

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**TESIS**

**ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ**

**PRESENTADO POR:**

-Br. ALEXIS POMPILLA YABAR

-Br. JULIO EDU VALDEZ MORALES

**PARA OPTAR AL TÍTULO  
PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

**ASESOR:**

Dr. Ing. ADRIEL GAMARRA DURAND

**CUSCO – PERÚ**

**2024**

## INFORME DE ORIGINALIDAD

(Aprobado por Resolución Nro.CU-303-2020-UNSAAC)

El que suscribe, **Asesor** del trabajo de investigación/tesis titulada: "ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ"

presentado por: JULIO EDU VALDEZ MORALES con DNI Nro.: 70977880

presentado por: ALEXIS POMPILLA YABAR con DNI Nro.: 77389664

para optar el título profesional/grado académico de INGENIERO CIVIL

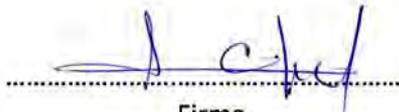
Informo que el trabajo de investigación ha sido sometido a revisión por 01 veces, mediante el Software Antiplagio, conforme al Art. 6° del **Reglamento para Uso de Sistema Antiplagio de la UNSAAC** y de la evaluación de originalidad se tiene un porcentaje de 2 %.

### Evaluación y acciones del reporte de coincidencia para trabajos de investigación conducentes a grado académico o título profesional, tesis

Porcentaje	Evaluación y Acciones	Marque con una (X)
Del 1 al 10%	No se considera plagio	<u>2%</u>
Del 11 al 30%	Devolver al usuario para las correcciones.	
Mayor a 31%	El responsable de la revisión del documento emite un informe al inmediato jerárquico, quien a su vez eleva el informe a la autoridad académica para que tome las acciones correspondientes. Sin perjuicio de las sanciones administrativas que corresponden de acuerdo a Ley.	

Por tanto, en mi condición de asesor, firmo el presente informe en señal de conformidad y **adjunto** la primera página del reporte del Sistema Antiplagio.

Cusco, 3/ de ENERO de 2024

  
Firma

Post firma ADRIEL CAMARRA DURAND

Nro. de DNI 23873087

ORCID del Asesor 0000-0002-0871-5946

#### Se adjunta:

1. Reporte generado por el Sistema Antiplagio.

2. Enlace del Reporte Generado por el Sistema Antiplagio:

<https://unsaac.turnitin.com/viewer/submissions/oid:27259:319303650?locale=es-MX>

NOMBRE DEL TRABAJO

**ANALISIS COMPARATIVO ENTRE LOS A  
CEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACE  
RO GRADO 60 UTILIZANDO EL CODIGO A**

AUTOR

**ALEXIS POMPILLA YABAR**

RECUENTO DE PALABRAS

**116706 Words**

RECUENTO DE CARACTERES

**434577 Characters**

RECUENTO DE PÁGINAS

**466 Pages**

TAMAÑO DEL ARCHIVO

**18.3MB**

FECHA DE ENTREGA

**Jan 31, 2024 9:48 AM GMT-5**

FECHA DEL INFORME

**Jan 31, 2024 9:54 AM GMT-5****● 2% de similitud general**

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para cada base de datos

- 2% Base de datos de Internet
- Base de datos de Crossref
- 1% Base de datos de trabajos entregados
- 0% Base de datos de publicaciones
- Base de datos de contenido publicado de Crossref

**● Excluir del Reporte de Similitud**

- Material bibliográfico
- Material citado
- Coincidencia baja (menos de 30 palabras)

## **DEDICATORIA**

*Dedico el presente trabajo primeramente a Dios sobre todas las cosas, a mis queridos padres: Edmundo Valdez Tejeira, Sofía Catalina Morales Quispe y hermano Julio Edso Valdez Morales por su paciencia y comprensión, a quienes agradeceré toda mi vida por creer en mí, y a Sheryl Naysha Umpire Cusihuallpa que, por su afecto y cariño ayudarme haber realizado este proyecto.*

*Julio Edu Valdez Morales*

*La presente tesis esta dedicada a Dios, quien me ha dado todo en esta vida y la claridad para lograr mis objetivos, a mi querida madre Flor de María Yábar Diaz por todo el amor y esmero que puso en convertirme en la persona que soy, a mi abuela Gloria Diaz de Yábar por su cariño y apoyo incondicional en mi formación profesional y a mi amigo Froilan Condori Huaccanqui por su amistad sincera y consejos de vida.*

*Alexis Pompilla Yábar*

## RESUMEN

El Perú es un país con alto nivel de peligro sísmico, junto con la necesidad de construir edificios cada vez más altos implica cuantías elevadas de acero de refuerzo, congestión en los nudos, mayores diámetros o paquetes de barras. Todo esto produce una baja calidad en la construcción ya que existe dificultad en la colocación del refuerzo y consolidación del concreto. El uso de acero de refuerzo de alta resistencia en estructuras de concreto armado permite reducir las cuantías manteniendo la resistencia del elemento, además que se reduce gastos de material, mano de obra y tiempos de ejecución. La presente tesis busca promover la utilización de acero de refuerzo de alta resistencia estudiando el efecto en el diseño, evaluando el impacto económico y el comportamiento estructural de edificios. Se desarrolló el análisis y diseño estructural de edificios peruanos de concreto armado con 10, 19 y 30 niveles, se usó acero de refuerzo convencional (grado 60) y acero de refuerzo de alta resistencia (grado 80 y 100) para el diseño según el código ACI 318-19. El presente trabajo incluyó la presentación de cálculos, planos y detalles, así como el análisis comparativo del metrado de materiales y costos. La reducción del acero trae consigo una pérdida de rigidez, por lo que se estudió el incremento de deflexiones, así como los periodos y derivas mediante análisis lineal elástico usando factores de rigidez efectiva que dependen de las cuantías colocadas. Los resultados mostraron que existe una tendencia creciente lineal en la reducción del acero de refuerzo total mientras mayor sea el número de niveles, en columnas esta tendencia es exponencial, la reducción global del costo del insumo acero de refuerzo en promedio es 12.45%, las deflexiones se incrementan entre 23% y 36%, el incremento de los periodos y derivas llegan hasta 3.03% y 3.54% respectivamente. Por tanto, a partir de los resultados obtenidos de las tres edificaciones estudiadas se concluyó que el uso de aceros de alta resistencia en lugar del acero grado 60 en el diseño de edificios de concreto armado implica ventajas económicas manteniendo un buen comportamiento estructural ante cargas laterales; sin embargo, se debe tener cuidado con las deflexiones y el comportamiento en servicio. Se recomienda seguir la línea de investigación a nivel experimental y verificar el comportamiento sísmico mediante análisis no lineal.

**Palabras clave:** Acero de refuerzo, alta resistencia, diseño sismorresistente, concreto armado.

## ABSTRACT

Peru is a country with a high level of seismic hazard. The need to build increasingly taller buildings implies high amounts of reinforcing steel, congestion at nodes, and larger diameters or packages of bars. All of this produces low quality in construction, since there are difficulties in placing reinforcement and consolidating concrete. The use of high-strength reinforcing steel in reinforced concrete structures allows the amounts to be reduced while maintaining the resistance of the element. This, in turn, also reduces material, labor, and execution time costs. This thesis seeks to promote the use of high-strength reinforcing steel by studying its effect on design, evaluating the economic impact, and analyzing the structural behavior of buildings.

The structural analysis and design of Peruvian reinforced concrete buildings with 10, 19, and 30 levels were developed. Conventional reinforcing steel (grade 60) and high-strength reinforcing steel (grade 80 and 100) were used for the design according to the code ACI 318-19. This work included the presentation of calculations, plans, and details, as well as the comparative analysis of material measurements and costs. The reduction of steel brings with it a loss of rigidity, so the increase in deflections was studied, as well as the periods and drifts through linear elastic analysis using effective stiffness factors that depend on the percentage of reinforcement. The results showed that there is a linear increasing trend in the reduction of the total reinforcing steel the greater the number of levels. In columns, this trend is exponential. The global reduction in the cost of the reinforcing steel input, on average, is 12.45%. The deflections increase between 23% and 36%, while the increase in periods and drifts reach 3.03% and 3.54% respectively. Therefore, based on the results obtained from the three buildings studied, it was concluded that the use of high resistance steel instead of grade 60 steel in the design of reinforced concrete buildings implies economic advantages while maintaining good structural behavior against lateral loads. However, care must be taken with deflections and behavior at the serviceability limit state. It is recommended to continue the line of research at an experimental level and verify the seismic behavior through nonlinear analysis.

**Key words:** Reinforcing steel, high strength, seismic design, reinforced concrete.

# Contenido

	<b>Página</b>
<b>Introducción</b>	<b>20</b>
Planteamiento del problema . . . . .	22
Problema general . . . . .	22
Problemas específicos . . . . .	22
Justificación e importancia de la investigación . . . . .	22
Alcances y limitaciones de la investigación . . . . .	24
Objetivos . . . . .	25
Objetivo general . . . . .	25
Objetivos específicos . . . . .	25
Hipótesis . . . . .	26
Hipótesis general . . . . .	26
Hipótesis específicas . . . . .	26
Metodología . . . . .	26
Identificación de variables . . . . .	26
Operacionalización de variables . . . . .	26
Definición conceptual . . . . .	26
Definición operacional . . . . .	27
Matriz de consistencia . . . . .	27
Tipo y diseño de la investigación . . . . .	29
Tipo según el propósito . . . . .	29
Tipo según el tipo de datos analizados . . . . .	29
Tipo según el nivel . . . . .	29
Diseño . . . . .	30
Población, muestreo y muestra . . . . .	30
Población . . . . .	30
Muestreo . . . . .	30
Muestra . . . . .	31
Técnicas e instrumentos de recolección de datos . . . . .	31
Métodos de análisis de datos . . . . .	32
Procedimiento . . . . .	32
Normatividad . . . . .	34
<b>Marco teórico</b>	<b>35</b>
Antecedentes . . . . .	35
Marco conceptual . . . . .	37
Acero de refuerzo . . . . .	37
Propiedades mecánicas del acero de refuerzo . . . . .	41

Historia de los diferentes grados de refuerzo en la introducción de los códigos . . . . .	60
Producción de acero de refuerzo de alta resistencia . . . . .	63
Resultados de ensayos relacionados a los aceros de alta resistencia . . . . .	67
Evaluación numérica de la respuesta estructural . . . . .	86
Uso de aceros de alta resistencia según normativa peruana . . . . .	90
Principales diferencias entre E-060 y ACI 318-19 . . . . .	91
Aplicaciones del refuerzo de alta resistencia según ACI 318-19 . . . . .	102
Cambios del ACI 318-19 relacionado al uso de aceros de alta resistencia . . . . .	105
Resumen de requisitos para el diseño de estructuras con refuerzo de alta resistencia . . . . .	130
Ventajas y desventajas del uso de refuerzo de acero de alta resistencia . . . . .	134
<b>Características de los casos de estudio</b>	<b>154</b>
Edificio N°01 . . . . .	154
Edificio N°02 . . . . .	156
Edificio N°03 . . . . .	159
<b>Análisis sísmico Según E-030</b>	<b>162</b>
Parámetros de análisis sísmico según E-030 . . . . .	163
Resultados del análisis sísmico según E-030 . . . . .	164
<b>Diseño estructural según ACI 318-19</b>	<b>171</b>
Parámetros de diseño . . . . .	171
Combinaciones de carga . . . . .	171
Factores de minoración . . . . .	172
Propiedades de los materiales . . . . .	172
Requisitos de diseño . . . . .	174
Desarrollo del refuerzo . . . . .	174
Diseño de vigas . . . . .	175
Procedimiento general . . . . .	175
Ejemplo de diseño de vigas . . . . .	204
Diseño de columnas . . . . .	232
Procedimiento general . . . . .	232
Ejemplo de diseño de columnas . . . . .	248
Diseño de muros . . . . .	265
Procedimiento general . . . . .	265
Ejemplo de diseño de muros . . . . .	290
Diseño de vigas de acople . . . . .	309
Procedimiento general . . . . .	309
Ejemplo de diseño de vigas de acople . . . . .	312

<b>Verificación del comportamiento Estructural según ACI 318-19</b>	<b>323</b>
Procedimiento general para verificación de deflexiones . . . . .	323
Ejemplo de deflexiones en vigas . . . . .	329
Cálculo de periodos y derivas . . . . .	338
Rigidez efectiva en vigas con acero de refuerzo convencional . . . . .	339
Rigidez efectiva en vigas con acero de refuerzo de alta resistencia . . . . .	341
Rigidez efectiva en columnas con acero de refuerzo convencional . . . . .	343
Rigidez efectiva en columnas con acero de refuerzo de alta resistencia . . . . .	345
Rigidez efectiva en muros con acero de refuerzo convencional . . . . .	347
Rigidez efectiva en muros con acero de refuerzo de alta resistencia . . . . .	349
Periodos de las edificaciones . . . . .	350
Derivas de las edificaciones . . . . .	350
<b>Análisis y discusión de resultados</b>	<b>351</b>
Análisis de resultados . . . . .	351
Metrado de acero de refuerzo en edificio 01 . . . . .	351
Metrado de acero de refuerzo de edificio 02 . . . . .	362
Metrado de acero de refuerzo en edificio 03 . . . . .	372
Análisis comparativo de costos de acero de refuerzo . . . . .	378
Deflexiones en vigas . . . . .	383
Periodos de los edificios . . . . .	383
Derivas de los edificios . . . . .	385
Discusión de resultados . . . . .	387
<b>Conclusiones y Recomendaciones</b>	<b>390</b>
Conclusiones . . . . .	390
Recomendaciones . . . . .	392
<b>Anexos</b>	<b>403</b>
Anexo 1: Propuesta a la norma E.060 en el diseño de edificios con acero de refuerzo de alta resistencia . . . . .	403
Anexo 2: Planos estructurales de los tres edificios de estudio . . . . .	407

## Lista de Figuras

	<b>Página</b>
Figura 1	Denominación de varillas . . . . . 37
Figura 2	<i>Rib area</i> . . . . . 38
Figura 3	Denominación de las barras de refuerzo . . . . . 39
Figura 4	Fabricación del acero de refuerzo . . . . . 40
Figura 5	Curva esfuerzo deformación del acero de refuerzo . . . . . 41
Figura 6	Curva esfuerzo deformación de diferentes tipos de acero I . . . . . 42
Figura 7	Curva esfuerzo deformación de diferentes tipos de acero II . . . . . 42
Figura 8	Curva esfuerzo deformación de acero de alta resistencia A1035 . . . . . 43
Figura 9	Método del corrimiento del 0.2 % para determinar $f_y$ . . . . . 44
Figura 10	Medición de la deformación . . . . . 46
Figura 11	Comportamiento cíclico del acero de refuerzo . . . . . 48
Figura 12	Comportamiento cíclico del acero de refuerzo para ciclos de carga grandes e iguales en tracción y compresión . . . . . 49
Figura 13	Comportamiento cíclico del acero de refuerzo ante cargas alternadas . . . . . 50
Figura 14	Efecto de la deformación transversal en el comportamiento del acero de refuerzo . . . . . 51
Figura 15	Curvatura ultima correspondiente al modo de falla por pandeo . . . . . 52
Figura 16	Grieta de tracción . . . . . 52
Figura 17	Modelo matemático para el modo de falla por pandeo . . . . . 53
Figura 18	Requisitos de resistencia en refuerzo ASTM A706M Grado 100 . . . . . 54
Figura 19	Requisitos de elongación uniforme para refuerzo ASTM A706M . . . . . 55
Figura 20	Radio en la base de cada deformación . . . . . 55
Figura 21	Comparación en la composición química de aceros A615 y A706 . . . . . 56
Figura 22	Mínima temperatura de precalentamiento para soldadura . . . . . 57
Figura 23	Requisitos de resistencia y deformación para los aceros A615 y A706 . . . . . 58
Figura 24	Comparación de las curvas esfuerzo deformación para los aceros A615 y A706 . . . . . 59
Figura 25	Identificación del Acero A615 y A706 según aceros Arequipa . . . . . 59
Figura 26	Evolución del uso de aceros de alta resistencia en el ACI 318 hasta el 2008 . . . . . 62
Figura 27	Reportes sobre el uso de aceros de alta resistencia . . . . . 63
Figura 28	Diferentes curvas esfuerzo deformación de aceros de alta resistencia . . . . . 66
Figura 29	Fisura en la base de cada deformación en el lado en compresión . . . . . 67
Figura 30	Propiedades mecánicas de aceros . . . . . 68
Figura 31	Ensayo de bajo ciclaje en barras de alta resistencia . . . . . 69
Figura 32	Resultados del ensayo de columnas con refuerzo de alta resistencia . . . . . 72
Figura 33	Falla de adherencia en columnas con aceros de alta resistencia . . . . . 73
Figura 34	Componentes de la deformación total en las columnas ensayadas . . . . . 74

Figura 35	Importancia del refuerzo transversal en la falla a corte del nudo . . . . .	75
Figura 36	Influencia de grado de acero en la disipación de energía del nudo . . . . .	76
Figura 37	Curva envolvente de nudos con refuerzo de alta resistencia . . . . .	77
Figura 38	Degradación de rigidez en nudos con refuerzo de alta resistencia . . . . .	77
Figura 39	Influencia de $f'_c$ y $l_{dh}$ en la disipación de energía del nudo . . . . .	78
Figura 40	Comportamiento de un muro en T . . . . .	79
Figura 41	Curva esfuerzo deformación del acero utilizado en el ensayo de muros . . . . .	79
Figura 42	Refuerzo en muros T . . . . .	80
Figura 43	Cortante vs Deriva en muros T1 y T3 . . . . .	81
Figura 44	Comportamiento inadecuado del muro T2 . . . . .	81
Figura 45	Propiedades mecánicas mínimas en acero grado 100 . . . . .	82
Figura 46	Curva esfuerzo deformación para los aceros usados en el ensayo de vigas de acople . . . . .	83
Figura 47	Resultados de ensayos en vigas de acople . . . . .	84
Figura 48	Incremento de derivas en edificios de 3, 6, 12 y 20 pisos . . . . .	86
Figura 49	Incremento de derivas en edificio de 7 pisos . . . . .	87
Figura 50	Tipos de acero de alta resistencia . . . . .	88
Figura 51	Resultados del análisis no lineal en edificio de 20 niveles . . . . .	89
Figura 52	Sistemas estructurales según E-030 y E-060 . . . . .	92
Figura 53	Propuesta de valores $F_a$ y $F_v$ para Perú . . . . .	94
Figura 54	Determinación de la categoría de diseño sísmico I . . . . .	95
Figura 55	Determinación de la categoría de diseño sísmico II . . . . .	95
Figura 56	Requisitos de Diseño Según ACI 318-19 . . . . .	97
Figura 57	Resultados de medición del periodo durante ensayos de mesa vibradora . . . . .	99
Figura 58	Desplazamiento espectral para el terremoto de Pisco 2007 . . . . .	99
Figura 59	Rigidez efectiva de miembros según ACI 318-19 . . . . .	101
Figura 60	Cambios en el uso del grado de acero entre ACI 318-14 y ACI 318-19 . . . . .	102
Figura 61	Factor relacionado al grado de acero . . . . .	105
Figura 62	Condiciones para el calculo de $l_d$ . . . . .	106
Figura 63	Factor $c_b$ . . . . .	106
Figura 64	Índice de refuerzo transversal mínimo $K_{tr}$ . . . . .	108
Figura 65	Falla por hendimiento lateral . . . . .	108
Figura 66	Resultados de ensayos de longitud de gancho en tracción. . . . .	110
Figura 67	Refuerzo transversal dentro de $l_{dh}$ . . . . .	110
Figura 68	Comparación entre el ACI 318-14 y 19 en los parámetros para el calculo de $l_{dh}$ . . . . .	111
Figura 69	Confinamiento en barras con cabeza en tracción . . . . .	113
Figura 70	Comparación entre el ACI 318-14 y 19 en el cálculo de $l_{dt}$ en barras con cabeza en tracción . . . . .	113
Figura 71	Peralte mínimo de losas armadas en 2 sentidos . . . . .	114

Figura 72	Comparación de resultados de ensayos con las ecuaciones de inercia efectiva . . . . .	115
Figura 73	Comparación entre el ACI 318-14 y 19 para el cálculo de la inercia efectiva. . . . .	115
Figura 74	Nuevas ecuaciones a cortante . . . . .	117
Figura 75	Influencia del efecto de tamaño en la resistencia a cortante . . . . .	117
Figura 76	Influencia del la cuantía de refuerzo longitudinal en la resistencia a cortante	118
Figura 77	Influencia de la cuantía mínima transversal en la resistencia a cortante .	118
Figura 78	Ejemplo de aplicación de nuevas disposiciones a cortante . . . . .	119
Figura 79	Limites en la resistencia del concreto . . . . .	123
Figura 80	Separación de estribos en bordes de muros Tabla 18.10.6.5(b) (inches Units) . . . . .	124
Figura 81	Ubicación del refuerzo mínimo requerido por 18.10.2.4 (a) . . . . .	125
Figura 82	Terminación del refuerzo en muros estructurales según ACI 318-19 . . .	126
Figura 83	Efecto del empalme en la capacidad de deformación del muro. . . . .	126
Figura 84	Regiones donde no se permite el empalme por traslapo según ACI 318-19	127
Figura 85	Variación del factor de reducción de resistencia . . . . .	128
Figura 86	Refuerzo transversal en puntales según ACI 318-19 . . . . .	129
Figura 87	Congestión y problemas de colocación del concreto . . . . .	135
Figura 88	Puesta en obra de refuerzo con una cuadrilla de 4 obreros . . . . .	136
Figura 89	Reducción de acero en vigas usando grado 420 y 550 . . . . .	137
Figura 90	Comparación del diagrama momento curvatura de una viga con refuerzo de alta resistencia y menor refuerzo . . . . .	137
Figura 91	Sección transformada de una viga . . . . .	138
Figura 92	Reducción de acero en columnas . . . . .	139
Figura 93	Reducción de acero longitudinal en columnas usando grado 80 . . . . .	140
Figura 94	Torre Banco de la Nación en Perú 30 niveles y 4 sótanos . . . . .	141
Figura 95	Torre Costanera Center 70 niveles . . . . .	142
Figura 96	Congestión del refuerzo en columna de la torre Costanera Center . . . .	142
Figura 97	Torre Westin Libertador Lima-Perú . . . . .	143
Figura 98	Cimentación de la Torre Costanera Center 70 niveles . . . . .	144
Figura 99	Congestión en la cimentación de la Torre Costanera Center 70 niveles . .	145
Figura 100	Cuadrilla para armado de un muro estructural . . . . .	145
Figura 101	Congestión en los bordes de un muro estructural . . . . .	146
Figura 102	Armado de muro en primer nivel de torre banco de la nación . . . . .	146
Figura 103	Reducción de cuantía en bordes de muros usando acero de alta resistencia	147
Figura 104	Reducción de acero en vigas de acople . . . . .	148
Figura 105	Edificios Actuales en Estados Unidos con Refuerzo de Alta Resistencia .	153
Figura 106	Planta típica del Edificio N°01 de 10 niveles . . . . .	155
Figura 107	Modelo y Elevación del Edificio N°01 de 10 niveles . . . . .	155

Figura 108	Planta del Hotel Holiday . . . . .	157
Figura 109	Modelo y vista 3D del Edificio N°02 de 19 niveles . . . . .	158
Figura 110	Planta típica del Edificio N°03 de 30 niveles . . . . .	160
Figura 111	Modelo y vista 3D Edificio N°03 de 30 niveles . . . . .	161
Figura 112	Peso sísmico de los tres edificios de estudio . . . . .	165
Figura 113	Espectro de aceleraciones Edificio 1 . . . . .	165
Figura 114	Espectro de aceleraciones Edificio 2 . . . . .	166
Figura 115	Espectro de aceleraciones Edificio 3 . . . . .	166
Figura 116	Cortante basal de los tres edificios de estudio . . . . .	169
Figura 117	Derivas de los tres edificios de estudio en la dirección X . . . . .	170
Figura 118	Derivas de los tres edificios de estudio en la dirección Y . . . . .	170
Figura 119	Máximo ancho de vigas en pórticos especiales . . . . .	176
Figura 120	Espaciamiento mínimo entre barras en vigas . . . . .	178
Figura 121	Sección de viga con refuerzo en compresión . . . . .	182
Figura 122	Punto de corte del refuerzo adicional . . . . .	185
Figura 123	Diseño por capacidad en vigas I . . . . .	191
Figura 124	Diseño por capacidad en vigas II . . . . .	192
Figura 125	Requisitos de confinamiento en empalmes para pórticos especiales 18.6.3.3	194
Figura 126	Ancho sobresaliente para el diseño a torsión . . . . .	196
Figura 127	Definición gráfica de $A_{oh}$ . . . . .	198
Figura 128	Ancho mínimo del nudo según $l_{dh}$ , $l_{dt}$ o $l_{dc}$ . . . . .	203
Figura 129	Localización de la viga en estudio . . . . .	204
Figura 130	Diagrama de momento flector Eje B tramo 2-4 (Envolvente ACI 318-19)	208
Figura 131	Diagrama de fuerza cortante Eje B tramo 2-4 (Envolvente ACI 318-19)	208
Figura 132	Diagrama de momento torsor Eje B tramo 2-4 (Envolvente ACI 318-19)	209
Figura 133	Acero requerido a flexión Eje B tramo 2-4 (Envolvente ACI 318-19)	209
Figura 134	Diagrama de deformaciones en sección derecha negativo de la viga en estudio . . . . .	213
Figura 135	Diagrama demanda capacidad a flexión de la viga en estudio . . . . .	215
Figura 136	Cortante por capacidad viga Eje B tramo 2-4 . . . . .	220
Figura 137	Diagrama demanda-capacidad a fuerza cortante Eje B tramo 2-4 . . . . .	222
Figura 138	Área de acero requerida por corte y torsión viga Eje B acero grado 60 . . . . .	226
Figura 139	Área de acero requerida por corte y torsión viga Eje B acero grado 80 . . . . .	226
Figura 140	Detalle de armado en viga de edificio 2 eje B . . . . .	230
Figura 141	Cortes de armado en viga de edificio 2 tramo 2-4 derecha eje B . . . . .	231
Figura 142	Distribuciones de deformación correspondientes a puntos en el diagrama de interacción. . . . .	234
Figura 143	Cetroide Plástico de una sección . . . . .	235
Figura 144	Verificación columna fuerte viga débil en pórticos especiales . . . . .	237

Figura 145	Calculo del momento nominal en columna para la verificación columna fuerte viga débil . . . . .	238
Figura 146	Requisitos de estribos en columnas y definición de $h_x$ . . . . .	240
Figura 147	Cortante por capacidad en columnas de pórticos especiales . . . . .	244
Figura 148	Calculo del momento máximo en columna para el diseño por corte . . . . .	245
Figura 149	Falla por hendimiento lateral . . . . .	247
Figura 150	Localización de la columna en estudio . . . . .	248
Figura 151	Sección de columna PT-5 de edificio 3 . . . . .	250
Figura 152	Columna PT-5 de edificio 3 Vistas 3D . . . . .	250
Figura 153	Diagrama de interacción Columna PT-5 Edificio 3 con acero grado 60 y $80$ y $f'_c = 420 \text{ kg/cm}^2$ . . . . .	252
Figura 154	Cálculo del momento nominal de columna PT-5 piso 2 debajo del nudo . . . . .	256
Figura 155	Cálculo del momento nominal de columna PT-5 piso 2 encima del nudo . . . . .	256
Figura 156	Verificación columna fuerte viga débil en piso 2 y dirección del eje débil de columna PT-5 acero grado 60 . . . . .	257
Figura 157	Diagrama de interacción probable para columna PT-5 edificio 3, Acero grado 60 . . . . .	261
Figura 158	Factor $\alpha_c$ . . . . .	265
Figura 159	Área de corte resistente en un muro estructural . . . . .	266
Figura 160	Cuantía en borde y alma de muro según ACI 318-19 . . . . .	267
Figura 161	Esquema para el diseño a flexión y carga axial de un muro rectangular con bordes diferentes . . . . .	268
Figura 162	Resultados de cortante por capacidad en ensayos de muros estructurales. . . . .	275
Figura 163	Cortante por capacidad en muros estructurales según ACI 318-19 . . . . .	276
Figura 164	Segmento horizontal y vertical de muro según ACI 318-19 . . . . .	277
Figura 165	Resistencia a corte de segmentos verticales de muro . . . . .	278
Figura 166	Elemento de borde especial en un muro estructural . . . . .	279
Figura 167	Efecto de $l_w c/b^2$ y la cortante en la capacidad de deformación de un muro. . . . .	283
Figura 168	Requisitos de refuerzo transversal en bordes de muros . . . . .	284
Figura 169	Requisitos en un muro esbelto con $h_w/l_w \geq 2$ diseñado para tener una sola sección crítica. . . . .	285
Figura 170	Resumen de requisitos en cimentaciones de edificios con categoría de diseño sísmico D, E o F . . . . .	287
Figura 171	Peralte mínimo de la cimentación . . . . .	288
Figura 172	Anclaje del refuerzo horizontal dentro del nudo . . . . .	289
Figura 173	Localización del muro en estudio . . . . .	290
Figura 174	Sección de muro en la sección crítica del edificio 1 . . . . .	292
Figura 175	Diagrama de interacción para muro dirección "Y", $L = 5,35m$ , $f'_c = 420 \text{ kg/cm}^2$ . . . . .	293
Figura 176	Diagrama de Demanda capacidad en altura de muro dirección "Y" . . . . .	293

Figura 177	Diagrama de interacción probable $1,25f_y$ para muro dirección "Y", $L = 5,35m$ . . . . .	294
Figura 178	Altura del eje neutro en el muro en estudio . . . . .	299
Figura 179	Requisitos de confinamiento solo en las barras diagonales . . . . .	310
Figura 180	Requisitos de confinamiento en la sección completa . . . . .	311
Figura 181	Localización de la viga de acople en estudio . . . . .	312
Figura 182	Detalle en elevación de viga de acople del edificio 1 . . . . .	320
Figura 183	Detalle de corte en viga de acople del edificio 1 . . . . .	321
Figura 184	Detalle 3D de viga de acople del edificio 1 . . . . .	322
Figura 185	Ancho efectivo de vigas T . . . . .	323
Figura 186	Inercia agrietada de una sección simplemente reforzada . . . . .	324
Figura 187	Inercia agrietada de una sección doblemente reforzada . . . . .	325
Figura 188	Inercia agrietada de una sección T . . . . .	326
Figura 189	Deflexiones inmediatas debido a carga viva . . . . .	336
Figura 190	Deflexiones totales en viga de $30 \times 70$ y $\ell_n = 8,05 m$ con sobrecarga viva de $750 \text{ kgf/m}^2$ . . . . .	336
Figura 191	Deflexiones totales en viga de $30 \times 70$ y $\ell_n = 8,05 m$ con sobrecarga viva de $400 \text{ kgf/m}^2$ . . . . .	337
Figura 192	Rigidez efectiva alternativa de elementos estructurales según ACI 318-19 . . . . .	338
Figura 193	Acero de refuerzo en elementos de edificio 1 . . . . .	358
Figura 194	Acero de refuerzo en elementos de edificio 2 . . . . .	368
Figura 195	Acero de refuerzo en elementos de edificio 3 . . . . .	374
Figura 196	Acero de refuerzo en los 3 edificios . . . . .	375
Figura 197	Tendencia de reducción de acero según numero de pisos . . . . .	376
Figura 198	Tendencia de reducción de acero en columnas según numero de pisos . . . . .	377
Figura 199	Periodo de los tres edificios en la dirección X . . . . .	384
Figura 200	Periodo de los tres edificios en la dirección Y . . . . .	384
Figura 201	Deriva de los tres edificios en la dirección X . . . . .	386
Figura 202	Deriva de los tres edificios en la dirección Y . . . . .	386

## Lista de Tablas

	<b>Página</b>
Tabla 1	Sistemas estructurales según ASCE 7-22 tabla 12.2-1 . . . . . 93
Tabla 2	Determinación de la categoría de diseño sísmico en Perú . . . . . 96
Tabla 3	Requisitos de Diseño Según la Categoría de Diseño Sísmico ACI 318-19 . . . . . 96
Tabla 4	Longitud de desarrollo para aceros grado 60 y 80 . . . . . 107
Tabla 5	Longitud de desarrollo para aceros grado 60 y 100 . . . . . 107
Tabla 6	Propiedades mecánicas del acero de refuerzo de alta resistencia según ASTM A706M-22a . . . . . 130
Tabla 7	Propiedades adicionales para estructuras resistentes a sismo según ASTM A706M-22a . . . . . 130
Tabla 8	Composición química según ASTM A706M-22a . . . . . 131
Tabla 9	Resumen de requisitos para el diseño de estructuras con refuerzo de alta resistencia según ACI 318-19 (I) . . . . . 132
Tabla 10	Resumen de requisitos para el diseño de estructuras con refuerzo de alta resistencia según ACI 318-19 (II) . . . . . 133
Tabla 11	Cálculo de deflexiones en viga con refuerzo grado 60 y 80 . . . . . 138
Tabla 12	Resumen de Caracterización de edificios . . . . . 162
Tabla 13	Resumen de parámetros sísmicos según E-030 . . . . . 163
Tabla 14	Resumen de Análisis Sísmico Estático Según E-030 . . . . . 164
Tabla 15	Escalamiento de Cortante Dinámica Según E-030 . . . . . 167
Tabla 16	Desplazamientos Inelásticos Según E-030 . . . . . 168
Tabla 17	Combinaciones de carga según ACI 318-19 . . . . . 171
Tabla 18	Factores de minoración para el diseño de vigas . . . . . 172
Tabla 19	Aplicaciones del refuerzo de alta resistencia para sistemas sísmicos según ACI 318-19 . . . . . 173
Tabla 20	Numero máximo de barras según ancho de viga en ( <i>cm</i> ) . . . . . 179
Tabla 21	Requisitos sísmicos para el refuerzo longitudinal . . . . . 184
Tabla 22	Longitud de empalmes a tracción Tabla 25.5.2.1 ACI 318-19 . . . . . 186
Tabla 23	Datos generales de la viga . . . . . 205
Tabla 24	Propiedades del concreto . . . . . 205
Tabla 25	Propiedades del acero de refuerzo . . . . . 206
Tabla 26	Limites dimensionales de la viga . . . . . 206
Tabla 27	Acero máximo y mínimo . . . . . 207
Tabla 28	Distribución de refuerzo en viga de estudio . . . . . 210
Tabla 29	Refuerzo colocado en la viga de estudio . . . . . 210
Tabla 30	Resumen del diseño a flexión viga eje B tramo 2-4 . . . . . 211
Tabla 31	Resumen del diseño a flexión viga eje B tramo 2-4 ( <i>Continuación</i> ) . . . . . 212
Tabla 32	Requisitos del refuerzo longitudinal (I) . . . . . 214

Tabla 33	Requisitos del refuerzo longitudinal (II) . . . . .	214
Tabla 34	Longitud de desarrollo de barras rectas superiores para $f'_c = 28$ MPa . . .	215
Tabla 35	Requisitos de confinamiento . . . . .	216
Tabla 36	Diseño por corte capacidad en las caras viga eje B Edificio 2 tramo 2-4 .	217
Tabla 37	Diseño por corte capacidad en las caras viga eje B Edificio 2 tramo 2-4 (Continuación) . . . . .	218
Tabla 38	Diseño por corte capacidad fuera de la zona de confinamiento viga eje B Edificio 2 tramo 2-4 . . . . .	219
Tabla 39	Resumen de disposiciones de estribos viga eje B Edificio 2 tramo 2-4 . .	221
Tabla 40	Parámetros para el diseño a torsión de la viga . . . . .	223
Tabla 41	Diseño por torsión de la viga en estudio . . . . .	224
Tabla 42	Diseño por corte y torsión de la viga en estudio . . . . .	225
Tabla 43	Longitud de empalmes considerando el índice de refuerzo transversal . .	227
Tabla 44	Longitud de desarrollo de barras con gancho estándar para $f'_c = 28$ MPa .	228
Tabla 45	Longitud de desarrollo de barras con cabeza para $f'_c = 28$ MPa . . . . .	228
Tabla 46	Longitud de desarrollo de barras en compresión para $f'_c = 28$ MPa . . . .	228
Tabla 47	Ancho mínimo de columnas extremas . . . . .	229
Tabla 48	Ancho mínimo de columnas internas . . . . .	229
Tabla 49	Resumen de Diseño en el primer nivel . . . . .	251
Tabla 50	Ancho efectivo de vigas T . . . . .	254
Tabla 51	Separación máxima del refuerzo transversal en columnas . . . . .	259
Tabla 52	Separación máxima del refuerzo transversal en bordes Tabla 18.10.6.5 (b)	286
Tabla 53	Momentos y cortantes en la sección crítica del muro . . . . .	300
Tabla 54	Separación máxima del refuerzo transversal dentro del elemento de borde	302
Tabla 55	Cuantía limite en elemento de borde . . . . .	302
Tabla 56	Separación máxima del refuerzo transversal fuera del elemento de borde especial . . . . .	303
Tabla 57	Altura mínima de cimentación según longitud de anclaje para refuerzo grado 60 y 100 . . . . .	308
Tabla 58	Datos generales del diseño por corte y confinamiento en viga de acople .	318
Tabla 59	Momentos en servicio en la viga: . . . . .	331
Tabla 60	Resumen de calculo de deflexiones en viga de estudio: . . . . .	335
Tabla 61	Datos generales de la viga Eje 2 Edificio 1 Piso 2 . . . . .	339
Tabla 62	Momento de Inercia Efectivo con acero convencional de la viga Eje 2 Edificio 1 Piso 2 . . . . .	340
Tabla 63	Datos generales de la viga Eje 2 Edificio 1 Piso 2 . . . . .	341
Tabla 64	Momento de Inercia Efectivo con acero alta resistencia de la viga Eje 2 Edificio 1 Piso 2 . . . . .	342
Tabla 65	Datos generales de la columna P-05 Edificio 3 Piso 1 . . . . .	343

Tabla 66	Momento de inercia efectivo con acero convencional de la columna Edificio 3 Piso 1 . . . . .	344
Tabla 67	Datos generales de la columna P-05 Edificio 3 Piso 1 . . . . .	345
Tabla 68	Momento de Inercia Efectivo con acero alta resistencia de la columna Edificio 3 Piso 1 . . . . .	346
Tabla 69	Datos generales del muro P-05 Edificio 2 Piso 1 . . . . .	347
Tabla 70	Momento de Inercia Efectivo con acero convencional del muro P-05 Edificio 2 Piso 1 . . . . .	348
Tabla 71	Datos generales del Muro P-05 Edificio 2 Piso 1 . . . . .	349
Tabla 72	Momento de Inercia Efectivo del Muro Edificio 2 Piso 1 . . . . .	349
Tabla 73	Periodos de los Edificios con acero convencional y alta resistencia en las dos direcciones . . . . .	350
Tabla 74	Derivas de los Edificios con acero convencional y alta resistencia en las dos direcciones . . . . .	350
Tabla 75	Resumen Metrado de acero de refuerzo grado 60 en vigas . . . . .	352
Tabla 76	Resumen Metrado de acero de refuerzo grado 60, 80 y 100 en vigas . . . . .	353
Tabla 77	Resumen Metrado de acero de refuerzo grado 60 en columnas . . . . .	354
Tabla 78	Resumen Metrado de acero de refuerzo grado 60, 80 y 100 en columnas . . . . .	355
Tabla 79	Resumen Metrado de acero de refuerzo grado 60 en muros . . . . .	356
Tabla 80	Resumen Metrado de acero de refuerzo grado 60, 80 y 100 en muros . . . . .	357
Tabla 81	Resumen Metrado de acero de refuerzo grado 60 en la Edificación 01 . . . . .	359
Tabla 82	Resumen Metrado de acero de refuerzo grado 60, 80 y 100 en la Edificación 01 . . . . .	360
Tabla 83	Metrado del edificio 01 de acero convencional y acero de alta resistencia . . . . .	361
Tabla 84	Resumen Metrado de acero de refuerzo grado 60 en vigas . . . . .	362
Tabla 85	Resumen Metrado de acero de refuerzo grado 60, 80 en vigas . . . . .	363
Tabla 86	Resumen Metrado de acero de refuerzo grado 60 en columnas . . . . .	364
Tabla 87	Resumen Metrado de acero de refuerzo grado 60, 80 en columnas . . . . .	365
Tabla 88	Resumen Metrado de acero de refuerzo grado 60 en muros . . . . .	366
Tabla 89	Resumen Metrado de acero de refuerzo grado 60 y 100 en muros . . . . .	367
Tabla 90	Resumen Metrado de acero de refuerzo grado 60 en el edificio 02 . . . . .	369
Tabla 91	Resumen Metrado de acero de refuerzo grado 60, 80 y 100 en la Edificación 02 . . . . .	370
Tabla 92	Metrado del edificio 02 de acero convencional y acero de alta resistencia . . . . .	371
Tabla 93	Resumen Metrado de acero de refuerzo grado 60 en columnas . . . . .	372
Tabla 94	Resumen Metrado de acero de refuerzo grado 80 en columnas . . . . .	373
Tabla 95	Metrado del edificio 03 de acero convencional y acero de alta resistencia . . . . .	374
Tabla 96	Análisis comparativo económico del edificio 01 . . . . .	379
Tabla 97	Análisis comparativo económico del edificio 02 . . . . .	380
Tabla 98	Análisis comparativo económico del edificio 03 . . . . .	381

Tabla 99	Diferencia de análisis de costos en los edificios . . . . .	382
Tabla 100	Deflexiones totales en vigas de los 03 edificios . . . . .	383
Tabla 101	Periodos con acero convencional y alta resistencia . . . . .	383
Tabla 102	Derivas con acero convencional y alta resistencia . . . . .	385
Tabla 103	Propuesta a E-060 para el uso de refuerzo de alta resistencia (I) . . . . .	404
Tabla 104	Propuesta a E-060 para el uso de refuerzo de alta resistencia (II) . . . . .	405
Tabla 105	Propuesta a E-060 para el uso de refuerzo de alta resistencia (III) . . . . .	406

## Lista de ecuaciones

	<b>Página</b>
Ecuación 1	Tramo de endurecimiento por deformación . . . . . 45
Ecuación 2	Ecuación de Menegotto and Pinto . . . . . 45
Ecuación 3	Ecuación de Ramberg-Osgood . . . . . 49
Ecuación 4	Deformación y curvatura de pandeo . . . . . 51
Ecuación 5	% de carbono equivalente . . . . . 56
Ecuación 6	Longitud de Desarrollo tabla 25.4.2.3 . . . . . 105
Ecuación 7	Longitud de desarrollo según ecuación 25.4.2.4.a. . . . . 105
Ecuación 8	Longitud de gancho estándar según ACI 318-14 (SI) . . . . . 109
Ecuación 9	Longitud de gancho estándar según ACI 318-19 (SI) . . . . . 109
Ecuación 10	Longitud de desarrollo en barras con cabeza en tracción según ACI 318-14 (SI) . . . . . 112
Ecuación 11	Longitud de desarrollo en barras con cabeza en tracción según ACI 318-19 (SI) . . . . . 112
Ecuación 12	Longitud de desarrollo en compresión según ACI 318-19 (SI) . . . . . 114
Ecuación 13	Refuerzo mínimo a flexión en vigas no preesforzadas . . . . . 116
Ecuación 14	Capacidad a compresión pura en columnas según ACI 318-19 . . . . . 116
Ecuación 15	Resistencia a cortante según ACI 318-14 . . . . . 120
Ecuación 16	Resistencia a cortante según ACI 318-19 . . . . . 120
Ecuación 17	Inercia agrietada de una viga . . . . . 138
Ecuación 18	Peralte mínimo de vigas con $f_y = 420$ MPa . . . . . 175
Ecuación 19	Peralte mínimo de vigas para $f_y$ distinto de 420 MPa . . . . . 175
Ecuación 20	Cuantía máxima en vigas . . . . . 177
Ecuación 21	Distancia a la fibra en tracción mas alejada . . . . . 177
Ecuación 22	Acero máximo en vigas con acero en tracción solamente . . . . . 177
Ecuación 23	Número máximo de varillas en una sección . . . . . 178
Ecuación 24	Separación máxima de barras longitudinales . . . . . 179
Ecuación 25	Cálculo del área de acero considerando el acero en tracción solamente 180
Ecuación 26	Parámetro para verificar la fluencia del refuerzo en compresión . . . . 180
Ecuación 27	Cuantía en una viga considerando el acero en compresión . . . . . 180
Ecuación 28	Altura del eje neutro cuando el acero en compresión fluye . . . . . 180
Ecuación 29	Altura del eje neutro cuando el acero en compresión no fluye . . . . . 181
Ecuación 30	Altura del eje neutro ignorando el acero en compresión . . . . . 181
Ecuación 31	Verificación de falla controlada por tensión . . . . . 181
Ecuación 32	Verificación de cuantía máxima en vigas doblemente reforzadas . . . . 181
Ecuación 33	Resultante de fuerzas en compresión en vigas doblemente reforzadas . 181
Ecuación 34	Resistencia a momento considerando el acero en compresión . . . . . 182
Ecuación 35	Resistencia a momento considerando el acero en compresión . . . . . 182

Ecuación 36	Peralte efectivo para dos capas de refuerzo . . . . .	183
Ecuación 37	Peralte efectivo para "n" capas de refuerzo . . . . .	183
Ecuación 38	Momento nominal para pórticos intermedios y Momento probables para pórticos especiales . . . . .	187
Ecuación 39	Carga distribuida a partir del análisis estructural . . . . .	187
Ecuación 40	Cortante gravitacional . . . . .	187
Ecuación 41	Cortante a partir de los momentos probables . . . . .	188
Ecuación 42	Cortante último por capacidad . . . . .	188
Ecuación 43	Cortante a una distancia "d" de la cara del nudo . . . . .	188
Ecuación 44	Límites dimensionales por corte . . . . .	189
Ecuación 45	Resistencia a corte en miembros no preesforzados . . . . .	189
Ecuación 46	Cortante en los estribos según 22.5.8.1 . . . . .	189
Ecuación 47	Separación de estribos . . . . .	189
Ecuación 48	Cuantía de refuerzo transversal requerido . . . . .	190
Ecuación 49	Cuantía mínima de refuerzo transversal . . . . .	190
Ecuación 50	Cortante límite por separación máxima de estribos . . . . .	190
Ecuación 51	Resistencia a corte en una viga . . . . .	194
Ecuación 52	Longitud de desarrollo II . . . . .	195
Ecuación 53	Separación entre ejes de barras longitudinales . . . . .	195
Ecuación 54	Distancia del borde a la barra más cercana . . . . .	195
Ecuación 55	Distancia mínima entre el centro de la barra y la superficie de concreto más cercana . . . . .	195
Ecuación 56	Umbral de Torsión . . . . .	197
Ecuación 57	Momento Torsional Mayorado . . . . .	197
Ecuación 58	Límites para secciones transversales a torsión . . . . .	197
Ecuación 59	Área transversal requerida por torsión . . . . .	198
Ecuación 60	Área transversal requerida por corte . . . . .	198
Ecuación 61	Área requerida por torsión y corte combinados . . . . .	198
Ecuación 62	Área mínima transversal requerida por corte y torsión . . . . .	199
Ecuación 63	Área longitudinal requerida por torsión . . . . .	199
Ecuación 64	Área mínima longitudinal requerida por torsión . . . . .	199
Ecuación 65	Torsor a una distancia "x" de la cara del apoyo . . . . .	199
Ecuación 66	Longitud de desarrollo de gancho estándar en tracción . . . . .	200
Ecuación 67	Factor $\psi_c$ . . . . .	200
Ecuación 68	Longitud del gancho estándar para pórticos especiales . . . . .	201
Ecuación 69	Longitud de desarrollo de barra con cabeza en tracción para pórticos especiales . . . . .	201
Ecuación 70	Longitud de desarrollo de barras en compresión . . . . .	201
Ecuación 71	Ancho mínimo de columna . . . . .	202
Ecuación 72	Deformación de cada fila de refuerzo . . . . .	233

Ecuación 73	Resistencia a compresión de miembros no preesforzados . . . . .	233
Ecuación 74	Resistencia máxima en columnas . . . . .	234
Ecuación 75	Resistencia a compresión en cualquier otro punto de la curva de interacción . . . . .	234
Ecuación 76	Resistencia nominal en cualquier otro punto de la curva de interacción	235
Ecuación 77	Momento estático del área de concreto comprimido . . . . .	235
Ecuación 78	Momento estático de las barras . . . . .	235
Ecuación 79	Centroide plástico . . . . .	236
Ecuación 80	Factor de reducción de resistencia . . . . .	236
Ecuación 81	Deformación unitaria del acero controlado a tracción . . . . .	236
Ecuación 82	Verificación viga débil columna fuerte . . . . .	237
Ecuación 83	Ratio demanda capacidad viga débil columna fuerte . . . . .	238
Ecuación 84	Distancia entre ramas de estribos . . . . .	241
Ecuación 85	Cuantía mínima del refuerzo transversal dentro de $l_c$ . . . . .	242
Ecuación 86	Distancias a las fibras en tracción mas alejadas . . . . .	245
Ecuación 87	Altura balanceada . . . . .	246
Ecuación 88	Cortante en la columna . . . . .	246
Ecuación 89	Resistencia a corte . . . . .	246
Ecuación 90	Límites dimensionales por corte . . . . .	246
Ecuación 91	Cortante asociada el refuerzo mínimo longitudinal y transversal . . . . .	265
Ecuación 92	Relación de esbeltez del muro . . . . .	265
Ecuación 93	Cuantía mínima del refuerzo longitudinal y transversal . . . . .	266
Ecuación 94	Cuantía mínima del refuerzo cuando no supera $V_{lim,1}$ . . . . .	267
Ecuación 95	Requerimiento de dos capas de refuerzo . . . . .	267
Ecuación 96	Cuantía mínima en el alma . . . . .	267
Ecuación 97	Cuantía mínima dentro de una longitud $0,15l_w$ . . . . .	267
Ecuación 98	Cuantía en los bordes . . . . .	269
Ecuación 99	Centroide geométrico . . . . .	269
Ecuación 100	Inercia del muro por el teorema de Steiner . . . . .	269
Ecuación 101	Cortante de diseño de muros por capacidad . . . . .	274
Ecuación 102	Factor de amplificación dinámico . . . . .	274
Ecuación 103	Resistencia a corte del muro . . . . .	277
Ecuación 104	Profundidad del eje neutro en muros . . . . .	280
Ecuación 105	Elementos de borde especiales II . . . . .	280
Ecuación 106	Cuantía mínima de refuerzo transversal dentro de los bordes . . . . .	282
Ecuación 107	Elementos de borde III . . . . .	283
Ecuación 108	Altura mínima de cimentación según gancho estándar en tracción . . . . .	288
Ecuación 109	Altura mínima de cimentación según gancho estándar en compresión . . . . .	288
Ecuación 110	Altura mínima de cimentación según barra con cabeza en tracción . . . . .	288
Ecuación 111	Altura mínima de cimentación según barra con cabeza en compresión . . . . .	288

Ecuación 112 Cortante Nominal en Muros de Acople con Barras Diagonales Según ACI 318-19 . . . . .	309
Ecuación 113 Módulo de elasticidad . . . . .	323
Ecuación 114 Módulo de ruptura . . . . .	324
Ecuación 115 Inercia agrietada de una sección simplemente reforzada . . . . .	324
Ecuación 116 Inercia agrietada de una sección doblemente reforzada . . . . .	325
Ecuación 117 Inercia bruta de una sección T . . . . .	326
Ecuación 118 Inercia agrietada de una sección T . . . . .	326
Ecuación 119 Altura del eje neutro de una sección T . . . . .	327
Ecuación 120 Momento de agrietamiento . . . . .	327
Ecuación 121 Inercia efectiva . . . . .	327
Ecuación 122 Deflexiones en función de momento . . . . .	327
Ecuación 123 Flecha instantánea por carga viva . . . . .	328
Ecuación 124 Cuantía en compresión . . . . .	328
Ecuación 125 Factor de carga sostenida . . . . .	328
Ecuación 126 Flecha diferida . . . . .	328
Ecuación 127 Deflexión total de viga . . . . .	328
Ecuación 128 Rigidez efectiva en Vigas . . . . .	339
Ecuación 129 Rigidez efectiva en Columnas y Muros . . . . .	343

# CAPITULO I

## Introducción

El Perú tiene un alto nivel de peligro sísmico debido a que se encuentra en el Cinturón de Fuego del Pacífico y dado que el concreto armado es idóneo para diseñar y construir edificios sismorresistentes se ha convertido en el pilar del desarrollo en la infraestructura del País, no obstante países en desarrollo requieren la construcción de edificios cada vez más altos con lo que las solicitaciones se incrementan, producto de ello se obtiene cuantías elevadas en columnas, muros y vigas lo que ocasiona que las barras longitudinales estén estrechamente separadas y se produzca congestión en los nudos, se sobrepase las cuantías máximas en zonas donde se empalma el refuerzo de las columnas y existe la necesidad de usar mayores diámetros o usar paquetes de barras. Todo esto produce una baja calidad en la construcción ya que existe dificultad en la colocación del refuerzo, problemas en el vertido y consolidación del concreto produciéndose cangrejeras después del desencofrado. El uso de acero de refuerzo de alta resistencia (*High-strength reinforcement*, HSR, siglas en inglés) permite reducir las cantidades de refuerzo manteniendo la resistencia del elemento por lo que es una solución para estos problemas, además que se reduce gastos de material, mano de obra y tiempos de ejecución.

En el Perú se usó acero de refuerzo grado 40 ( $f_y = 280$  MPa) hasta fines de los años 60 e inicios de los 70, posterior a ello se hizo uso extenso del acero grado 60 ( $f_y = 420$  MPa) y hasta el día de hoy sigue siendo el límite para el diseño de elementos resistentes a fuerzas inducidas por sismo. El uso de HSR tiene una importante contribución potencial al sector de la construcción que sigue siendo en gran medida no aprovechada por las limitaciones de los códigos de diseño y la disponibilidad en el mercado. El uso de refuerzo con una resistencia a la fluencia mayor a 80 ksi ( $f_y = 550$  MPa) estuvo limitado por mucho tiempo debido a la insuficiente información sobre ensayos en elementos sometidos a cargas cíclicas y la limitada

disponibilidad en el mercado.

Investigación sustancial realizada por la fundación ACI y otros han demostrado que los sistemas sísmicos especiales reforzados con aceros ASTM706 Grado 80 y Grado 100 tienen desempeño aceptable y comparable con el acero convencional, esto permitió que el reglamento para concreto estructural ACI 318-19 permita el uso de estos aceros para estructuras con responsabilidad sísmica (J. P. Moehle, 2019b).

El ACI 318 tiene cambios significativos con respecto a su edición anterior debido a las mayores exigencias que trae consigo el uso de HSR, adicional a esto la reducción de acero produce una disminución de la rigidez efectiva de elementos de concreto armado, por lo que es necesario evaluar las deflexiones ante cargas gravitacionales y las derivas de entrepiso para cargas sísmicas.

Debido a los beneficios que trae consigo el uso de HSR en el diseño y construcción de edificios de concreto armado, hoy en día se está usando con éxito este tipo de refuerzo en Estados Unidos; y sudamericana no es ajeno a la implementación de esta nueva tecnología dado que en Ecuador ya se produce comercialmente varillas grado 80 por lo que en Perú se requiere promover y hacer investigación sobre los procesos de fabricación de HSR, su comportamiento y los requisitos de diseño.

## **Planteamiento del problema**

### ***Problema general***

¿Cómo será la comparación de usar aceros de alta resistencia en lugar del acero grado 60 en el diseño de edificios de concreto armado en el Perú?

### ***Problemas específicos***

¿Cómo será la influencia económica de usar aceros de alta resistencia en lugar del acero grado 60 en el diseño de edificios de concreto armado en el Perú?

¿Cómo será el comportamiento estructural de edificios de concreto armado en el Perú diseñados con refuerzo de alta resistencia y acero grado 60?

## **Justificación e importancia de la investigación**

El sector de la construcción está en constante desarrollo, actualmente, existe presión sobre la construcción para obtener soluciones innovadoras con mayor rendimiento, mayor eficiencia ecológica y menores costos. Sin embargo, la innovación en estructuras de concreto solo puede llevarse a cabo a través de nuevos materiales o nuevas técnicas de construcción (SENCICO, 2020). Una solución para esta problemática es introducir HSR a la industria de la construcción en nuestro país; debido a que permite a los diseñadores reducir la cantidad de acero, resultando en menos congestión, una construcción más simple, menores costos de materiales, mano de obra, tiempos de ejecución y alquiler de grúas para el transporte de material, así como también un ahorro de energía por la menor fabricación de acero y por consiguiente menor contaminación del planeta.

En Estados Unidos y otros países de primer mundo ya se está sacando provecho a las ventajas que tiene el uso HSR, por ejemplo NEHRP (2014) realizó estudios sobre el impacto económico en edificios altos, llegando a la conclusión de que a pesar de un costo adicional del HSR del 5 % se obtuvo una reducción del costo estructural de 3.4 % y 3.8 % respectivamente.

En Ecuador, Nieto y Pérez (2015) y García Pombosa y Maldonado Guallichico (2021) demostraron que a pesar de un costo adicional del refuerzo grado 80 del 11.8 % se puede obtener una reducción de costos significativa en material y en tiempos de ejecución, esta reducción es mayor mientras mayor sea el número de pisos. La empresa NOVACERO S.A., fabricante principal en el país de Ecuador ha logrado producir una varilla de alta resistencia que cumple con las especificaciones de ASTM A706 grado 80.

En el Perú las empresas siderúrgicas no producen barras de acero de refuerzo con  $f_y$  mayor a 60. Sin embargo, existe una producción nacional de aceros de grado 75 destinada a la fabricación de pernos de sostenimiento de rocas usada en la industria minera. Una transición de esta producción de pernos de grado 75 a barras de construcción podría ser prontamente implementada (Lovera, 2016). Adicional a esto, Lizárraga Santos y Medina Rabanal (2017) estudio la mejora de las propiedades mecánicas de la barra de construcción ASTM A615 de la empresa SIDERPERU con diámetro de 1 3/8" mediante el proceso de micro aleación con vanadio obteniendo una resistencia a la fluencia de 534 MPa. El valor obtenido es muy cercano a la resistencia del acero grado 80 (550 MPa), sabiendo que las empresas en el Perú ya fabrican acero de refuerzo según las especificaciones del ASTM A706, es muy probable que pronto se produzcan HSR en nuestro país y con ello la necesidad de actualizar los códigos de diseño y entender el comportamiento de edificios peruanos con estos tipos de refuerzo. En noviembre del 2020 el Servicio Nacional de Capacitación para la industria de la construcción (SENCICO) presentó el tercer entregable relacionado al uso de aceros de alta resistencia en los aspectos de flexión, doblado y longitud de desarrollo, en junio del 2022 se presentó el foro “*Aceros de alta resistencia en elementos de concreto armado para estructuras sismorresistentes*” con la presencia de miembros del comité ACI 318, así como también miembros de las normas peruanas E-030 y E-060. Lovera (2016) realizó un estudio sobre el

uso de aceros grado 75 en un edificio de concreto armado de 8 niveles con sistema estructural aporticado en el Perú y llegó a la conclusión de que su uso es factible, sin embargo recomienda estudiar teóricamente otras configuraciones estructurales como son duales y muros.

El uso de HSR tiene mayor impacto en edificios altos y la tendencia de todo país en desarrollo es justamente aprovechar los espacios en altura y debajo del suelo. Se espera que al menos en Lima se sigan construyendo edificios de gran altura en los próximos años como por ejemplo el Hotel Westin (2011) que cuenta con 30 niveles y 4 sótanos, la torre del banco de la nación (2015) con 30 pisos y 4 sótanos, T-Tower con 24 niveles y 10 sótanos (2018), entre otros.

En el Perú no se realizaron muchas investigaciones relacionadas a aceros de alta resistencia, por lo que siguiendo la iniciativa de SENCICO y (Lovera, 2016) la presente tesis busca promover la utilización de HSR en nuestro país estudiando el efecto en el diseño según la normativa americana ACI 318-19, evaluando el posible impacto económico y el comportamiento estructural de edificios peruanos con diferentes alturas (10, 19 y 30 pisos) diseñados con estos tipos de refuerzo, así mismo se recomiendan los principales cambios y requisitos que podrían incluirse en una futura actualización de la norma E-060 . Incluso la norma E-030 podría requerir cambios para hacer uso de HSR en el diseño sismorresistente de edificios de concreto armado.

### **Alcances y limitaciones de la investigación**

Ottazzi (2020) menciona que una adaptación parcial del ACI 318 en la norma peruana permite incorporar las características locales de los materiales, calidad de mano de obra, nivel y calidad de supervisión, usos y costumbres, y el uso de la terminología en nuestro medio. Por lo que para poder incluir los nuevos requisitos del ACI 318-19 a la norma peruana E-060 es necesario evaluar todos estos aspectos relacionados al uso de HSR e incentivar la mejora en

las prácticas constructivas y los controles de calidad.

Para que se pueda incorporar el uso de HSR en el Perú no solo requiere la investigación del comportamiento de estructuras con estos aceros, sino también un estudio sobre los procesos de fabricación y ensayos experimentales en varillas y en elementos de concreto con estos refuerzos (vigas, columnas, muros, etc.). El presente trabajo se enfoca en el impacto que tiene el uso de refuerzo de alta resistencia en el diseño, reducción de costos, el incremento de las derivas mediante análisis elásticos y la verificación de deflexiones en condiciones de servicio. Por lo que se recomienda para futuras investigaciones verificar el comportamiento de edificios peruanos con refuerzo de alta resistencia mediante análisis no lineales.

Una limitación importante es la carencia comercial del material en nuestro medio (acero grado 80 y 100) ya que actualmente se encuentra en investigación la producción de varillas de alta resistencia, por lo tanto la presente tesis no involucra ensayos de laboratorio y el procedimiento es netamente analítico.

## **Objetivos**

### ***Objetivo general***

Realizar un análisis comparativo al usar aceros de alta resistencia en lugar del acero grado 60 en el diseño de edificios de concreto armado en el Perú.

### ***Objetivos específicos***

Evaluar la influencia económica al usar aceros de alta resistencia en lugar del acero grado 60 en el diseño de edificios de concreto armado en el Perú.

Determinar el comportamiento estructural de edificios de concreto armado en el Perú diseñados con aceros de alta resistencia y acero grado 60.

## **Hipótesis**

### ***Hipótesis general***

El uso de aceros de alta resistencia en lugar del acero grado 60 en el diseño de edificios de concreto armado implica ventajas económicas manteniendo un buen comportamiento estructural.

### ***Hipótesis específicas***

El uso de aceros de alta resistencia en lugar del acero grado 60 implica una reducción de materiales y costos en el diseño de edificios de concreto armado.

El diseño de edificios de concreto armado usando aceros de alta resistencia en lugar del acero grado 60 presenta un buen comportamiento estructural.

## **Metodología**

### **Identificación de variables**

Variable X: Aceros de Alta Resistencia y Acero Grado 60.

Variable Y: Diseño de Edificios de Concreto Armado

### **Operacionalización de variables**

#### ***Definición conceptual***

**Aceros de Alta Resistencia y Acero Convencional:** El refuerzo usualmente en barras de acero de forma circular, es colocado en los miembros de concreto principalmente para resistir las fuerzas de tensión debido a las cargas externas, también es usado para incrementar la resistencia a compresión del miembro (Hassoun & Al-Manaseer, 2020). NEHRP (2014) define al acero de refuerzo de alta resistencia cuando la resistencia a la fluencia es mayor a 72 ksi (500 MPa).

**Diseño de Edificios de Concreto Armado:** (J. Moehle, 2015) define al diseño estructural como el proceso donde se obtiene un sistema estructural con rigidez, resistencia y capacidad de deformación para resistir movimientos de sismo con un desempeño aceptable. Alvístegui (2015) define al hormigón o concreto reforzado como un material compuesto que cuando es diseñado, detallado y construido adecuadamente se comporta de manera eficiente para resistir diferentes tipos de solicitaciones.

### ***Definición operacional***

La variable independiente: Aceros de Alta Resistencia y Acero Convencional se estudian según sus propiedades mecánicas como son resistencia a la fluencia, módulo de elasticidad y deformación en la fluencia.

La variable dependiente Diseño de Edificios de Concreto Armado se estudia según la cantidad de acero de refuerzo longitudinal y transversal que llevan las secciones de los edificios (cuantías), el costo de la partida acero de refuerzo, las deflexiones y las derivas resultantes de cada diseño usando aceros de alta resistencia y acero grado 60.

