimensionada y debe ser reducida con el fin de optimizar el aspecto económico.

Por medio de la ilustración 44 se puede observar el correcto cumplimiento de las secciones de la edificación, de manera que se puede conocer el correcto desempeño estructural de los elementos ante las demandas previstas para el funcionamiento de la estructura.

- **Criterio Columna Fuerte – Viga Débil.**

Por medio de la ilustración 44 y 45 se puede observar el ratio del criterio de Columna Fuerte – Viga Débil, el cual permite conocer si las columnas del proyecto son más resistentes que las vigas con el fin de asegurar la falla inicial de la viga antes que la columna para evitar la presencia de posibles mecanismos que puedan inducir al colapso.

Gracias a las ilustraciones mencionadas podemos indicar que la edificación cumple correctamente el criterio de manera que se puede indicar que los elementos se encuentran funcionando de manera dúctil dentro del sistema estructural.

3.2.2 Revisión de Criterios de los Objetivos de Desempeño Estructural.

Luego de revisar los criterios normativos propuestos por la NEC 2015 para análisis elástico, es importante revisar con mayor detalle los resultados obtenidos dentro del estado No Lineal para conocer como es el comportamiento final de la estructura y si la misma responde a los objetivos de desempeño adecuados para el proyecto.

En la normativa NEC 2015 se hace mención a los objetivos de desempeño correspondientes a la filosofía de diseño basado en desempeño, la cual indica el fin más importante, que es el de evitar la pérdida de vidas al impedir el colapso de todo tipo de estructuras. Además, dependerá del tipo de edificación la garantía de funcionalidad ante un evento de sismo extremo.

Es así como la NEC 2015 clasifica a los siguientes niveles de amenaza sísmica:

- Frecuente (Menor).
- Ocasional (Moderado).
- Raro (Severo): Sismo de diseño ($T_r=475$ años).
- Muy raro (Extremo): Período de retorno de 2500 años.

Otro de los aspectos importantes que hace mención la NEC 2015 es el desempeño mínimo al cuál toda estructura nueva que se vaya a realizar debe presentar y es la “Seguridad de Vida”. Para este proyecto, en base a la necesidad de salvaguardar los bienes tanto del cliente como de los usuarios que van a ocupar el proyecto, será el de presentar una estructura que proteja tanto a los usuarios como a los bienes materiales dentro de la edificación de manera que la estructura deberá mantenerse apta para usar posterior a un sismo de diseño, siendo el objetivo de desempeño a alcanzar el “Operacional”.

Uno de los aspectos importantes dentro del análisis PUSHOVER es el conocer la curva de desempeño de la estructura, la misma que se puede apreciar en la ilustración 88 en donde podemos inferir que la edificación presenta un desplazamiento aproximado de 11.60 cm para posteriormente comenzar a decaer en su capacidad estructural.

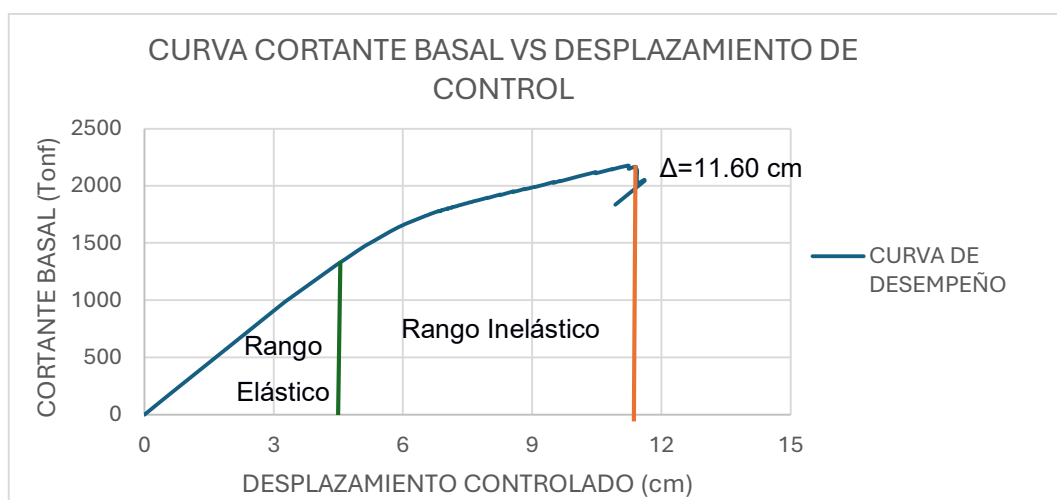


Ilustración 88. Cortante Basal vs Desplazamiento de Control. (Barahona L, 2024)

Otro de los aspectos interesantes que se pueden obtener de la curva es que la edificación presenta un desempeño dúctil correcto, en donde se puede apreciar que luego de sobrepasar los límites elásticos, los elementos estructurales están aportando de manera dúctil al sistema, mediante la generación de las rótulas plásticas, este comportamiento se puede apreciar en la curva de la ilustración 78, en donde se observan mayores niveles de deformación en el rango inelástico evitando el temprano colapso o un incorrecto desempeño estructural de la edificación.

Para determinar cuál es el objetivo de desempeño de la estructura de análisis se realizó la clasificación de niveles de desempeño propuesto por VISION 2000, el cual divide el desempeño de la estructura en base a porcentajes de desplazamientos para un cierto tipo de aceleración correspondiente a los sismos de servicio, de diseño y el sismo máximo probable.

Por medio de la aplicación de las aceleraciones correspondientes a cada sismo se obtuvieron las clasificaciones de desempeño para cada tipo de sismo, de manera que para el sismo de servicio se obtuvo un nivel de desempeño de totalmente operacional, tal como se puede apreciar en la ilustración 89.

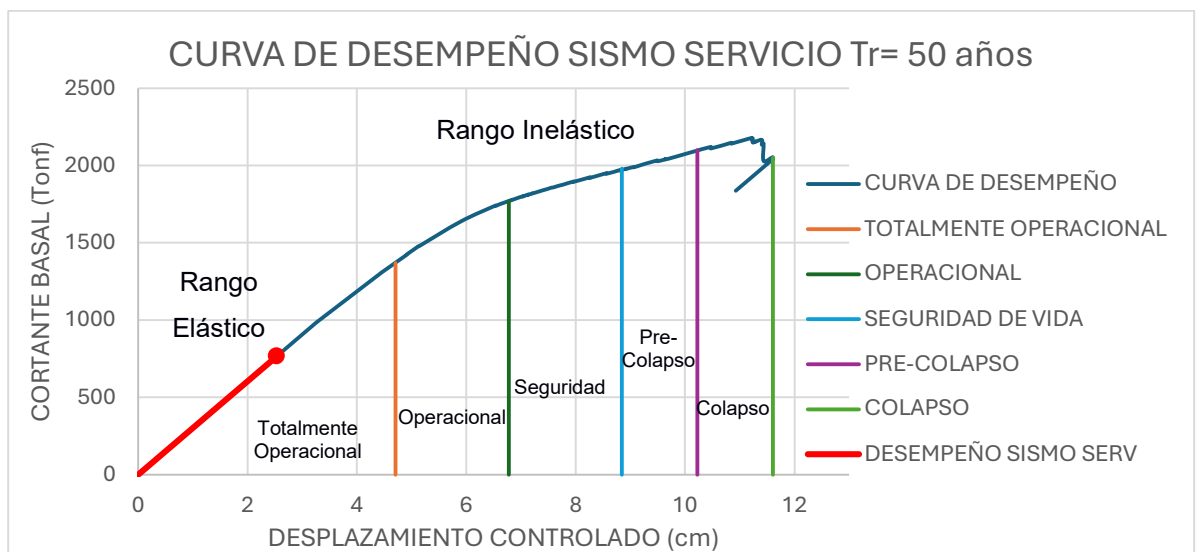


Ilustración 89. Nivel de Desempeño para Sismo de Servicio Tr= 50 años.
(Barahona L, 2024)

Mediante la ilustración 89 se puede mencionar que, ante un sismo de servicio, aquellos de baja intensidad recurrentes cada cierto tiempo, la estructura se mantendrá totalmente operacional y dentro del rango elástico. Esto quiere decir que la edificación sufrirá deformaciones reversibles sin sufrir afectaciones tanto en elementos estructurales como no estructurales, de manera que los gastos por reparaciones estructurales o no estructurales serán muy bajos o nulos gracias al correcto desempeño de los elementos estructurales propuestos.

De igual forma se realizó el procedimiento para el sismo de servicio con un período de retorno de 475 años resultando en la siguiente ilustración 90.

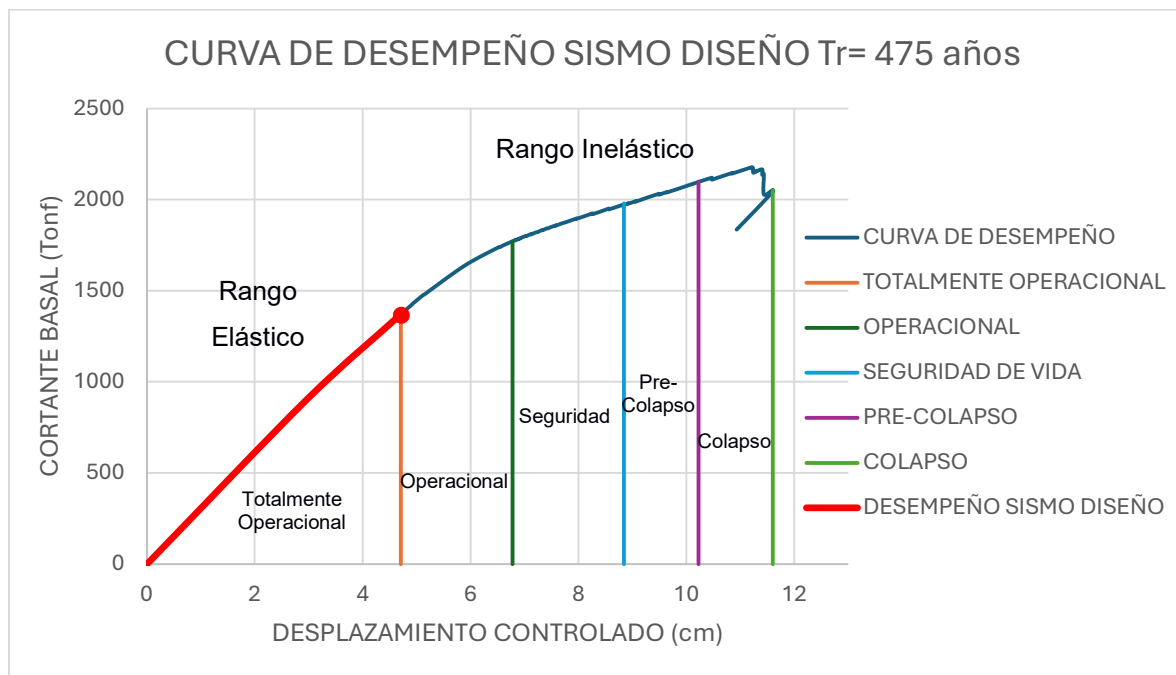


Ilustración 90. Nivel de Desempeño para Sismo de Diseño $T_r = 475$ años.
(Barahona L, 2024)

Por medio de la curva observada se puede indicar que ante el sismo de diseño, aquel que la normativa NEC-2015 toma como referencia para realizar el análisis por desempeño, la estructura apenas comienza a incursionar en el rango inelástico, de manera que la misma se encuentra en el rango operacional, esto significa que la estructura no tendrá afectaciones no estructurales ni estructurales de consideración, por lo que los gastos de reparaciones serán bajos en comparación con estructuras que para este tipo de sismos se encuentran dentro

de los rangos de seguridad de vida que sí consideran recibir daños considerables en elementos no estructurales.

Finalmente se realizó el análisis para conocer el desempeño de la estructura ante el sismo máximo probable, dando como resultado la ilustración 91.

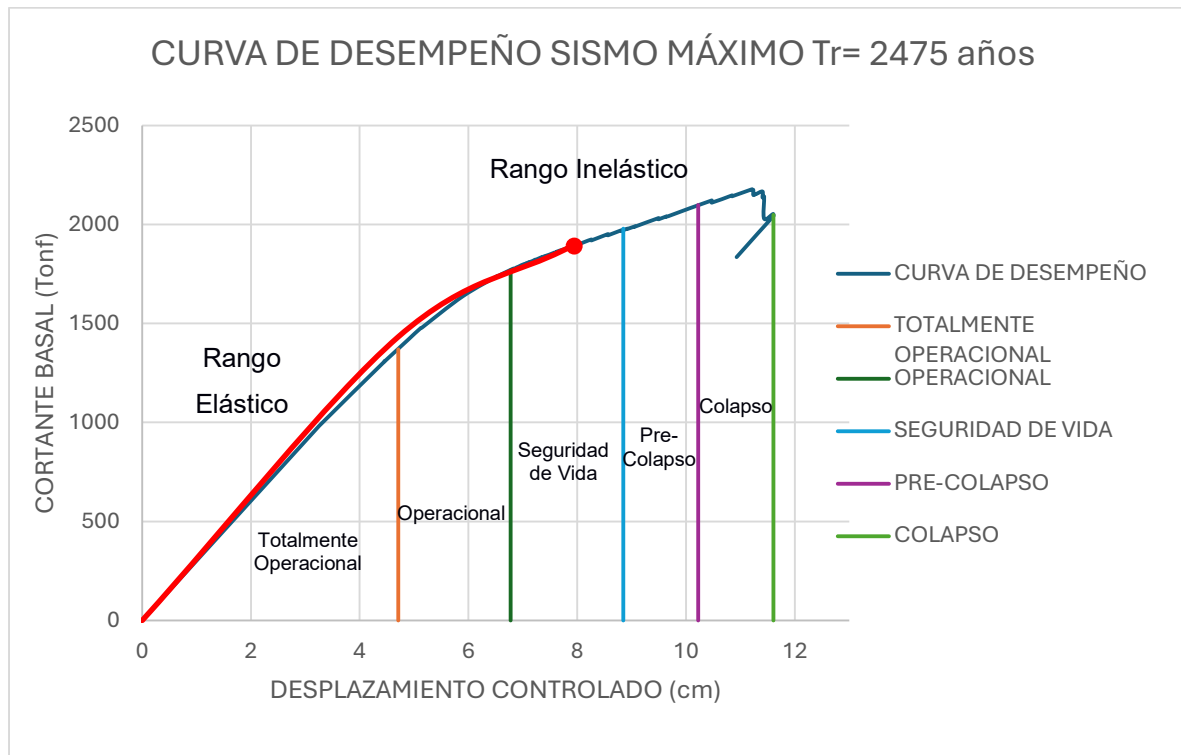


Ilustración 91. Nivel de Desempeño para Sismo Máximo Probable $T_r= 2475$ años.
(Barahona L, 2024)

Por medio de la curva generada para el Sismo Máximo Probable se puede observar cómo es el desempeño de la estructura para un evento catastrófico que podría llegar a ocurrir en la zona de análisis (Machala). En base a los resultados observados podemos determinar que el objetivo de desempeño obtenido para este tipo de sismo es el de “Seguridad de Vida” el cuál garantiza la seguridad de los ocupantes de la edificación ante un sismo muy violento, tal como lo propone la normativa NEC-2015. Es importante mencionar que, para este estado de daño, la estructura puede recibir ciertos niveles de deformación que generen daños en los elementos estructurales, pero con los correctivos adecuados la estructura puede volver a ser operativa. De esta forma podemos garantizar y demostrar el

correcto desempeño estructural de la edificación ante los sismos de análisis propuestos por la filosofía de diseño por desempeño.

Luego de la revisión de la curva de capacidad general de la estructura, es importante analizar los resultados obtenidos de los diagramas momento-curvatura generados en las ilustraciones 82, 84 y 86 para las vigas B35, B55 Y B60.

Analizando el diagrama momento-curvatura de la viga B35 por medio de las ilustraciones 82 y 83 podemos indicar que la misma se encuentra incursionando dentro del rango inelástico en la zona de inmediata ocupación muy cercana al rango de seguridad de vida, denotando que la viga se encuentra recibiendo daño considerable, pero que no pone en riesgo las condiciones estructurales de la edificación.

Para la viga B55 por medio de las ilustraciones 84 y 85 podemos observar que la viga central del baño de estacionamientos está muy cerca de comenzar a incursionar dentro de la zona inelástica de manera que se puede indicar que la misma todavía mantiene sus condiciones estructurales correcta y de igual manera no pone en riesgo las condiciones estructurales del proyecto.

Para la viga B60, por medio de las ilustraciones 86 y 87 se observa que la misma se mantiene dentro del rango de inmediata ocupación, denotando que ha sufrido poco daño estructural luego del evento sísmico, es importante conocer este resultado debido a que esta viga B60 es una viga principal central que debe garantizar su correcto funcionamiento con el fin de evitar colapsos de la losa de parqueos y por medio de los resultados obtenidos podemos garantizar que la misma se mantendrá operativa luego de un evento sísmico de diseño.

Como paso final de revisión de los objetivos de desempeño se procedió a revisar las derivas inelásticas con el fin de conocer en qué objetivo de desempeño se encuentran las derivas obtenidas de la curva de capacidad de la estructura. Tomando como referencia los valores propuestos por el documento “Elaboración Colaborativa del Código Modelo Sísmico para América Latina y El Caribe” realizado en el año 2019, a través de la tabla 13, se obtuvo la siguiente comparación:

$$\Delta_{NL} = \frac{\partial_{total} - \partial_{FE}}{H_{total}} = \frac{11.602 \text{ cm} - 4.706 \text{ cm}}{1500 \text{ cm}} = 0.0046 \quad ec \quad (3.17)$$

$$\Delta_{NL} = 0.0046 < 0.005 \rightarrow \text{Ocupación Inmediata}$$

Tomando como referencia a la tabla 13 se puede indicar que la curva de capacidad de la estructura denota un estado de desempeño de “Ocupación Inmediata”, esta respuesta obtenida coincide con los resultados hallados en las curvas de desempeño estructural. Con esto se puede indicar que la estructura cumple correctamente los niveles de derivas para el estado de desempeño propuesto que es el de proveer una estructura capaz de salvaguardar la vida de los ocupantes y los bienes materiales de los propietarios y clientes.

CAPÍTULO 4

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

Luego de una extensa revisión de la bibliografía existente referente al diseño basado en desempeño, y de realizar un análisis estructural detallado de la edificación, se pudieron conocer los niveles de desempeño de la estructura para los escenarios sísmicos planteados inicialmente, de manera que se pudieron obtener conclusiones interesantes que pueden servir de gran ayuda para el crecimiento del uso de la filosofía basada en desempeño para zonas de alto riesgo sísmico como la ciudad de Machala.

- Por medio de la aplicación de la filosofía de diseño basado en desempeño, a través de un Análisis No Lineal “Pushover” se garantizó un correcto desempeño estructural de la edificación, alcanzando un nivel de desempeño “Totalmente Operativo” para el sismo de servicio ($T_r=50$ años), un desempeño “Operativo” para el sismo de diseño ($T_r=475$ años), y un desempeño de “Seguridad de Vida” para el sismo máximo probable ($T_r=2475$ años). Esto es un indicador del correcto desenvolvimiento estructural que presenta la estructura, logrando reducir en gran medida los daños estructurales y no estructurales ante sismos de baja y mediana intensidad.
- Mediante un análisis estático No Lineal se logró el fiel cumplimiento de los parámetros normativos de la NEC-2015, tales como una participación de masa mayor al 90%, valores de derivas elásticas dentro de los límites permisibles, correcto cumplimiento del criterio columna fuerte-viga débil y una adecuada capacidad estructural de los elementos estructurales. Esto permite demostrar que la estructura se encuentra correctamente diseñada dado que cumple con todos los requerimientos de diseño.
- A través de la generación de la curva de capacidad de la estructura (Cortante Basal vs Desplazamiento de Control) se puede concluir que la

estructura presenta un comportamiento dúctil adecuado debido a que incursiona de manera correcta dentro del rango inelástico por medio de la generación de rótulas plásticas en los elementos columnas y vigas de manera que aumentan las deformaciones sin perder capacidad, permitiéndole a la estructura llegar a niveles altos de desempeño sísmico.

- Se obtuvo el nivel de desempeño esperado el cuál fue el nivel “Operativo”, esto se pudo conocer por medio de la curva generada por el método de los coeficientes, este resultado indica que la estructura se mantendrá funcional después de recibir las fuerzas sísmicas provenientes de un sismo de diseño, lo cual garantiza la seguridad de los ocupantes y la protección de los bienes materiales de los mismos.
- Se puede concluir que este trabajo es un gran aporte como guía para el uso de nuevas metodologías de diseño que permitan conocer con mayor precisión el nivel de daño que puedan llegar a presentar las estructuras, además de poder evitar pérdidas de vidas humanas dirigiendo la edificación hacia un nivel de daño deseado sea este un nivel operativo, de seguridad de vida o de prevención de colapso.

RECOMENDACIONES

Dentro del marco investigativo, para futuras investigaciones se recomienda dirigir la metodología de diseño hacia edificaciones de baja altura, tales como edificaciones residenciales, con el fin de mejorar los conocimientos acerca del desempeño estructural de las residencias ante sismos de baja, mediana y alta intensidad, y por consiguiente encontrar fallencias en zonas sensibles de las estructuras reduciendo sustancialmente la pérdida de vidas humanas y en menor medida de daños materiales.

Uno de los aspectos negativos de la filosofía de diseño por desempeño computacional a la que se puede hacer mención es la gran capacidad computacional que se requiere, especialmente para edificaciones de gran altura, debido a que es necesario realizar un gran número de iteraciones para obtener datos completos de la curva de capacidad de las edificaciones. Esto conlleva a esperar, en algunos casos, muchas horas para llegar a una respuesta concreta de manera que para acelerar la obtención de resultados se recomienda en lo posible el uso de computadoras de alta capacidad de procesamiento con el fin de optimizar los tiempos cálculo y llegar a resultados más precisos.

Para llegar a resultados precisos se recomienda revisar los aceros requeridos en cada una de las vigas de la estructura a analizar, de manera que se garantice correctamente la falla dúctil de las mismas, en ciertos casos este análisis puede tomar muchas horas si la estructura posee muchas vigas, es el caso de este proyecto, en el cual se tuvieron que ingresar 114 vigas con sus respectivos aceros para cumplir correctamente con el estado dúctil de todos los elementos estructurales. Si bien el tiempo requerido para la filosofía de diseño puede ser extenso, lo compensa concretamente con la información proporcionada para los niveles de daño que pueden alcanzar las estructuras. Es por esto que para edificaciones importantes y gubernamentales siempre se solicita el realizar un análisis No Lineal "Pushover", dado que son estructuras de una inversión muy alta que siempre debe mantenerse operativa ante cualquier tipo de sismo (Incluido el Sismo Máximo Probable).

BIBLIOGRAFÍA

- ACI Comité 318. (2015). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318SUS-14) y Comentarios. In *ACI Structural Journal*.
[https://doi.org/10.1016/S1130-6343\(05\)73662-X](https://doi.org/10.1016/S1130-6343(05)73662-X)
- ASCE 41-13. (2003). American Society of Civil Engineers: Seismic Evaluation of Existing Buildings. In *ASCE Standard* (Issues 31–3).
- Barbat, A. H., & Carlos Vielma, J. (2006). *FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA. ESTADO DEL ARTE Y ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE CÓDIGOS Sismicat View project Seismic vulnerability of existing buildings View project*. 11, 79–104. <https://www.researchgate.net/publication/310162015>
- Cagua-gómez, B., Tola-tola, A., & Pilatasig-caizaguano, J. (n.d.). *CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL. ANEXO D*. 70–92.
- CRUZ, F. (2023). El Oro es la cuarta provincia con más robos de carros y motos. *EL CORREO*, 1. <https://diariocorreio.com.ec/90498/cantonal/el-oro-es-la-cuarta-provincia-con-mas-robos-de-carros-y-motos>
- Dominguez, N., Estefania, J., Angamarca, O., & Marisol, V. (2024). *Análisis de la resistencia a la compresión de $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$ entre un hormigón convencional y un hormigón con mezcla de vidrio molido en reemplazo parcial del árido fino*.
- FEMA 440. (2005). Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. *Federal Emergency Management Agency, June*, 392.
- García, M. (2018). Estudio sobre la efectividad del factor de sobre-resistencia del criterio columna fuerte-viga débil en el diseño sísmico de pórticos de hormigón mediante el análisis dinámico no lineal. *UPCommons*, 105. <https://upcommons.upc.edu/handle/2117/118142>
- Gaxiola Camacho, J. R. (2022). Diseño Sísmico Basado En Desempeño-Revisión De Una Filosofía Alternativa De Diseño. *Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica*, 1(1), 1–14.
- Gustafson, D. (2007). Revisiting Low-Alloy Steel Reinforcing Bars. In *Concrete International* (Vol. 29, Issue 1, pp. 55–59).
- Hábitat y Vivienda. (2017). *Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) 1. ¿Qué es la NEC?*

- Hernandez, G. (2014). *Reductores Por Sobrerresistencia Y Ductilidad De Estructuras*. January 2015. <https://doi.org/10.13140/2.1.2798.8805>
- IGM. (2013). *Proyecto interinstitucional para monitoreo de terremotos y tsunamis*. <https://www.igepn.edu.ec/servicios/noticias/825-proyecto-interinstitucional-para-monitoreo-de-terremotos-y-tsunamis>
- INEC Instituto nacional de estadística y censos. (2024). *Estadísticas de Transporte (ESTRA) - Vehículos matriculados, 2023*.
- Instituto de la Construcción. (2019). *OBJETIVOS DE DESEMPEÑO SÍSMICO PARA EDIFICACIONES EN AMÉRICA LATINA Y EL CARIBE*. 1, 185.
- Lozano, M. J. A. (2023). *Crecimiento del parque automotor provoca caos vehicular en Machala*. Crecimiento Del Parque Automotor Provoca Caos Vehicular En Machala. <https://diariocorreo.com.ec/83296/ciudad/crecimiento-del-parque-automotor-provoca-caos-vehicular-en-machala>
- Mora, D., & Aguiar, R. (2015). Modelación De Diagrama Momento-Curvatura Y Momento-Rotación En Secciones De Acero Estructural. *Revista CIENCIA*, 17, 99–124.
- Nacional, E. P., Guayaquil, G. D. E., & Marzo, D. E. L. D. E. (2023). *Informe Sísmico Especial No . 2023-004*. 2–6.
- NEC-15. (2015). Reglamento de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS. In *Norma Ecuatoriana de la Construcción*. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/2.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-1.pdf>
- NEC-SE-DS. (2015). *Peligro Sismico*.
- NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. (2015a). NEC-SE-CG. In *Nec: Vol. Capítulo 1*. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/08/NEC-SE-CG.pdf>
- NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. (2015b). NEC-SE-DS. In *Norma Ecuatoriana de la Construcción*.
- Parker, V. A. S. (2023). *SitRep No. 29 – Sismo Balao, Guayas*. 29, 1–7.
- Redobrán, & Torres. (2011). *Control De Calidad Del Acero De Refuerzo Producido Por La Empresa Chilena Gerdau Aza S.a. Y Comercializado Por Unifer S.a., En El Mercado Ecuatoriano*. 192.
- Reyes, C., Miranda, E., Ordaz, M., & Meli, R. (2002). *ESTIMACIÓN DE ESPECTROS DE ACELERACIONES CORRESPONDIENTES A DIFERENTES PERIODOS DE*

RETORNO PARA LAS DISTINTAS ZONAS SÍSMICAS DE LA CIUDAD DE MÉXICO. <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=61806604>

Rupay Vargas, M. J., Vasquez Lamilla, L. S., Felix Patiño, J. E., Francisco Luiz, J. C., Cuba Ccente, D., & Soto Salazar, F. J. (2023). La Cortante Basal en el Analisis Sismico Estático: Vivienda Multifamiliar de Cuatro Niveles Mediante el Software Etabs. *Ciencia Latina Revista Científica Multidisciplinar*, 7(3), 4645–4668. https://doi.org/10.37811/cl_rcm.v7i3.6506

Sánchez, A., Jorge, G., Sc, T. M., & Santiago, I. N. G. (2013). *LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÒN DEL HORMIGÒN Y SU INFLUENCIA EN EL MÒDULO DE ELASTICIDAD ESTÀTICO EN EL CANTÒN AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA (Tesis de Licenciatura).*

SEAOC. (1995). *VISION 200. A FRAMEWORK FOR PERFORMANCE BASED STRUCTURAL ENGINEERING* (1st Editio).

Structural analysis and design of tall buildings. (1989). In *Choice Reviews Online* (Vol. 26, Issue 05). <https://doi.org/10.5860/choice.26-2723>

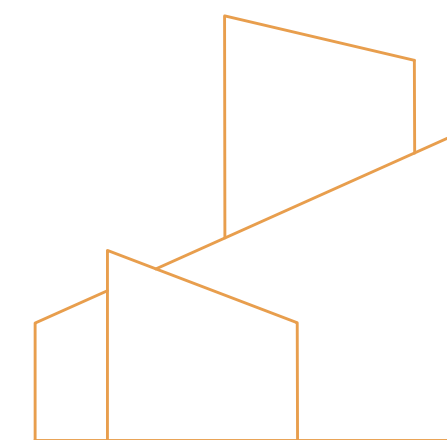
Toirac Corral, J. (2009). La resistencia a compresión del hormigón, condición necesaria pero no suficiente para el logro de la durabilidad de las obras. *Ciencia y Sociedad*, 34(4), 463–504. <https://doi.org/10.22206/cys.2009.v34i4.pp463-504>

PLANOS Y ANEXOS

RENDERS

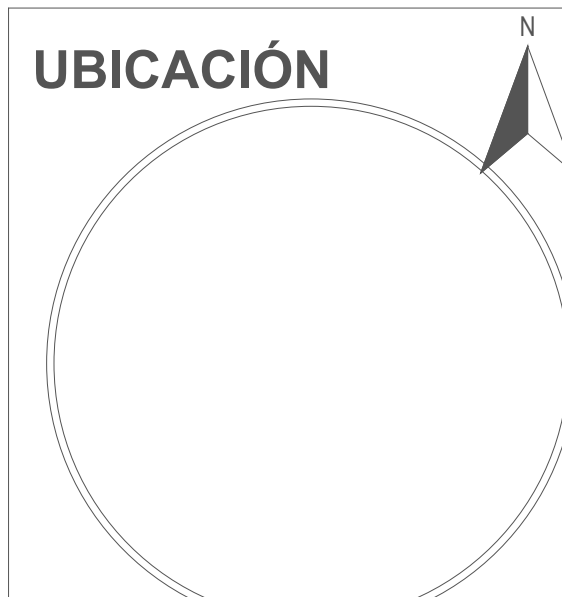


PLANOS



FABA
DISEÑO & CONSTRUCCIÓN

UBICACIÓN



CIUDAD: MACHALA
PARROQUIA: MACHALA

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

1. Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días $F'c = 240 \text{ Kg/cm}^2$
2. Resistencia a la fluencia de las varillas corrugadas $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
3. Tamaño máximo del árido = 35 mm.
4. Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-14.
5. Recubrimiento del refuerzo:
 - Concreto directamente vaciado en el suelo: 10 cm
 - Concreto expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm
 - Losas: 2 cm
 - Vigas y columnas: 3 cm.
6. El arquitecto y el constructor deberán verificar previo al inicio de la obra, que el sistema estructural especificado en estos planos estén en concordancia con el proyecto arquitectónico, límites de propiedad, topografía del terreno.
7. Normas utilizadas para el proyecto:
 - ACI 318-14
 - Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015.
8. El primer estribo en las vigas se colocará a nomas de 5cm de la cara del elemento de apoyo.
9. Las cantidades de acero y hormigón son únicamente referenciales y deberán ser corroboradas por el constructor en obra.

PROYECTO

EDIFICIO
PARQUEADEROS

CONTIENE

IMPLANTACIÓN
ARQUITECTÓNICA PB
Y PLANTAS 1-2-3

PROYECTISTA

ING. LUIS F. BARAHONA A.