### **Matriz de consistencia**

**MATRIZ DE CONSISTENCIA**

**ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE REFUERZO DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO DE REFUERZO GRADO 60 EN EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 EN EL PERÚ**

<b>PROBLEMAS</b>	<b>OBJETIVOS</b>	<b>HIPÓTESIS</b>	<b>VARIABLES</b>	<b>DIMENSIONES</b>	<b>INDICADORES</b>
PG: ¿Cómo será la comparación de usar aceros de alta resistencia en lugar del acero grado 60 en el diseño de edificios de concreto armado en el Perú?	OG: Realizar un análisis comparativo al usar aceros de alta resistencia en lugar del acero grado 60 en el diseño de edificios de concreto armado en el Perú.	HG: El uso de aceros de alta resistencia en lugar del acero grado 60 en el diseño de edificios de concreto armado implica ventajas económicas manteniendo un buen comportamiento estructural.	X: Aceros de refuerzo de alta resistencia y acero de refuerzo grado 60	X1: Resistencia a la fluencia X2: Módulo de Elasticidad X3: Deformación de fluencia	X11: (kg/cm <sup>2</sup> ) X21: (kg/cm <sup>2</sup> ) X31: (cm/cm)
P.E.1. ¿Cómo será la influencia económica de usar aceros de alta resistencia en lugar del acero grado 60 en el diseño de edificios de concreto armado en el Perú?	OE1: Evaluar la influencia económica al usar aceros de alta resistencia en lugar del acero grado 60 en el diseño de edificios de concreto armado en el Perú.	HE1: El uso de aceros de alta resistencia presenta un costo menor frente a edificaciones diseñadas con acero convencional.	Y: Diseño de edificios de concreto armado	Y1: Cantidad de Materiales  Y12: Costo (\$/.)	Y11: Kilogramos (Kg)
PE2: ¿Cómo será el comportamiento estructural de edificios de concreto armado en el Perú diseñados con refuerzo de alta resistencia y acero grado 60?	OE2: Determinar el comportamiento estructural de edificios de concreto armado en el Perú diseñados con aceros de alta resistencia y acero grado 60.	HE2: El diseño de edificios de concreto armado usando aceros de alta resistencia en lugar del acero grado 60 presenta un buen comportamiento estructural.		Y2: Comportamiento Estructural  Y23: Derivas (m/m)	Y21: Deflexiones (m)  Y22: Periodos (s)

## **Tipo y diseño de la investigación**

### ***Tipo según el propósito***

Para (Borja, 2016) una Investigación Aplicada busca conocer, actuar, construir y modificar una realidad problemática, donde está más interesada en la aplicación inmediata sobre una problemática antes que el desarrollo de un conocimiento de valor universal y los proyectos de ingeniería civil generalmente están ubicados dentro de este tipo de clasificación (p.10). Por lo que la presente Tesis según el Propósito es Aplicada porque están dirigidos a iluminar la comprensión del comportamiento del acero de alta resistencia en el diseño de edificios en el Perú en el cual tiene aplicaciones inmediatas en nuestro medio.

### ***Tipo según el tipo de datos analizados***

En el enfoque Cuantitativo su centro de apoyo está en el proceso de investigación a las medidas numéricas, se fundamenta y utiliza la observación del proceso en forma de recolección de datos y los analiza para llegar a responder las preguntas que se plantean en un inicio de la investigación (Cabezas et al., 2018)(p.66). Por ende la tesis es de enfoque cuantitativo porque confía en la medición numérica de la cuantificación de materiales, costos y de la verificación del comportamiento estructural en las edificaciones mediante el cálculo numérico.

### ***Tipo según el nivel***

Según (Hernández-Sampieri et al., 2018) una investigación del tipo explicativo es cuando van más allá de la descripción de conceptos o fenómenos o del establecimiento de relaciones entre conceptos; están dirigidos a responder a las causas de los eventos físicos o sociales (p.74).

Esto quiere decir que la investigación explicativa se encarga de buscar el porqué de los hechos mediante el establecimiento de relaciones causa-efecto (Arias, 2012) (p.26).

Por ende, la presente tesis es de tipo explicativo porque está dirigida a responder como el acero de alta resistencia influye en el en el diseño de edificios en el Perú, es decir una relación de causa y efecto.

### ***Diseño***

Según (Arias, 2012) la investigación experimental es netamente explicativa, por cuanto su propósito es demostrar que los cambios en la variable dependiente fueron causados por la variable independiente. Es decir, se pretende establecer con precisión una relación causa-efecto (p.34), sin embargo cuando los grupos de estudio no han sido escogidos al azar porque ya estaban formados de esa manera antes de la investigación es de tipo Cuasi - Experimental (Borja, 2016) (p.29). En esta tesis las muestras se escogieron por intención y sus variables establecen una relación de causa y efecto donde al manipular la variable acero de alta resistencia y convencional tendrán repercusión en el diseño de edificios de concreto armado, que es la variable dependiente, por lo que es de diseño cuasi-experimental.

### **Población, muestreo y muestra**

#### ***Población***

Desde un punto de vista estadístico, se denomina población o universo al conjunto de elementos o sujetos que serán motivo de estudio (Borja, 2016). En el presente trabajo la población viene a ser las edificaciones de concreto armado de 10 a 30 niveles en el Perú.

#### ***Muestreo***

En un muestro no probabilístico, estas muestras no se basan en procedimientos estadísticos, sino que dependen de la decisión del investigador, se elige razonada e intencionalmente las categorías que el investigador considera representativas del fenómeno a investigar (Muñoz Rocha, 2015). En el presente trabajo la muestra se escogió de manera intencional con el objetivo de evaluar el impacto económico en edificios de concreto armado

con diferentes características en cuanto al área en planta y número de pisos.

### ***Muestra***

Según (Muñoz Rocha, 2015), en una investigación la importancia de la muestra se encuentra en la representatividad. La muestra es una fracción del universo o población y si esta se elige adecuadamente, a partir de la observación podemos inferir las características de todo el universo o población en estudio.

En el presente trabajo se escogió 3 edificios peruanos con diferentes características que permitirá inferir el impacto económico y comportamiento estructural con aceros de alta resistencia. La descripción e imágenes de los edificios se encuentran en el capítulo III.

- Edificio 1: Universidad de 10 pisos sin sótanos.
- Edificio 2: Hotel de 19 pisos y 2 sótanos.
- Edificio 3: Hotel de 30 pisos y 4 sótanos.

### **Técnicas e instrumentos de recolección de datos**

La técnica de observación es la técnica de indagación más antigua y se define como un proceso de captación de la realidad mediante el cual un sujeto cognoscente se pone en contacto con un objeto (Muñoz Rocha, 2015) (p.187) y para (Borja, 2016) (p.33), los proyectos de investigación en ingeniería, todos los datos observados se deben plasmar en formatos adecuados de recolección de información; por ejemplo: Formatos para el estudio de tráfico, estudio de suelos, levantamientos topográficos, diseño de mezclas, etc.

Los instrumentos para la obtención de datos son los Software Especializados en Cálculo Estructural como ETABS, adicionalmente se hace uso de hojas de cálculo en Excel y MathCad Prime como ayuda para el diseño estructural.

## **Métodos de análisis de datos**

Para el Análisis de datos cuantitativos, según (Muñoz Rocha, 2015) (p.230) los datos numéricos se procesan por separado para exponerlos en forma clara y entendible, con el propósito de construir cuadros estadísticos, promedios u otras medidas, que sinteticen los valores y sirvan de base para extraer de ellos conclusiones y enunciados teóricos de alcance general que expliquen un problema y ayuden a solucionarlo. En la presente tesis se procesará los datos en formatos de tablas y gráficos para realizar la comparativa entre el uso de aceros de alta resistencia y el acero convencional, por lo que se hace uso de la estadística descriptiva.

## **Procedimiento**

El procedimiento de la presente tesis es únicamente analítico, quiere decir que existe una limitación por la carencia de ensayos de laboratorio con HSR debido a la falta de comercialización del material (acero grado 80 y 100) en el Perú.

A continuación, se presenta el procedimiento que se desarrollara en el presente trabajo para lograr los objetivos propuestos y validar las hipótesis planteadas:

**1. Modelamiento de los casos de estudio:** En esta etapa se realiza el modelo matemático de elementos finitos de cada uno de los casos de estudio en un software especializado de cálculo estructural, se definen las propiedades elásticas del concreto y se asigna las cargas muertas y vivas correspondientes.

**2. Análisis sísmico estático y dinámico según E-030:** En esta etapa se realiza el análisis modal espectral de todos los edificios según la norma E-030 y posterior a ello se realiza el análisis estático de fuerzas laterales equivalentes con el objetivo de escalar las fuerzas tal como se indica en la E-030. En cada caso se verifica si existe irregularidad en planta o altura.

**3. Diseño Estructural según ACI 318-19 usando acero grado 60:** En esta etapa se

genera las combinaciones de carga según ACI 318 y se procede con el diseño estructural de cada elemento de todos los edificios y se preparan los planos de detallamiento.

**4. Diseño Estructural según ACI 318-19 usando aceros de alta resistencia:** Según las características de cada edificio se evalúa si es factible la aplicación de aceros de alta resistencia en vigas, columnas o muros. Posterior a ello se sigue el mismo procedimiento del paso anterior pero esta vez usando aceros de grado 80 en columnas y vigas, y acero grado 80 y/o 100 en muros estructurales.

**5. Presentación de planos y detalles:** Aquí se presentan los planos de diseño de las 2 opciones para cada edificio y se realiza un análisis comparativo de las cuantías resultantes y de los detalles como son separación del refuerzo transversal, empalmes, etc.

**6. Metrados de materiales y estimación de costos:** En esta parte se realiza el cálculo de la cantidad de acero requerido y una estimación del impacto en el costo total según datos existentes sobre el precio en el mercado de aceros de alta resistencia.

**7. Verificación del Comportamiento Estructural:** Aquí se realiza el cálculo de deflexiones en vigas usando refuerzo de alta resistencia y refuerzo grado 60 en cada edificio para estimar la diferencia en la inercia efectiva y el comportamiento en servicio. Posterior a ello se calcula la rigidez efectiva según ACI 318-19, donde interviene el área de refuerzo. Seguidamente se estima el incremento de derivas al usar HSR en lugar del acero grado 60, para ello se hace uso de las rigideces efectivas del paso anterior y se ingresa en los modelos matemáticos para evaluar el impacto que tiene la disminución de rigidez en la respuesta global como son periodos y derivas haciendo nuevamente el análisis lineal modal espectral.

### *Normatividad*

La normatividad utilizada en la presente tesis son las siguientes:

1. **Norma E-020:** Norma técnica peruana aplicada a las cargas mínimas en una edificación para el análisis estructural.
2. **Norma E-030:** Norma técnica peruana aplicada al diseño sismorresistente.
3. **ACI 318-19:** Norma estadounidense de concreto estructural aplicada al análisis y diseño.
4. **ASTM A706-22:** Norma estadounidense que regula las propiedades mecánicas del acero grado 60, 80 y 100.

Cabe recalcar que la norma peruana E-060 de Concreto Armado se encuentra en actualización dado que la norma vigente data del año 2009 basado en el ACI 318-05 y la propuesta de norma del ACI 318-08, actualmente la propuesta de norma E-060 del año 2019 que encuentra en discusión pública y no permite el uso de refuerzo de alta resistencia debido principalmente a la limitación comercial en nuestro país, por lo que en la presente investigación todos los requisitos para diseño serán tomados del ACI 318-19, teniendo en consideración las normas técnicas peruanas en algunos aspectos como el tratamiento de cargas y análisis sísmico.

## CAPITULO II

### Marco teórico

#### Antecedentes

Nieto y Pérez (2015) en su tesis titulada *Uso de Varillas de Alta Resistencia (Grado 80) en la Construcción de Edificios Mediante Sistemas Estructurales Duales* para obtener el título de Ingeniero Civil tuvo como objetivo principal analizar la factibilidad del uso de varillas de alta resistencia en la construcción de edificios mediante sistemas estructurales duales y las ventajas que ello conlleva, para ello realizaron ensayos de tracción en varillas grado 80 producidas por NOVACERO.SA (productor de acero en el país de Ecuador), evaluaron el comportamiento estructural de edificios de 5, 7 y 10 pisos diseñados con refuerzo grado 60 y 80 para finalmente hacer un análisis del impacto económico. Los principales resultados obtenidos fue que las varillas producidas mediante micro aleación con vanadio por la empresa local cumplen los estándares de ASTM A706, se obtiene una reducción de concreto y acero de confinamiento en columnas, mas no en vigas. Se reduce el acero longitudinal en columnas y vigas lo que permite tener una reducción global entre 19 % y 33 %, siendo esta mayor mientras mayor sea el número de pisos.

Lovera (2016) en su tesis titulada *El Refuerzo de Estructuras de Concreto Armado con Aceros de Grado 75 en el Perú* para optar el grado de Magíster en Ingeniería Civil tuvo como objetivo principal contribuir al diseño y construcción de edificios de concreto armado usando aceros de grado 75 en el Perú. Para ello realizó el análisis elástico e inelástico de un edificio de 8 niveles a base pórticos diseñado con refuerzo grado 60 y 75. Los principales resultados que se obtuvieron fue que las columnas del edificio fue requisito de rigidez y se colocó cuantía mínima por lo que no se redujo el acero en columnas, en condiciones de servicio las grietas diseñando con refuerzo grado 75 se incrementan en un 20 %, los resultados del análisis no

lineal estático muestra que se incrementa el desplazamiento de fluencia del edificio con lo cual la ductilidad disminuye, sin embargo el comportamiento es similar por lo que es factible usar grado 75 en edificios sismorresistentes. No obstante se recomienda estudiar el comportamiento de otro tipo de edificios peruanos. Se obtuvo en promedio un ahorro de 5 % en la partida de acero de refuerzo.

García Pombosa y Maldonado Guallichico (2021) en su tesis titulada *Análisis Comparativo Económico-Estructural de la Utilización de Acero de Refuerzo de Alta Resistencia Grado 80 frente a la utilización de Acero de Refuerzo Convencional Grado 60 en un Edificio de Hormigón Armado de 15 Pisos Para la Ciudad de Quito* para optar el título de Ingeniero Civil tuvo como objetivo principal realizar un análisis comparativo - estructural para un edificio de mediana altura con sistema dual usando aceros grado 80 y 60. Los resultados principales muestran que es posible reducir el acero en 29.3 %, 13.4 % y 9.3 % para columnas, muros y vigas respectivamente, la reducción del acero implica un ahorro en el presupuesto de 12 % y la reducción de las secciones produjo un ahorro de hormigón en 5.9 %. Se estima una reducción de tiempos de ejecución de 25 %. A pesar de una disminución de la rigidez e incremento de las derivas, los resultados del análisis no lineal estático demuestran que el desempeño de ambas opciones es similar y adecuada.

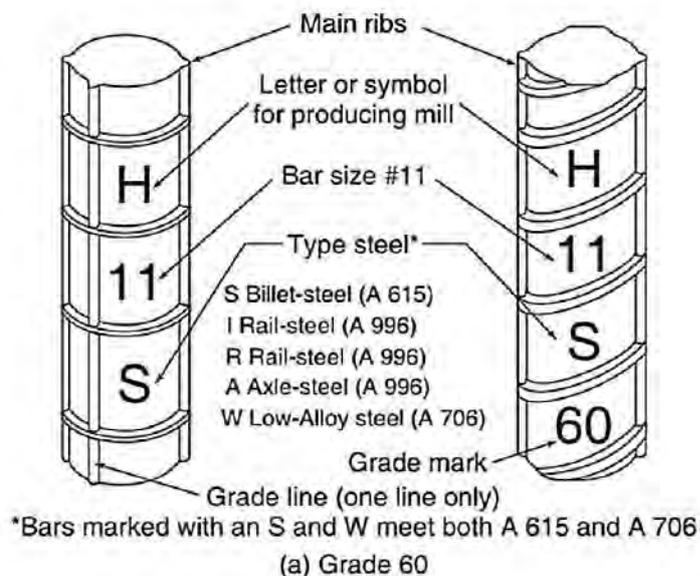
## Marco conceptual

### Acero de refuerzo

**Introducción.** El concreto es un material débil en tracción, por lo que se usa junto con el acero de refuerzo longitudinal y transversal que son capaces de resistir tracciones y fuerzas cortantes respectivamente, el acero de refuerzo también ayuda al concreto a soportar esfuerzos de compresión. El acero de refuerzo se distribuye en el mercado en barras circulares con corrugaciones o resaltes que permiten una mejor adherencia con el concreto, en el Perú las longitudes típicas de las barras son de 9m (Ottazzi Pasino, 2012).

### Figura 1

#### Denominación de varillas



Fuente: (Wight & MacGregor, 2016)

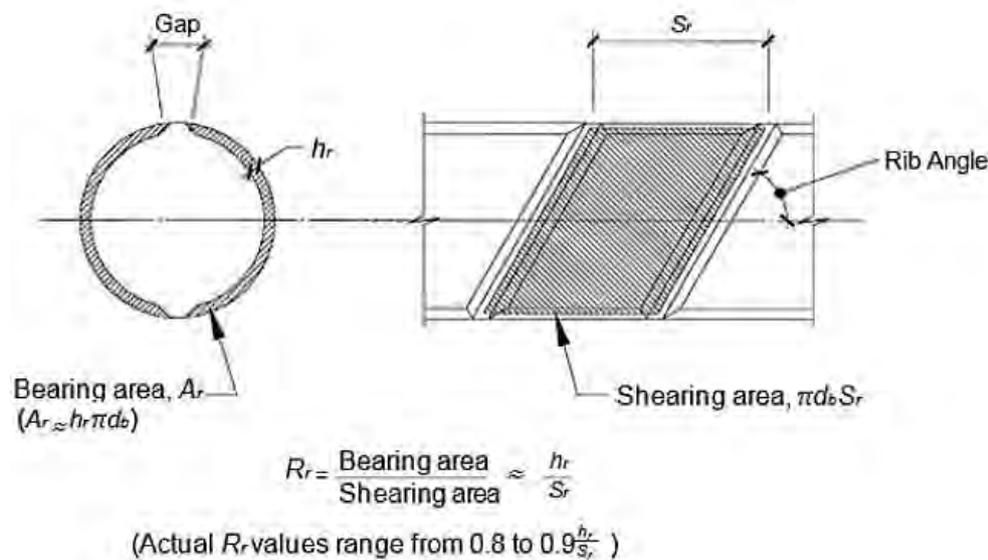
Como se observa en la figura 1 la varilla debe tener impresa el símbolo del productor, tamaño de la barra, tipo y grado de refuerzo. Como se menciona posteriormente en este documento el tamaño y forma de las corrugaciones influye en el comportamiento cíclico de las varillas.

**Grado del Refuerzo.** El grado de refuerzo está en relación a la resistencia a la fluencia  $f_y$ , en el presente trabajo se llama acero convencional al acero de refuerzo grado 60 ( $f_y = 60 \text{ ksi} = 420 \text{ MPa}$ ) y acero de alta resistencia a los aceros de mayor grado, como por ejemplo grado 80 ( $f_y = 550 \text{ MPa}$ ) y grado 100 ( $f_y = 690 \text{ MPa}$ ).

**Corrugaciones.** Incrementar el área de las corrugaciones (*rib area*) en la fabricación del refuerzo es una opción para reducir la longitud de desarrollo en barras de alta resistencia dado que incrementa la adherencia entre concreto y varilla, en Estados Unidos este valor es aproximadamente 0.09, sin embargo este puede variar entre 0.10 y 0.14 en otros países (NEHRP, 2014).

**Figura 2**

*Rib area*



Fuente: (NEHRP, 2014)

**Tamaño de barras.** La nomenclatura de la barra puede variar de un lugar a otro y depende del sistema de unidades, por ejemplo una barra #5 es equivalente a 5/8" o N°16 (diámetro aproximado de la barra en mm). Ver figura 3.

### Figura 3

#### Denominación de las barras de refuerzo

##### ASTM STANDARD REINFORCING BARS

Bar size, no.*	Nominal diameter, mm	Nominal area, mm <sup>2</sup>	Nominal mass, kg/m
10	9.5	71	0.560
13	12.7	129	0.994
16	15.9	199	1.552
19	19.1	284	2.235
22	22.2	387	3.042
25	25.4	510	3.973
29	28.7	645	5.060
32	32.3	819	6.404
36	35.8	1006	7.907
43	43.0	1452	11.38
57	57.3	2581	20.24

\*Bar numbers approximate the number of millimeters of the nominal diameter of the bar

Fuente: (ACI, 2019a)

#### *Tipos de Acero y Normas que Regulan su Fabricación, Composición Química y*

*Propiedades Mecánicas.* En Estados Unidos se utilizan las normas ASTM y para el acero de refuerzo son las siguientes:

- ASTM A615M – acero al carbón
- ASTM A706M – acero de baja aleación.
- ASTM A996M – acero de rieles y ejes, barras tipo R.
- ASTM A955M – acero inoxidable
- ASTM A1035M – acero cromado bajo en carbón.

En el presente trabajo se hará énfasis en las especificaciones ASTM A615 y ASTM A706, dado que se producen en Perú y se usan para aplicaciones sísmicas.

En el Perú, el acero de refuerzo se evalúa con las siguientes normativas: NTP 341.029 y NTP 339.186

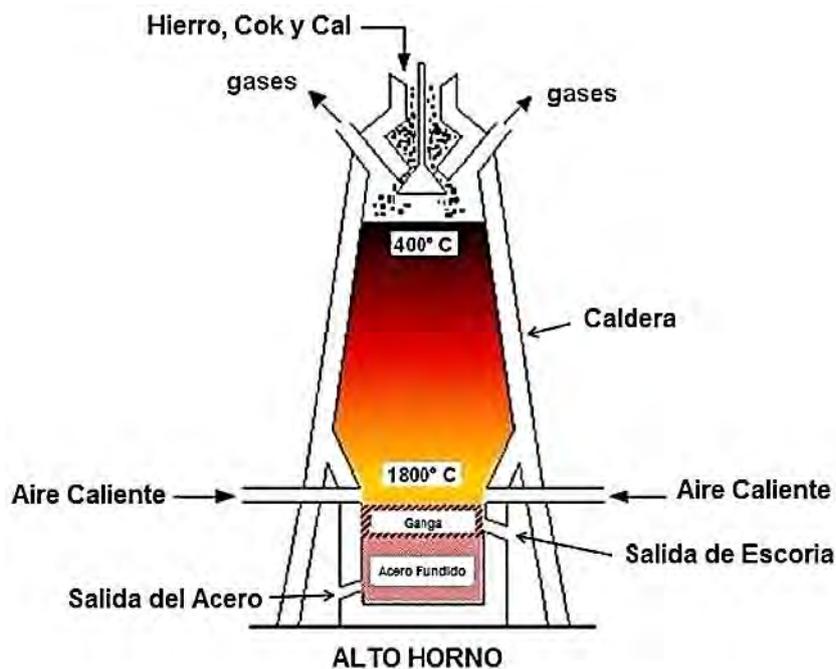
- NTP 341.031 equivale a ASTM A615M
- NTP 339.186 equivale a ASTM A706M

**Fabricación.** El acero es una aleación <sup>1</sup> de hierro y carbono en pequeñas cantidades, ambos materiales se encuentran en la naturaleza, sin embargo el hierro contiene impurezas. Para fabricar el acero se echa el mineral de hierro junto con el combustible *cok* (parecido al carbón) que además de combustible separa las impurezas (Areatecnologia, s.f.).

Después de este proceso se inyecta oxígeno 99 % puro para reducir el contenido de carbono e impurezas, se puede añadir cal para reducir aún más las impurezas (Villalaminados, s.f.). El arrabio es el acero líquido que se somete a la etapa de moldeado donde se añaden productos de aleación y el acero obtiene las propiedades deseadas.

#### Figura 4

*Fabricación del acero de refuerzo*



*Fuente: (Areatecnologia, s.f.)*

<sup>1</sup> Una aleación es una mezcla homogénea de dos o más elementos, de los cuales al menos uno debe ser un metal.

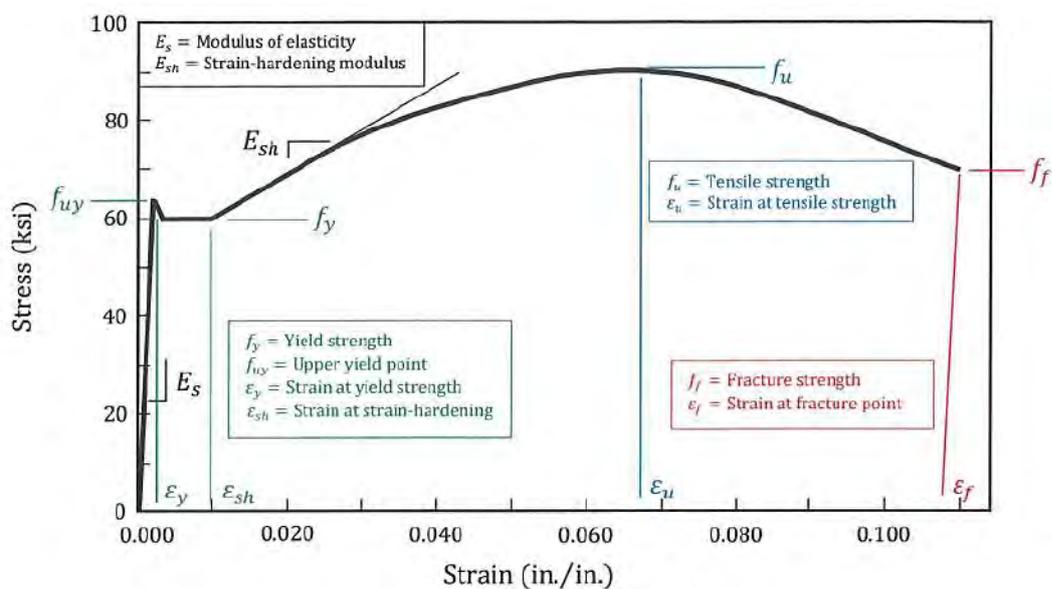
## Propiedades mecánicas del acero de refuerzo

**Comportamiento ante cargas monotónicas.** Las características de la curva esfuerzo deformación se mencionan a continuación:

- Resistencia o esfuerzo de fluencia  $f_y$
- Módulo de elasticidad  $E_s$
- Deformación de fluencia  $\varepsilon_y = f_y/E_s$
- Esfuerzo de fluencia máximo  $f_{uy}$
- Longitud de la platea de fluencia  $\varepsilon_{sh} - \varepsilon_y$
- Resistencia a la tracción  $f_u$
- Relación de resistencia a tensión con respecto a la fluencia  $T/Y = f_u/f_y$
- Módulo de endurecimiento por deformación  $E_{sh}$
- Deformación asociada a la resistencia a la tensión  $\varepsilon_u$  o  $\varepsilon_{su}$
- Deformación asociada a la fractura  $\varepsilon_f$

**Figura 5**

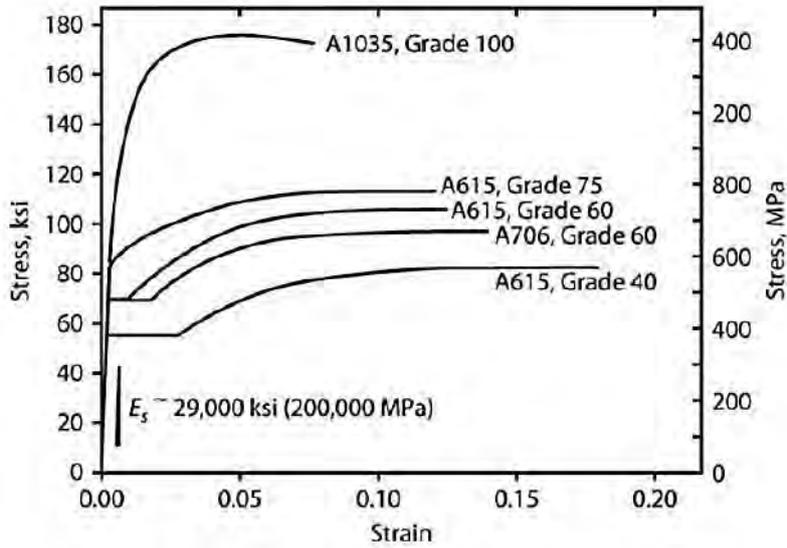
Curva esfuerzo deformación del acero de refuerzo



Fuente: (CRSI, 2016)

**Figura 6**

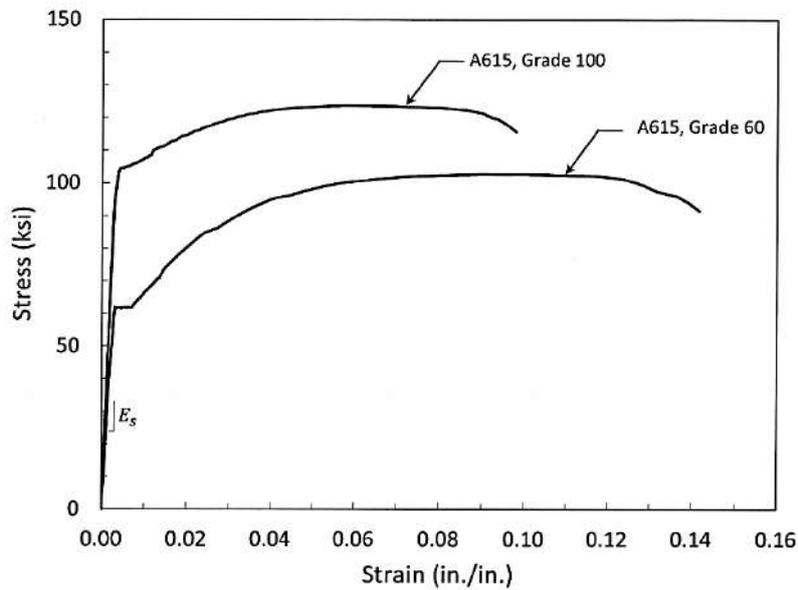
Curva esfuerzo deformación de diferentes tipos de acero I



Fuente: (J. Moehle, 2015)

**Figura 7**

Curva esfuerzo deformación de diferentes tipos de acero II



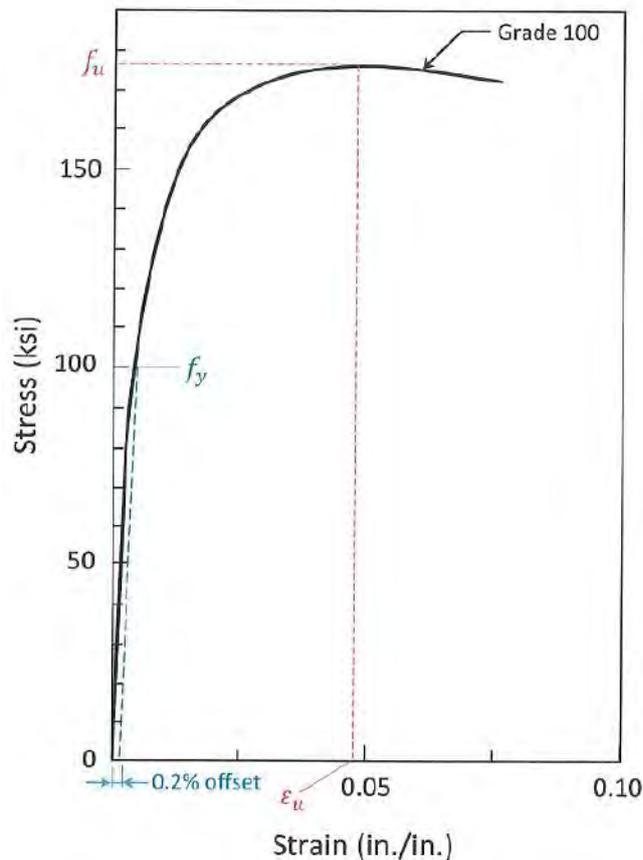
Fuente: (CRSI, 2016)

**Resistencia a la Fluencia.** Con respecto al esfuerzo de fluencia la norma ASTM A370 “Métodos de prueba estándar y definición de pruebas mecánicas de productos de acero” lo define como el menor valor de esfuerzo obtenido para el cual se obtiene un incremento de deformación sin un incremento de esfuerzos.

Aceros de mayor grado puede no tener una platea de fluencia e incluso no tener un punto de fluencia bien definido (ver figuras 7 y 8), por lo que se recurre al método del corrimiento del 0.2 % especificado en ASTM A370 y en el apartado 20.2.1.2 del ACI 318-19, esto se observa en la figura 9.

### Figura 8

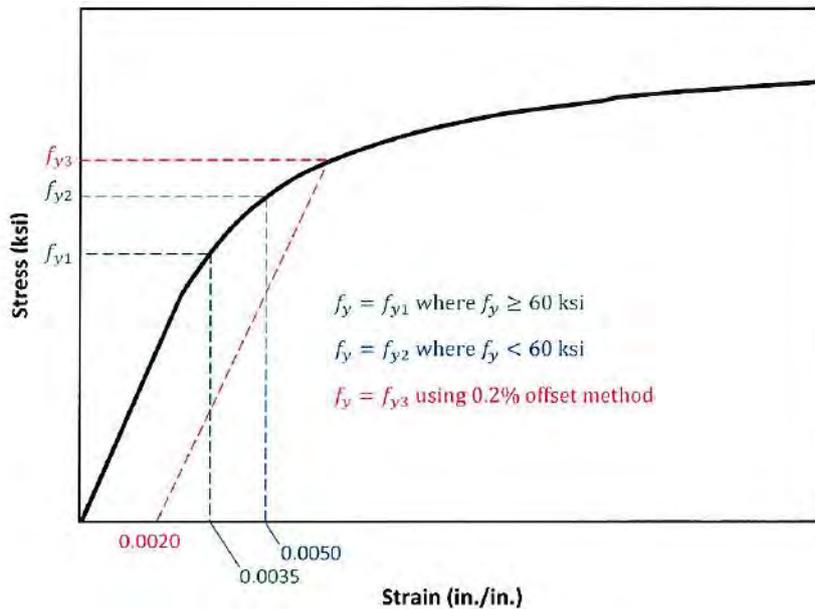
Curva esfuerzo deformación de acero de alta resistencia A1035



Fuente: (CRSI, 2016)

**Figura 9**

Método del corrimiento del 0.2 % para determinar  $f_y$



Fuente: (CRSI, 2016)

**Módulo de Elasticidad.** El módulo de elasticidad varía entre 26,000 ksi y 28,000 ksi debido a que el área de la barra no es constante debido a las deformaciones transversales, sin embargo para fines de diseño se puede tomar como 29,000 ksi tal como está prescrito en ACI 318 (CRSI, 2016).

**Deformación de Fluencia .** Es la deformación asociada a la resistencia a la fluencia. Es el límite de comportamiento lineal del acero de refuerzo.

**Resistencia a la Fluencia Máxima.** Este parámetro no caracteriza a la varilla, sin embargo en algunos tipos de refuerzo como ASTM A706 se limita su valor.

**Platea de Fluencia.** La mayoría de aceros de grado 60 o menores presenta una platea de fluencia que será más larga mientras menor sea el grado de refuerzo (CRSI, 2016), ASTM A706 grado 60 tendrá mayor platea de fluencia que ASTM A615 grado 60 como se observa en la figura 6.

**Resistencia a la tracción.** De acuerdo con ASTM A370, el esfuerzo último es calculado dividiendo la máxima carga que el espécimen soporta, entre el área nominal de la barra.

**Resistencia T/Y.** Es la relación del esfuerzo último o tracción con el esfuerzo de fluencia, cuando ocurre la fluencia del acero existe un incremento de esfuerzo, esta transición se conoce como endurecimiento por deformación del acero.

NEHRP (2014) menciona que esta propiedad “*se considera importante para obtener una distribución adecuada de la plasticidad en las regiones donde se espera la fluencia, es decir, en las rótulas plásticas*”. Como se observa en las figuras 7 y 8 la relación T/Y es mayor para los aceros A1035 porque tienen mayor resistencia a la tracción.

**Módulo de endurecimiento por deformación.** Es la pendiente de la tangente a la curva en el tramo de endurecimiento por deformación.

Para construir las curvas esfuerzo deformación de aceros A615 y A706 en la zona de endurecimiento por deformación se puede hacer uso de las expresiones de (Mander, 1983), donde el valor de P puede ser calibrado según resultados experimentales.

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left( \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^P \quad P = E_{sh} \left( \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}{f_{su} - f_y} \right) \quad (1)$$

Según (NEHRP, 2014) para el acero A1035 la curva esfuerzo deformación se puede aproximar según la ecuación de Menegotto and Pinto (1973) dado por:

$$f_s = E_s \varepsilon \left[ A + \frac{(1 - A)}{[(1 + B\varepsilon)^C]^{1/C}} \right] \leq f_u \quad (2)$$

Donde los parámetros para acero grado 100 son  $A = 0$ ,  $B = 190$  y  $C = 1,6$ ,  $f_y$  y  $f_u$  son la resistencia a la fluencia y tracción respectivamente. Según (Rautenberg, 2011) los

parámetros para acero grado 120 son  $A = 0,0015$ ,  $B = 175$ ,  $C = 2,0$  y  $f_u = 170$  ksi (1170 MPa).

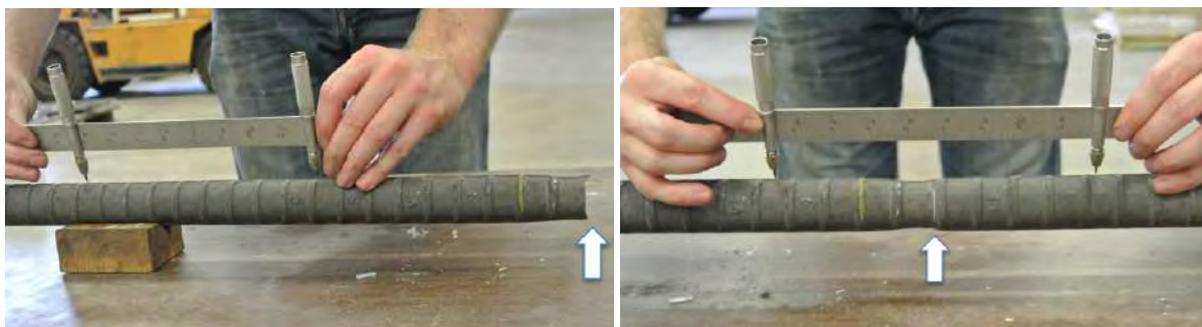
**Deformación Uniforme.** La deformación uniforme asociada a  $f_u$  se mide fuera de la zona de fractura como se muestra en la figura 10, esta marca el inicio de la formación del cuello en la barra y es una propiedad útil en el diseño sismorresistente dado que es la máxima deformación en la se puede confiar en la zona de fluencia (J. Moehle, 2015).

Sin embargo debido al daño acumulativo durante la deformación cíclica inversa, una barra en una región crítica de un elemento de resistencia sísmica puede romperse a un alargamiento menor que el alargamiento uniforme, por esta razón, algunos códigos limitan la deformación máxima que se puede utilizar en el diseño de elementos durante el terremoto de diseño entre 60 y 80 por ciento de la elongación uniforme (Kelly et al., 2014).

**Deformación asociada a la Fractura.** Con respecto la deformación  $\varepsilon_f$  según ASTM A370 se mide a lo largo de 200mm e incluye la zona de fractura, tal como se observa en la figura 10.

## Figura 10

### Medición de la deformación



(a) Uniforme

(b) Antes de la Fractura

Fuente: (NEHRP, 2014)

**Ductilidad.** Es la capacidad de deformación inelástica del material, es la razón entre la elongación uniforme y la elongación de fluencia. Es un hecho que un incremento del límite de

fluencia está relacionado típicamente con una reducción de la ductilidad.

Para aplicaciones sísmicas es esencial que el acero de refuerzo presente suficiente capacidad de deformación inelástica y endurecimiento por deformación tal que la plasticidad se distribuya en una longitud suficiente (Overby et al., 2017).

**Comportamiento Ante Cargas Cíclicas.** Sokoli et al. (2017) demuestra que con respecto al comportamiento bajo cargas cíclicas del acero de refuerzo, no existe una correlación entre la curva monotónica y el número de ciclos antes de la fractura, en general no se alcanza la deformación uniforme.

La fatiga de alto ciclaje (High-cycle fatigue) se refiere a miles o millones de ciclos de carga que se aplica a estructuras como puentes donde el diseño está gobernado por la aplicación de una gran cantidad de cargas vehiculares, en contraste la fatiga de bajo ciclaje (Low-cycle fatigue) se refiere al comportamiento ante cargas de terremoto donde se espera 100 o menos ciclos de carga (J. Moehle, 2015).

Algunas características principales del comportamiento del acero de refuerzo ante cargas cíclicas se encuentran en (J. Moehle, 2015) y se resumen a continuación:

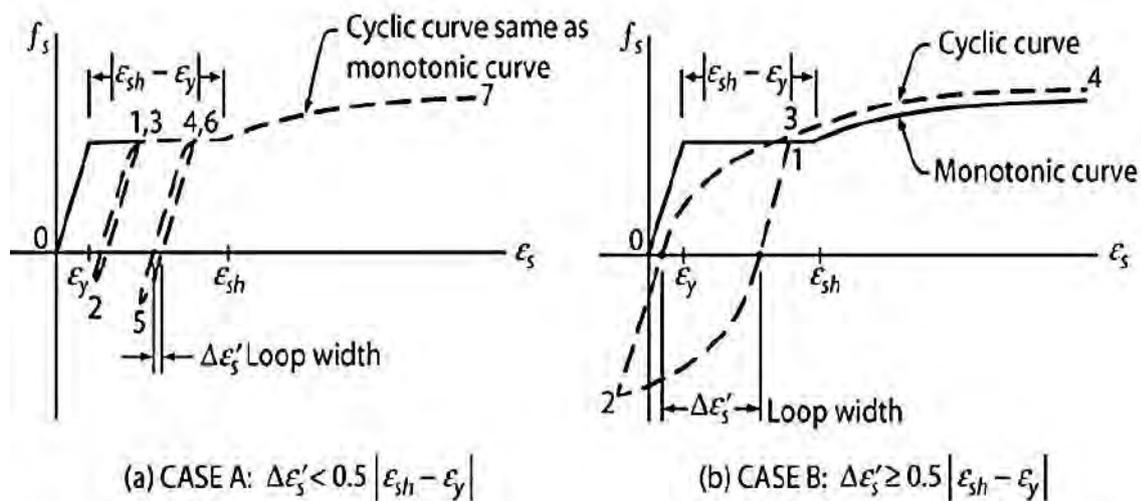
- La pendiente de descarga es en esencia igual al módulo de elasticidad del acero. Si la recarga es antes de una fluencia significativa del acero en compresión, la recarga es con la misma pendiente.
- La curva esfuerzo deformación monotónica es en esencia una envolvente de la historia de carga cíclica.
- Una vez que la tensión de fluencia ocurre, la relación esfuerzo deformación en compresión es no lineal por debajo del esfuerzo de fluencia a compresión, lo que se conoce como el efecto *Bauschinger*. Ver figura 11.
- El esfuerzo no está relacionado únicamente con la deformación, un esfuerzo de

compresión puede ocurrir para una deformación de tracción.

- En el caso de ciclos de carga grandes e iguales en compresión y tracción, como se observa en la figura 12, la envolvente excede la curva esfuerzo deformación monotónica y esfuerzos más grandes que el esfuerzo de fluencia pueden ocurrir para una deformación menor a la deformación de fluencia, el esfuerzo depende de la historia de carga lo que se conoce como histéresis. Algunos de estos modelos se encuentran en (Balan et al., 1998; Kunnath et al., 2009).

### Figura 11

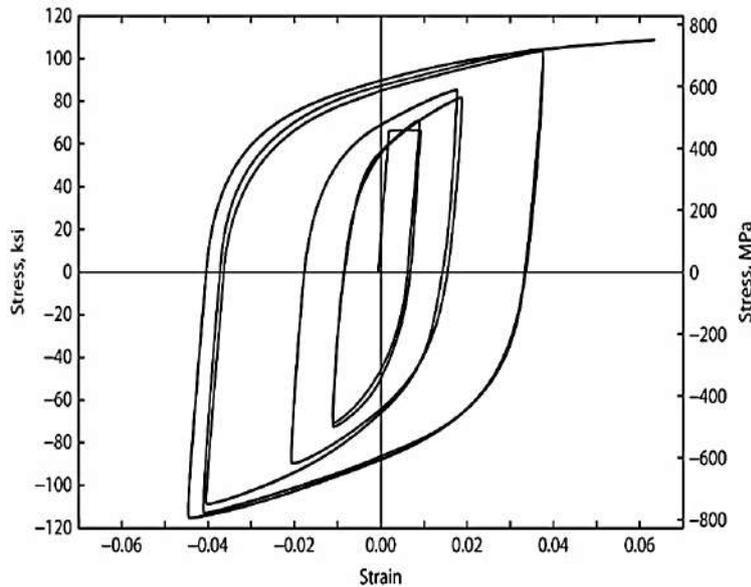
Comportamiento cíclico del acero de refuerzo



Fuente: (J. Moehle, 2015)

**Figura 12**

*Comportamiento cíclico del acero de refuerzo para ciclos de carga grandes e iguales en tracción y compresión*



*Fuente: (J. Moehle, 2015)*

Las expresiones de Ramberg-Osgood se utilizaron para idealizar las ramas de la curva esfuerzo deformación ante cargas alternadas (Park & Paulay, 1991).

$$\varepsilon_s - \varepsilon_{si} = \frac{f_s}{E_s} \left( 1 + \left| \frac{f_s}{f_{ch}} \right|^{r-1} \right) \quad (3)$$

Donde:

$\varepsilon_s$ : Deformación unitaria del acero de refuerzo.

$\varepsilon_{si}$ : Deformación unitaria del acero a esfuerzo cero al principio de la corrida de carga.

$f_s$ : Esfuerzo del acero

$E_s$ : Módulo de elasticidad del acero

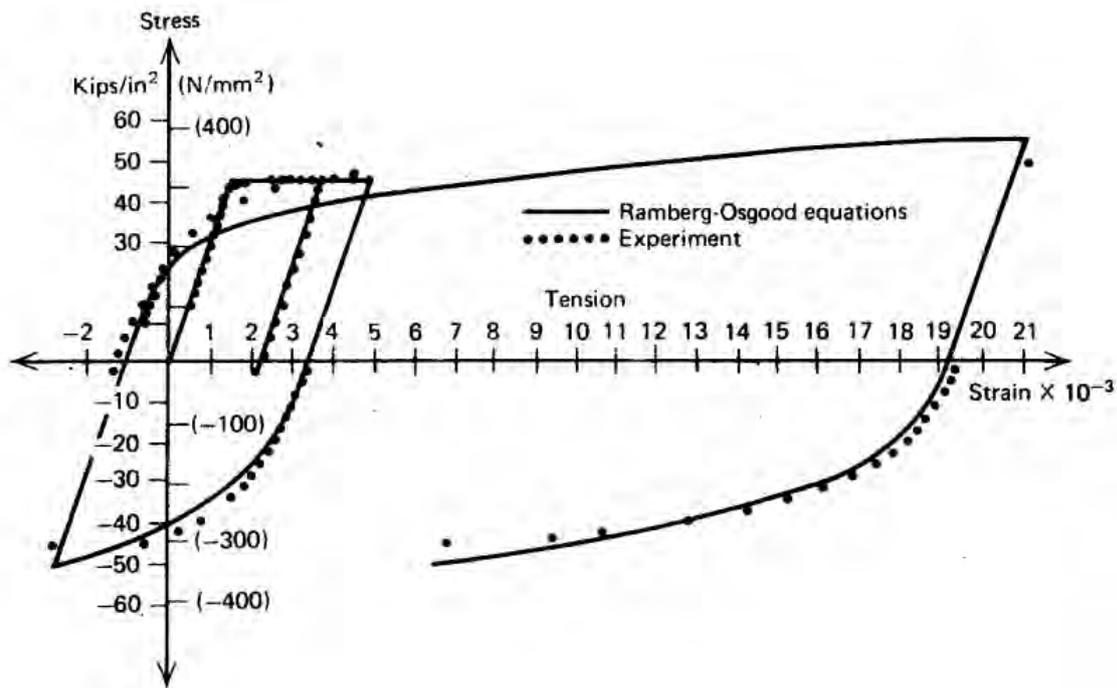
$f_{ch}$ : Esfuerzo que depende del esfuerzo de fluencia y de la deformación plástica del acero producida en la corrida anterior

$r$ : Parámetro que depende del número de orden de corridas de carga.

En la figura 13 se muestra la comparación con datos experimentales para valores empíricos de  $f_{ch}$  y  $r$ .

**Figura 13**

*Comportamiento cíclico del acero de refuerzo ante cargas alternadas*

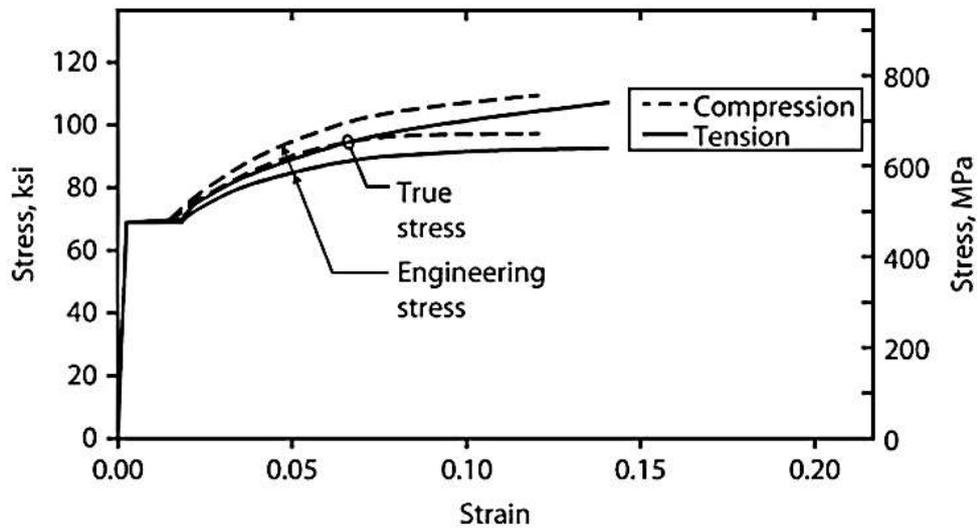


Fuente: (Park & Paulay, 1991)

**Comportamiento a Compresión.** Dodd y Restrepo-Posada (1995) presentan un modelo matemático para el comportamiento monotónico y cíclico del acero de refuerzo, un aspecto importante de este estudio es que el efecto de Poisson se toma en cuenta. Asumiendo un coeficiente Poisson de 0.5, el área de la sección transversal varía según  $(1 - 0,5\varepsilon_l)^2$  donde  $\varepsilon_l$  es positivo en tracción, el efecto de esto se muestra en la figura 14, sin embargo debido a la inestabilidad de la barra en compresión a niveles altos de deformación se reduce la resistencia de la barra en compresión por lo que en la práctica se asume que el comportamiento es similar en tracción y compresión. No obstante los efectos del pandeo de la barra en compresión deben ser tomados en consideración (J. Moehle, 2015).

**Figura 14**

*Efecto de la deformación transversal en el comportamiento del acero de refuerzo*



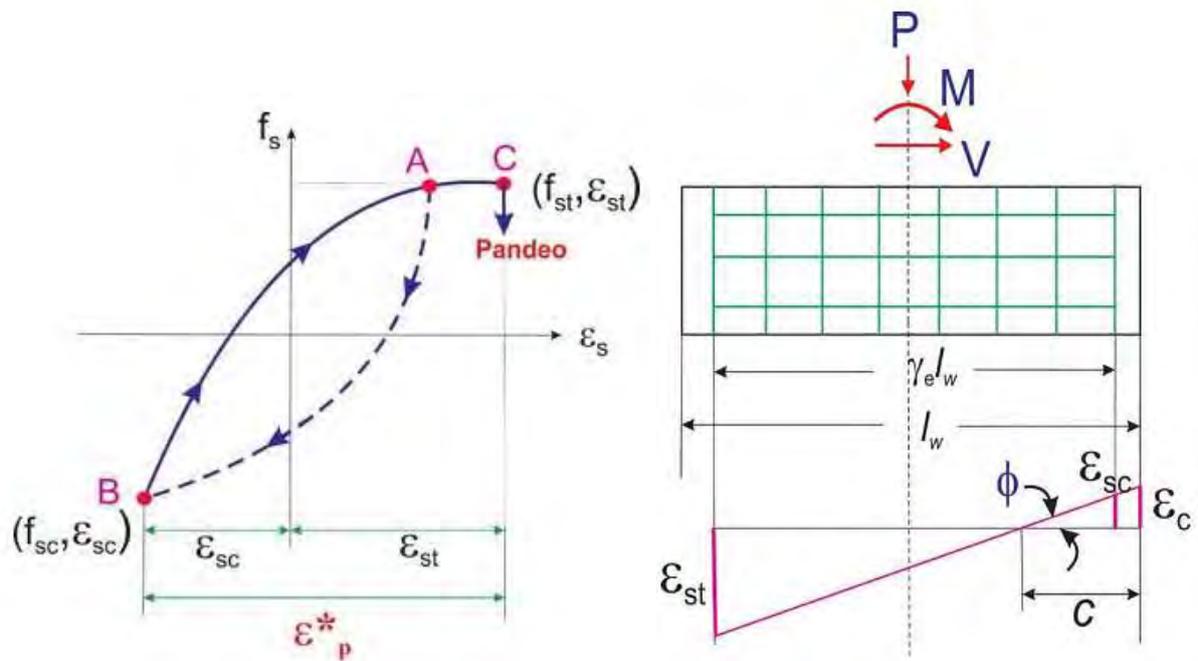
*Fuente: (J. Moehle, 2015)*

Rodriguez (2018) propuso un modelo para estimar la curvatura última en elementos sometidos a compresión correspondiente al modo de falla por pandeo de la barra longitudinal, como se observa en la figura 15 el pandeo de la barra depende de la deformación en tracción y compresión, una vez que la barra en tracción se comprime hasta el punto B se produce la grieta en tracción que se muestra en la figura 16, finalmente se produce la fractura cuando se somete a un último ciclo de carga en tracción. La propuesta para determinar la deformación asociada a la falla por pandeo es función de la separación del refuerzo transversal y se muestra junto con resultados experimentales en la figura 17.

$$0,02 \leq \varepsilon_p^* = \frac{11 - s/d_b}{150} \leq 0,06 \quad \phi_u^* = \frac{\varepsilon_p^*}{\gamma_e l_w} \quad (4)$$

**Figura 15**

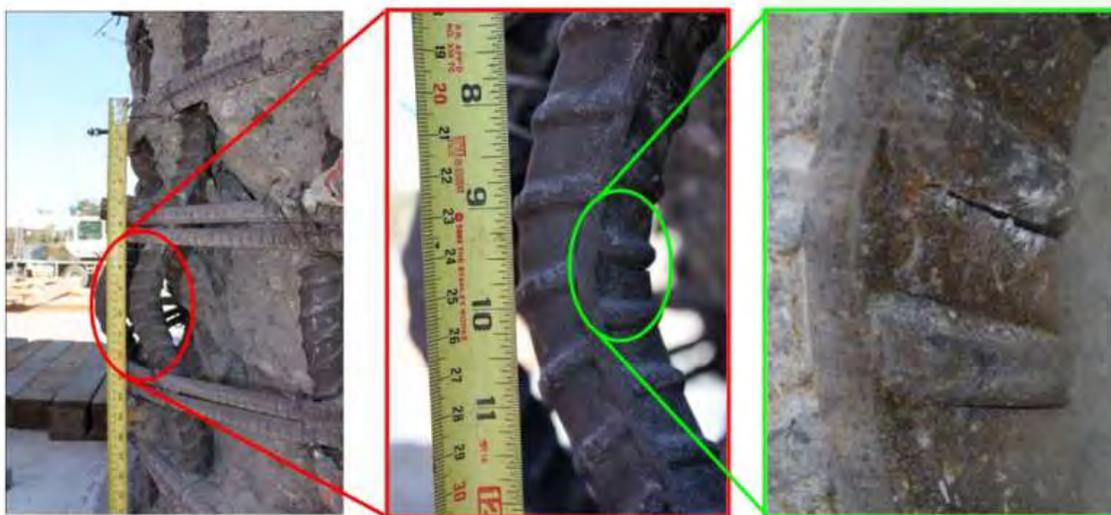
Curvatura ultima correspondiente al modo de falla por pandeo



Fuente: (Rodriguez, 2018)

**Figura 16**

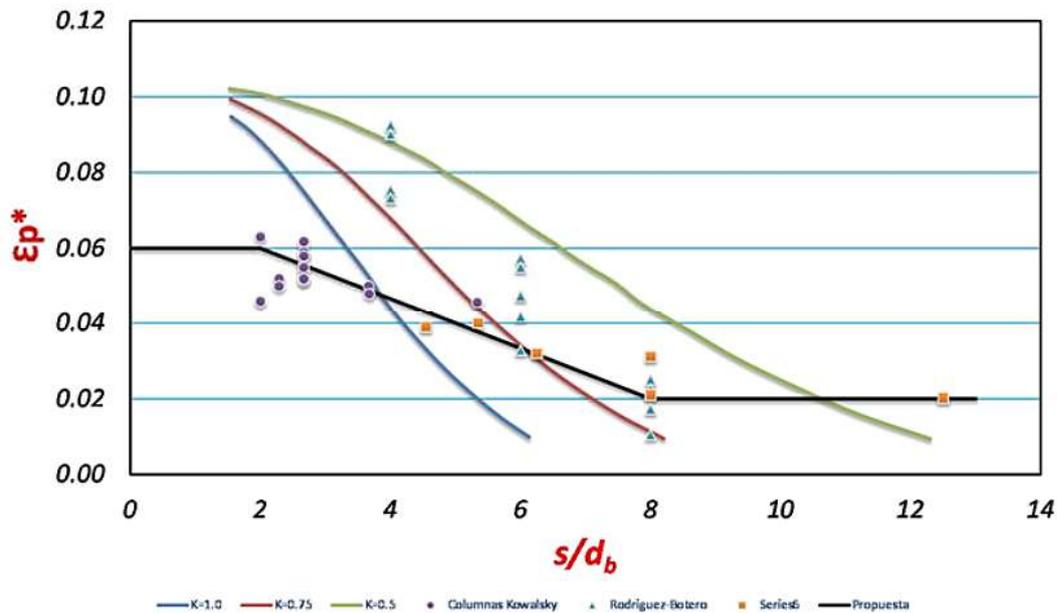
Grieta de tracción



Fuente: (Rodriguez, 2018)

**Figura 17**

Modelo matemático para el modo de falla por pandeo



Fuente: (Rodríguez, 2018)

**Requisitos de especificaciones de refuerzo.** La norma ASTM en su versión del año 2022 ya incluye especificaciones para refuerzos de alta resistencia, la adopción de estos nuevos requisitos se basó principalmente en el código ACI 318-19 ya que incluye estos requerimientos directamente en el capítulo 20.

En el apartado 20.2.2.5 del (ACI, 2019a, p. 390) se menciona que para sistemas sísmicos especiales en categorías de diseño sísmico C, D, E y F se permite el uso de aceros ASTM A706M grado 60, 80 y 100, ASTM A615M grado 80 y 100 no se permite para sistemas sísmicos especiales debido a problemas de fatiga de bajo ciclaje, ASTM A615M grado 60 se permite siempre y cuando se cumpla con lo que se indica en (b) de dicho apartado:

- La resistencia real a la fluencia medida en la siderúrgica no debe exceder  $f_y$  en más de 125MPa.
- La relación entre la tracción real a la fluencia real es al menos 1.25.
- La elongación mínima de rotura en una longitud de medición de 200mm debe ser al

menos 14 % en barras de diámetro N° 10 hasta 19, al menos 12 % en barras N° 22 hasta 36, y al menos 10 % en barras N° 43 y 57.

- La elongación mínima uniforme debe ser al menos 9 % para barras N° 10 hasta 32, y al menos 6 % para barras de N° 36, 43 y 57.

Véase la tabla 20.2.2.4 del (ACI, 2019a, p. 389) para mayor detalle.

En ACI R20.2.1.3 las barras mayores a #18 no están permitidas debido a falta de información sobre su comportamiento.

CRSI (2020c) recomienda no usar barras de alta resistencia (>75MPa) con diámetros mayores a #14.

Los requisitos que propone el ACI 318-19 y que se propusieron al ASTM es un balance para producir el refuerzo económicamente y que cumpla las demandas de los miembros diseñados con este refuerzo. Los ensayos demostraron que tales requisitos son adecuados, además que un mayor radio en la base de la deformación mejora el desempeño de las barras, esto es un requisito que esta presenta en ACI 318-19 (LATBSDC, 2019)

## Figura 18

*Requisitos de resistencia en refuerzo ASTM A706M Grado 100*

**Table 20.2.1.3(b)—Tensile property requirements for ASTM A706 Grade 100 reinforcement**

	<b>Grade 100</b>
Tensile strength, minimum, psi	117,000
Ratio of actual tensile strength to actual yield strength, minimum	1.17
Yield strength, minimum, psi	100,000
Yield strength, maximum, psi	118,000
Fracture elongation in 8 in., minimum, %	10

*Fuente: (ACI, 2019a, p. 237)*

**Figura 19**

*Requisitos de elongación uniforme para refuerzo ASTM A706M*

**Table 20.2.1.3(c)—Uniform elongation requirements for ASTM A706 reinforcement**

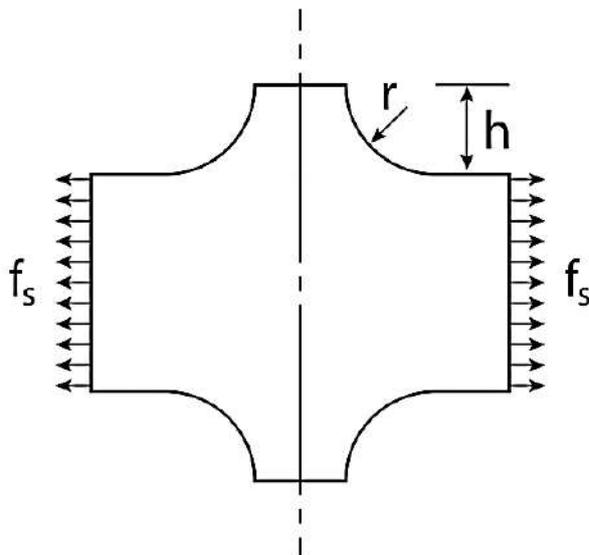
	Grade 60	Grade 80	Grade 100
Uniform elongation, minimum, percent			
Bar designation No.			
3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10	9	7	6
11, 14, 18	6	6	6

*Fuente: (ACI, 2019a, p. 237)*

En el apartado 20.2.1.3 se menciona que para todos los grados de refuerzo ASTM A706M, el radio en la base de cada deformación debe ser al menos 1.5 veces la altura de la deformación. (ACI, 2019a, p. 384). Este requisito evita las fisuras de bajo ciclaje a lo largo de la barra y mejora el número de ciclos promedio en la fractura (Sharma, 2020, p. 9).

**Figura 20**

*Radio en la base de cada deformación*



*Fuente: (CRSI, 2020c, p. 2)*

El radio en la base de la deformación afecta la magnitud de la localización de la deformación, un incremento de este tiene un impacto negativo en la respuesta inelástica a la fatiga y en la ductilidad, aspectos que son críticos en el diseño sísmico.

**Análisis comparativo entre los aceros ASTM A615 y A706.** La norma ASTM A706 “fue creada en respuesta a la demanda de la comunidad ingenieril de varillas de refuerzo con propiedades de fluencia controladas para estructuras sismo resistente y con una composición química que permitiera soldar estas varillas” (Garcia, 2018)

**Composición química.** El acero A706 tiene un control más riguroso en su composición química para mejorar la soldabilidad. Existen límites máximos de carbón, magnesio, fósforo, sulfuro y magnesio, mientras que el A615 solo limita el fósforo (Lin, 2022). Para poder ser soldado el acero A706 el porcentaje de carbón equivalente (C.E.) debe ser 0.55 % o menos. American Welding Society (AWS) define al carbón equivalente basado en el análisis químico de 7 elementos (Lin, 2022).

$$C.E. = \%C + \frac{\%Mn}{6} + \frac{\%Cu}{40} + \frac{\%Ni}{20} + \frac{\%Cr}{10} - \frac{\%Mo}{50} - \frac{\%V}{10} \quad (5)$$

## Figura 21

Comparación en la composición química de aceros A615 y A706

ASTM Spec.	Condition	Element				
		Carbon (C)	Manganese (Mn)	Phosphorus (P)	Sulfur (S)	Silicon (Si)
A615	1			0.06%		
	2			0.075%		
A706	1	0.30%	1.50%	0.035%	0.045%	0.50%
	2	0.33%	1.56%	0.043%	0.053%	0.55%

Conditions: 1 = Maximum allowable chemical content for each heat. 2 = Maximum allowable chemical content for finished bar.

Fuente: (Concrete Reinforcing Steel Institute, 2015, p. 7)

Así mismo el porcentaje de carbono equivalente está relacionado a la temperatura mínima de precalentamiento para la soldadura, al limitar el C.E. a 0.55 en los aceros A706 solo se requiere una temperatura de 50 grados en la mayoría de los casos, en los aceros A615 el C.E. es desconocido (Lin, 2022).

## Figura 22

*Mínima temperatura de precalentamiento para soldadura*

**Table 6 – Minimum Preheat Temperatures\***

C.E. Range (%)	Bar Sizes		
	#3 to #6	#7 to #11	#14, #18
0.40 max.	—	—	50° F
0.41 to 0.45	—	—	50° F
0.46 to 0.55	—	50° F	200° F
0.56 to 0.65	100° F	200° F	300° F
0.66 to 0.75	300° F	400° F	400° F
Above 0.75	300° F	500° F	500° F

\*Based on Table 5.2 of AWS D1.4 (2005)

*Fuente: (Concrete Reinforcing Steel Institute, 2015, p. 7)*

**Límites de resistencia y Deformación.** En el diseño por capacidad de elementos de concreto reforzado es indeseable tener una resistencia a la fluencia mucho mayor a la considerada en el diseño, dado que esto produce fuerzas cortantes mayores y podría producirse fallas frágiles en lugar de fallas dúctiles (Park & Paulay, 1991). Para aceros A706 la resistencia máxima a la fluencia no debe exceder  $f_y$  en más de 18 ksi ( $\approx 125$  MPa). Así mismo la relación entre la tracción real a la fluencia real debe ser al menos 1.25. Esto significa que el uso del acero A706 es adecuado para aplicaciones sísmicas, dado que se tiene un mejor control en las resistencias especificadas (Lin, 2022).