PROPIETARIO

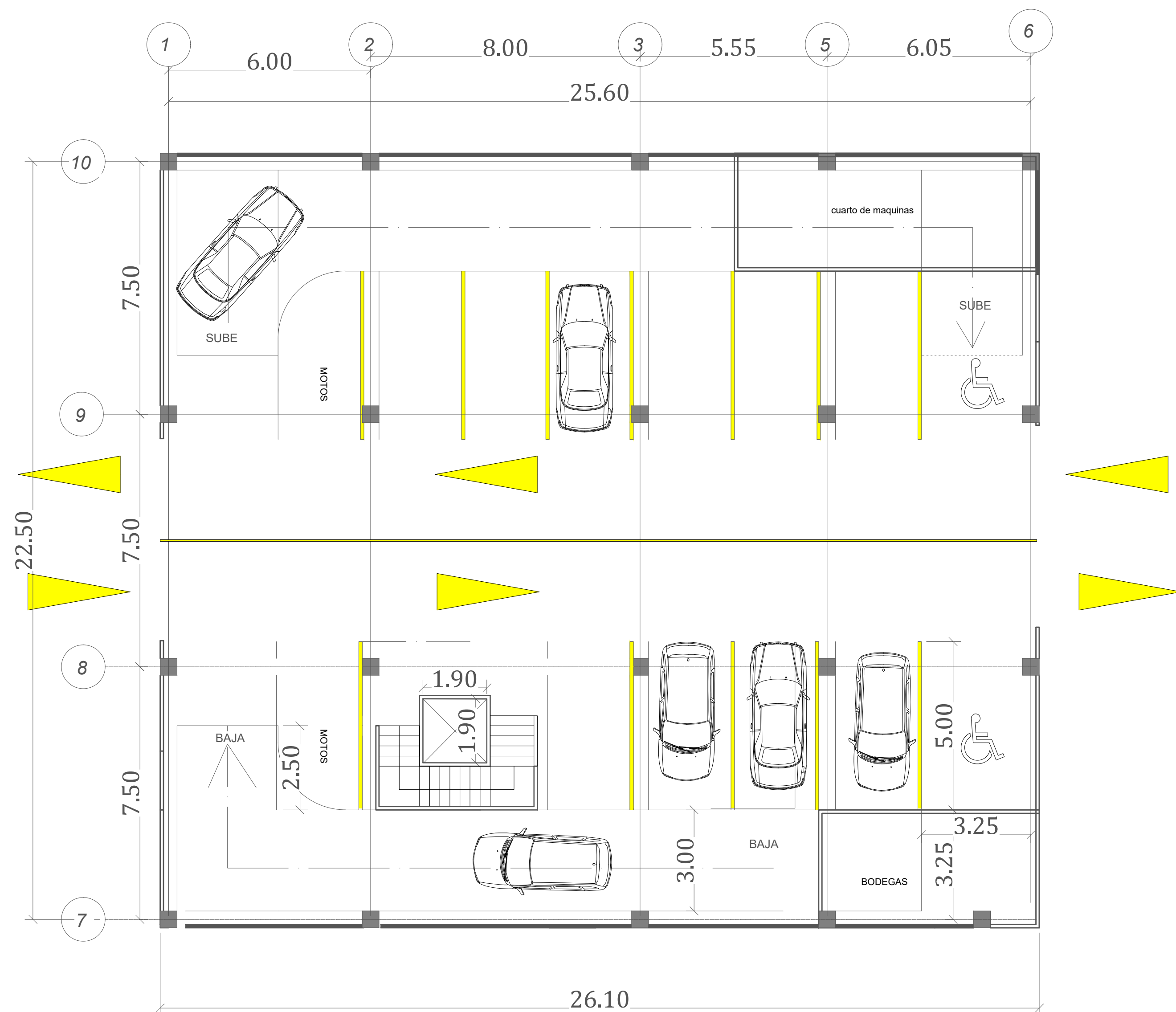
CLIENTE

ESC
1:100

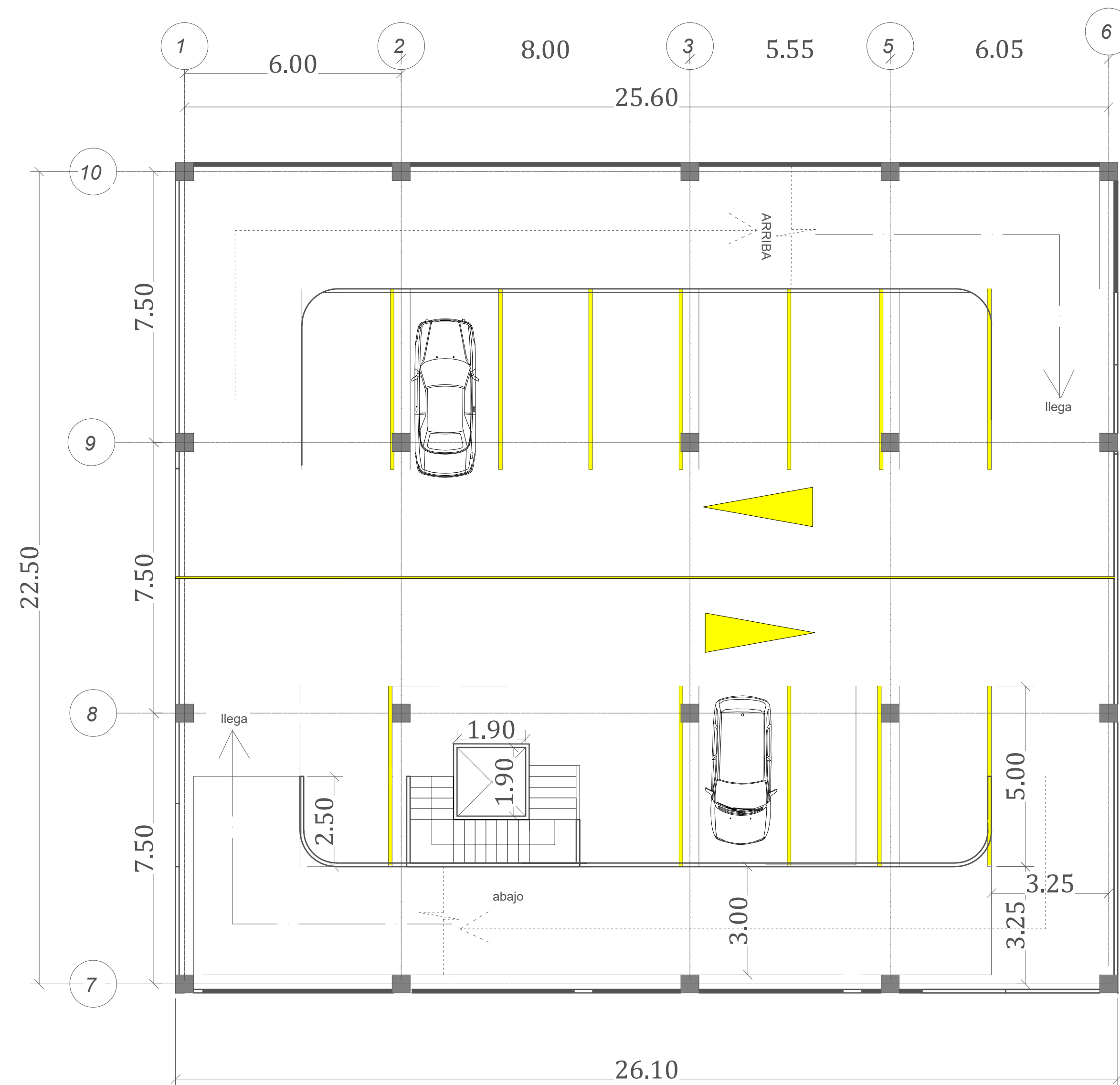
FECHA
diciembre 24

LÁMINA

ARQ 01



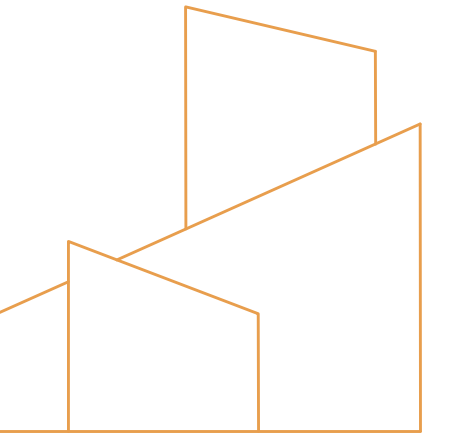
IMPLANTACIÓN ARQUITECTÓNICA DE PLANTA BAJA
ESCALA 1:100



IMPLANTACIÓN ARQUITECTÓNICA DE PLANTAS 1-2-3
ESCALA 1:100

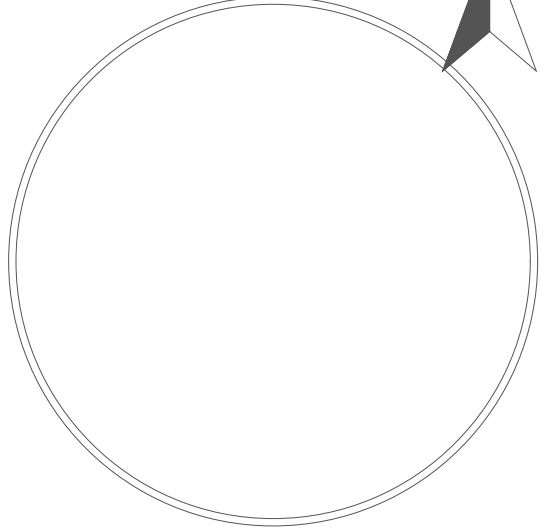


IMPLANTACIÓN ARQUITECTÓNICA DE PISO 4
ESCALA 1:75



FABA
DISEÑO & CONSTRUCCIÓN

UBICACIÓN



CIUDAD: MACHALA
PARROQUIA: MACHALA

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

1. Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días $F_c = 240 \text{ Kg/cm}^2$
2. Resistencia a la fluencia de las varillas corrugadas $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
3. Tamaño máximo del árido = 35 mm.
4. Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-14.
5. Recubrimiento del refuerzo:
 - Concreto directamente vaciado en el suelo: 10 cm
 - Concreto expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm
 - Losas: 2 cm
 - Vigas y columnas: 3 cm.
6. El arquitecto y el constructor deberán verificar previo al inicio de la obra, que el sistema estructural especificado en estos planos estén en concordancia con el proyecto arquitectónico, límites de propiedad, topografía del terreno.
7. Normas utilizadas para el proyecto:
 - ACI 318-14
 - Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015.
8. El primer estribo en las vigas se colocará a nomas de 5cm de la cara del elemento de apoyo.
9. Las cantidades de acero y hormigón son únicamente referenciales y deberán ser corroboradas por el constructor en obra.

PROYECTO

EDIFICIO
PARQUEADEROS

CONTIENE

IMPLANTACIÓN
ARQUITECTÓNICA DE
PISO 4

PROYECTISTA

ING. LUIS F. BARAHONA A.

PROPIETARIO

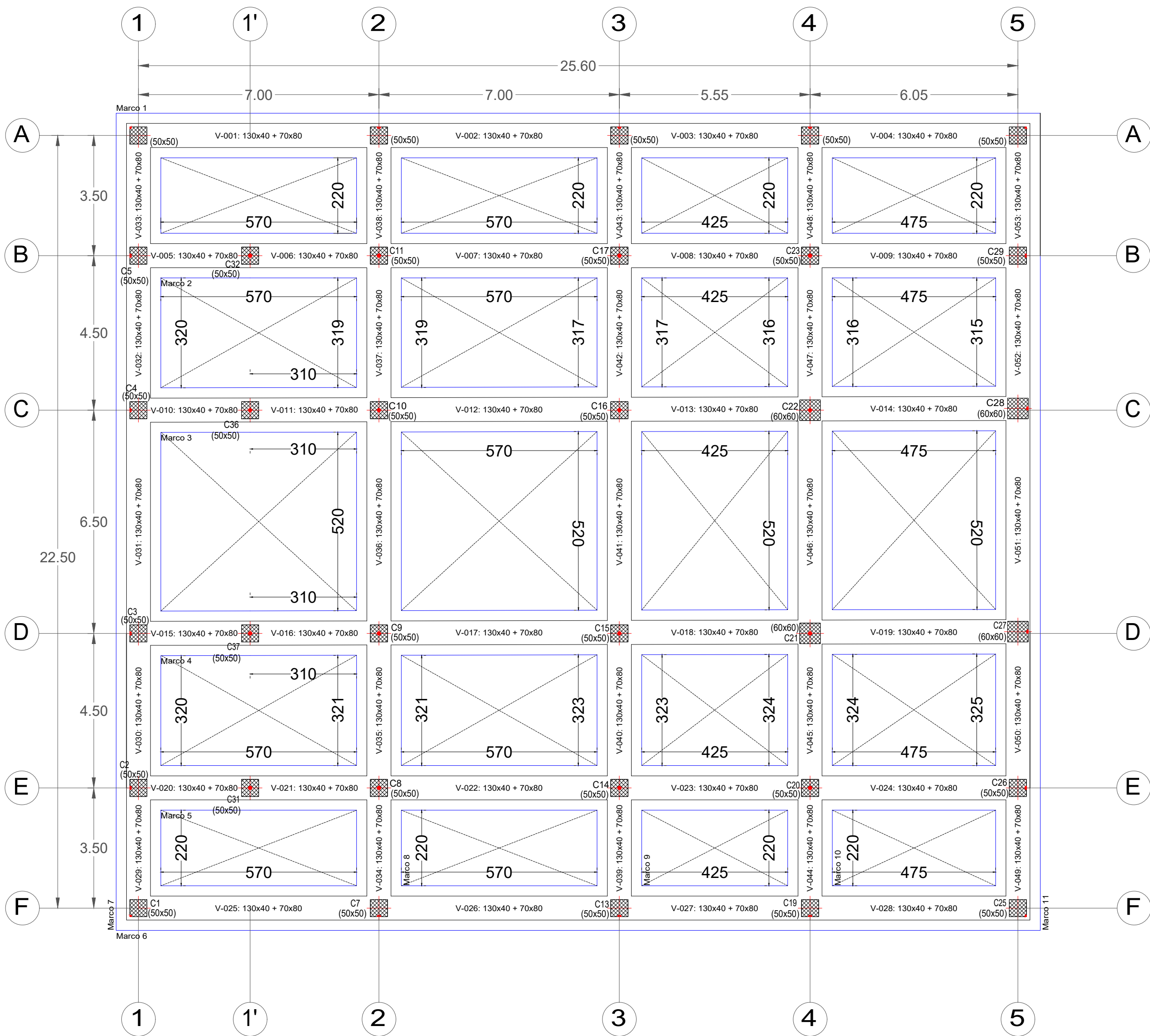
CLIENTE

ESC
1:75

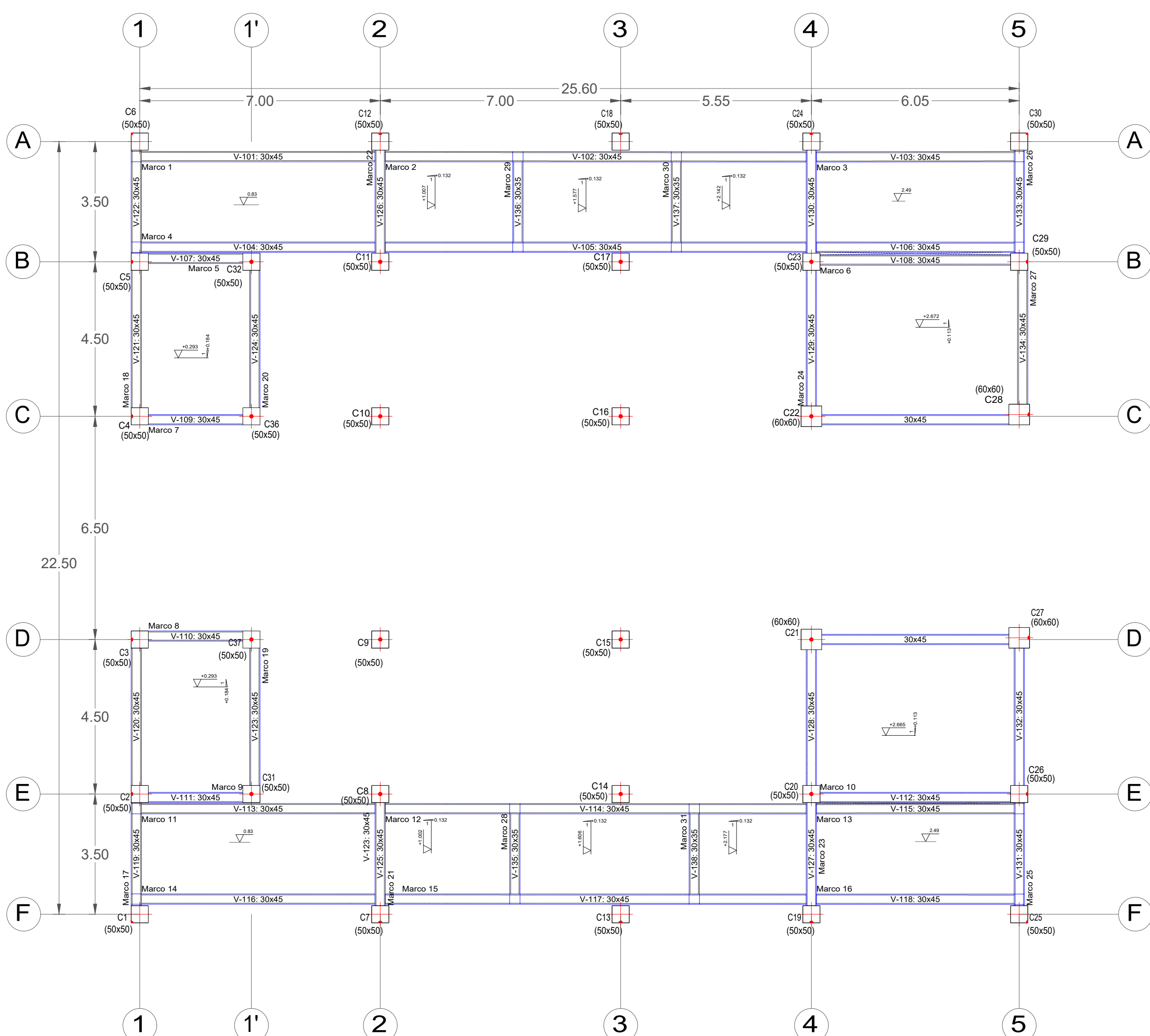
FECHA
diciembre 24

LÁMINA

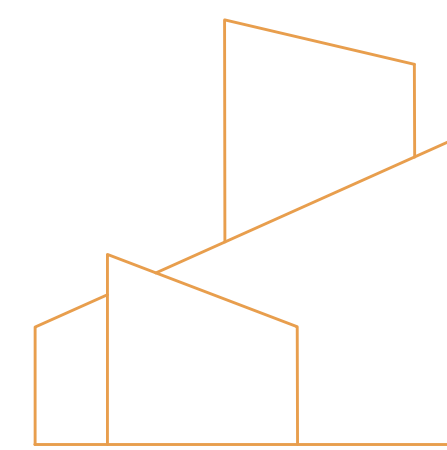
ARQ 02



IMPLANTACIÓN CIMENTACION
ESCALA 1:100

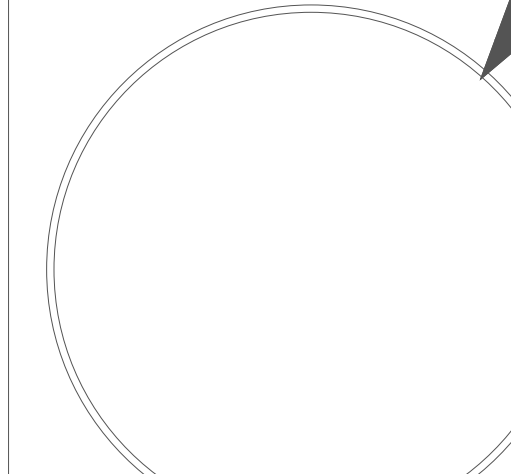


IMPLANTACIÓN PLANTA BAJA
ESCALA 1:100



FABA
DISEÑO & CONSTRUCCIÓN

UBICACIÓN



CIUDAD: MACHALA
PARROQUIA: MACHALA

ESPECIFICACIONES
TÉCNICAS

1. Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días $F'_{c} = 240$ Kg/cm².
2. Resistencia a la fluencia de las varillas corrugadas $F_y = 4200$ Kg/cm².
3. Tamaño máximo del árido = 35 mm.
4. Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-14.
5. Recubrimiento del refuerzo:
 - Concreto directamente vaciado en el suelo: 10 cm
 - Concreto expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm
 - Losas: 2 cm
 - Vigas y columnas: 3 cm.
6. El arquitecto y el constructor deberán verificar previo al inicio de la obra, que el sistema estructural especificado en estos planos estén en concordancia con el proyecto arquitectónico, límites de propiedad, topografía del terreno.
7. Normas utilizadas para el proyecto:
 - ACI 318-14
 - Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015.
8. El primer estribo en las vigas se colocará a nomas de 5cm de la cara del elemento de apoyo.
9. Las cantidades de acero y hormigón son únicamente referenciales y deberán ser corroboradas por el constructor en obra.

PROYECTO

EDIFICIO
PARQUEADEROS

CONTIENE

PLANO DE REPLANTEO
CIMENTACIÓN Y
PLANTA BAJA

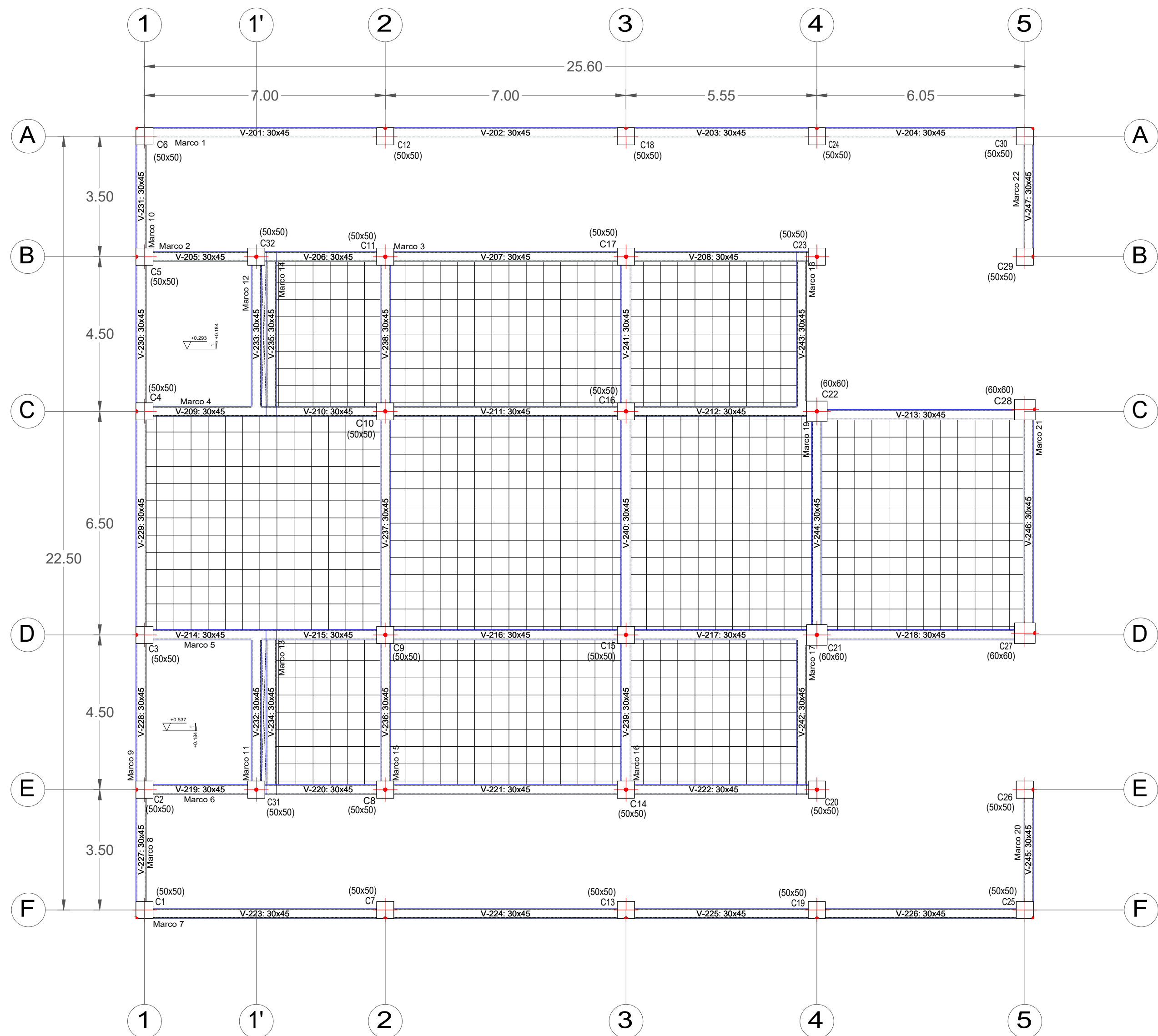
PROYECTISTA

ING. LUIS F. BARAHONA A.

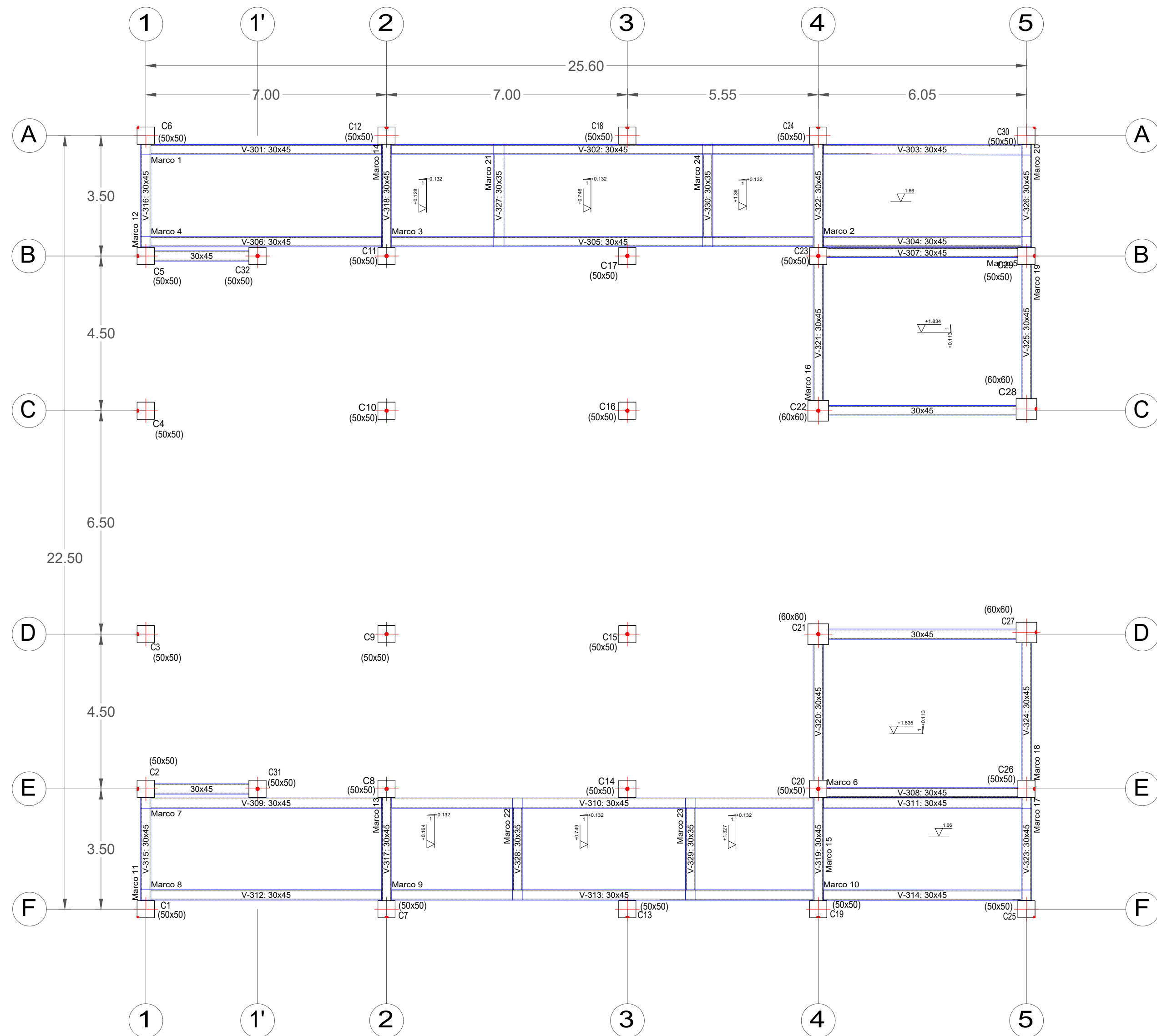
PROPIETARIO

CLIENTE

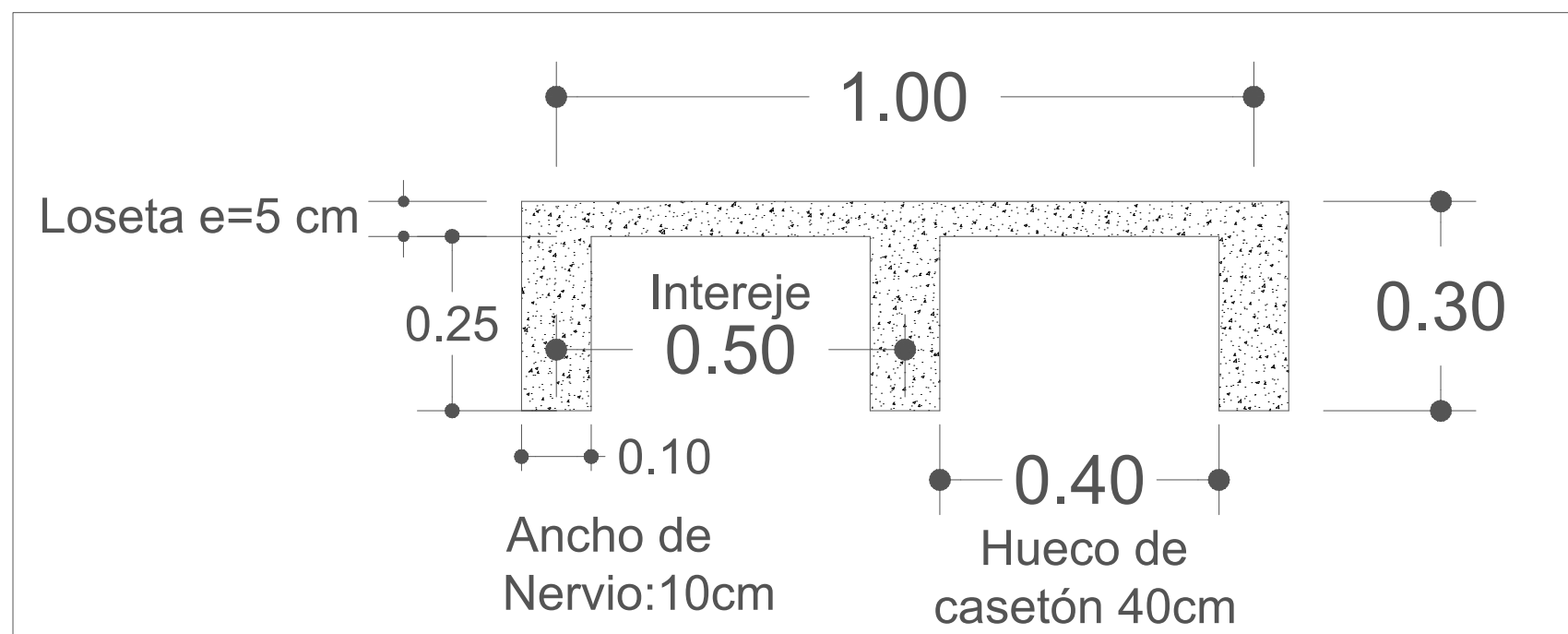
ESC 1:30	LÁMINA EST 01
FECHA diciembre 24	



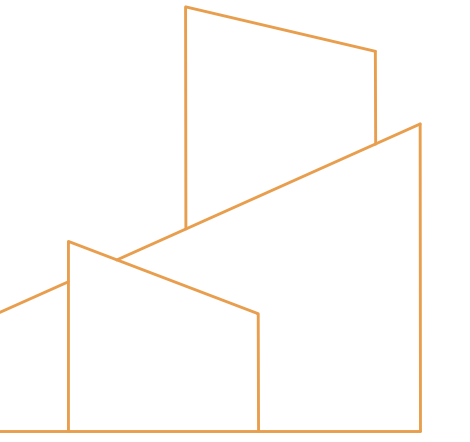
IMPLANTACIÓN NIVEL 1 - NIVEL 2 - NIVEL 3
ESCALA 1:100



IMPLANTACIÓN RAMPAS ENTREPISO 1-2, 2-3, 3-4
ESCALA 1:100

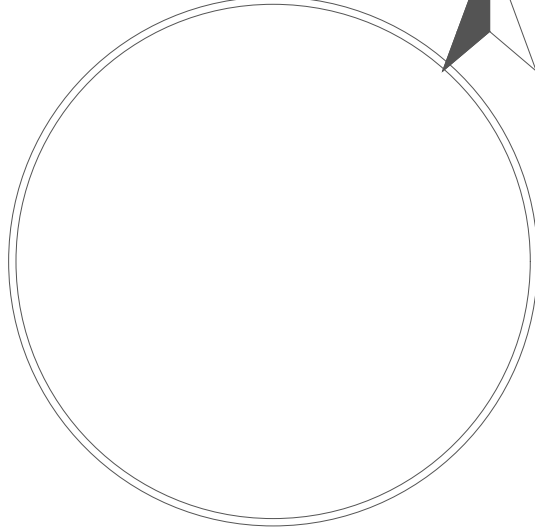


DETALLE DE SECCIÓN DE LOSA
ESCALA 1:10



FABA
DISEÑO & CONSTRUCCIÓN

UBICACIÓN



CIUDAD: MACHALA
PARROQUIA: MACHALA

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días $F'c = 240 \text{ Kg/cm}^2$.
- Resistencia a la fluencia de las varillas corrugadas $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.
- Tamaño máximo del árido = 35 mm.
- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-14.
- Recubrimiento del refuerzo:
 - Concreto directamente vaciado en el suelo: 10 cm
 - Concreto expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm
 - Losas: 2 cm
 - Vigas y columnas: 3 cm.
- El arquitecto y el constructor deberán verificar previo al inicio de la obra, que el sistema estructural especificado en estos planos estén en concordancia con el proyecto arquitectónico, límites de propiedad, topografía del terreno.
- Normas utilizadas para el proyecto:
 - ACI 318-14
 - Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015.
- El primer estribo en las vigas se colocará a normas de 5cm de la cara del elemento de apoyo.
- Las cantidades de acero y hormigón son únicamente referenciales y deberán ser corroboradas por el constructor en obra.

PROYECTO

EDIFICIO
PARQUEADEROS

CONTIENE
PLANO DE REPLANTEO
ENTREPISOS 1-2-3 Y
RAMPAS ENTREPISO 1-2,
2-3, 3-4

PROYECTISTA

ING. LUIS F. BARAHONA A.