### Figura 23

Requisitos de resistencia y deformación para los aceros A615 y A706

TENSILE REQUIREMENTS							
	Bar Size	ASTM A615-18				ASTM A706-16	
		40	60	80	100	60	80
Tensile Strength, min, psi	All	60000	90000	105000	115000	80000 <sup>*2</sup>	100000 <sup>*2</sup>
Yield Strength, min, psi	All	40000	60000	80000	100000	60000	80000
Yield Strength, max, psi	All	N/A	N/A	N/A	N/A	78000	98000
Elongation in 8 in., min %	3	11	9	7	7	14	12
	4, 5, 6	12	9	7	7	14	12
	7, 8	N/A	8	7	7	12	12
	9, 10, 11	N/A	7	6	6	12	12
	14, 18	N/A	7	6	6	10	10

\*1 Certifications which do not indicate made in America are made from steel purchased outside the United States.

\*2 Tensile Strength shall not be less than 1.25 times actual yield strength.

Fuente: (STEEL, s.f.)

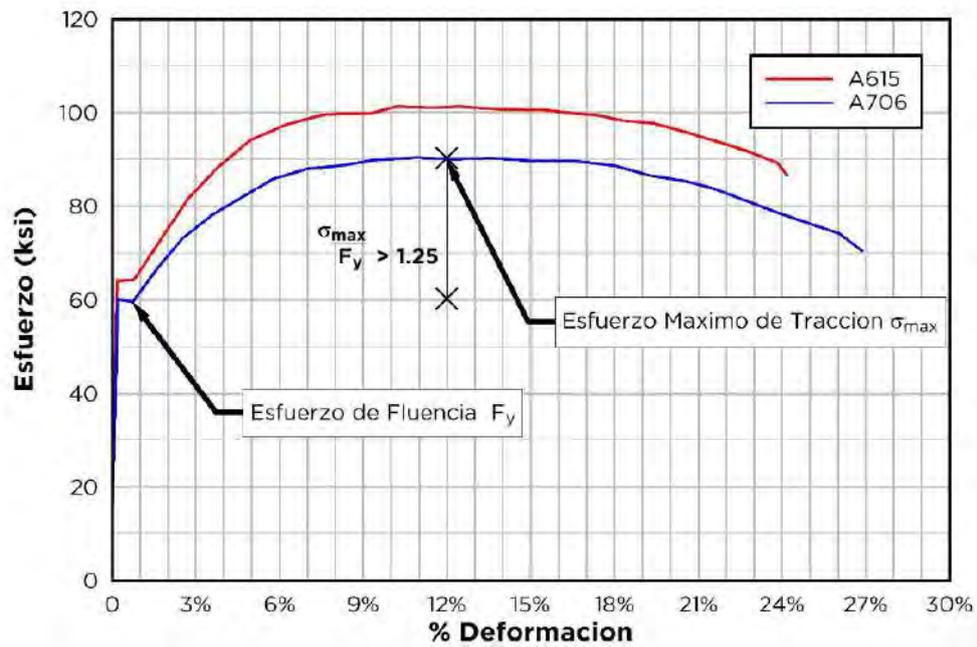
Se puede decir que el acero A706 tiene mayor ductilidad, pero es menos resistente, esta menor resistencia a la tracción no influye en la etapa de diseño, sin embargo puede influir en un análisis no lineal (García, 2018). Con respecto a otra ventaja del acero A706 con respecto al A615 Saavedra (2018) menciona que el acero A706 permite soldarse sin debilitarse y al ser soldable permite la eliminación de empalmes entre barras y su respectivo ahorro en consumo de acero.

A pesar de una mayor ductilidad en ensayos monotónicos en los aceros grados A706, los ensayos experimentales demostraron que se tiene un nivel comparable de ciclos en la fractura con ambos tipos de refuerzo, pero generalmente el acero A615 presentó mayores ciclos (Hawileh et al., 2010, p. 75).

Actualmente en nuestro País se produce aceros A706 y A615 grado 60 con los requisitos mencionados en la norma E-060 para aplicaciones sísmicas.

Figura 24

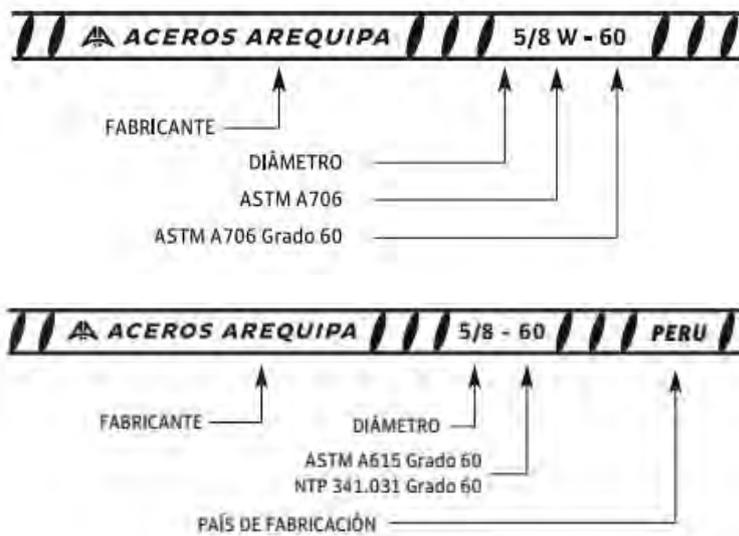
Comparación de las curvas esfuerzo deformación para los aceros A615 y A706



Fuente: (Garcia, 2018)

Figura 25

Identificación del Acero A615 y A706 según aceros Arequipa



Fuente: (Arequipa, s.f.)

### *Historia de los diferentes grados de refuerzo en la introducción de los códigos*

Por muchos años en el Perú el acero de refuerzo para el diseño de estructuras de concreto reforzado es el acero de grado 60 o 420, con una resistencia de 60 ksi o 420 MPa, así como también es el grado más comúnmente utilizado en Sudamérica y en Estados Unidos; es así que, códigos y normas en todo el mundo limitan la resistencia de fluencia por las propiedades mecánicas que esta conlleva y por la responsabilidad sísmica; sin embargo, los avances recientes han permitido que los aceros de refuerzo de mayores resistencias sean usados y se produzcan comercialmente en algunas partes del mundo.

La siguiente es una breve historia de la aparición y adopción de los diversos grados de barras de refuerzo en las especificaciones ASTM y ACI 318 que se encuentra en (CRSI, 2016), también se menciona la evolución en la normativa peruana:

- Los grados 33, 40 (grado intermedio) y 50 (grado fuerte) llamado en su momento de esa manera, fueron de uso común desde principios de 1900 hasta principios de los 60; donde los aceros de refuerzo de grado 40 y 50 han estado disponibles alrededor de 50 años y fueron comúnmente utilizados en Estados Unidos.

- La edición de 1956 de ACI 318 permitió el uso de barras de refuerzo con una resistencia de 60 ksi (grado 60).

- Las barras de refuerzo de los grados 60 y 75 aparecieron en 1959 con la publicación de ASTM A432 y ASTM A431 respectivamente.

- La edición de 1963 de ACI 318 permitió el uso de barras de refuerzo con resistencia de 60,000 psi para el diseño de elementos sometidos a corte y mayores a 60,000 psi para elementos sometidos a flexión; sin embargo, limitando su límite elástico que se utilizará en el diseño al mayor de  $0.85 f_y$  o 60,000 psi y que no exceda de los 75,000 psi.

- En el Perú, hasta fines de los años 60 e inicios de los 70 las construcciones de

concreto armado usaban aceros de refuerzo de grado 40 ( $f_y = 280$  MPa). A partir de los años 70 se generalizó el uso de aceros de grado 60 ( $f_y = 420$  MPa) y sigue vigente en la actualidad (Lovera, 2016).

- En 1968, apareció por primera vez la norma ASTM A615, que incluía los grados de 40, 60 y 75.
- En ACI 318-71, la resistencia a la fluencia máxima especificado se restringió a 60 ksi para el refuerzo en sistemas sísmicos especiales debido a la falta de datos de ensayos cíclicos.
- En 1974, The Structural Engineers Association of California (SEAOC) desarrolló una especificación para el refuerzo con propiedades de tracción y controles químicos más restrictivos, publicada como ASTM A706.
- La versión del ACI 318-77 permitió el uso de acero de refuerzo con especificaciones ASTM A706.
- En la versión del ACI 318-83, se requería la norma ASTM A706 para sistemas sísmicos especiales, pero se permitía la norma ASTM A615 si se cumplían las propiedades mecánicas especificadas.
- Las barras de grado 75 aparecieron en la edición 2001 de ASTM 955, y las barras de grado 100 aparecieron en la edición inaugural de 2004 de ASTM 1035. Las ediciones de 2007 de estas especificaciones aparecieron por primera vez en ACI 318-08, y la norma ASTM 1035 contiene los requisitos para ambos grados y barras de grado 120.
- Se permitió una resistencia a la fluencia o cedencia de 100 ksi (100,000 psi) para refuerzo de confinamiento en la edición de 2005 de ACI 318 para uso en aplicaciones no sísmicas y luego en la edición de 2008 de ACI 318 para uso en aplicaciones sísmicas.
- Las ediciones de 2009 de ASTM A615 y ASTM A706 fueron las primeras en incluir

los requisitos para barras de refuerzo de grado 80, que se adoptaron en la edición de 2011 de ACI 31, pero su uso no se permitía para aplicaciones sísmicas debido a falta de ensayos.

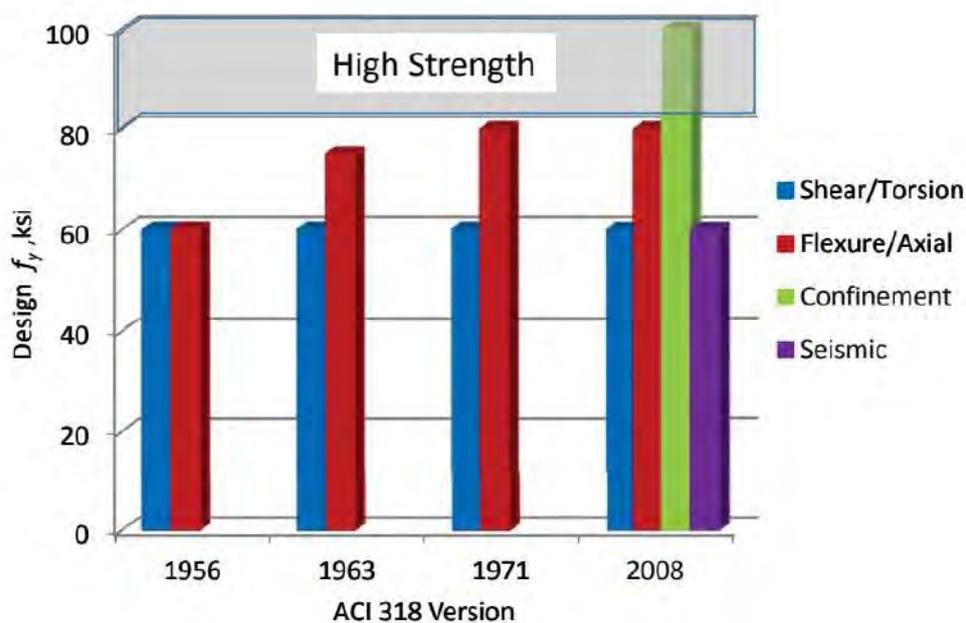
- Actualmente la norma peruana de concreto armado E.060, actualizada el año 2009, permite el diseño en concreto armado utilizando aceros de refuerzo con grado mayor a 60 ( $f_y = 420$  MPa) pero que no exceda 550 MPa.

- En 2014 se publicaron 2 reportes que contienen resultados de ensayos experimentales y los nuevos requisitos de diseño que sirvieron para la actualización del código ACI 318 (Sharma, 2020). Estos reportes son (ATC115, 2014) y (NEHRP, 2014).

- La última edición del ACI 318 del 2019 permite el uso de refuerzo Grado 80 para sistemas sísmicos especiales para resistir fuerzas de flexión, axial; y el uso de refuerzo Grado 100 para muros estructurales especiales para resistir momentos, cortantes y fuerzas axiales que provienen de combinaciones de cargas gravitacionales, sismo y viento.

### Figura 26

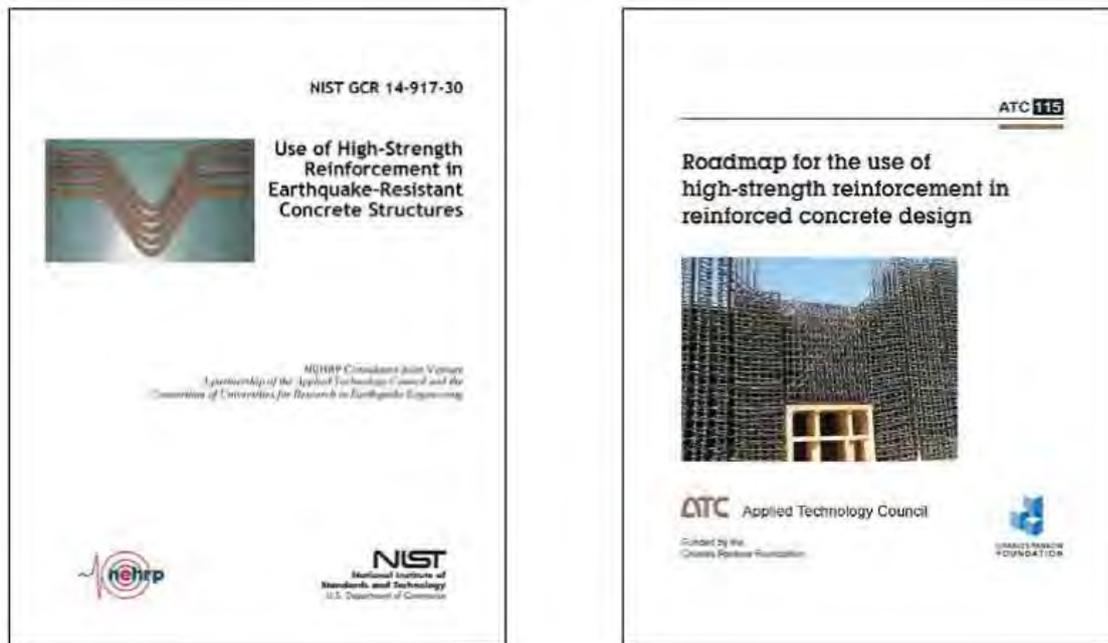
*Evolución del uso de aceros de alta resistencia en el ACI 318 hasta el 2008*



*Fuente: (Lepage, 2022)*

## Figura 27

*Reportes sobre el uso de aceros de alta resistencia*



**ATC 98, 2014**

**ATC 115, 2014**

*Fuente: (Lepage, 2022)*

### ***Producción de acero de refuerzo de alta resistencia***

Los aceros de alta resistencia deben cumplir requerimientos de resistencia y ductilidad, y los métodos más comunes para producirlos son: Temple y Revenido (quenching and tempering), Micro Aleación<sup>2</sup> y Manipulación Patentada de Micro-estructura (Micro-Composite Multi-structural Formable Steel o MMFX, siglas en inglés).

Los requisitos de las propiedades mecánicas del acero grado 100 no son tan simples de obtener en comparación a los requisitos del acero grado 60 con las técnicas que se usan en Estados Unidos. La metalurgia debe encontrar un balance entre la relación de resistencia a

<sup>2</sup> Es un tipo de aleación metálica dada en pequeñas cantidades que provee mejores propiedades mecánicas o mejor resistencia como resistencia a la corrosión (Lizárraga Santos & Medina Rabanal, 2017)

tracción con respecto a la resistencia a la fluencia ( $T = f_u/f_y$ ) y las elongaciones alcanzadas. En estados unidos las barras de acero de alta resistencia A706 se producen por micro aleación o Temple y revenido. La primera forma de producción da como resultado un mayor ratio ( $T/Y$ ) y el segundo método brinda mayores deformaciones y mejor comportamiento a la fatiga. En la figura 28 se observa la curva esfuerzo deformación para varios proceso de fabricación. Para producir acero grado 100 el nivel de aleación con vanadio excede lo que se denomina como micro-aleación o baja aleación en ASTM A706. Por lo que el ASTM sigue trabajando en las especificaciones del grado de refuerzo.

Una descripción más completa de los métodos para la producción se encuentra en (NEHRP, 2014), (ATC115, 2014) y (Slavin & Ghannoum, 2015), los 3 métodos que se usan con mayor frecuencia en Estados Unidos se presentan a continuación:

**Microaleación.** Proceso en el cual se añade pequeñas cantidades de titanio (Ti) Niobio (Nb) o Vanadio (V) lo cual es referido como micro aleación. Este proceso fortalece el grano-fino, mientras más fino sea el tamaño del grano más alto será el esfuerzo de fluencia. La micro-aleación produce carburos inter-metálicos que son dispersados a través de los granos de ferrito y aumentan el esfuerzo de fluencia, este mecanismo se conoce como endurecimiento por precipitación<sup>3</sup>. La adición de Vanadio produce la precipitación de carburos y nitruros que aumentan la fluencia, solo 35.5 % forma esta precipitación mientras que el resto termina como solución solida en la matriz, lo cual no mejora la fluencia. El porcentaje de precipitación se puede incrementar a 70 % con la adición de nitrógeno. Este método puede producir aceros grado 100 con una relación de resistencia a la tracción con respecto a la fluencia de 1.25, mayor en comparación al método de templado y revenido.

<sup>3</sup> Se basa en los cambios de solubilidad de sólido con la temperatura para producir partículas finas, que impiden el movimiento de dislocaciones o defectos a través de la micro-estructura. (Lizárraga Santos & Medina Rabanal, 2017)

En Ecuador la empresa NOVACERO ya produce varillas de alta resistencia grado 80 con este procedimiento que cumplen con los requisitos de ASTM A706 (Nieto & Pérez, 2015).

En Perú Lizárraga Santos y Medina Rabanal (2017) evaluaron el contenido de vanadio en la micro aleación para mejorar las propiedades mecánicas del acero de refuerzo A615 de 1 3/8" de la empresa SIDERPERU en el distrito de Chimbote, obteniendo una resistencia a la fluencia máxima de 534 MPa para un contenido de vanadio del 0.029 %.

**Temple y revenido.** Templado es la técnica de enfriamiento rápido del acero que ha sido calentado a la temperatura de recristalización <sup>4</sup>. El acero es templado en agua o aceite, lo cual resulta en una estructura dura y frágil. Revenido es el calentamiento del acero templado para modificar la microestructura, disminuir la dureza e incrementar la ductilidad. Este proceso produce propiedades mecánicas que varían significativamente entre el interior y exterior, las barras producidas con este método mantienen la plataforma de fluencia porque no han sido alteradas químicamente. Este método puede producir aceros grado 100 con una relación de resistencia a la tracción con respecto a la fluencia de 1.15.

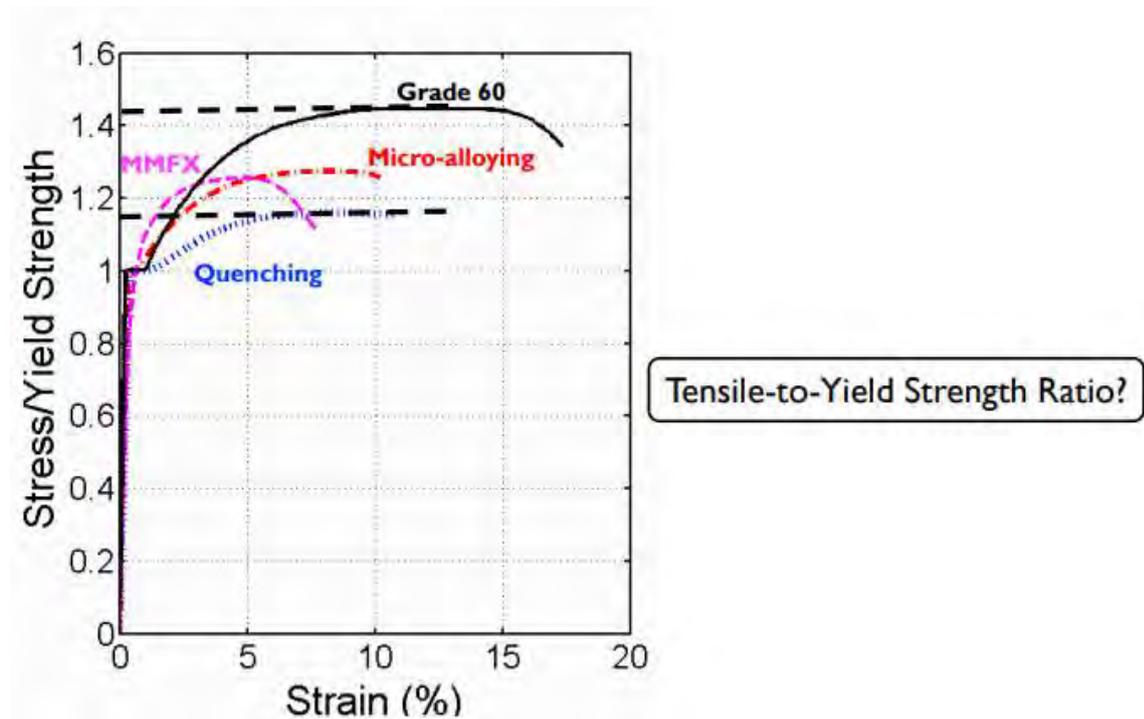
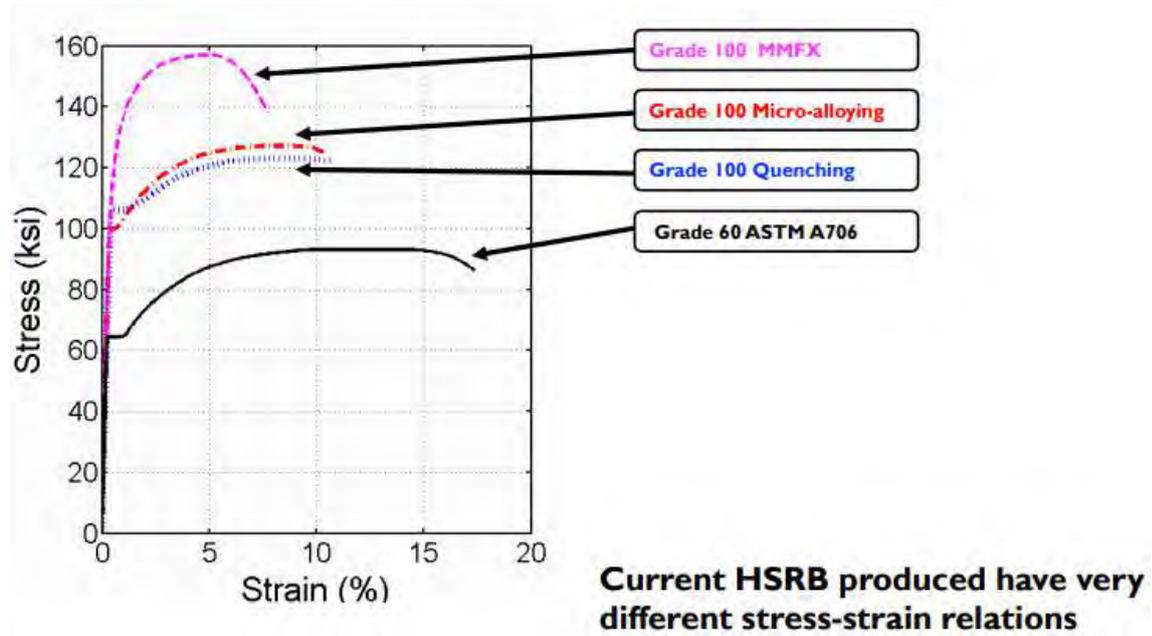
**Manipulación Patentada de Micro-estructura.** El proceso para producir acero de alta resistencia como MMFX involucra la manipulación de la microestructura del acero para obtener las propiedades mecánicas y resistencia deseadas. El proceso genera barras con relaciones esfuerzo fluencia que carecen de un punto de fluencia bien definido, exhiben relativamente un alto ratio entre el esfuerzo último y el esfuerzo de fluencia, pero poseen relativamente baja elongación a la fractura. Las barras de acero MMFX satisfacen las especificaciones ASTM A1035 para refuerzo grado 100 y 120 (SENCICO, 2020).

---

<sup>4</sup> la recristalización es un proceso en el que un material cristalino inicialmente solidificado vuelve a disolverse y cristalizarse para producir cristales de producto final del tamaño, forma, pureza y rendimiento deseados.

Figura 28

Diferentes curvas esfuerzo deformación de aceros de alta resistencia



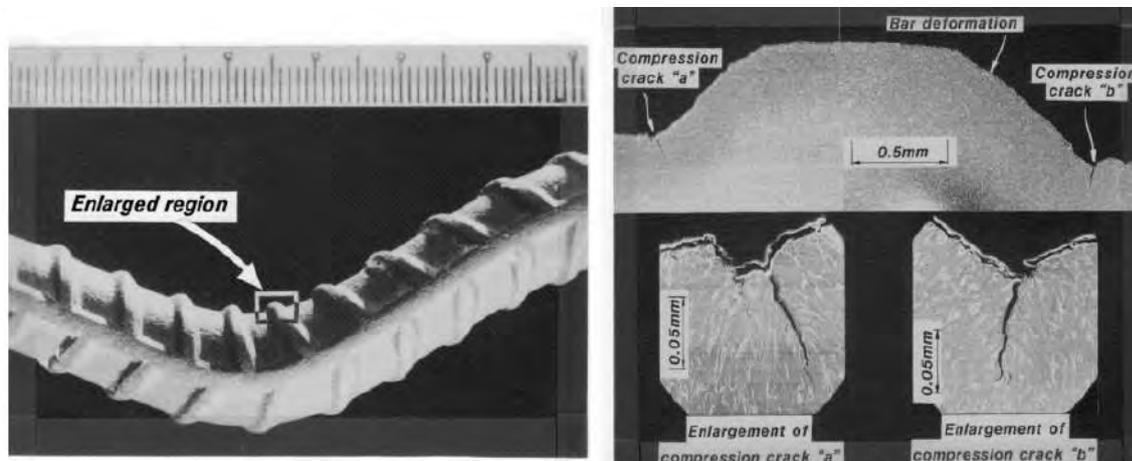
Fuente: (Ghannoum, 2017)

### **Resultados de ensayos relacionados a los aceros de alta resistencia**

**Ensayos en varillas de alta resistencia.** En el reporte de (NEHRP, 2014) se discute el efecto que tiene la relación  $s/d_b$  en el pandeo de las barras. De los ensayos se observó que las fisuras se producen en la base de cada deformación en el lado de la barra que está a compresión, estas fisuras conducen a una concentración de esfuerzos que puede causar la fractura prematura de la barra. Se ensayo con 3 alturas libres:  $4d_b$ ,  $5d_b$  y  $6d_b$ , se observó que los resultados para el grado 60 son equivalentes para las 3 alturas antes de una deformación de 0.025, los resultados de las varillas grado 80 fueron prácticamente equivalentes, sin embargo las varillas grado 100 tuvieron un comportamiento similar a las barras grado 60 con  $s = 6d_b$  cuando  $s = 5d_b$ .

#### **Figura 29**

*Fisura en la base de cada deformación en el lado en compresión*



*Fuente: (NEHRP, 2014)*

En función a los requisitos de Japón para el refuerzo grado 685, en (WJE, 2015) se propuso las propiedades mecánicas mínimas para el refuerzo grado 100 y por interpolación para el refuerzo grado 80.

### Figura 30

#### *Propiedades mecánicas de aceros*

**TABLE 2 - Tensile Requirements**

	Grade 60 [420]	Grade 80 [550]	Grade 100 [690]
Tensile strength, min, psi [MPa]	80 000 [550]	100 000 [690]	120 000 [830]
Yield strength, min, psi [MPa]	60 000 [420]	80 000 [550]	100 000 [690]
Yield strength, max, psi [MPa]	78 000 [540]	98 000 [675]	118 000 [815]
Ratio of actual tensile strength to actual yield strength (T/Y), min.	1.25	1.21	1.17
Uniform elongation, min, %	8	7	6

*Fuente: (WJE, 2015)*

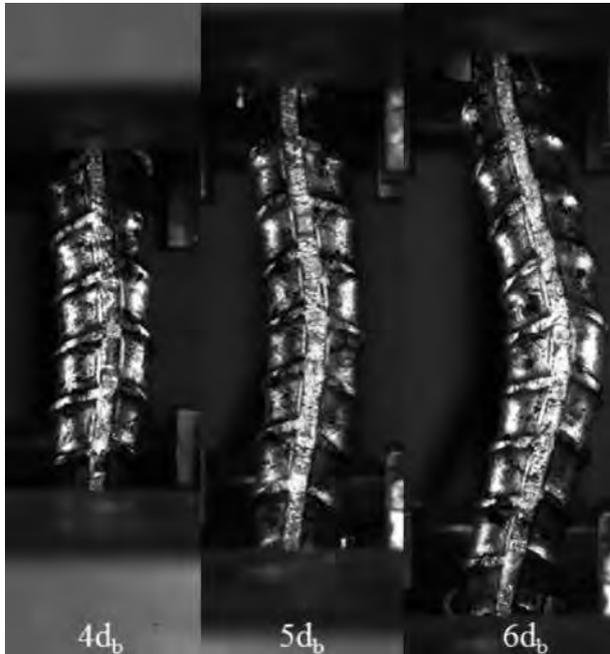
Slavin y Ghannoum (2015) estudian el efecto del proceso de fabricación en la respuesta de las barras, la micro-aleación produce una relación  $T/Y$  de 1.27 para barras # 8 y # 11, sin embargo templado y revenido producen un ratio  $T/Y$  de 1.18 y 1.19 respectivamente. También se estudió el impacto que tiene el diámetro de la barra, grado de acero, separación del refuerzo transversal y proceso de fabricación en la respuesta cargas de bajo ciclaje haciendo énfasis en comparar las varillas grado 60 y 100 dado que no se realizaron muchos ensayos con varillas grado 80, obteniendo como resultado que el número de ciclos antes de la fractura para barras grado 100 fueron 91 % de las barras grado 60. Un número mayor de ciclos se obtiene con barras de menor diámetro y este efecto es mayor para barras grado 100, barras #11 tienen un promedio de ciclos de 37 % con respecto a la barra # 8. Una separación más estrecha del refuerzo transversal mejora el comportamiento antes cargas cíclicas. La concentración de vanadio produce un impacto negativo en la respuesta bajo ciclaje. Finalmente se concluye que con excepción de la resistencia a la fluencia el comportamiento monotónico esfuerzo deformación no tiene una correlación con el desempeño ante la fatiga.

Sokoli et al. (2019) realizó ensayos con barras de alta resistencia sometidas a bajo ciclaje y observo que en una separación menor a  $4d_b$  el pandeo no es apreciable. Las barras producidas con templado y revenido producen en general un mayor número de ciclos en la

fractura en comparación a otros procesos.

### Figura 31

*Ensayo de bajo ciclaje en barras de alta resistencia*



*Fuente: (Slavin & Ghannoum, 2015)*

**Ensayos en vigas.** (Tavallali et al., 2014) realizó ensayos cíclicos en vigas de concreto con refuerzo grado 60 (415MPa) y grado 97 (670MPa), de donde se concluyó lo siguiente:

1. Reemplazando el acero convencional con menores cantidades de refuerzo de alta resistencia se obtiene una resistencia a flexión idéntica sin disminuir la capacidad de deformación del elemento. En ambos casos se obtiene una respuesta histerética estable hasta una deriva de 5 %.

2. La rigidez de las vigas con acero convencional durante los movimientos cíclicos y derivas entre 1.5 a 5 % fue 20 % mayor que las vigas con refuerzo de alta resistencia.

3. Se observó que las fisuras son proporcionales al esfuerzo de fluencia y se observa que el tamaño de las fisuras para cargas en servicio son menores usando acero convencional,

4. El uso de refuerzo grado 80 es una opción viable para pórticos resistentes a

terremotos.

5. Es necesario realizar mayores estudios que incluya la separación de estribos para evitar el pandeo, la longitud de anclaje a través de nudos, y el efecto de la reducción de rigidez y histéresis en la respuesta sísmica no lineal de edificios con aceros de alta resistencia.

**Ensayos en columnas.** Rautenberg (2011) ensayó 8 columnas con refuerzo de alta resistencia (grados 80 y 120) ante cargas cíclicas obteniendo como resultado que todas las columnas ensayadas tuvieron una capacidad de deriva lateral entre 4 % y 8 %. La capacidad de las columnas con refuerzo de alta resistencia es comparable con las columnas con refuerzo convencional, sin embargo disipan menor energía.

Baek et al. (2018) ensayó 4 columnas circulares sometidas a cargas cíclicas con refuerzo grado 60 y 80, de donde se obtuvo como resultados:

1. Cuando se reduce la cantidad de acero proporcional al incremento de la resistencia a la fluencia se alcanza una similar resistencia, máximo desplazamiento y ductilidad en comparación a la columna de control con refuerzo grado 60. Superando en ambos casos 4 % de deriva lateral.

2. Columnas con refuerzo grado 60 presentan mayor energía histerética disipada, sin embargo la cantidad de energía disipada depende de la cantidad de refuerzo más que del grado de refuerzo.

3. El modo de falla para todas las columnas fue el mismo, fractura de la barra longitudinal después de la pérdida de recubrimiento en la zona de rotula plástica.

Sokoli et al. (2017) ensayó 4 columnas bajo cargas cíclicas con una carga axial de 15 % de la capacidad del área bruta y una resistencia del concreto de 5 ksi (35 MPa). Los especímenes fueron:

- CH100: Refuerzo grado 100 producido con la técnica de micro aleación. Mayor T/Y.

- CL100: Refuerzo grado 100 producido con la técnica de templado y revenido.

Menor T/Y.

- CM100: Refuerzo grado 100 ASTM 1035.
- CH60: Refuerzo grado 60 ASTM A706.

La curva esfuerzo deformación de los aceros utilizados en el ensayo se presenta en la figura 28.

El modo de falla fue el mismo para todos los especímenes caracterizado por el aplastamiento del concreto, pandeo de la barra longitudinal y una eventual fractura de la barra longitudinal debido a las altas demandas de deformación y la fatiga de bajo ciclaje. Se obtuvo los principales resultados:

1. Una deriva lateral de 4 % es considerado un objetivo adecuado de desempeño para prevenir el colapso ante el sismo máximo considerado, todas las columnas muestran una capacidad de deriva antes de la fractura de 5.5 %.

2. La elongación uniforme en los especímenes varía entre 4.9 % a 11.8 %, sin embargo este no es un factor determinante en la capacidad de deriva.

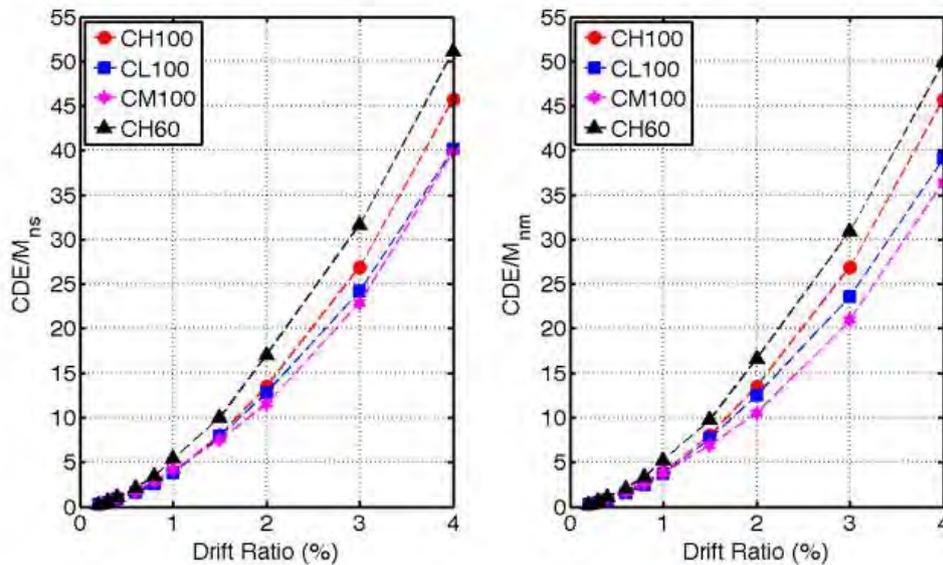
3. Una separación del refuerzo transversal de  $6d_b$  y  $4,7d_b$  permitió obtener una respuesta similar con ambos grados de acero.

4. Las deformaciones inelásticas en la barra se produjeron en un promedio de 21.1 y 18 inches para los especímenes CH100 y CL100 respectivamente. Un incremento de la distribución de deformaciones mejora la capacidad de deformación del miembro evitando concentraciones.

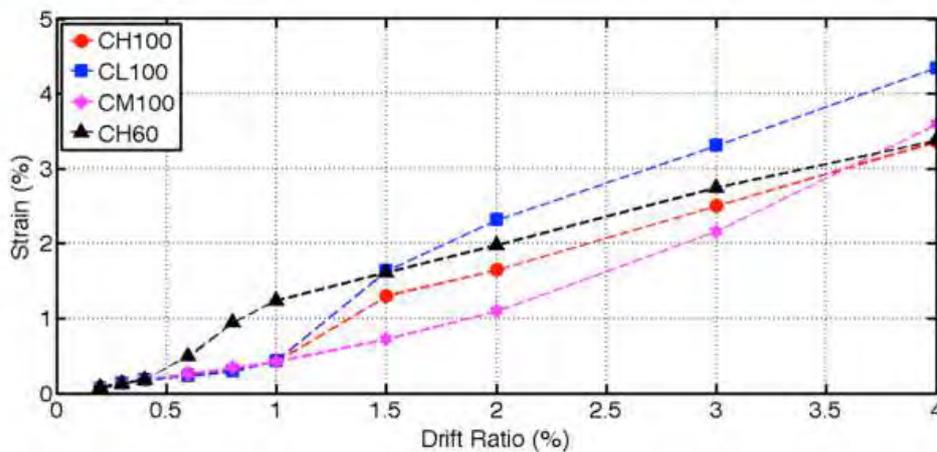
5. Barras con un ratio mayor T/Y disipan mayor energía.

Figura 32

Resultados del ensayo de columnas con refuerzo de alta resistencia



(a) Cantidad de energía disipada



(b) Demanda de deformación

Fuente: (Sokoli et al., 2017)

Li et al. (2018) ensayo 2 columnas con refuerzo grado 400 y 4 columnas con refuerzo grado 600, los principales resultados se mencionan a continuación:

1. Columnas con acero de alta resistencia experimentan fallas de adherencia. Ver figura 33. La pérdida del recubrimiento y el pandeo de la barra longitudinal producen la pérdida de resistencia lateral.

2. Todas las columnas tienen una capacidad de deriva que excede 4 %, la deriva de fluencia es mayor en las columnas con refuerzo de grado mayor, sin embargo tienen menor ductilidad.

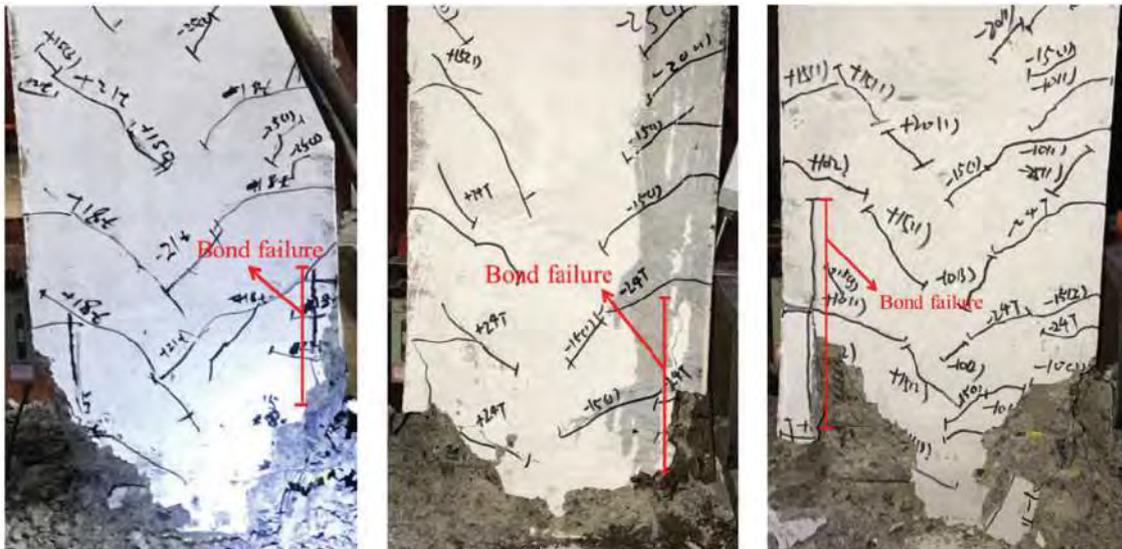
3. La deformación de la barra longitudinal decrece y se mantiene constante a niveles altos de deriva debido a la liberación de esfuerzo producto de la falla por adherencia.

4. La rigidez efectiva inicial de columnas con refuerzo de mayor grado es menor en comparación a las columnas con refuerzo convencional.

5. La deformación por deslizamiento de la barra es aproximadamente 31 a 39 % de la deformación total, las deformaciones por corte pueden ignorarse en algunos casos. Ver figura 34.

### Figura 33

*Falla de adherencia en columnas con aceros de alta resistencia*

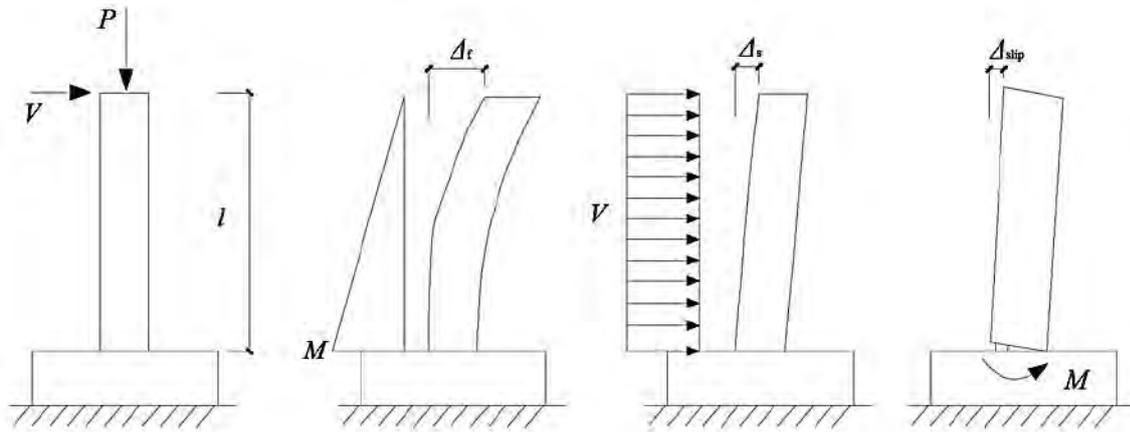


Fuente: (Li et al., 2018)

**Ensayos en nudos.** Chang et al. (2017) presenta la respuesta de 5 nudos exteriores viga-columna con refuerzo longitudinal de 690 MPa, refuerzo transversal de 790 MPa y resistencia del concreto de 70MPa. Los principales resultados se resumen a continuación:

**Figura 34**

*Componentes de la deformación total en las columnas ensayadas*



*Fuente: (Li et al., 2018)*

1. A pesar de una estrecha separación entre las barras con cabeza en tracción la longitud de anclaje puede ser efectiva si el nudo se confina adecuadamente con refuerzo transversal. La importancia del refuerzo transversal en la capacidad a corte del nudo se ilustra en la figura 35, donde J, BJ y B significan falla a corte del nudo, falla a corte del nudo con fluencia de la viga y falla dúctil en la viga respectivamente.

2. El autor recomienda usar por lo menos una resistencia del concreto de 42 MPa para refuerzo longitudinal de 690 MPa.

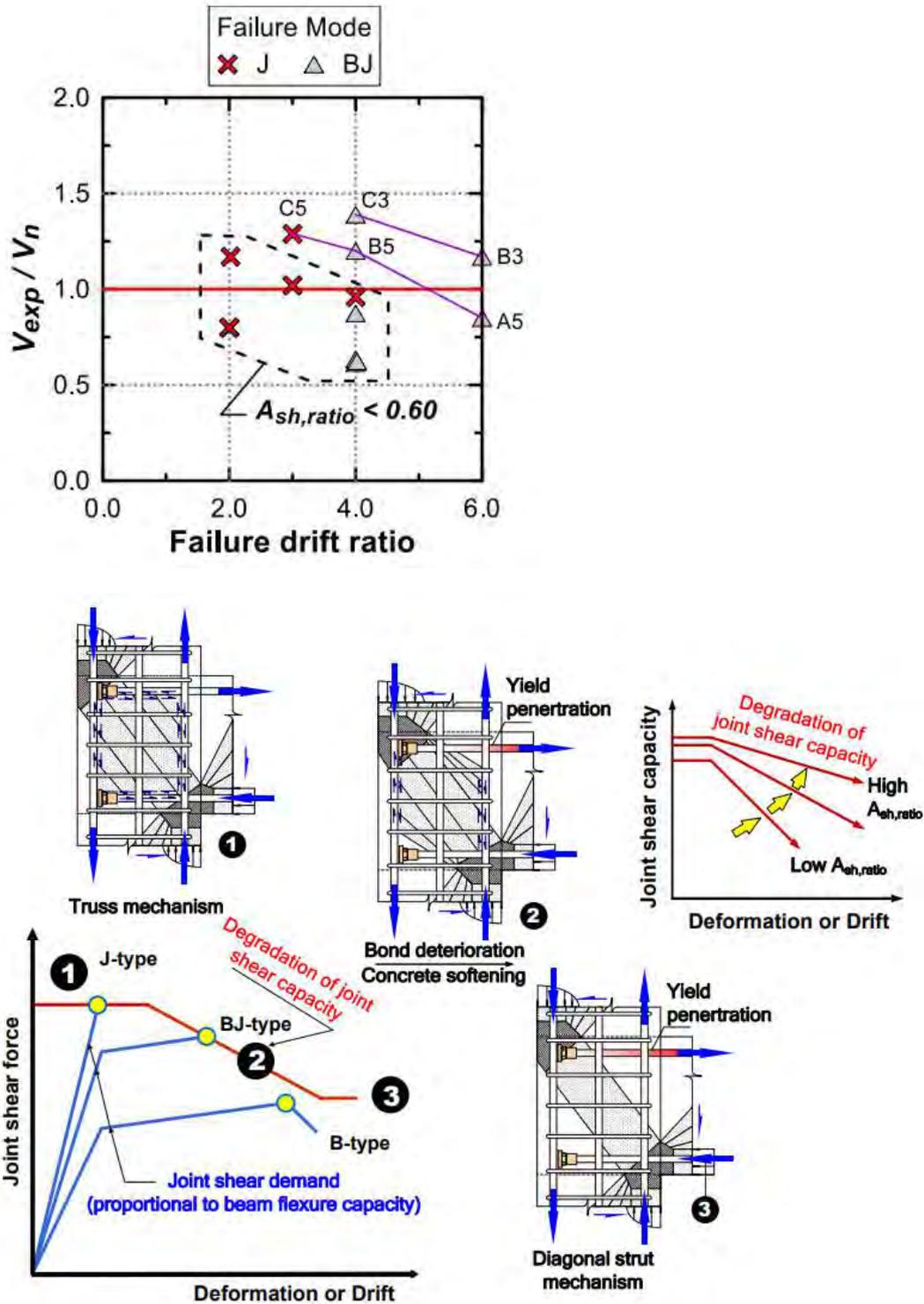
3. Para promover el desarrollo del puntal diagonal a compresión en la resistencia del nudo y evitar fallas por adherencia se recomienda asegurar la longitud de anclaje y extender esta dentro del núcleo confinado por lo menos 3/4 de la profundidad total del nudo, inclusive si la longitud de anclaje resulta mayor que la necesaria.

4. La cuantía mínima de refuerzo transversal según ACI 318 proporciona un comportamiento adecuado para derivas de hasta 4 %.

5. Los resultados del ensayo demuestran que el refuerzo transversal de alta resistencia logra desarrollar la fluencia para derivas de 3 % y 4 %.

Figura 35

Importancia del refuerzo transversal en la falla a corte del nudo



Fuente: (Chang et al., 2017)

Kamaruddin et al. (2018) ensayo nudos interiores viga-columna con refuerzo

convencional y refuerzo de alta resistencia, los especímenes fueron D16-400N (434 MPa), D16-500N (485.2 MPa) y D19-500N (503.9 MPa), la resistencia del concreto fue 32 MPa. Se estudio un factor llamado deformabilidad que es el ratio entre la deformación ultima y la deformación limite, esta última es 2 veces la deformación asociada a un 40 % de la máxima resistencia, se obtuvo los siguientes resultados:

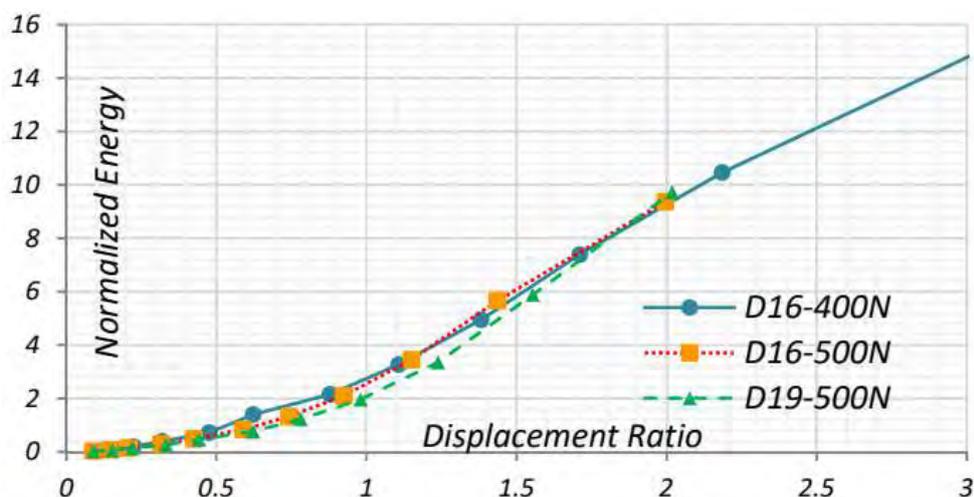
1. El espécimen de control disipo una energía ligeramente mayor que los nudos con aceros de alta resistencia, pero la diferencia es casi despreciable, ver figura 36.

2. La deformabilidad de los especímenes fue de 4.976, 4.719 y 3.473, lo que indica que los especímenes con refuerzo de alta resistencia tienden a tener menor deformabilidad, ver figura 37.

3. La degradación de la rigidez de los especímenes para una deriva de 3.5 % fue de 74.46 %, 55.5 % y 55.3 %. Lo que indica que los especímenes con refuerzo de alta resistencia tienden a tener menor degradación de rigidez en comparación con refuerzo convencional, ver figura 38.

### Figura 36

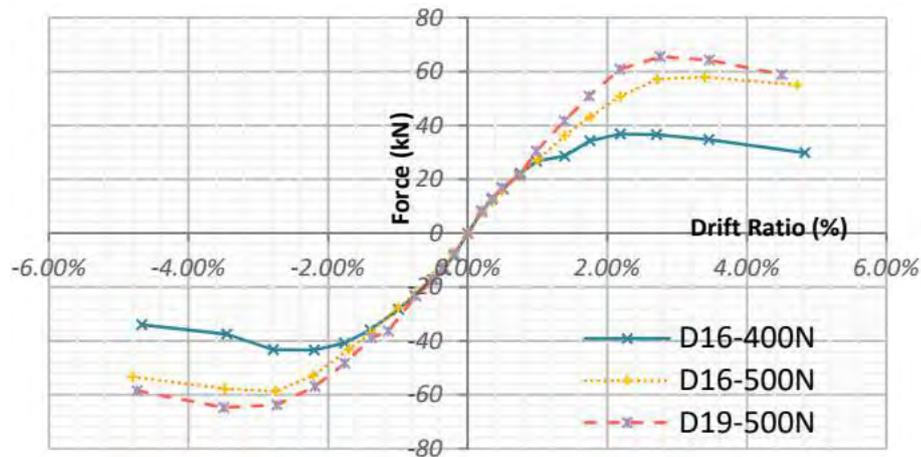
*Influencia de grado de acero en la disipación de energía del nudo*



Fuente: (Kamaruddin et al., 2018)

**Figura 37**

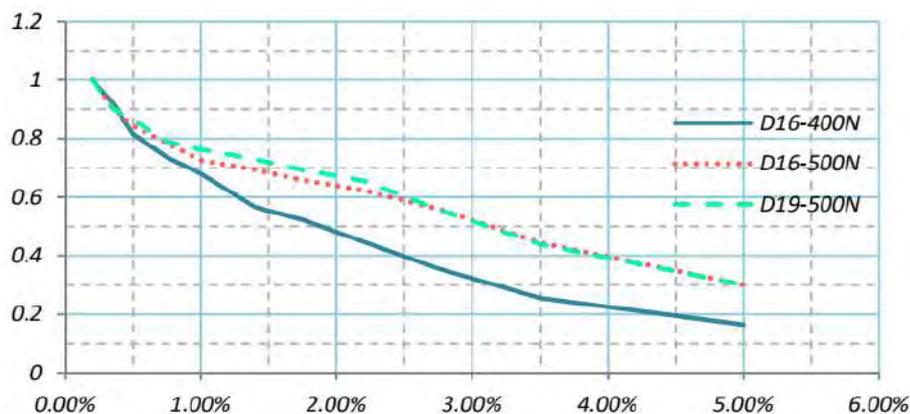
*Curva envolvente de nudos con refuerzo de alta resistencia*



*Fuente: (Kamaruddin et al., 2018)*

**Figura 38**

*Degradación de rigidez en nudos con refuerzo de alta resistencia*



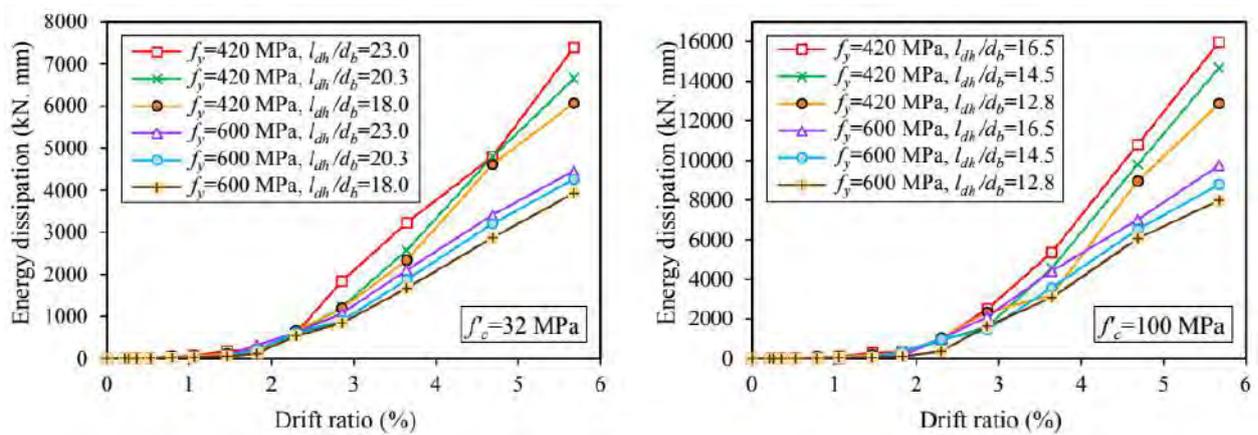
*Fuente: (Kamaruddin et al., 2018)*

Alavi-Dehkordi et al. (2019) estudio de la eficiencia de usar acero grado 600 en lugar de 420 en nudos externos viga columna usando concretos de 30 y 70 MPa, obtuvo como resultados que reduciendo el acero aproximadamente en 27 % se tiene una capacidad de deformación comparable en ambos casos hasta un nivel de deriva de 4.5 %, la capacidad de disipación de energía es menor cuando se usa aceros de alta resistencia sin embargo la degradación de rigidez es menor. En algunos especímenes la falla se produjo por un

desconchado del concreto debido a una falla de adherencia seguida de una falla por corte en el nudo, esto se debió a una inadecuada longitud de desarrollo en las varillas en compresión y su mayor diámetro, por lo que es posible que el código requiera el desarrollo a compresión de barras de alta resistencia con mayor diámetro. Finalmente en la figura 39 se muestra la influencia que tiene la resistencia del concreto y la longitud de anclaje del gancho estándar en la disipación de energía del nudo extremo.

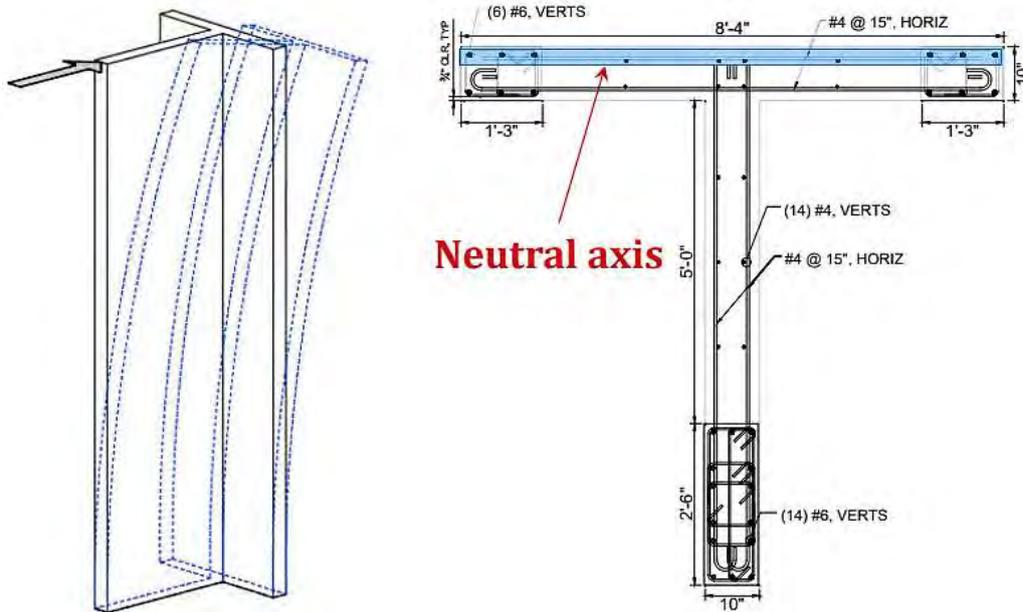
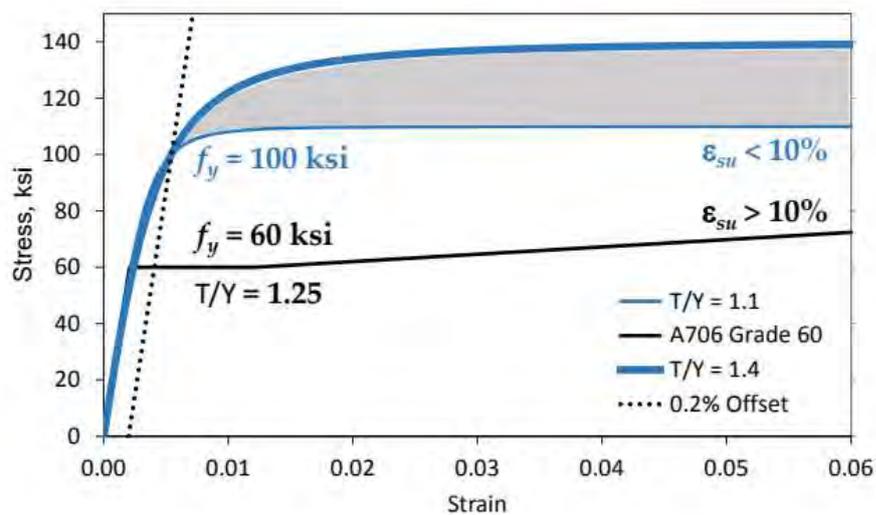
**Figura 39**

*Influencia de  $f'_c$  y  $l_{dh}$  en la disipación de energía del nudo*



Fuente: (Alavi-Dehkordi et al., 2019)

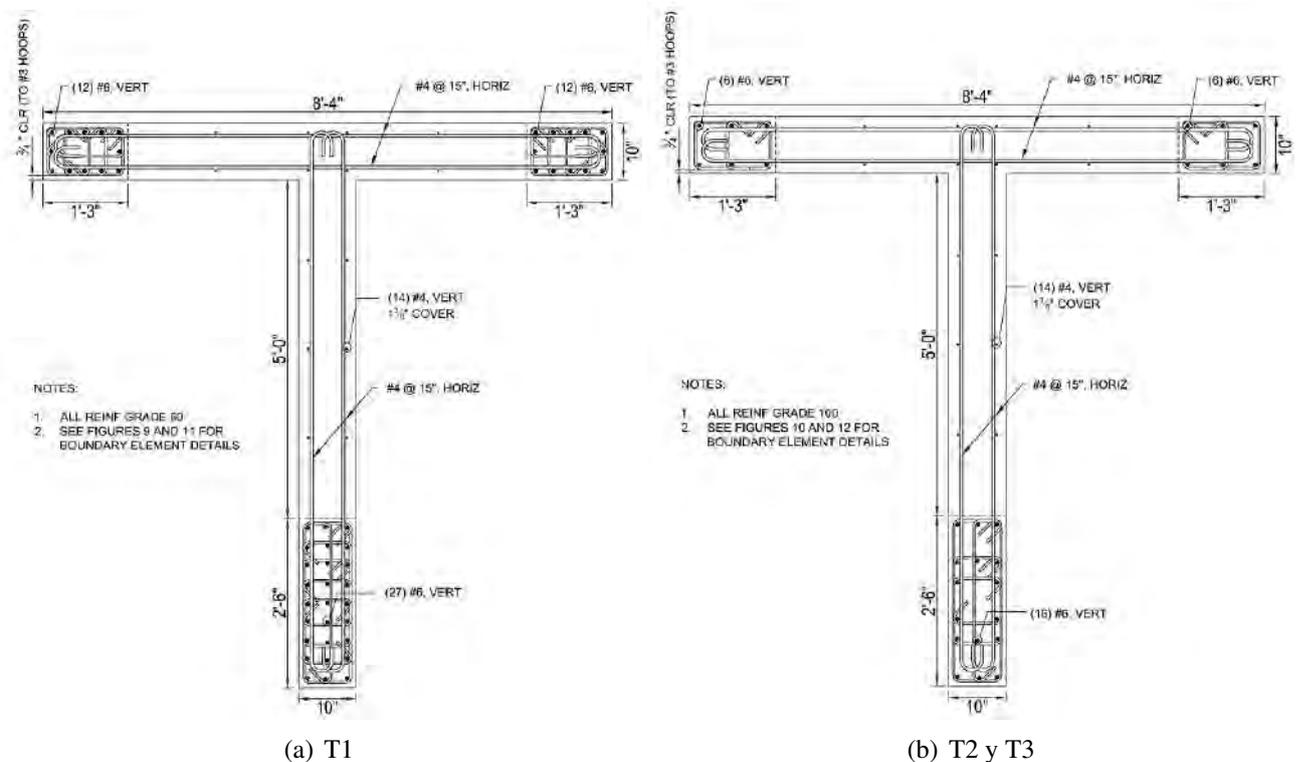
**Ensayos en muros estructurales.** M. S. Huq (2018) presenta el ensayo de muros esbeltos ( $h_w/l_w = 3$ ) en forma de T ante cargas cíclicas con el objetivo principal de determinar las propiedades mecánicas mínimas del refuerzo grado 100 para obtener una respuesta adecuada de los muros comparable cuando se usa refuerzo grado 60. La carga axial es solo debido al peso propio del muro. La forma T de los muros permite obtener una altura del eje neutro pequeña que conlleva a deformaciones significativas en la fibra extrema del acero en tensión (figura 41), esto permite comparar la respuesta de muros con refuerzo de alta resistencia y refuerzo convencional a niveles altos de deformación (Lepage, 2022).

**Figura 40***Comportamiento de un muro en T**Fuente: (Lepage, 2022)***Figura 41***Curva esfuerzo deformación del acero utilizado en el ensayo de muros**Fuente: (Lepage, 2022)*

El espécimen T1 tiene una resistencia a la fluencia de 420 MPa y una relación  $T/Y=1.25$ , T2, T3 y T4 usan acero grado 100 con relaciones  $T/Y$  mínimas de 1.1, 1.2 y 1.3 respectivamente, las elongaciones uniformes mínimas para T1, T2, T3 y T4 son de 11 %, 5.7 %, 6.6 % y 6.5 %. La resistencia del concreto fue de 8 ksi (55 MPa). Como se observa en la figura 42 los bordes de muros con acero grado 100 tienen un 59 % con respecto al acero que tienen los bordes de muros con acero 420.