PROPIETARIO

CLIENTE

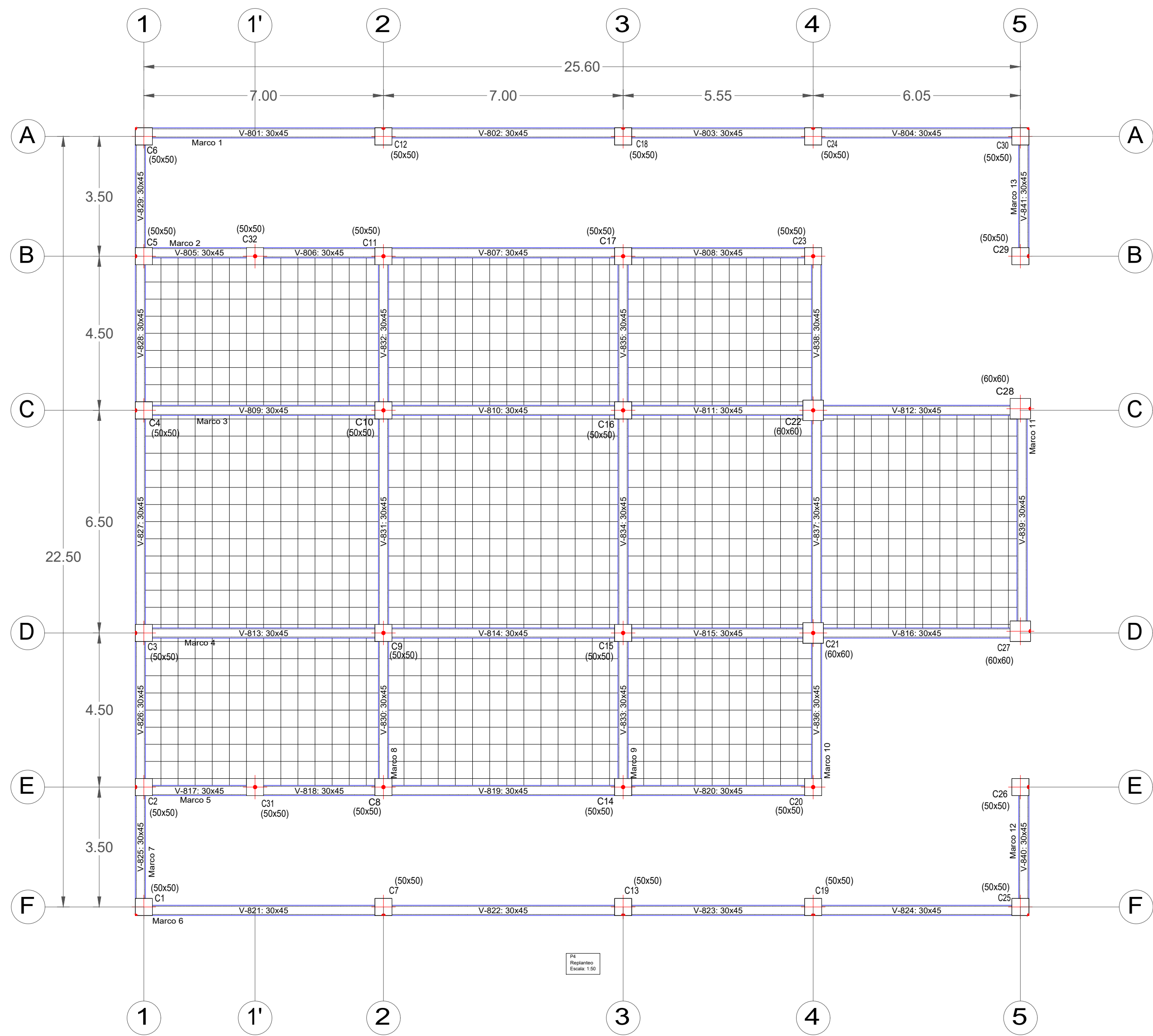
ESC

1:100

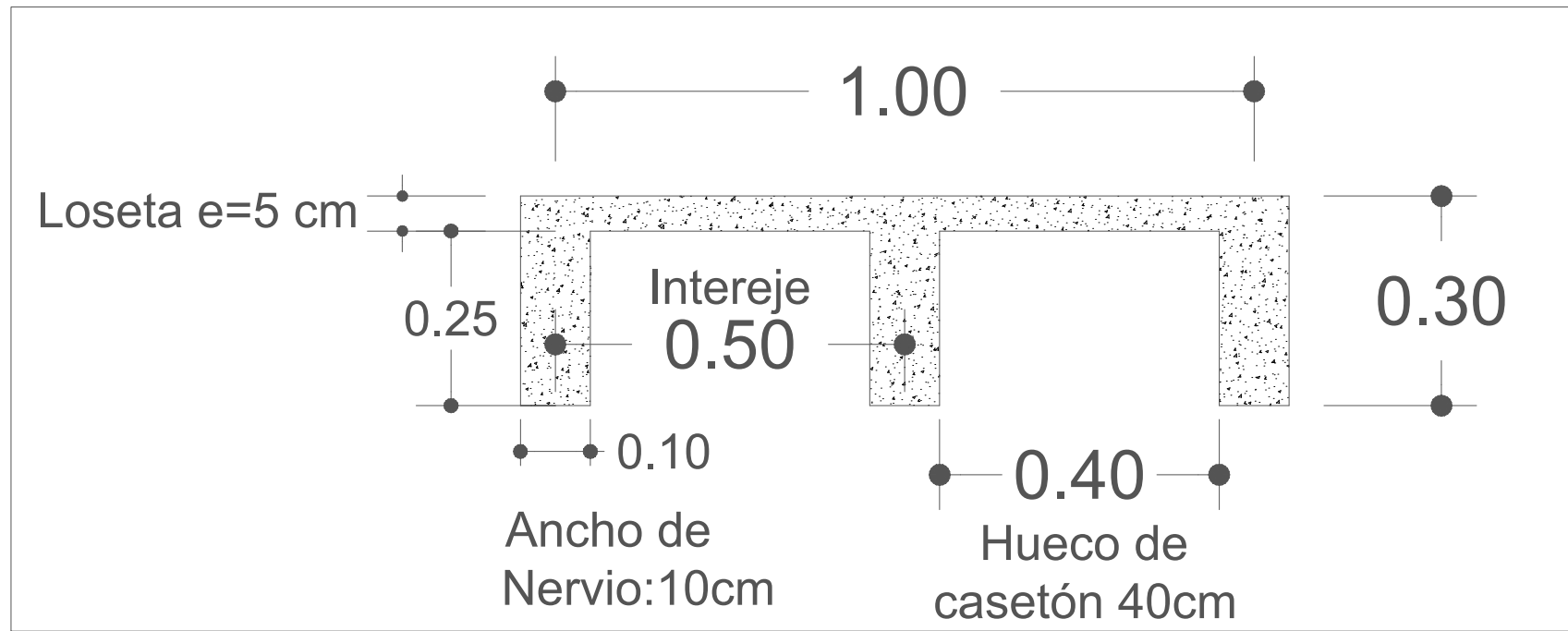
FECHA
diciembre 24

LÁMINA

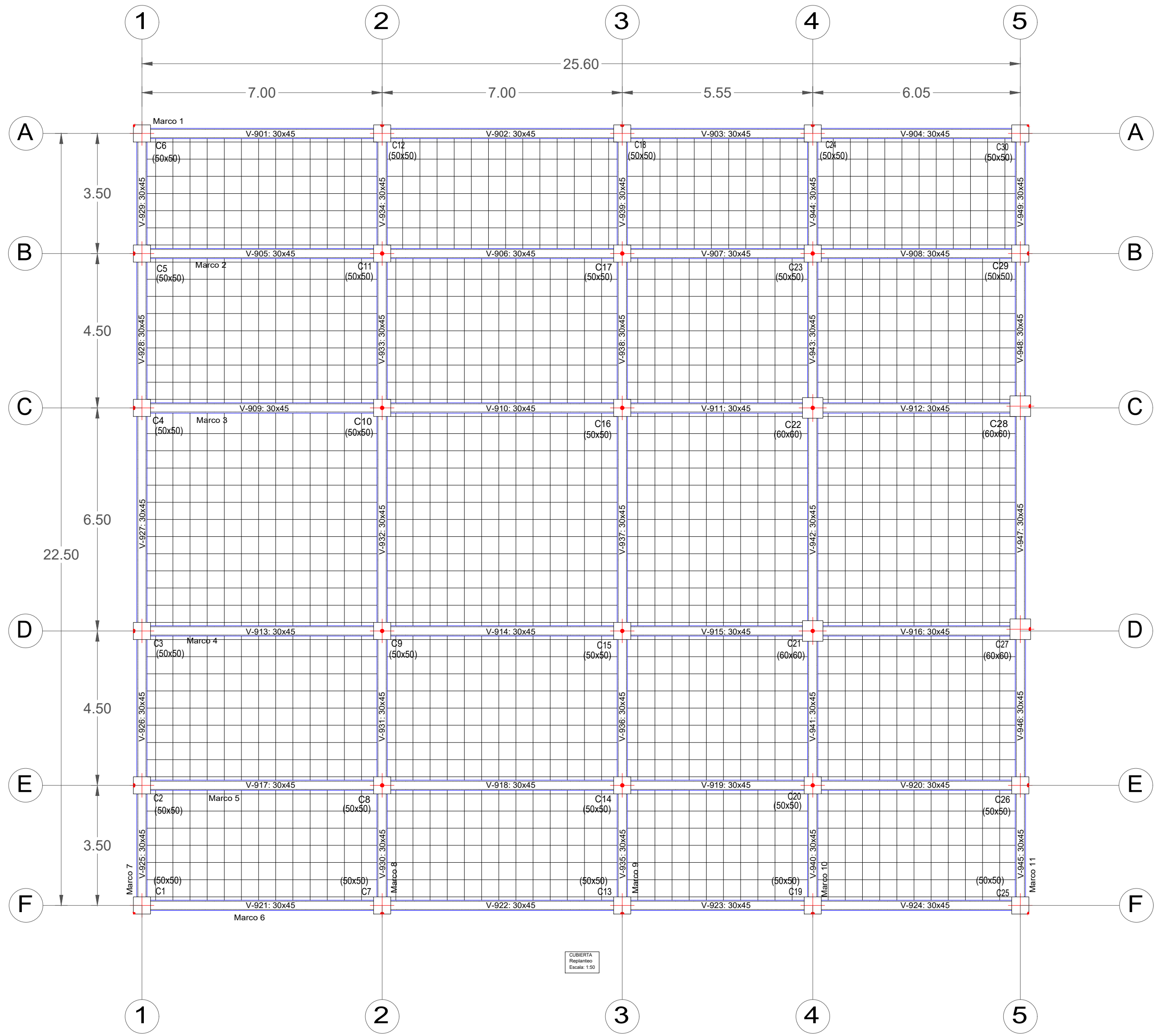
EST 02



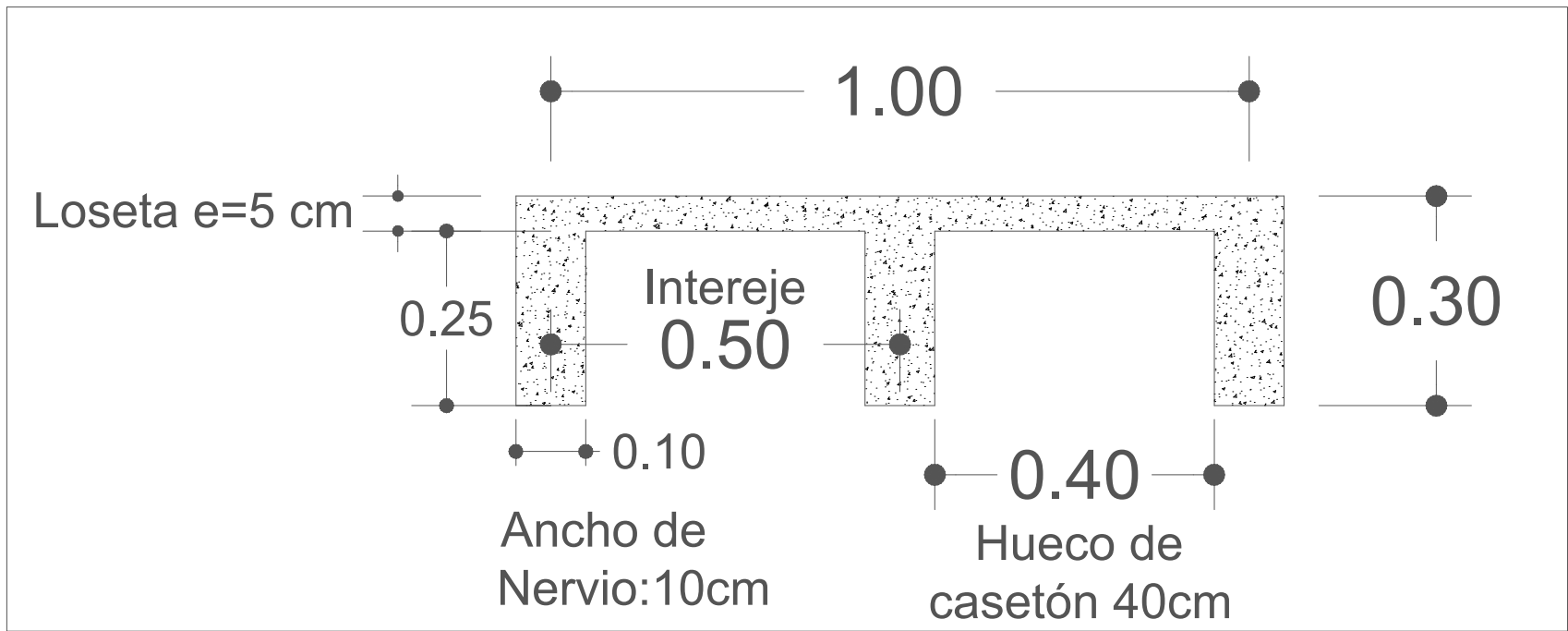
IMPLANTACIÓN NIVEL 4
ESCALA 1:100



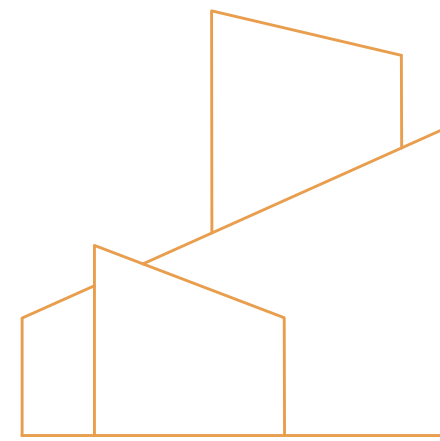
DETALLE DE SECCIÓN DE LOSA
ESCALA 1:10



IMPLANTACIÓN LOSA DE CUBIERTA
ESCALA 1:100

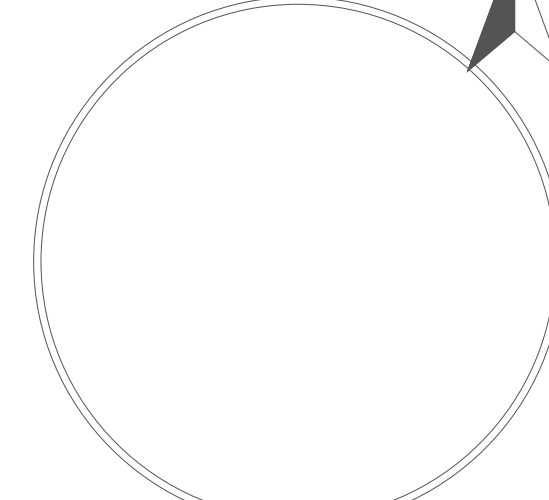


DETALLE DE SECCIÓN DE LOSA
ESCALA 1:10



FABA
DISEÑO & CONSTRUCCIÓN

UBICACIÓN



CIUDAD: MACHALA
PARROQUIA: MACHALA

ESPECIFICACIONES
TÉCNICAS

1. Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días $f'_{cc} = 240 \text{ Kg/cm}^2$.
2. Resistencia a la fluencia de las varillas corrugadas $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.
3. Tamaño máximo del arido = 35 mm.
4. Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-14.
5. Recubrimiento del refuerzo:
 - Concreto directamente vaciado en el suelo: 10 cm
 - Concreto expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm
 - Losas: 2 cm
 - Vigas y columnas: 3 cm.
6. El arquitecto y el constructor deberán verificar previo al inicio de la obra, que el sistema estructural especificado en estos planos estén en concordancia con el proyecto arquitectónico, límites de propiedad, topografía del terreno.
7. Normas utilizadas para el proyecto:
 - ACI 318-14
 - Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015.
8. El primer estribo en las vigas se colocará a normas de 5cm de la cara del elemento de apoyo.
9. Las cantidades de acero y hormigón son únicamente referenciales y deberán ser corroboradas por el constructor en obra.

PROYECTO

EDIFICIO
PARQUEADEROS

CONTIENE

PLANO DE REPLANTEO
PISO 4 Y LOSA DE
CUBIERTA

PROYECTISTA

ING. LUIS F. BARAHONA A.

PROPIETARIO

CLIENTE

ESC

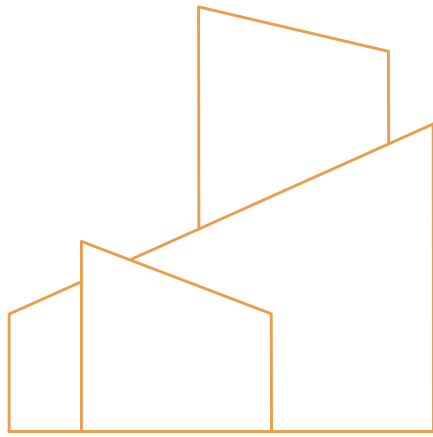
1:100

FECHA

diciembre 24

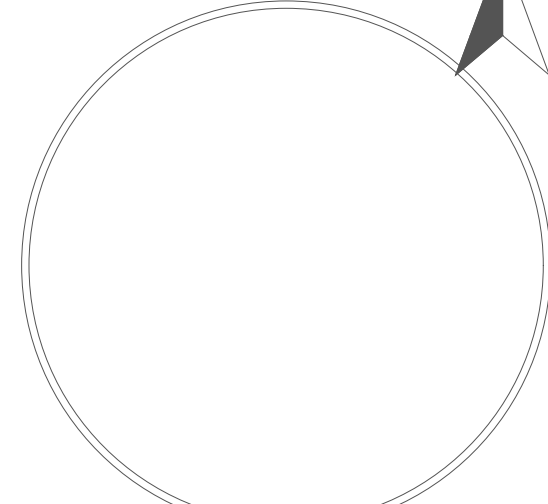
LÁMINA

EST 03



FABA
DISEÑO & CONSTRUCCIÓN

UBICACIÓN



CIUDAD: MACHALA
PARROQUIA: MACHALA

ESPECIFICACIONES
TÉCNICAS

- Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días $F'_{cc} = 240 \text{ Kg/cm}^2$.
- Resistencia a la fluencia de las varillas corrugadas $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.
- Tamaño máximo del arido = 35 mm.
- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-14.
- Recubrimiento del refuerzo:
 - Concreto directamente vaciado en el suelo: 10 cm
 - Losas: 2 cm
 - Vigas y columnas: 3 cm.
- El arquitecto y el constructor deberán verificar previo al inicio de la obra, que el sistema estructural especificado en estos planos estén en concordancia con el proyecto arquitectónico, límites de propiedad, topografía del terreno.
- Normas utilizadas para el proyecto:
 - ACI 318-14
 - Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015.
- El primer estribo en las vigas se colocará a normas de 5cm de la cara del elemento de apoyo.
- Las cantidades de acero y hormigón son únicamente referenciales y deberán ser corroboradas por el constructor en obra.

PROYECTO

EDIFICIO
PARQUEADEROS

CONTIENE

ELEVACIONES EJE
A-B-C-D

PROYECTISTA

ING. LUIS F. BARAHONA A.

PROPIETARIO

CLIENTE

ESC

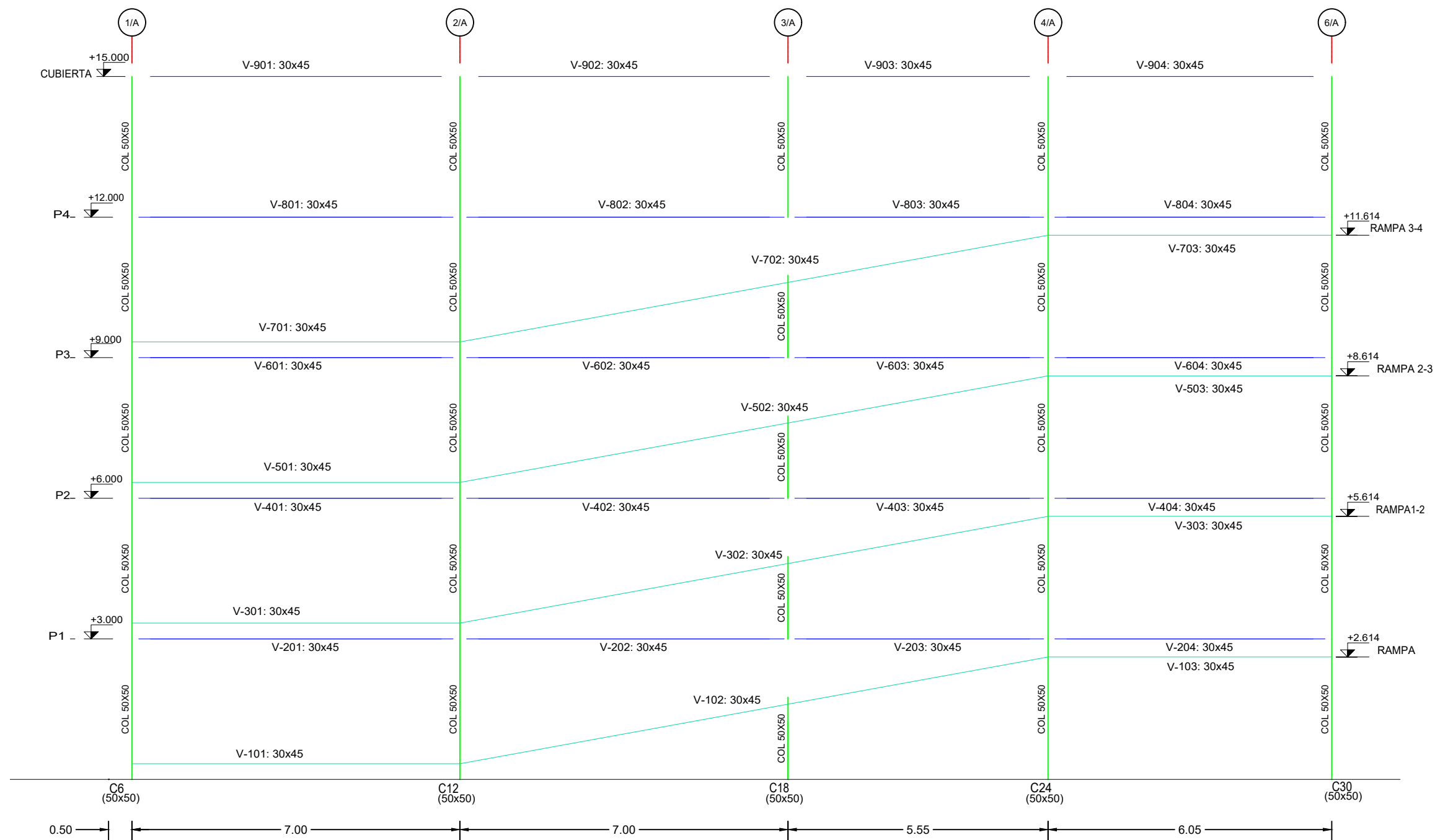
1:100

LÁMINA

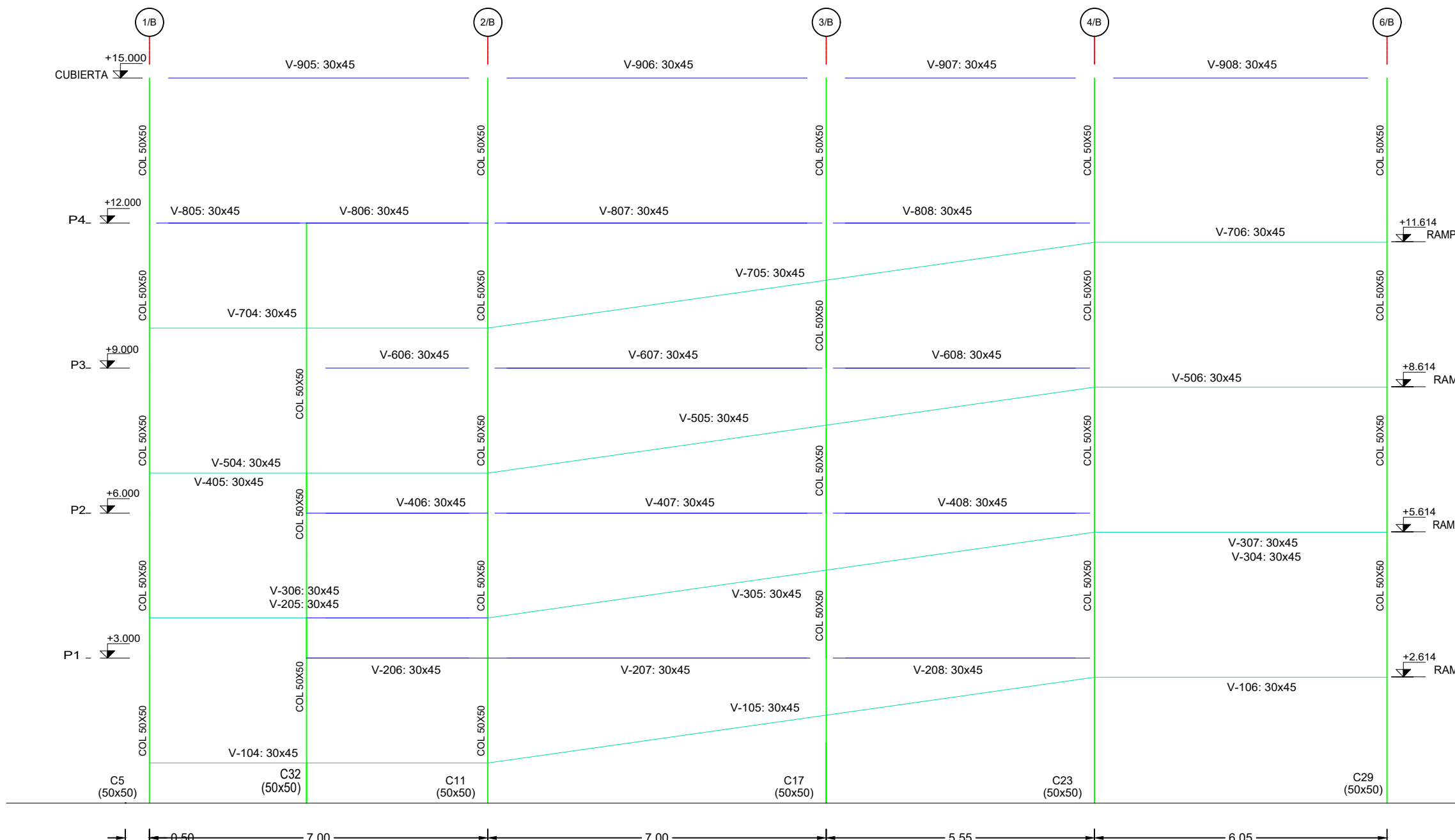
EST 04

FECHA

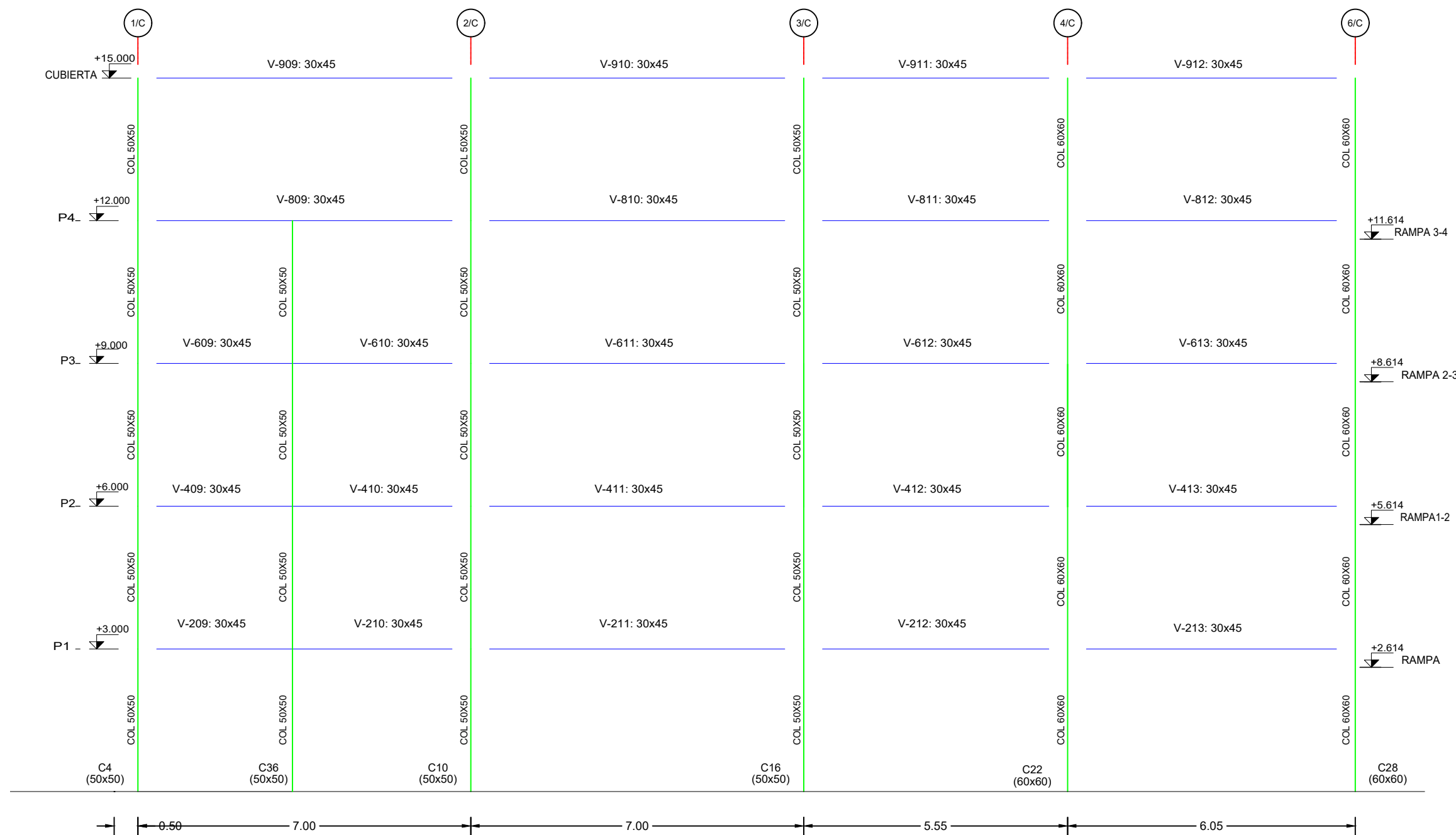
diciembre 24



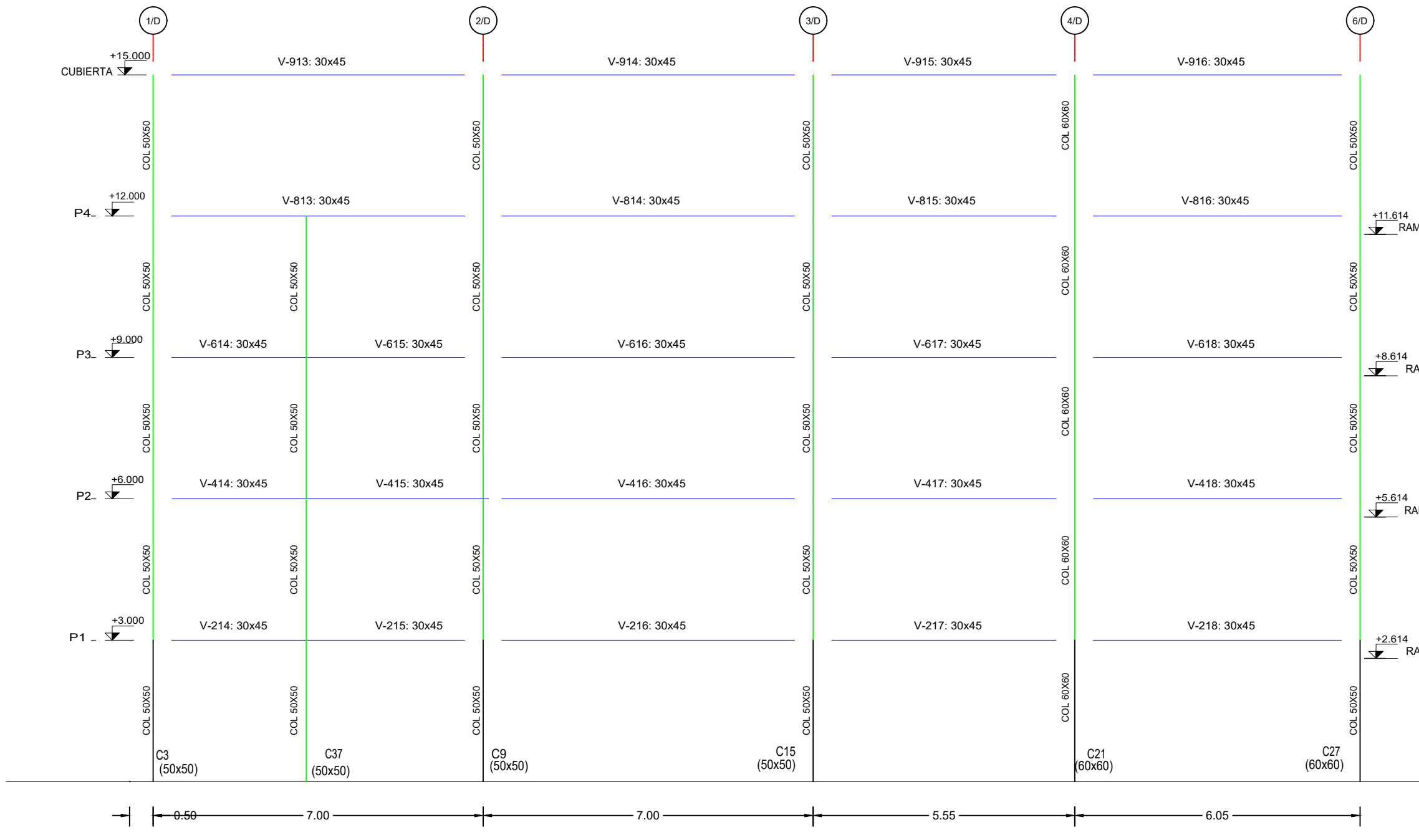
ELEVACIÓN EJE A
ESCALA 1:100



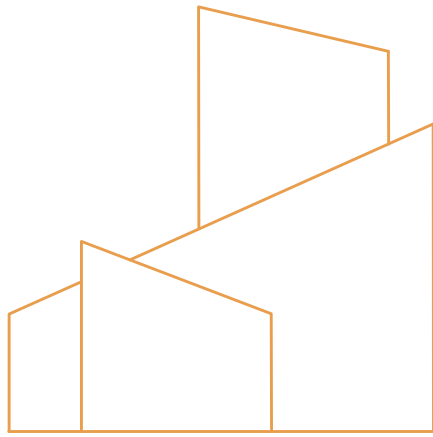
ELEVACIÓN EJE B
ESCALA 1:100



ELEVACIÓN EJE C
ESCALA 1:100

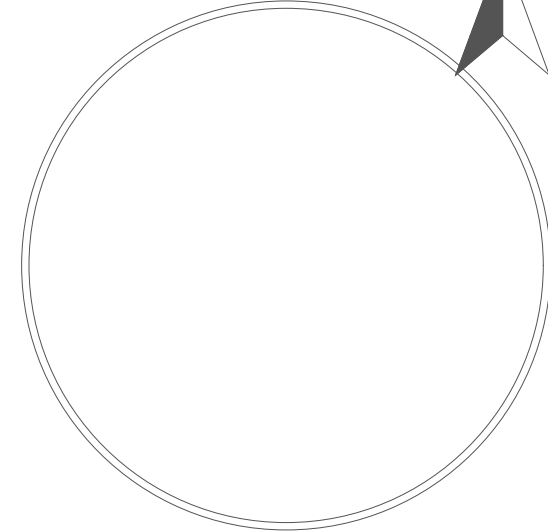


ELEVACIÓN EJE D
ESCALA 1:100



FABA
DISEÑO & CONSTRUCCIÓN

UBICACIÓN



CIUDAD: MACHALA
PARROQUIA: MACHALA

ESPECIFICACIONES
TÉCNICAS

- Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días $F'c = 240 \text{ Kg/cm}^2$.
- Resistencia a la fluencia de las varillas corrugadas $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.
- Tamaño máximo del arido = 35 mm.
- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-14.
- Recubrimiento del refuerzo:
 - Concreto directamente vaciado en el suelo: 10 cm
 - Concreto expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm
 - Losas: 2 cm
 - Vigas y columnas: 3 cm.
- El arquitecto y el constructor deberán verificar previo al inicio de la obra, que el sistema estructural especificado en estos planos estén en concordancia con el proyecto arquitectónico, límites de propiedad, topografía del terreno.
- Normas utilizadas para el proyecto:
 - ACI 318-14
 - Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015.
 - El primer estribo en las vigas se colocará a normas de 5cm de la cara del elemento de apoyo.
 - Las cantidades de acero y hormigón son unicamente referenciales y deberán ser corroboradas por el constructor en obra.

PROYECTO

EDIFICIO
PARQUEADEROS

CONTIENE

ELEVACIONES EJE
E-F-1-2

PROYECTISTA

ING. LUIS F. BARAHONA A.

PROPIETARIO

CLIENTE

ESC

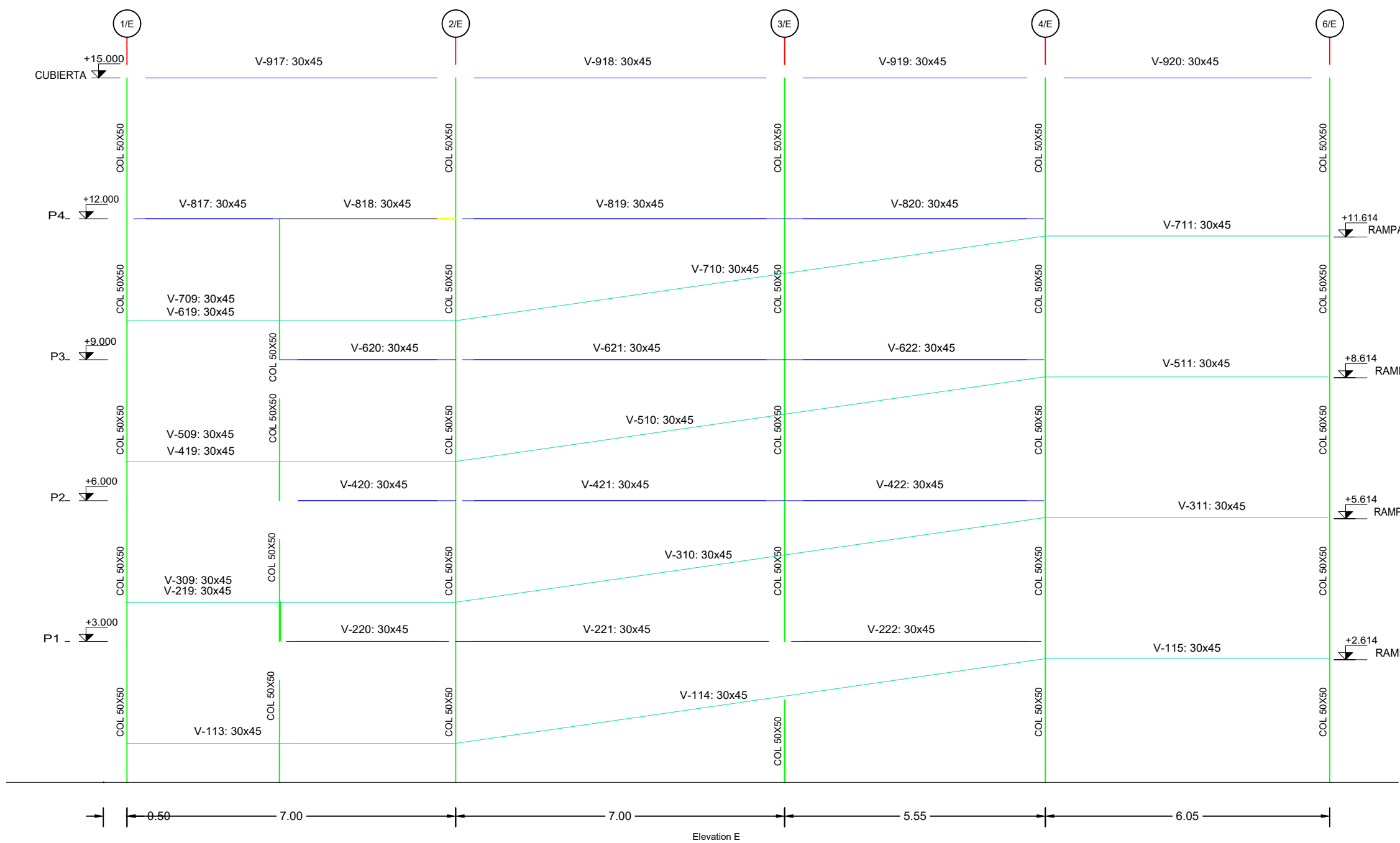
1:100

LÁMINA

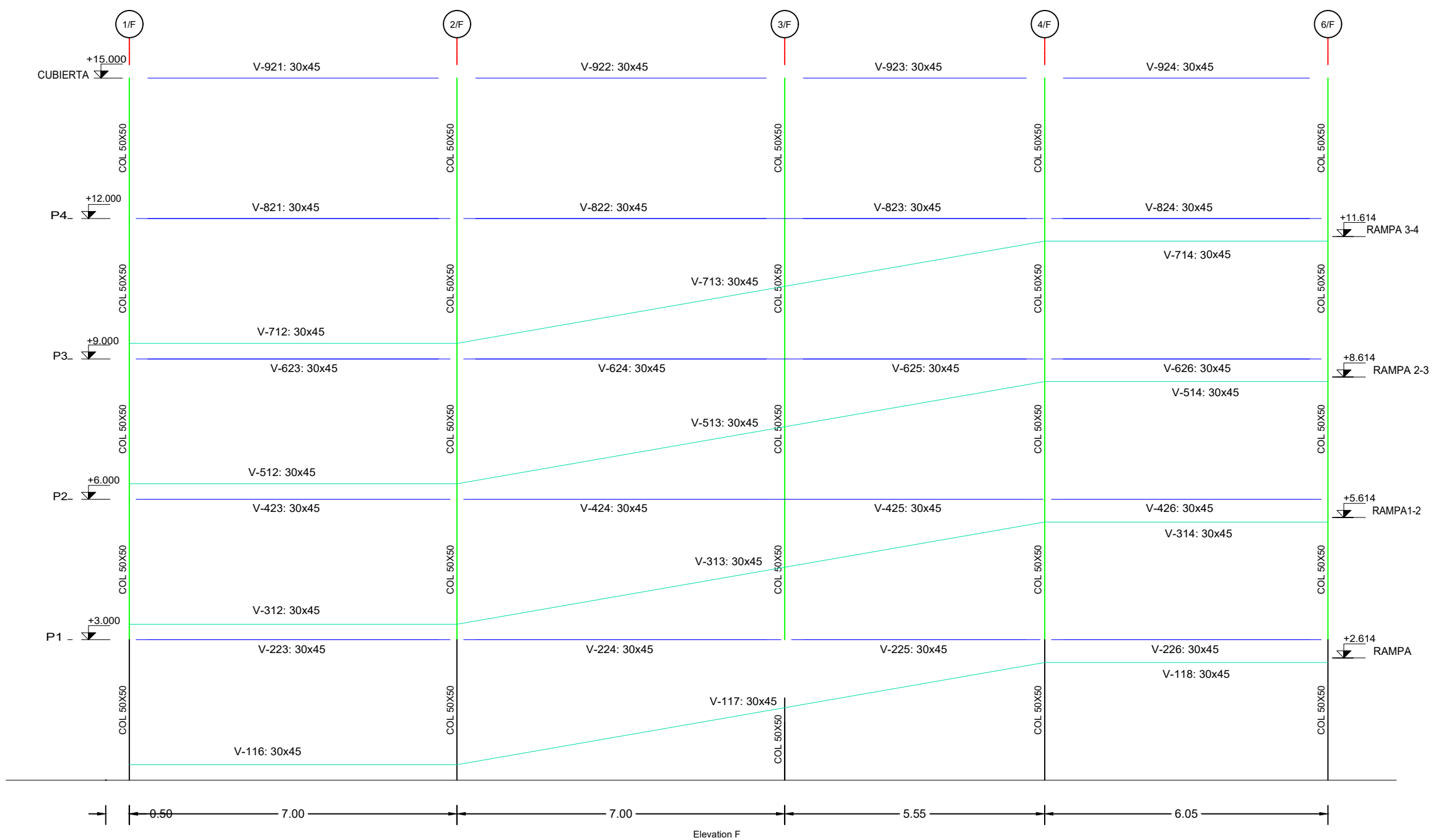
EST 05

FECHA

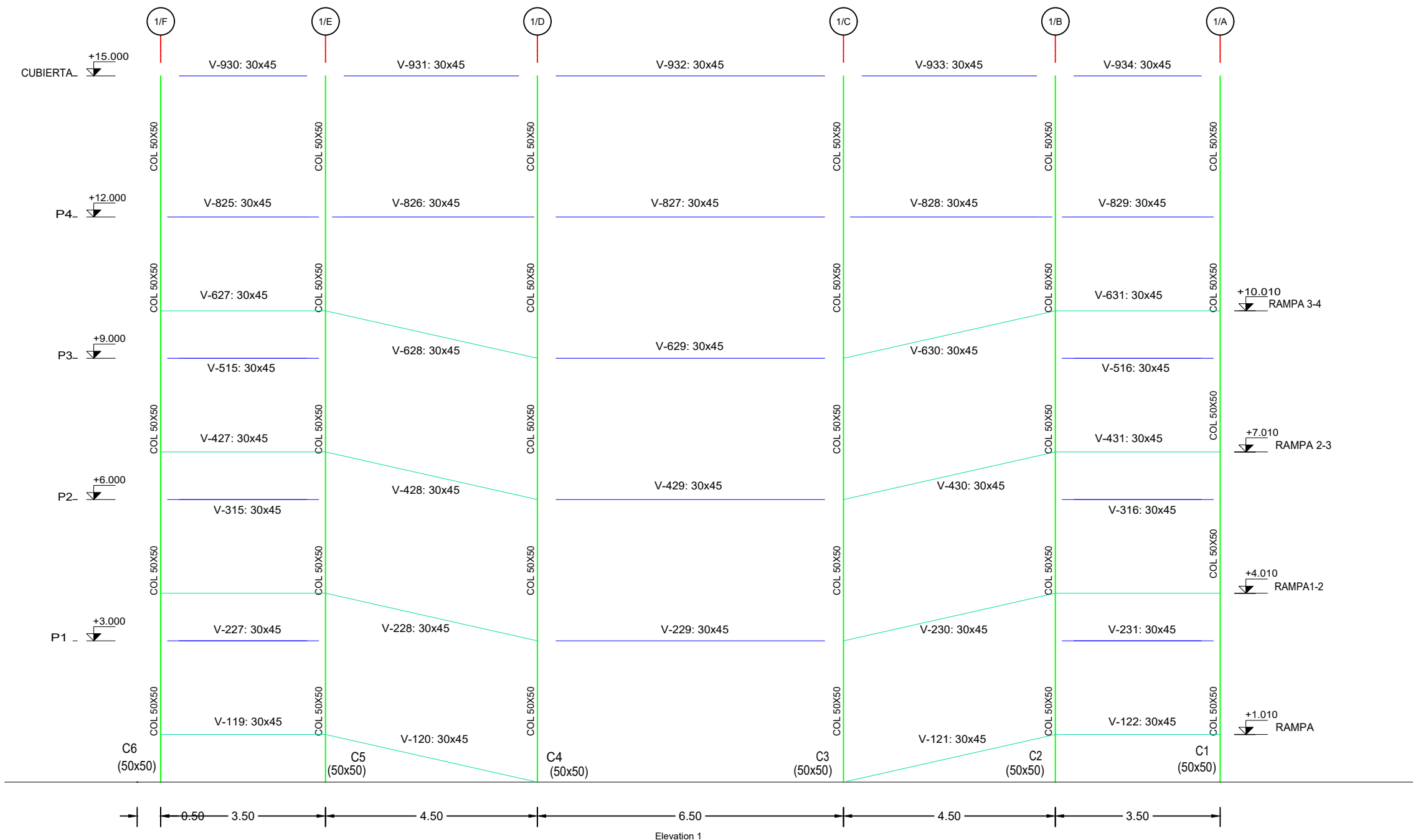
diciembre 24



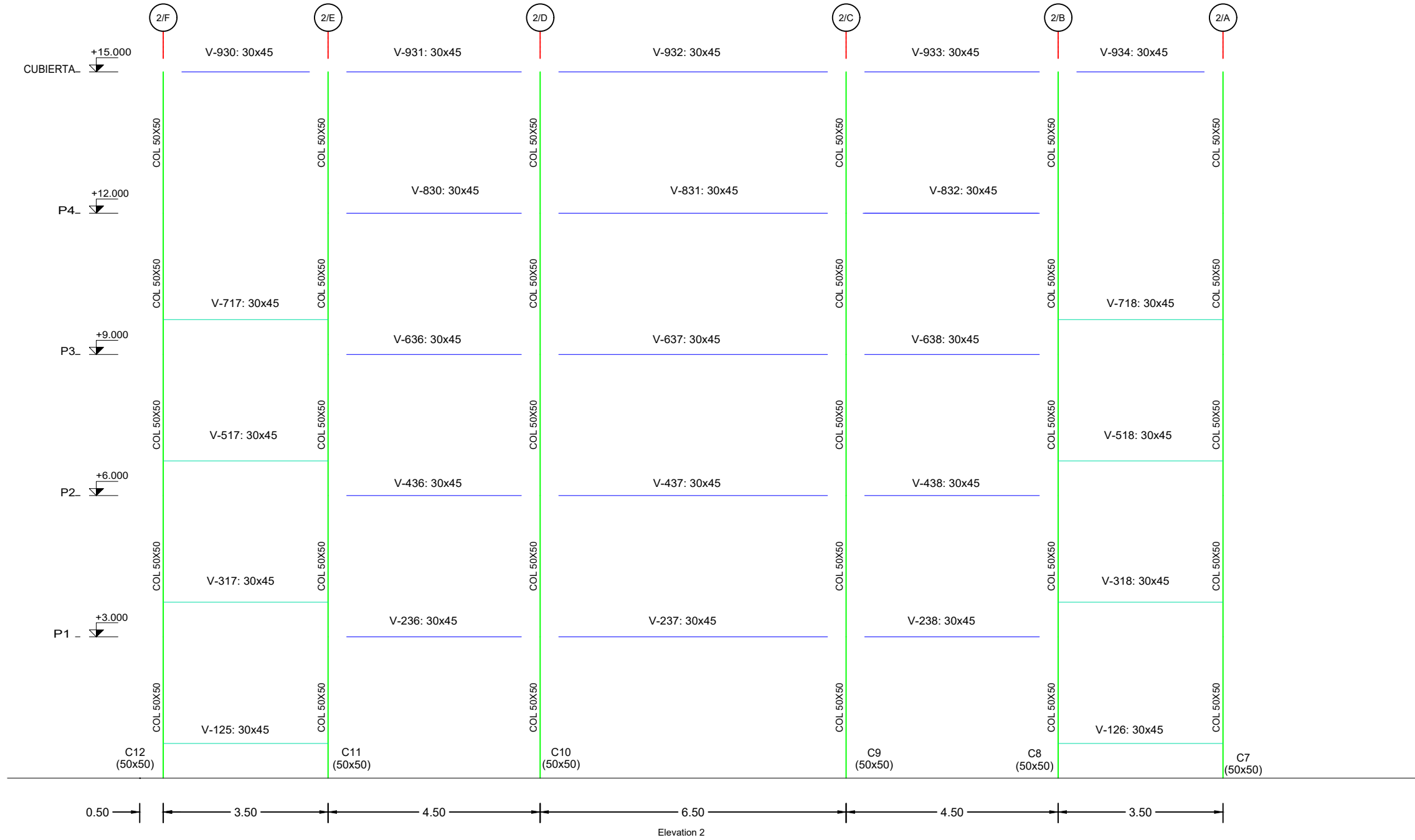
ELEVACIÓN EJE E
ESCALA 1:100



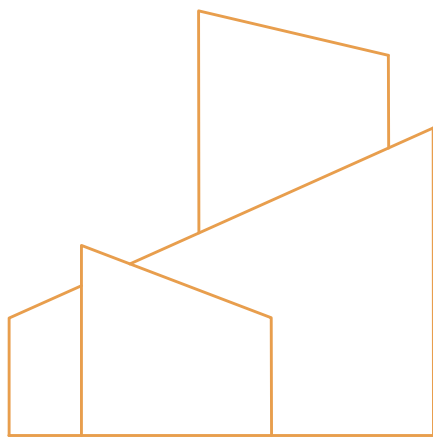
ELEVACIÓN EJE F
ESCALA 1:100



ELEVACIÓN EJE 1
ESCALA 1:100

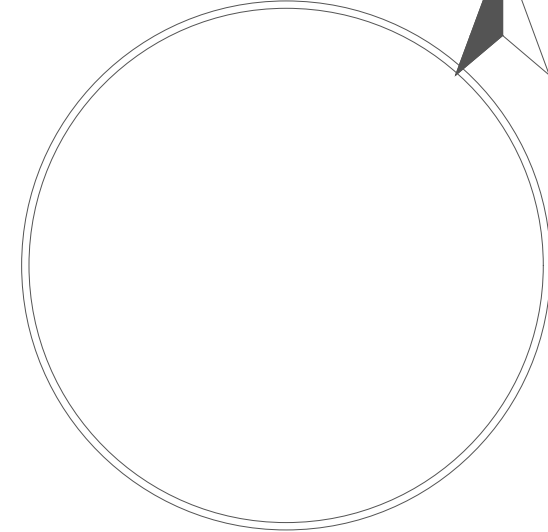


ELEVACIÓN EJE 2
ESCALA 1:100



FABA
DISEÑO & CONSTRUCCIÓN

UBICACIÓN



CIUDAD: MACHALA
PARROQUIA: MACHALA

ESPECIFICACIONES
TÉCNICAS

- Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días $F'_{c} = 240 \text{ Kg/cm}^2$.
- Resistencia a la fluencia de las varillas corrugadas $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.
- Tamaño máximo del arido = 35 mm.
- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-14.
- Recubrimiento del refuerzo:
 - Concreto directamente vaciado en el suelo: 10 cm
 - Concreto expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm
 - Losas: 2 cm
 - Vigas y columnas: 3 cm.
- El arquitecto y el constructor deberán verificar previo al inicio de la obra, que el sistema estructural especificado en estos planos estén en concordancia con el proyecto arquitectónico, límites de propiedad, topografía del terreno.
- Normas utilizadas para el proyecto:
 - ACI 318-14
 - Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015.
- El primer estribo en las vigas se colocará a normas de 5cm de la cara del elemento de apoyo.
- Las cantidades de acero y hormigón son únicamente referenciales y deberán ser corroboradas por el constructor en obra.

PROYECTO

EDIFICIO
PARQUEADEROS

CONTIENE

ELEVACIONES EJE 3-4-5

PROYECTISTA

ING. LUIS F. BARAHONA A.

PROPIETARIO

CLIENTE

ESC

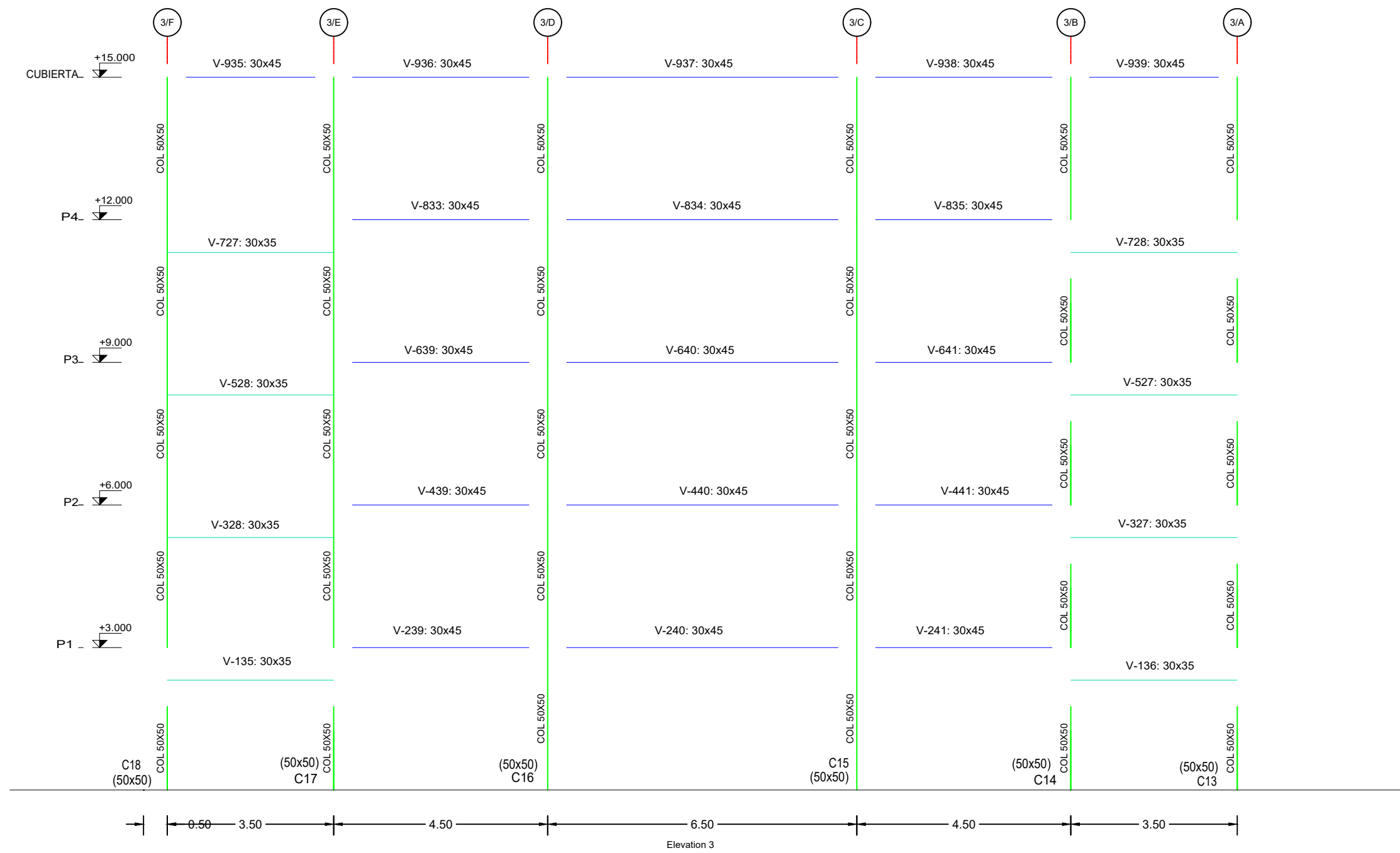
1:100

FECHA

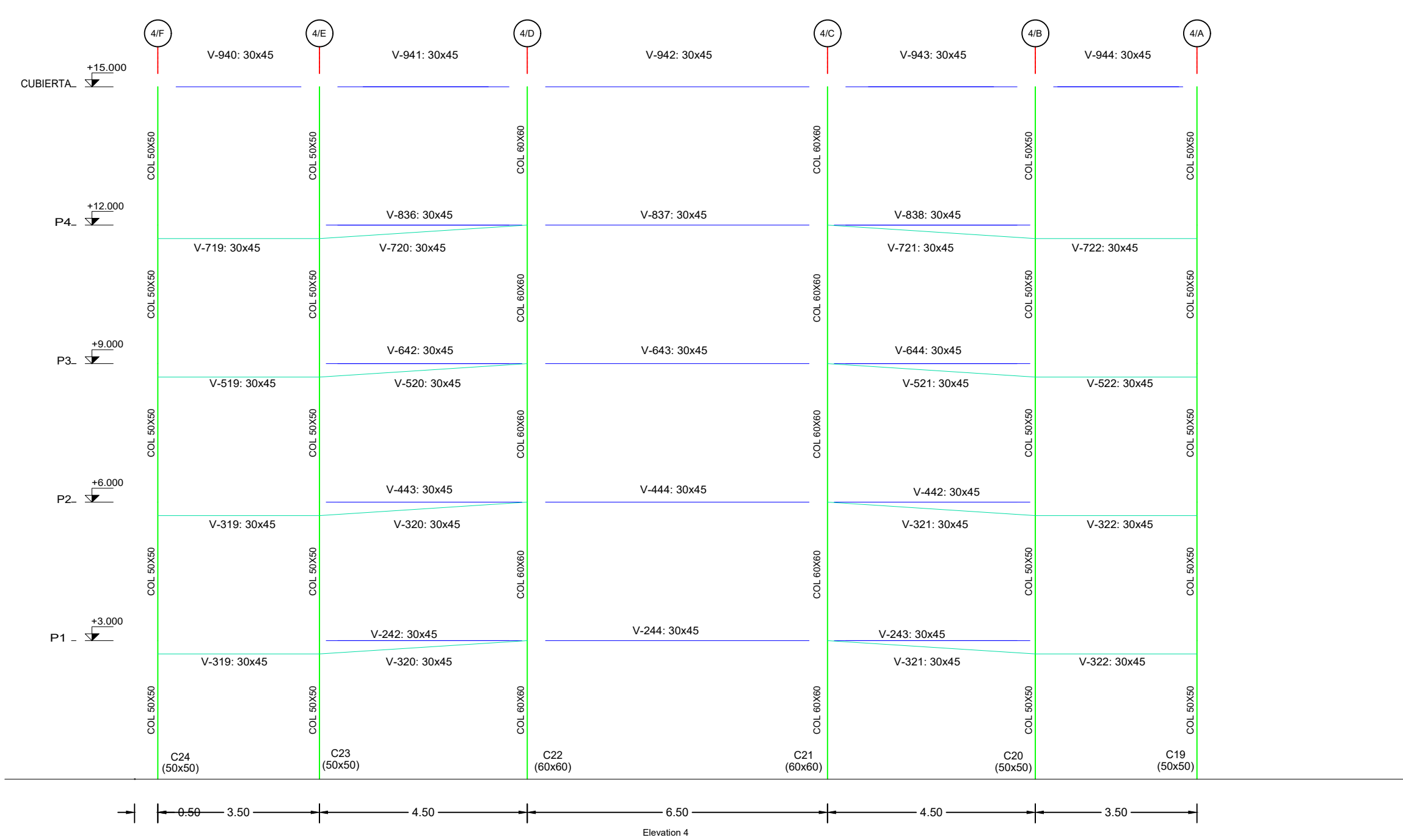
diciembre 24

LÁMINA

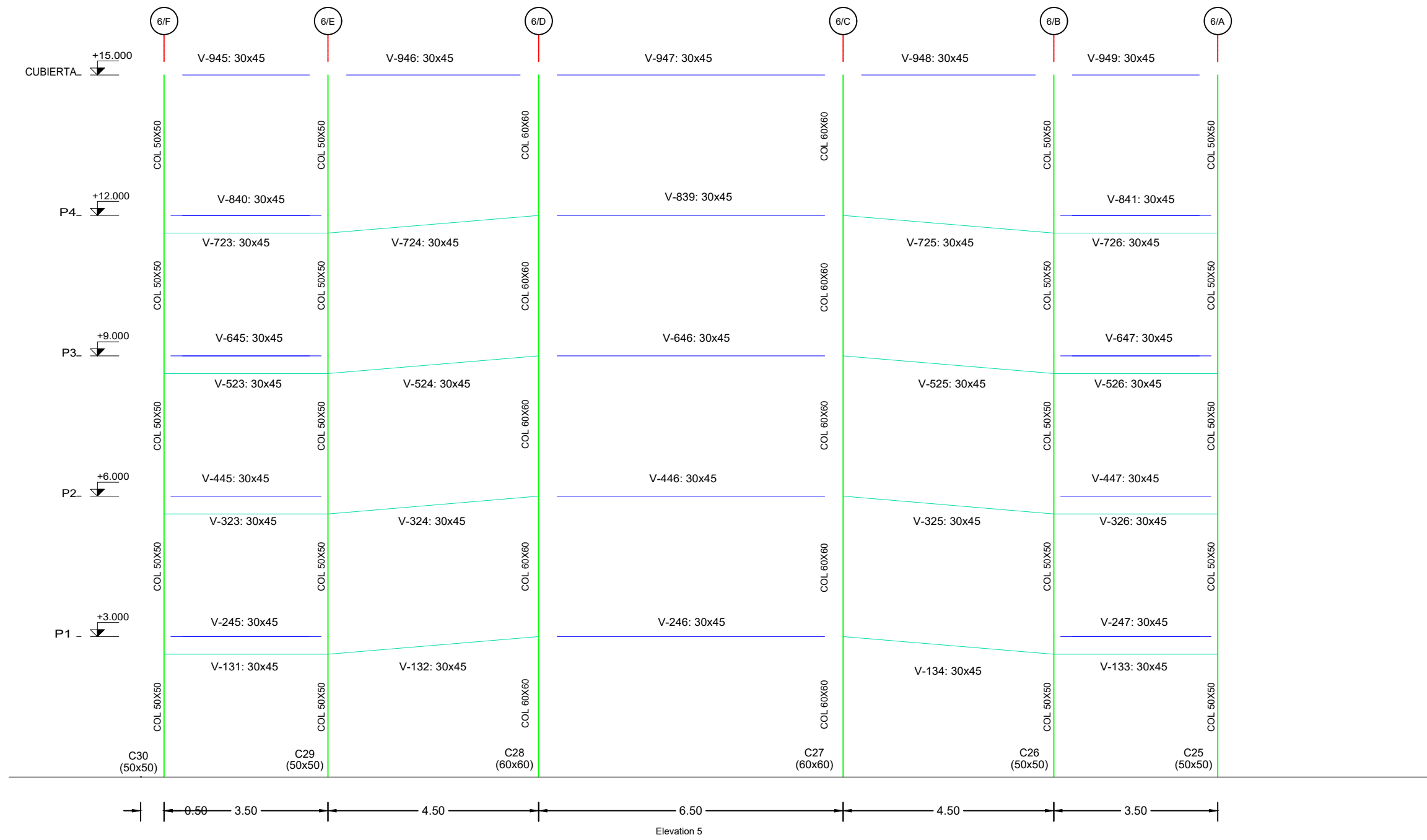
EST 06



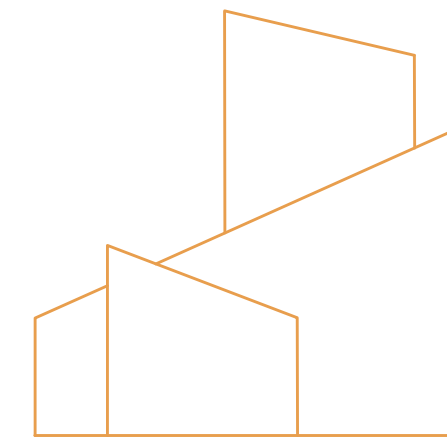
ELEVACIÓN EJE 3
ESCALA 1:100



ELEVACIÓN EJE 4
ESCALA 1:100

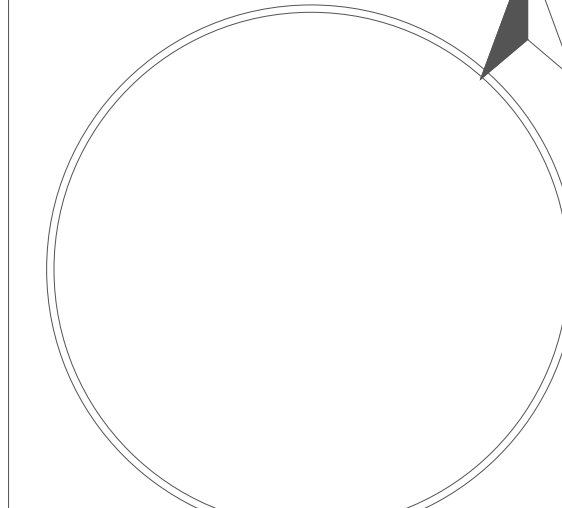


ELEVACIÓN EJE 5
ESCALA 1:100



FABA
DISEÑO & CONSTRUCCIÓN

UBICACIÓN



CIUDAD: MACHALA
PARROQUIA: MACHALA

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días $F'_{c} = 240 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistencia a la fluencia de las varillas corrugadas $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- Tamaño máximo del árido = 35 mm.
- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-14.
- Recubrimiento del refuerzo:
- Concreto directamente vaciado en el suelo: 10 cm
- Losas: 2 cm
- Vigas y columnas: 3 cm.
- El arquitecto y el constructor deberán verificar previo al inicio de la obra, que el sistema estructural especificado en estos planos estén en concordancia con el proyecto arquitectónico, límites de propiedad, topografía del terreno.
- Normas utilizadas para el proyecto:
- ACI 318-14
- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015.
- El primer estribo en las vigas se colocará a nomas de 5cm de la cara del elemento de apoyo.
- Las cantidades de acero y hormigón son únicamente referenciales y deberán ser corroboradas por el constructor en obra.