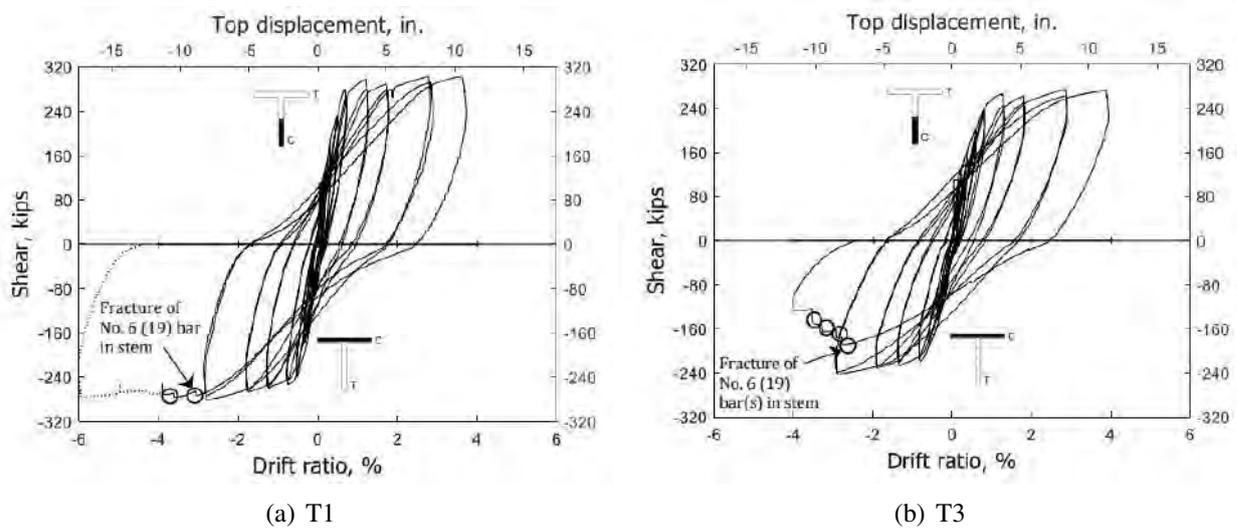
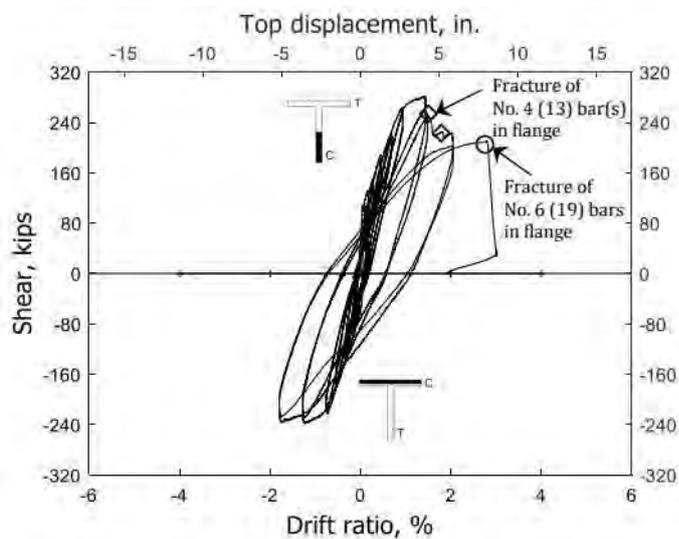
**Figura 42**

*Refuerzo en muros T*



*Fuente: (M. S. Huq, 2018)*

Como se observa en la figura 43 los muros T1 y T3 tienen una respuesta inelástica comparable, la rigidez y energía de muros con acero de alta resistencia en promedio fue de 70 % con respecto al muro T1, es necesario realizar mayores estudios para investigar el efecto de esta reducción en la respuesta dinámica no lineal de sistemas de muros con refuerzo de alta resistencia (M. S. Huq et al., 2021).

**Figura 43***Cortante vs Deriva en muros T1 y T3**Fuente: (M. S. Huq, 2018)***Figura 44***Comportamiento inadecuado del muro T2**Fuente: (M. S. Huq, 2018)*

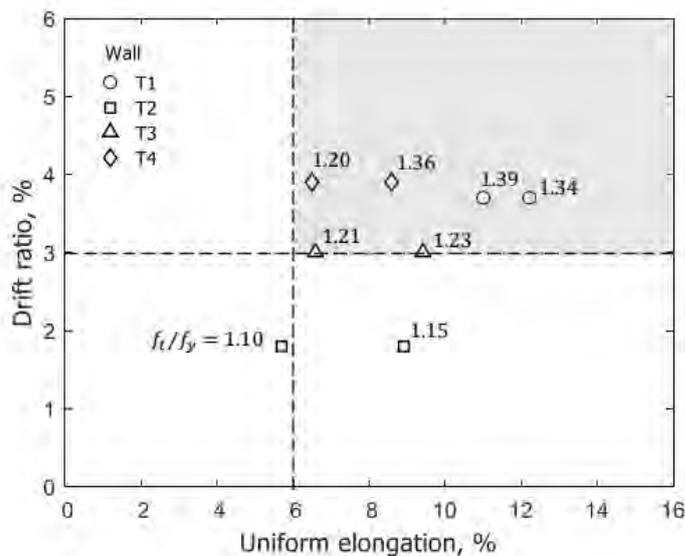
Como se muestra en la figura 44 el muro T2 no tuvo un comportamiento adecuado y solo alcanzo una deriva de 2 %, esto se debe a una relación T/Y y elongación uniforme baja.

Se concluye que muros con baja carga axial y que tengan una relación  $f_u/f_y \geq 1,18$ , una

elongación uniforme  $\varepsilon_{su} \geq 6\%$  y una elongación en la fractura de  $\varepsilon_{sf} \geq 10\%$  tienen un comportamiento comparable cuando se usa refuerzo convencional para niveles de derivas de 3%. Ver figura 44.

### Figura 45

*Propiedades mecánicas mínimas en acero grado 100*



Fuente: (M. S. Huq, 2018)

**Ensayos en vigas de acople.** Weber-Kamin (2020) presenta el ensayo de vigas de acople ante cargas cíclicas con relación de aspecto ( $l/h$ ) de 1.5, 2.5 y 3.5 usando refuerzo de alta resistencia grados 80, 100 y 120, se diferencia el refuerzo diagonal (D) y paralelo (P). La denominación del espécimen D120-3.5 equivale a un espécimen con refuerzo diagonal seguido del grado de acero (120) y con una relación de aspecto de 3.5. La resistencia del concreto fue de 55 MPa y se usó refuerzo transversal de 550 MPa en todas a excepción de una. Los principales resultados se mencionan a continuación:

1. El uso de menores cantidades de refuerzo de alta resistencia en vigas de acople manteniendo  $\rho f_y$  provee la resistencia esperada y una capacidad de deformación similar a las vigas de acople convencionales.

2. En las vigas tipo D con refuerzo grado 80 se obtuvo 25 % mayor capacidad de rotación con respecto a aceros de grado 100 o 120, esto se debe a la relación de  $f_y$  con  $s/d_b$ , el pandeo se evitó durante el ensayo para barras de grado 80.

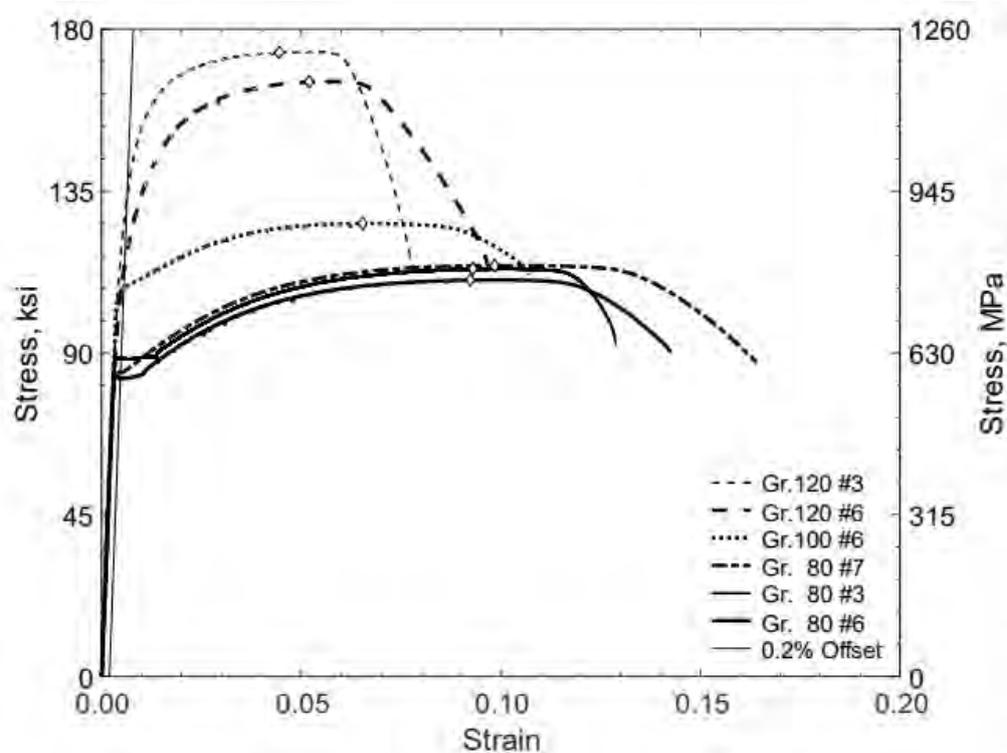
3. En las vigas tipo P usando acero grado 80 o 100 se obtuvo respuestas comparables, siendo esta de 4 % para una relación de aspecto de 2.5.

4. La rigidez efectiva varía entre  $0.04 I_g$  a  $0.17 I_g$  con el menor valor asociado a una relación de aspecto de 1.5 y el mayor valor asociado a 3.5. Esto toma en cuenta los efectos de la deformación por cortante y deslizamiento de la barra. Para vigas con un  $\rho f_y$  constante la rigidez fue inversamente proporcional al grado de refuerzo.

5. La respuesta de vigas de acople con refuerzo grado 120 fue similar en la mayoría de los casos cuando se usa grado 100, por lo que su uso podría ser permitido.

#### Figura 46

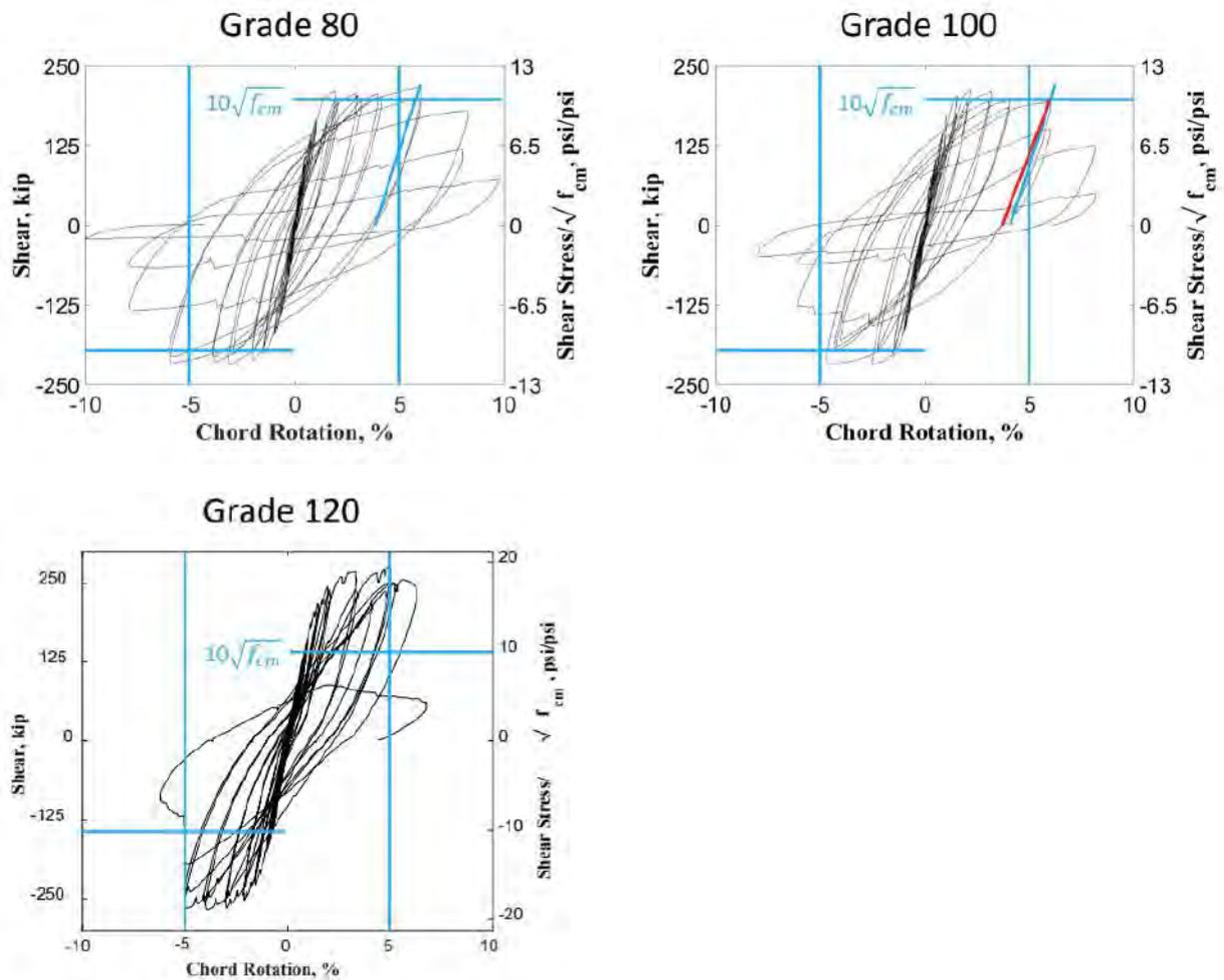
Curva esfuerzo deformación para los aceros usados en el ensayo de vigas de acople



Fuente: (Weber-Kamin, 2020)

**Figura 47**

*Resultados de ensayos en vigas de acople*



*Fuente: (Lepage, 2022)*

### **Resumen y conclusiones de los ensayos.**

- En cuanto al estudio del pandeo de la barra bajo cargas cíclicas se concluye que una separación de  $4d_b$  inhibe el pandeo y se recomienda como máximo  $5d_b$  para barras de alta resistencia.
- Los procesos de fabricación del refuerzo afectan fuertemente las propiedades mecánicas del refuerzo, por ejemplo, la micro aleación mejora la relación T/Y pero el templado y revenido mejora el número de ciclos en la fractura (Sokoli et al., 2017).
- En cuanto a vigas y columnas, se observó una respuesta inelástica comparable

usando acero convencional y acero de alta resistencia, se observa una disminución de rigidez al incrementar el grado de refuerzo. Algunas columnas con refuerzo de alta resistencia pueden fallar por adherencia. Columnas con refuerzo que tienen una relación T/Y mayor disipan mayor cantidad de energía.

- En cuanto a nudos existen muchas pruebas con refuerzo grado 100 que se realizaron en Japón, Taiwán y Corea, sin embargo el área de las corrugaciones (“*rib área*”, ver figura 2) es más grande con respecto las barras que se producen en Estados Unidos (LATBSDC, 2019). Los ensayos demuestran que una cuantía mínima de refuerzo de confinamiento dentro del nudo mejora el comportamiento significativamente.

- Los ensayos en muros demostraron que se debe establecer algunas propiedades mínimas de la curva monotónica para esperar un comportamiento adecuado como son: relación mínima entre la resistencia a la tracción y la resistencia a la fluencia ( $T/Y = f_u/f_y$ ), elongación mínima uniforme ( $\varepsilon_{su}$ ), actualmente las especificaciones de ASTM A706 no presenta los requisitos mínimos para el refuerzo grado 100, sin embargo, M. S. Huq (2018) propone  $f_u/f_y \geq 1,18$ ,  $\varepsilon_{su} \geq 6\%$  y una elongación en la fractura de  $\varepsilon_{sf} \geq 10\%$ . Las barras producidas con micro aleación podrían preferirse debido a que priorizan la relación T/Y.

- En muros de acople se puede usar efectivamente acero de alta resistencia como refuerzo longitudinal, diagonal o de confinamiento. Inclusive refuerzo grado 120 tiene un comportamiento adecuado y comparable al acero grado 80.

- Los ensayos experimentales bajo cargas cíclicas han demostrado que la disipación de energía de elementos con refuerzo de alta resistencia es solo ligeramente menor en comparación a lo que tienen refuerzo convencional y la capacidad de deformación es comparable para niveles de deriva de 4 %

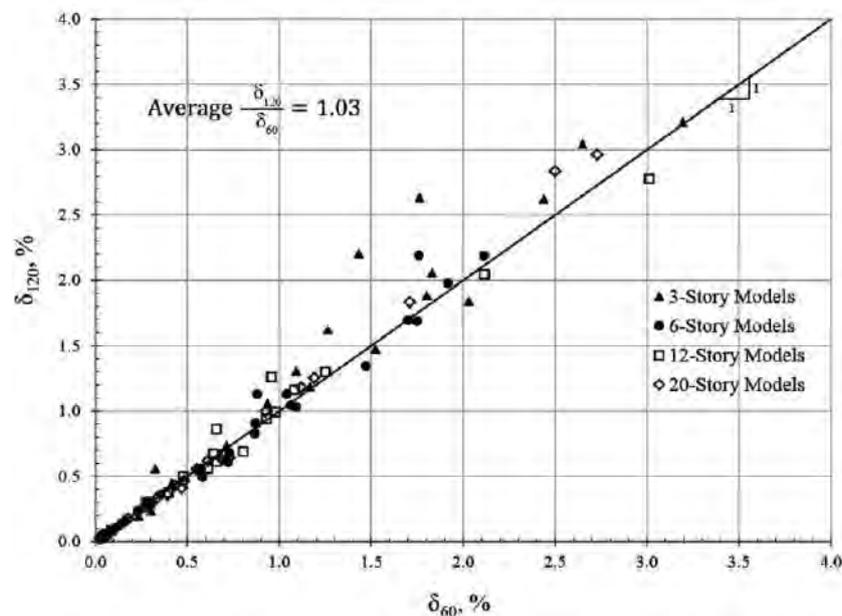
### *Evaluación numérica de la respuesta estructural*

Rautenberg (2011) realizó simulaciones numéricas para edificios de 3, 6, 12 y 20 con refuerzo en columnas grado 60 y 120, los resultados indican que no se producen derivas de entrepiso significativamente mayores usando acero grado 120 en comparación con las que tienen grado 60, se observa en la figura 48 que en promedio el incremento es solo 3 %.

Fu et al. (2014) realizó análisis no lineal tiempo historia de pórticos de concreto armado de 7 niveles ante movimientos fuertes de terreno con aceros de grado 335, 500 y 600 MPa, obteniendo que en promedio las derivas del pórtico con acero grado 500 y 600 fueron 10.8 % y 15.9 % más grandes que usando acero grado 335.

### **Figura 48**

*Incremento de derivas en edificios de 3, 6, 12 y 20 pisos*

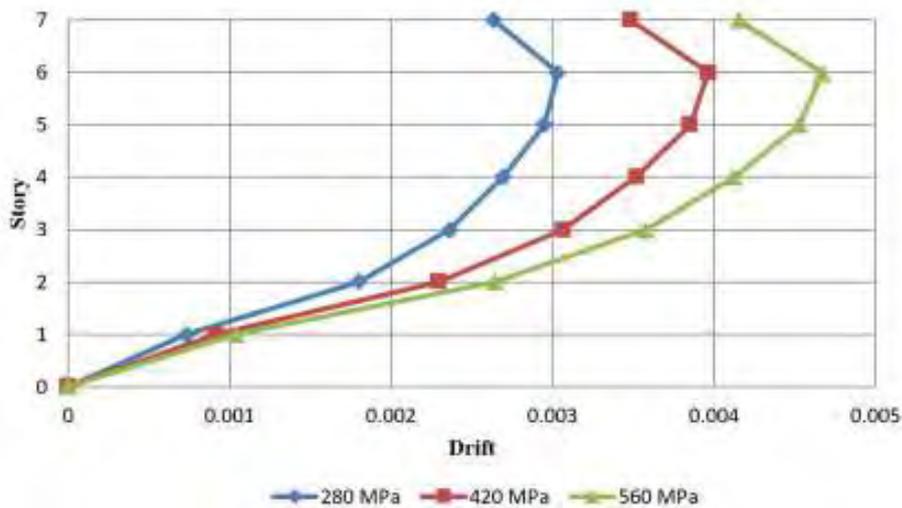


*Fuente: (Rautenberg, 2011)*

Kheyroddin et al. (2017) evaluó el impacto que tiene el usar aceros grado 280, 420 y 560 en pórticos intermedios a momento de 3, 7 y 10 niveles, obteniendo que al usar acero grado 560 en lugar del acero 420 se obtuvo incrementos promedio de derivas de 12.3 %, 16.7 % y 16.7 % para los edificios de 3, 7 y 10 pisos respectivamente.

**Figura 49**

*Incremento de derivas en edificio de 7 pisos*



*Fuente: (Kheyroddin et al., 2017)*

To y Moehle (2017) evaluó los diferentes tipos de aceros de alta resistencia que se muestran en la figura 50 en la respuesta sísmica no lineal de un edificio de pórticos especiales a momento de 20 niveles, para ello se usó un modelo numérico en OpenSees que incluye comportamiento no lineal a cortante, flexión y deslizamiento de la barra. Los tipos de acero son sus respectivos modelos son: acero A706 grado 60 con una platea de fluencia definida,  $T/Y=1.45$  y una elongación última de 14 % (SBH60), 2 de los aceros grado 100 también tienen una platea de fluencia definida pero una relación  $T/Y$  reducida de 1.30 y 1.18 con elongaciones últimas de 9.4 % y 6.8 % (SBL100 y SBH100). El tercer tipo de acero grado 100 A1035 no tiene una platea de fluencia y la una relación  $T/Y$  alta de 1.45 con una elongación última de 5 % (SBM100). Una relación elongación última  $T/Y$  menor disminuye la distribución de plasticidad lo que produce una menor capacidad de rotación inelástica.

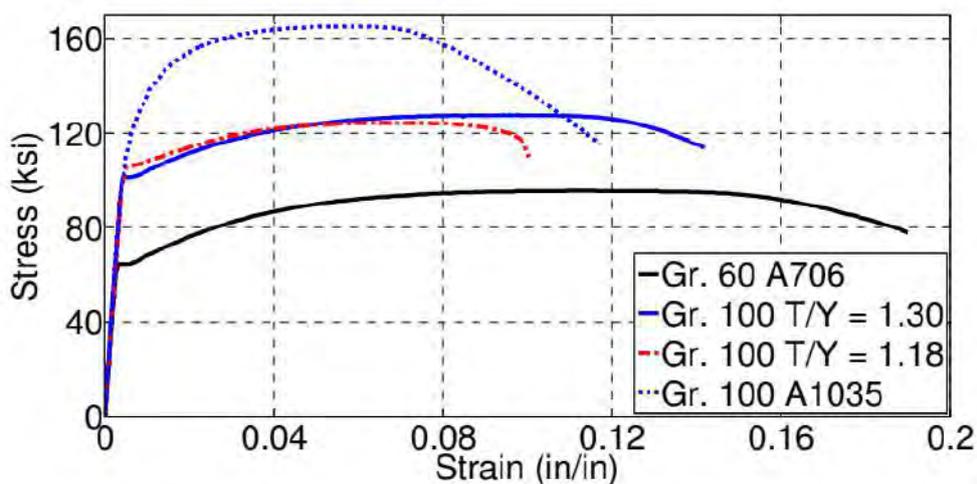
Los principales resultados fueron:

1. Todas las vigas con acero grado 100 alcanzaron una capacidad de rotación equivalente a las vigas con acero grado 60.

2. Una separación de estribos de  $5d_b$  provee una adecuada resistencia contra el pandeo.
3. La deformación en las barras longitudinales no alcanzó la capacidad de la elongación uniforme.
4. Las vigas con refuerzo grado 100 tienen mayor deformación inelástica total debido a una mayor deslizamiento de la barra fuera del anclaje.
5. La reducción de acero al usar grado 100 en conjunto con un mayor deslizamiento de la barra disminuye la rigidez e incrementa los periodos en un 20 % y derivas como se muestra en la figura 51.
6. El cálculo del momento probable según ACI 318 es menor para relaciones T/Y bajas pero mayor para T/Y altos, especialmente en acero A1035.
7. En algunos casos el cálculo de la cortante por capacidad según ACI 318 puede resultar poco conservador por lo que se propone un procedimiento alternativo para estimar las demandas a cortante en columnas.

### Figura 50

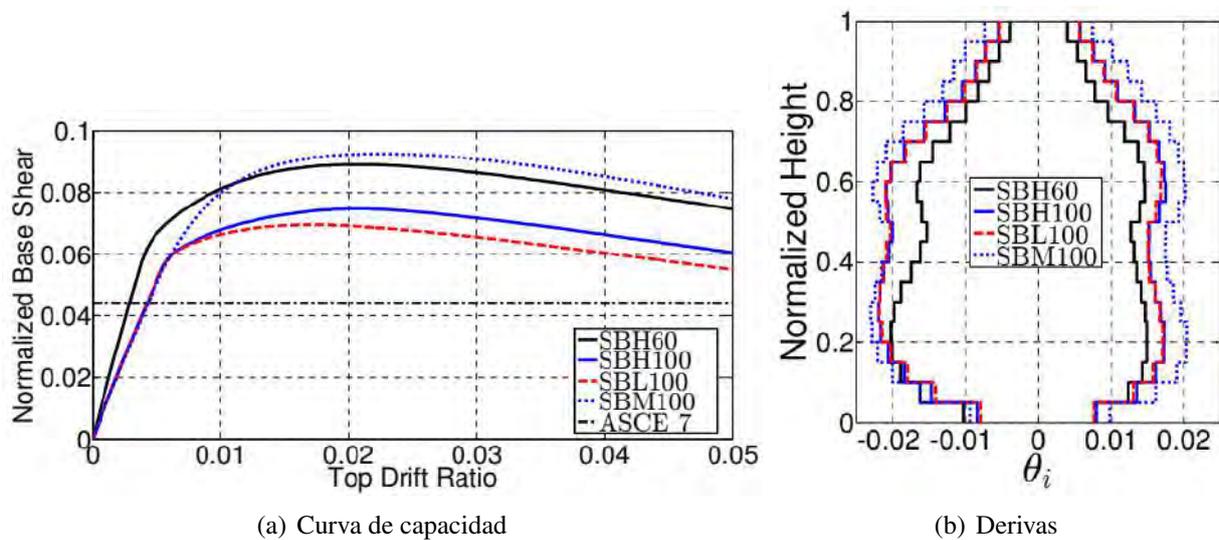
*Tipos de acero de alta resistencia*



*Fuente: (To & Moehle, 2017)*

**Figura 51**

Resultados del análisis no lineal en edificio de 20 niveles



Fuente: (To & Moehle, 2017)

Zhong y Deierlein (2019) desarrolla un estudio analítico del comportamiento de pórticos especiales a momento entre 4 y 20 niveles, así como sistema de muros estructurales entre 8 y 42 niveles con refuerzo convencional y refuerzo de alta resistencia. El estudio muestra que la rigidez de los edificios con refuerzo de alta resistencia se reduce y por consiguiente las derivas se incrementan en aproximadamente 20 % para pórticos especiales y 10 % para sistema de muros. Finalmente recomienda una separación de estribos de  $5d_b$  y una relación mínima de T/Y de 1.2 para obtener probabilidades de fractura de la barra y un riesgo de colapso similar cuando se usa acero convencional para el sismo máximo considerado.

### *Uso de aceros de alta resistencia según normativa peruana*

En nuestro país la norma vigente de concreto armado E-060 del 2009 establece en el artículo 9.5.1 que los valores de  $f_y$  y  $f_{yt}$  no debe exceder 550MPa, para refuerzo por cortante en espiral  $f_{yt}$  no debe exceder 700MPa, sin embargo si  $f_{yt}$  es mayor que 420MPa no se puede usar empalmes traslapados en el refuerzo transversal en espiral. Para refuerzo por cortante y torsión la resistencia a fluencia se limita a 420MPa. Finalmente el refuerzo de elementos con responsabilidad sísmica deben cumplir con ASTM A706M y se permite A615 grado 280 y 420 si cumple con los requisitos que la resistencia máxima a la fluencia no debe exceder  $f_y$  en más de 125 MPa y la relación entre la tracción real a la fluencia real debe ser al menos 1.25 (E-060, 2009, p. 55).

En resumen, la norma peruana vigente permite el uso de refuerzo con fluencia máxima de 550MPa en elementos sometidos a flexión, compresión y cortante en espiral con la limitación antes mencionada. No obstante, las empresas siderúrgicas en el Perú solo fabrican acero grado 60 con la especificación del ASTM A615 y A706M; por lo que no hay empresa que elabora aceros de alta resistencia grado 80 y 100. Sin embargo, en el Perú se produce aceros ASTM A615 de grado 75 para fabricación de pernos de anclaje orientados a la minería (Lovera, 2016), de manera que en un futuro las empresas siderúrgicas en el Perú puedan producir aceros de alta resistencia, ya que es importante la inclusión de nuevas tecnologías en materiales para mejorar infraestructura del país y estar acorde a los avances que se tiene en los países de primer mundo. El año 2020 el servicio nacional de capacitación para la industria de la construcción (SENCICO), publico un artículo relacionado al uso de aceros de alta resistencia ensayado por flexión, doblado y longitud de desarrollo, por lo que se espera que en nuestro país se investigue el uso de aceros de alta resistencia para aplicaciones sísmicas para la incorporación a la norma E-060 en un futuro.

### ***Principales diferencias entre E-060 y ACI 318-19***

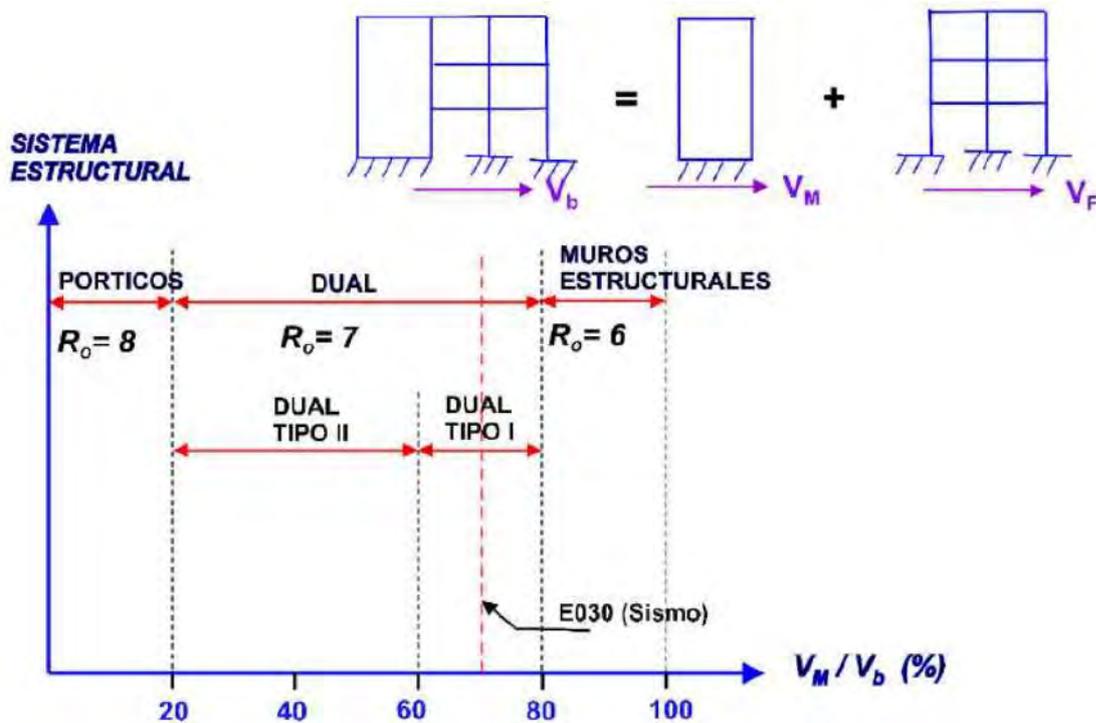
Los requisitos de diseño presente en ACI 318-19 son función del sistema estructural y estos a su vez son función de la energía que debe ser capaz de disipar el edificio (coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas  $R$ ), un concepto que incluye lo anteriormente mencionado y se define en ASCE 7-22 es la categoría de diseño sísmico o *Seismic Design Category* (SDC) que depende del nivel de peligro sísmico en el lugar del proyecto y el nivel de riesgo de pérdidas de vidas humanas, sin embargo esto no está presente en la norma (E-030, 2018), por lo que es necesario hacer una equivalencia con la norma peruana para poder aplicar estos requisitos al diseño de edificios de concreto armado en el Perú y/o su incorporación en una futura edición de la norma E-060. Según la norma peruana vigente año 2009 los sistemas estructurales son: (a) Pórticos (b) Dual tipo 1 (c) Dual tipo 2 (d) Muros Estructurales, esto dependiendo del porcentaje de cortante basal que toman los pórticos y muros, sin embargo la propuesta de norma que se encuentra en discusión pública esta acorde a la última actualización de la norma E-030 de diseño sismorresistente en donde los sistemas estructurales según el artículo 16.1 son:

1. Pórticos:  $>80\%$  de cortante en columnas de pórticos. ( $R=8$ )
2. Dual: Cortante en muros entre el  $20\%$  y  $70\%$ . ( $R=7$ )
3. Muros Estructurales:  $>70\%$  de cortante en muros. ( $R=6$ )

Según el capítulo 21 de la norma E-060 los requisitos para pórticos y sistemas duales son equivalentes a los requisitos del ACI 318-19 para pórticos especiales, y los requisitos para columnas y vigas de sistemas de muros estructurales son equivalentes a los requisitos del ACI 318-19 para pórticos intermedios. Los requisitos para muros estructurales son equivalentes a los de muros estructurales especiales del ACI 318-19, no obstante la norma ACI 318-19 es mucho más exigente en algunos aspectos en comparación a la norma peruana vigente.

Figura 52

Sistemas estructurales según E-030 y E-060



Fuente: (Rodríguez, 2018)

Los factores de reducción de fuerzas sísmicas  $R$ , factor de sobrerresistencia ( $\Omega$ ), y el factor de amplificación de desplazamientos que convierte los desplazamientos elásticos en los desplazamientos inelásticos de diseño ( $C_d$ ) para los sistemas antes mencionados según (ASCE, 2022) se muestra en la tabla 1. Los valores de los coeficientes  $R$  son cercanos a los valores de la norma E-030, sin embargo un valor de 6 para sistema de muros estructurales sin pórticos puede sobre estimar la capacidad para disipar energía. El coeficiente  $C_d$  es equivalente a lo mencionado en el artículo 31.1 de la norma E-030 donde los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por  $0.75R$  o  $0.85R$  los valores del análisis elástico para estructuras regulares e irregulares respectivamente, este factor para estructuras regulares con sistemas de pórticos, duales y muros respectivamente son 6.00, 5.25 y 4.50.

**Tabla 1***Sistemas estructurales según ASCE 7-22 tabla 12.2-1*

<i>Sistema estructural:</i>	R	$\Omega$	$C_d$
Pórticos Especiales a Momento	8.0	3.0	5.5
Sistemas duales <sup>a</sup> con Pórticos y Muros Especiales	7.0	2.5	5.5
Sistemas duales <sup>a</sup> con Pórticos Intermedios y Muros Especiales	6.5	2.5	5.0
Muros Estructurales Especiales	5.0	2.5	5.0

*Nota:* <sup>a</sup>Los pórticos a momento son capaces de resistir por lo menos 25 % de la fuerza sísmica.

**Categoría de Diseño Sísmico.** Ahora bien, surge la pregunta de cómo el diseñador elige el sistema estructural para una determinada estructura, para ello se debe establecer la categoría de diseño sísmico que depende del peligro sísmico. Una diferencia importante en la definición de la acción sísmica entre la norma peruana E.030 y la norma americana ASCE 7-22 es que en Perú el peligro sísmico se representa mediante el factor “Z” que se interpreta como la aceleración máxima horizontal en el suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años que representa un periodo de retorno  $T_r$  de 475 años, para ASCE 7-22 el peligro sísmico se define con los factores  $S_{MS}$  y  $S_{M1}$  que representa la aceleración máxima horizontal para el sismo máximo considerado con una probabilidad de 2 % de ser excedida en 50 años ( $T_r = 2475$  años) para periodos cortos y para periodo de 1s respectivamente, estos parámetros se obtienen directamente de información disponible en la web para cada lugar en particular de Estados Unidos. En el Perú no se tiene la disponibilidad de información para obtener esta data directamente para cada lugar en específico, por lo que Vlacev (2014) propuso estimar estos valores tomando como referencia el procedimiento de la anterior edición de la norma (ASCE, 2017).

### Figura 53

Propuesta de valores  $F_a$  y  $F_v$  para Perú

Factores de Zona Norma Vigente "Z"		Factores de Zona para una probabilidad de 2/50					
ZONA	Z	PGA 10/50	PGA 2/50	Sa (0.2), $S_5$	Sa (0.5)	Sa (1.0), $S_1$	Sa (2.0)
1	0.1	0.1	0.190	0.440	0.350	0.180	0.100
2	0.25	0.25	0.475	1.100	0.875	0.450	0.250
3	0.35	0.35	0.665	1.540	1.225	0.630	0.350
4	0.45	0.45	0.855	1.980	1.575	0.810	0.450

$F_a$	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4
	$S_5 = 0.44$	$S_5 = 1.10$	$S_5 = 1.54$	$S_5 = 1.98$
$S_0$	0.80	0.80	0.80	0.80
$S_1$	1.00	1.00	1.00	1.00
$S_2$	1.45	1.00	1.00	1.00
$S_3$	1.89	0.90	0.90	0.90

$F_v$	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4
	$S_5 = 0.44$	$S_5 = 1.10$	$S_5 = 1.54$	$S_5 = 1.98$
$S_0$	0.80	0.80	0.80	0.80
$S_1$	1.00	1.00	1.00	1.00
$S_2$	2.08	1.50	1.50	1.50
$S_3$	3.26	2.40	2.40	2.40

Fuente: (Vlacev, 2014)

Los factores  $S_{MS}$  y  $S_{M1}$  se obtienen multiplicando los factores  $S_S$  y  $S_1$  (ver figura 53) por los factores de sitio  $F_a$  y  $F_v$  respectivamente, que son semejantes a los factores de sitio de la norma E-030, ver figura 53. Las aceleraciones de diseño  $S_{DS}$  y  $S_{D1}$  se obtienen multiplicando  $S_{MS}$  y  $S_{M1}$  por  $2/3$ . Finalmente la categoría de diseño sísmico se obtiene del caso más crítico obtenido de las tablas 11.6-1 y 11.6-2 del ASCE 7 que se muestra en las figuras 54 y 55, para ello es necesario conocer la categoría de riesgo que depende de la cantidad de personas que ocupan la estructura, este es un factor que es equivalente al factor de importancia "U" de la norma E-030.

Una vez obtenido la categoría de diseño sísmico se puede definir el sistema estructural y los requisitos de diseño correspondientes según la figura 56 y la tabla 3.

## Figura 54

*Determinación de la categoría de diseño sísmico I*

**Table 11.6-1. Seismic Design Category Based on Short-Period Response Acceleration Parameter.**

Value of $S_{DS}$	Risk Category	
	I or II or III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D

*Fuente: (ASCE, 2022)*

## Figura 55

*Determinación de la categoría de diseño sísmico II*

**Table 11.6-2. Seismic Design Category Based on 1 s Period Response Acceleration Parameter.**

Value of $S_{D1}$	Risk Category	
	I or II or III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{D1}$	D	D

*Fuente: (ASCE, 2022)*

En la tabla 2 se muestra la determinación de SDC en algunas zonas de Perú.

(Rodríguez, 2018) recomienda diseñar los elementos de sistemas duales y muros en zonas sísmicas 3 y 4 como si fueran pórticos y muros especiales según ACI 318. Los requisitos más exigentes permiten asegurar una disipación de energía adecuada durante el terremoto.

**Tabla 2***Determinación de la categoría de diseño sísmico en Perú*

Zona 4 y S=1.00	Zona 2 y S=1.20	Zona 1 y S=1.20
$S_S = 1,98$ y $S_1 = 0,81$	$S_S = 1,10$ y $S_1 = 0,45$	$S_S = 0,44$ y $S_1 = 0,18$
$F_a = 1,00$ y $F_v = 1,00$	$F_a = 1,00$ y $F_v = 1,00$	$F_a = 1,00$ y $F_v = 1,00$
$S_{DS} = (2/3) 1,98 = 1,32$	$S_{DS} = (2/3) 1,10 = 0,73$	$S_{DS} = (2/3) 0,44 = 0,293$
$S_{D1} = (2/3) 0,81 = 0,54$	$S_{D1} = (2/3) 0,45 = 0,3$	$S_{D1} = (2/3) 0,18 = 0,12$
$SDC = D$	$SDC = D$	$SDC = B$

**Tabla 3***Requisitos de Diseño Según la Categoría de Diseño Sísmico ACI 318-19*

<i>Sistema Estructural:</i>	<i>Disposición:</i>
Pórticos Ordinarios a Momento	18.3
Pórticos Intermedios a Momento	18.4
Vigas de Pórticos Especiales a Momento	18.6
Columnas de Pórticos Especiales a Momento	18.7
Nudos de Pórticos Especiales a Momento	18.8
Muros Estructurales Especiales	18.10
Vigas de acople	18.10
Diafragmas	18.12
Cimentaciones	18.13
Miembros que no son parte del sistema resistente a cargas sísmicas	18.14

## Figura 56

Requisitos de Diseño Según ACI 318-19

**Table R18.2—Sections of Chapter 18 to be satisfied in typical applications<sup>[1]</sup>**

Component resisting earthquake effect, unless otherwise noted	SDC			
	A (None)	B (18.2.1.3)	C (18.2.1.4)	D, E, F (18.2.1.5)
Analysis and design requirements	None	18.2.2	18.2.2	18.2.2, 18.2.4
Materials		None	None	18.2.5 through 18.2.8
Frame members		18.3	18.4	18.6 through 18.9
Structural walls and coupling beams		None	None	18.10
Precast structural walls		None	18.5	18.5 <sup>[2]</sup> , 18.11
Diaphragms and trusses		None	18.12	18.12
Foundations		None	18.13	18.13
Frame members not designated as part of the seismic-force-resisting system		None	None	18.14
Anchors		None	18.2.3	18.2.3

<sup>[1]</sup>In addition to requirements of Chapters 1 through 17, 19 through 26, and ACI 318.2, except as modified by Chapter 18. Section 14.1.4 also applies in SDC D, E, and F.

<sup>[2]</sup>As permitted by the general building code.

Fuente: (ACI, 2019a)

**Consideraciones respecto a la norma E-030.** En el artículo 25.2 de la norma E-030 se menciona que para propósito de análisis de estructuras de concreto armado y albañilería se puede considerar las inercias de las secciones brutas, ignorando la fisuración y el refuerzo. Los límites de derivas y demás requisitos de la norma están en función a esta consideración, el uso de inercias brutas produce una cortante basal más conservadora, sin embargo los desplazamientos inelásticos de diseño podrían estar subestimados.

Evidencia experimental que se describe en (Rodríguez, 2018) demuestra que los periodos de un edificio aumentan inclusive para movimientos de ruido ambiental y que estos se incrementan aún más para el sismo frecuente y sismo de diseño (ver figura 57), algunos autores recomiendan considerar la rigidez efectiva después de la fisuración como 50 % de la rigidez lateral inicial. En la figura 58 se muestra el espectro de desplazamiento para el sismo de Pisco 2007, un incremento del periodo puede incrementar los desplazamientos notablemente.

Una consecuencia importante de subestimar los desplazamientos inelásticos es que no se detallan de manera adecuada los bordes de los muros estructurales, dado que la longitud de los bordes especiales depende de la demanda de desplazamiento. Rodríguez (2018) recomienda usar un valor límite de deriva utilizando secciones agrietadas de 0.015.

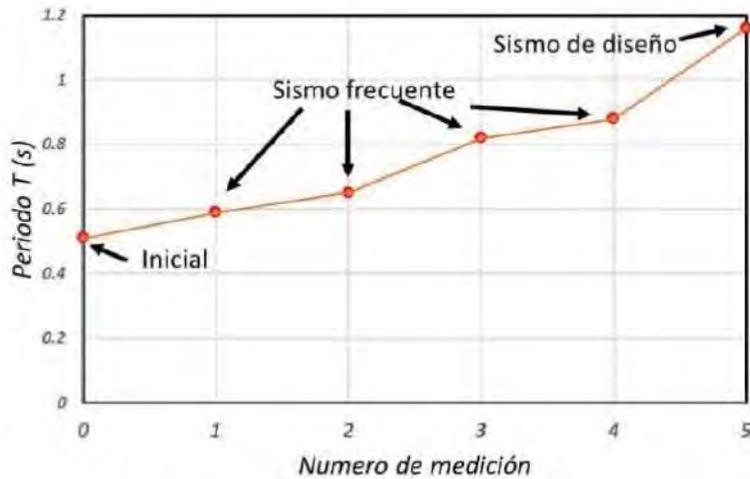
Zhong y Deierlein (2019) recomienda tomar en cuenta las propiedades de la sección transformada para estimar las demandas de deriva de entrepiso en edificios, esto con el objetivo de ayudar a emparejar los límites de rigidez impuestos a edificios con diferentes grados de acero.

Debido a lo mencionado anteriormente la inclusión del uso de refuerzo de alta resistencia en la norma peruana E-060 no solo requiere una revisión de los requisitos de detallamiento, sino también una revisión de la norma E-030 en cuanto a la inclusión de

secciones agrietadas en el análisis, dado que el uso de aceros de alta resistencia incrementa aún más el periodo debido a una disminución de las cantidades de refuerzo.

**Figura 57**

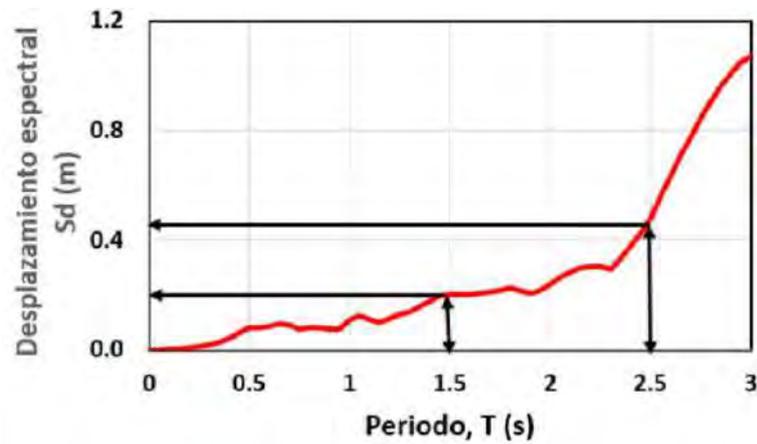
*Resultados de medición del periodo durante ensayos de mesa vibradora*



*Fuente: (Rodriguez, 2018)*

**Figura 58**

*Desplazamiento espectral para el terremoto de Pisco 2007*



*Fuente: (Rodriguez, 2018)*

**Consideraciones de rigidez según ACI 318-19.** El uso de refuerzo de alta resistencia permite reducir el área de acero para resistir la misma demanda, esto puede resultar en una reducción de la rigidez de los elementos que debería ser considerado. Los requisitos de la tabla 8.3.1.1 es consecuencia de esta consideración. Sin embargo para cargas laterales no se considera explícitamente una reducción de la rigidez efectiva de las secciones para un análisis de primer orden. Al observarse en algunos estudios esta reducción de rigidez, los ingenieros pueden tomar en cuenta esto usando un momento de inercia alternativo de la tabla 6.6.3.1.1 (b) (Sharma, 2020).

**Figura 59**

*Rigidez efectiva de miembros según ACI 318-19*

**Table 6.6.3.1.1(a)—Moments of inertia and cross-sectional areas permitted for elastic analysis at factored load level**

Member and condition		Moment of inertia	Cross-sectional area for axial deformations	Cross-sectional area for shear deformations
Columns		$0.70I_g$	$1.0A_g$	$b_w h$
Walls	Uncracked	$0.70I_g$		
	Cracked	$0.35I_g$		
Beams		$0.35I_g$		
Flat plates and flat slabs		$0.25I_g$		

**Table 6.6.3.1.1(b)—Alternative moments of inertia for elastic analysis at factored load**

Member	Alternative value of $I$ for elastic analysis		
	Minimum	$I$	Maximum
Columns and walls	$0.35I_g$	$\left(0.80 + 25 \frac{A_u}{A_s}\right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_s}\right) I_s$	$0.875I_g$
Beams, flat plates, and flat slabs	$0.25I_g$	$(0.10 + 25p) \left(1.2 - 0.2 \frac{b_w}{d}\right) I_g$	$0.5I_g$

Notes: For continuous flexural members,  $I$  shall be permitted to be taken as the average of values obtained for the critical positive and negative moment sections.  $P_u$  and  $M_u$  shall be calculated from the load combination under consideration, or the combination of  $P_u$  and  $M_u$  that produces the least value of  $I$ .

*Fuente: (ACI, 2019a)*

### ***Aplicaciones del refuerzo de alta resistencia según ACI 318-19***

Previamente al ACI 318-19, que fue publicado en Julio del 2019 el refuerzo para sistemas sísmicos especiales se limitó al grado 60. Ahora se permite el uso de aceros grado 80 y 100 dependiendo de la aplicación. Adicionalmente para elementos de gravedad donde se permitía el uso de aceros de hasta grado 80, ahora se extendió a grado 100. (Sharma, 2020, p. 9).

El nuevo estándar permite el uso de aceros grado 80 para pórticos especiales y el acero grado 40 ya no es permitido para aplicaciones sísmicas. En muros estructurales se puede emplear aceros grado 60, 80 y 100. Adicionalmente existe nuevos requisitos para la separación de estribos en sistemas sísmicos especiales para prevenir el pandeo de las barras verticales. (J. P. Moehle, 2019a, p. 12)

### **Figura 60**

*Cambios en el uso del grado de acero entre ACI 318-14 y ACI 318-19*

Usage	Application	ACI318-19	ACI318-14
		<i>Maximum <math>f_y</math> or <math>f_u</math> permitted for design calculations, psi</i>	<i>Maximum <math>f_y</math> or <math>f_u</math> permitted for design calculations, psi</i>
Flexure; axial force; shrinkage and temperature	<b>Special Moment Frames</b>	80,000	60,000
Flexure; axial force; shrinkage and temperature	<b>Special Structural Walls (2)</b>	100,000	60,000
Flexure; axial force; shrinkage and temperature	<b>Other</b> examples: gravity columns, slabs, beams, foundations, etc. (3)	100,000	80,000
Shear	<b>Special Moment Frames (4)(8)</b>	80,000	60,000
Shear	<b>Special Structural Walls (5)(8)</b>	100,000	60,000
Regions designed using strut-and-tie method	<b>Other (except longitudinal ties)</b> examples: strut reinforcement, etc. (6)(7)	60,000	60,000

*Fuente: (Sharma, 2020, p. 10)*

Con respecto a la figura 60, Sharma (2020) hace algunos comentarios:

1. Refiérase a la tabla 20.2.2.4 del (ACI, 2019a, p. 389) para una lista completa de aplicaciones y limitaciones.

2. Los muros estructurales especiales incluyen vigas de acople y machones de muro.

3. Refuerzo longitudinal con  $f_y > 80 \text{ ksi}$  no está permitido para pórticos intermedios y ordinarios a momento que resistan fuerzas sísmicas.
4. El refuerzo a cortante en esta aplicación contempla estribos, estribos cerrados de confinamiento y espirales en pórticos especiales.
5. El refuerzo a cortante en esta aplicación contempla el refuerzo transversal en muros estructurales especiales, vigas de acople y machones de muro.
6. Note que esto no aplica a regiones confinadas dentro del diseño puntal-tensor.
7. El ACI, 2019a contiene una sección dedicada a la aplicación sísmica del método del puntal-tensor.
8. Las aplicaciones para fricción cortante se limitan a  $f_y = 60 \text{ ksi}$

**Aplicaciones del acero grado 550.** El acero grado 80 según el ACI 318-19 se permite para: (a) Flexión, axial y cortante debido a cargas gravitacionales y sísmicas en pórticos especiales con categoría de diseño sísmico D, E y F. (b) Flexión, axial y cortante debido a cargas gravitacionales y sísmicas en muros estructurales especiales con categoría de diseño sísmico D, E y F.

Pensando en los beneficios y otros factores el acero grado 550 puede usarse para las siguientes aplicaciones según (CRSI, 2020c):

1. Refuerzo longitudinal en columnas diseñadas acorde al capítulo 10, especialmente en pisos inferiores de edificios altos y medianamente altos en conjunto con concreto de alta resistencia.
2. Refuerzo longitudinal y transversal en pórticos especiales de edificios con categoría de diseño sísmico D, E y F.
3. Refuerzo longitudinal y transversal en muros estructurales especiales.
4. Refuerzo para flexión en cimentaciones de edificios con categoría de diseño sísmico

D, E y F.

5. Refuerzo diagonal, longitudinal y transversal en vigas de acople de muros estructurales especiales.

6. Refuerzo longitudinal en colectores de edificios con categoría de diseño sísmico D, E y F.

**Aplicaciones del acero grado 690.** El acero grado 100 según el ACI 318-19 se permite para: (a) Flexión y axial debido a cargas gravitacionales y viento. (b) Flexión, axial y cortante debido a cargas gravitacionales y sísmicas en muros estructurales especiales con categoría de diseño sísmico D, E y F.

Pensando en los beneficios y otros factores el acero grado 690 puede usarse para las siguientes aplicaciones según (CRSI, 2020b):

1. Refuerzo longitudinal en columnas diseñadas acorde al capítulo 10, especialmente en pisos inferiores de edificios altos y medianamente altos en conjunto con concreto de alta resistencia.

2. Refuerzo longitudinal en muros de edificios con categoría de diseño sísmico A, B o C.

3. Refuerzo longitudinal y transversal en muros estructurales especiales.

4. Refuerzo para flexión en cimentaciones de edificios con categoría de diseño sísmico D, E y F.

5. Refuerzo diagonal, longitudinal y transversal en vigas de acople de muros estructurales especiales.

6. Refuerzo longitudinal en colectores de edificios con categoría de diseño sísmico D, E y F.

**Cambios del ACI 318-19 relacionado al uso de aceros de alta resistencia**

**Longitud de desarrollo en tracción.** En el inciso 25.4.2.1 del ACI 318-19 se menciona que la longitud de desarrollo debe ser calculada con la tabla 25.4.2.3 o la ecuación 25.4.2.4.a. Los factores  $\psi_t$  y  $\psi_e$  y  $\lambda$  son ya conocidos de la anterior edición del ACI, en la nueva edición se incluye un nuevo factor que depende del grado de acero.

**Figura 61**

*Factor relacionado al grado de acero*

Grade	$\psi_g$
40 or 60	1.0
80	1.15
100	1.3

*Fuente: (CRSI, 2020c)*

En una primera etapa se puede usar la ecuación de la tabla 25.4.2.3, la longitud de desarrollo en sistema internacional de barras rectas para barras N°19 o menores y para barras N°22 o mayores que cumplen con la condición 1 o 2 de la figura 62 respectivamente es :

$$\ell_d = \left( \frac{f_y \psi_t \psi_e \psi_g}{2,1 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b \geq 30 \text{ cm} \quad (6)$$

$$\ell_d = \left( \frac{f_y \psi_t \psi_e \psi_g}{1,7 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b \geq 30 \text{ cm}$$

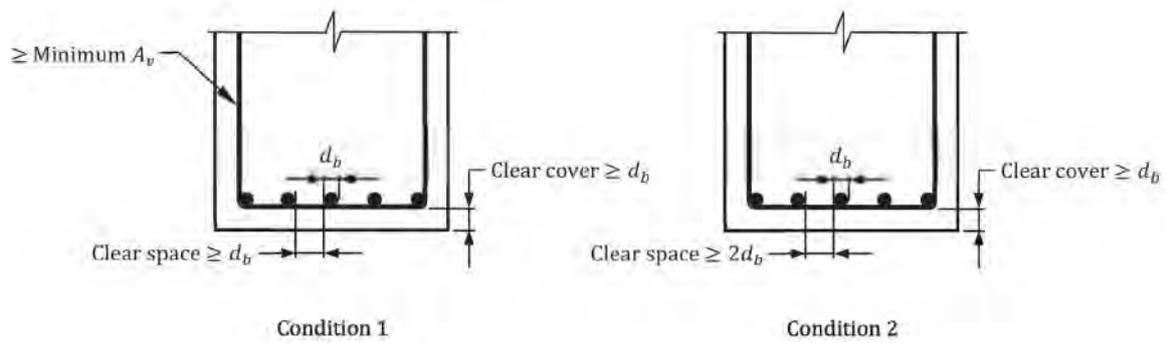
La ecuación 25.4.2.4.a. incluye todos los términos influyentes y esta dado por:

$$\ell_d = \left( \frac{f_y}{1,1 \lambda \sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \psi_g}{\left( \frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b \geq 300 \text{ mm} \quad (7)$$

$$\left( \frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right) \leq 2,50 \quad K_{tr} = \frac{40 A_{tr}}{sn}$$

**Figura 62**

Condiciones para el calculo de  $\ell_d$



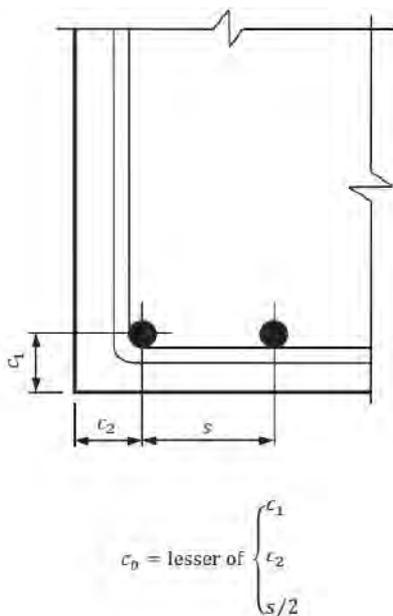
Fuente: CRSI, 2020a

Donde  $K_{tr}$  es el índice de refuerzo transversal y  $c_b$  es la mínima distancia entre el centro de la barra y la superficie de concreto más cercana  $\min(c_1, c_2)$  o la mitad de la separación entre varillas  $s/2$  (CRSI, 2020a, p. 4-11). Ver figura 63

$A_{tr}$  y  $s$  es el área y separación del refuerzo transversal,  $n$  es el número de barras o alambres que se empalman o desarrollan dentro del plano de hendimiento.

**Figura 63**

Factor  $c_b$



Fuente: (CRSI, 2020a)

El siguiente ejemplo de las tablas 4 y 5 se encuentra en (Sharma, 2020), se muestra el cálculo de la longitud de desarrollo para una varilla # 11 con  $f'_c = 6 \text{ ksi} (\approx 42 \text{ MPa})$  con aceros grado 60, 80 y 100, donde en la ecuación 25.4.2.4.a se considera para la mayoría de casos prácticos  $\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right) = 2,5$

**Tabla 4**

*Longitud de desarrollo para aceros grado 60 y 80*

$\ell_d \text{ (m)}$		
<b>Grado</b>	<b>Tabla 25.4.2.3</b>	<b>Ecu. 25.4.2.4.a</b>
60	1.83	1.09
80	2.82	1.98
<b>% Incremento</b>	54.10	81.32

**Tabla 5**

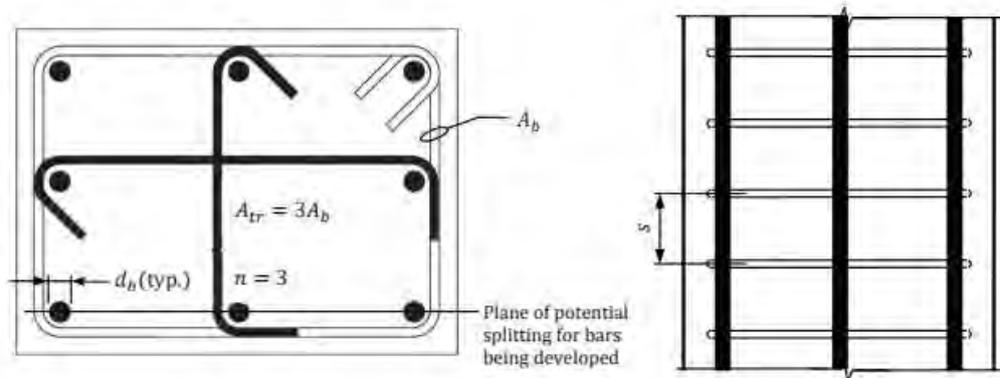
*Longitud de desarrollo para aceros grado 60 y 100*

$\ell_d \text{ (m)}$		
<b>Grado</b>	<b>Tabla 25.4.2.3</b>	<b>Ecu. 25.4.2.4.a</b>
60	1.83	1.09
100	3.96	2.36
<b>% Incremento</b>	116.4	116.5

Un nuevo requisito es introducido para aceros grado 80 para evitar la falla por hendimiento (ver fig. 65) en varillas sujetas a compresiones elevadas (CRSI, 2020c), el inciso 25.4.2.2 señala que las barras con  $f_y \geq 550 \text{ MPa}$  espaciadas más cerca que 150mm entre centros, debe colocarse refuerzo transversal de tal manera que  $K_{tr} \geq 0,5d_b$  (ver figura 64).

**Figura 64**

Índice de refuerzo transversal mínimo  $K_{tr}$



For Grade 80 longitudinal bars:

$$K_{tr} = \frac{40A_{tr}}{s n} = \frac{40(3A_b)}{3s} = \frac{40A_b}{s} \geq 0.5d_b$$

$$\text{With } A_{tr} \text{ given: } s \leq \frac{40A_{tr}}{n(0.5d_b)} = \frac{80A_b}{d_b}$$

Fuente: (CRSI, 2020c)

**Figura 65**

Falla por hendimiento lateral



Fuente: (Sperry et al., 2017)

**Longitud de gancho estándar en tracción.** La ecuación del ACI 318-14 en sistema internacional esta dado por:

$$\ell_{dh,14} = \left( \frac{0,24f_y\psi_e\psi_c\psi_r}{\lambda\sqrt{f'_c}} \right) d_b \geq 8d_b \geq 150mm \quad (8)$$

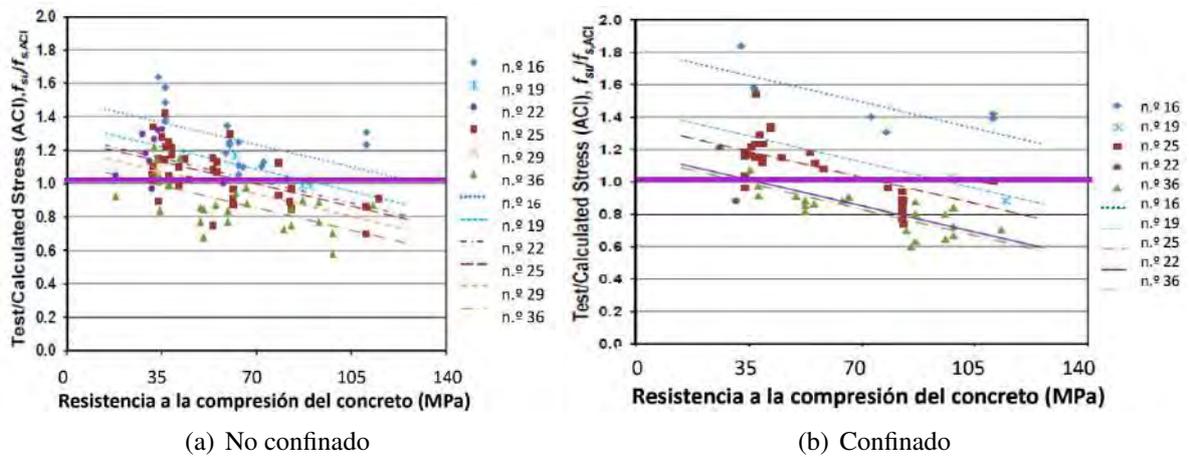
La nueva ecuación del (ACI, 2019a) presente en 25.4.3.1 toma en cuenta los resultados de los últimos ensayos, la separación de los estribos de confinamiento en el nudo y es válida para cualquier  $f_y$  (CRSI, 2020c). Así mismo el resultado de esta ecuación debe ser mayor que  $8 d_b$  y  $150mm$ , los parámetros que intervienen se encuentran en la tabla 25.4.3.2.

$$\ell_{dh,19} = \left( \frac{f_y\psi_e\psi_r\psi_o\psi_c}{23\lambda\sqrt{f'_c}} \right) d_b^{1,5} \geq 8d_b \geq 150mm \quad (9)$$

Los ensayos realizados por (Sperry et al., 2017) incluyeron el efecto del refuerzo de alta resistencia, confinamiento, resistencia del concreto y otros que modificaron sustancialmente la ecuación anterior del ACI 318-14, los resultados se muestran en la figura 66, donde  $f_{su}$  y  $f_{s,ACI}$  son los esfuerzos del acero en la falla y el esfuerzo según la ecuación del ACI 318-14 respectivamente. Los resultados permitieron redefinir el parámetro  $\psi_r$  y definir  $\psi_o$  y  $\psi_c$  como se muestra en la figura 68. La actualización de la norma sugiere que se coloquen estribos dentro de la longitud a desarrollar a menos de que se tenga una separación entre varillas mayor a  $6d_b$ .

Figura 66

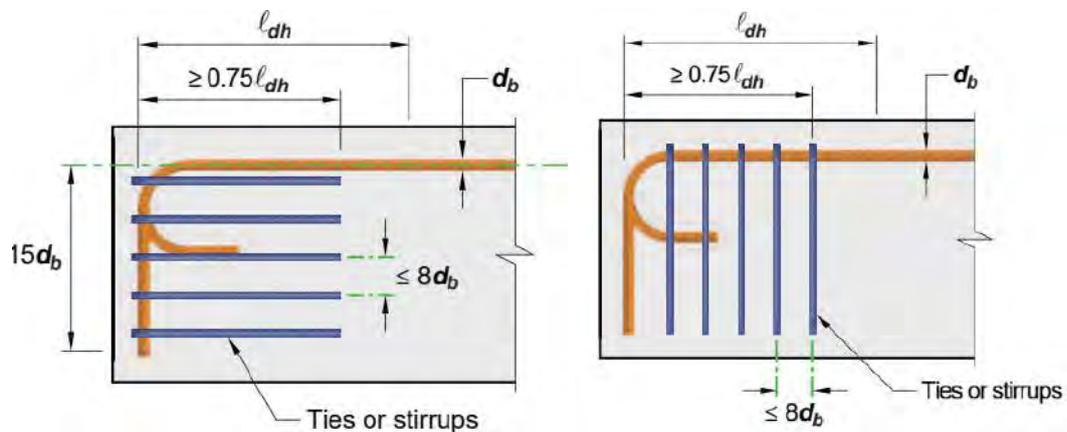
Resultados de ensayos de longitud de gancho en tracción.



Fuente: (ACI, 2019b)

Figura 67

Refuerzo transversal dentro de  $l_{dh}$



Fuente: (ACI, 2019a)

Figura 68

Comparación entre el ACI 318-14 y 19 en los parámetros para el cálculo de  $l_{dh}$

**Tabla 25.4.3.2 — Factores de modificación para el desarrollo de las barras con gancho en tracción**

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto liviano $\lambda$	Concreto de peso liviano	0.75
	Concreto de peso normal	1.0
Epóxico $\psi_e$	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico	1.2
	Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado)	1.0
Recubrimiento $\psi_c$	Para ganchos de barras No. 36 y menores, con recubrimiento lateral (normal al plano del gancho) $\geq 65$ mm, y para ganchos de 90 grados con recubrimiento en la extensión de la barra más allá del gancho $\geq 50$ mm	0.7
	Otras	1.0
Confinamiento del refuerzo $\psi_r$ <sup>[2]</sup>	Para ganchos de 90 grados de barras No. 36 y menores que se encuentran: (1) confinados a lo largo de $l_{dh}$ con estribos <sup>[1]</sup> perpendiculares a $l_{dh}$ con $s \leq 3d_b$ , o bien, (2) confinados a lo largo de la barra que se está desarrollando más allá del gancho por estribos <sup>[1]</sup> perpendiculares a $l_{ext}$ con $s \leq 3d_b$	0.8
	Para ganchos de 180 grados de barra No. 36 y menores que se encuentran confinados con estribos <sup>[2]</sup> perpendiculares a $l_{ext}$ con $s \leq 3d_b$	
	Otros	1.0

<sup>[1]</sup> El primera estribo debe confinar la parte doblada del gancho dentro de una distancia  $2d_b$  del borde externo del doblado del gancho.

<sup>[2]</sup>  $d_b$  es el diámetro nominal de la barra del gancho.

(a) ACI 318-14

**Table 25.4.3.2—Modification factors for development of hooked bars in tension**

Modification factor	Condition	Value of factor
Lightweight $\lambda$	Lightweight concrete	0.75
	Normalweight concrete	1.0
Epoxy $\psi_e$	Epoxy-coated or zinc and epoxy dual-coated reinforcement	1.2
	Uncoated or zinc-coated (galvanized) reinforcement	1.0
Confining reinforcement $\psi_r$	For No. 36 and smaller bars with $A_h \geq 0.4A_{hs}$ or $s^{[1]} \geq 6d_b$ <sup>[2]</sup>	1.0
	Other	1.6
Location $\psi_o$	For No. 36 and smaller diameter hooked bars: (1) Terminating inside column core with side cover normal to plane of hook $\geq 65$ mm, or (2) With side cover normal to plane of hook $\geq 6d_b$	1.0
	Other	1.25
	Concrete strength $\psi_c$	For $f'_c < 42$ MPa
	For $f'_c \geq 42$ MPa	1.0

<sup>[1]</sup>  $s$  is minimum center-to-center spacing of hooked bars.

<sup>[2]</sup>  $d_b$  is nominal diameter of hooked bar.

(b) ACI 318-19

Fuente: (ACI, 2019a) y (ACI, 2014)

Un análisis comparativo de la actualización de la norma con la anterior edición se encuentra en (ACI, 2019b) para 3 varillas N°32 grado 420 en una columna exterior de 500x500mm con concreto  $f'_c=28$  Mpa de peso normal, recubrimiento de 65mm normal al plano del gancho y 50mm de recubrimiento posterior y sin recubrimiento epóxico, existe confinamiento tal que  $A_{th} \geq 0,4A_{hs}$ , donde  $A_{hs}$  es el área total de las varillas a desarrollar.

$$l_{dh,14} = \left( \frac{0,24 f_y \psi_e \psi_c \psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b = \frac{0,24 \cdot 420 \cdot 1,0 \cdot 0,70 \cdot 1,0 \cdot 32}{1,0 \cdot \sqrt{28}} = 427 \text{ mm}$$

El resultados anterior nos dice que con una columna exterior de 500mm se puede asegurar el anclaje de las varillas, sin embargo con el ACI 318-19 el cálculo se hace más exigente y no se cumple con la longitud del nudo:

$$\psi_c = f'_c/105 + 0,6 = 28/105 + 0,6 = 0,87$$

$$\ell_{dh,19} = \left( \frac{f_y \psi_e \psi_r \psi_o \psi_c}{23 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b^{1,5} = \frac{420 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,87 \cdot 32^{1,5}}{23 \cdot 1,0 \cdot \sqrt{28}} = 543mm$$

**Longitud de desarrollo en barras con cabeza en tracción.** La ecuación del ACI 318-14 en sistema internacional esta dado por:

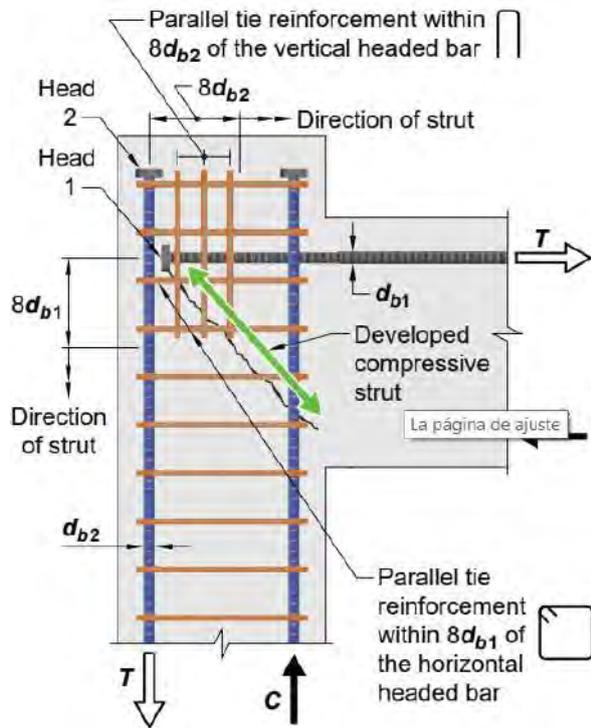
$$\ell_{dt,14} = \left( 0,19 \frac{f_y \psi_e}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b \geq 8d_b \geq 150mm \quad (10)$$

Similarmente al caso anterior la nueva ecuación presente en 25.4.4.2 es válida para cualquier  $f_y$  y está basada en los últimos ensayos en nudos viga columna, los parámetros que intervienen se encuentran en la tabla 25.4.4.3. Las principales diferencias con la edición del 2014 es que ahora se permite el uso de varillas con  $f_y \geq 420$  MPa y la separación entre varillas centro a centro debe ser como mínimo  $3d_b$  y no  $4d_b$ , los estribos dentro de la longitud de desarrollo solo funcionan si son paralelos a las varillas como se muestra en la figura 69. A diferencia de la ecuación para el desarrollo de varillas con gancho estándar donde la nueva edición del ACI es más exigente en la mayoría de los casos, para barras con cabeza en tracción puede o no ser más exigente la nueva edición, esta está fuertemente influenciado con la resistencia del concreto como se aprecia en la figura 70.

$$\ell_{dt,19} = \left( \frac{f_y \psi_e \psi_p \psi_o \psi_c}{31 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b^{1,5} \geq 8d_b \geq 150mm. \quad (11)$$

**Figura 69**

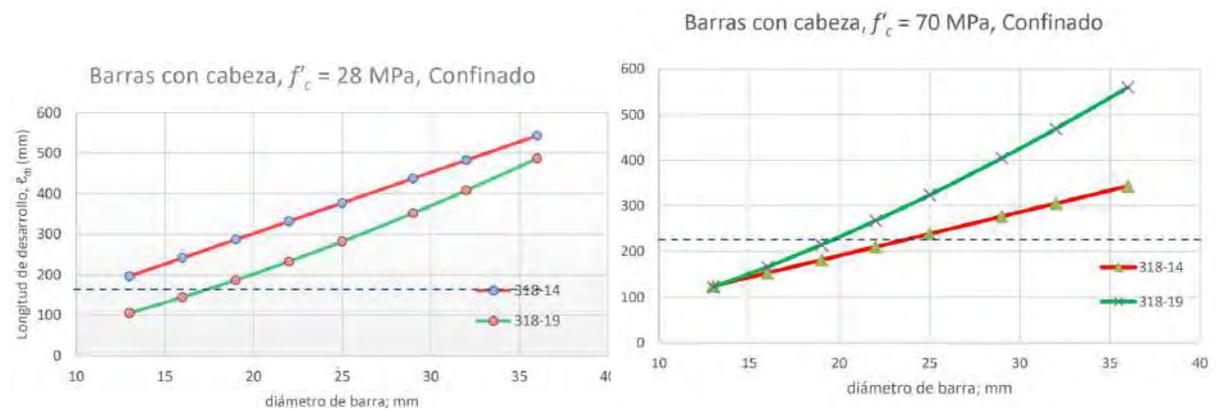
*Confinamiento en barras con cabeza en tracción*



Fuente: (ACI, 2019a)

**Figura 70**

*Comparación entre el ACI 318-14 y 19 en el cálculo de  $\ell_{dt}$  en barras con cabeza en tracción*



Fuente: (ACI, 2019b)

**Empalmes.** Los nuevos requisitos de empalme de barras en tracción (25.5.1.5) son los mismos que para la longitud de desarrollo. Los requisitos para la longitud de empalme de barras en compresión se encuentran en 25.5.5.1 para barras N° 36 o menores, la ecuación se modificó para tomar en cuenta el grado de refuerzo (CRSI, 2020c, p. 5).

$$\text{Para } f_y \leq 420 \text{ MPa : } \quad l_{sc} = 0,071 f_y d_b \geq 300 \text{ mm} \quad (12)$$

$$\text{Para } f_y > 420 \text{ MPa : } \quad l_{sc} = (0,13 f_y - 24) d_b \geq 300 \text{ mm}$$

**Losas armadas en 2 sentidos.** La actualización del código incluye el peralte mínimo de losas armadas en 2 sentidos con refuerzo grado 550, la condición es más crítica para aceros de mayor grado debido a que una cuantía a flexión menor resulta en una menor rigidez efectiva y por consiguiente en mayores deflexiones.

## Figura 71

*Peralte mínimo de losas armadas en 2 sentidos*

**Table 8.3.1.1—Minimum thickness of nonprestressed two-way slabs without interior beams (mm)<sup>[1]</sup>**

$f_y$ , MPa <sup>[2]</sup>	Without drop panels <sup>[3]</sup>			With drop panels <sup>[3]</sup>		
	Exterior panels		Interior panels	Exterior panels		Interior panels
	Without edge beams	With edge beams <sup>[4]</sup>		Without edge beams	With edge beams <sup>[4]</sup>	
280	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/40$	$l_n/40$
420	$l_n/30$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$
550	$l_n/27$	$l_n/30$	$l_n/30$	$l_n/30$	$l_n/33$	$l_n/33$

<sup>[1]</sup> $l_n$  is the clear span in the long direction, measured face-to-face of supports (mm).

<sup>[2]</sup>For  $f_y$  between the values given in the table, minimum thickness shall be calculated by linear interpolation.

<sup>[3]</sup>Drop panels as given in 8.2.4.

<sup>[4]</sup>Slabs with beams between columns along exterior edges. Exterior panels shall be considered to be without edge beams if  $\alpha_r$  is less than 0.8.

*Fuente: (ACI, 2019a)*

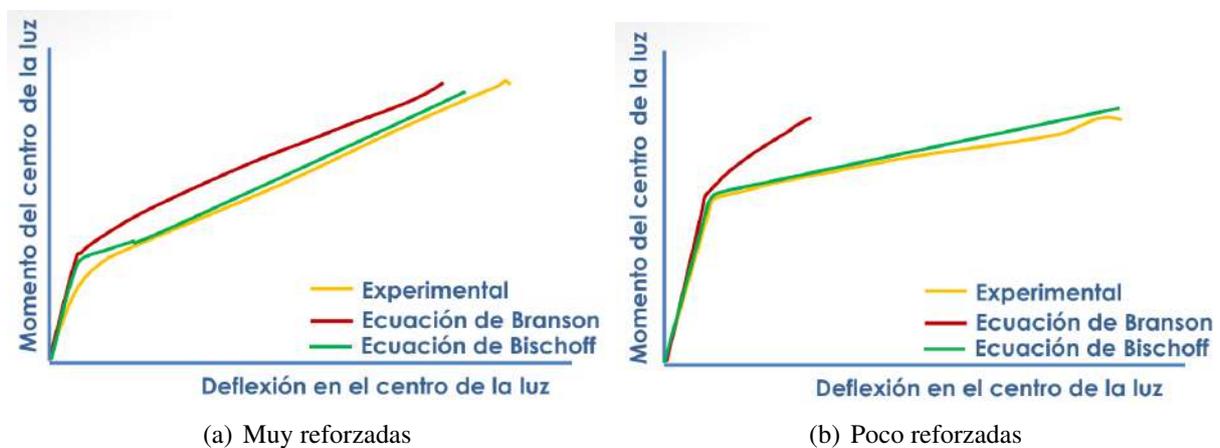
Cuando se usa refuerzo grado 690 debe calcular las deflexiones explícitamente y no deberán superarse los valores de la tabla 24.2.2.

El módulo de ruptura del concreto según 19.2.3.1 está dado por  $f_r = 0,62\lambda\sqrt{f'_c}$ . Sin embargo según 8.3.1.1 para  $f_y > 550$  MPa los límites de deflexión debe calcularse suponiendo un módulo de ruptura reducido  $f_r = 0,41\sqrt{f'_c}$ .

**Inercia efectiva.** La nueva ecuación en la tabla 24.2.3.5 propuesta por Bischoff (ver figura 73) para calcular la inercia efectiva mostró resultados suficientemente precisos para un amplio rango de cuantías de refuerzo (ACI, 2019a) como se muestra en la figura 72, el uso de aceros de alta resistencia puede resultar en cuantías de refuerzo bajas. El acero mínimo en losas según 7.6.1.1 se mantiene en  $0.0018 A_g$  independiente del grado de refuerzo.

**Figura 72**

*Comparación de resultados de ensayos con las ecuaciones de inercia efectiva*



Fuente: (ACI, 2019b)

**Figura 73**

*Comparación entre el ACI 318-14 y 19 para el cálculo de la inercia efectiva.*

• **Branson**

$$\left[ \text{Diagrama de resorte} \right] I_e = \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left( 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right) I_{cr} \leq I_g$$

• **Bischoff**

$$\left[ \text{Diagrama de resorte} \right] \frac{1}{I_e} = \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^2 \frac{1}{I_g} + \left( 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^2 \right) \frac{1}{I_{cr}} \leq \frac{1}{I_g}$$

Branson combina rigideces. Bischoff combina flexibilidades.

Fuente: (ACI, 2019b)

**Acero mínimo en vigas.** En las fórmulas para calcular el acero mínimo de 9.6.1.2 el valor de  $f_y$  no puede superar 550MPa.

$$A_{s,min} = \frac{0,25\sqrt{f'_c}}{f_y}b_wd$$

$$A_{s,min} = \frac{1,4}{f_y}b_wd$$
(13)

En 9.7.1.4 se menciona que se debe disponer refuerzo transversal a lo largo de la longitud de desarrollo o empalmes para  $f_y \geq 550\text{MPa}$  de tal manera que  $K_{tr} \geq 0,5d_b$  independiente de la separación entre varillas.

**Capacidad a compresión pura en columnas.** Los nuevos requisitos de confinamiento para  $f_y \geq 550\text{MPa}$  son los mismos que para vigas en 9.7.1.4.

En el cálculo de la resistencia nominal a compresión  $P_n$  según la ecuación 22.4.2.2 el valor de  $f_y$  debe limitarse a un máximo de 550 MPa.

$$P_o = 0,85f'_c(A_g - A_{st}) + f_yA_{st}$$
(14)

Este límite es impuesto por la capacidad a compresión del concreto no confinado, la cual se asume que se alcanza a una deformación de 0.003, sin embargo este se alcanza antes de que el esfuerzo en las barras alcance 80 ksi. El límite no aplica a columnas con acero grado 100 sujetas carga axial y flexión, es decir solo se reduce la capacidad a compresión pura (CRSI, 2020b).

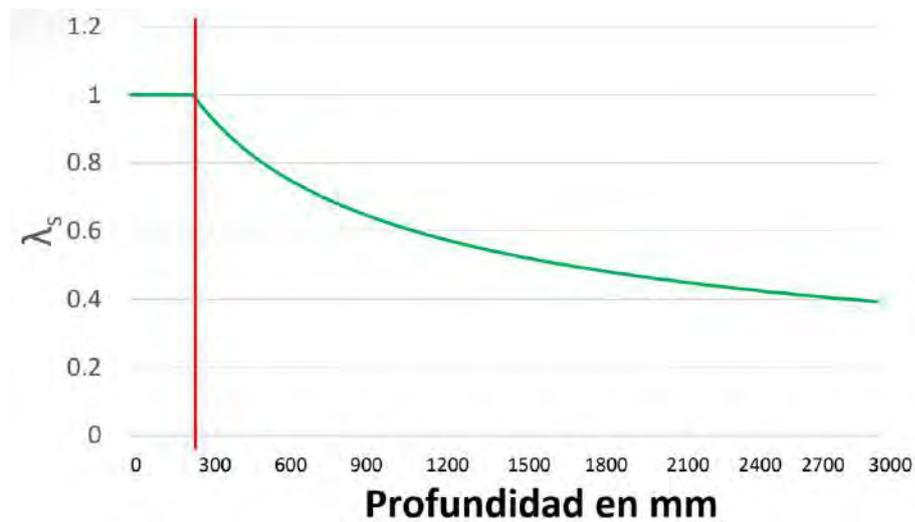
**Nuevas ecuaciones a cortante.** Las nuevas ecuaciones a cortante presentes en 22.5.5.1 se simplifican considerablemente con respecto a la edición anterior e incluyen 3 aspectos importantes: (a) El efecto de tamaño (b) Cuantía de refuerzo longitudinal (c) Cuantía mínima de refuerzo transversal cuyos efectos se muestra en las figuras 75, 76 y 77 respectivamente:

**Figura 74***Nuevas ecuaciones a cortante***Table 22.5.5.1— $V_c$  for nonprestressed members**

Criteria	$V_c$	
$A_v \geq A_{v,min}$	Either of:	$\left[ 0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right] b_w d$ (a)
		$\left[ 0.66\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right] b_w d$ (b)
$A_v < A_{v,min}$	$\left[ 0.66\lambda_s\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right] b_w d$ (c)	

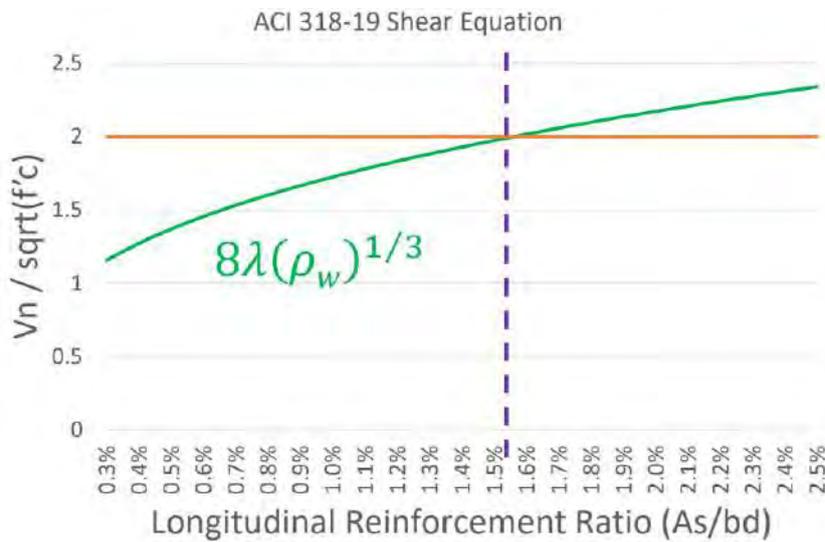
Notes:

1. Axial load,  $N_u$ , is positive for compression and negative for tension.
2.  $V_c$  shall not be taken less than zero.

*Fuente: (ACI, 2019a)***Figura 75***Influencia del efecto de tamaño en la resistencia a cortante**Fuente: (ACI, 2019b)*

**Figura 76**

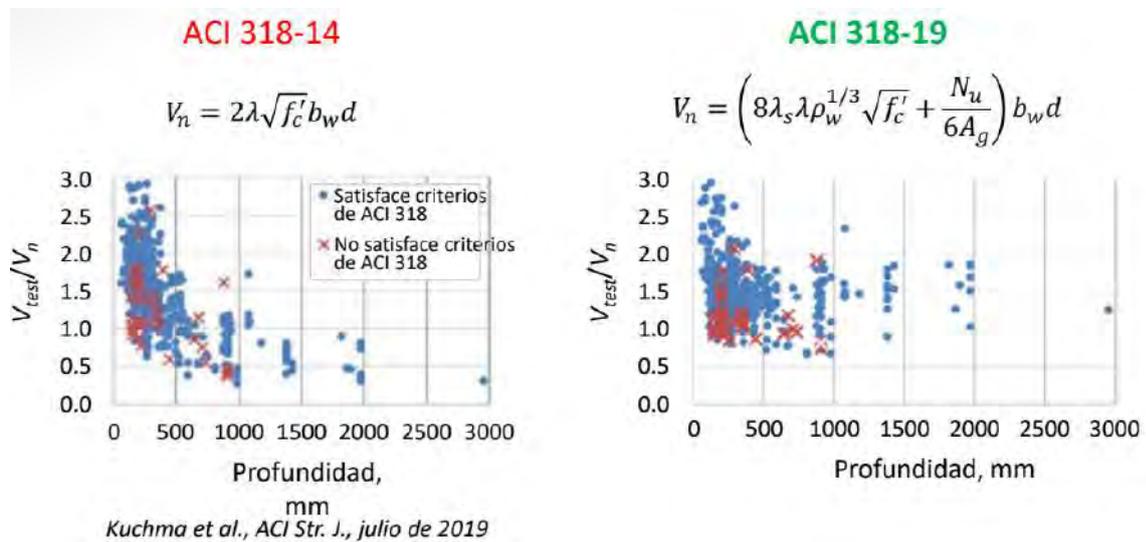
*Influencia de la cuantía de refuerzo longitudinal en la resistencia a cortante*



Fuente: (Wight, 2019)

**Figura 77**

*Influencia de la cuantía mínima transversal en la resistencia a cortante*

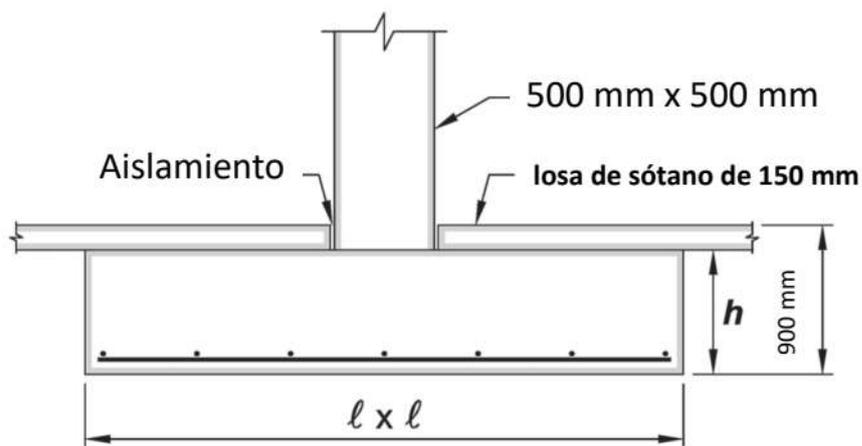


Fuente: (ACI, 2019b)

El espíritu de la última actualización de la norma es colocar el acero transversal mínimo en la medida de lo posible dado que tiene un efecto positivo como se muestra en la figura 77. El efecto de tamaño fue introducido debido a la evidencia experimental demuestra que la resistencia a cortante no crece directamente proporcional al peralte efectivo en elementos con  $d \geq 10\text{in}$  aproximadamente (ACI, 2019a). En general las nuevas disposiciones son más exigentes como se ilustra en el siguiente ejemplo que se presenta en (ACI, 2019b) figura 78.

### Figura 78

*Ejemplo de aplicación de nuevas disposiciones a cortante*



*Fuente: (ACI, 2019b)*

Datos del ejemplo:

- $l = 3,6\text{m}$
- $h = 750\text{mm}$
- $d \approx 650\text{mm}$
- $f'_c = 28 \text{ MPa}$
- 13 barras N° 25
- $b = 3,6\text{m}$
- $A_v = 0 \text{ mm}^2$

- $A_s = 6630 \text{ mm}^2$
- $V_u = 1028 \text{ kN}$

Según ACI 318-14:

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b d \\ \phi V_c &= 0,75 \cdot 0,17 \cdot 1,0 \sqrt{28} \cdot 3600 \cdot 650 \\ \phi V_c &= 1579 \text{ kN} > 1028 \text{ kN} \text{ Cumple}\end{aligned}\tag{15}$$

Según ACI 318-19, teniendo en cuenta que acorde a 13.2.6.2 se puede ignorar el efecto de tamaño para cimentaciones superficiales en una dirección, zapatas aisladas en 2 direcciones y cimentaciones en 2 direcciones combinadas y losas de cimentación, además que al no existir acero mínimo transversal se hará uso de la ecuación 22.5.5.1 (c):

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi 0,66 \lambda (\rho_w)^{1/3} \sqrt{f'_c} b d \\ \rho_w &= \frac{6630}{3600 \cdot 650} = 0,0028 \\ \phi V_c &= 0,75 \cdot 0,66 \cdot 1,0 \cdot 0,0028^{1/3} \cdot \sqrt{28} \cdot 3600 \cdot 650 \\ \phi V_c &= 864 \text{ kN} < 1028 \text{ kN} \text{ No cumple}\end{aligned}\tag{16}$$

**Separación del refuerzo transversal en pórticos intermedios a momento.** Existen nuevos requisitos para el confinamiento en los extremos de columnas que son parte de pórticos intermedios en edificios con categoría de diseño sísmico (SDC) C, para aceros con  $f_y = 420$  MPa 18.4.3.3 menciona que la separación no debe exceder  $8d_b$  y 200mm. Para aceros  $f_y = 550$  MPa estos requisitos cambian a  $6d_b$  y 150mm. Estos requisitos también son aplicables a columnas que soportan reacciones de miembros rígidos discontinuos (18.4.3.6) y refuerzo transversal dentro del nudo (18.4.4.4) (CRSI, 2020c).

**Cuantía máxima en pórticos especiales a Momento.** Según 18.6.3.1 la cuantía máxima de vigas no debe exceder 0.025 para refuerzo grado 420 y 0.020 para grado 550.

**Separación del refuerzo transversal en pórticos especiales a momento.** Según

18.6.4.4 la separación de estribos en la zona de confinamiento de vigas no debe exceder  $d/4$ , 150mm y  $6d_b$  para grado 420 o  $5d_b$  para grado 550. Donde  $d_b$  es el diámetro más pequeño de las barras principales a flexión. No se toma en cuenta el refuerzo superficial requerido en 9.7.2.3 para vigas con peralte mayor a 900mm.

Según 18.6.4.7 para vigas con  $P_u \geq 0,1f'_cA_g$  los estribos de confinamiento estarán de acuerdo a los requisitos para columnas (18.7.5.2 a 18.7.5.4) en la longitud establecida en 28.6.4.1 (2h) en cada extremo de la viga, la separación de estribos no deberá exceder 150mm y  $6d_b$  para grado 420 o  $5d_b$  para grado 550. Donde  $d_b$  es el diámetro más pequeño de la barra circundada en la viga.

Según 18.7.5.3 en columnas la separación en la zona de confinamiento no deberá exceder la cuarta parte de la dimensión menor de la columna,  $6d_b$  para grado 420 o  $5d_b$  para grado 550 y  $s_o$  calculado mediante la ecuación 18.7.5.3. Según 18.7.5.5 fuera de la longitud de confinamiento la separación de estribos no debe exceder 150mm,  $6d_b$  para grado 420 o  $5d_b$  para grado 550 a menos que se requiera mayor cantidad debido a la presencia de empalmes o al diseño por capacidad (18.7.6). Según 18.7.5.6 para columna que soportan reacciones de miembros discontinuos se debe disponer estribos en toda la altura que cumpla con 18.7.5.2 a 18.7.5.4.

**Ancho mínimo de nudos en pórticos especiales a momento.** En cuanto a los nudo, según 18.8.2.3 la profundidad del nudo paralela al refuerzo longitudinal de la viga deberá ser mayor que  $(20/\lambda) d_b$  para grado 420 o  $26 d_b$  para grado 550 y la mitad del peralte de cualquier viga que llega al nudo y genere cortante. El refuerzo transversal dentro del nudo deberá cumplir con 18.8.3.

En el inciso 18.8.2.3.1 se menciona que en los nudos de pórticos especiales donde se

utiliza refuerzo grado 550 el concreto debe ser de peso normal debido a falta de información de ensayos (ACI, 2019a, p. 323).

**Desarrollo de barras con cabeza en pórticos especiales a momento.** En el inciso 18.8.5.2 se menciona que para el desarrollo de barras corrugadas con cabeza en sistemas de pórticos especiales se debe reemplazar el valor de  $f_y$  por  $1,25f_y$  para incluir el posible incremento de esfuerzos debido a la respuesta inelástica como el endurecimiento por deformación (ACI, 2019a, p. 324). Sin embargo los requisitos de 18.8.5.2 para barras con cabeza en tracción para cualquier  $f_y$  no son correctos debido a que el cálculo produce longitudes de desarrollo mayor que lo especificado en 18.8.5.1 para barras con gancho estándar, el comité ACI está trabajando actualmente para corregir este problema (CRSI, 2020c).

**Control de falla por hendimiento con columnas de pórticos especiales a momento.** Otro requisito nuevo en 18.7.4.3 establece que se debe elegir el diámetro de la varilla en la columna de tal manera que  $1,25l_d \leq l_u/2$ , este requisito aplica a aceros grado 420 y 550 pero es más crítico cuando se usa grado 550, el motivo de este requisito es minimizar la falla por hendimiento que podría reducir la resistencia de la columna (LATBSDC, 2019).

**Limites en la resistencia al concreto.** Para acero grado 550 el  $f'_c$  debe ser como mínimo 21 MPa esto debido a falta de evidencia experimental con concreto de menor resistencia. Para acero grado 690  $f'_c$  debe ser como mínimo 35 MPa, esto para disponer de un mejor anclaje de las barras y reducir la profundidad del eje neutro para un mejor desempeño (ACI, 2019a).

**Figura 79***Limites en la resistencia del concreto***Table 19.2.1.1—Limits for  $f_c'$** 

Application	Minimum $f_c'$ , MPa
General	17
Foundations for structures assigned to SDC A, B, or C	17
Foundations for Residential and Utility use and occupancy classification with stud bearing wall construction two stories or less assigned to SDC D, E, or F	17
Foundations for structures assigned to SDC D, E, or F other than Residential and Utility use and occupancy classification with stud bearing wall construction two stories or less	21
Special moment frames	21
Special structural walls with Grade 420 or 550 reinforcement	21
Special structural walls with Grade 690 reinforcement	35
Precast-nonprestressed driven piles	28
Drilled shafts	28
Precast-prestressed driven piles	35

*Fuente: (ACI, 2019a)*

**Muros Estructurales Especiales.** Nuevos requisitos de separación de refuerzo transversal en bordes de muros con aceros de alta resistencia están presentes en 18.10.6.5 con el objetivo de prevenir el pandeo de las barras longitudinales en los extremos de los muros y el desempeño sea similar cuando se usa acero grado 420 (CRSI, 2020c).

### Figura 80

*Separación de estribos en bordes de muros Tabla 18.10.6.5(b) (inch-pounds Units)*

Location	Maximum Vertical Spacing of Transverse Reinforcement, s		
	Grade of Primary Flexural Reinforcing Bar		
	60	80	100
Within the greater of $\ell_w$ and $M_u/4V_u$ above and below critical sections	Lesser of $\begin{cases} 6d_b \\ 6'' \end{cases}$	Lesser of $\begin{cases} 5d_b \\ 6'' \end{cases}$	Lesser of $\begin{cases} 4d_b \\ 6'' \end{cases}$
Other locations	Lesser of $\begin{cases} 8d_b \\ 8'' \end{cases}$	Lesser of $\begin{cases} 6d_b \\ 6'' \end{cases}$	Lesser of $\begin{cases} 6d_b \\ 6'' \end{cases}$

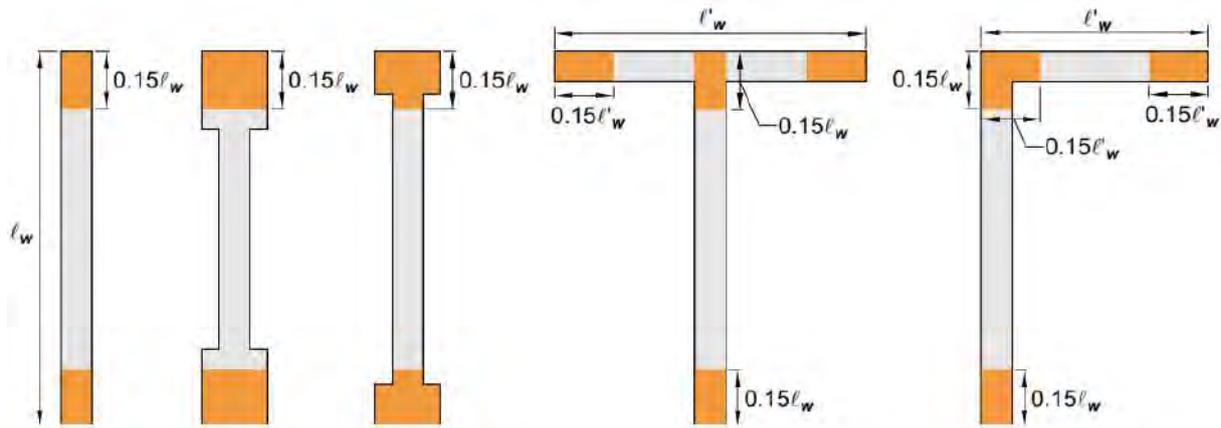
$d_b$  = diameter of the smallest primary flexural reinforcing bar

*Fuente: (CRSI, 2020a)*

En 18.10.2.4 los nuevos requisitos en muros incluyen cuantía mínima en los bordes de muros. En una longitud mínima de  $0.15 l_w$  se debe colocar una cuantía mínima de  $0,50 \sqrt{f'_c}/f_y$ . En la formula anterior no se limita  $f_y$ . Esta cuantía mínima se agregó en el código con la finalidad de distribuir de mejor manera las fisuras en la zona de rotula plástica del muro, esto produce mayores deformaciones inelásticas antes de la perdida de resistencia que podría conducir a la fractura del refuerzo (LATBSDC, 2019). Este refuerzo deberá extenderse verticalmente por encima y por debajo de la sección crítica al menos el mayor valor entre  $l_w$  y  $M_u/3V_u$  y no deberá terminarse más del 50 % en una misma sección.

**Figura 81**

Ubicación del refuerzo mínimo requerido por 18.10.2.4 (a)



Fuente: (ACI, 2019a)

Existen nuevos requisitos para la terminación y el empalme del refuerzo longitudinal de muros especiales, estos requisitos son válidos para todos los grados de refuerzo, pero debido a una indeseable concentración de esfuerzos en la cercanía de la sección potencial de falla es más crítico para barras de alta resistencia (LATBSDC, 2019).

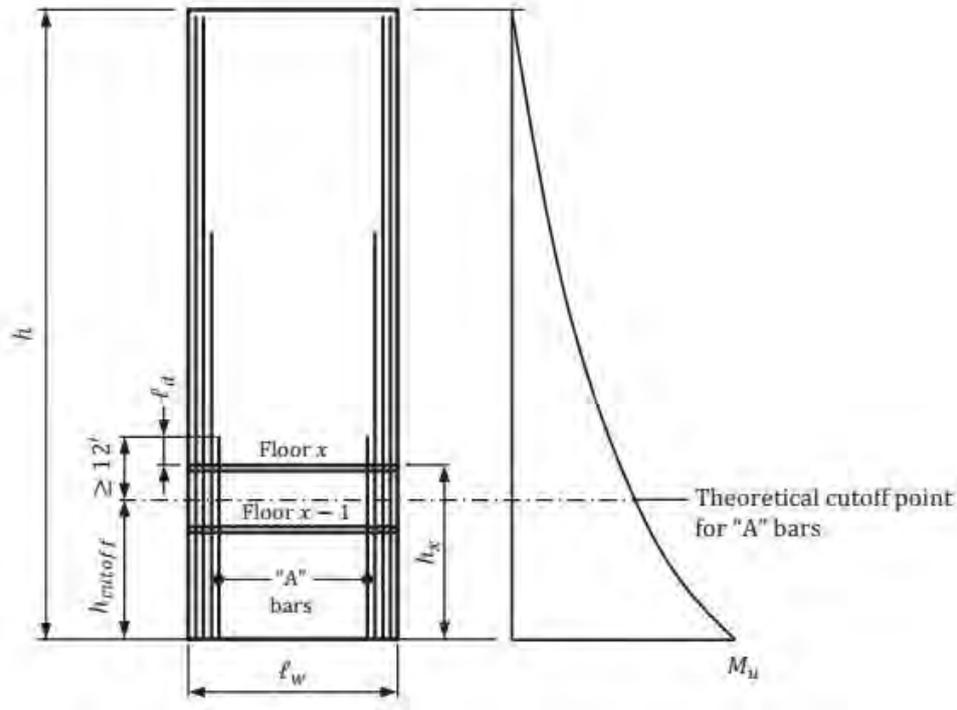
En 18.10.2.3 (a) se menciona que se debe extender el refuerzo longitudinal al menos 3.6m por encima del punto teórico de corte, pero no es necesario que extienda más de  $l_d$  por encima del siguiente piso. Ver figura 82. La longitud de las barras “A” sera:

$$l_A = h_{corte} + 3,6m \leq h_x + l_d$$

En 18.10.2.3 (c) se menciona que no se permite los empalmes por traslape en regiones de borde en una altura  $l_d$  por debajo y  $h_{sx}$  por encima de la sección crítica. El valor de  $h_{sx}$  no necesita ser mayor que 6m. En las regiones sombreadas de la figura 83 no se permite los empalmes. Evidencia experimental demostró que empalmes en la sección crítica reduce significativamente la capacidad de deformación inelástica del muro (LATBSDC, 2019), como se muestra en la figura 167.

**Figura 82**

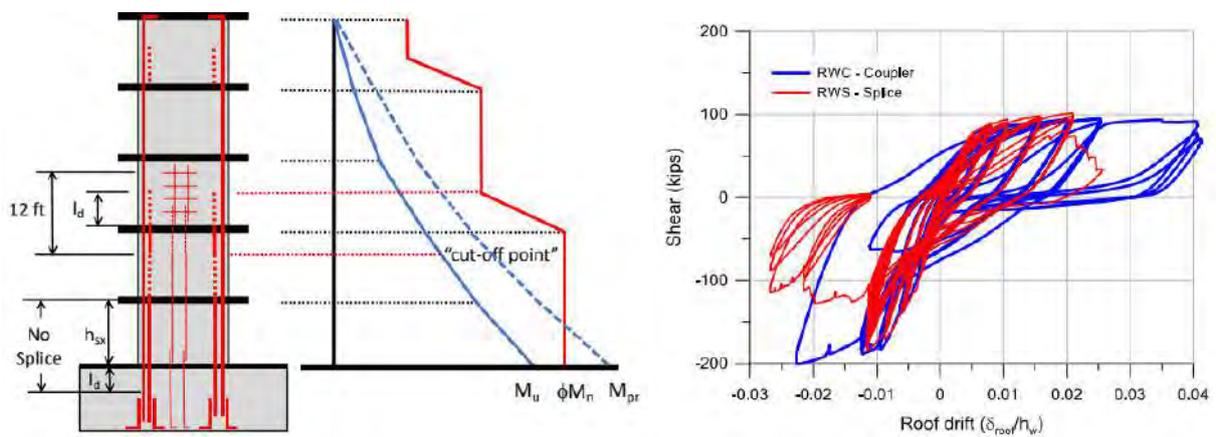
*Terminación del refuerzo en muros estructurales según ACI 318-19*



*Fuente: (CRSI, 2020a)*

**Figura 83**

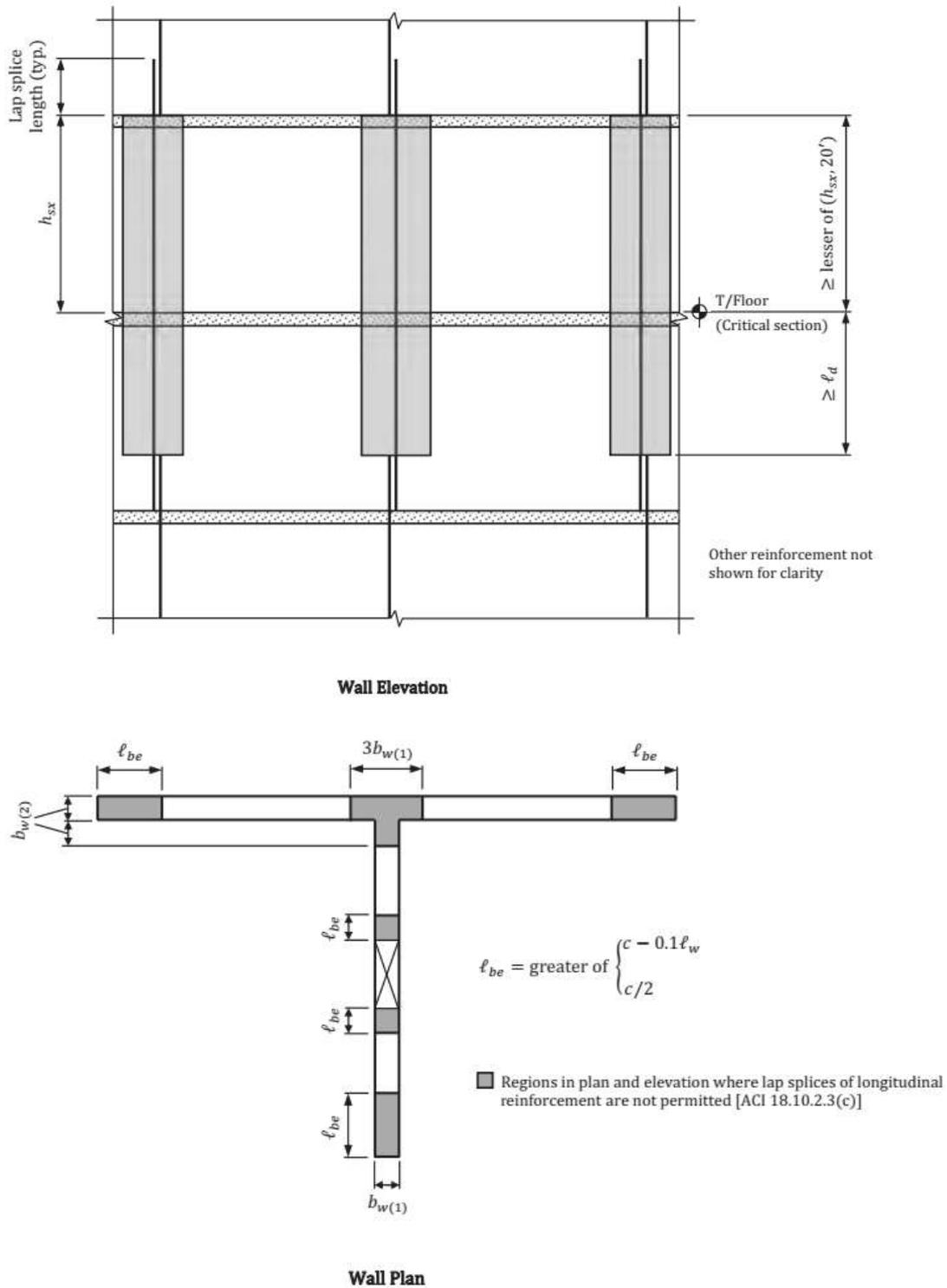
*Efecto del empalme en la capacidad de deformación del muro.*



*Fuente: (LATBSDC, 2019)*

**Figura 84**

*Regiones donde no se permite el empalme por traslapo según ACI 318-19*



Fuente: (CRSI, 2020a)

Según 18.10.6.4 (h) la resistencia del concreto en el sistema de piso que se encuentra dentro del elemento de borde deberá ser como mínimo  $0.7 f'_c$  del muro, esto significa que si se usa acero grado 100 en los bordes de un muro el sistema de piso deberá tener una resistencia del concreto mínima de 24.5 Mpa.

**Factor de Reducción de Resistencia.** El nuevo límite para secciones controladas por tracción presente en 21.2.2 toma en cuenta el uso de aceros de alta resistencia. Se define entonces una sección controlada por tracción cuando la deformación de la fibra extrema de refuerzo longitudinal  $\varepsilon_t$  es mayor o igual a  $\varepsilon_{ty} + 0,003$  (CRSI, 2020c).

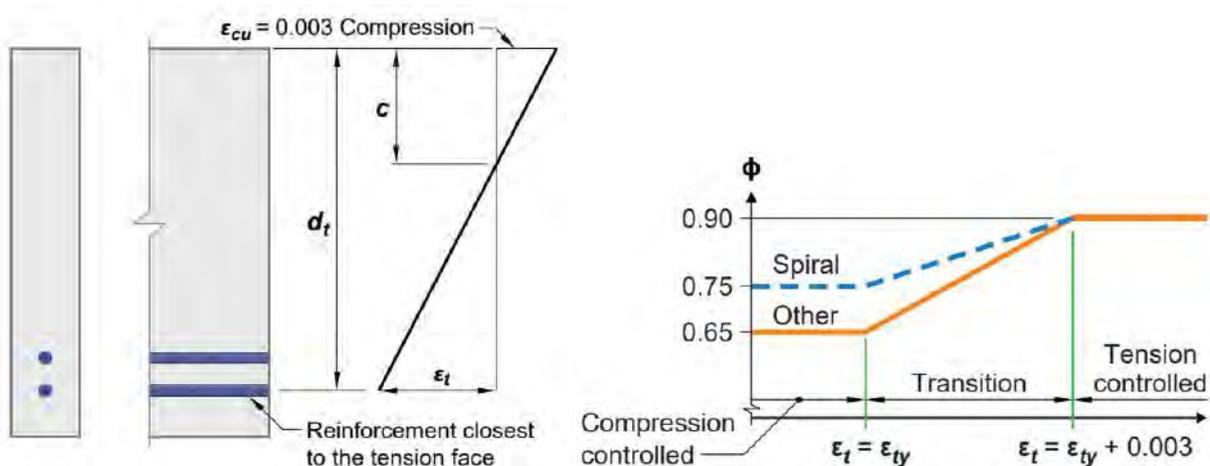
Según 20.2.2.2 el módulo de elasticidad  $E_s$  es independiente del grado de refuerzo y es igual a 200,000 MPa, por tanto  $\varepsilon_y = f_y/E_s$ , para acero grado 550 y 690 se tiene respectivamente:

$$\varepsilon_t = (550/200,000) + 0,003 = 0,00575$$

$$\varepsilon_t = (690/200,000) + 0,003 = 0,00645$$

**Figura 85**

*Variación del factor de reducción de resistencia*



**Diafragmas en edificios con categoría de diseño sísmico D, E o F.** Según 18.12.7.4 se requiere empalme mecánico tipo 2 para transferir las fuerzas entre el diafragma y los elementos verticales. Acorde a 18.2.7.1 ambos tipos de empalmes mecánicos deben cumplir con 25.5.7, con la diferencia de que el tipo 2 puede desarrollar la resistencia a tracción de las barras. Acero grado 550 y 690 no se puede empalmar mecánicamente para esta aplicación. Se puede usar acero grado 550 para el diseño de porciones de un colector, por ejemplo en la cercanía de la sección crítica, sin embargo según 18.12.7.5 se limita el esfuerzo promedio a un máximo de  $\phi f_y$  en ciertas zonas para evitar deformaciones excesivas y agrietamiento en el diafragma (LATBSDC, 2019),  $f_y$  no debe exceder 420 MPa en el cálculo anterior.

**Método del Puntal Tensor.** Existen nuevos requisitos en 21.11.3.2 para el refuerzo transversal que se coloca perpendicularmente a la dirección del puntal que depende del grado de refuerzo.

### Figura 86

*Refuerzo transversal en puntales según ACI 318-19*

**Table 23.11.3.2(b)—Transverse reinforcement spacing limitation**

Reinforcement	Maximum transverse bar spacing	
Grade 420	Lesser of	$6d_b$
		150 mm
Grade 550	Lesser of	$5d_b$
		150 mm
Grade 690	Lesser of	$4d_b$
		150 mm

*Fuente: (ACI, 2019a)*

**Resumen de requisitos para el diseño de estructuras con refuerzo de alta resistencia**

**Tabla 6**

*Propiedades mecánicas del acero de refuerzo de alta resistencia según ASTM A706M-22a*

<b>Descripción</b>	<b>Grado 60</b>	<b>Grado 80</b>	<b>Grado 100</b>
Resistencia a la tracción mínima (kg/cm <sup>2</sup> )	5500	6900	8050
Resistencia a la fluencia mínima (kg/cm <sup>2</sup> )	4200	5500	6900
Resistencia a la fluencia máxima (kg/cm <sup>2</sup> )	5400	6750	8150
Ratio de la resistencia a la tracción real y la resistencia a la fluencia real mínima	1.25	1.25	1.17
Elongación en 8 in (200mm) mínimo			
3, 4, 5, 6 <sup>a</sup>	14	12	10
7, 8, 9, 10, 11	12	12	10
14, 18	10	10	10

<sup>a</sup>Tamaño de barra en fracción de pulgada: 3 = 3/8" = 10 mm

**Tabla 7**

*Propiedades adicionales para estructuras resistentes a sismo según ASTM A706M-22a*

<b>Descripción</b>	<b>Grado 60</b>	<b>Grado 80</b>	<b>Grado 100</b>
Elongación Uniforme en 4 in (100mm) mínimo			
3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11	9	7	6
14, 18	6	6	6
Ratio entre "r" y "h" <sup>a</sup>	El radio en la base de cada deformación debe ser al menos 1.5 veces la altura de la deformación		

<sup>a</sup>Ver figura 60

**Tabla 8***Composición química según ASTM A706M-22a*

<b>Descripción</b>	<b>Grado 60</b>	<b>Grado 80</b>	<b>Grado 100</b>
Contenido químico máximo permitido para cada análisis térmico.	Carbono 0.30 %, Manganeso 1.50 %, Fósforo 0.035 %, Azufre 0.045 %, Silicio 0.50 %		
Contenido químico máximo permitido para cada barra terminada.	Carbono 0.33 %, Manganeso 1.56 %, Fósforo 0.043 %, Azufre 0.053 %, Silicio 0.55 %		
Porcentaje de carbón equivalente (C.E.) máximo	0.55 %		

**Tabla 9**

*Resumen de requisitos para el diseño de estructuras con refuerzo de alta resistencia según ACI 318-19 (I)*

<b>Descripción</b>	<b>Grado 60</b>	<b>Grado 80</b>	<b>Grado 100</b>	<b>Norma: ACI 318-19</b>
Módulo de elasticidad		200,000 MPa		20.2.2.2
Cuantía máxima para pórticos especiales en vigas	0.025	0.02	No aplica	18.6.3.1
Factor $\psi_g$ para el cálculo de longitud de desarrollo	1.00	1.15	1.30	25.4.2.5
Espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento en vigas en pórticos especiales	$6d_b$	$5d_b$	No aplica	18.6.6.4
Ancho mínimo del nudo viga columna para pórticos especiales	$20d_b/\lambda$	$26d_b$	No aplica	18.8.2.3
Separación máxima del refuerzo transversal dentro de la longitud de confinamiento de columnas para pórticos intermedios	$8d_b \leq 20$ cm	$6d_b \leq 15$ cm	No aplica	18.4.3.3

**Tabla 10**

*Resumen de requisitos para el diseño de estructuras con refuerzo de alta resistencia según ACI 318-19 (III)*

<b>Descripción</b>	<b>Grado 60</b>	<b>Grado 80</b>	<b>Grado 100</b>	<b>Norma: ACI 318-19</b>
Separación máxima del refuerzo transversal dentro de la longitud de confinamiento de columnas para pórticos especiales	$6d_b$	$5d_b$	No aplica	18.7.5.3
Separación máxima del refuerzo transversal fuera de la longitud de confinamiento de columnas para pórticos especiales	$6d_b$	$5d_b$	No aplica	18.7.5.5
Separación máxima del refuerzo transversal en bordes de muros estructurales	$6d_b$	$5d_b$	$4d_b$	Tabla 18.10.6.5 (b)
Separación máxima del refuerzo transversal en bordes de muros estructurales en otras localizaciones	$8d_b$	$6d_b$	$6d_b$	Tabla 18.10.6.5 (b)
Límites para $f'c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	210	210	350	Tabla 19.2.1.1

### ***Ventajas y desventajas del uso de refuerzo de acero de alta resistencia***

**Consideraciones importantes adicionales.** Algunas consideraciones de las cuales los ingenieros deben ser cuidadosos al diseñar con aceros de alta resistencia se presentan en (Sharma, 2020):

- Al reducir el acero longitudinal es posible que fricción-cortante se convierta crítico en el diseño, tener en cuenta que se debe seguir usando acero grado 60 para el cálculo por fricción cortante.
- Un incremento del tamaño de las fisuras puede afectar el comportamiento bajo servicio, como por ejemplo la corrosión del acero de refuerzo.
- Es importante distinguir el acero de alta resistencia en el lugar de trabajo, para lo cual una solución común es el uso de pintura. Se debe tener conocimiento sobre la disponibilidad de los tamaños de varillas de alta resistencia en el mercado.
- El uso de aceros de alta resistencia puede indirectamente reducir la redundancia del refuerzo, por ejemplo si se usa una barra en lugar de dos en un colector y se produce una falla en empalmes.
- En elementos sujetos a compresión el pandeo se vuelve crítico debido a que una reducción de cuantía concentra el esfuerzo en las barras de columnas o bordes de muros, especialmente aquellos con forma asimétrica (T o L).
- Según 18.2.7.2 no se permite empalme mecánico con refuerzo grado 550 y 690 cerca a las secciones críticas.

**Ventajas del uso de aceros grado 80 y 100.** Algunas de las ventajas principales se presentan en (CRSI, 2020c):

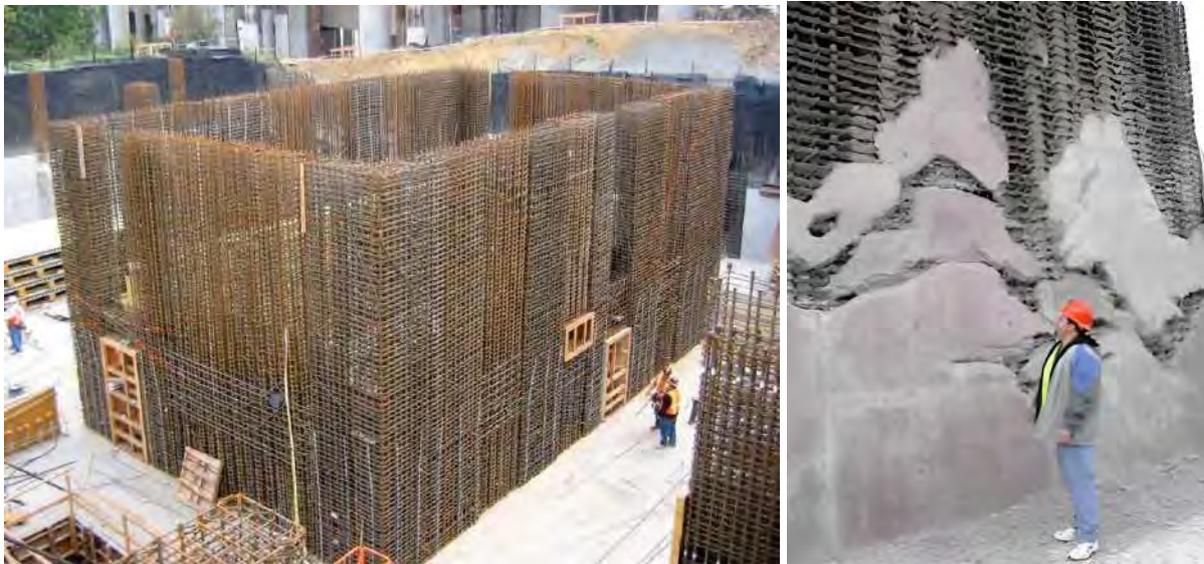
- Menor congestión, especialmente en nudos, vigas de acople y muros estructurales.

Ver figura 87.

- Una mejora en la colocación y compactado del concreto debido a una menor congestión. Ver figura 87.
- Reducción de los costos de colocación del refuerzo debido a un uso menor de varillas. Ver figura 88.
- Menor de tamaño de elementos y por consiguiente mayor espacio de uso.

### **Figura 87**

*Congestión y problemas de colocación del concreto*



*Fuente: (Lepage, 2022)*

**Figura 88**

*Puesta en obra de refuerzo con una cuadrilla de 4 obreros*

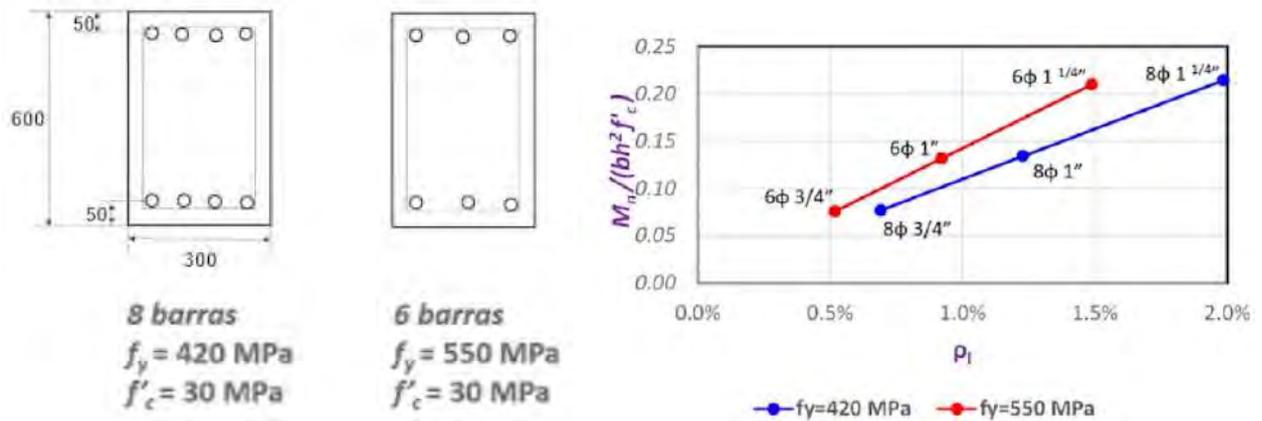


*Fuente: (Lepage, 2022)*

**Uso de HSR en vigas.** Un ejemplo donde se puede apreciar la reducción del acero usando grado 550 en lugar de 420 en vigas se encuentra en (Rodríguez, 2022), se puede observar en la figura 89 que el porcentaje de reducción es proporcional al incremento de la fluencia del acero ( $420/550=0.75$ ) manteniendo el momento resistente. El uso de aceros de alta resistencia en vigas puede ser útil cuando se tiene luces grandes y se desea reducir la congestión en los nudos viga-columna, Sin embargo se debe tener en cuenta las condiciones en servicio se ven comprometidas, debido a que una menor cantidad de refuerzo trae consigo una menor rigidez efectiva (ver figura 90) y mayores deflexiones, los esfuerzos en las barras también aumentan lo que incrementa el tamaño de las grietas bajo cargas de servicio. Lovera (2016) demostró que el incremento del ancho de grieta en vigas usando refuerzo grado 75 en lugar del acero grado 60 es 20 %.

**Figura 89**

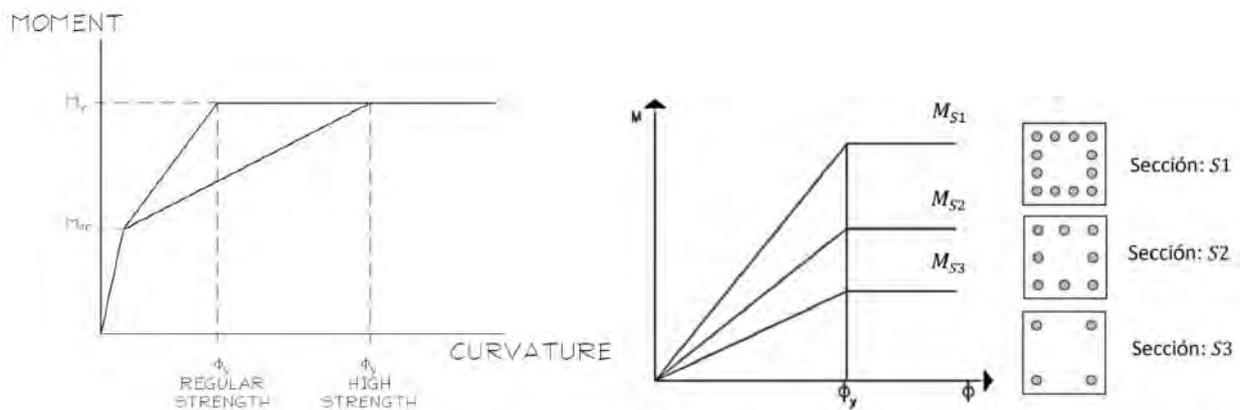
Reducción de acero en vigas usando grado 420 y 550



Fuente: (Rodriguez, 2022)

**Figura 90**

Comparación del diagrama momento curvatura de una viga con refuerzo de alta resistencia y menor refuerzo



Fuente: (NEHRP, 2014) y (Córdova Shedan, 2017)

Yau et al. (2022) presenta un ejemplo de cálculo de deflexiones para una viga de 30x65cm con una luz de 10m usando refuerzo grado 60 y 80, el peralte efectivo es de 58 cm y la resistencia del concreto  $f'_c=280 \text{ kg/cm}^2$ , el resumen se muestra en la tabla 11 en unidades de kgf y cm. Se puede apreciar que considerando los límites de deflexión de  $L/360 = 2,78\text{cm}$  y  $L/240 = 4,17\text{cm}$  para la flecha inmediata por carga viva y la flecha total respectivamente, la

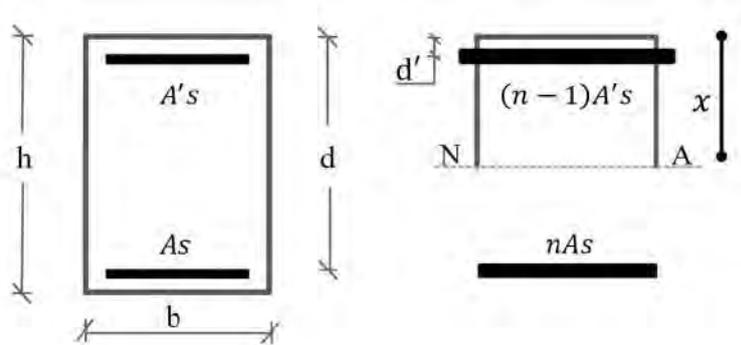
viga con acero grado 550 no cumple las condiciones de servicio:

$$\frac{bx^2}{2} + (n-1)A'_s(x-d') - nA_s(d-x) = 0 \quad n = \frac{E_s}{E_c} \quad (17)$$

$$I_{cr} = \frac{bx^3}{3} + nA_s(d-x)^2 + (n-1)A'_s(x-d')^2$$

**Figura 91**

*Sección transformada de una viga*



*Fuente: (Yau et al., 2022)*

**Tabla 11**

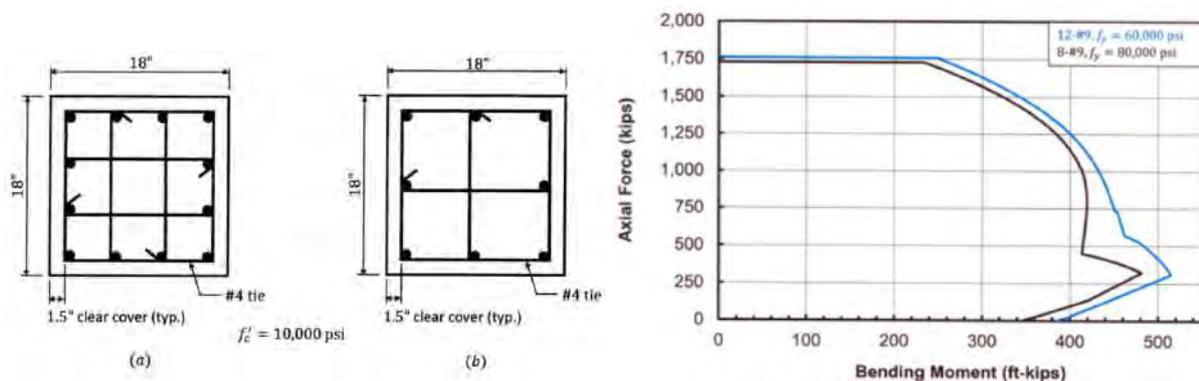
*Cálculo de deflexiones en viga con refuerzo grado 60 y 80*

$f_y$ :	4200	5500
Altura del eje neutro $x$	27.06	23.6
Deformación en la fibra extrema en tracción $\varepsilon_t$	0.0048	0.0057
Acero en tracción colocado $A_s$	7#9	5#9
Acero en compresión colocado $A'_s$	2#7	2#8
Inercia Efectiva para carga muerta	7.18E5	6.02E5
Inercia efectiva para carga muerta + viva	7.01E5	5.07E5
Flecha inmediata debido a carga viva $\Delta_{i,L}$	2.24	2.79
Flecha total $\lambda\Delta_{i,S} + \Delta_{i,D+L}$	3.92	4.78

**Uso de HSR en columnas.** El uso de aceros de alta resistencia en columnas reduce las cuantías de refuerzo y mantiene la capacidad a carga axial como se muestra en la figura 147. Asumiendo una columna no esbelta con una carga axial mayorada de  $P_u = 1700$  kips, el acero longitudinal requerido con varillas grado 60 es de 12#9 ( $\rho = 3.7\%$ ) con  $f'_c = 10$  ksi, sin embargo esta es una cuantía elevada en las zonas de empalmes ( $\rho = 7.4\%$ ) que es ligeramente menor a la máxima cuantía prescrita por el código ( $8\%$ ). Adicionalmente se tiene una separación entre varillas de aproximadamente 3 pulgadas. La combinación de estos factores puede causar problemas de congestión en los nudos. Si se usara acero grado 80 solo se necesita una cuantía de  $2.5\%$  y la distancia entre barras es ahora 5.5 pulgadas (Fanella & Mota, s.f.). La reducción del acero longitudinal es variable como se observa en la figura 93, sin embargo esta es mayor mientras menor sea la resistencia del concreto y mayor sean las cuantías requeridas.