PROYECTO

EDIFICIO
PARQUEADEROS

CONTIENE

PLANO DE REPLANTEO
CIMENTACIÓN Y
PLANTA BAJA

PROYECTISTA

ING. LUIS F. BARAHONA A.

PROPIETARIO

CLIENTE

ESC

1:30

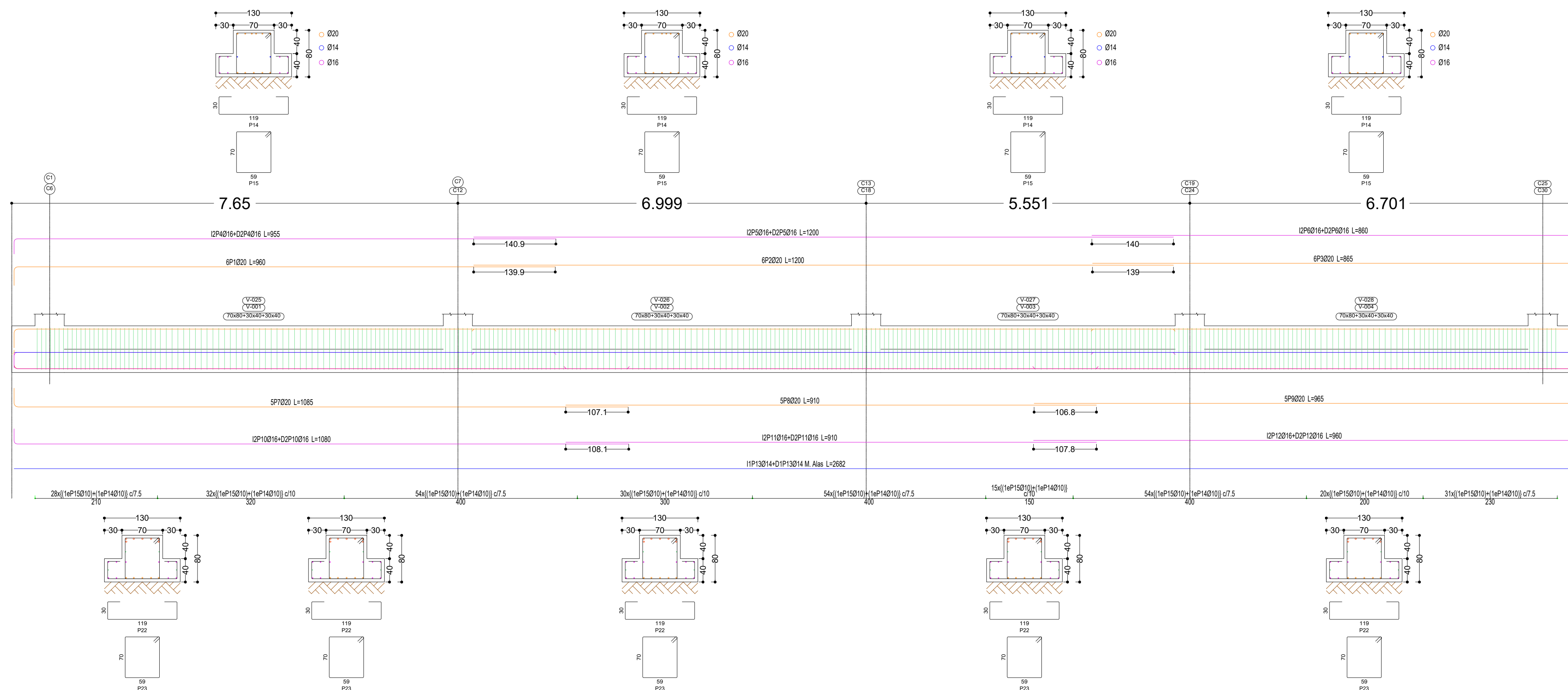
LÁMINA

EST 07

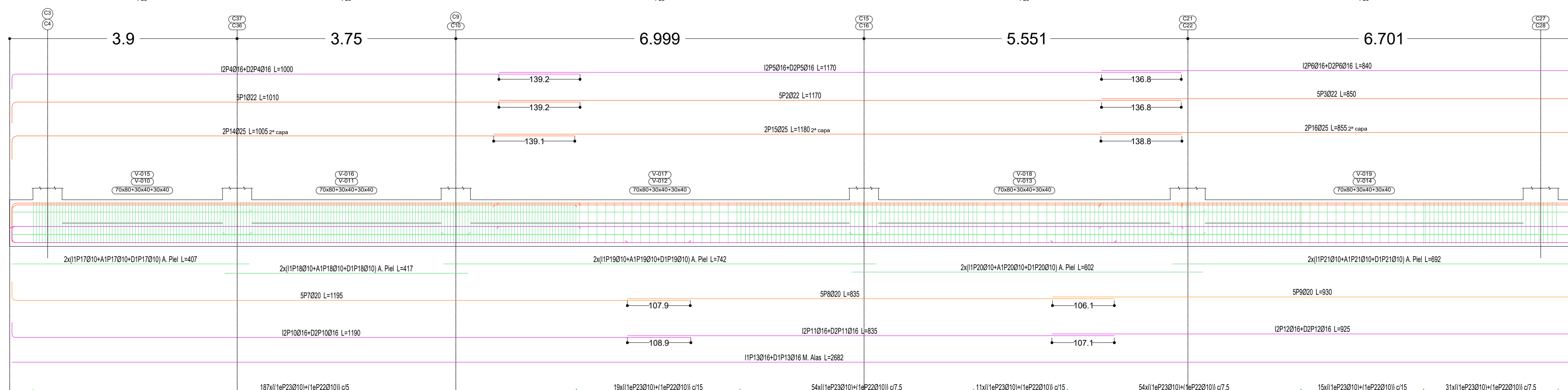
FECHA

diciembre 24

ZAPATA CORRIDA TIPO 1 ESCALA 1:50

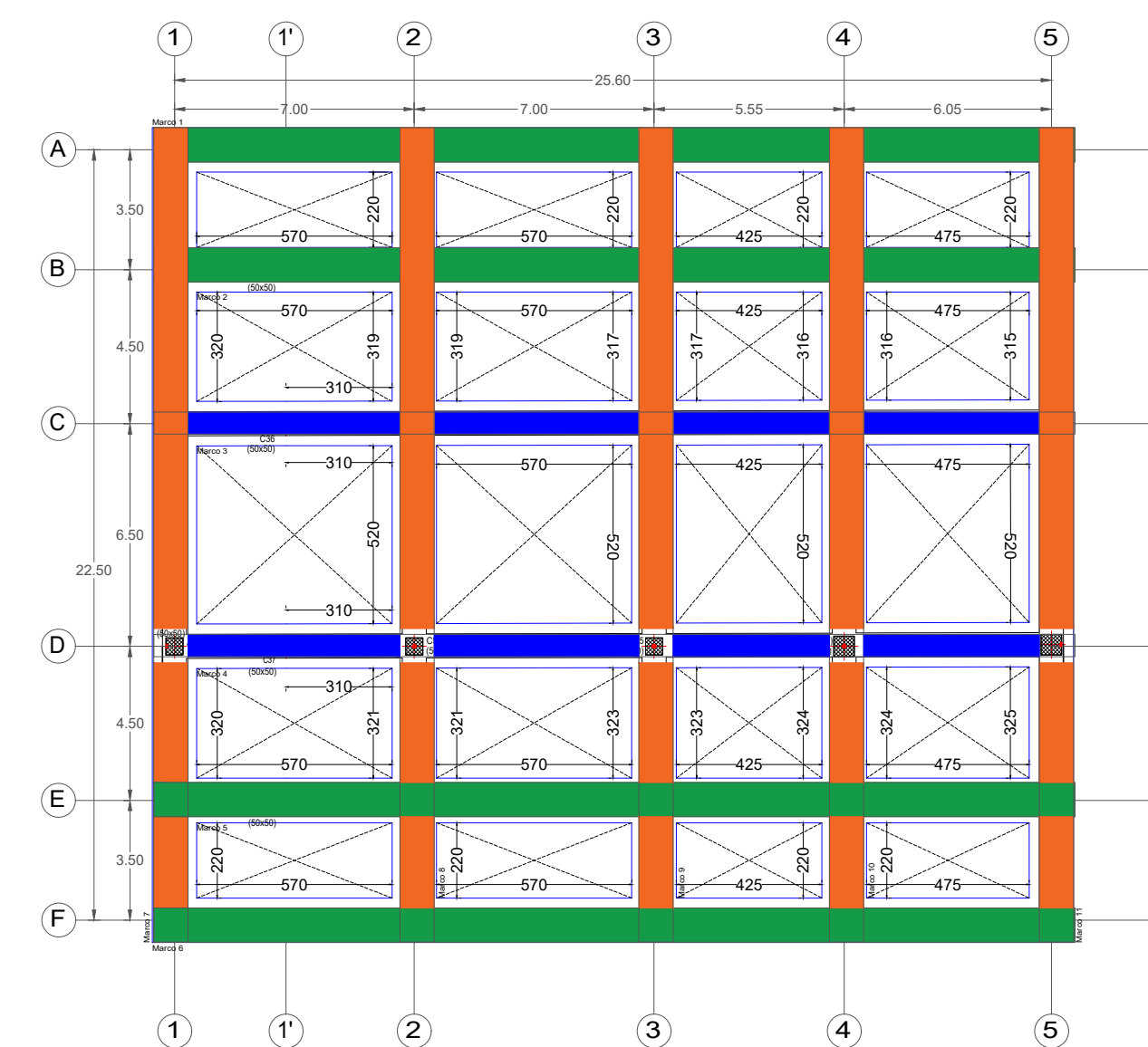
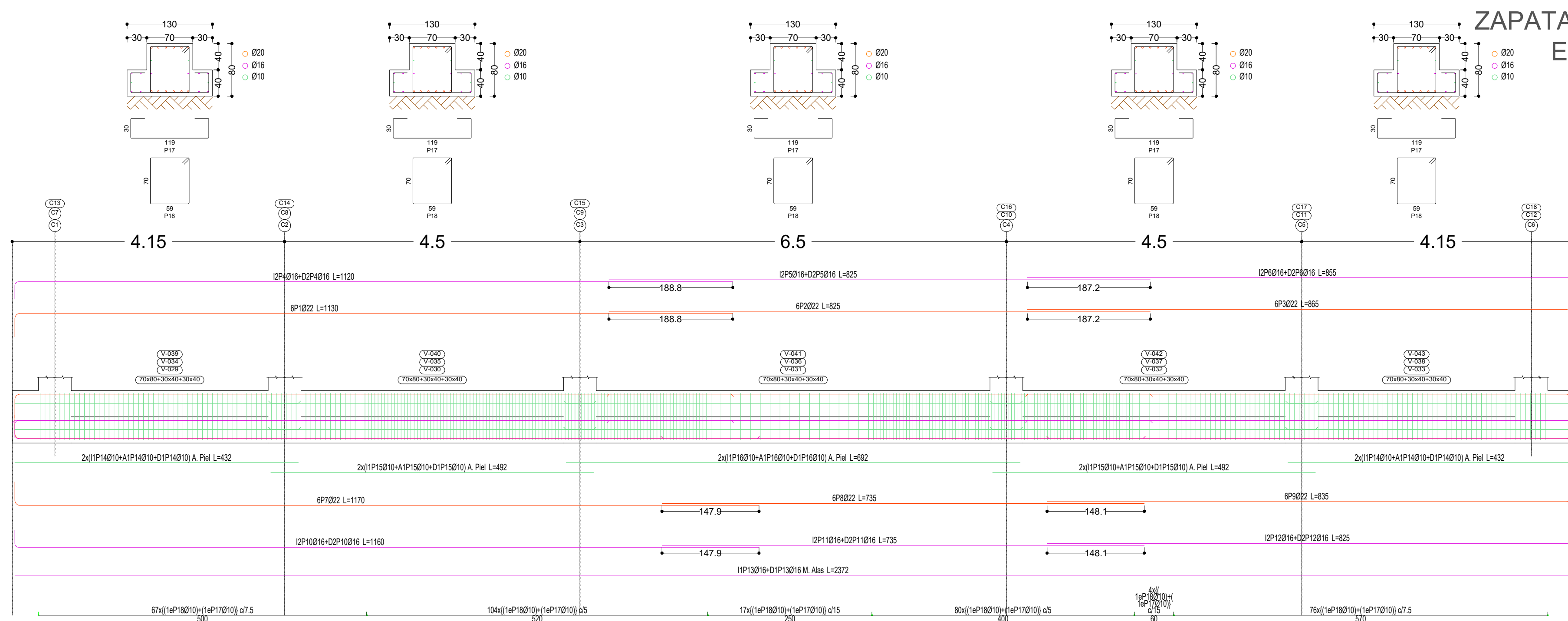


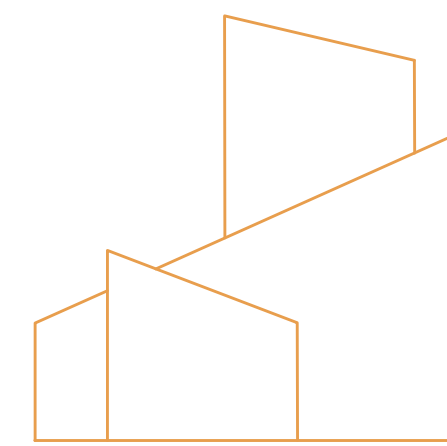
ZAPATA CORRIDA TIPO 2 ESCALA 1:50



- ZAPATA CORRIDA TIPO 1
- ZAPATA CORRIDA TIPO 2
- ZAPATA CORRIDA TIPO 3

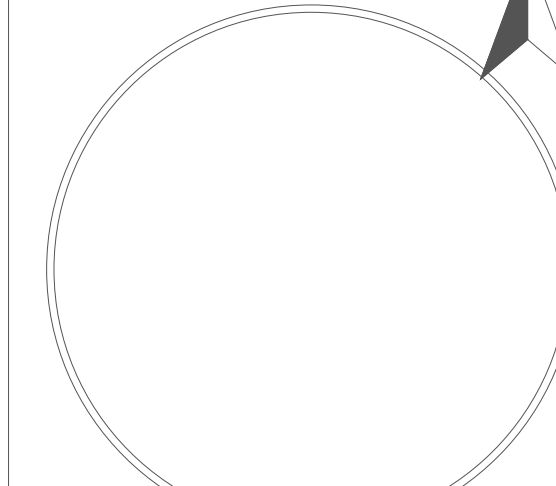
ZAPATA CORRIDA TIPO 3 ESCALA 1:50





FABA
DISEÑO & CONSTRUCCIÓN

UBICACIÓN



CIUDAD: Machala
PARROQUIA: MACHALA

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días $F'_{cc} = 240 \text{ Kg/cm}^2$.
- Resistencia a la fluencia de las varillas corrugadas $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.
- Tamaño máximo del árido = 35 mm.
- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-14.
- Recubrimiento del refuerzo:
 - Concreto directamente vaciado en el suelo: 10 cm
 - Concreto expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm
 - Losas: 2 cm
 - Vigas y columnas: 3 cm.
- El arquitecto y el constructor deberán verificar previo al inicio de la obra, que el sistema estructural especificado en estos planos estén en concordancia con el proyecto arquitectónico, límites de propiedad, topografía del terreno.
- Normas utilizadas para el proyecto:
 - ACI 318-14
 - Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015.
- El primer estribo en las vigas se colocará a normas de 5cm de la cara del elemento de apoyo.
- Las cantidades de acero y hormigón son únicamente referenciales y deberán ser corroboradas por el constructor en obra.

PROYECTO

OFICINA DESPACHOS
CONVERPALM

CONTIENE

COLUMNAS TIPO
1-2-3

PROYECTISTA

ING. LUIS F. BARAHONA

PROPIETARIO

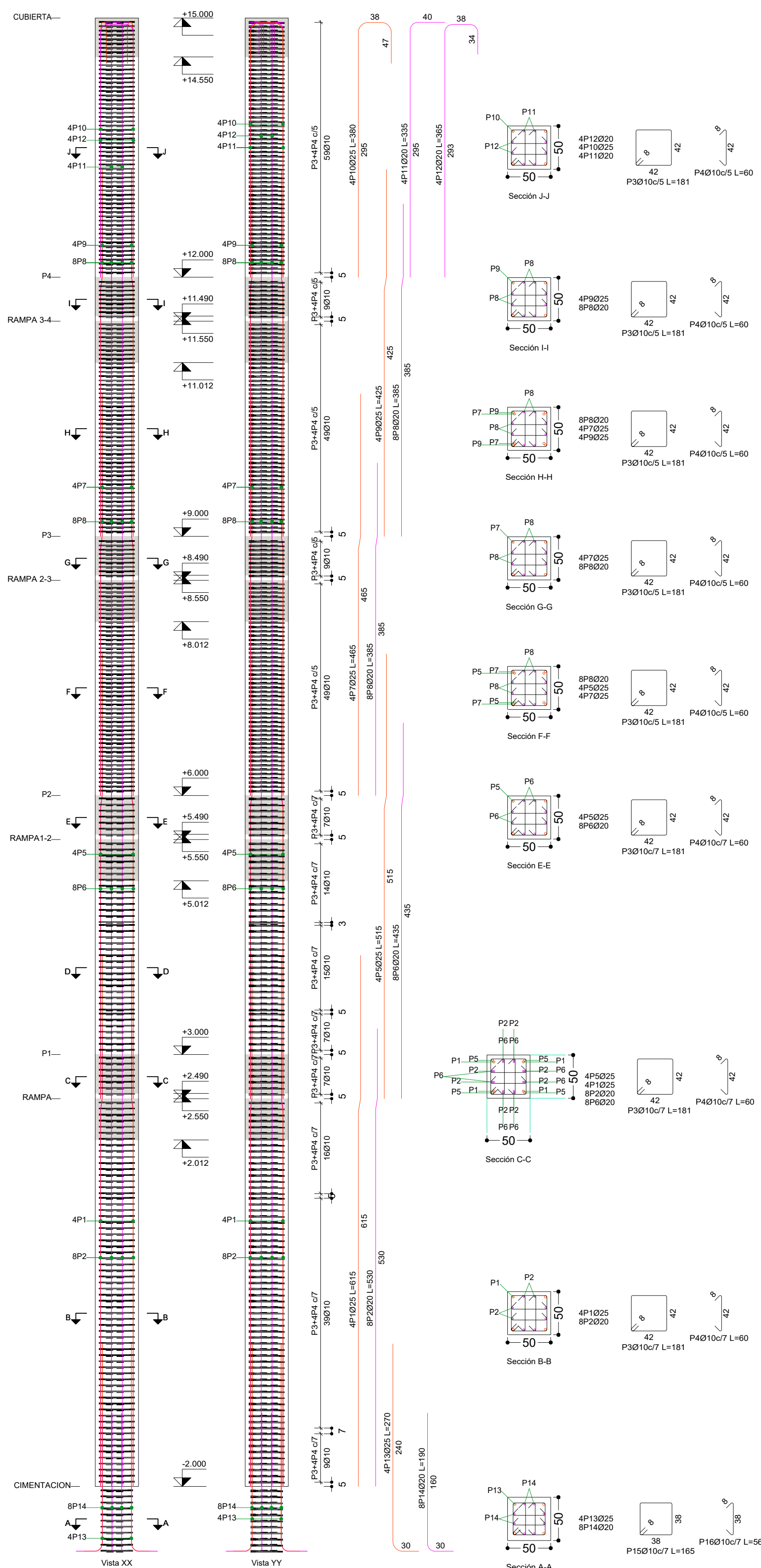
CLIENTE

ESC
INDICADAS

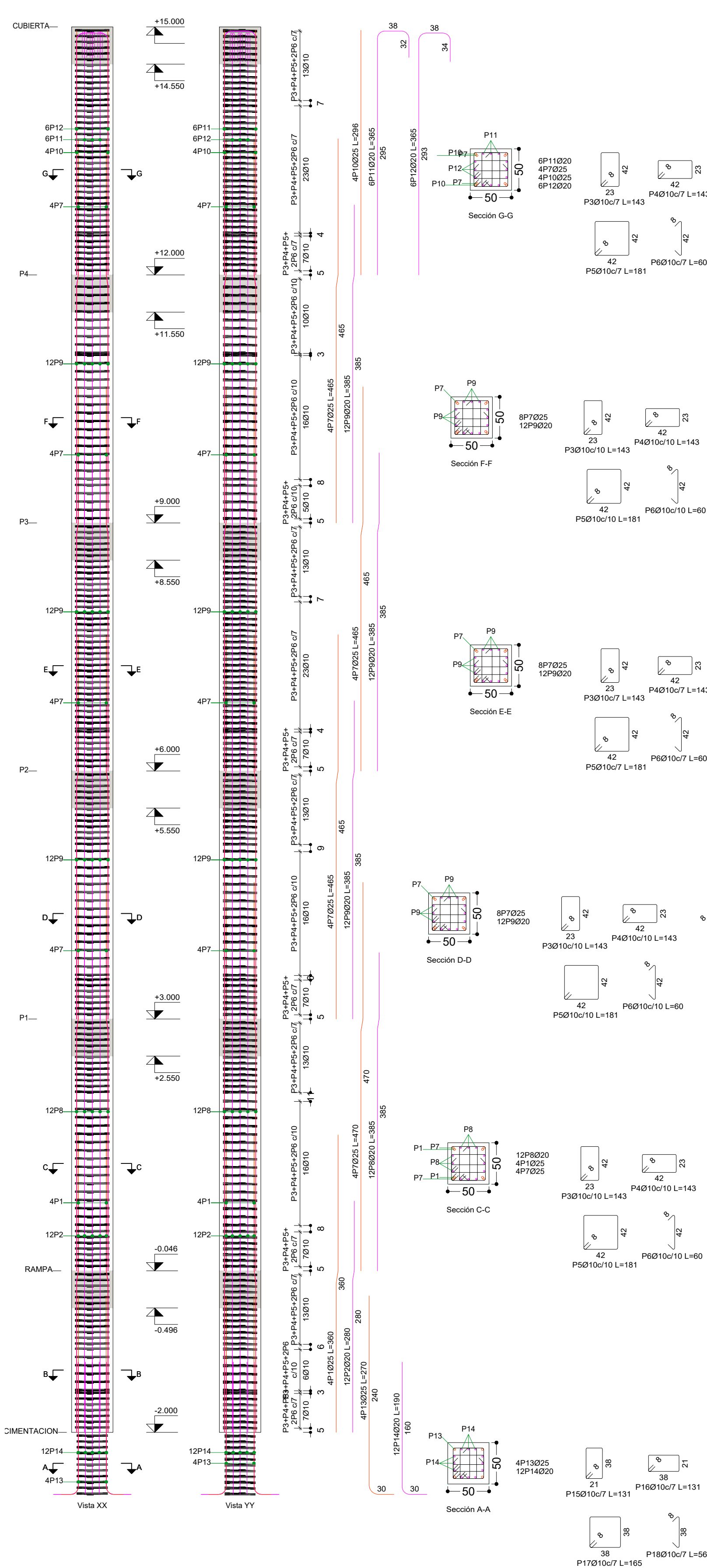
FECHA
diciembre 24

LÁMINA

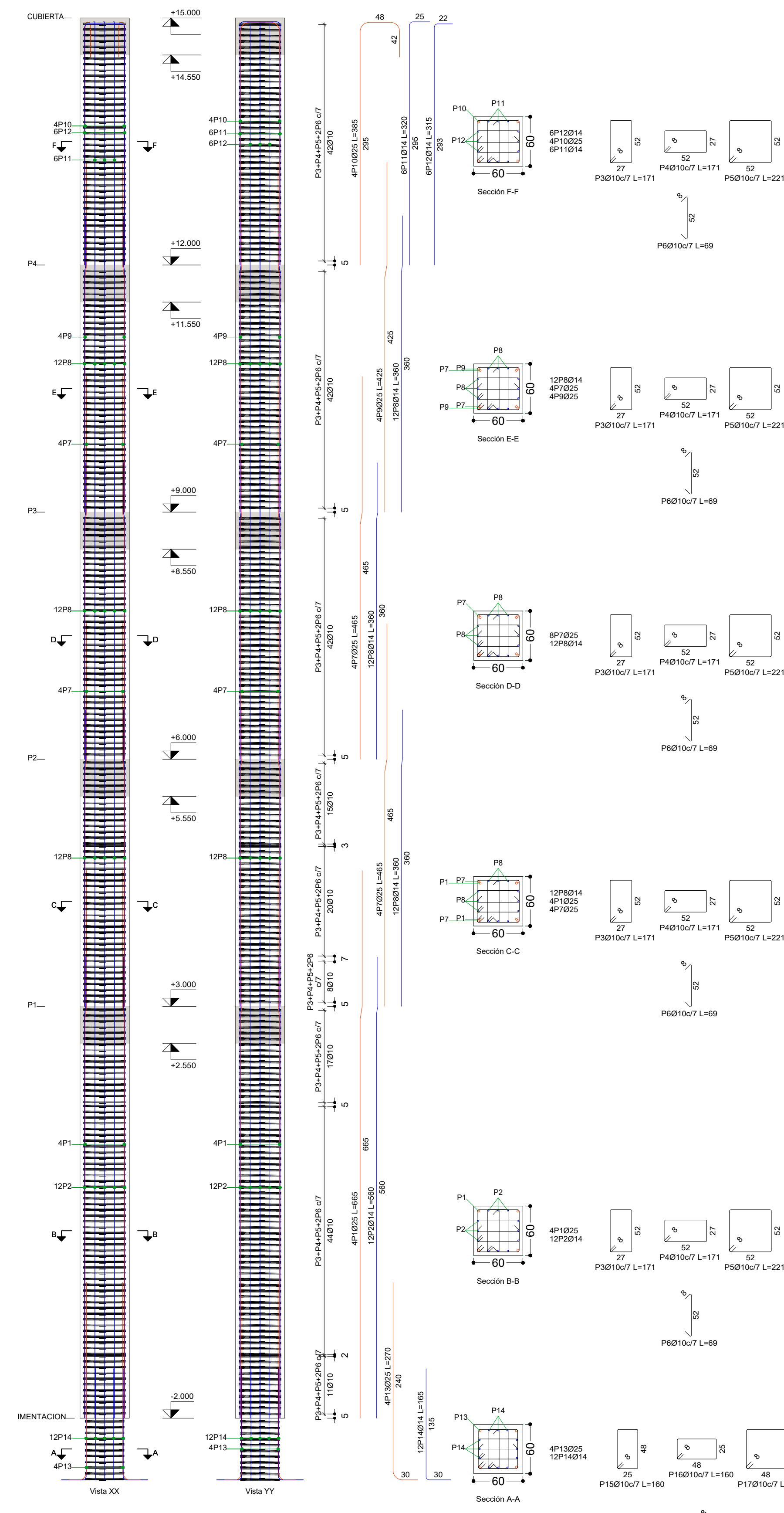
EST 08



COLUMNA TIPO 1
ESCALA 1:40



COLUMNA TIPO 2
ESCALA 1:40



COLUMNA TIPO 3
ESCALA 1:40

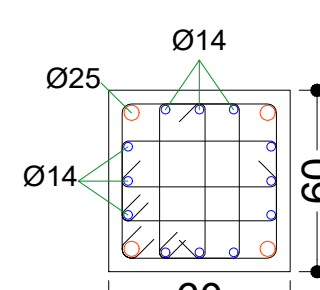


Diagrama de las tres longitudes de los ejes de los cilindros:

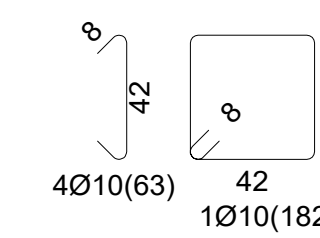
Arm. Long.: 4025 $\times$ 12014
 Longitudes: (465)+(360)
 Estructos: Ø10

Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)
195 a 300	15	7
60 a 195	20	7
0 a 60	8	7

COLUMNAS TIPO 1
ESCALA 1:25

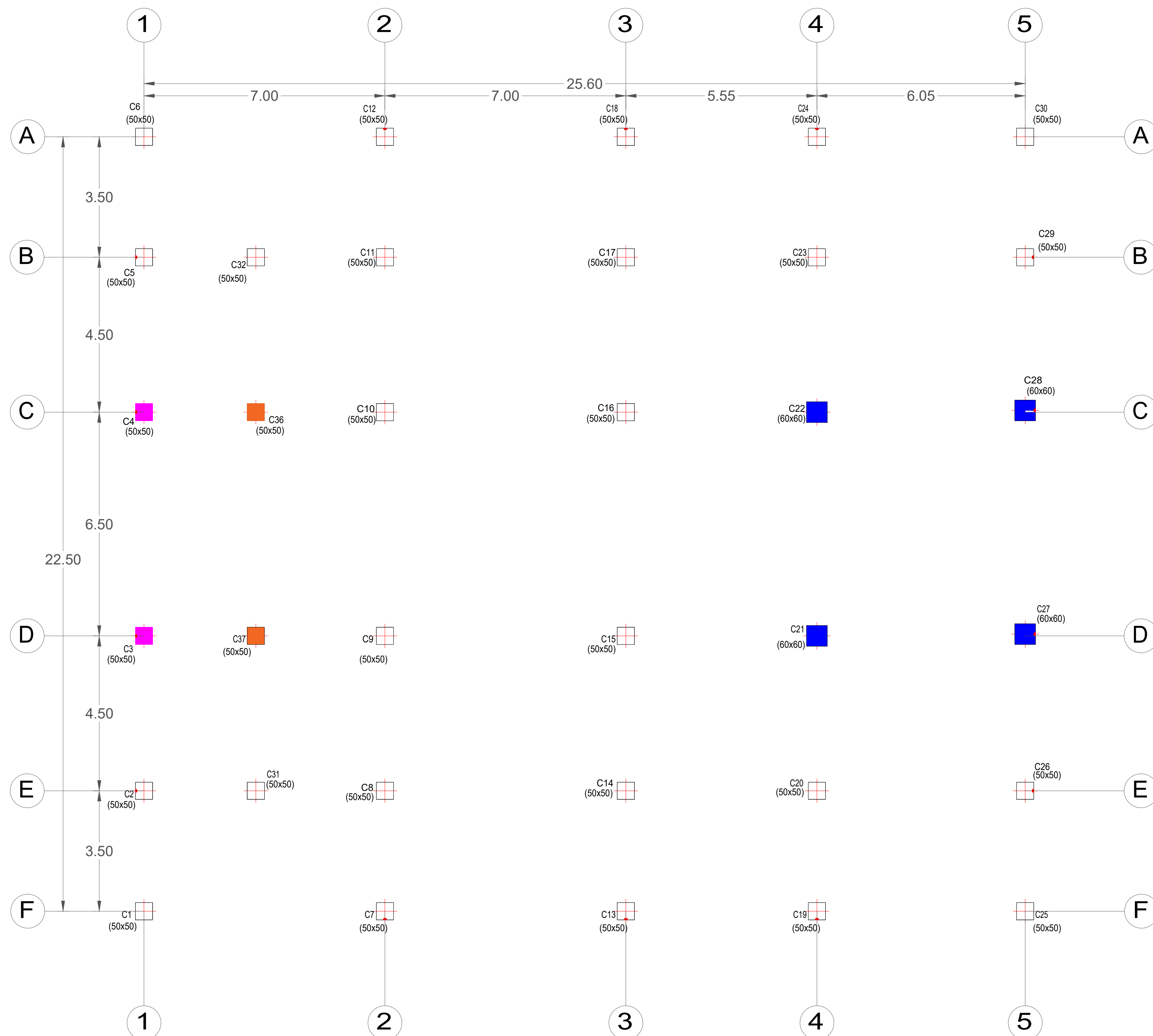
COLUMNAS TIPO 2
ESCALA 1:25

COLUMNAS TIPO 3
ESCALA 1:25



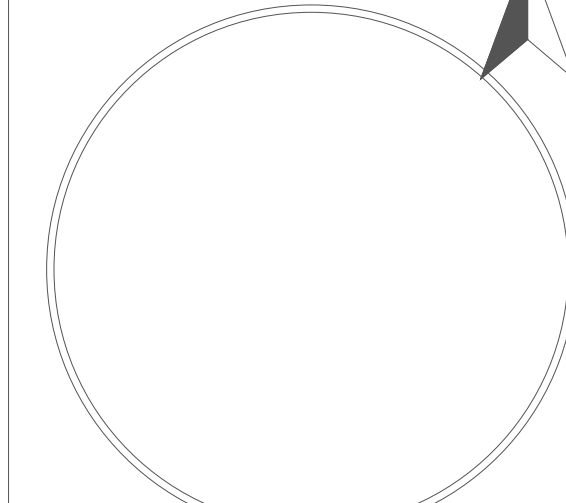
Arm. Long.: 12Ø20 (235)		
Arranque: 12Ø20 (145)		
Estribos: Ø10		
Intervalo (cm)	Nº	Separación (cm)
100 a 195	13	7
50 a 100	9	6
0 a 50	7	7
Arranque	11	7

COLUMNAS TIPO 4
ESCALA 1:25



DISEÑO & CONSTRUCCIÓN

UBICACIÓN



CIUDAD: Machala

PARROQUIA:MACHALA

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

1. Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días $f'_c = 240$ Kg/cm².
2. Resistencia a la fluencia de las varillas corrugadas $f_y = 4200$ Kg/cm².
3. Tamaño máximo del árido = 35 mm.
4. Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-14.
5. Recubrimiento mínimo de concreto:
 - Concreto directamente vaciado en el suelo: 10 cm.
 - Concreto expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm
 - Losas: 2 cm
 - Vigas y columnas: 3 cm.
6. El arquitecto y el constructor deberán verificar previo al inicio de la obra, que el sistema estructural especificado en estos planos cumple con los requisitos de diseño arquitectónico, límites de propiedad, topografía del terreno.
7. Normas utilizadas para el proyecto:
 - ACI 318-14
 - Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015.
8. El primer estribo en las vigas se colocará a no más de 5cm de la cara del elemento de apoyo.
9. Las cantidades de acero y hormigón son únicamente referenciales y deberán ser corroboradas por el constructor en obra.