**Figura 92**

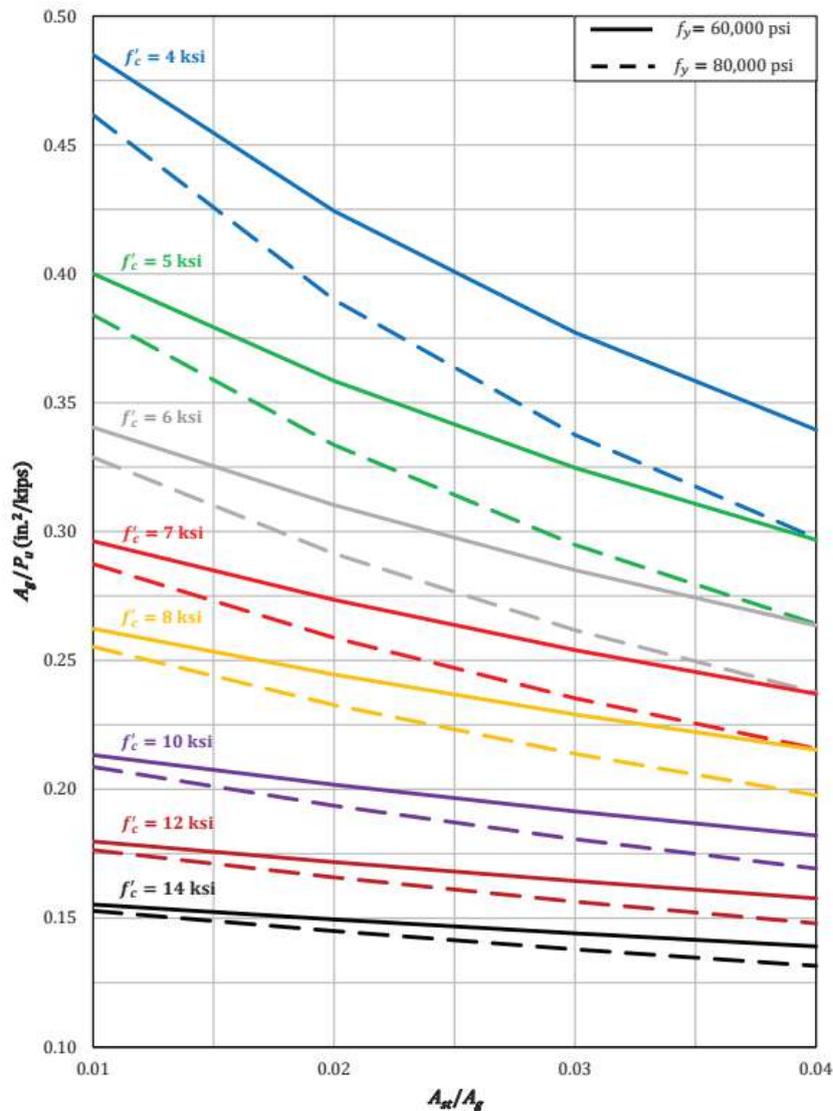
*Reducción de acero en columnas*



*Fuente: (Fanella & Mota, s.f.)*

**Figura 93**

*Reducción de acero longitudinal en columnas usando grado 80*



*Fuente: (CRSI, 2020c)*

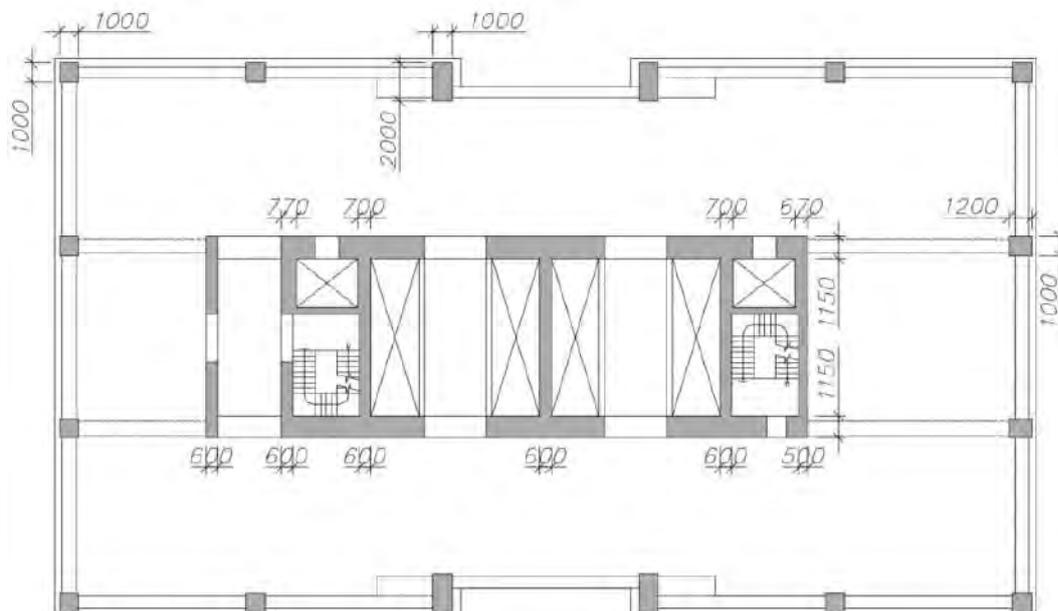
En Perú y sudamericana se ha usado el sistema de núcleo rígido con pórticos perimetrales para edificios altos como los que se muestran en las figuras 94 y 95, en ambos edificios se usó concreto de hasta 60 MPa, estos edificios tienen cuantías altas de refuerzo longitudinal y transversal en las columnas que produce congestión y puede causar problemas de colocación del concreto como se muestra en la figura 96.

## Figura 94

*Torre Banco de la Nación en Perú 30 niveles y 4 sótanos*



(a) Elevación

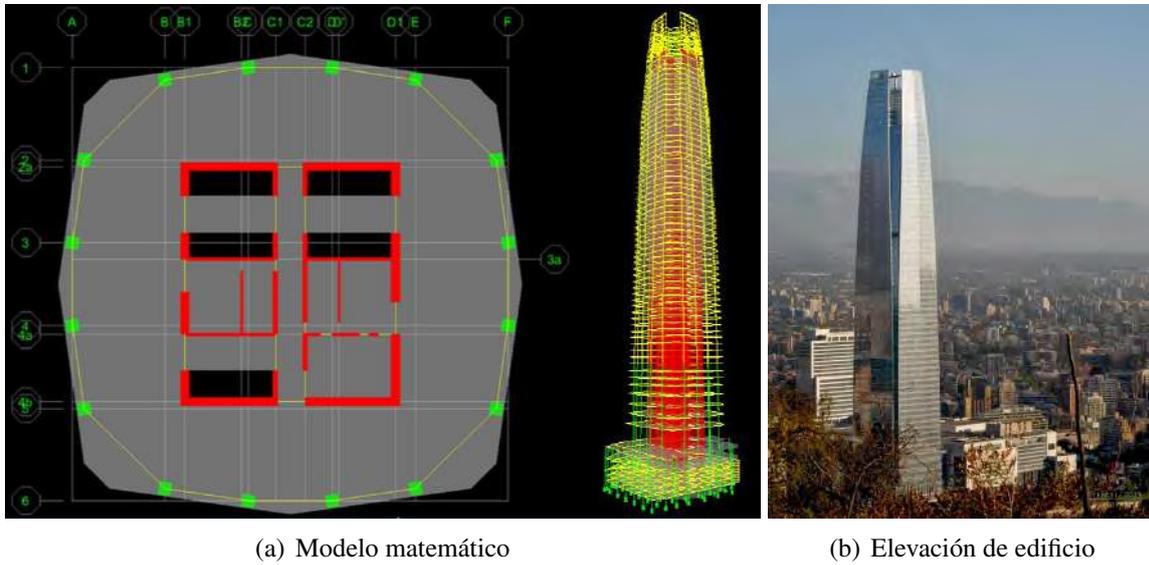


(b) Planta

*Fuente: (Casabonne, 2017)*

## Figura 95

*Torre Costanera Center 70 niveles*



*Fuente: («Proyecto Costanera Center Santiago - Chile», s.f.) y («Gran Torre de Santiago, Costanera Center \ Architectura», s.f.)*

## Figura 96

*Congestión del refuerzo en columna de la torre Costanera Center*

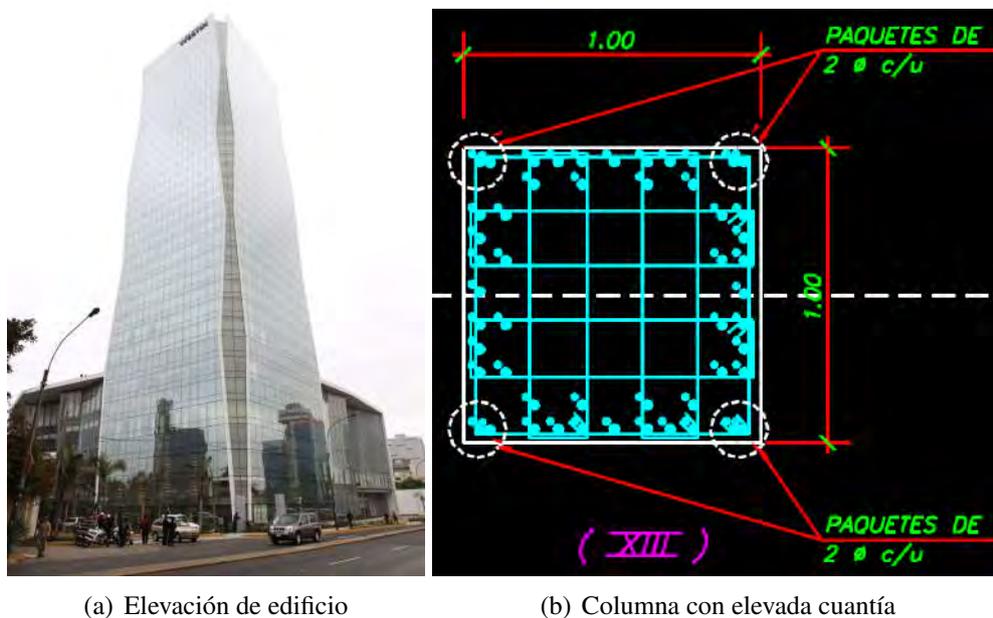


*Fuente: («Proyecto Costanera Center Santiago - Chile», s.f.)*

En la torre del Hotel Westin de 30 niveles y 4 sótanos que se construyó en el 2011 en Lima-Perú y que consta de 30 niveles y 4 sótanos, se puede apreciar en la figura 97 que se usó cuantías elevadas ( $\rho = 5,5\%$ ) en las columnas, se usó paquetes de barras de 1 3/8" que pudieron causar problemas de congestión, el uso de acero grado 80 podría evitar el uso de diámetros grandes y paquetes de barras en edificios de igual magnitud que se construyan en un futuro en nuestro país con una reducción de costos significativa.

### Figura 97

*Torre Westin Libertador Lima-Perú*



(a) Elevación de edificio

(b) Columna con elevada cuantía



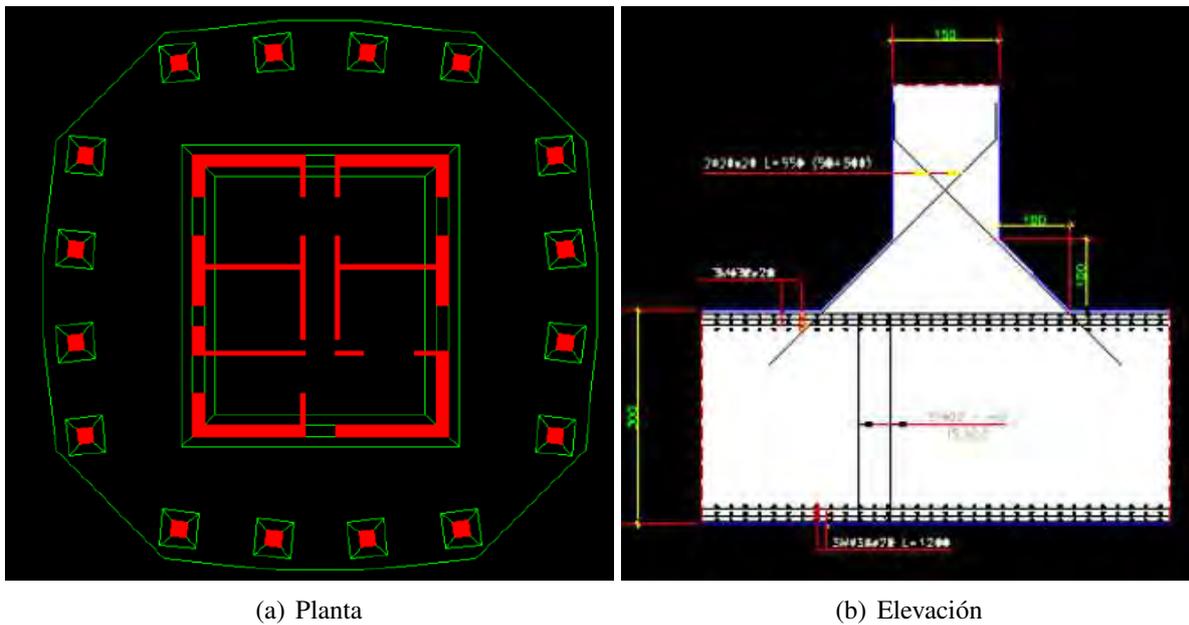
(c) Refuerzo en Torre Westin

Fuente: (andina, s.f.), (Blanco, s.f.-a) y (Blanco, s.f.-b)

**Uso de HSR en Cimentaciones.** El uso de aceros de alta resistencia puede ser una alternativa para reducir la congestión en la cimentación de edificios altos, tanto para vigas o losas, un ejemplo de congestión en la cimentación del edificio Costanera Center de 70 niveles se muestra en las figuras 98 y 99 donde se aprecia que se coloca 3 capas de refuerzo con un espaciamiento estrecho para la cimentación de 3m de espesor. Es posible que este refuerzo sea requerido por las solicitaciones gravitacionales o sísmicas, en este caso si valdría la pena el uso de aceros de alta resistencia con las consideraciones que se tiene para el diseño de diafragmas, sin embargo debido al volumen de concreto las cuantías por retracción y temperatura también son elevadas y son independientes del grado de refuerzo ( $0,0018bh$ ).

**Figura 98**

*Cimentación de la Torre Costanera Center 70 niveles*



*Fuente: («Proyecto Costanera Center Santiago - Chile», s.f.)*

**Figura 99**

*Congestión en la cimentación de la Torre Costanera Center 70 niveles*



*Fuente: («Proyecto Costanera Center Santiago - Chile», s.f.)*

**Uso de HSR en Muros Estructurales.** En edificios altos los muros son el sistema principal de resistencia antes cargas laterales lo que requiere que los bordes de muros tengan cuantías elevadas de refuerzo (ver figura 100 y 101).

**Figura 100**

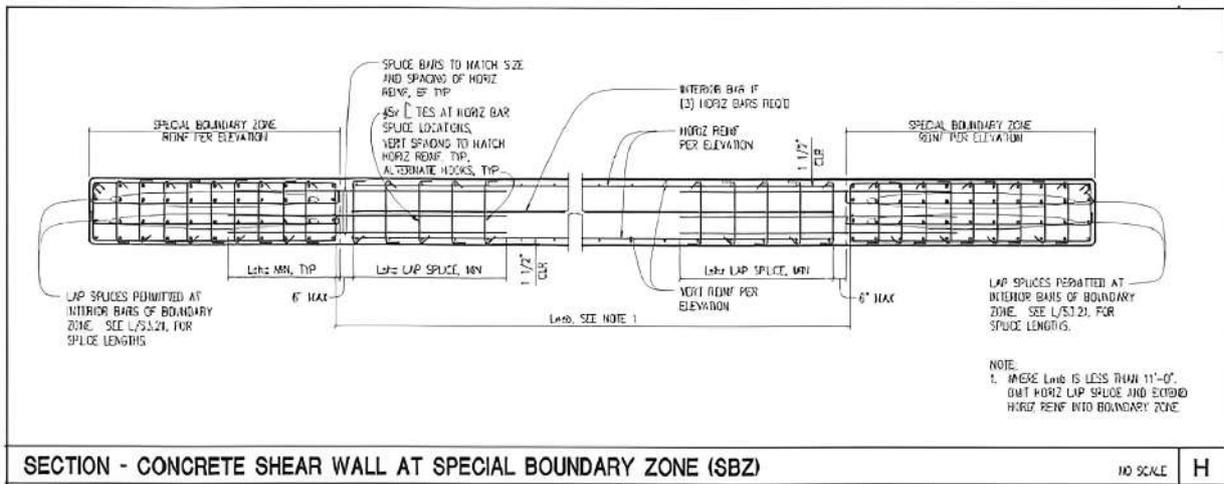
*Cuadrilla para armado de un muro estructural*



*Fuente: (Lepage, 2022)*

**Figura 101**

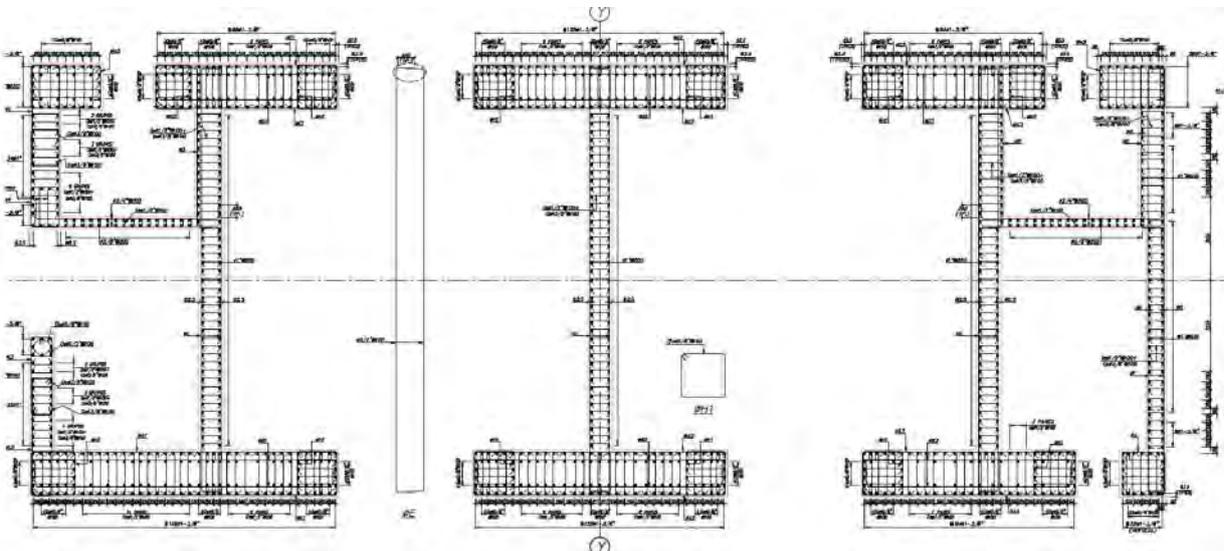
*Congestión en los bordes de un muro estructural*



*Fuente: (Lepage, 2022)*

**Figura 102**

*Armado de muro en primer nivel de torre banco de la nación*

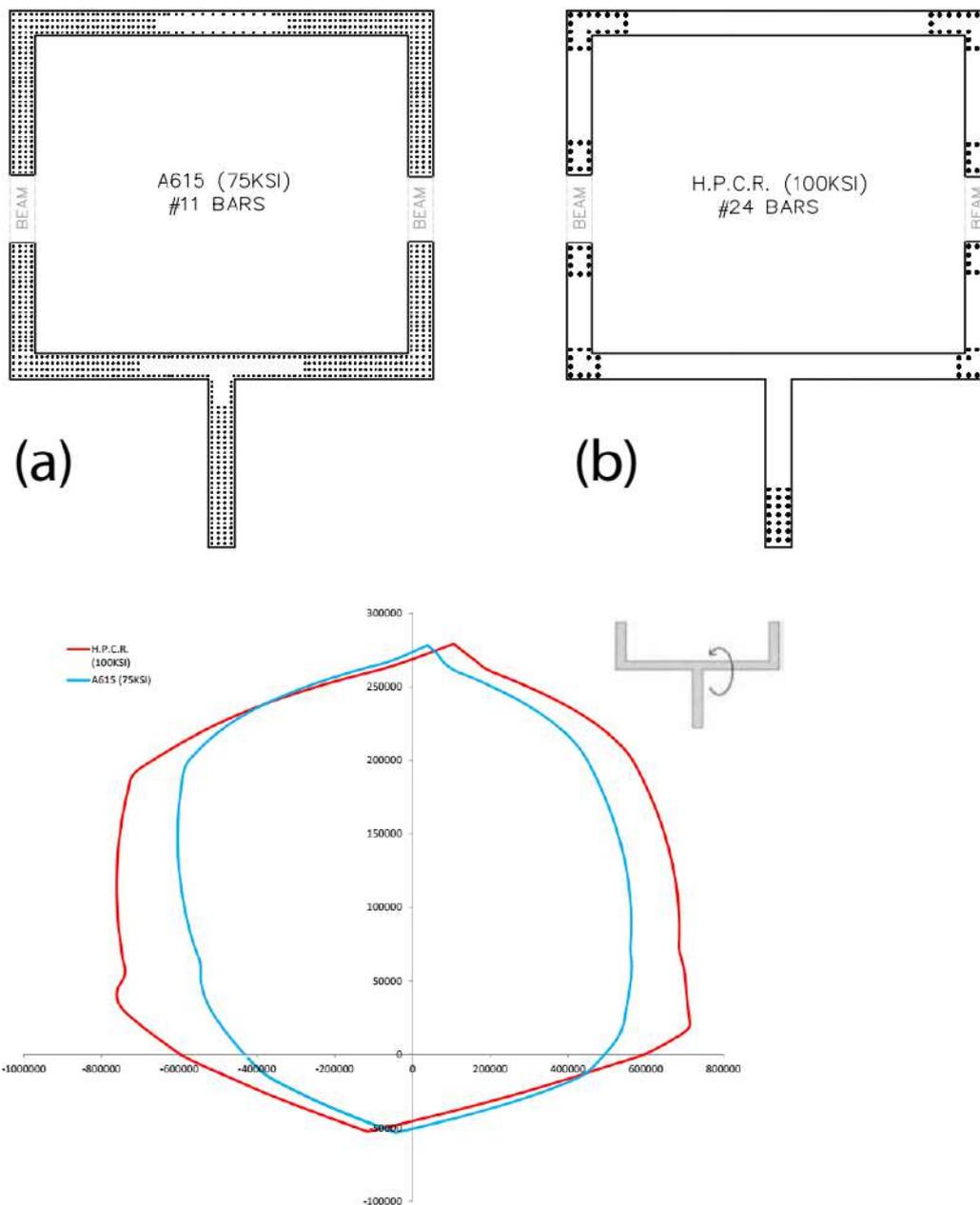


*Fuente: (Casabonne, 2017)*

El uso de refuerzo de alta resistencia en bordes de muros estructurales puede reducir significativamente la congestión como se observa en la figura 103 manteniendo la capacidad a carga axial y momento. También se puede utilizar refuerzo horizontal de alta resistencia en los primeros niveles.

### Figura 103

*Reducción de cuantía en bordes de muros usando acero de alta resistencia*

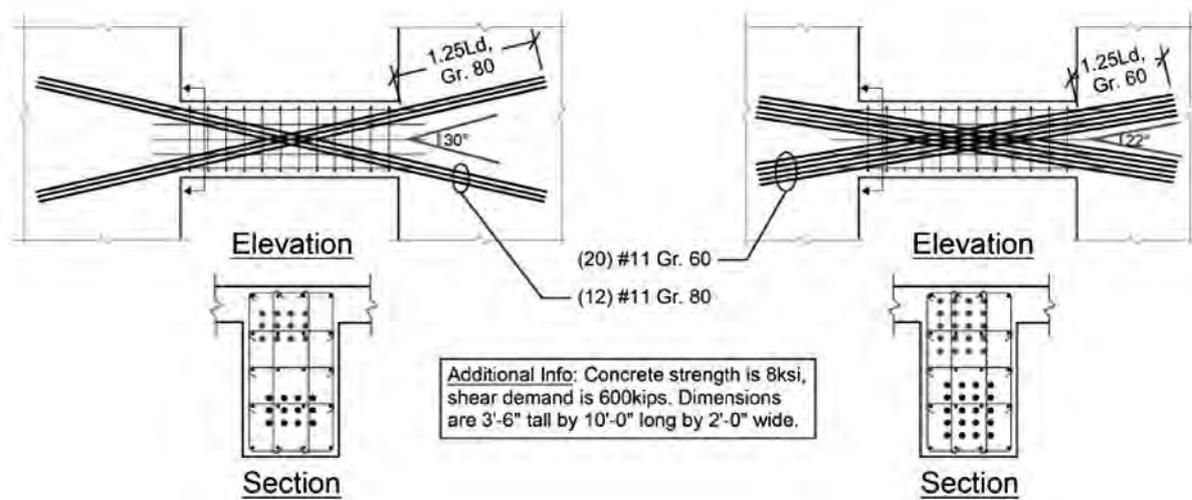


Fuente: (Bongiorno & Bongiorno, 2014)

**Uso de HSR en Vigas de Acople.** Otra aplicación para los aceros de alta resistencia grado 80 y 100 son las vigas de acoplamiento debido a que en zonas sísmicas requieren elevadas cuantías de refuerzo longitudinal o en diagonal. El uso de acero de alta resistencia puede reducir la congestión del refuerzo diagonal e incluso mejorar el desempeño de las barras diagonales debido a un ángulo mayor para resistir cortante. Ver figura 104.

**Figura 104**

*Reducción de acero en vigas de acople*



*Fuente: (Sharma, 2020)*

**Desventajas del Uso de Refuerzo de Alta Resistencia.** Sin embargo, el uso de aceros de alta resistencia implica que los ingenieros deben comprender el comportamiento y sus implicaciones en el diseño, algunos de estas consideraciones mencionadas por (Slavin & Ghannoum, 2015) se resumen a continuación:

- Un incremento de la resistencia a la fluencia está relacionada a un incremento de la deformación de fluencia y una disminución de la deformación en la fractura, relación T/Y y la platea de fluencia también disminuyen.
- Una relación T/Y afecta la distribución de la plasticidad en los elementos de concreto reforzado, un valor bajo en esta relación produce concentraciones altas de esfuerzo

en las fisuras pudiendo causar una prematura fractura de la barra longitudinal (Sokoli et al., 2017).

- Una menor ductilidad y disipación de energía puede afectar el diseño sísmico y la capacidad de deformación de los elementos.
- Para un mismo diámetro de barra el uso de varillas de alta resistencia implica mayores deformaciones y por ende mayores esfuerzos de compresión y tracción.
- Fuerzas de tensión grandes producen mayores esfuerzos de adherencia requerido por ganchos o barras con cabeza en tracción.
- Esfuerzos de compresión grandes producen un incremento de la susceptibilidad al pandeo para una misma separación del refuerzo transversal.
- Mayores deformaciones y esfuerzos bajo cargas de servicio pueden incrementar el tamaño de las grietas y las deflexiones.
- Un mayor tamaño de las grietas puede conducir a debilitar el mecanismo de transferencia a cortante en el concreto y disminuir su capacidad.

A nivel de sección del elemento el uso de refuerzo de alta resistencia permite reducir el área de acero proporcionalmente al incremento de la resistencia a la fluencia, esta reducción está acompañada de una disminución en la rigidez que debería considerarse (Sharma, 2020). La inercia efectiva es función de la altura del eje neutro después de la fisuración, y esta a su vez es función del área de acero, una disminución del refuerzo con lleva a tener una menor rigidez post fisuración. Los efectos de una menor rigidez de los miembros a nivel de la estructura son mayores deflexiones y mayores desplazamientos laterales debido a sollicitaciones sísmicas.

En adición a esto los diseñadores se rehusaron a especificar en los proyectos refuerzo con  $f_y > 80$  ksi debido a errores potenciales en la puesta en obra, por ejemplo, colocar

refuerzo grado 80 donde se requiera grado 60 y viceversa (Barbosa et al., 2016).

**Preguntas Frecuentes Sobre el Uso de Aceros de Alta Resistencia.** Debido a los inconvenientes que conlleva el uso de aceros de alta resistencia se tuvo que realizar ensayos sobre el comportamiento del acero de refuerzo, no solo ante cargas monotónicas, sino también sometido a cargas reversas y fatiga de bajo ciclaje para estudiar la susceptibilidad al pandeo. También se requirió conocer el comportamiento cíclico de vigas, columnas, nudos, muros estructurales y vigas de acople con aceros de alta resistencia para evaluar su capacidad de deformación y disipación de energía, finalmente es necesario evaluar la respuesta numérica de edificios diseñados con estos aceros mediante análisis no lineal historia de respuesta. Los resultados de todas estas investigaciones junto con las nuevas disposiciones del código ACI 318-19 permite responder las preguntas que surgen cuando el diseñador decide usar refuerzo de alta resistencia en lugar del acero convencional, algunas de estas interrogantes se encuentran en (NEHRP, 2014):

- ¿Los miembros de concreto reforzado con aceros de alta resistencia tienen adecuada ductilidad para resistir efectos producidos por terremotos bajo la práctica de diseño actual?  
*Antes de la edición del ACI 318-19 la práctica de diseño no asegura que se obtenga la misma ductilidad debido a fallas prematuras que se puede presentar debido a una mayor susceptibilidad del refuerzo de alta resistencia al pandeo de la barra, adherencia, hendimiento, entre otros.*
- ¿El uso de aceros de alta resistencia requiere una mayor profundidad de nudo viga-columna para compensar los mayores esfuerzos de adherencia en pórticos a momento?  
*Si, los nuevos requisitos para la profundidad del nudo en pórticos especiales toma en cuenta el incremento de esfuerzos de adherencia.*
- ¿Qué espaciamiento de refuerzo transversal es requerido para evitar la falla por

pandeo de la barra de alta resistencia? *Según los nuevos requisitos del ACI 318-19, se debe restringir la separación del acero transversal a  $5d_b$  para pórticos especiales y bordes de muros con acero grado 80, y para bordes de muros con acero grado 100  $4d_b$*

- *¿Los altos esfuerzos producidos por el uso de aceros de alta resistencia conduce a mayores fallas de hendimiento en vigas y columnas cortas? Si, un nuevo requisito en ACI 318-19 permite controlar el tamaño de la barra, así mismo se requiere una cuantía mínima de refuerzo transversal cuando las varillas están estrechamente espaciadas, todo esto ayuda a prevenir las fallas por hendimiento*

- *¿Cuál es el efecto de usar refuerzo de alta resistencia en la rigidez, periodo y derivas de de la estructura? Las investigaciones han demostrado que este fenómeno depende del sistema estructural y de la intensidad del movimiento del terreno, el incremento de derivas varía entre 3 % y 20 %*

- *¿La resistencia a cortante en vigas, columnas y muros incrementa con el incremento de la resistencia a la fluencia en el refuerzo? Se ha demostrado que se puede usar refuerzo de alta resistencia para cortante, por lo que ACI 318-19 permite esta aplicación.*

**Costo de aceros de alta resistencia y reducción de gastos.** El uso de HSR permite a los diseñadores reducir la cantidad de acero, resultando en menos congestión, una construcción más simple y menores costos (M. Huq et al., 2017). El uso de HRS conlleva no solo la reducción de la cantidad del acero de refuerzo, sino también costos relacionados al pedido y entrega de materiales, costo de mano de obra y un menor tiempo de ejecución (Kamaruddin et al., 2018). También se reduce el número de trabajadores y gastos en la periferia como son grúas (Kheyroddin et al., 2017).

En edificios altos de concreto reforzado los costos de las barras puede llegar a ser 30 % del costo de la estructura, lo que típicamente es 15 a 20 % del costo total del proyecto, el costo

del acero grado 80 es aproximadamente 10 % mayor que el acero grado 60 (NEHRP, 2014).

NEHRP (2014) realizó estudios sobre el impacto económico en edificios altos de pórticos especiales y muros estructurales, llegando a la conclusión de que a pesar de un costo adicional del HRS del 5 % se obtuvo una reducción del costo estructural de 3.4 % y 3.8 % respectivamente.

García Pombosa y Maldonado Guallichico (2021) demostró que a pesar de un costo adicional del refuerzo grado 80 del 11.8 % la reducción del acero implica un ahorro en el presupuesto de 12 % y la reducción de las secciones produjo un ahorro de hormigón en 5.9 %. Se estima una reducción de tiempos de ejecución de 25 %.

Según análisis de precios unitarios típicos de la realidad peruana, el insumo “acero corrugado” tiene una incidencia del 50 % en el costo directo de la partida “Suministro, Habilitación y Colocación de acero de refuerzo”, una reducción de acero trae beneficios generales como son la mejora medio ambiental al tener menor cantidad de acero que fabricar con el consiguiente ahorro de energía y menor contaminación del planeta (Lovera, 2016).

**El Uso de Refuerzo de Alta Resistencia en la Actualidad.** Actualmente se hace uso de refuerzo grado 80 en la construcción de edificios en Estado Unidos como se muestra en la figura 105, se espera que pronto salga las especificaciones de ASTM A706 para el acero grado 100 y con ello se haga uso extenso de este tipo de refuerzo en muros estructurales y vigas de acople de edificios altos. Así mismo las investigaciones demuestran que el uso de aceros grado 100 es una opción viable para pórticos especiales a momento e incluso el acero grado 120 podría ser una opción para el diseño de muros estructurales y vigas de acople en una futura edición del ACI 318.

## Figura 105

### *Edificios Actuales en Estados Unidos con Refuerzo de Alta Resistencia*



*"Scope San Jose"*  
 24 pisos - uso residencial  
 San Jose, California  
 Grado 80 (550) en muros y confinamiento  
 en columnas



*"The Carlyle"*  
 22 pisos - uso mixto  
 San Jose, California  
 Grado 80 (550) en Muros y Columnas



57 pisos - uso residencial  
 Los Angeles, California  
 Acero Grado 80 (550) en muros

*Fuente: (Lepage, 2022)*

## CAPITULO III

### Características de los casos de estudio

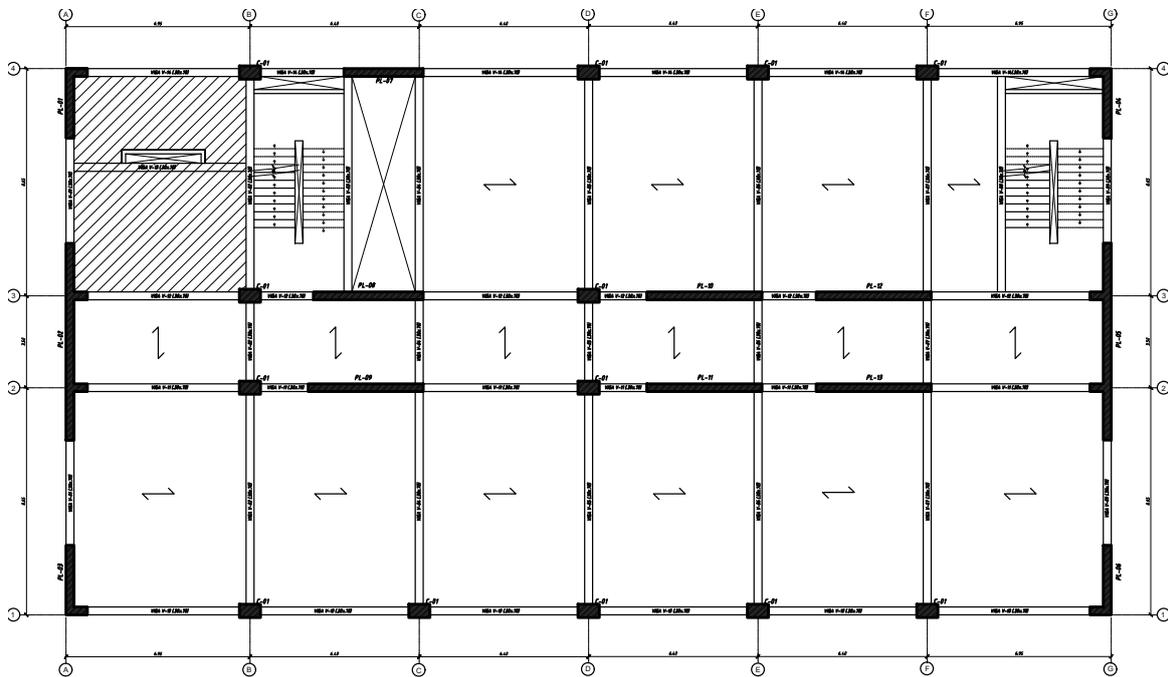
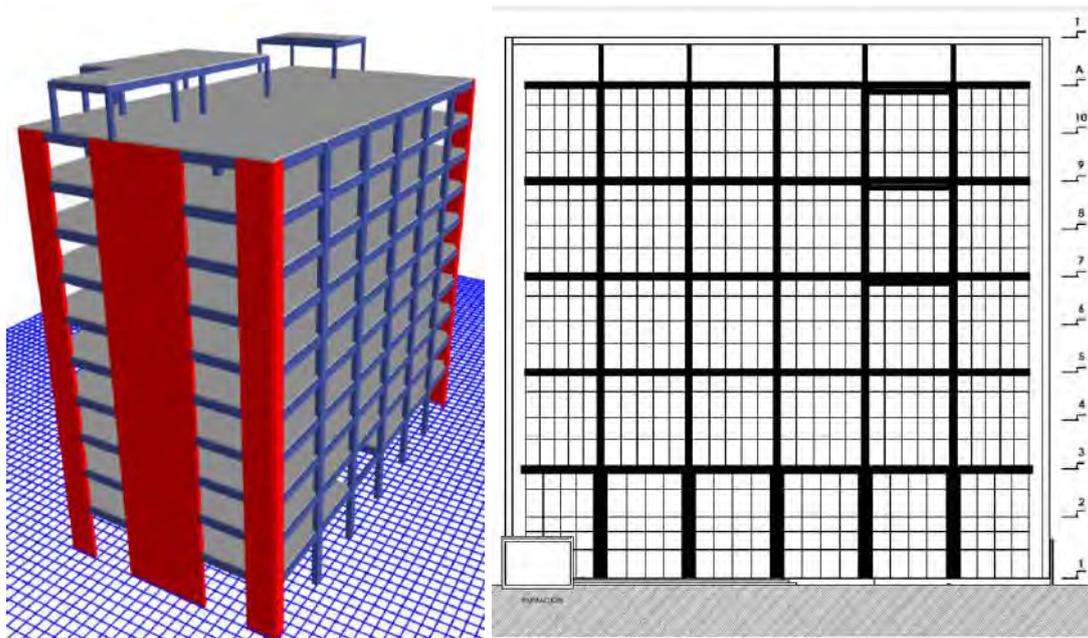
#### Edificio N°01

Esta edificación es extraída y adaptada de (Cauvi Alfaro & Tullume Cornejo, 2021), comprende el edificio de aulas de un edificio de educación superior, en el departamento de Lima, provincia de Lima y distrito de Los Olivos. El terreno es de forma regular cuya área asignada para el desarrollo del proyecto es de 821.60 m<sup>2</sup> y encierra un perímetro de 122 m, la capacidad portante del suelo es de 4 kg/cm<sup>2</sup>.

La arquitectura de la edificación consta de 10 pisos y azotea, de los cuales los pisos a partir del 5 hasta el 10 son planta típica y los niveles 1, 2, 3 y 4 tienen una configuración distinta. La estructura de la edificación está constituida por muros y pórticos de concreto armado para dotar de suficiente rigidez lateral en ambas direcciones. Debido a la configuración arquitectónica se requiere libre las fachadas en la dirección X por lo que se colocaron muros en la dirección X en los ejes 2 y 3 que se conectan con vigas de acople.

Las sobrecargas utilizadas varían desde 250 a 400 kg/m<sup>2</sup>, el sistema de entrepiso consiste en losas aligeradas en una y dos direcciones con peralte de 25cm, además de losas macizas de 25cm en algunas zonas específicas.

El concreto utilizado es principalmente 210 kg/cm<sup>2</sup> y en algunas columnas y muros 280 kg/cm<sup>2</sup>. Las vigas en el sentido corto del edificio tienen dimensiones de 30x70cm para cubrir luces de aproximadamente 8m, en el sentido largo las vigas tienen una sección de 30x60cm, las columnas tienen dimensiones de 50x80cm y los espesores y longitudes de muros son los requeridos para controlar las derivas debajo del límite máximo de la norma E-030.

**Figura 106***Planta típica del Edificio N°01 de 10 niveles**Fuente: (Cauvi Alfaro & Tullume Cornejo, 2021)***Figura 107***Modelo y Elevación del Edificio N°01 de 10 niveles**Fuente: (Cauvi Alfaro & Tullume Cornejo, 2021)*

## Edificio N°02

Esta edificación existente es extraída y adaptada a partir de los datos presentados en (Flores Olano & Guevara Bravo, 2021). El hotel Holiday Inn Express Lima, se emplaza en el Centro Financiero de San Isidro, con 19 niveles, 02 sótanos, 175 habitaciones, gimnasio, salas de reuniones de uso interno y piscina temperada. El terreno es de formar regular cuya área asignada para el desarrollo del proyecto es de 544.83 m<sup>2</sup> y encierra un perímetro de 93.55 ml, la capacidad portante del suelo es de 9.52 kg/cm<sup>2</sup>.

La estructura de la edificación está constituida por un núcleo muros de concreto ubicados en la zona de escaleras y ascensores con pórticos perimetrales de concreto armado.

Las sobrecargas utilizadas varían desde 200 kg/m<sup>2</sup> en habitaciones hasta 400 kg/m<sup>2</sup> en depósitos y ambientes para asamblea, el sistema de entrepiso consiste en losas postensadas con peralte de 20cm, además de losas macizas de 20cm en algunas zonas específicas.

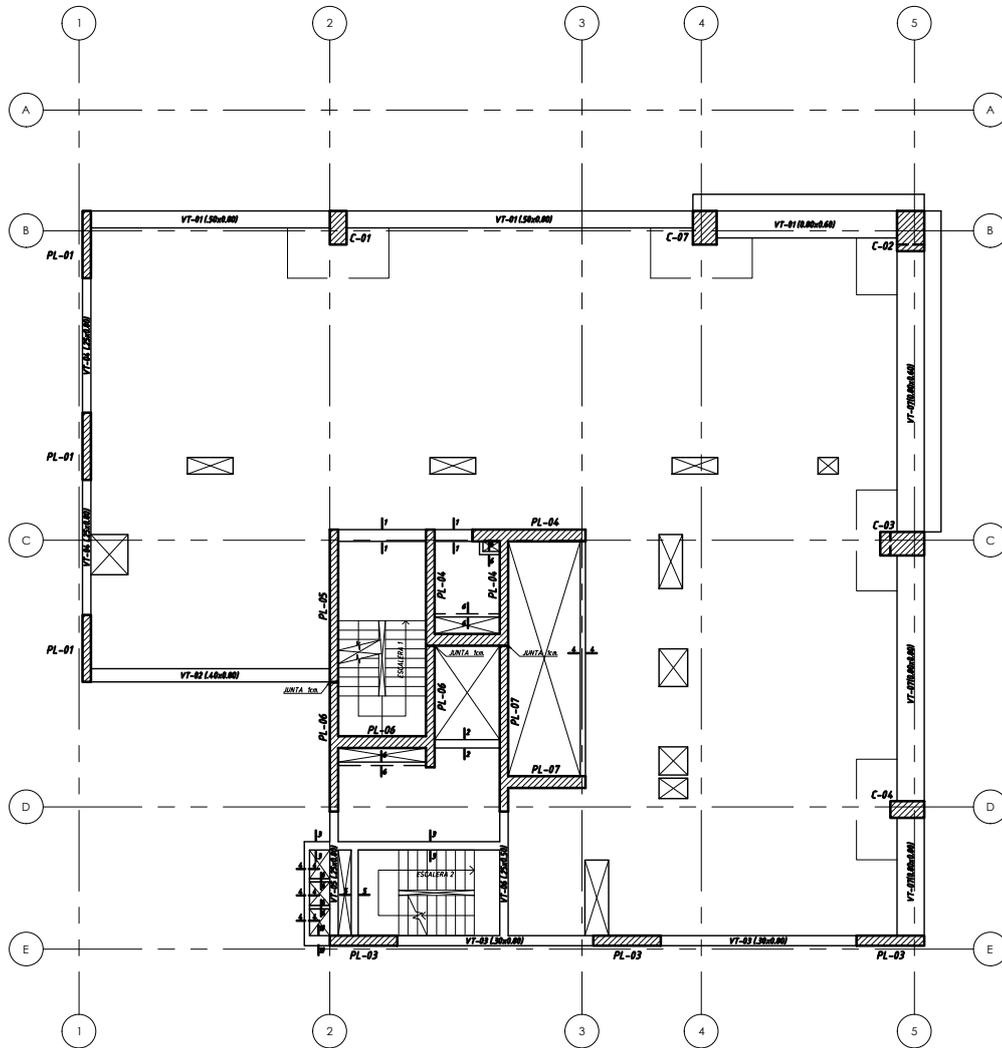
Las columnas que conforman los pórticos perimetrales tienen dimensiones de 50x140cm, 80x140cm, 80x150cm, 50x150cm y 70x140cm, las vigas tienen secciones de 25x80cm, 40x80cm, 50x80cm y 80x80cm, los espesores de los muros son de 25cm.

El concreto utilizado en columnas y muros es de 350kg/cm<sup>2</sup> hasta el quinto piso, 280kg/cm<sup>2</sup> hasta el octavo piso y 210kg/cm<sup>2</sup> en el resto de niveles. Las vigas y losas postensadas tienen una resistencia de 280kg/cm<sup>2</sup>.

La estructura cuenta con irregularidad en planta por esquinas entrantes e irregularidad torsional, también cuenta con irregularidad geométrica vertical debido a la configuración arquitectónica donde se reduce el área en planta a partir del nivel 3 y posteriormente en el piso 16.

**Figura 108**

*Planta del Hotel Holiday*



*Fuente: (Lima S.A.C, 2016)*

**Figura 109**

*Modelo y vista 3D del Edificio N°02 de 19 niveles*



*Fuente: (Lima S.A.C, 2016; «Pragma Arquitectos | Hoteles | Holiday Inn Express Lima», s.f.)*

**Edificio N°03**

Esta edificación existente es adaptada a partir de la información compartida por el Ing. Antonio Blanco Blasco. La torre del Hotel Westin consta de 30 pisos y 5 sótanos con una altura del primer piso de 12.8m y los demás niveles con una altura de 6.4m en un total de 118.00m desde el nivel de piso terminado, la planta típica de la edificación se repite en todos los niveles y presenta 07 ejes en la dirección X espaciados a 4.8m en promedio y 06 ejes en la dirección Y espaciados de 5m a 6m.

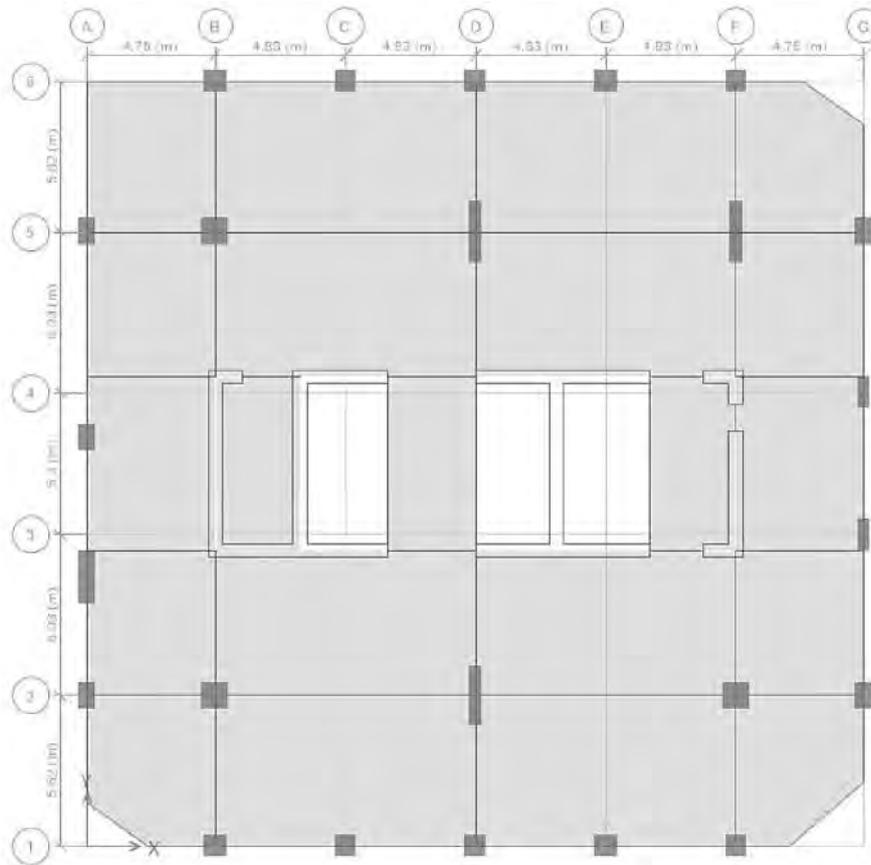
La estructura de la edificación está constituida por un núcleo muros de concreto ubicados en la zona central con espesores de 50cm y pórticos de concreto en ambas direcciones. No cuenta con irregularidades.

Las sobrecargas utilizadas varían desde 200 kg/m<sup>2</sup> en habitaciones hasta 400 kg/m<sup>2</sup> en depósitos y ambientes para asamblea, el sistema de entrepiso consiste en losas macizas con peralte de 22cm, vigas chatas y vigas peraltadas en zonas específicas, además de losas macizas de 27cm en los volados de las esquinas.

El concreto utilizado en columnas y muros es de 420 kg/cm<sup>2</sup> para los sótanos hasta el noveno piso, 350 kg/cm<sup>2</sup> hasta el piso diecinueve y 280 kg/cm<sup>2</sup> en el resto de niveles. Las vigas y losas macizas tienen una resistencia de 350 kg/cm<sup>2</sup> hasta el piso nueve y 280 kg/cm<sup>2</sup> en el resto de niveles.

**Figura 110**

*Planta típica del Edificio N°03 de 30 niveles*



*Fuente: (Blanco, s.f.-a)*

**Figura 111**

*Modelo y vista 3D Edificio N°03 de 30 niveles*



*Fuente: (Facebook, s.f.)*

## CAPITULO IV

### Análisis sísmico Según E-030

Según lo descrito en el capítulo anterior las características necesarias para el análisis sísmico de los edificios se resumen en la tabla 12:

**Tabla 12**

*Resumen de Caracterización de edificios*

<b>Edificio:</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
Ubicación	Lima	Lima	Lima
Zonificación	4	4	4
Tipo de Suelo	S1	S2	S1
Uso de la Edificación	Universidad	Hotel	Hotel
Categoría de la Edificación (tabla N°5 E-030)	A	C	C
Área en planta piso típico (m <sup>2</sup> )	821.6	544.83	865.3
Numero de pisos	10	19	30
Numero de sótanos	0	2	5
Altura total del edificio sobre el nivel cero (m)	40.25	64.2	108.9
Sistema Estructural	Muros	Muros	Muros
Regularidad	Regular	Irregular	Regular

A continuación se presenta los parámetros sísmicos según la norma E.030, el espectro de aceleraciones, el escalamiento de cortante dinámica, los desplazamientos inelásticos y consideraciones que se tiene en la presente tesis para los tres edificios de estudio en cuanto al análisis sísmico:

### Parámetros de análisis sísmico según E-030

**Tabla 13**

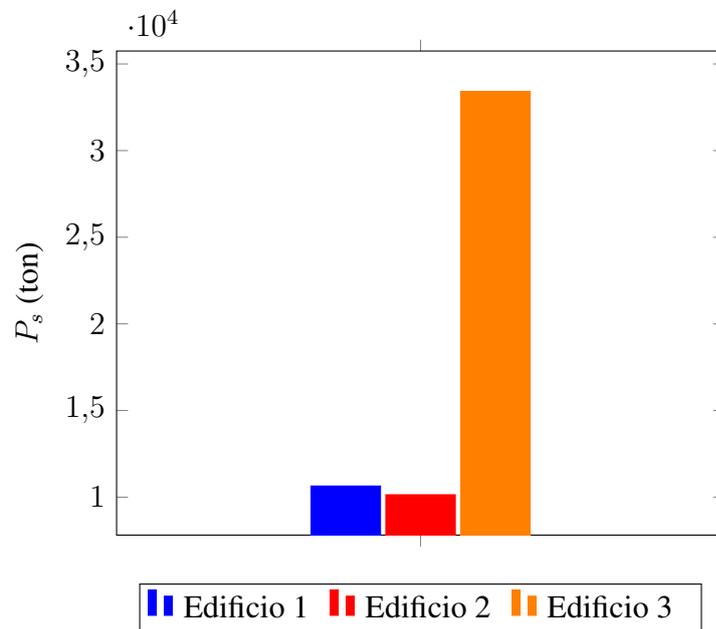
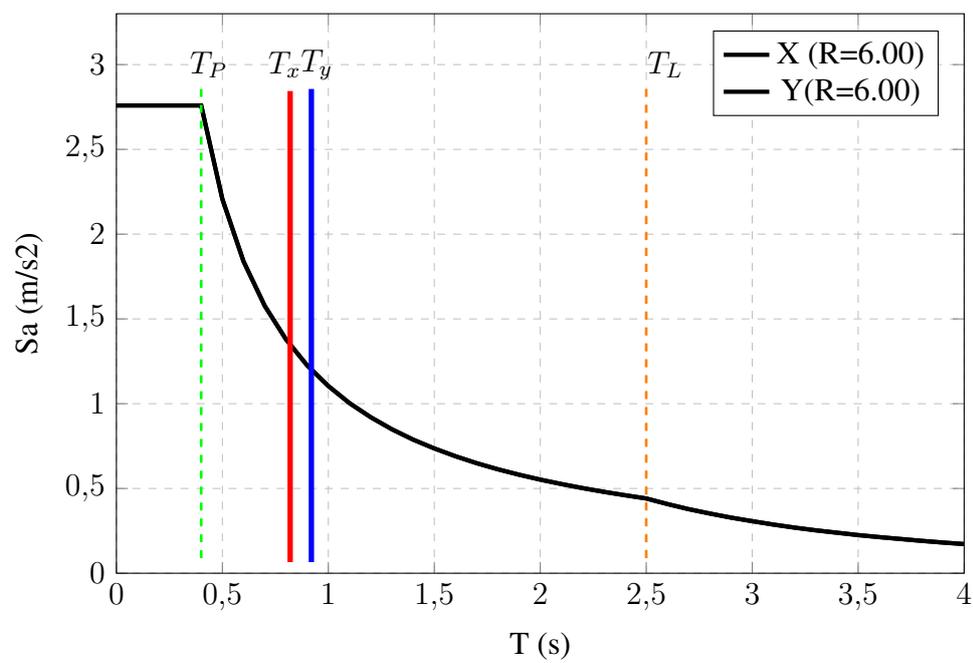
*Resumen de parámetros sísmicos según E-030*

<b>Edificio</b>		<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
Factor de Zona (tabla N°1)	$Z$	0.45	0.45	0.45
Factor de Suelo (tabla N°3)	$S$	1.00	1.05	1.00
Periodos (tabla N°4)	$T_P$	0.40	0.60	0.40
	$T_L$	2.50	2.00	2.50
Factor de uso (tabla N°5)	$U$	1.50	1.00	1.00
	$ZUS$	0.68	0.47	0.45
Carga Muerta sobre la base o nivel cero	$P_D$ (ton)	9480.81	9790.70	31980.90
Carga Viva sobre la base o nivel cero	$P_L$ (ton)	2323.51	1388.50	5750.20
Porcentaje de carga viva (Art. 26)	$\%P_L$	0.50	0.25	0.25
Peso Sísmico (Art. 26)	$P_S$ (ton)	10642.57	10137.83	33418.45

Resultados del análisis sísmico según E-030

**Tabla 14**  
Resumen de Análisis Sísmico Estático Según E-030

	Edificio:			2			3		
	1	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Coefficiente Básico de Reducción (tabla N°7)	$R_o$	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
Irregularidad en altura (tabla N°8 )	$I_a$	1.00	1.00	0.90	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00
Irregularidad en planta (tabla N°9 )	$I_p$	1.00	1.00	0.75	0.75	1.00	1.00	1.00	1.00
Coefficiente de Reducción (Art. 22)	$R$	6.00	6.00	4.05	4.05	6.00	6.00	6.00	6.00
Coefficiente de Aceleración Espectral (Art. 29.2.1)	$ZUS/R$	0.11	0.11	0.12	0.12	0.08	0.08	0.08	0.08
Periodos fundamentales en traslación pura (Art. 28.4.2 y 28.4.3)	$T$	0.92	0.82	1.90	1.72	2.05	2.05	2.69	2.69
Factor de amplificación sísmica (Art. 14)	$C$	1.08	1.22	0.79	0.87	0.49	0.49	0.34	0.34
Verificación (Art. 28.2.2)	$C/R$	0.18	0.20	0.20	0.22	0.08	0.08	0.06	0.06
	$(C/R)_{min}$	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11
	$(C/R)_{final}$	0.18	0.20	0.20	0.22	0.11	0.11	0.11	0.11
Cortante Estática (Art. 28.2.1)	$ZUCS/R$	0.12	0.14	0.09	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05
	$V_{est}$	1298.23	1459.66	935.96	1033.27	1654.21	1654.21	1654.21	1654.21
Coefficiente k (Art. 28.3.2)	$k$	1.21	1.16	1.70	1.61	1.77	1.77	2.00	2.00

**Figura 112***Peso sísmico de los tres edificios de estudio***Figura 113***Espectro de aceleraciones Edificio 1*

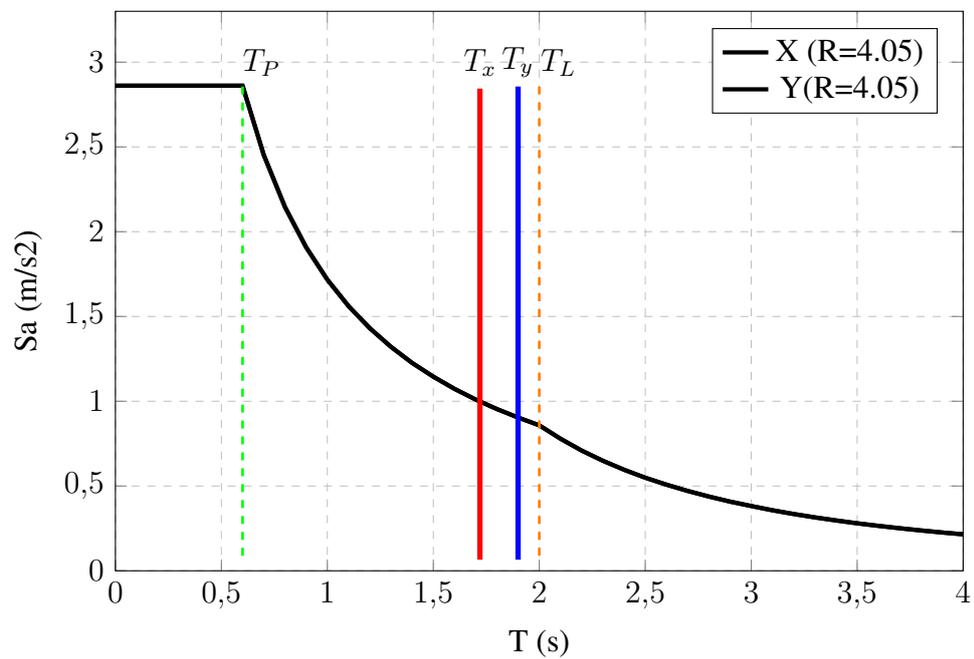
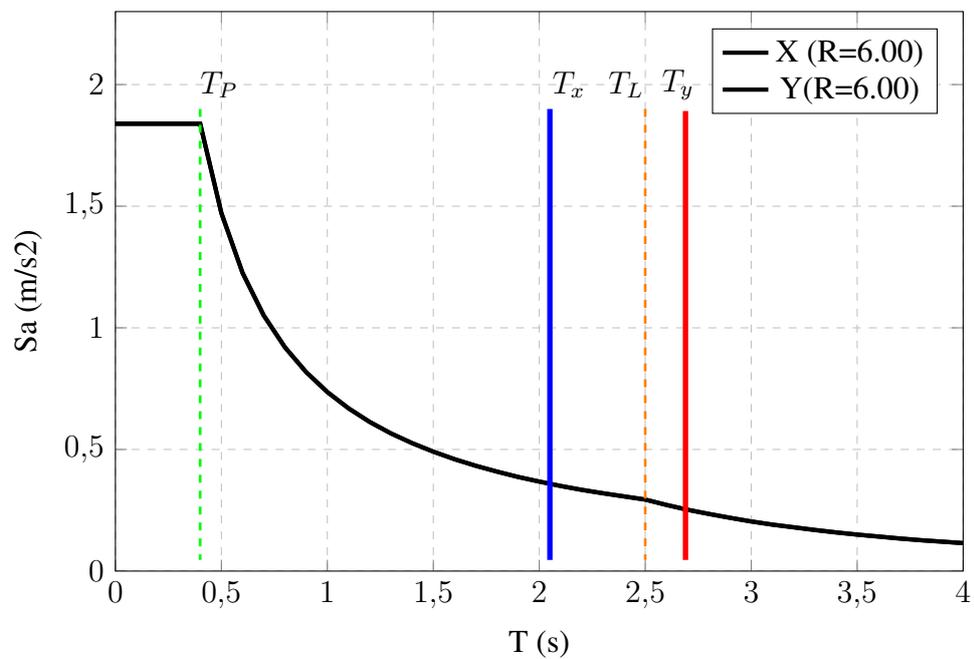
**Figura 114***Espectro de aceleraciones Edificio 2***Figura 115***Espectro de aceleraciones Edificio 3*

Tabla 15

Escalamiento de Cortante Dinámica Según E-030

	Edificio:		1		2		3	
	Dirección:		X	Y	X	Y	X	Y
Cortante dinámica modal espectral (Art. 29.3.1)	$V_{din}$ (ton)		1004.88	1077.61	523.93	481.18	863.00	741.00
Porcentaje de cortante mínima (Art. 29.4.1)	% min		80.00	80.00	90.00	90.00	80.00	80.00
Factor de Escala de fuerzas sísmicas (Art. 29.4.2)	$F.E.$		1.03	1.08	1.61	1.93	1.53	1.79
Cortante dinámica escalada	$V_{din,esc}$ (ton)		1038.58	1167.73	842.37	929.94	1323.37	1323.37

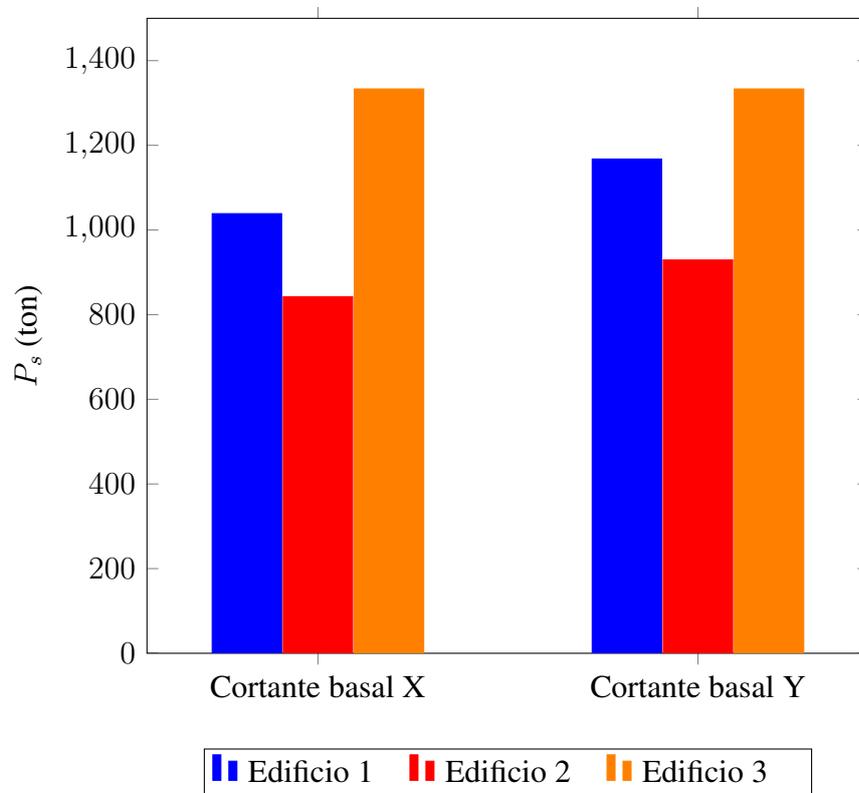
**Tabla 16**

*Desplazamientos Inelásticos Según E-030*

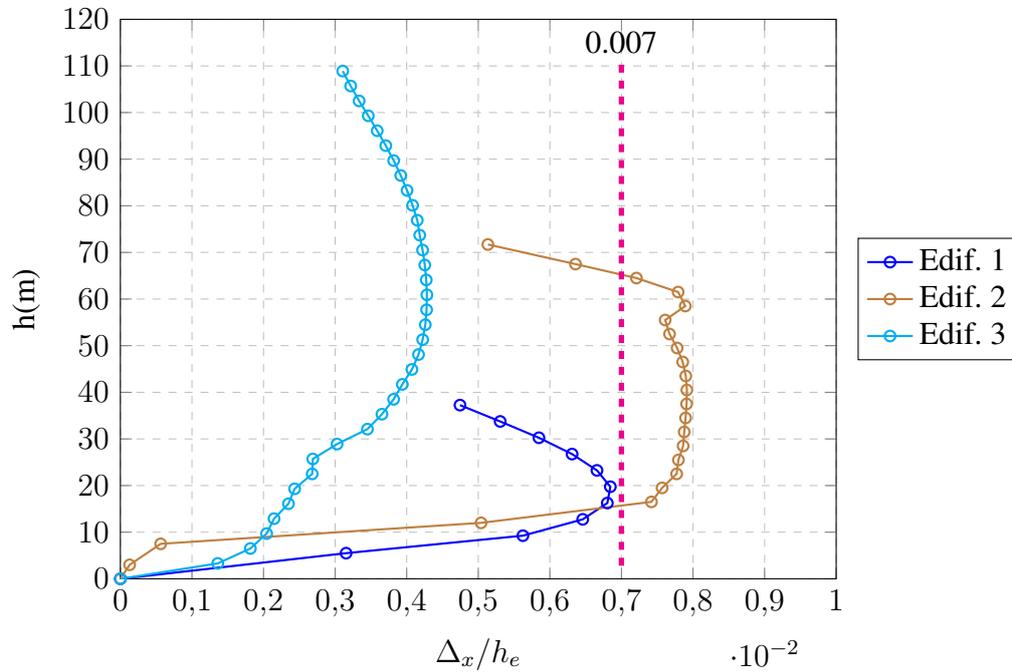
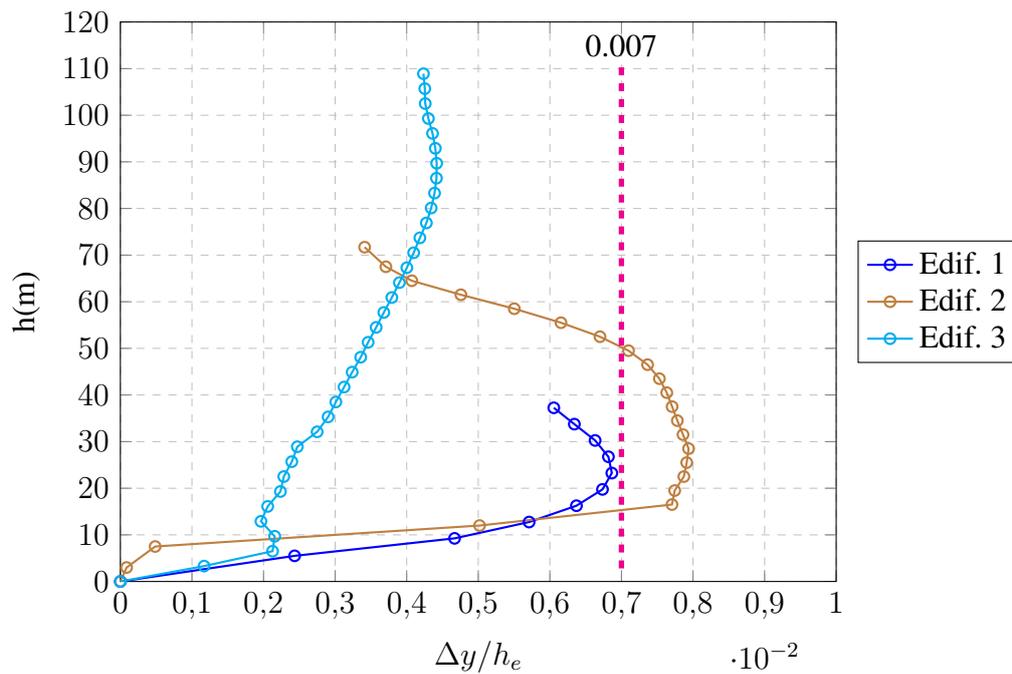
	<b>Edificio:</b>		<b>1</b>		<b>2</b>		<b>3</b>	
	<b>Dirección:</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	
Desplazamientos del análisis modal espectral (Art. 29.3.1)	$\Delta_{ela}$ (cm)	5.00	5.40	12.60	11.80	8.02	7.30	
Factor de conversión a desplazamientos inelásticos (Art. 31.1)	Cd	4.50	4.50	3.44	3.44	4.50	4.50	
Desplazamiento inelásticos (Art. 31)	$\Delta$ (cm)	22.50	24.30	43.38	40.62	36.09	32.85	
Derivas máximas inelásticas (Art. 31)	$\Delta/h$	0.00627	0.00628	0.00861	0.00832	0.00428	0.00441	
Limite de derivas máximas inelásticas (Tabla N°11)	$\Delta/h_{max}$	0.007	0.007	0.007	0.007	0.007	0.007	

**Figura 116**

*Cortante basal de los tres edificios de estudio*



Debido a que el análisis sísmico de la edificación se realiza con el método de análisis dinámico modal espectral de la norma E.030 considerando inercias brutas, el control de derivas es independientemente del acero de refuerzo que se utilice, por lo que las dimensiones de los elementos estructurales se mantienen para acero grado 60 y acero de alta resistencia; sin embargo, por disposiciones sísmicas de la norma ACI 318-19 (acápito 18.8.2.3 Nudos de pórticos especiales resistentes a momentos) las dimensiones de las columnas se modificaron posterior al diseño. El sistema estructural según la E-030 es de “*Muros Estructurales*” para los 3 edificios. El edificio 01 tiene un peso sísmico y cortante basal considerable debido al uso del edificación y al área en planta.

**Figura 117***Derivas de los tres edificios de estudio en la dirección X***Figura 118***Derivas de los tres edificios de estudio en la dirección Y*

## CAPITULO V

### Diseño estructural según ACI 318-19

#### Parámetros de diseño

#### *Combinaciones de carga*

El ACI 318-19 en la tabla 5.3.1 contempla 4 combinaciones que incluyen carga muerta ( $D$ ), carga viva ( $L$ ), carga viva de techo ( $L_r$ ) y sismo ( $E$ ):

**Tabla 17**

*Combinaciones de carga según ACI 318-19*

Combinación de carga	Ecuación	Carga Primaria
$U = 1,4D$	(5,3,1 a)	$D$
$U = 1,2D + 1,6L + 0,5L_r$	(5,3,1 b)	$L$
$U = 1,2D + 1,0E + 1,0L^a$	(5,3,1 e)	$E$
$U = 0,9D + 1,0E$	(5,3,1 g)	$E$

<sup>a</sup>Según 5.3.3 se permite reducir la carga viva a un 50 % excepto para estacionamientos, lugares de reunión pública y donde  $L$  sea mayor que  $4,8kN/m^2$ .

En R5.3.1 se indica que en la carga  $E$  se incluye los efectos de los movimientos del terreno tanto horizontales como verticales y que el efecto del movimiento vertical se aplica como una adición o sustracción del efecto de carga muerta  $D$ , y debe utilizarse en todos los elementos estructurales, ya sean partes del sistema de resistencia sísmica o no.

En el artículo 24.2 de la E-030 se indica que las solicitaciones sísmicas verticales se consideran en el diseño de elementos verticales, en elementos horizontales de gran luz, en elementos post y pre tensados y en voladizos o salientes de un edificio. Se considera que la fuerza sísmica vertical actúa en los elementos simultáneamente con la fuerza sísmica horizontal y en el sentido más desfavorable para el análisis.

### *Factores de minoración*

**Tabla 18**

*Factores de minoración para el diseño de vigas*

<b>Norma ACI 318-19</b>	<b>Solicitación</b>	<b>Factor de minoración</b>
Tabla 21.2.2	Flexión y carga axial	$\phi$ varia entre 0.65 y 0.90 <sup>a</sup>
Tabla 21.2.1	Corte y torsión	$\phi=0.75$
Tabla 21.2.1	Aplastamiento	$\phi=0.65$
21.2.4.4	Corte en nudos y vigas de acople	$\phi=0.85$

<sup>a</sup>Ver figura 85

### *Propiedades de los materiales*

**Concreto:** Según la tabla 19.2.1.1 la resistencia mínima para pórticos especiales a momento y muros estructurales especiales con refuerzo de hasta grado 80 debe ser por lo menos 21MPa.

Para muros estructurales especiales con refuerzo de hasta grado 100 la resistencia mínima debe ser por lo menos 35MPa.

No existe un limite máximo para la resistencia a compresión del concreto en pórticos y muros especiales.

Según 18.10.6.4 (h) el concreto dentro del espesor del sistema de piso donde se encuentre localizado el elemento de borde especial debe tener una resistencia especificada a a compresión de al menos 0.7 veces el valor de  $f'_c$  del muro.

Según 18.8.2.3.1 el concreto utilizado en nudos donde se utiliza refuerzo grado 550 debe ser de concreto de peso normal.

**Acero de refuerzo:** El modulo de elasticidad según 20.2.2.2 es de  $E_s = 200,000$  MPa. La deformación de fluencia para acero corrugado según 21.2.2.1 es:  $\varepsilon_{ty} = f_y/E_s$ .

Según lo mencionado en el marco teórico respecto a los requisitos y limitaciones del acero de refuerzo para aplicaciones sísmicas, en la tabla 19 se resume las aplicaciones de los diferentes grados de refuerzo para cada elemento estructural y sollicitación:

**Tabla 19**

*Aplicaciones del refuerzo de alta resistencia para sistemas sísmicos según ACI 318-19*

<b>Elemento</b>	<b>Solicitación</b>	<b>60</b>	<b>80</b>	<b>100</b>
<i>Vigas</i>	Flexión	✓	✓	
	Corte	✓	✓	
	Torsión	✓		
<i>Columnas</i>	Flexión y carga axial	✓	✓	
	Corte	✓	✓	
	Confinamiento	✓	✓	✓
<i>Muros</i>	Flexión y carga axial	✓	✓	✓
	Corte	✓	✓	✓
	Confinamiento	✓	✓	✓
	Corte fricción	✓		

### **Requisitos de diseño**

Como se muestra en la tabla 2 para una zona 4 y 2 en Perú corresponde una categoría de diseño sísmico D, por lo que según la tabla 3 corresponde diseñar con los requisitos de pórticos especiales y muros estructurales especiales, cuyos requisitos de diseño se encuentran en 18.6, 18.7, 18.8 y 18.10.

### **Desarrollo del refuerzo**

El código establece 2 maneras de calcular la longitud de desarrollo en tracción según la tabla 25.4.2.3 y la ecuación 25.4.2.4a, la segunda forma incluye todos los términos como por ejemplo el índice de refuerzo transversal.

En una primera etapa se puede estimar la longitud de desarrollo con la ecuación (6):

$$\ell_d = \left( \frac{f_y \psi_t \psi_e \psi_g}{2,1 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b \geq 30 \text{ cm} \quad \ell_d = \left( \frac{f_y \psi_t \psi_e \psi_g}{1,7 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b \geq 30 \text{ cm}$$

Una longitud de desarrollo mas refinada que incluye todos los términos influyentes según 25.4.2.4 esta dado por la ecuación (7):

$$\ell_d = \left( \frac{f_y}{3,5 \lambda \sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \psi_g}{\left( \frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b \quad K_{tr} = \frac{40 A_{tr}}{s n} \quad \left( \frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right) \leq 2,5$$

## Diseño de vigas

### *Procedimiento general*

#### **Requisitos dimensionales.**

**Peralte mínimo.** Según la tabla 9.3.1.1 el peralte mínimo para vigas no preesforzadas con uno y dos extremos continuos respectivamente con  $f_y = 420$  MPa es:

$$h_{\text{mín}} = \frac{\ell_n}{18,5} \quad (18a)$$

$$h_{\text{mín}} = \frac{\ell_n}{21} \quad (18b)$$

Para  $f_y$  distinto de 420 MPa los peraltes mínimos están dados por:

$$h_{\text{mín}} = \frac{\ell_n}{18,5} \left( 0,4 + \frac{f_y}{7000} \right) \quad (19a)$$

$$h_{\text{mín}} = \frac{\ell_n}{21} \left( 0,4 + \frac{f_y}{7000} \right) \quad (19b)$$

**Limites dimensionales para pórticos especiales.** Según 18.6.2 las vigas deben cumplir con (a) hasta (c):

(a) La luz libre  $\ell_n$  no debe ser menor que  $4d$ .

(b) El ancho  $b_w$  debe ser al menos igual al menor de  $0,3h$  y 25 cm.

(c) La proyección del ancho de la viga más allá del ancho de la columna soportante a cada lado no debe exceder el menor de  $c_2$  y  $0,75c_1$ . (Ver figura 119)

El criterio (c) no aplica para vigas convencionales donde el ancho es menor al ancho de la columna.

## Figura 119

### Máximo ancho de vigas en pórticos especiales

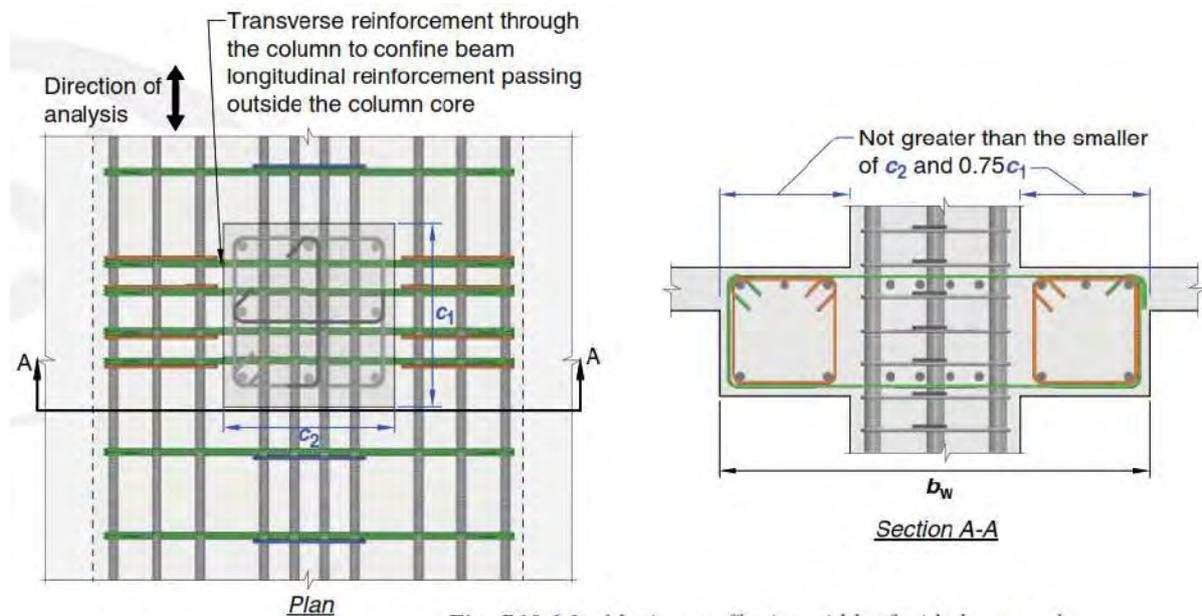


Fig. R18.6.2—Maximum effective width of wide beam and required transverse reinforcement.

Fuente: (ACI, 2019a)

### Limites del refuerzo.

**Acero mínimo a flexión.** El acero debe ser el mayor de las ecuaciones (13):

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{0,80\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad A_{s,\text{mín}} = \frac{14}{f_y} b_w d$$

La primera ecuación corresponde al acero asociado a un momento último de aproximadamente 1.5 veces el momento de agrietamiento, normalmente la segunda ecuación resulta en valores mayores.

**Acero máximo a flexión.** Según 9.3.3.1 para vigas no preesforzadas, con  $P_u \leq 0,10f'_c A_g$ , deben ser controladas por tracción, según lo anterior es posible deducir la expresión para la cuantía máxima de una sección:

$$\rho_{\text{máx}} = \rho_b \left( \frac{f_y + 600}{f_y + 1200} \right) \frac{d_t}{d} \quad \rho_b = \frac{0,85f'_c\beta_1}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} \quad (20)$$

Donde  $d_t$  es la distancia a la fibra en tracción mas alejada (Fig. 85):

$$d_t = h - r_e - \phi_e - \frac{\phi_l}{2} \quad (21)$$

$r_e$  es el recubrimiento,  $\phi_e$  es el diámetro del estribo y  $\phi_l$  es el diámetro del refuerzo longitudinal.

El acero máximo con acero en tracción solamente esta dado por:

$$A_{S_{\text{máx}}} = \frac{0,85 f'_c \beta_1 b_w}{f_y} \left( \frac{\varepsilon_c d_t}{\varepsilon_y + 2\varepsilon_c} \right) \quad (22)$$

**Acero máximo para pórticos Especiales.** Según 18.6.3 la cuantía de refuerzo  $\rho$  no debe exceder 0.025 para refuerzo Grado 420 y 0.02 para refuerzo Grado 550.

#### **Distribución del refuerzo:**

**Recubrimiento mínimo.** Según la tabla 20.5.1.3.1 el recubrimiento para vigas no expuestas a la intemperie ni en contacto con el suelo es de 4cm.

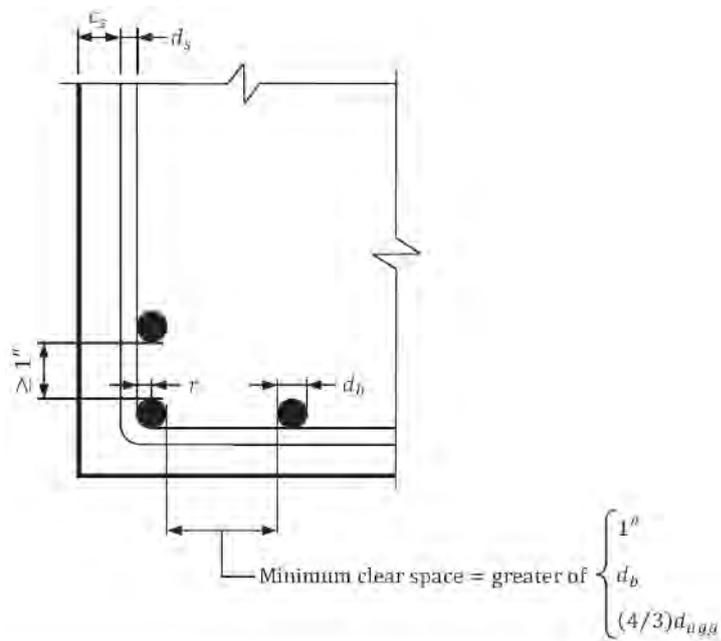
**Separación mínima de barras.** El espaciamiento mínimo del refuerzo longitudinal según 25.2 debe ser el menor de (a) hasta (c):

- (a) 2,5 cm
- (b)  $d_b$
- (c)  $(4/3)d_{agg}$ ,

Donde  $d_b$  y  $d_{agg}$  es el diámetro de la barra longitudinal y del agregado respectivamente.

Cuando se coloque refuerzo en dos o más capas horizontales, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 2,5 cm.

Del gráfico 120 deducimos la ecuación para calcular la cantidad máxima de varillas que podemos colocar en una sola capa.

**Figura 120***Espaciamiento mínimo entre barras en vigas**Fuente: (CRSI, 2020a)*

$$n_{\text{máx}} = \frac{b_w - 2(c_s + d_s + r)}{e_{\text{libre}} + d_b} + 1 \quad (23)$$

Tomando un recubrimiento de 4 cm, un diámetro de agregado de 3/4" y el diámetro de estribos de 3/8" para acero de diámetro inferior a 1" y de 1/2" para la barra de 1 3/8", el ancho mínimo según el diámetro del refuerzo longitudinal se presenta en la tabla 20:

**Tabla 20**

*Numero máximo de barras según ancho de viga en (cm)*

$d_b /$ Ancho:	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	90	100
1/2"	5	7	8	9	11	12	13	15	16	17	19	21	24
5/8"	5	6	7	9	10	11	12	14	15	16	17	20	22
3/4"	5	6	7	8	9	10	11	13	14	15	16	18	21
1	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	16	18
1 3/8"	3	4	4	5	6	6	7	8	9	9	10	11	13

***Separación máxima de barras longitudinales.***

El espaciamiento máximo del refuerzo según la Tabla 24.3.2 debe ser el menor de:

$$38 \left( \frac{2800}{f_s} \right) - 2,5c_c \quad 30 \left( \frac{2800}{f_s} \right) \quad (24)$$

Según 24.3.2  $c_c$  es la menor distancia desde la superficie del refuerzo corrugado a la cara en tracción.

Según 24.3.2.1 el esfuerzo calculado  $f_s$  en el refuerzo corrugado más cercano a la cara en tracción para cargas de servicio debe obtenerse con base en el momento mayorado, o se debe permitir tomar  $f_s$  como  $(2/3) f_y$

**Diseño a flexión.**

**Acero requerido a flexión.** El acero requerido considerando solamente el acero en tracción esta dado por:

$$A_{sr} = \lambda \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi_f \lambda f_y d}} \right) \quad \lambda = \frac{0,85 f'_c b_w d}{f_y} \quad (25)$$

**Resistencia a flexión.**

En algunos casos se puede colocar acero ligeramente menor al requerido con la ecuación (25), debiéndose verificar la resistencia de la sección considerando el acero en compresión siguiendo el procedimiento para un caso general:

**Paso 1: Calcular los parámetros:**

$$K = 0,85 \cdot \beta_1 \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) \left( \frac{d'}{d} \right) \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c - \varepsilon_y} \right) \quad (26)$$

$$\rho'' = \rho - \rho' \left( 1 - 0,85 \frac{f'_c}{f_y} \right) \quad \rho = \frac{A_{st}}{bd} \quad \rho' = \frac{A_{sc}}{b \cdot d} \quad (27)$$

**Paso 2: Calcular la altura del eje neutro:**

2 (a) El acero en compresión fluye:  $A_{st} \geq A_{sc} \wedge \rho'' \geq K$

$$c = \frac{\left( A_{st} - A_{sc} \left( 1 - 0,85 \frac{f'_c}{f_y} \right) \right) f_y}{\beta_1 0,85 f'_c b} \quad (28)$$

2 (b) El acero en compresión no fluye:  $A_{st} \geq A_{sc} \wedge \rho'' < K \quad \vee \quad A_{st} < A_{sc}$

$$A_1 = 0,85f'_c\beta_1b \quad (29a)$$

$$A_2 = A_{sc}(0,003E_s - 0,85f'_c) - A_{st}f_y \quad (29b)$$

$$A_3 = -(0,003E_s) A_{sc}d' \quad (29c)$$

$$c = \frac{1}{2A_1} \left( -A_2 + \sqrt{A_2^2 - 4A_1A_3} \right) \quad (29d)$$

2 (c) Ignorando el acero en compresión:

$$c = \frac{A_{st}f_y}{\beta_1 0,85f'_c b} \quad (30)$$

**Paso 3: Verificar falla controlada por tensión o verificar acero máximo:**

$$\varepsilon_t = 0,003 \left( \frac{d_t}{c} - 1 \right) \geq \varepsilon_{ty} \quad (31)$$

$$\rho - \rho' \left( \frac{f_s}{f_y} - 0,85 \frac{f'_c}{f_y} \right) \leq \rho_{\text{máx}} \quad (32)$$

**Paso 4: Resultante de fuerzas en compresión:**

$$f'_s = \varepsilon_c \left( \frac{c - d'}{c} \right) E_s \leq f_y \quad (33a)$$

$$C_s = A_{sc}(f'_s - 0,85f'_c) \quad (33b)$$

$$C_c = 0,85f'_c\beta_1cb \quad (33c)$$

$$x_c = \frac{C_c \frac{\beta_1 c}{2} + C_s d'}{C_c + C_s} \quad (33d)$$

**Paso 5: Resistencia a momento de la viga:**

5 (a) Considerando el acero en compresión:

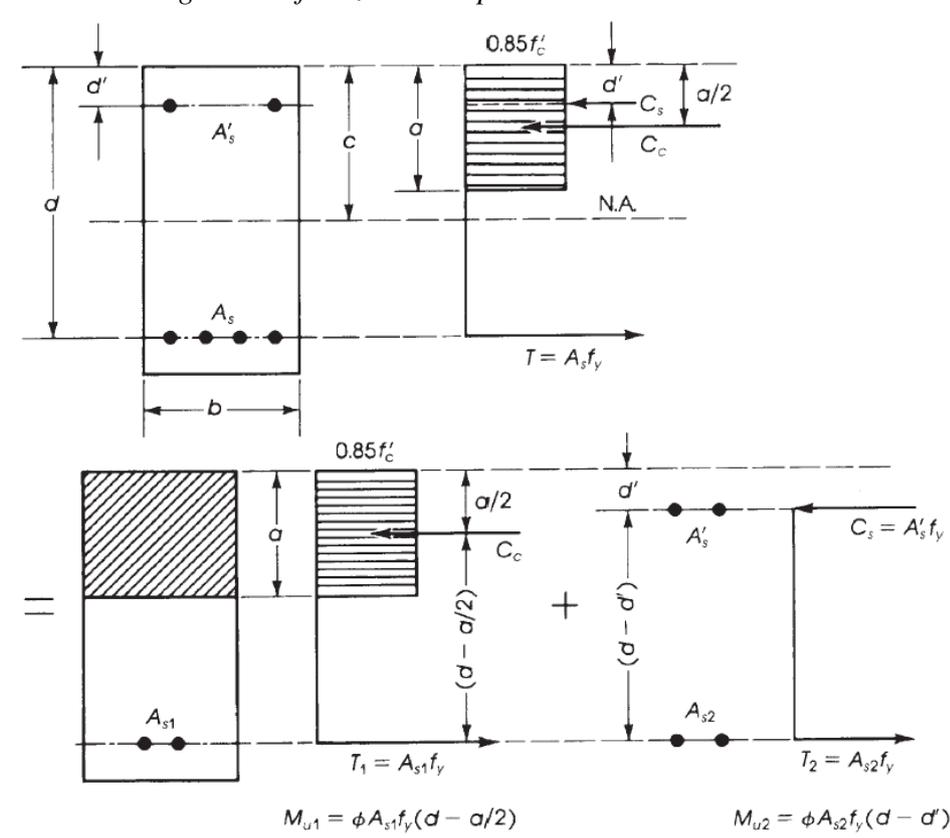
$$\phi M_n = \phi (A_{st} f_y (d - x_c)) \quad (34)$$

5 (b) Ignorando el acero en compresión:

$$a = \beta_1 c \quad \phi M_n = \phi_f \left( A_{st} f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \right) \quad (35)$$

**Figura 121**

Sección de viga con refuerzo en compresión



Fuente: (Hassoun & Al-Manaseer, 2020)

***Peralte efectivo.***

Para el calculo de la resistencia nominal (Ottazzi, 2020) recomienda estimar el peralte efectivo como  $d = h - 6$  y  $d = h - 9$  para 1 y 2 capas de acero respectivamente.

El peralte efectivo en el ACI 318-19 se define como la distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

Se puede estimar un peralte efectivo mas preciso, para 2 capas de refuerzo asumiendo que ambas fluyen:

$$d = \frac{A_{s1}d_1 + A_{s2}d_2}{A_{s1} + A_{s2}} \quad (36)$$

Donde  $d_1$  y  $d_2$  son las distancias del extremo en compresión al centroide de cada capa de refuerzo.  $A_{s1}$  y  $A_{s2}$  es el área de acero de cada capa de refuerzo, similarmente para  $n$  capas de refuerzo en tracción:

$$d = \frac{\sum_{i=1}^n A_{s,i} f_{s,i} d_i}{\sum_{i=1}^n A_{s,i} f_{s,i}} \quad (37)$$

Donde  $f_{s,i}$  es el esfuerzo en el acero de cada capa de refuerzo.

**Requisitos sísmicos para el refuerzo longitudinal.**

En la tabla 21 se presenta el resumen de los requisitos que debe cumplir el refuerzo longitudinal y según el capítulo 18 del ACI 318-19:

**Tabla 21**

*Requisitos sísmicos para el refuerzo longitudinal*

Requisito	<i>Pórticos Ordinarios</i>	<i>Pórticos Intermedios</i>	<i>Pórticos Especiales</i>
	18.3.2	18.4.2.1	18.6.3.1 y 18.6.3.2
1	$n_{min} = 2$	$n_{min} = 2$	$n_{min} = 2$
2	$A_{s(+)\text{con}} \geq A_{s(+),\text{máx}}/4$	$A_{s(+)\text{con}} \geq A_{s(+),\text{máx}}/4$	-
3	-	$M_{n(+)} \geq M_{n(-)}/3$	$M_{n(+)} \geq M_{n(-)}/2$
4	-	$M_{n\pm} \geq M_{n,\text{máx}}/5$	$M_{n\pm} \geq M_{n,\text{máx}}/4$

Donde:

$n_{min}$ : Mínimo número de barras longitudinales continuas superior o inferior.

$A_{s(+)\text{con}}$ : Acero inferior continuo.

$A_{s(+)\text{máx}}$ : Acero inferior máximo.

$M_{n(+)}$ : Resistencia a momento positivo en el nudo.

$M_{n(-)}$ : Resistencia a momento negativo en el nudo.

$M_{n\pm}$ : Resistencia a momento positivo o negativo en cualquier sección.

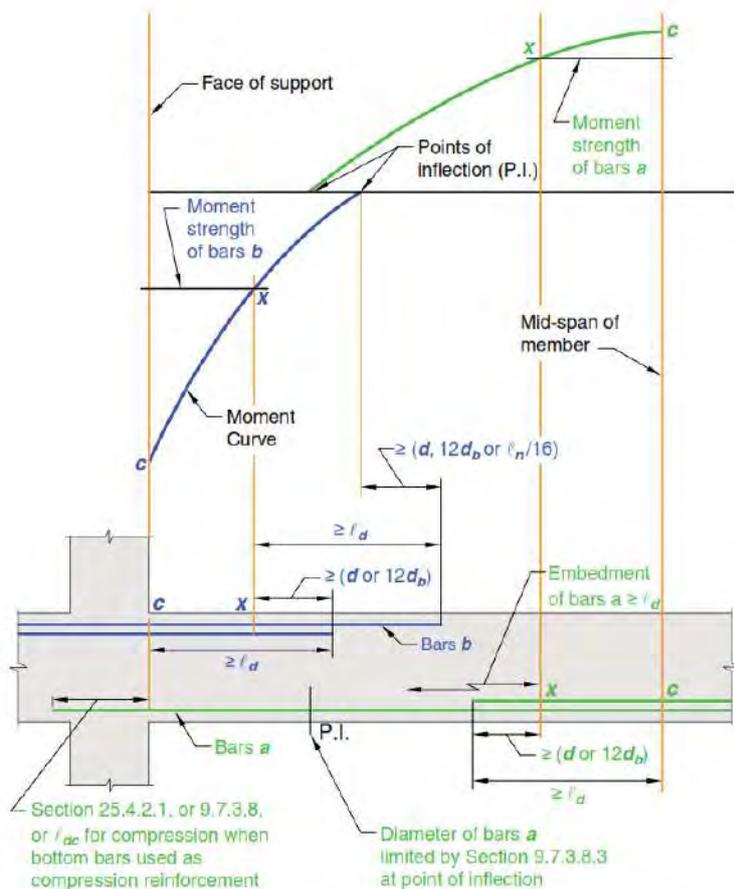
$M_{n,\text{máx}}$ : Resistencia a momento máxima en cualquiera de los nudos.

### *Corte del refuerzo longitudinal.*

Con la longitud de desarrollo de las barras en tracción y los puntos teóricos de corte a partir del diagrama de momentos es posible trazar el diagrama demanda/capacidad de la viga según el refuerzo colocado en cada sección de la viga. Según 9.7.3.3 el refuerzo se debe extender mas allá del punto en el que ya no es necesario para resistir flexión, en una distancia igual al mayor entre  $d$  y  $12d_b$ .

### **Figura 122**

#### *Punto de corte del refuerzo adicional*



**Fig. R9.7.3.2**—Development of flexural reinforcement in a typical continuous beam.

(ACI, 2019a)

***Empalmes del refuerzo longitudinal.***

Según 18.6.3.3 no se deben usar empalmes por traslapo en las regiones identificadas de

(a) hasta (c):

(a) Dentro de los nudos.

(b) En una distancia 2 veces la altura de la viga medida desde la cara del nudo.

(c) Dentro de una distancia del doble de la altura de la viga medida desde secciones

donde puede ocurrir fluencia por flexión producto de los desplazamientos laterales que excedan el rango elástico de comportamiento.

Según 25.5.2.1 la longitud de empalme por traslapo en tracción,  $\ell_{st}$ , para barras y alambres corrugados a tracción debe ser la requerida por la Tabla 25.5.2.1, donde  $\ell_d$  se obtiene de acuerdo con 25,4,2,1(a)

**Tabla 22**

*Longitud de empalmes a tracción Tabla 25.5.2.1 ACI 318-19*

$A_{s, \text{colocado}} / A_{s, \text{requerido}}$ en la longitud del empalme <sup>[1]</sup>	Porcentaje máximo de $A_s$ empalmado dentro de la longitud de traslapo requerida	Tipo de empalme	$\ell_t$
$\geq 2,0$	50	Clase A	Mayor de: $1,0\ell_d$ y $30 \text{ cm}$
	100	Clase B	
$< 2,0$	Todos los casos	Clase B	Mayor de: $1,3\ell_d$ y $30 \text{ cm}$

### Diseño a corte.

**Paso 1:** Cálculo del momento nominal para pórticos intermedios (18.4.2.3), o el momento probable para pórticos especiales (18.6.5.1) en los extremos de la viga para el acero colocado positivo y negativo:

$$M_n = A_s f_y \left( d - \frac{A_s f_y}{1,7 f'_c b_w} \right)$$

$$M_{pr} = A_s 1,25 f_y \left( d - \frac{A_s 1,25 f_y}{1,7 f'_c b_w} \right)$$

**Paso 2:** Obtención de la cortante gravitacional para la combinación  $1,2D + L + E_v$  según 18.6.5, se permite reducir la carga viva al 50 % si se cumple con 5.3.3.

En ETABS se puede obtener la carga distribuida equivalente en la viga posterior a la formación de las rótulas plásticas según las cortantes en los extremos de la viga  $V_{isq}$  y  $V_{der}$  obtenidas a partir del análisis estructural y la distribución de esfuerzos en losas y vigas para la combinación antes mencionada :

$$w_u = \frac{|V_{isq}| + |V_{der}|}{l_n} \quad (39)$$

Por tanto la cortante gravitacional es:

$$V_g = \frac{w_u l_n}{2} \quad (40)$$

**Paso 3:** Obtención de la cortante generada por las rótulas plásticas en los extremos de la viga según 18.6.5 para el caso 1 y 2 según se observa en las figuras 123 y 124. La cortante

producto de los momentos nominales o probables según corresponda sera:

$$V_{u1} = \frac{M_{n/pr,izq}^+ + M_{n/pr,der}^-}{l_n} \quad (41a)$$

$$V_{u2} = \frac{M_{n/pr,izq}^- + M_{n/pr,der}^+}{l_n} \quad (41b)$$

**Paso 4:** Calculo de la cortante total por capacidad del caso 1 y 2 sumando o restando las cortantes calculadas en los pasos 2 y 3 según se observa en las figuras 123 y 124.

$$V_{c1} = V_g \pm V_{u1} \quad (42a)$$

$$V_{c2} = V_g \pm V_{u2} \quad (42b)$$

**Paso 5:** Obtención de la cortante máxima en cada extremo para los casos 1 y 2 a partir de lo calculado en el paso 4 y trazar el diagrama de fuerzas cortantes para la envolvente de los casos 1 y 2.

Para pórticos intermedios según 18.4.2.3 la cortante de diseño no necesita exceder la cortante obtenido con las combinaciones de carga reemplazando  $E$  por  $2E$ .

**Paso 6:** Obtención de la cortante máxima a una distancia  $d$  de la cara según lo indicado en 9.4.3.2.

Con la carga distribuida es posible calcular la cortante a una distancia  $d$ :

$$V_{u,d} = V_{c1/c2,max} - w_u d \quad (43)$$

**Paso 7:** Verificar la cortante máxima en la sección:

Según 22.5.1.2 las dimensiones de la sección transversal deben satisfacer:

$$V_u \leq \phi (V_c + 2,2\sqrt{f'_c} b_w d) \quad (44)$$

**Paso 8:** Verificación 18.6.5.2 para considerar la resistencia del concreto en el diseño por corte en los extremos de la viga.

Si la cortante calculada en el paso 3 es mayor que el 50 % de la cortante calculada en el paso 5, y a su vez la carga axial  $P_u$  es menor que  $A_g f'_c / 20$  entonces se debe ignorar la resistencia a corte del concreto dentro de una longitud  $2h$  especificada en 28.6.4.1.

La resistencia a corte del concreto según la ecuación (a) de la tabla 22.5.5.1. y

22.5.5.1.1

$$V_c = \left( 0,53\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d \leq 1,33\lambda\sqrt{f'_c} b_w d \quad (45)$$

**Paso 9:** Cortante en los estribos según 22.5.8.1 en los extremos de la viga.

$$V_s \geq \frac{V_{u,d}}{\phi} - V_c \quad (46)$$

**Paso 10:** Cuantía de refuerzo transversal requerido:

La separación de estribos en los extremos según la ecuación 22.5.8.5.3.

$$s = \frac{A_v f_{yt} d}{V_s} \quad (47)$$

Se puede despejar la cuantía de refuerzo transversal:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt} d} \quad (48)$$

**Paso 11:** Cuantía de refuerzo transversal mínimo:

Verificar la cuantía mínima del refuerzo transversal según la tabla 9.6.3.4

Según la tabla 9.6.3.4 la cuantía mínima de refuerzo transversal debe ser el mayor de:

$$A_{v,min} \geq 0,2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (49a)$$

$$A_{v,min} \geq 3,5 \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (49b)$$

**Paso 12:** Separación máxima del refuerzo transversal:

Verificar la separación máxima del refuerzo transversal según la tabla 9.7.6.2.2

La cortante limite según la tabla 9.7.6.2.2 esta dado por:

$$V_{s,lim} = 1,1 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (50)$$

La separación máxima a lo largo de la longitud:

$$s_{max} = \begin{cases} d/2, & \text{si } V_u \leq V_{s,lim} \\ d/4, & \text{si } V_u > V_{s,lim} \end{cases}$$

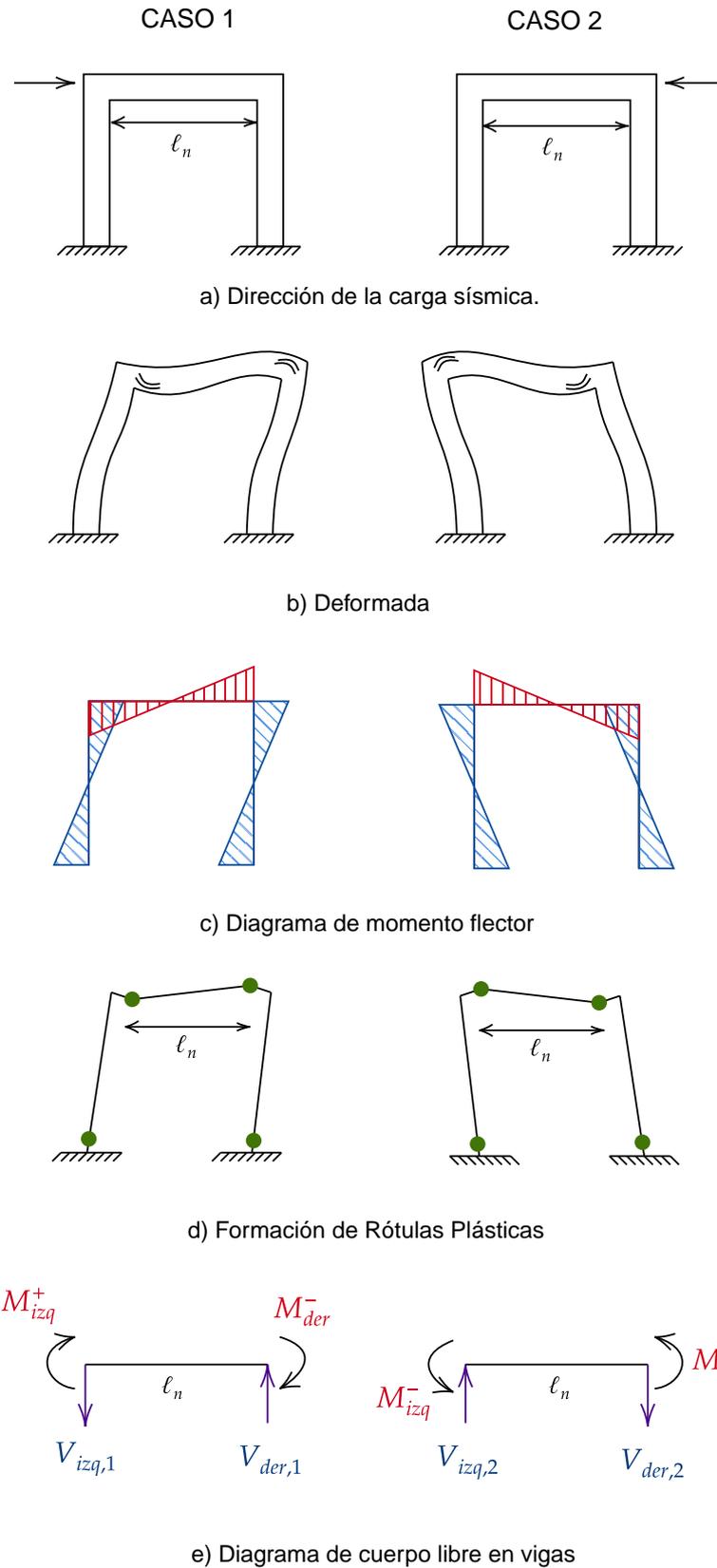
La separación máxima en el ancho:

$$s_{max} = \begin{cases} d, & \text{si } V_u \leq V_{s,lim} \\ d/2, & \text{si } V_u > V_{s,lim} \end{cases}$$

**Paso 13:** Se repite el procedimiento para varias secciones a lo largo de la viga. La cortante de diseño debe ser al menos la cortante obtenida del análisis.

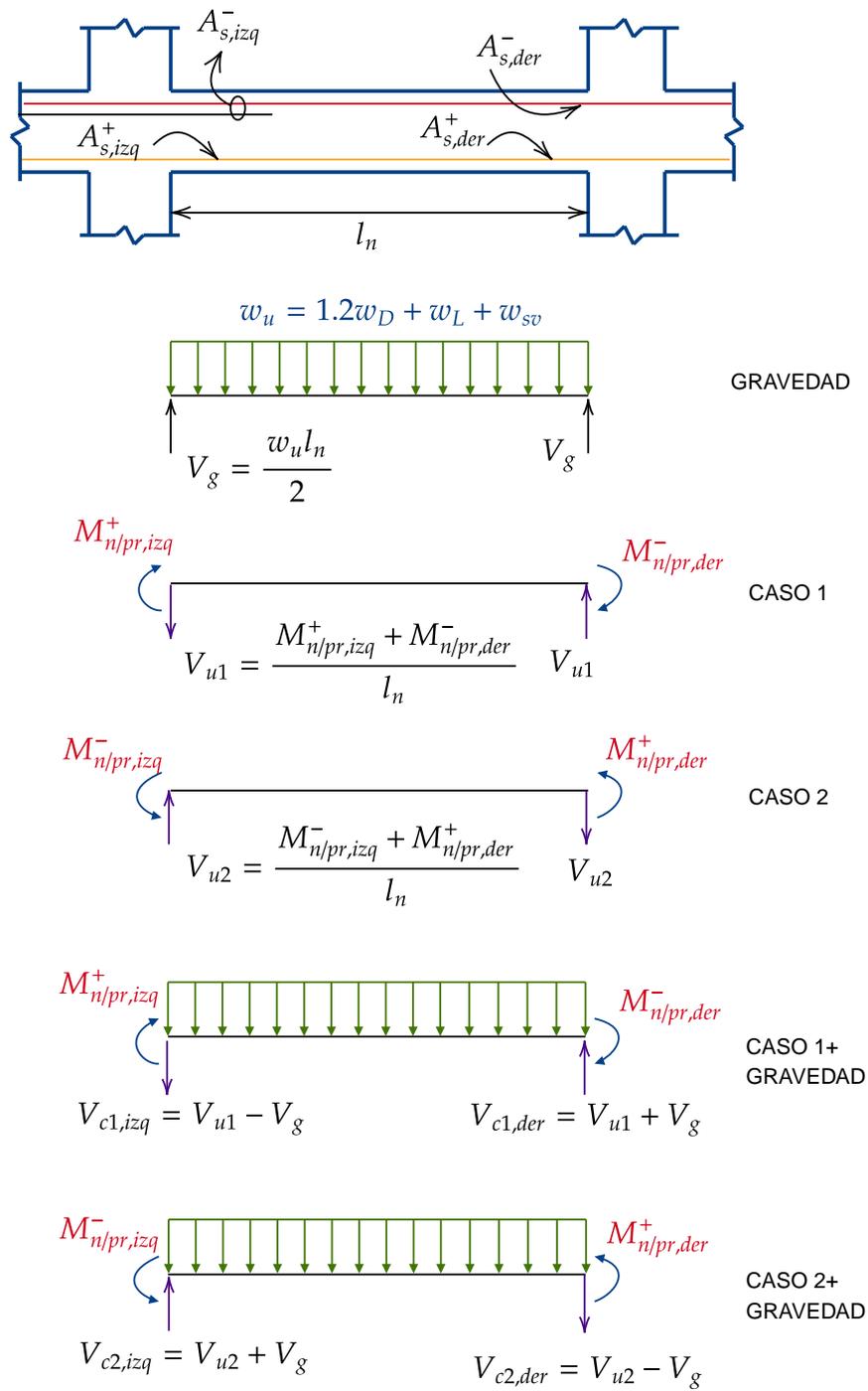
### Figura 123

#### Diseño por capacidad en vigas I



**Figura 124**

*Diseño por capacidad en vigas II*



### **Requisitos de confinamiento.**

**Paso 1:** La longitud de confinamiento definida en 18.4.2.4 y 18.6.4.1 para pórticos intermedios y especiales respectivamente es  $2h$ . Esta distancia debe ser medida desde la cara del miembro hacia el centro de luz.

Adicionalmente se menciona para pórticos especiales que se debe colocar estribos de confinamiento en longitudes iguales a dos veces la altura de la viga a ambos lados donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a los desplazamientos laterales mas allá del rango elástico de comportamiento.

**Paso 2:** Verificar la separación máxima del refuerzo transversal en la longitud de confinamiento.

Para pórticos intermedios según los requisitos de 18.4.2.4 la separación no debe exceder:

- (a)  $d/4$
- (b)  $24d_e$
- (c)  $30 \text{ cm}$
- (d)  $8d_b$

Donde  $d$ ,  $d_b$  y  $d_e$  es el peralte efectivo, diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro y el diámetro del estribo respectivamente.

Para pórticos especiales según los requisitos 18.6.4.4 y 18.6.4.6 dentro de la longitud de confinamiento la separación no debe exceder:

- (a)  $d/4$
- (b)  $15 \text{ cm}$
- (c)  $6d_b$  para acero grado 60
- (d)  $5d_b$  para acero grado 80

**Paso 3:** Verificar la separación máxima del refuerzo transversal fuera de la longitud de confinamiento, Para pórticos intermedios según 18.4.2.5  $s$  no debe exceder  $d/2$  en toda la longitud de la viga.

El mismo requisito aplica para pórticos especiales según 18.6.4.6.

Finalmente proponer el esquema final de estribos y verificar en todos los tramos:

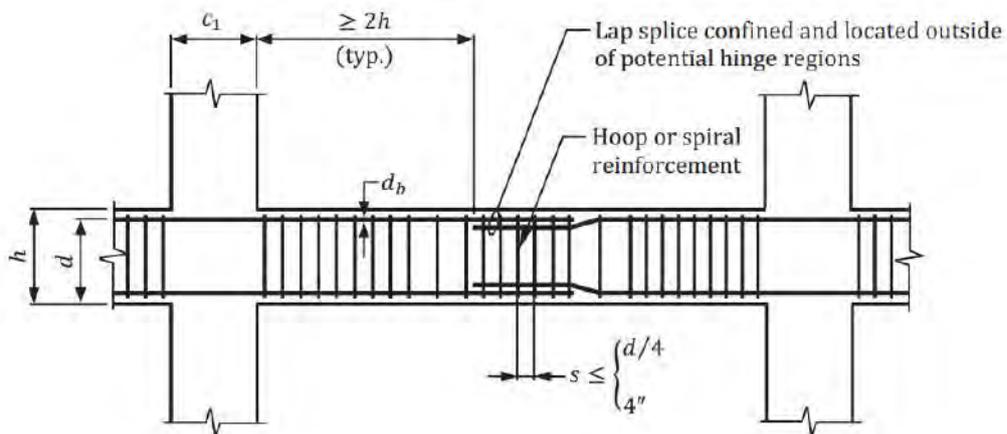
$\phi V_n \geq V_u$  según los pasos anteriores. Según 18.4.2.4 y 18.6.4.4 el primer estribo debe colocarse a no más de 5cm de la cara de la columna de apoyo.

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s) = \phi \left( 0,53\lambda\sqrt{f'_c}b_wd + \frac{A_v f_{yt} d}{s} \right) \quad (51)$$

**Longitud de empalmes.** El código establece en 18.6.3.3 para pórticos especiales que se deben colocar estribos a lo largo de los empalmes como se indica en la figura 125 separados a no más de  $d/4$  y 10cm.

**Figura 125**

*Requisitos de confinamiento en empalmes para pórticos especiales 18.6.3.3*



Fuente: (CRSI, 2020a)

Según 25.4.2.2 para barras grado 80 espaciadas a más de 15cm entre centros se debe colocar refuerzo transversal de tal manera  $K_{tr}$  no sea menor que  $0.5d_b$ .

Conociendo la separación final a lo largo de la viga y el área de refuerzo transversal es posible calcular el índice de refuerzo transversal y con ello calcular una longitud de desarrollo mas refinada que incluye todos los términos influyentes según la ecuación (7):

$$\ell_d = \left( \frac{f_y}{3,5\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t\psi_e\psi_s\psi_g}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \right) d_b \quad K_{tr} = \frac{40A_{tr}}{sn} \quad (52)$$

La separación entre ejes de barras será:

$$s_b = \frac{b - 2r - 2\phi_e - \phi_l}{n_b - 1} \quad (53)$$

Donde:

$r$ : recubrimiento

$\phi_e$ : diámetro del estribo

$\phi_l$ : diámetro de la barra longitudinal

$n_b$ : numero de barras

La distancia del borde a la barra más cercana es:

$$c = r + \phi_e + \phi_l/2 \quad (54)$$

Por lo tanto el factor  $c_b$  sera el menor de  $s_b/2$  y  $c$ .

$$c_b = \min(s_b/2, c) \quad (55)$$

***Diseño a corte y torsión combinados.***

Según la tabla 20.2.2.4(a) el refuerzo longitudinal y transversal para resistir torsión se limita a 420 MPa.

**Paso 1:** Determinar las propiedades geométricas de la sección considerando el ancho sobresaliente del ala.

El ancho del ala:  $b_e = \min(4h_f, h_b)$ , donde  $h_f$  es el espesor de la losa y  $h_b = h - h_f$ .

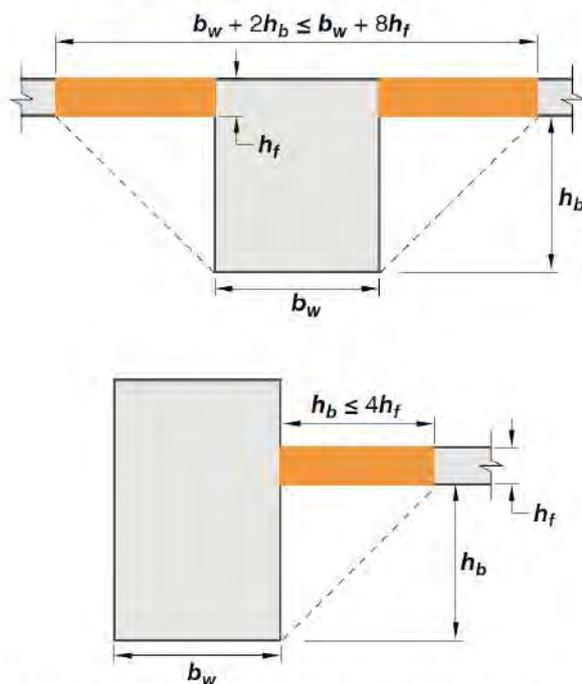
$$A_{cp} = b_w h + h_f b_e \alpha \quad p_{cp} = 2b_w + 2h + 2\alpha b_e$$

Donde  $\alpha = 1$  para vigas en L y  $\alpha = 2$  para vigas T.

**Figura 126**

*Ancho sobresaliente para el diseño a torsión*

**R9.2.4.4** Two examples of the section to be considered in torsional design are provided in Fig. R9.2.4.4.



*Fig. R9.2.4.4—Examples of the portion of slab to be included with the beam for torsional design.*

Fuente: (ACI, 2019a)

9.2.4.4 (b) El ancho sobresaliente del ala puede despreciarse cuando el parámetro  $A_{cp}^2/p_{cp}$  para las secciones macizas, calculado para una viga con alas, es menor al calculado para la misma viga ignorando las alas.

**Paso 2:** Determinar si es requerido considerar la torsión en el diseño según 22.7.4.1:

$$T_u \geq \phi 0,27 \lambda \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \quad (56)$$

**Paso 3:** Determinar el torsor de diseño, según 22.7.3.2 para una estructura estáticamente indeterminada no necesita exceder:

$$T_u = \phi T_{cr} = \phi 1,0 \lambda \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \quad (57)$$

**Paso 4:** Verificar las dimensiones de la sección transversal según 22.7.7.1:

$$\sqrt{\left( \frac{V_u}{b_w d} \right)^2 + \left( \frac{T_u p_h}{1,7 A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left( \frac{V_c}{b_w d} + 2,0 \sqrt{f'_c} \right) \quad (58)$$

El área y perímetro del núcleo confinado a torsión es:

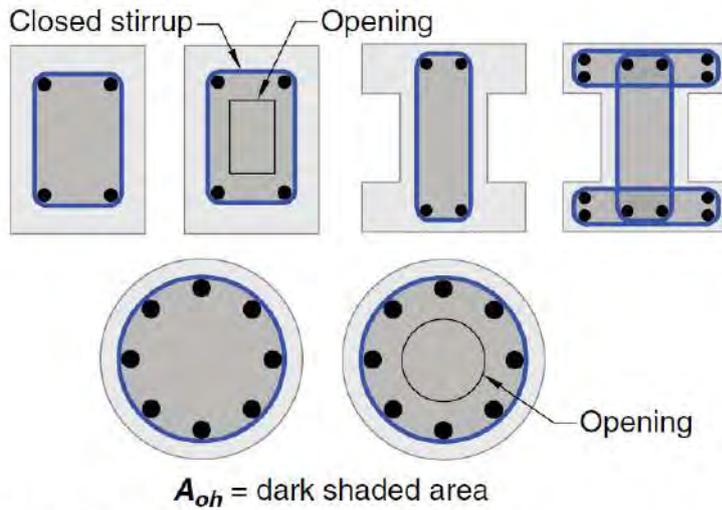
$$x_1 = b_w - 2r - d_e$$

$$y_1 = h_w - 2r - d_e$$

$$A_{oh} = x_1 y_1$$

$$p_h = 2x_1 + 2y_1$$

Donde  $r$  y  $d_e$  es el recubrimiento y diámetro del estribo respectivamente.

**Figura 127**Definición gráfica de  $A_{oh}$ *Fig. R22.7.6.1.1—Definition of  $A_{oh}$ .*

Fuente: (ACI, 2019a)

**Paso 5:** Área transversal requerida por torsión:

$$A_t/s = \frac{T_u}{2\phi \cot \frac{\pi}{4} A_o f_{yt}} \quad (59a)$$

$$A_o = 0,85A_{oh} \quad (59b)$$

**Paso 6:** Área transversal requerida por corte.

$$A_v/s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi f_{yt} d} \quad (60)$$

El área requerida por torsión y corte combinados sera:

$$A_v/s + 2A_t/s \quad (61)$$

**Paso 7:** Área mínima transversal requerida por corte y torsión debe ser el máximo de:

$$(A_v + 2A_t)_{\min 1} / s = 0,2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}} \quad (62a)$$

$$(A_v + 2A_t)_{\min 2} / s = 3,5 \frac{b_w}{f_{yt}} \quad (62b)$$

**Paso 8:** Área longitudinal requerida por torsión:

$$A_l = A_{ts} p_h \frac{f_{yt}}{f_y} \left( \cot \frac{\pi}{4} \right)^2 \quad (63)$$

**Paso 9:** Área mínima longitudinal requerida por torsión debe ser el mínimo de:

$$A_{l,\min 1} = \frac{1,33 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left( \frac{A_t}{s} \right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y} \quad (64a)$$

$$A_{l,\min 2} = \frac{1,33 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left( \frac{1,75 b_w}{f_{yt}} \right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y} \quad (64b)$$

**Paso 10:** Según 9.7.6.3.3 El espaciamiento del refuerzo transversal para torsión no debe exceder el menor valor entre  $p_h/8$  y 30 cm.

**Paso 11:** Diseño por torsión fuera de la zona de confinamiento: El torsor a esa distancia  $x$  de la cara del apoyo es:

$$T_{u,x} = T_u - t_u x \quad (65a)$$

$$t_u = T_u / l_n \quad (65b)$$

Donde  $t_u$  es el torsor unitario equivalente. Se repite el procedimiento para varias secciones a lo largo de la viga y se verifica donde se reduce la separación del refuerzo transversal de tal manera que se satisfaga la demanda de corte y torsión combinados en toda la longitud.

***Dimensiones mínimas de columnas para el desarrollo del refuerzo en vigas.*** El

desarrollo del refuerzo debe estar acorde a 18.8.5.1 y 18.8.5.2

Según 18.4.4.3 y 18.8.2.2 para pórticos intermedios y especiales respectivamente el refuerzo longitudinal que termine en el nudo debe prolongarse hasta la cara del núcleo del nudo mas distante y desarrollarse, en tracción, de acuerdo con 18.8.5 y en compresión de acuerdo a 25.4.9.

*Longitud de desarrollo de gancho estándar en tracción:*

La longitud de gancho estándar en tracción  $\ell_{dh}$  según 25.4.3 esta dado por:

$$\ell_{dh} = \frac{f_y \psi_e \psi_r \psi_o \psi_c}{23 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b^{1,5} \geq 8d_b \geq 15 \text{ cm} \quad (66)$$

Para que  $\psi_r = 1,0$  se debe cumplir  $A_{th} \geq 0,3A_{hs}$  o que la separación entre barras sea mayor a  $6d_b$ .

Donde  $A_{th}$  es el área total de la sección de estribos que confinan las barras con gancho y  $A_{hs}$  es el área total de las barras con gancho o cabeza que se desarrollan en la sección critica.

La separación libre entre barras se puede estimar según:

$$s_l = \frac{b - 2r - 2\phi_e - n_b \phi_l}{n_b - 1}$$

El factor  $\psi_c$  se calcula según:

$$\psi_c = \frac{f'_c}{1055} + 0,6 \quad (67)$$

Para pórticos especiales el código exige que la longitud del gancho estándar se calcule según 18.8.5.1, sin embargo esta ecuación es la misma que la que se encuentra en la versión anterior del código (ACI 318-14) y no fue actualizada por lo que resulta en valores menores.

$$\ell_{dh} = \frac{f_y d_b}{5,4\lambda\sqrt{f'_c}} \geq 8d_b \geq 15 \text{ cm} \quad (68)$$

*Longitud de desarrollo de barra con cabeza en tracción:*

Esta acorde a la tabla 25.4.4.3 y el artículo 25.4.4.4. Adicionalmente se menciona en 18.8.5.2 que para pórticos especiales se debe sustituir en el cálculo  $f_y$  por  $1,25f_y$ .

$$\ell_{dt} = \frac{f_y \psi_e \psi_r \psi_o \psi_c}{32\lambda\sqrt{f'_c}} d_b^{1,5} \quad (69)$$

Para que  $\psi_r = 1,0$  se debe cumplir  $A_{tt} \geq 0,3A_{hs}$  o que la separación entre barras sea mayor a  $6d_b$ .

Donde  $A_{tt}$  es el área total de refuerzo de estribos paralelos.

*Longitud de desarrollo de barras en compresión:*

La longitud de desarrollo en compresión según 25.4.9.2 esta dado por el mayor las ecuaciones:

$$l_{dc} = \left( \frac{0,075 f_y \psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b \geq 20 \text{ cm} \quad (70a)$$

$$l_{dc} = (0,0044 f_y \psi_r) d_b \geq 20 \text{ cm} \quad (70b)$$

Donde  $\psi_r = 0,75$  si las barras están confinadas acorde a la tabla 25.4.9.3.

En R18.8.2.2 se menciona que para barras en compresión, la longitud de desarrollo corresponde a la porción recta de la barra con gancho o con cabeza, medida desde la sección crítica hasta el inicio del doblado o cabeza según corresponda.

El ancho mínimo de la columna según  $l_{dh}$ ,  $l_{dt}$  y  $l_{dc}$  respectivamente sera:

$$b_{min} = l_{dh} + d_c + d_h + r \quad (71a)$$

$$b_{min} = l_{dt} + d_c + d_h + r + t_{head} \quad (71b)$$

$$b_{min} = l_{dc} + d_b + d_c + d_h + r + R \quad (71c)$$

Donde  $d_c$  es el diámetro del refuerzo en la columna,  $d_h$  es el diámetro del estribo,  $r$  es el recubrimiento,  $t_{head}$  es el espesor de la cabeza en tracción,  $d_b$  es el diámetro del refuerzo en la viga y  $R$  es el radio de doblado según la tabla 25.3.1.

Según la tabla 25.3.1 el diámetro de doblado para ganchos en  $90^\circ$  se calcula según:

$$R = \begin{cases} 6d_b, & \text{si } d_b \text{ es N}^\circ 10 \text{ a N}^\circ 25 \\ 8d_b, & \text{si } d_b \text{ es N}^\circ 29 \text{ a N}^\circ 36 \\ 10d_b, & \text{si } d_b \text{ es N}^\circ 43 \text{ y N}^\circ 57 \end{cases}$$

**Ancho mínimo del nudo viga columna para pórticos especiales 18.8.2.3.** La altura

$h$  del nudo viga-columna paralelo al refuerzo longitudinal de la viga debe ser al menos:

- $20d_b/\lambda$  para acero grado 60.
- $26d_b$  para acero grado 80.
- La mitad del peralte de cualquier viga que aportique al nudo.