PROYECTO

EDIFICIO
PARQUEADEROS

CONTIENE

COLUMNAS 2

PROYECTISTA

ING. LUIS F. BARAHONA

PROPIETARIO

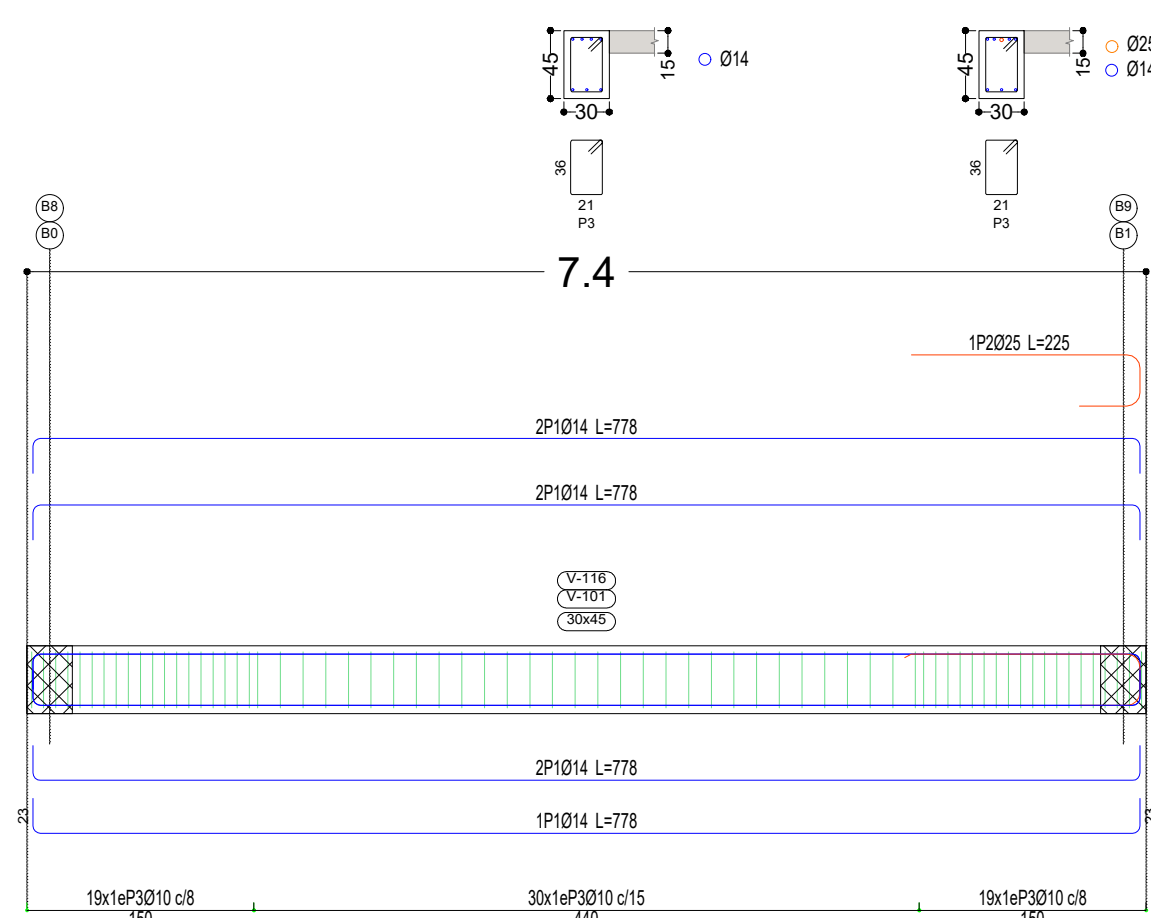
CLIENTE

ESC INDICADAS

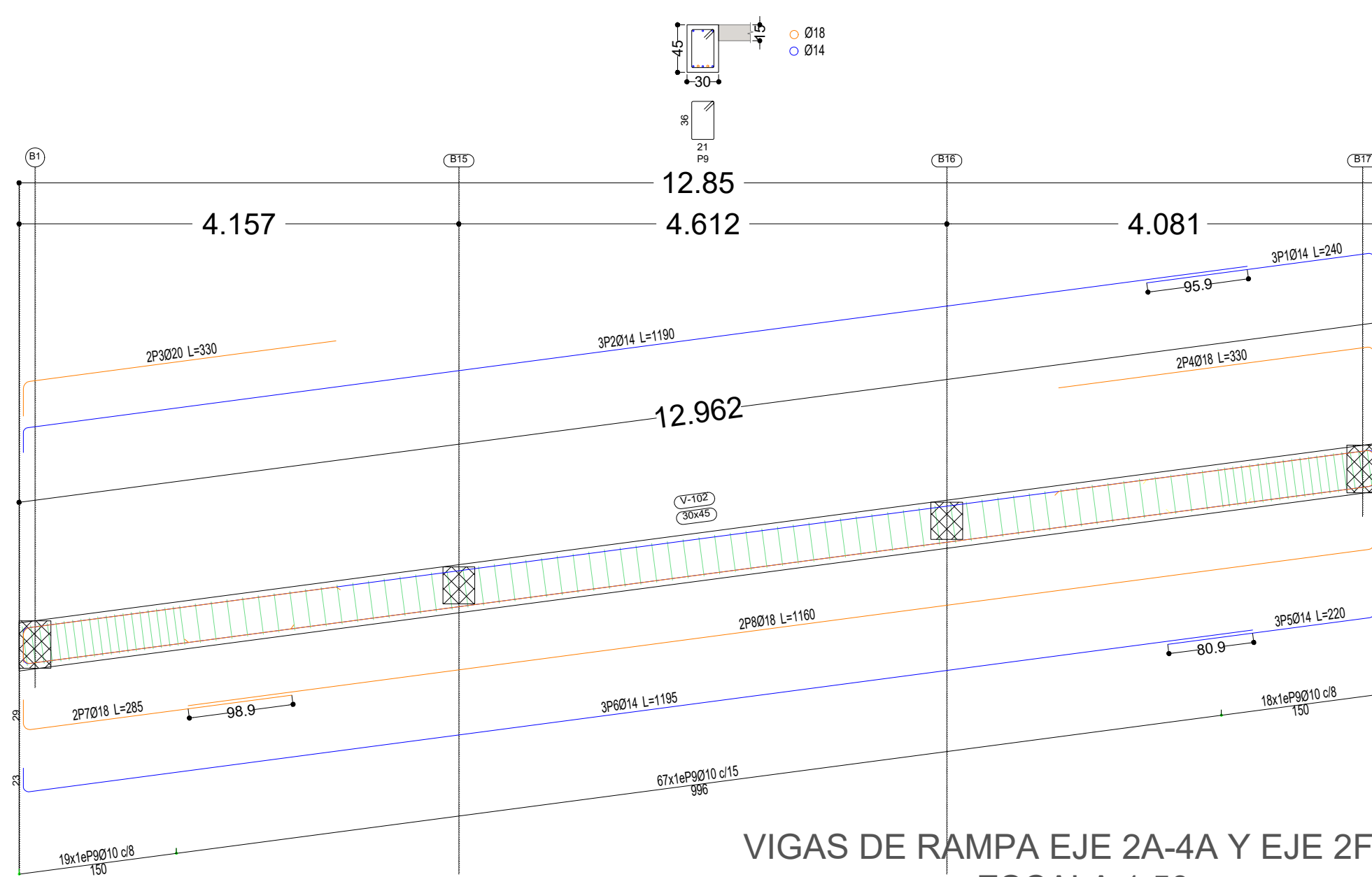
LÁMINA

FECHA

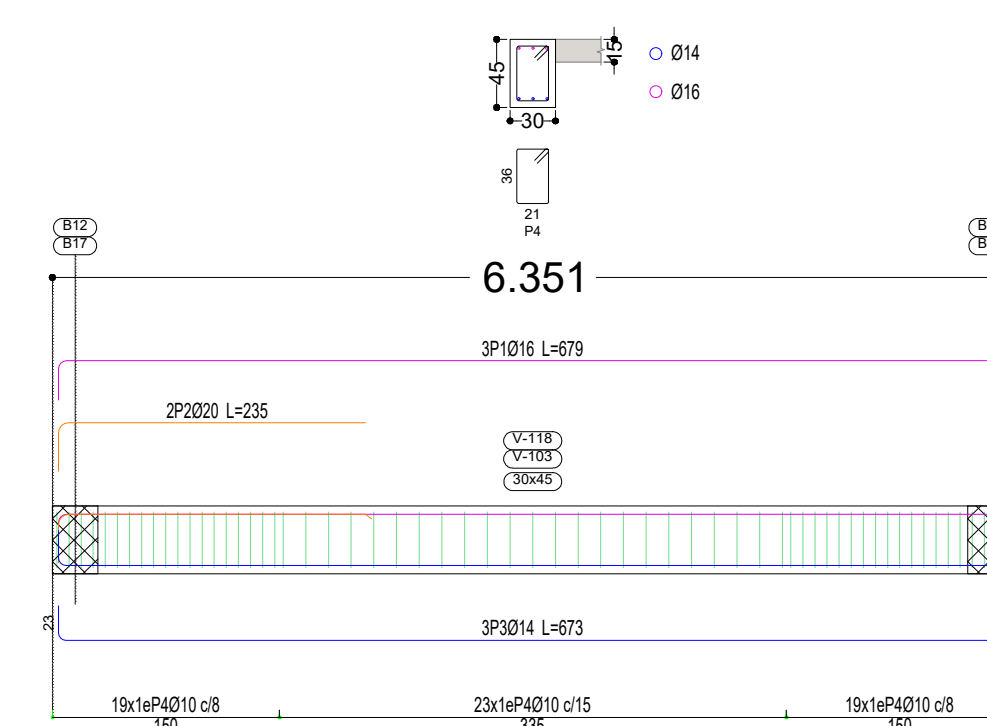
EST 09



VIGAS DE RAMPA EJE 1A-2A Y EJE 1F-2F
ESCALA 1:50

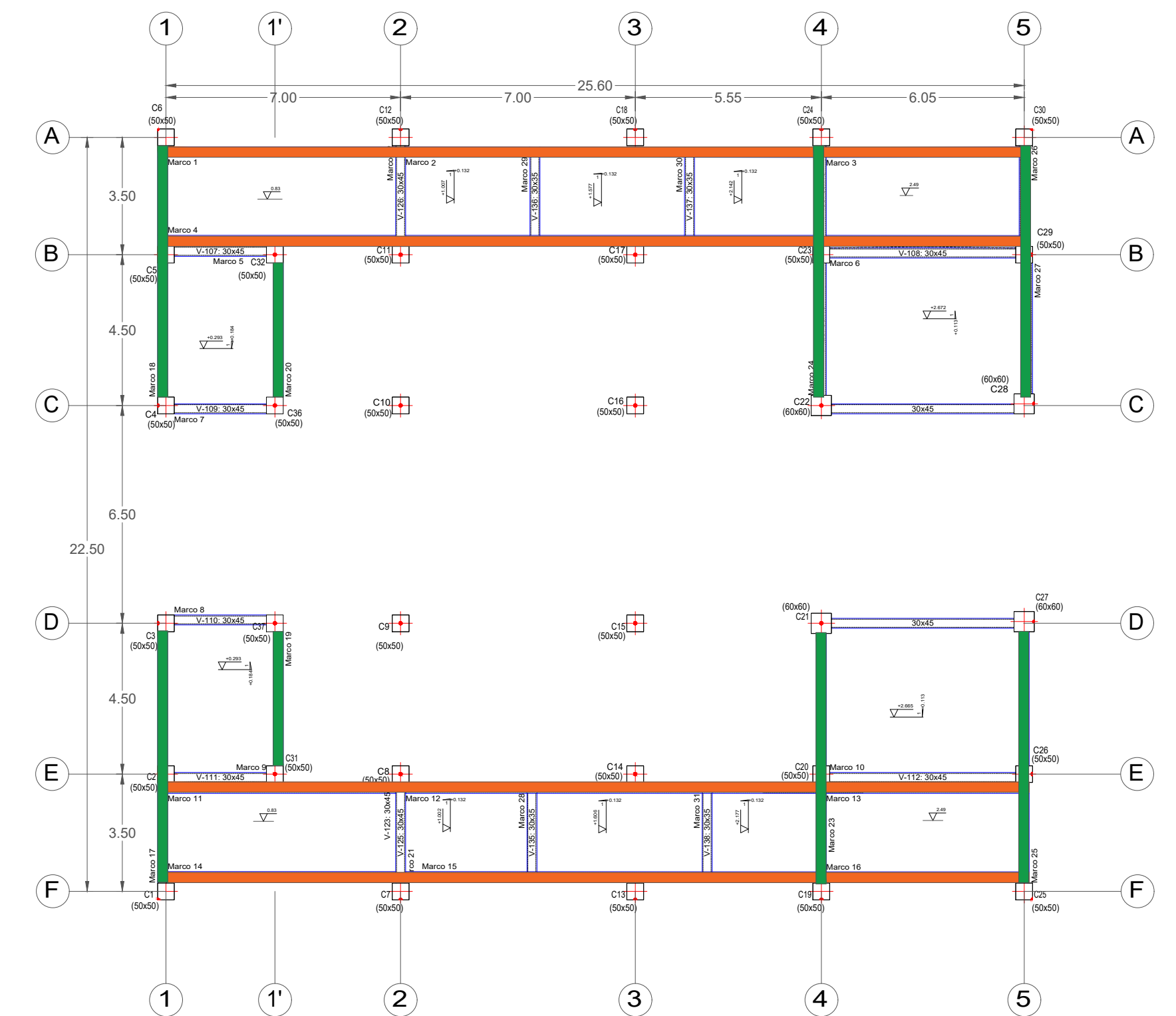


VIGAS DE RAMPA EJE 2A-4A Y EJE 2F-4F
ESCALA 1:50

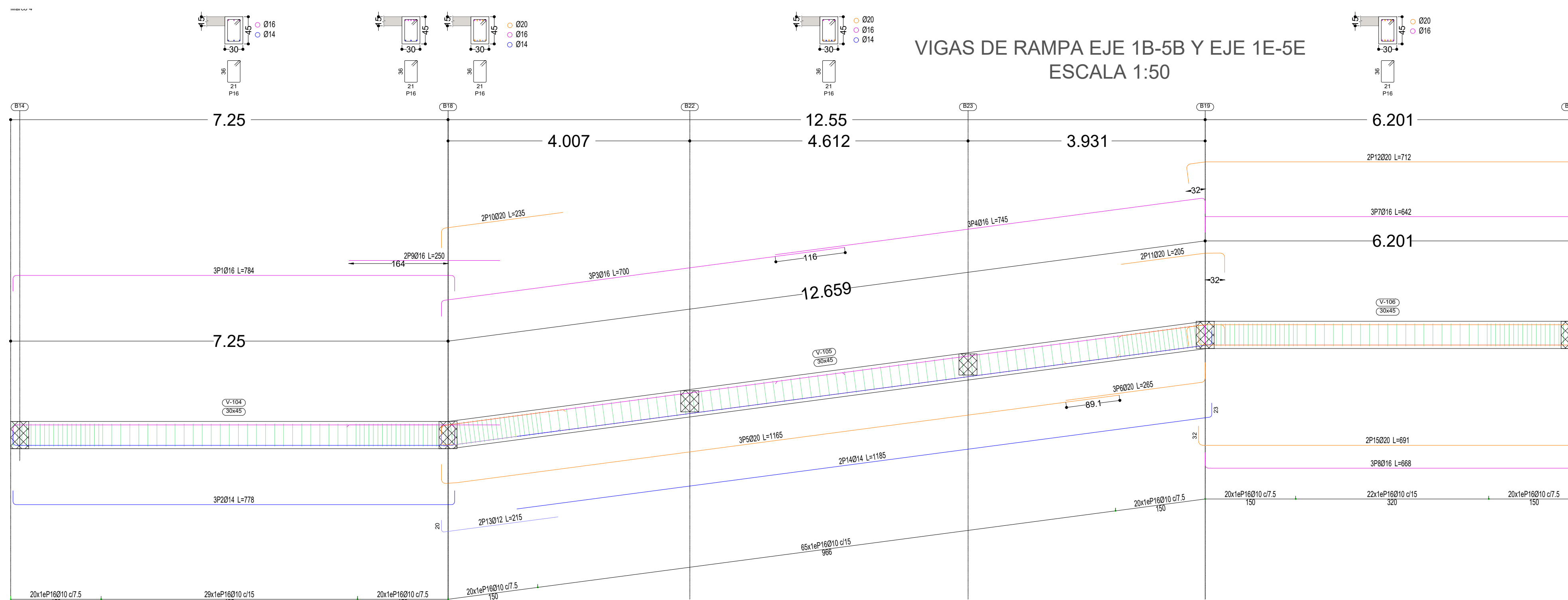


VIGAS DE RAMPA EJE 4A-5A Y EJE 4F-5F
ESCALA 1:50

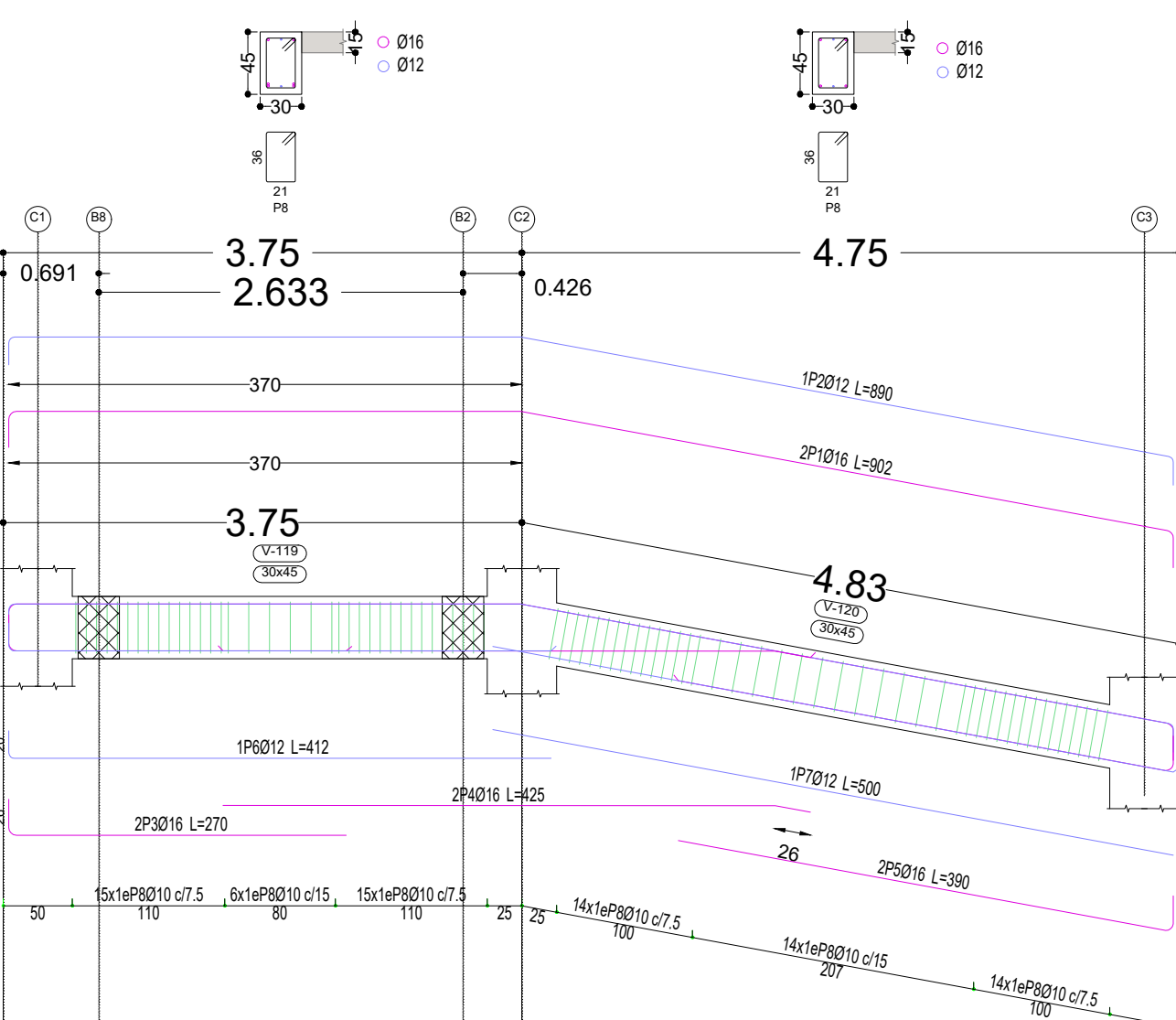
UBICACIÓN DE VIGAS EN PLANO DE PLANTA
ESCALA 1:50



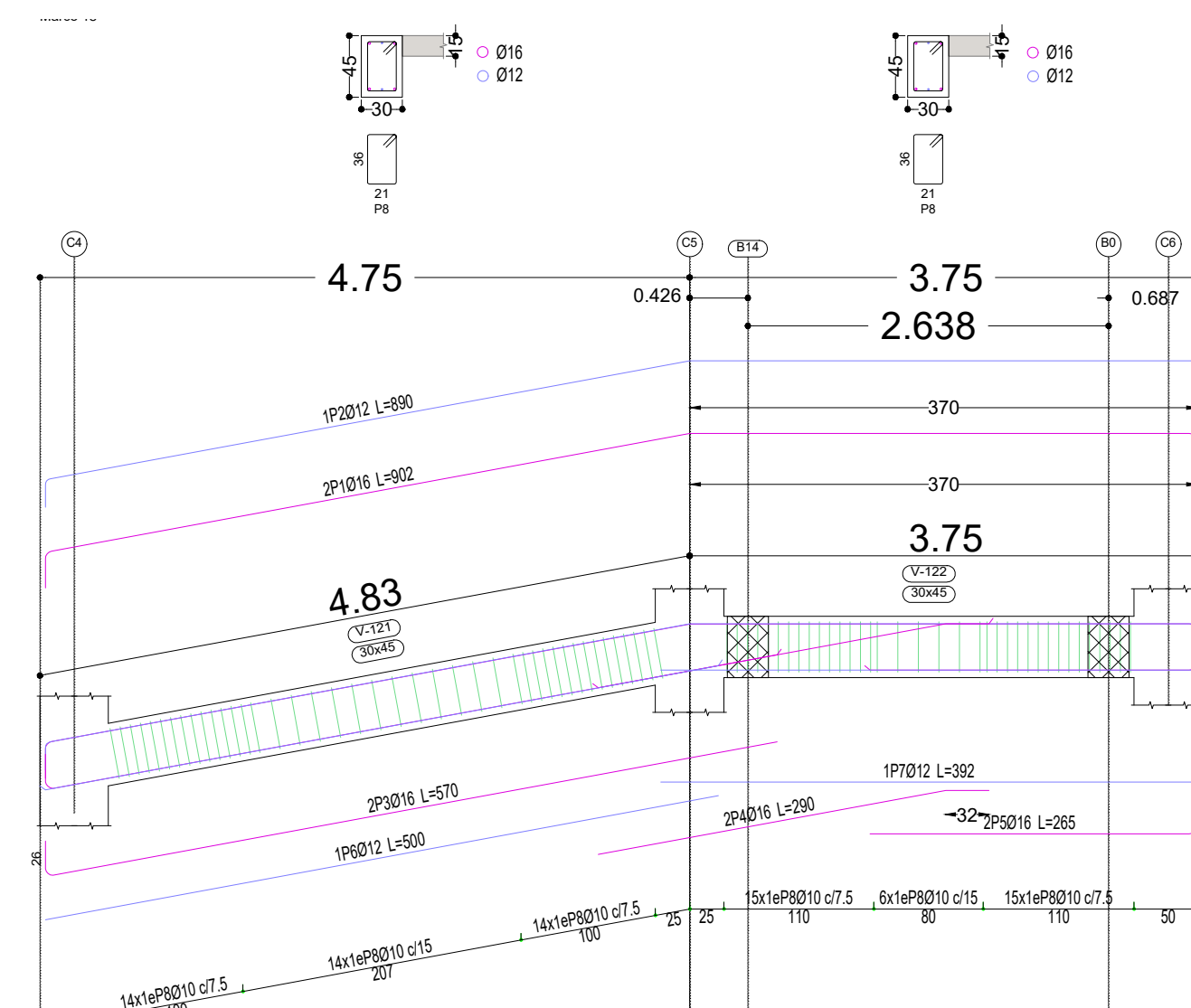
El armado de las vigas en las rampas aplica para todos los niveles de rampas del edificio



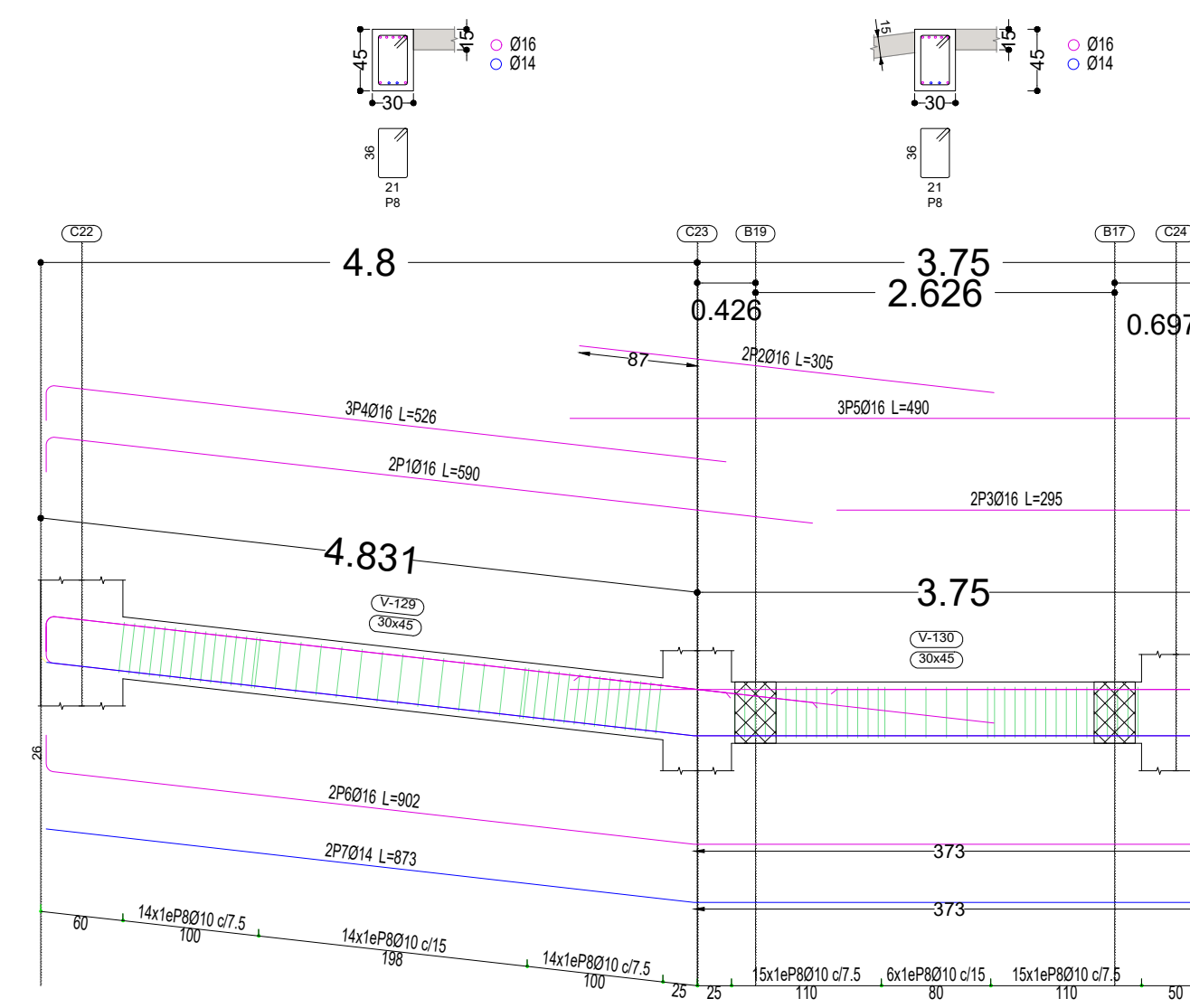
VIGAS DE RAMPA EJE 1B-5B Y EJE 1E-5E
ESCALA 1:50



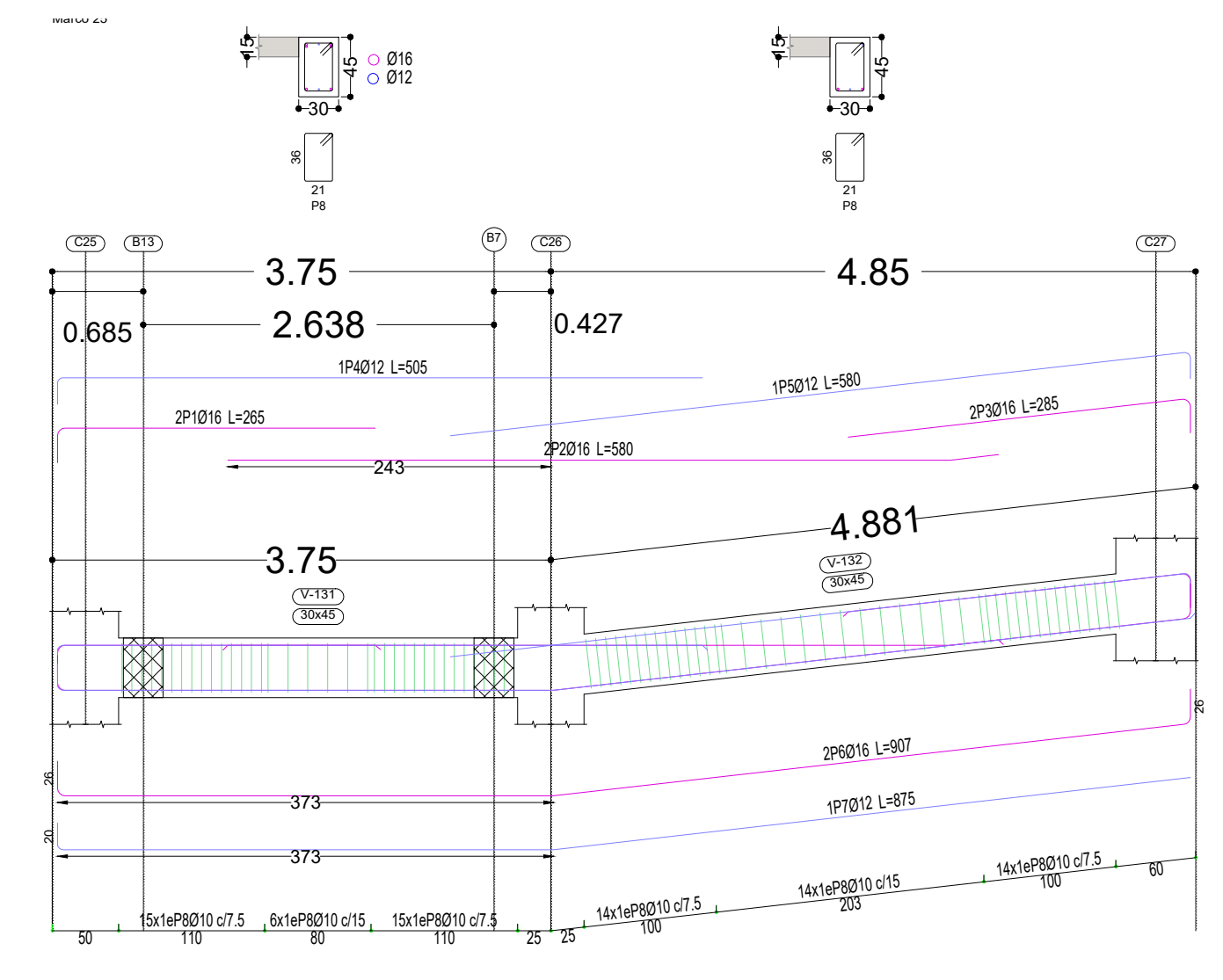
VIGAS DE RAMPA EJE 1A-AC Y EJE 1'A-1'C
ESCALA 1:50



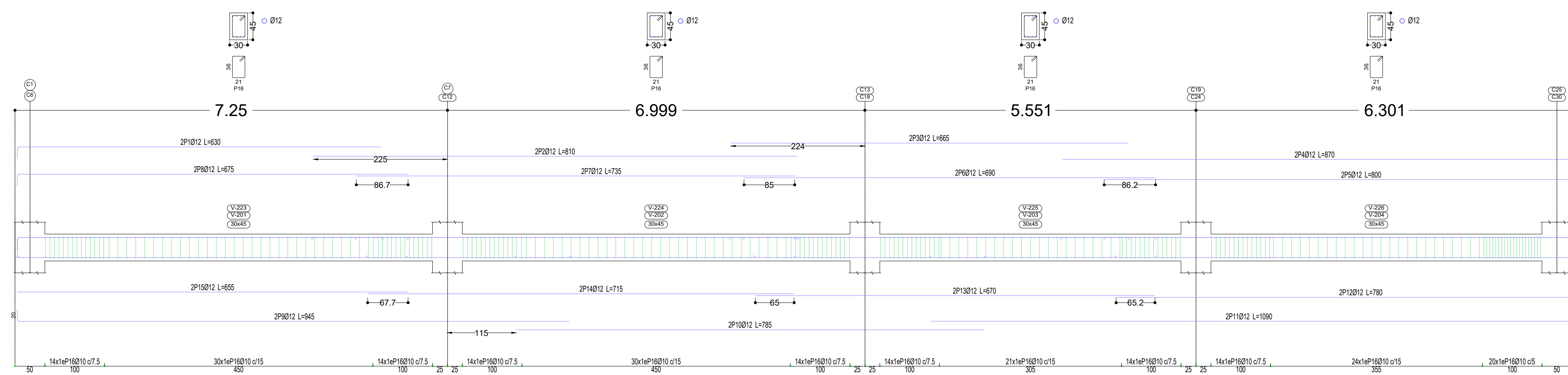
VIGAS DE RAMPA EJE 1D-1F Y EJE 1'D-1'F
ESCALA 1:50



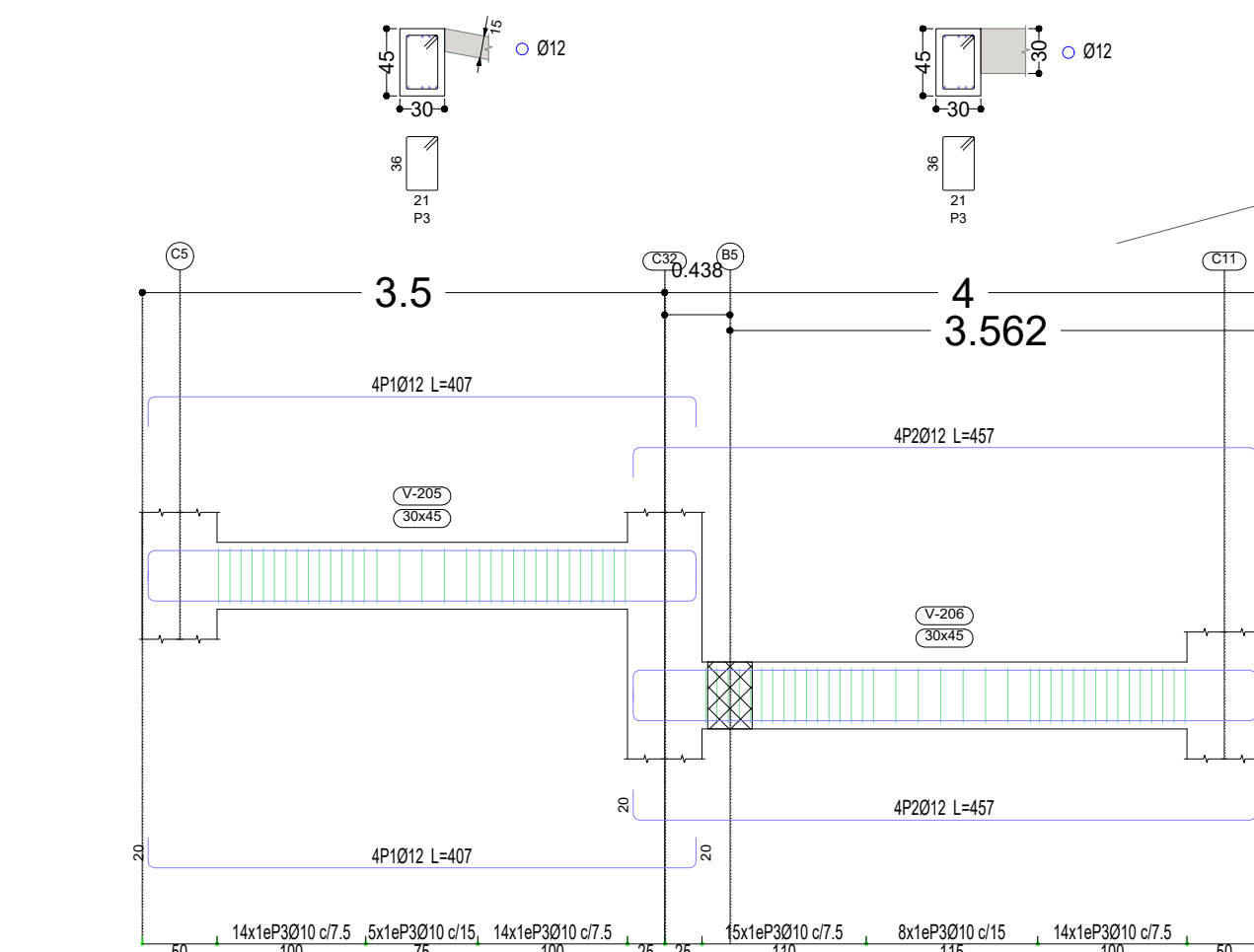
VIGAS DE RAMPA EJE 4A-4B Y EJE 4B-4C
ESCALA 1:50



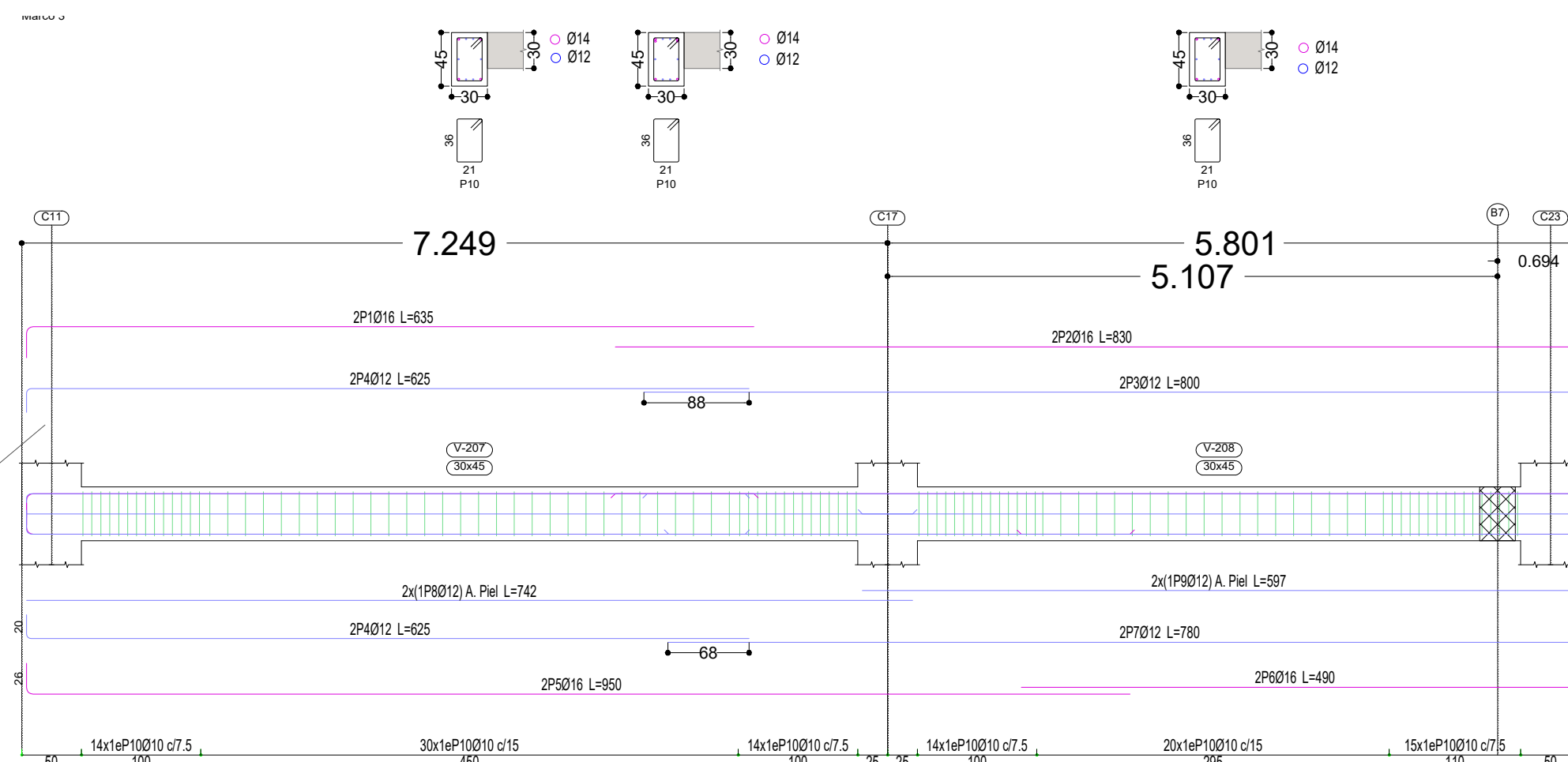
VIGAS DE RAMPA EJE 4D-4E Y EJE 4E-4F
ESCALA 1:50



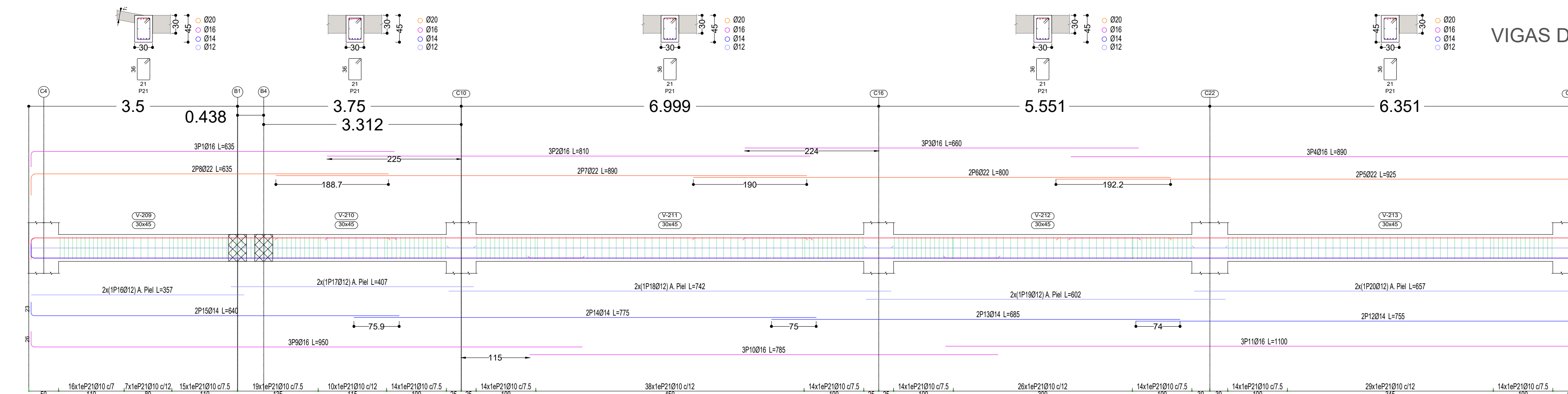
VIGAS PARA NIVEL 1-2-3 EJE 1A-5A Y EJE 1F-5F
ESCALA 1:50



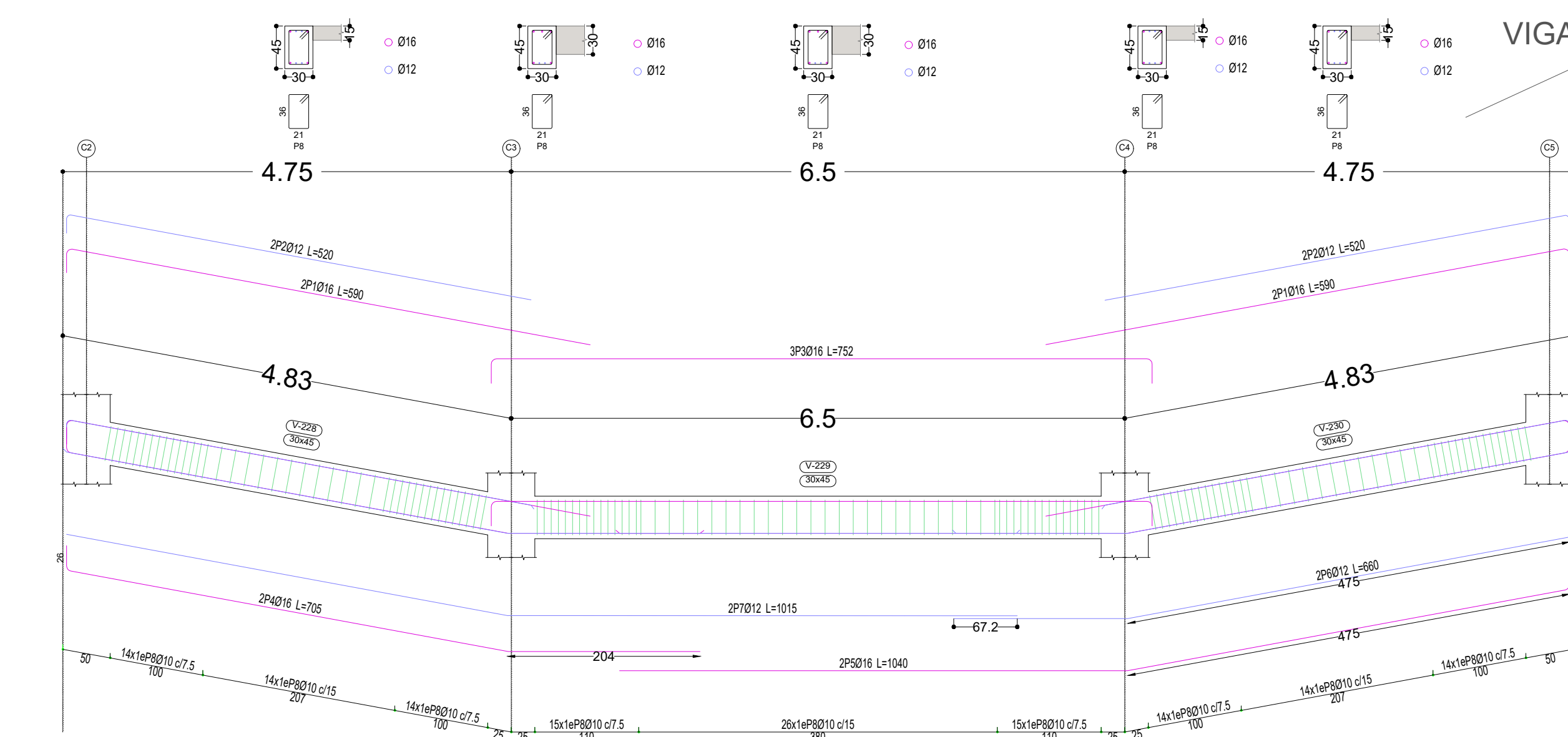
VIGAS DE RAMPA EJE 1B-2B Y EJE 1D-2D
ESCALA 1:50



VIGAS DE RAMPA EJE 2B-4B Y EJE 2E-4E
ESCALA 1:50

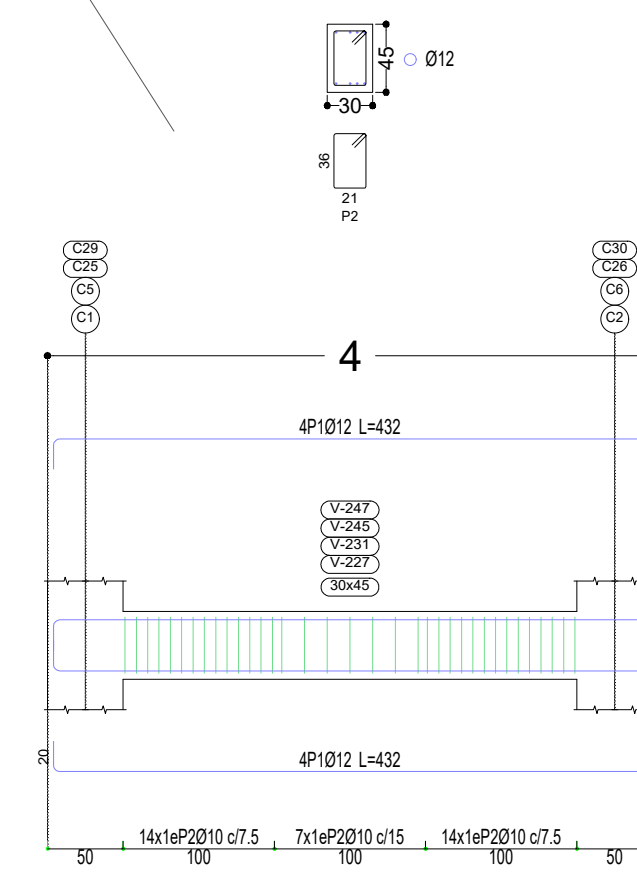


VIGAS DE RAMPA EJE 1C-5C Y EJE 1D-5D
ESCALA 1:50

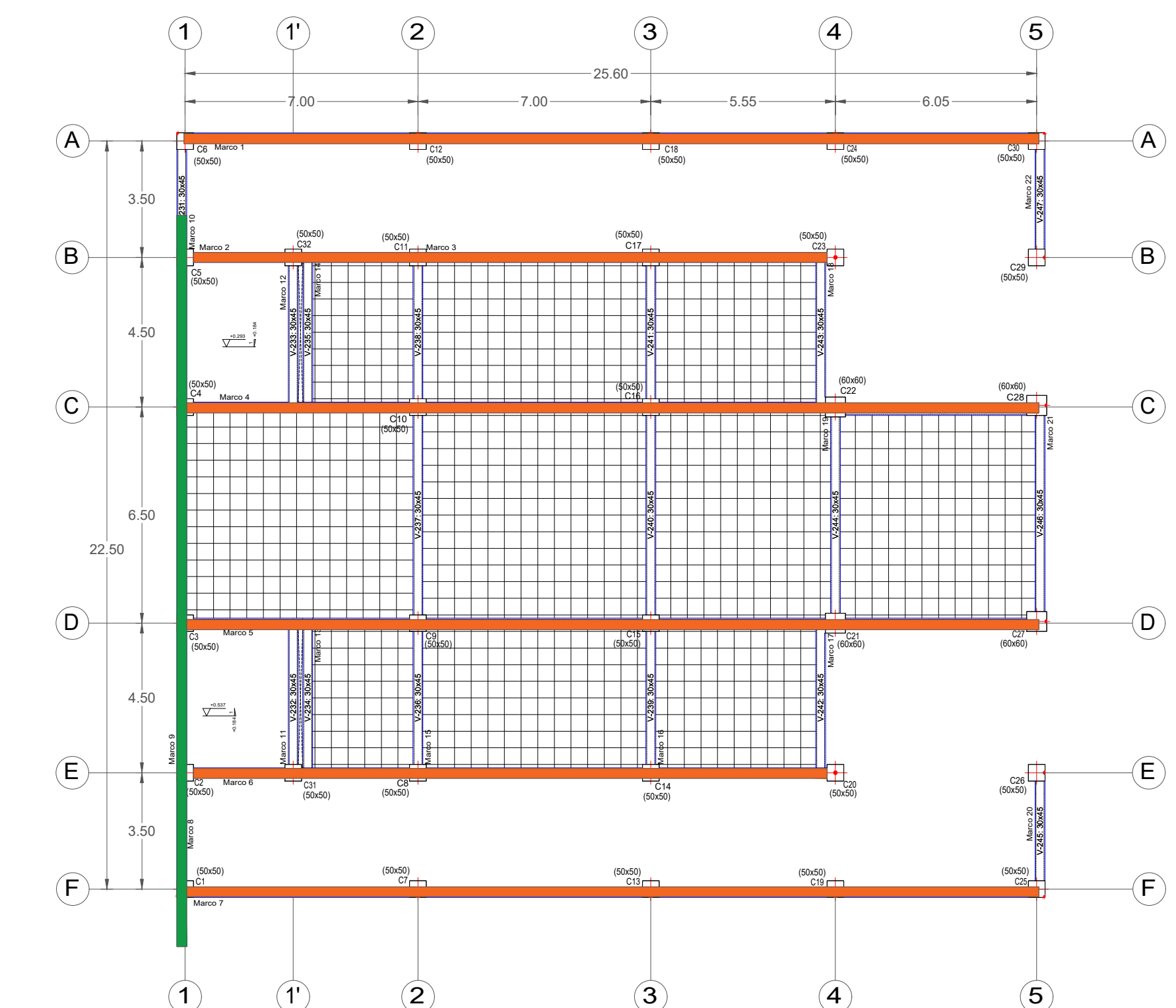


VIGAS DE RAMPA EJE 1B-1E
ESCALA 1:50

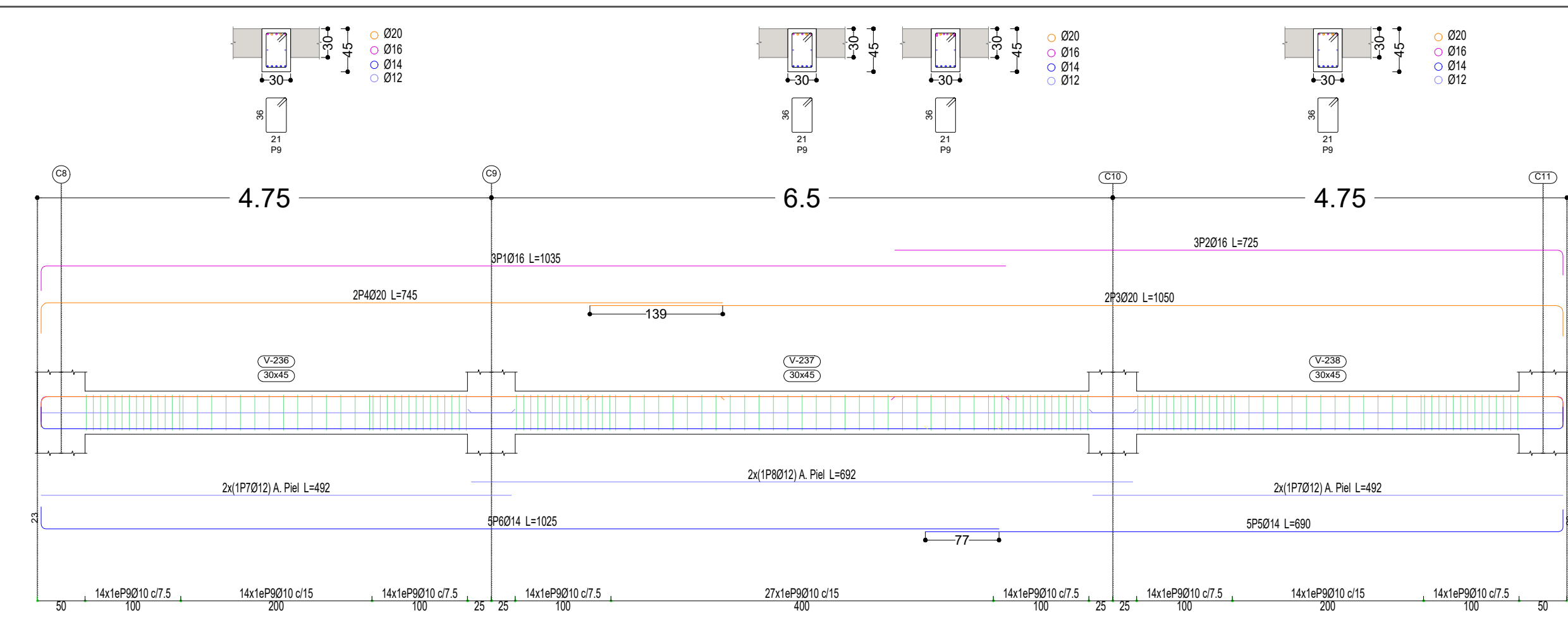
VIGAS DE RAMPA EJE 1A-1B Y 1E-1F
ESCALA 1:50



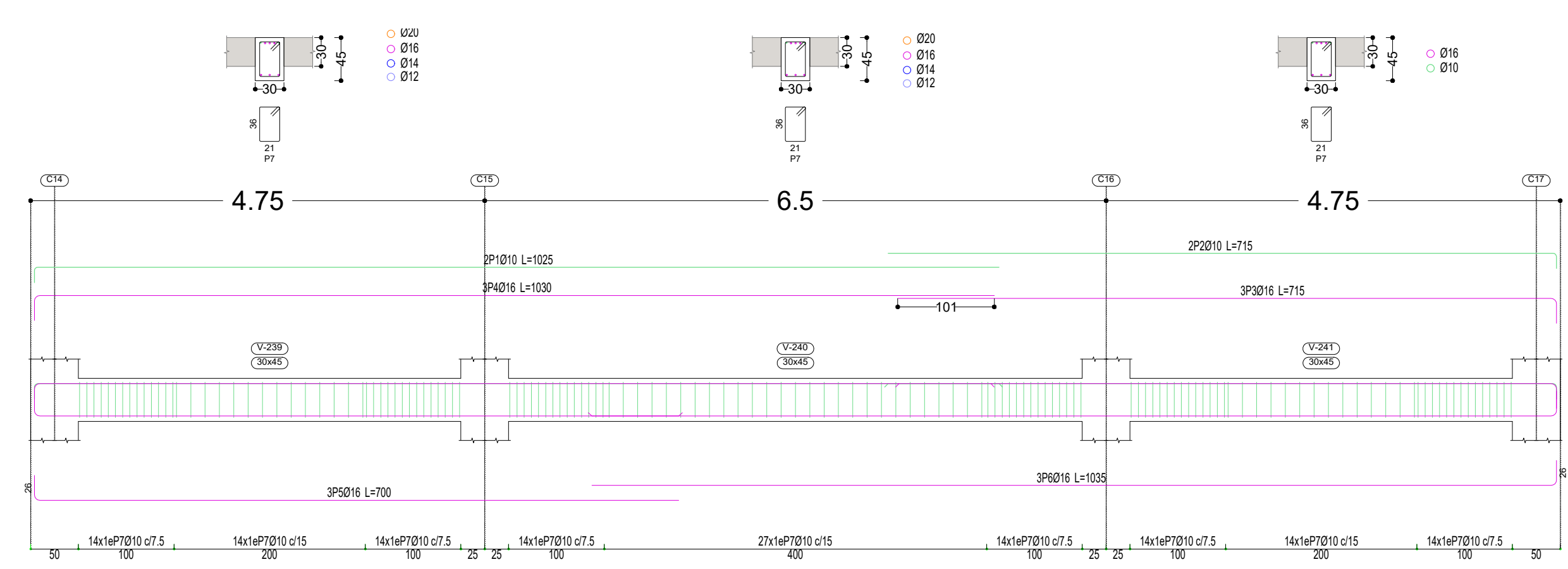
El armado de las vigas en las rampas aplica para los niveles 1-2 y 3 del edificio



UBICACIÓN DE VIGAS EN PLANO DE PLANTA
ESCALA 1:50

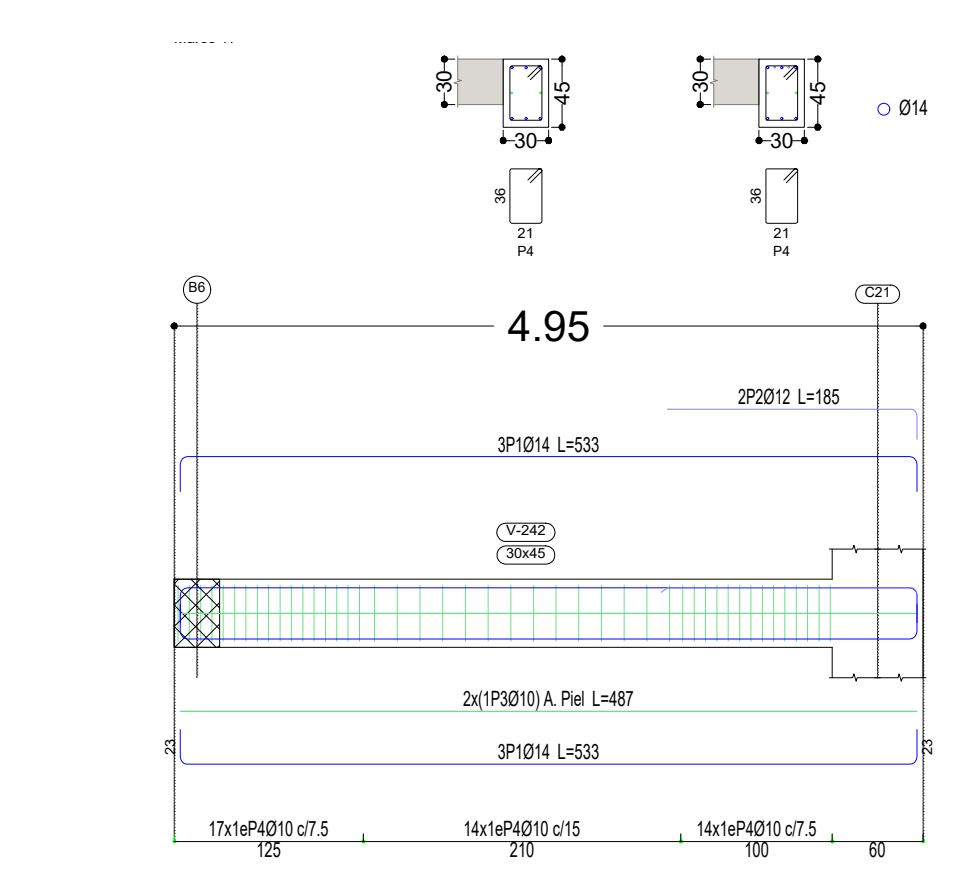


VIGAS PARA NIVEL 1-2-3 EJE 2B-2E
ESCALA 1:50

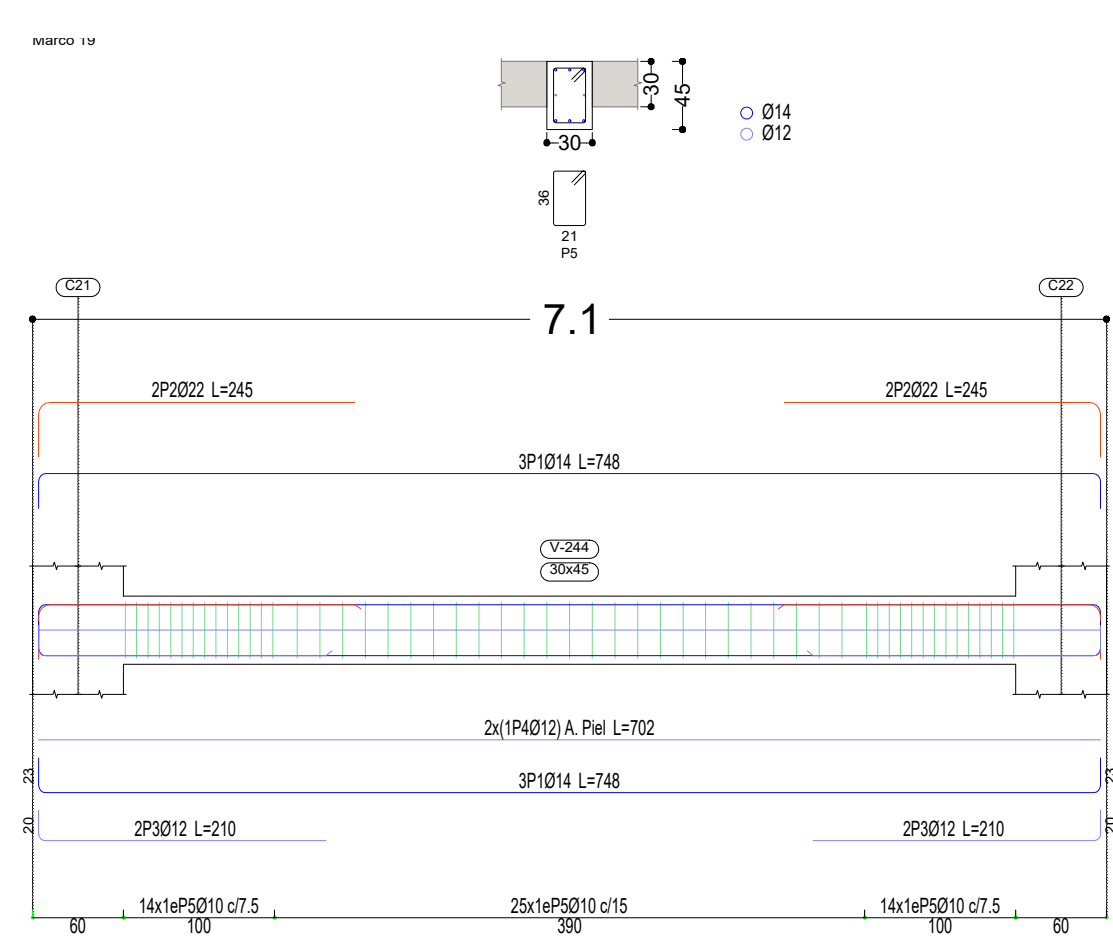


VIGAS PARA NIVEL 1-2-3 EJE 3B-3E
ESCALA 1:50

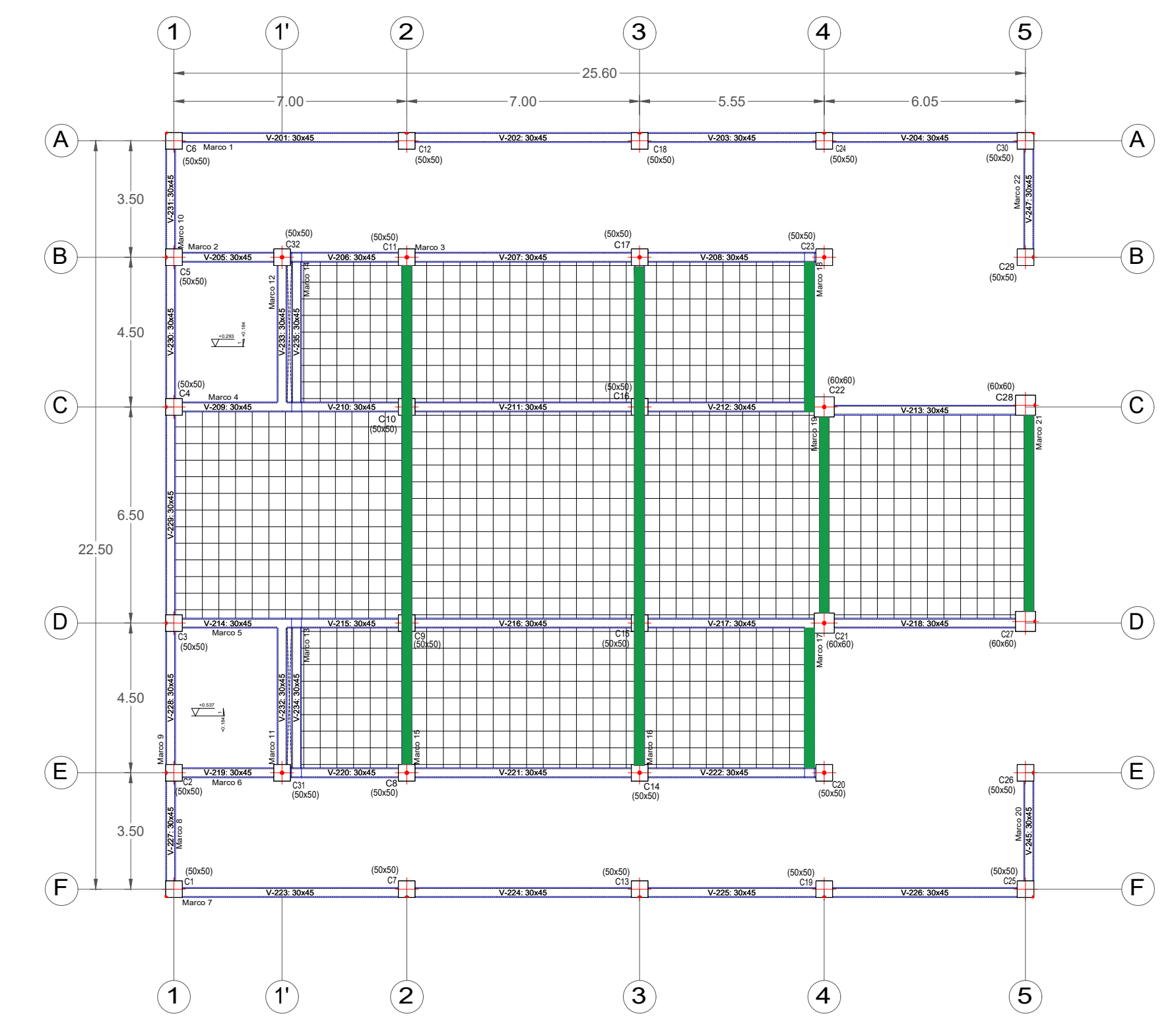
El armado de las vigas en las rampas aplica para los niveles 1-2 y 3 del edificio



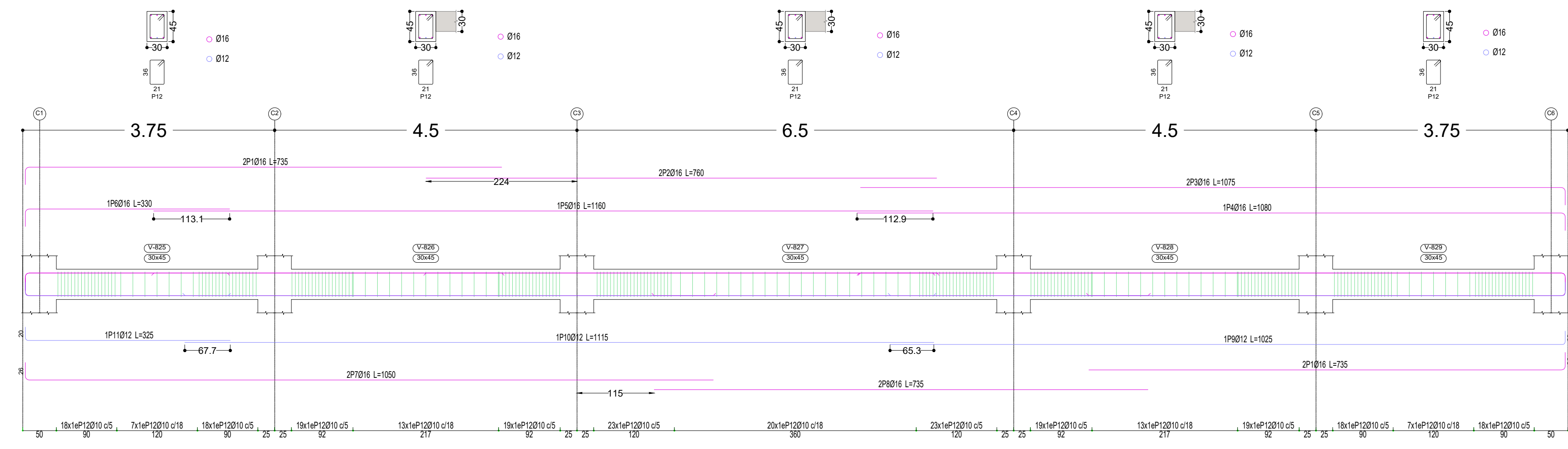
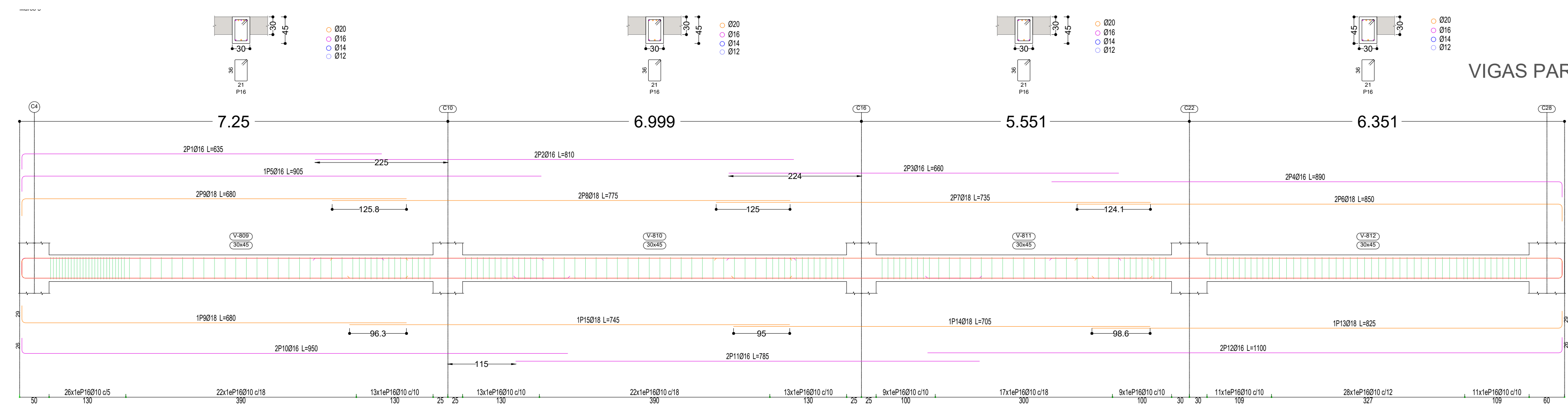
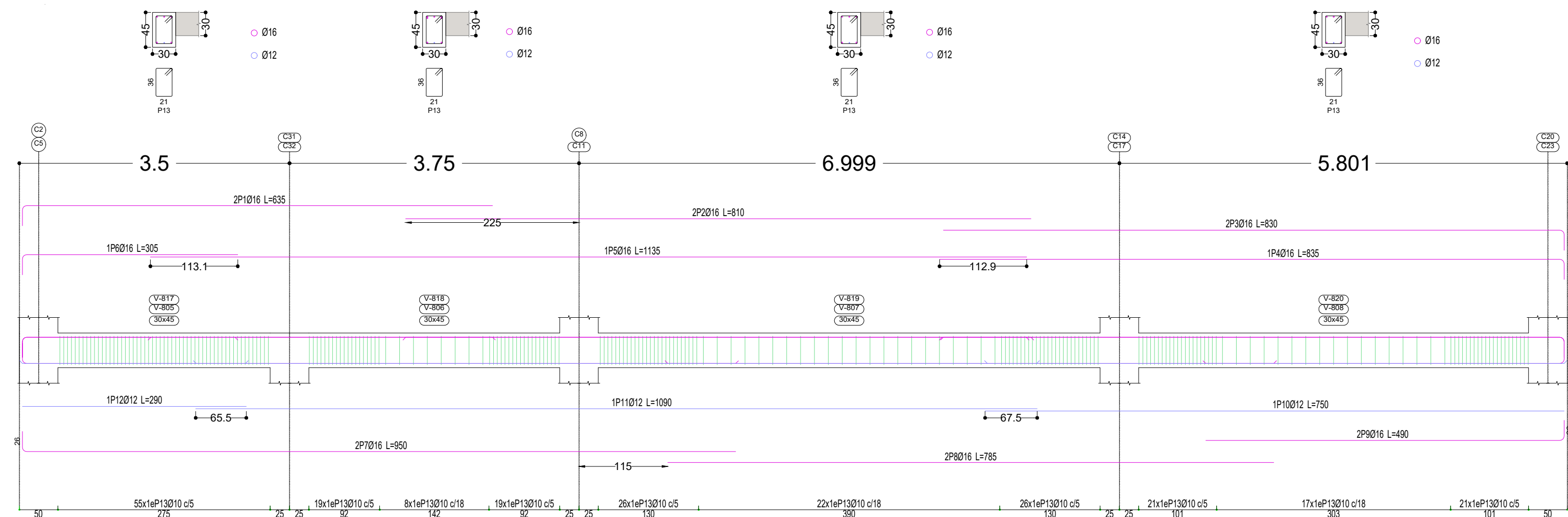
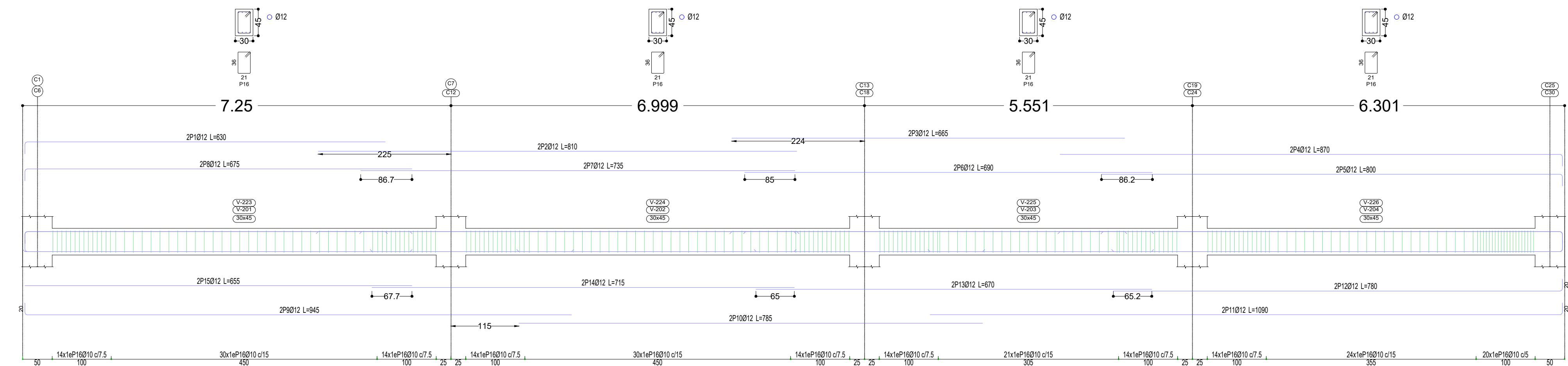
VIGAS PARA NIVEL 1-2-3 EJE 4B-4C Y 4D-4E
ESCALA 1:50



VIGAS PARA NIVEL 1-2-3 EJE 5C-5D
ESCALA 1:50

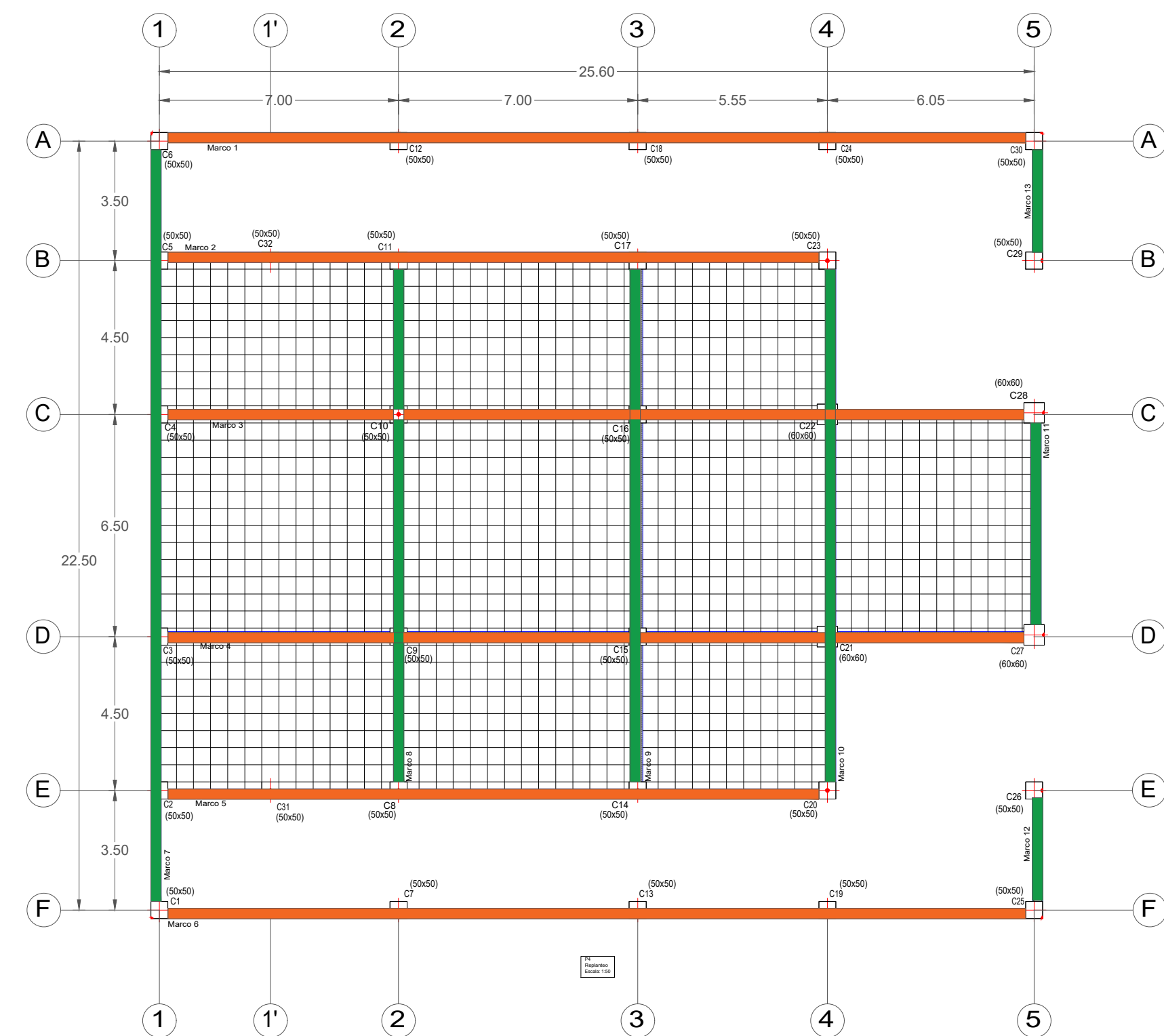


UBICACIÓN DE VIGAS EN PLANO DE PLANTA
ESCALA 1:50



VIGAS PARA NIVEL 4 EJE 1A-5A Y EJE 1F-5F
ESCALA 1:50

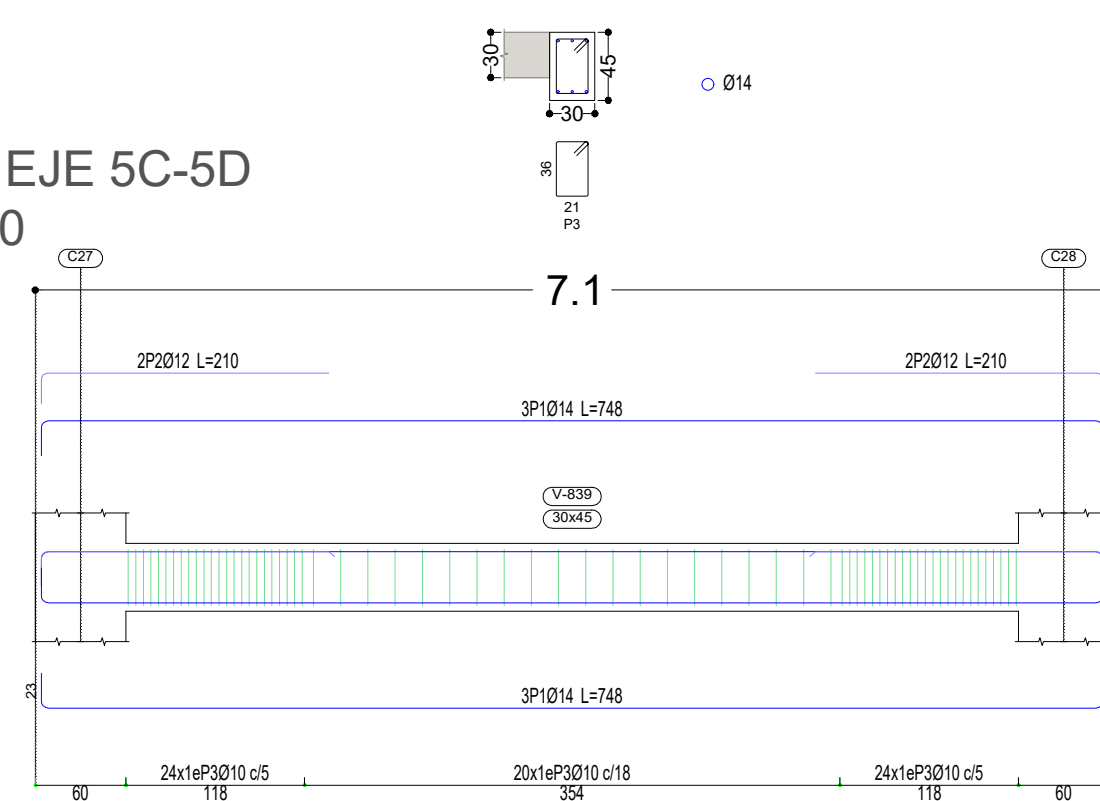
El armado de las vigas en las rampas aplica para los niveles 4 del edificio



UBICACIÓN DE VIGAS EN PLANO DE PLANTA
ESCALA 1:50

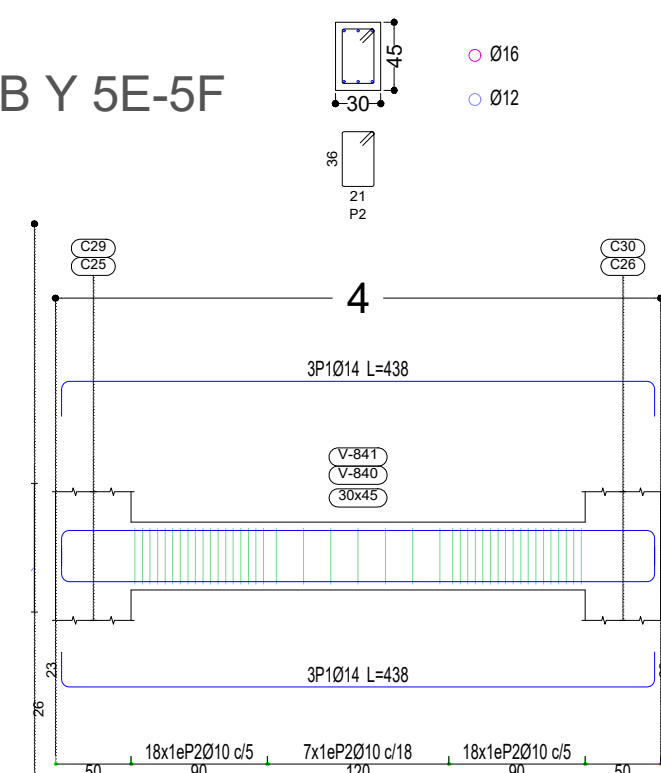
VIGAS PARA NIVEL 4 EJE 1C-5C Y 1D-5D
ESCALA 1:50

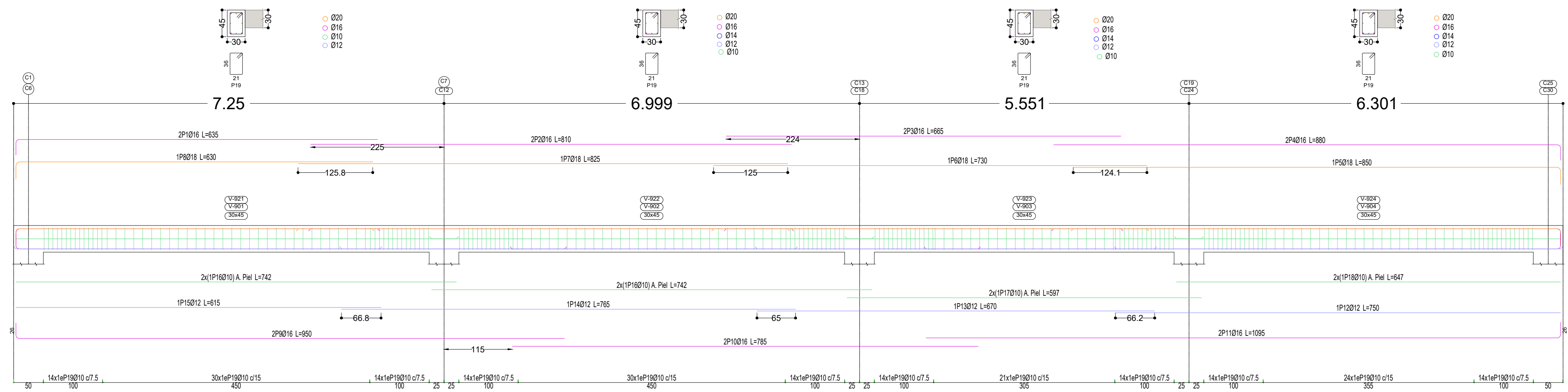
VIGAS PARA NIVEL 4 EJE 5C-5D
ESCALA 1:50



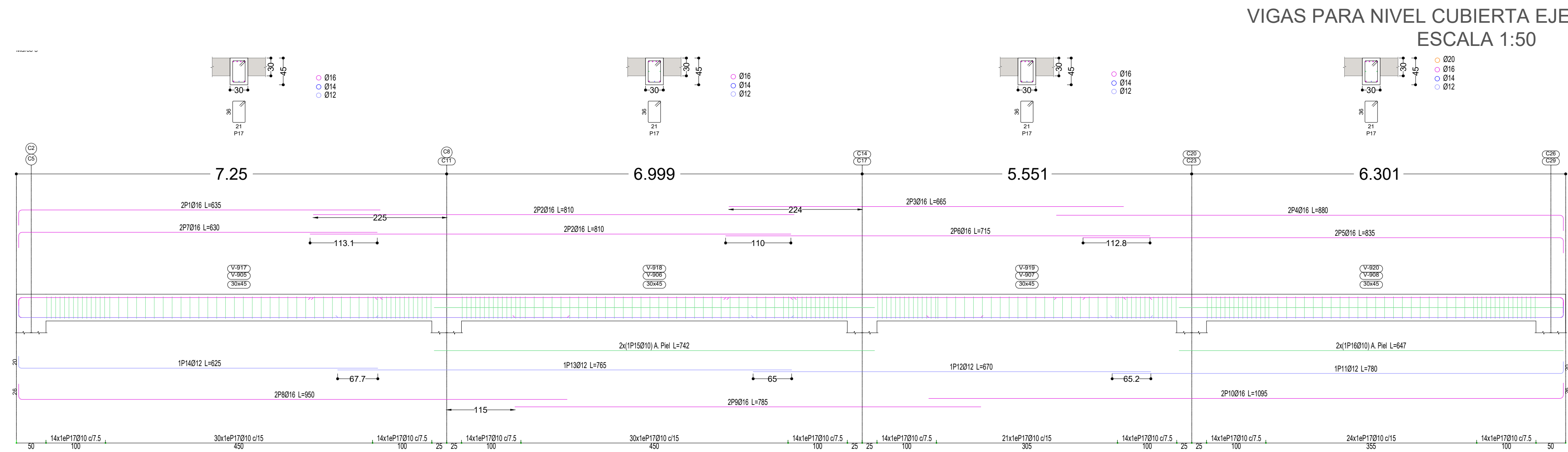
VIGAS PARA NIVEL 4 EJE 1A-1F
ESCALA 1:50

VIGAS PARA NIVEL 4 EJE 5A-5B Y 5E-5F
ESCALA 1:50



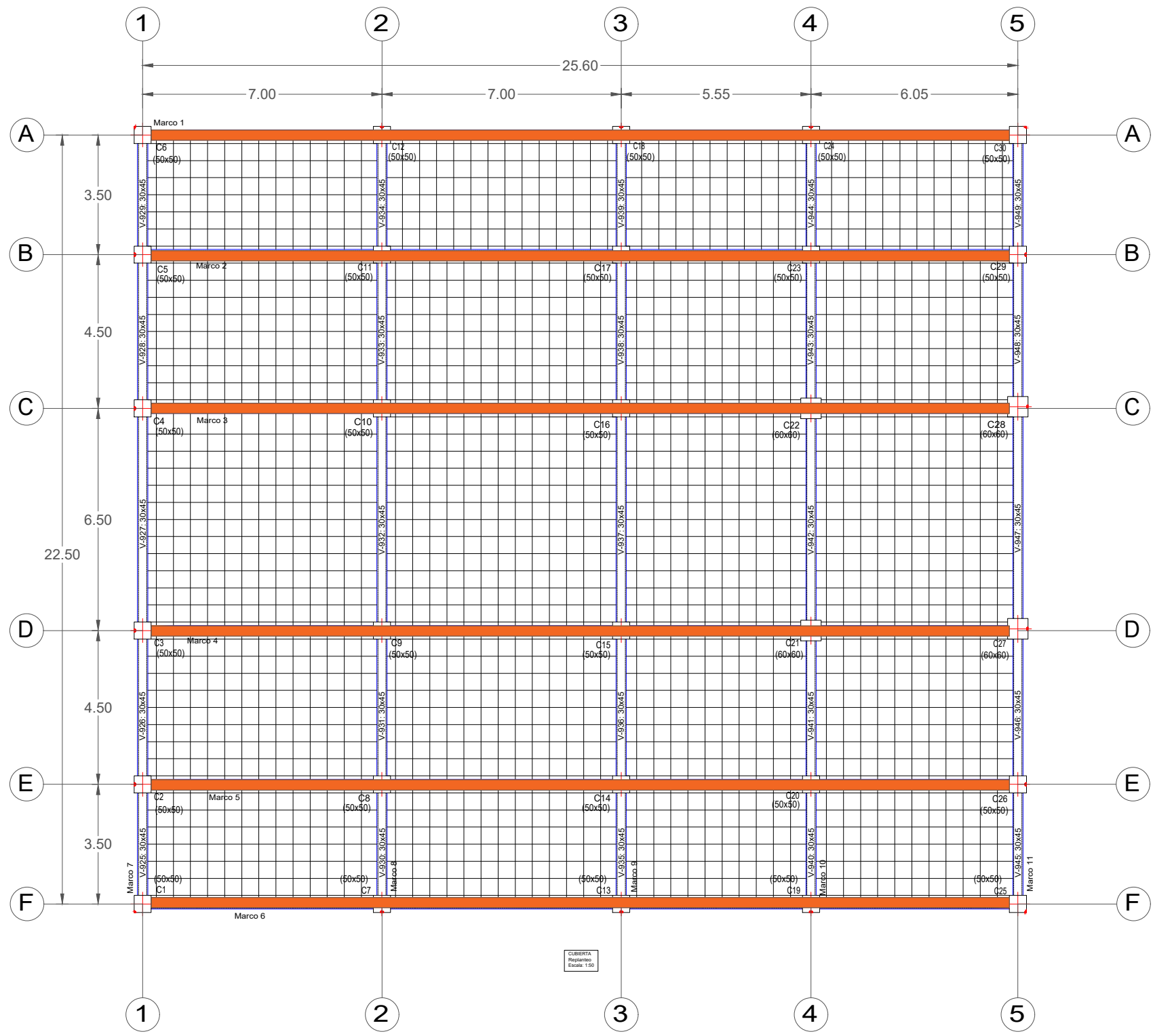


VIGAS PARA NIVEL CUBIERTA EJE 1A-5A Y EJE 1F-5F
ESCALA 1:50

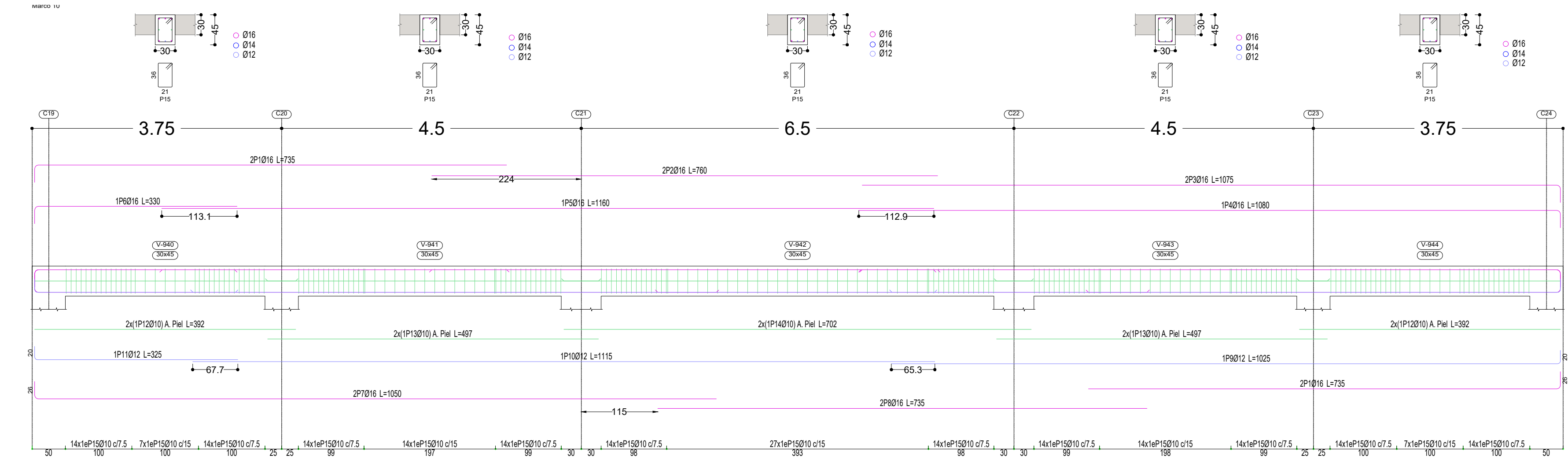


VIGAS PARA NIVEL CUBIERTA EJE 1B-5B Y EJE 1E-5E
ESCALA 1:50

El armado de las vigas en las rampas aplica para el nivel de cubierta del edificio



UBICACIÓN DE VIGAS EN PLANO DE PLANTA
ESCALA 1:50



VIGAS PARA NIVEL CUBIERTA EJE 1C-5C Y EJE 1D-5D
ESCALA 1:50



Technical drawing of a cable tray layout, showing cable runs, dimensions, and component specifications. The drawing includes a top view and a side view.

Top View:

- Dimensions:** 3.75, 4.55, 6.5, 4.45, 3.75.
- Components:**
 - 1PØ16 L=330
 - 1PØ16 L=160
 - 2P2016 L=760
 - 2P3016 L=1075
 - 1P4016 L=1080
 - 2x(1P12010) A. Pel L=392
 - 2x(1P13010) A. Pel L=502
 - 2x(1P14010) A. Pel L=702
 - 2x(1P15010) A. Pel L=492
 - 2x(1P12010) A. Pel L=392
 - 1P11012 L=325
 - 1P10012 L=1115
 - 1P10012 L=1115
 - 2P1016 L=1050
 - 2P1016 L=735
 - 1P3012 L=1025
 - 2P1016 L=735
- Dimensions:** 113.1, 224, 112.9, 67.7, 65.3, 115.
- Labels:** (V.945) (30x45), (V.946) (30x45), (V.947) (30x45), (V.948) (30x45), (V.949) (30x45).
- Notes:** 14x1eP16010 ø7.5, 7x1eP16010 ø15, 14x1eP16010 ø7.5, 14x1eP16010 ø7.5, 14x1eP16010 ø15, 14x1eP16010 ø7.5, 27x1eP16010 ø15, 14x1eP16010 ø7.5, 13x1eP16010 ø7.5, 13x1eP16010 ø15, 13x1eP16010 ø7.5, 14x1eP16010 ø7.5, 7x1eP16010 ø15, 14x1eP16010 ø7.5.

Side View:

- Dimensions:** 30, 40, 50, 60, 70, 80, 90, 100, 110, 120, 130, 140, 150, 160, 170, 180, 190, 200, 210, 220, 230, 240, 250, 260, 270, 280, 290, 300, 310, 320, 330, 340, 350, 360, 370, 380, 390, 400, 410, 420, 430, 440, 450, 460, 470, 480, 490, 500, 510, 520, 530, 540, 550, 560, 570, 580, 590, 600, 610, 620, 630, 640, 650, 660, 670, 680, 690, 700, 710, 720, 730, 740, 750, 760, 770, 780, 790, 800, 810, 820, 830, 840, 850, 860, 870, 880, 890, 900, 910, 920, 930, 940, 950, 960, 970, 980, 990, 1000.
- Labels:** 1PØ16 L=330, 1PØ16 L=160, 2P2016 L=760, 2P3016 L=1075, 1P4016 L=1080, 2x(1P12010) A. Pel L=392, 2x(1P13010) A. Pel L=502, 2x(1P14010) A. Pel L=702, 2x(1P15010) A. Pel L=492, 2x(1P12010) A. Pel L=392, 1P11012 L=325, 1P10012 L=1115, 1P10012 L=1115, 2P1016 L=1050, 2P1016 L=735, 1P3012 L=1025, 2P1016 L=735.

VIGAS PARA NIVEL CUBIERTA EJE 4A-4F Y EJE 5A-5F
ESCALA 1:50