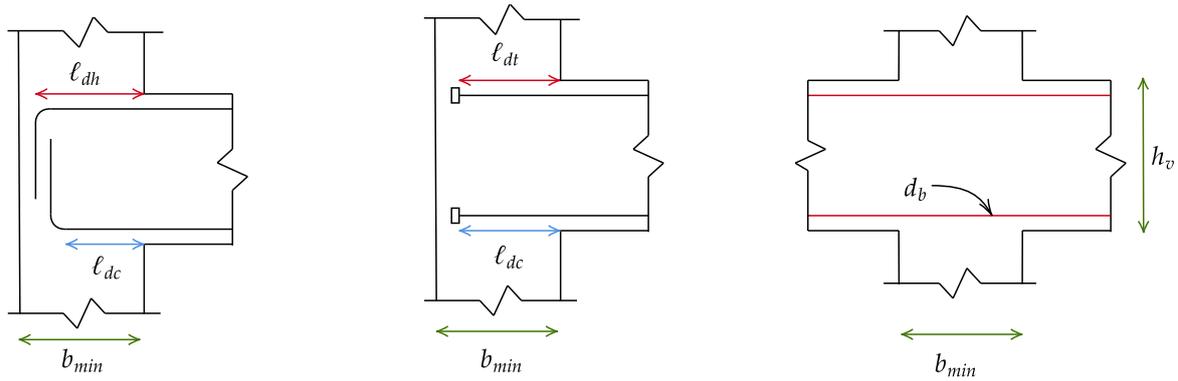
donde  $d_b$  es el diámetro de la mayor barra de refuerzo longitudinal.

$\lambda$  es igual a 1 para concreto de peso normal y 0.75 para concreto liviano, según

18.8.2.3.1 el concreto para acero grado 80 debe ser de peso normal.

**Figura 128**

Ancho mínimo del nudo según  $l_{dh}$ ,  $l_{dt}$  o  $l_{dc}$

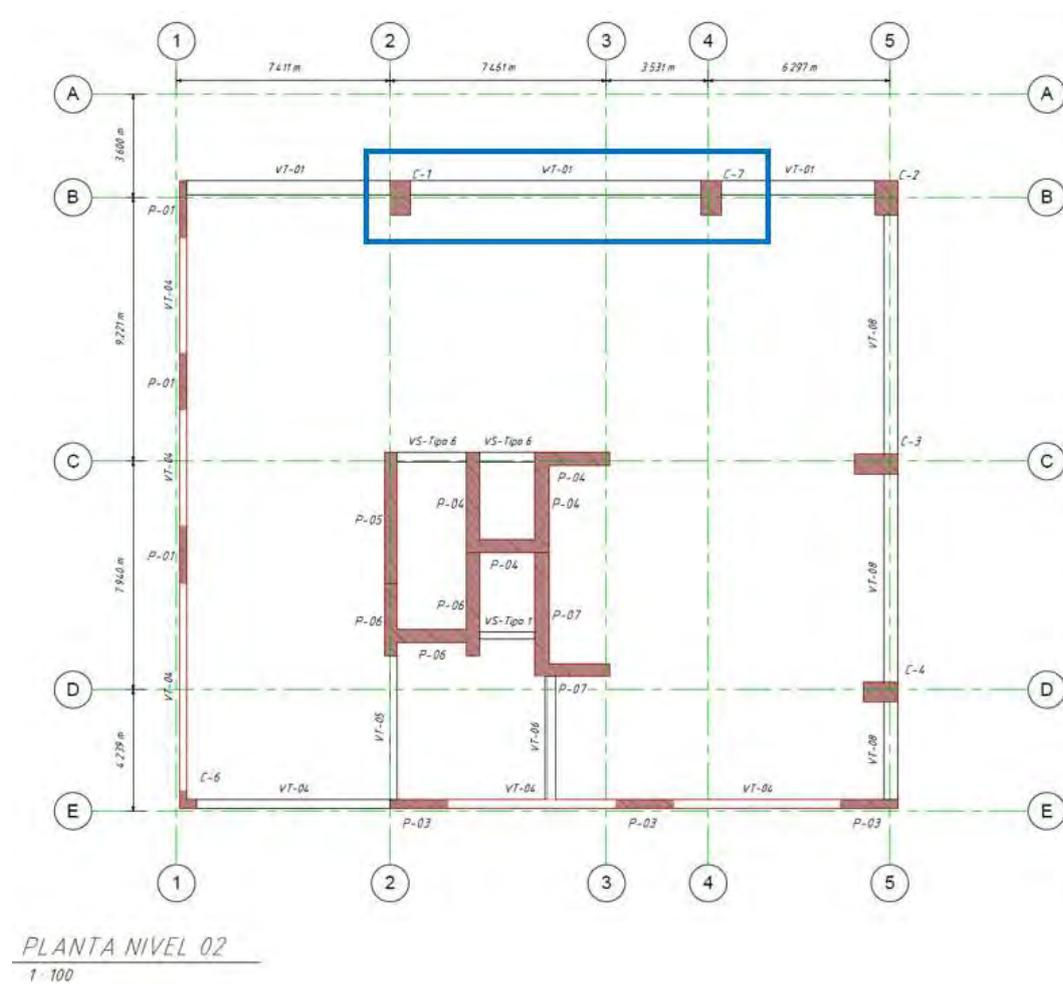


### Ejemplo de diseño de vigas

**Datos generales de la viga en estudio.** Como ejemplo de cálculo se diseñará el tramo central de la viga del eje B en el piso típico del edificio 2 con una luz libre de aproximadamente 10.4m:

**Figura 129**

*Localización de la viga en estudio*



**Tabla 23***Datos generales de la viga*

Ancho de la viga:	$b_w = 50.00$	cm
Peralte de la viga:	$h = 80.00$	cm
Diámetro del refuerzo transversal:	$\phi_h = 1.27$	cm
Diámetro del refuerzo longitudinal:	$\phi_l = 2.54$	cm
Recubrimiento <sup>a</sup>	$r_e = 4.00$	cm

<sup>a</sup>Ver Tabla 20.5.1.3.1**Propiedades de los materiales.**

**Concreto.** Las propiedades del concreto usadas para el diseño se resumen en la tabla 24.

**Tabla 24***Propiedades del concreto*

<b>Tabla 19.2.1.1</b>	Resistencia a compresión del concreto:	$f'_c = 28.00$	Mpa
	Densidad del concreto:	$w_c = 2400.00$	kgf/m <sup>3</sup>
<b>19.2.2</b>	Modulo de elasticidad del concreto :	$E_c = 26752.50$	Mpa
<b>R 21.2.2</b>	Deformación unitaria ultima del concreto :	$\epsilon_c = 0.003$	
<b>22.2.2.4.3</b>	Bloque equivalente de Whitney:	$\beta_1 = 0.85$	
<b>19.2.4.1 (a)</b>	Factor de concreto ligero :	$\lambda = 1.00$	

**Acero de refuerzo.** Las propiedades del acero para cada grado usado en el diseño se resumen en la tabla 25, el módulo de elasticidad para todos los grados de acero según 20.2.2.2 es 200,000 MPa.

**Tabla 25***Propiedades del acero de refuerzo*

			<b>G60</b>	<b>G80</b>	
<b>Tabla 20.2.2.4 (a)</b>	<i>Esfuerzo de fluencia del acero:</i>	$f_y =$	420.00	550.00	MPa
<b>21.2.2.1</b>	<i>Deformación de fluencia del acero:</i>	$\epsilon_y =$	0.0021	0.0028	
<b>Tabla 21.2.2</b>	<i>Deformación del acero para una falla controlada por tensión</i>	$\epsilon_{t,lim} =$	0.0051	0.0058	

**Limites dimensionales de la viga.** El peralte mínimo para cada grado de refuerzo y los limites dimensionales para pórticos especiales se presentan en la tabla 26.

**Tabla 26***Limites dimensionales de la viga*

			<b>G60</b>	<b>G80</b>	
	<i>Luz libre:</i>	$\ell_n$	10.39	10.39	m
	<i>Ancho adoptado:</i>	$b =$	0.50	0.50	m
	<i>Peralte adoptado:</i>	$h =$	0.80	0.80	m
	<i>Tipo de viga<sup>a</sup>:</i>		2	2	
<b>Tabla 9.3.1.1</b>	<i>Peralte mínimo :</i>	$h_{min} =$	0.49	0.59	m
<b>18.6.2.1 (a)</b>	<i>Peralte máximo:</i>	$h_{max} =$	2.69	2.69	m
<b>18.6.2.1 (b)</b>	<i>Ancho mínimo :</i>	$b_{min} =$	0.25	0.25	m
	<i>Verificación:</i>		<b>ok</b>	<b>ok</b>	

<sup>a</sup>Tipo 1: Viga con un extremo continuo, Tipo 2: Viga con dos extremos continuos

**Limites del refuerzo.** Las cuantías máximas para una sección controlada por

tensión con ambos tipos de refuerzo y para pórticos especiales se presentan en la tabla 27.

<b>Tabla 27</b>		<b>Acero máximo y mínimo</b>	
<b>Ref. ACI 318-19</b>		<b>G60</b>	<b>G80</b>
	<i>Peralte efectivo aproximado<sup>a</sup>:</i>	$d = 0.74$	$0.74$
	<i>Acero mínimo (a) :</i>	$A_{s,min1} = 11.65$	$8.90$
<b>9.6.1.2</b>	<i>Acero mínimo (b) :</i>	$A_{s,min2} = 12.33$	$9.42$
	<i>Acero mínimo :</i>	$A_{s,min} = 12.33$	$9.42$
<b>R 21.2.2 (a)</b>	<i>Distancia a la fibra en tracción más alejada:</i>	$d_t = 0.73$	$0.73$
<b>9.3.3</b>	<i>Acero máximo con acero en tracción únicamente:</i>	$A_{s,max} = 65.52$	$46.32$
	<i>Cuantía máxima con acero en tracción únicamente :</i>	$\rho_{max,1} = 0.018$	$0.013$
<b>18.6.3</b>	<i>Cuantía máxima sísmica:</i>	$\rho_{max,2} = 0.025$	$0.020$

<sup>a</sup>(Ottazzi, 2020) recomienda estimar el peralte efectivo como  $d = h - 6$  y  $d = h - 9$  para 1 y 2 capas de acero respectivamente.

**Solicitaciones en la viga.** En la siguientes figuras se muestra el diagrama de

momento flector , fuerza cortante y momento torsor para la envolvente de las combinaciones de carga definidas en el código.

**Figura 130**

Diagrama de momento flector Eje B tramo 2-4 (Envolvente ACI 318-19)

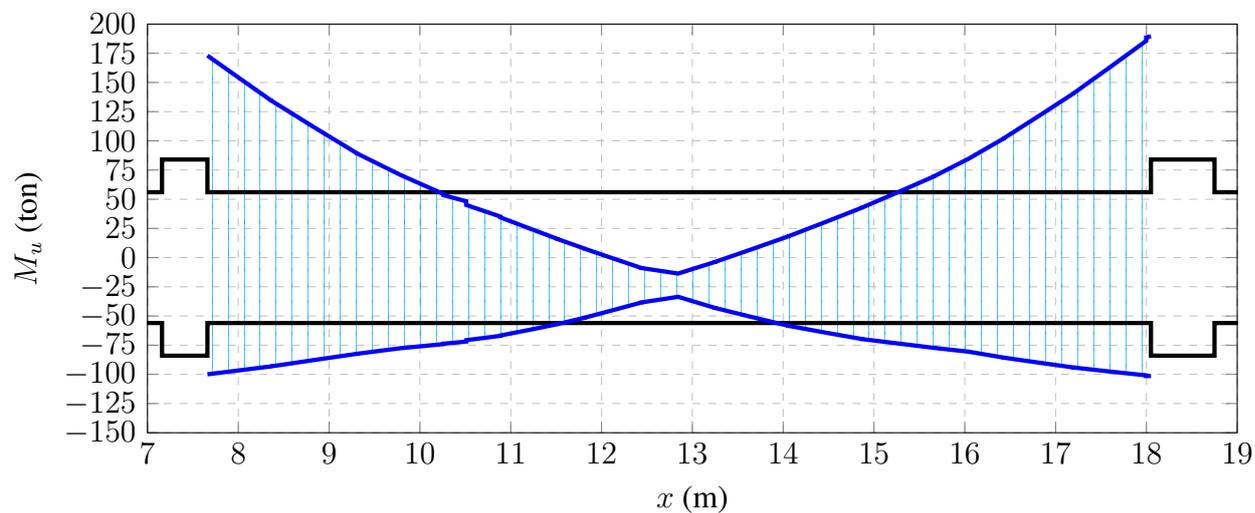
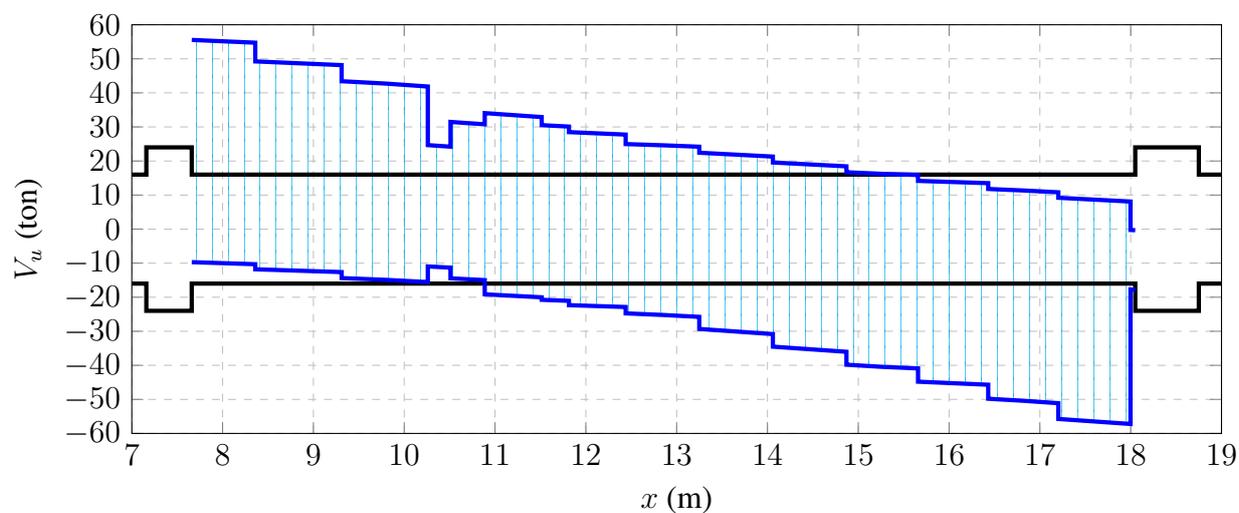
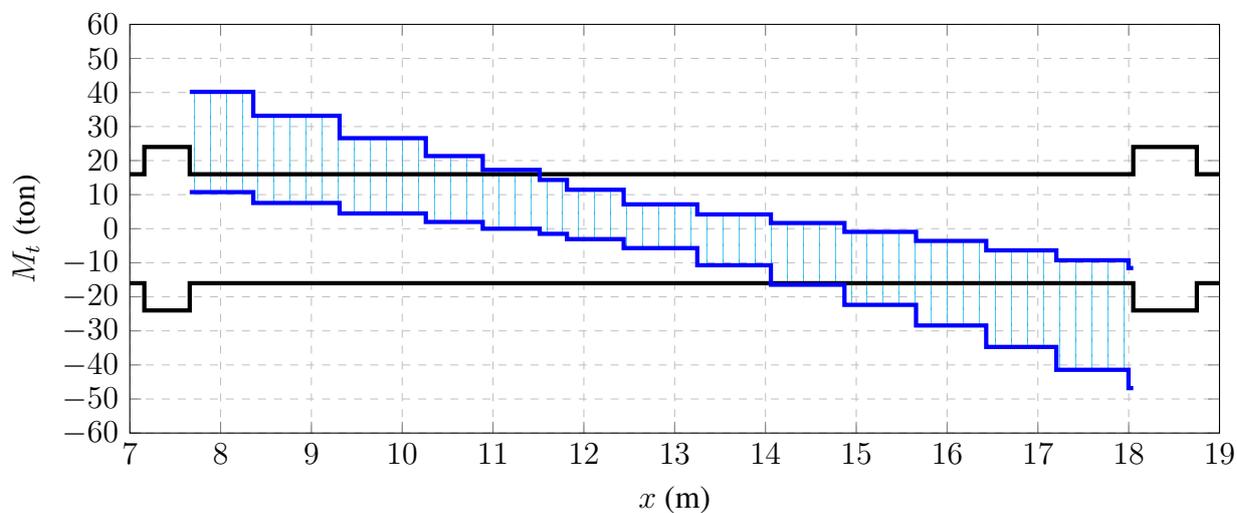
**Figura 131**

Diagrama de fuerza cortante Eje B tramo 2-4 (Envolvente ACI 318-19)



**Figura 132**

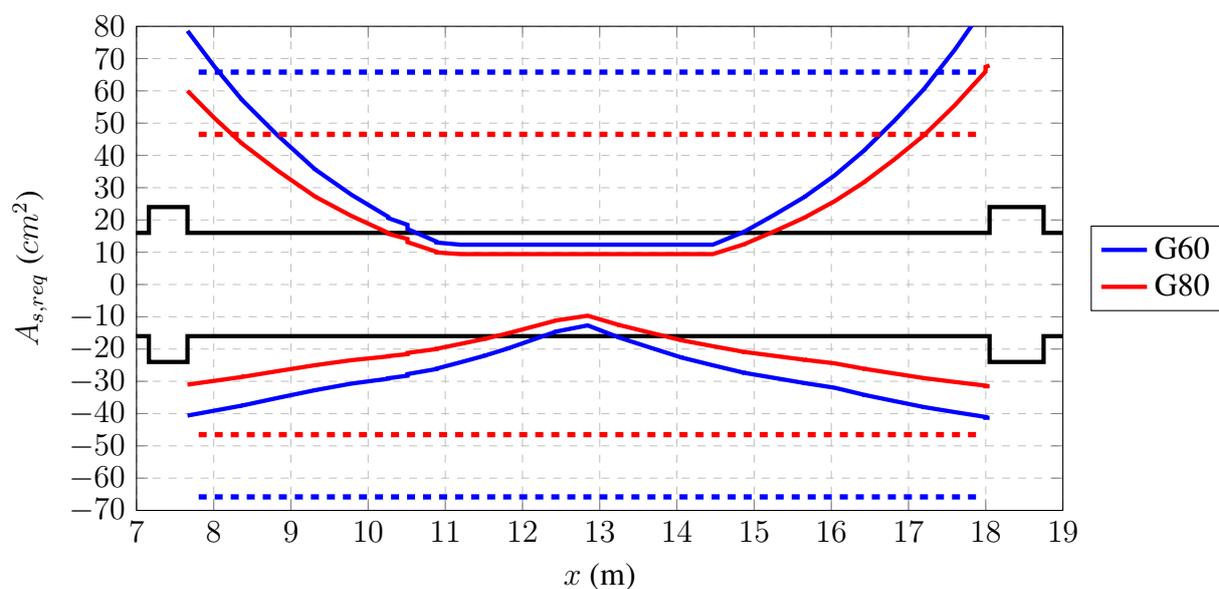
Diagrama de momento torsor Eje B tramo 2-4 (Envolvente ACI 318-19)



**Acero requerido en la viga.** Considerando solo acero en tracción se puede estimar el área de acero requerido a lo largo de la viga para ambos grados de refuerzo. Según 9.3.3.1 las vigas deben ser controladas por tracción y por tanto  $\phi_f = 0,90$ . Las líneas entrecortadas representan el acero máximo considerando solo el acero en tracción.

**Figura 133**

Acero requerido a flexión Eje B tramo 2-4 (Envolvente ACI 318-19)



**Distribución del refuerzo.** El mínimo y máximo número de barras en una sola capa distribuidas en el ancho de la viga de estudio para cumplir los requisitos del código se presentan en la tabla 28.

**Tabla 28***Distribución de refuerzo en viga de estudio*

<b>25.2</b>	<i>Numero máximo de barras en una sola capa:</i>	$n_{max} = 8$	
<b>24.3.2</b>	<i>Distancia de la superficie del refuerzo a la cara en tracción:</i>	$c_c = 5.27$	cm
<b>24.3.2.1</b>	<i>Esfuerzo del acero para cargas de servicio:</i>	$f_s = 280.00$	Mpa
<b>Tabla 24.3.2</b>	<i>Separación máxima:</i>	$s_{max} = 24.825$	cm
	<i>Numero mínimo de barras:</i>	$n_{min} = 2$	

**Refuerzo colocado.** El refuerzo colocado en los extremos de la viga en estudio se presenta en la tabla 29:

**Tabla 29***Refuerzo colocado en la viga de estudio*

	<b>Izquierda</b>	<b>Derecha</b>
<b>Superior</b>	$6\phi 1'' + 6\phi 1'' + 4\phi 3/4''$	$6\phi 1'' + 2\phi 1'' + 4\phi 1 3/8''$
<b>Inferior</b>	$9\phi 1''$	$9\phi 1''$

**Resistencia a flexión de la viga.** La resistencia a momento de los extremos de la viga para momento positivo y negativo considerando el acero en tracción y compresión junto con la verificación de una sección controlada por tensión se presenta en las tablas 30 y 31:

**Tabla 30***Resumen del diseño a flexión viga eje B tramo 2-4*

		<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>8</b>	<b>9</b>	
	<b>Ubi.</b>	$A_{s,req}$	$A_{s,col}$	$A'_{s,col}$	$d$	$d'$	$c$	$f'_s$	$C_s$	$C_c$	
		(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )		(cm)	(cm)	(cm)	(MPa)	(ton)	(ton)	
<b>G60</b>	$M(-)$	<i>I</i>	78.6	72.6	45.9	71	9	17.8	296.1	127.5	183.3
		<i>D</i>	88.9	81.0	45.9	71	9	19.8	327.9	142.4	204.7
	$M(+)$	<i>I</i>	40.6	45.9	72.6	71	9	11.5	129.5	78.2	118.4
		<i>D</i>	41.3	45.9	81.0	71	9	11.3	121.0	80.3	116.3
<b>G80</b>	$M(-)$	<i>I</i>	60.0	56.1	35.7	71	6	17.4	393.7	134.7	180.0
		<i>D</i>	67.9	61.2	35.7	71	6	19.5	415.1	142.4	200.8
	$M(+)$	<i>I</i>	31.0	35.7	56.1	74	9	12.1	155.0	75.1	125.2
		<i>D</i>	31.5	35.7	61.2	74	9	11.9	147.4	77.2	123.1

Donde:

- 1) Área de acero requerido considerando acero en tracción únicamente.
- 2) Área en tracción colocado.
- 3) Área en compresión colocado.
- 4) Peralte efectivo.
- 5) Distancia al centroide de las barras en compresión.
- 6) Altura del eje neutro.
- 7) Esfuerzo en la fibra de acero en compresión.
- 8) Fuerza del acero en compresión.
- 9) Fuerza del bloque comprimido.

**Tabla 31***Resumen del diseño a flexión viga eje B tramo 2-4 (Continuación)*

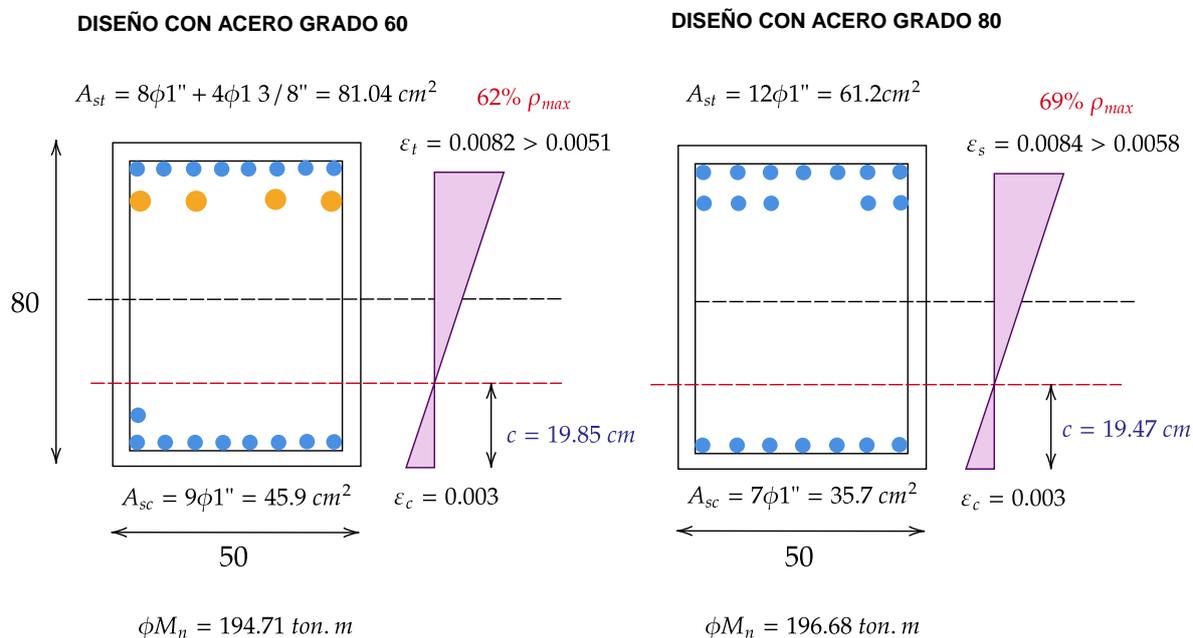
		<b>10</b>	<b>11</b>	<b>12</b>	<b>13</b>	<b>14</b>	<b>15</b>	<b>16</b>	<b>17</b>	
	<b>Ubi.</b>	$X_c$	$\varepsilon_t$	$\frac{\varepsilon_{lim}}{\varepsilon_t}$	$\phi M_{n1}$	$\phi M_{n2}$	$\frac{\phi M_{n2}}{\phi M_{n1}}$	$M_u$	$\frac{D}{C}$	
		<b>(cm)</b>			<b>(ton.m)</b>	<b>(ton.m)</b>		<b>(ton.m)</b>		
<b>G60</b>	<i>M (-)</i>	<i>I</i>	8.1	0.009	0.54	162.8	175.8	1.08	173.0	0.98
		<i>D</i>	8.7	0.008	0.63	177.1	194.7	1.10	189.5	0.97
	<i>M (+)</i>	<i>I</i>	6.5	0.016	0.31	111.3	114.1	1.03	99.9	0.88
		<i>D</i>	6.5	0.017	0.31	111.3	114.1	1.03	101.4	0.89
<b>G80</b>	<i>M (-)</i>	<i>I</i>	6.8	0.010	0.59	164.3	181.8	1.11	173.0	0.95
		<i>D</i>	7.3	0.008	0.69	175.6	196.7	1.12	189.5	0.96
	<i>M (+)</i>	<i>I</i>	6.6	0.015	0.38	118.5	121.5	1.03	99.9	0.82
		<i>D</i>	6.6	0.016	0.37	118.5	121.5	1.03	101.4	0.83

Donde:

- 10) Centroide de las fuerzas en compresión.
- 11) Deformación de la fibra en tracción mas alejada.
- 12) Ratio respecto a una falla controlada por tensión.
- 13) Momento resistente usando acero en tracción solamente.
- 14) Momento resistente considerando el acero en compresión.
- 15) Incremento de la resistencia debido al acero en compresión.
- 16) Momento ultimo.
- 17) Ratio demanda capacidad a flexión

**Figura 134**

Diagrama de deformaciones en sección derecha negativo de la viga en estudio



En la figura 134 se puede apreciar que la altura del eje neutro se mantiene aproximadamente constante para ambos casos y existe una reducción del diámetro máximo de barras usado de  $1\ 3/8''$  a  $1''$ , el número de barras en una sola capa también se reduce lo que favorece a una menor congestión del refuerzo manteniendo la resistencia a momento.

**Requisitos del refuerzo longitudinal.** La resistencia a momento en los nudos y a lo largo de la viga debe cumplir los requisitos para pórticos especiales según 18.6.3.2, la verificación se muestra en las tablas 32 y 33.

**Tabla 32***Requisitos del refuerzo longitudinal (I)*

		<b>G60</b>		<b>G80</b>		
		<b>I</b>	<b>D</b>	<b>I</b>	<b>D</b>	
<i>Momento negativo en el nudo:</i>	$\phi M_{n,sup} =$	175.79	194.71	181.77	196.68	ton.m
<i>Momento positivo en el nudo:</i>	$\phi M_{n,inf} =$	114.08	114.10	121.46	121.48	ton.m
	$\phi M_{n,inf} / \phi M_{n,sup} \geq 0,5$	0.65	0.59	0.67	0.62	
<b>18.6.3.2</b>	<i>Verificación:</i>	ok	ok	ok	ok	

**Tabla 33***Requisitos del refuerzo longitudinal (II)*

<b>Ref. ACI 318-19</b>		<b>G60</b>	<b>G80</b>		
	<i>Momento máximo en el tramo:</i>	$\phi M_{n,max} =$	194.71	196.68	ton.m
	<i>Momento mínimo en el tramo:</i>	$\phi M_{n,min} =$	81.09	89.41	ton.m
	$\phi M_{n,min} / \phi M_{n,max} \geq 0,25$		0.42	0.45	
<b>18.6.3.2</b>	<i>Verificación:</i>		ok	ok	

**Punto de corte del refuerzo longitudinal.** El punto de corte obtenido a partir del diagrama de momento flector para ambos casos resulta aproximadamente igual que la longitud de desarrollo medida a partir de la cara para los diámetros de 1 3/8" y 1" usados para grado 60 y 80 respectivamente, como se muestra en la tabla 34 y la figura 135 la longitud de 2.3 m elegida para ambos casos satisface la capacidad y la longitud de desarrollo para el diámetro respectivo en cada caso, sin embargo puede requerirse menores longitudes debido a que el cálculo es con la ecuación que no considera todos los términos influyentes en la longitud de desarrollo.

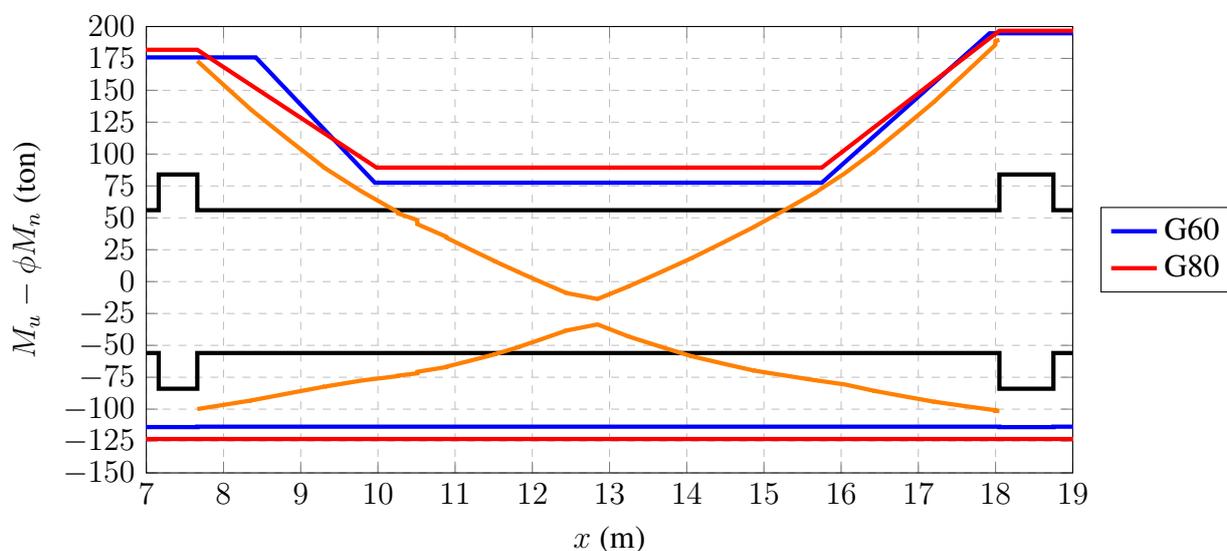
**Tabla 34**

*Longitud de desarrollo de barras rectas superiores para  $f'_c = 28 \text{ MPa}$*

		3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"
G60	$\ell_d$	47	62	78	94	154	<b>217</b>
G80	$\ell_d$	70	94	118	141	<b>232</b>	327

**Figura 135**

*Diagrama demanda capacidad a flexión de la viga en estudio*



**Requisitos de confinamiento.** En ambos casos para el extremo derecho el diámetro mínimo es de 1", en el extremo izquierdo el diámetro mínimo para acero grado 60 es de 3/4" por lo que la separación máxima será menor, sin embargo por una cuestión académica se presentan los cálculos suponiendo la condición del extremo derecho en toda la viga, para pórticos especiales los requisitos de confinamiento se resumen en la tabla 35.

**Tabla 35**

*Requisitos de confinamiento*

		<b>G60</b>	<b>G80</b>
<i>Diámetro del refuerzo mínimo longitudinal:</i>	$\phi_{min}$	2.54 (1")	2.54 (1")
<i>Peralte efectivo mínimo</i>	$d_{min}$	71.00	71.00
<i>Espaciamiento máximo dentro de <math>l_c</math>:</i>	$s_{max,1}$	15.24 ( $6d_b$ )	12.7 ( $5d_b$ )
<i>Espaciamiento máximo fuera de <math>l_c</math>:</i>	$s_{max,2}$	17.75	17.75

**Diseño por corte.** Siguiendo los pasos del procedimiento presentado en el marco teórico los cálculos se resumen en las tablas 36, 37, 38 y la figura 136

Tabla 36

Diseño por corte capacidad en las caras viga eje B Edificio 2 tramo 2-4

Ref. ACI 318-19	G60		G80		
	I	D	I	D	
Momentos probables superior:	$M_{pr,sup} = 244.16$	270.43	252.45	273.17	ton.m
Momentos probables inferior:	$M_{pr,inf} = 158.45$	158.47	168.69	168.72	ton.m
Cortante gravitacional:	$V_g = 26.00$	26.00	26.00	26.00	ton
<b>R18.6.5</b> Cortante de plantificación Caso 1:	$V_{u1} = 41$	41	43	43	ton
Cortante de plantificación Caso 2:	$V_{u2} = 38.75$	38.75	40.54	40.54	ton
Corte por capacidad Caso 1:	$V_{c1} = 15.28$	67.28	16.53	68.53	ton
Corte por capacidad Caso 2:	$V_{c2} = 64.75$	12.75	66.54	14.54	ton
Corte Máximo:	$V_{max} = 64.75$	67.28	66.54	68.53	ton

Tabla 37

Diseño por corte capacidad en las caras viga eje B Edificio 2 tramo 2-4 (Continuación)

Ref. ACI 318-19		G60		G80			
		I	D	I	D		
9.4.3.2	Corte Máximo a "d" de la cara:	$V_{max,d} =$	61	64	63	65	ton
22.5.1.2	Corte máxima de la sección:	$V_{max} =$	95	95	95	95	ton
	Verificación:		ok	ok	ok	ok	ok
18.6.5.2	¿Considerar $V_c$ en el diseño?:	$V_c =$	0	0	0	0	0
22.5.8.1	Corte que toman los estribos:	$V_e =$	84.97	84.97	86.63	86.63	ton
22.5.8.5.3	Área de estribos requerido :	$A_v/s =$	0.279	0.279	0.285	0.285	cm
Tabla 9.6.3.4	Cuantía mínima de refuerzo transversal:	$(A_v/s)_{min} =$	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042
9.7.6.2.2	Cortante limite en los estribos:	$V_{e,lim} =$	63.21	63.21	63.21	63.21	cm
9.7.6.2.2	Separación máxima de estribos en el ancho:	$s_{max,1} =$	17.75	17.75	17.75	17.75	cm
9.7.6.2.2	Separación máxima de estribos a lo largo:	$s_{max,2} =$	30.00	30.00	30.00	30.00	cm

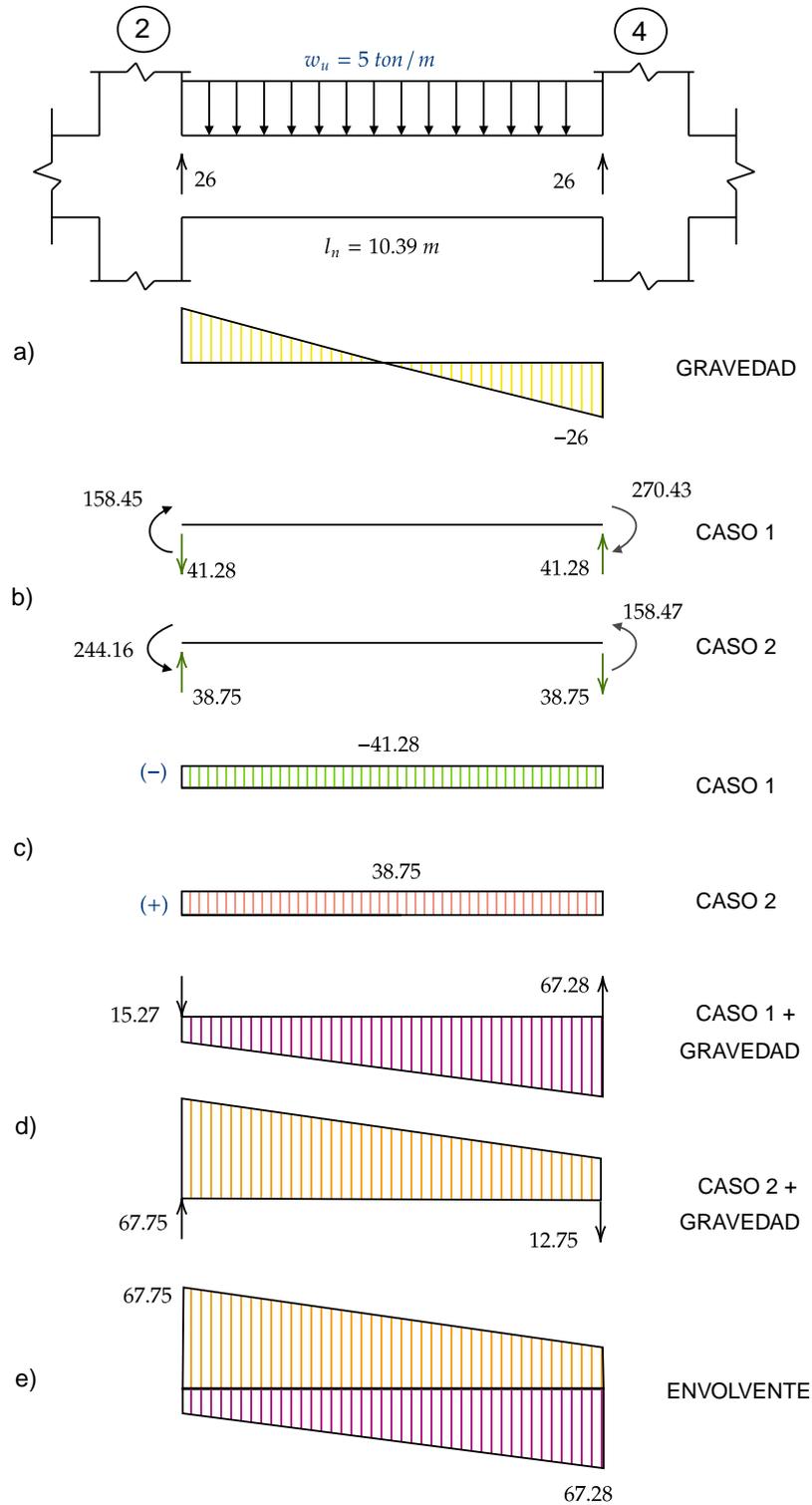
Tabla 38

*Diseño por corte capacidad fuera de la zona de confinamiento viga eje B Edificio 2 tramo 2-4*

Ref. ACI 318-19	G60		G80				
	I	D	I	D			
	$V_{max,2h} =$	59	59	61	61	ton	
22.5.8.1	Corte que toman los estribos:	$V_e =$	46.46	46.46	48.13	48.13	ton
22.5.8.5.3	Área de estribos requerido :	$A_v/s =$	0.15	0.15	0.16	0.16	cm
9.7.6.2.2	Separación máxima de estribos en el ancho:	$s_{max,1} =$	17.75	17.75	17.75	17.75	cm
9.7.6.2.2	Separación máxima de estribos a lo largo:	$s_{max,2} =$	30.00	30.00	30.00	30.00	cm

**Figura 136**

*Cortante por capacidad viga Eje B tramo 2-4*



*Área de refuerzo transversal colocado.* Según los requisitos de confinamiento y la

demanda por corte capacidad las disposiciones de estribos finales en la viga se presenta en la

tabla 39

**Tabla 39**

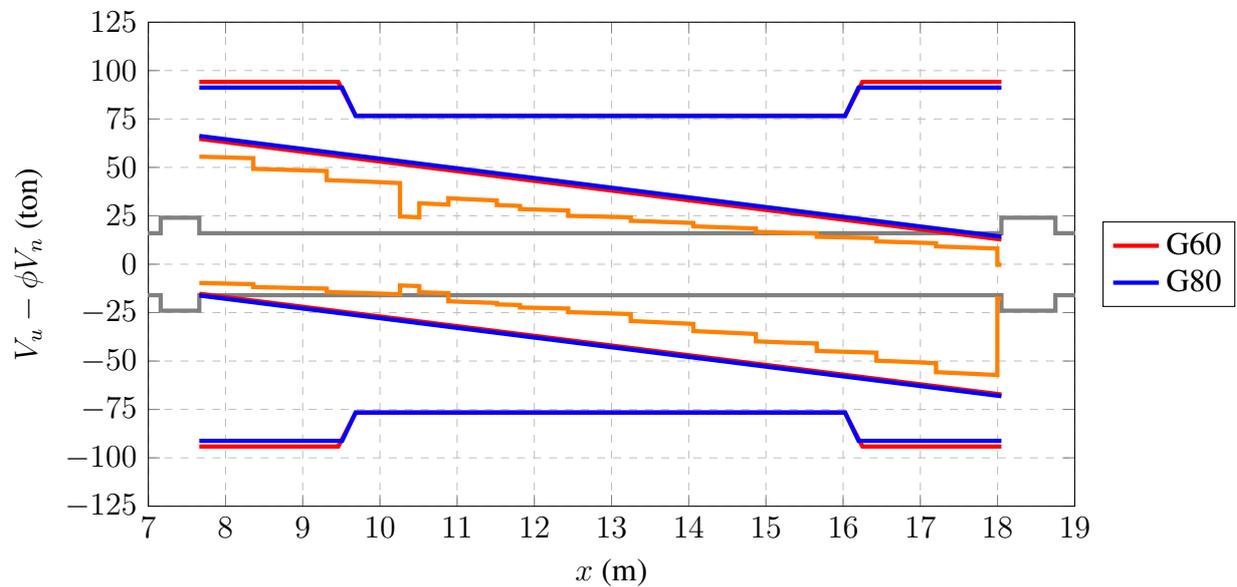
*Resumen de disposiciones de estribos viga eje B Edificio 2 tramo 2-4*

<b>Acero Grado 60</b>						<b>Acero Grado 80</b>					
<b>Disposición final</b>	<b>Ramas</b>	$A_v/s$	$\phi V_n$	<b>Disposición final</b>	<b>Ramas</b>	$A_v/s$	$\phi V_n$	<b>Disposición final</b>	<b>Ramas</b>	$A_v/s$	$\phi V_n$
<b>de estribos:</b>		<b>(cm<sup>2</sup>/cm)</b>	<b>(ton)</b>	<b>de estribos:</b>		<b>(cm<sup>2</sup>/cm)</b>	<b>(ton)</b>	<b>de estribos:</b>		<b>(cm<sup>2</sup>/cm)</b>	<b>(ton)</b>
1 @ 5 cm	4 $\phi$ 1/2"			1 @ 5 cm	2 $\phi$ 1/2" + 2 $\phi$ 3/8"						
13 @ 12.5 cm	4 $\phi$ 1/2"	0.406	94.14	17 @ 10 cm	2 $\phi$ 1/2" + 2 $\phi$ 3/8"	0.317	91.22				
Rto. @ 22.5 cm	4 $\phi$ 1/2"	0.226	76.73	Rto. @ 17.5 cm	2 $\phi$ 1/2" + 2 $\phi$ 3/8"	0.176	76.55				

Como se observa en la tabla 39 y la figura 137 un incremento de estribos producto de una separación menor al usar grado 80 se puede compensar con una reducción del diámetro de los estribos internos adicionales manteniendo la capacidad a corte. La cortante por capacidad en ambos casos es muy similar debido a que la resistencia a flexión se mantiene aproximadamente igual en el diseño.

**Figura 137**

*Diagrama demanda-capacidad a fuerza cortante Eje B tramo 2-4*



*Diseño a torsión y corte combinado.*

**Tabla 40***Parámetros para el diseño a torsión de la viga*

	<i>Altura de losa:</i>	$h_f = 25.00$	cm
	<i>Ancho efectivo:</i>	$b_{efe} = 55.00$	cm
	<i>Área de la sección incluyendo ancho efectivo:</i>	$A_{cp} = 5375$	cm <sup>2</sup>
	<i>Perímetro de la sección incluyendo ancho efectivo:</i>	$P_{cp} = 370.00$	cm
<b>9.2.4.4</b>	<i>Parámetro 1:</i>	$A_{cp2}/P_{cp} = 78082.77$	cm <sup>3</sup>
	<i>Área de la sección ignorando ancho efectivo:</i>	$A'_{cp} = 4000.00$	cm
	<i>Perímetro de la sección ignorando ancho efectivo:</i>	$P'_{cp} = 260.00$	cm
	<i>Parámetro 2:</i>	$A'_{cp2}/P'_{cp} = 61538.46$	cm <sup>3</sup>
	<i>Verificación 1:</i>	<i>Considerar ancho efectivo</i>	
	<i>Parámetro de diseño:</i>	$A_{cp2}/P_{cp} = 78082.77$	cm <sup>3</sup>
<b>22.7.4</b>	<i>Umbral de torsión:</i>	$T_{th} = 2.62$	ton
	<i>Torsión máxima del análisis:</i>	$T'_u = 46.80$	ton
	<i>Verificación 2:</i>	<i>Considerar la torsión</i>	
<b>22.7.3.2</b>	<i>Torsión crítica:</i>	$T_{cr} = 10.43$	ton
	<i>Torsión de diseño:</i>	$T_u = 10.43$	ton
	<i>Ancho del núcleo resistente a torsión:</i>	$x_1 = 41.05$	cm
	<i>Alto del núcleo resistente a torsión:</i>	$y_1 = 71.05$	cm
<b>R22.7.6.1.1</b>	<i>Área del núcleo</i>	$A_{oh} = 2916.60$	cm <sup>2</sup>
	<i>Perímetro del núcleo:</i>	$P_{oh} = 224.20$	cm

Tabla 41

Diseño por torsión de la viga en estudio

	Torsión de diseño:	$T_u =$	10.428	ton
<b>22.7.6.1.1</b>	Área encerrada por el flujo de cortante torsional:	$A_o =$	2479.112	cm <sup>2</sup>
	Área transversal requerida por torsión:	$A_t =$	0.065	cm <sup>2</sup>
<b>22.7.6.1</b>	Área longitudinal requerida por torsión:	$A_l =$	14.679	cm <sup>2</sup>
	Área longitudinal mínima requerida por torsión (a):	$A_l, \text{mínima} =$	13.762	cm <sup>2</sup>
<b>9.6.4.3</b>	Área longitudinal mínima requerida por torsión (b):	$A_l, \text{mínima} =$	23.771	cm <sup>2</sup>
	Área longitudinal mínima requerida por torsión final:	$A_l, \text{mínima} =$	13.762	cm <sup>2</sup>
	Área requerida mínima por torsión y corte combinado (a):	$(A_v + 2A_t), \text{mínima}/s =$	0.039	cm <sup>2</sup> /cm
<b>9.6.4.1</b>	Área requerida mínima por torsión y corte combinado (b):	$(A_v + 2A_t), \text{mínima}/s =$	0.042	cm <sup>2</sup> /cm
	Área requerida mínima por torsión y corte combinado final:	$(A_v + 2A_t), \text{mínima}/s =$	0.042	cm <sup>2</sup> /cm

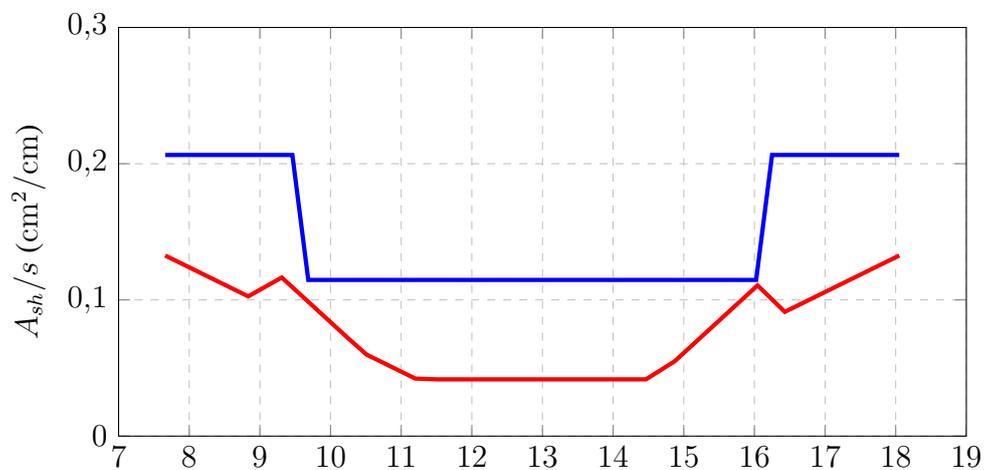
Tabla 42

Diseño por corte y torsión de la viga en estudio

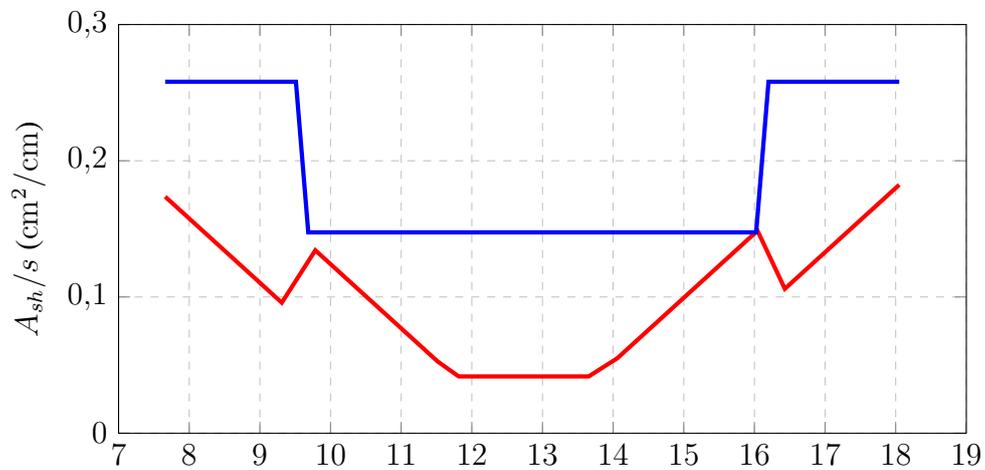
Ref. ACI 318-19	G60	G80
<i>Cortante ultima en el extremo:</i>	$V_u = 67.278$	68.528 ton
<i>Esfuerzo combinado por corte y torsión:</i>	$\tau_u = 24.910$	25.179 kgf/cm <sup>2</sup>
<i>Esfuerzo limite:</i>	$\tau_{lim} = 33.589$	33.589 kgf/cm <sup>2</sup>
<i>Verificación 3:</i>	ok	ok
<i>Resistencia a corte del concreto</i>	$\phi V_c = 24.42$	24.42 ton
<i>Área transversal requerida por corte :</i>	$A_{v1} = 0.177$	0.185 cm <sup>2</sup>
<i>Área transversal de ramas internas:</i>	$A_{v2} = 0.203$	0.142 cm <sup>2</sup>
<i>Área transversal requerida por corte en el estribo externo:</i>	$A_{v3} = 0$	0.043 cm <sup>2</sup>
<i>Área transversal requerida por corte y torsión en el estribo externo:</i>	$[(A_v + 2A_t)/s]_{req} = 0.132$	0.136 cm <sup>2</sup> /cm
<i>Área total provista de estribos externos:</i>	$[(A_v + 2A_t)/s]_{prov} = 0.203$	0.203 cm <sup>2</sup> /cm
<i>Verificación:</i>	ok	ok

**Figura 138**

*Área de acero requerida por corte y torsión viga Eje B acero grado 60*

**Figura 139**

*Área de acero requerida por corte y torsión viga Eje B acero grado 80*



*Longitudes de empalmes considerando el índice de refuerzo transversal.*

**Tabla 43***Longitud de empalmes considerando el índice de refuerzo transversal*

		<b>G60</b>	<b>G80</b>	
<b>18.6.3.3</b>	<i>Separación máxima del refuerzo transversal:</i>	$s_{max} =$	10.00	10.00 cm
	<i>Área de estribos:</i>	$A_v =$	5.08	3.96 cm <sup>2</sup>
	<i>Numero de barras que se empalman:</i>	$n =$	6.00	5.00
<b>25.4.2.4</b>	<i>Índice de refuerzo transversal:</i>	$K_{tr} =$	3.39	3.17 cm
	<i>Diámetro del refuerzo mínimo a empalmar:</i>	$\phi_{min} =$	2.54	2.54 cm
	<i>Diámetro del refuerzo máximo a empalmar:</i>	$\phi_{max} =$	2.54	2.54 cm
	<i>Separación entre barras:</i>	$s_{min} =$	4.97	6.85 cm
	<i>Cb critico:</i>	$C_b =$	3.76	4.70 cm
<b>25.4.2.4</b>	<i>Termino de confinamiento:</i>	$(C_b + K_{tr})/d_b =$	2.50	2.50
<b>25.4.2.4</b>	<i>Longitud de desarrollo para barras superiores:</i>	$\ell_d =$	0.95	1.44 m
<b>25.4.2.4</b>	<i>Longitud de desarrollo para barras inferiores:</i>	$\ell_d =$	0.73	1.10 m
<b>Tabla 25.5.2.1</b>	<i>Factor de amplificación superior:</i>		1.30	1.30
<b>Tabla 25.5.2.1</b>	<i>Factor de amplificación inferior:</i>		1.30	1.30
<b>Tabla 25.5.2.1</b>	<i>Longitud de empalmes para barras superiores:</i>	$l_{emp} =$	1.24	1.87 m
<b>Tabla 25.5.2.1</b>	<i>Longitud de empalmes para barras inferiores:</i>	$l_{emp} =$	0.95	1.44 m

**Dimensiones mínimas de la columna para el desarrollo del refuerzo en vigas.** El

calculo de la longitud de desarrollo de las barras en tracción con gancho, con cabeza y las longitudes de desarrollo de barras en compresión se muestran a continuación para diferentes diámetros:

**Tabla 44**

*Longitud de desarrollo de barras con gancho estándar para  $f'_c = 28$  MPa*

		3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"
G60	$\ell_{dh}$	15	18.67	23.70	31.21	47.86	80.08
G80	$\ell_{dh}$	18.29	24.45	31.04	40.87	62.67	104.87

**Tabla 45**

*Longitud de desarrollo de barras con cabeza para  $f'_c = 28$  MPa*

		3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"
G60	$\ell_{dt}$	15	15.69	21.98	28.94	44.38	74.27
G80	$\ell_{dt}$	15	20.55	28.79	37.90	58.12	97.26

**Tabla 46**

*Longitud de desarrollo de barras en compresión para  $f'_c = 28$  MPa*

		3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"
G60	$\ell_{dc}$	20	20	22.72	27.29	36.29	51.15
G80	$\ell_{dc}$	20	23.76	29.75	35.73	47.52	66.98

El acero colocado en las vigas puede condicionar el ancho mínimo de las columnas. Considerando el refuerzo longitudinal de la columnas de 1", refuerzo transversal de 3/8",  $f'_c = 28$  MPa y recubrimiento convencional se obtiene:

**Tabla 47***Ancho mínimo de columnas extremas*

		<b>G60</b>	<b>G80</b>	<b>G60</b>	<b>G80</b>
<i>Diámetro del acero en vigas:</i>	$\phi_{max}$	1"		1 3/8"	
<i>Radio de doblado:</i>	$R$ (cm)	10.16		14.32	
<i>Espesor de la cabeza en tracción:</i>	$t_{head}$ (cm)	3.81		5.40	
<i>Usando gancho estándar:</i>	$b_{min}$ (cm)	<b>60.00</b>	<b>75.00</b>	<b>90.00</b>	<b>115.00</b>
<i>Usando barra con cabeza:</i>	$b_{min}$ (cm)	<b>60.00</b>	<b>70.00</b>	<b>90.00</b>	<b>115.00</b>

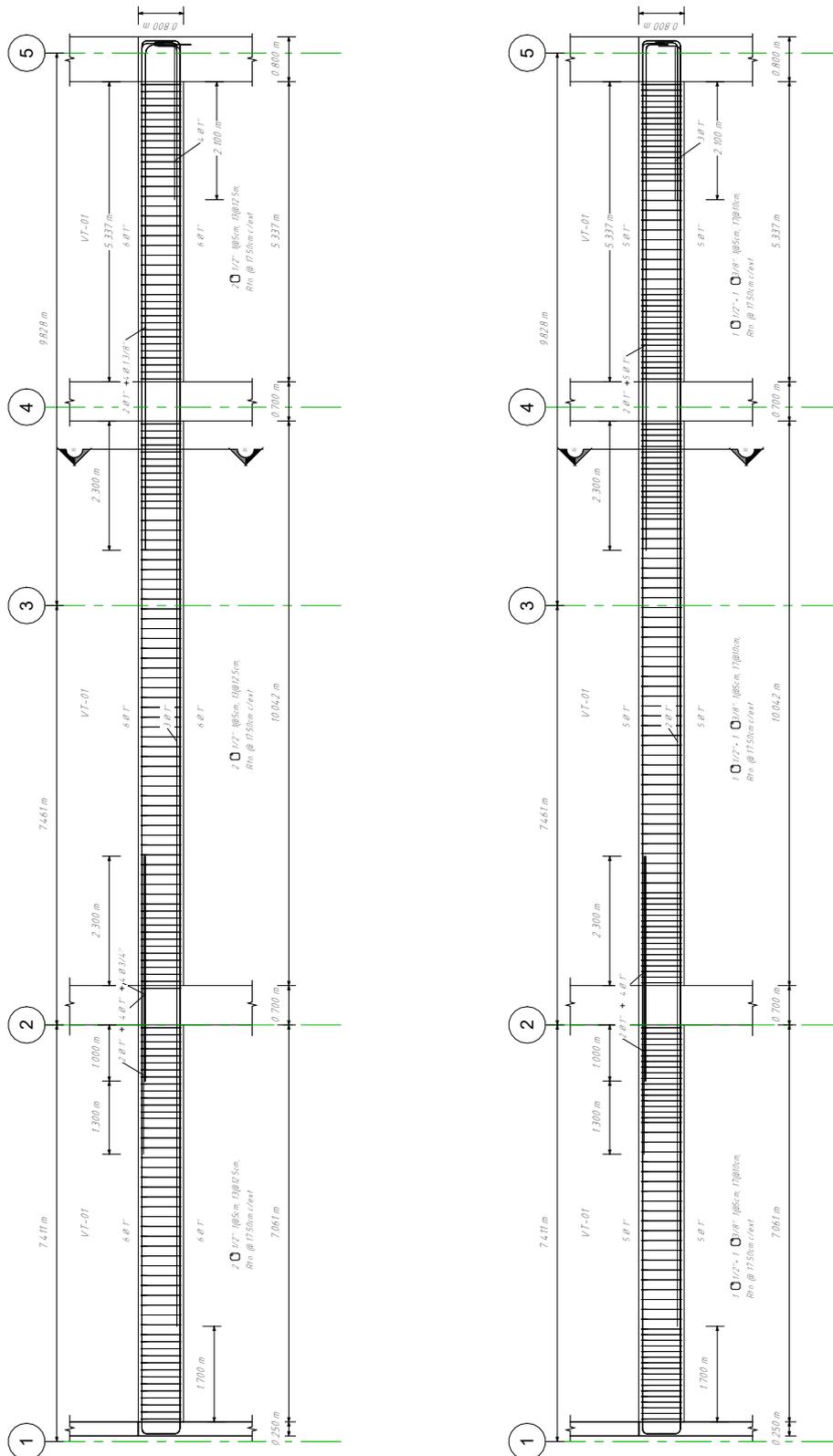
**Tabla 48***Ancho mínimo de columnas internas*

	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"
G60	25	35	40	50	70
G80	35	40	50	65	90

**Detalles finales.** Finalmente se presenta los detalles de la viga diseñada en todos los tramos:

**Figura 140**

*Detalle de armado en viga de edificio 2 eje B*

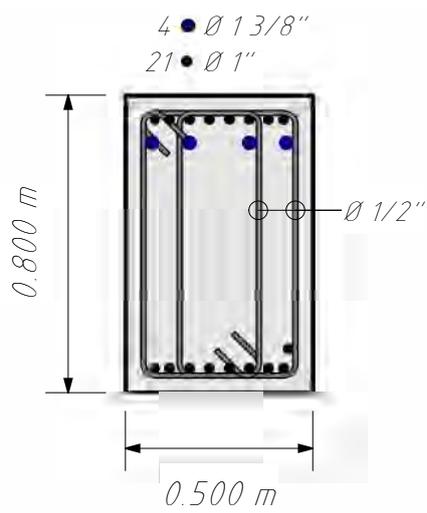


(a) Acero grado 60

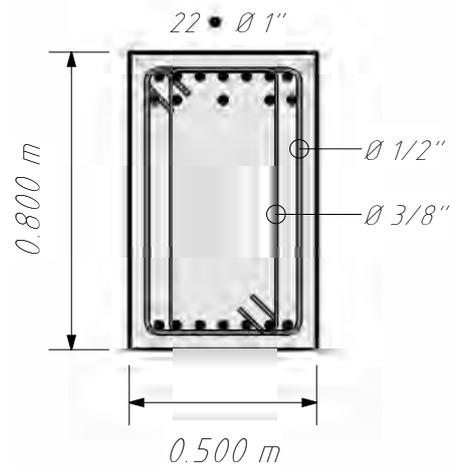
(b) Acero grado 80

**Figura 141**

*Cortes de armado en viga de edificio 2 tramo 2-4 derecha eje B*



(a) Acero grado 60



(b) Acero grado 80

## Diseño de columnas

### *Procedimiento general*

**Limitaciones del acero de refuerzo:** Según la tabla 20.2.2.4 (a) para pórticos especiales se permite acero de refuerzo con un esfuerzo de fluencia de hasta  $550\text{MPa}$ , se debe cumplir con las especificaciones de A706M o ASTM A615 siempre que se cumpla con los requisitos de 20.2.2.5 (b).

**Limites dimensionales en columnas de pórticos especiales:** Las dimensiones mínimas para columnas de pórticos especiales están descritas en 18.7.2:

- $b_{min} = 30\text{ cm}$
- $b/h \geq 0,4$

Donde  $b$  y  $h$  son las dimensiones menor y mayor de la columna respectivamente.

### *Diseño por Flexión y Carga Axial.*

#### **Paso 1: Limites del refuerzo en columnas**

Según el acepte 10.6.1.1 la cuantía de acero en columnas debe estar en el rango de  $0,01A_g$  y  $0,08A_g$ , sin embargo el código en 18.7.4.1 limita la cuantía máxima a  $0,06A_g$  para pórticos especiales.

#### **Paso 2: Distribución del refuerzo**

El recubrimiento mínimo según la tabla 20.5.1.3.1 es de 40mm.

El espaciamiento libre mínimo entre barras de refuerzo para columnas según 25.2.3 debe ser el máximo de 40mm,  $1,5d_b$  o  $4/3d_{agg}$  (diámetro del agregado).

#### **Paso 3: Construcción del diagrama de interacción nominal**

El diagrama de interacción se calcula asumiendo una serie de distribución de deformaciones, según R21.2.2 para el diseño se asume una deformación unitaria ultima del concreto de  $\varepsilon_c = 0,003$ , el proceso consiste en aumentar progresivamente la altura del eje

neutro y con ello se puede calcular la fuerza en el bloque de compresión  $C = 0,85f'_c ab$ , donde  $a = c/\beta_1$ ,  $\beta_1$  esta acorde a 22.2.2.4.3 y  $b$  es el ancho de la sección en la dirección del análisis. Según la compatibilidad de deformaciones es posible calcular la deformación de cada fila de refuerzo conociendo  $y_i$  que viene a ser la distancia a cada fila de refuerzo.

$$\varepsilon_{s,i} = \frac{c - y_i}{c} \varepsilon_c \quad (72)$$

Posteriormente se calcula el esfuerzo según:

$$f_{s,i} = \begin{cases} \varepsilon_{s,i} E_s, & \text{si } \varepsilon_t \leq \varepsilon_{ty} \\ f_y, & \text{si } \varepsilon_{s,i} > \varepsilon_{ty} \end{cases}$$

Algunos puntos notables de la columna se mencionan a continuación y se muestran en la figura 142:

- Punto A: Carga axial pura.
- Punto B: Tensión cero, inicio de agrietamiento
- Región A–C: fallas controladas por compresión.
- Punto C: falla equilibrada, deformación límite controlada por compresión.
- Punto D: Límite controlado por tracción.
- Región C–D: región de transición.
- Punto E: Flexión pura

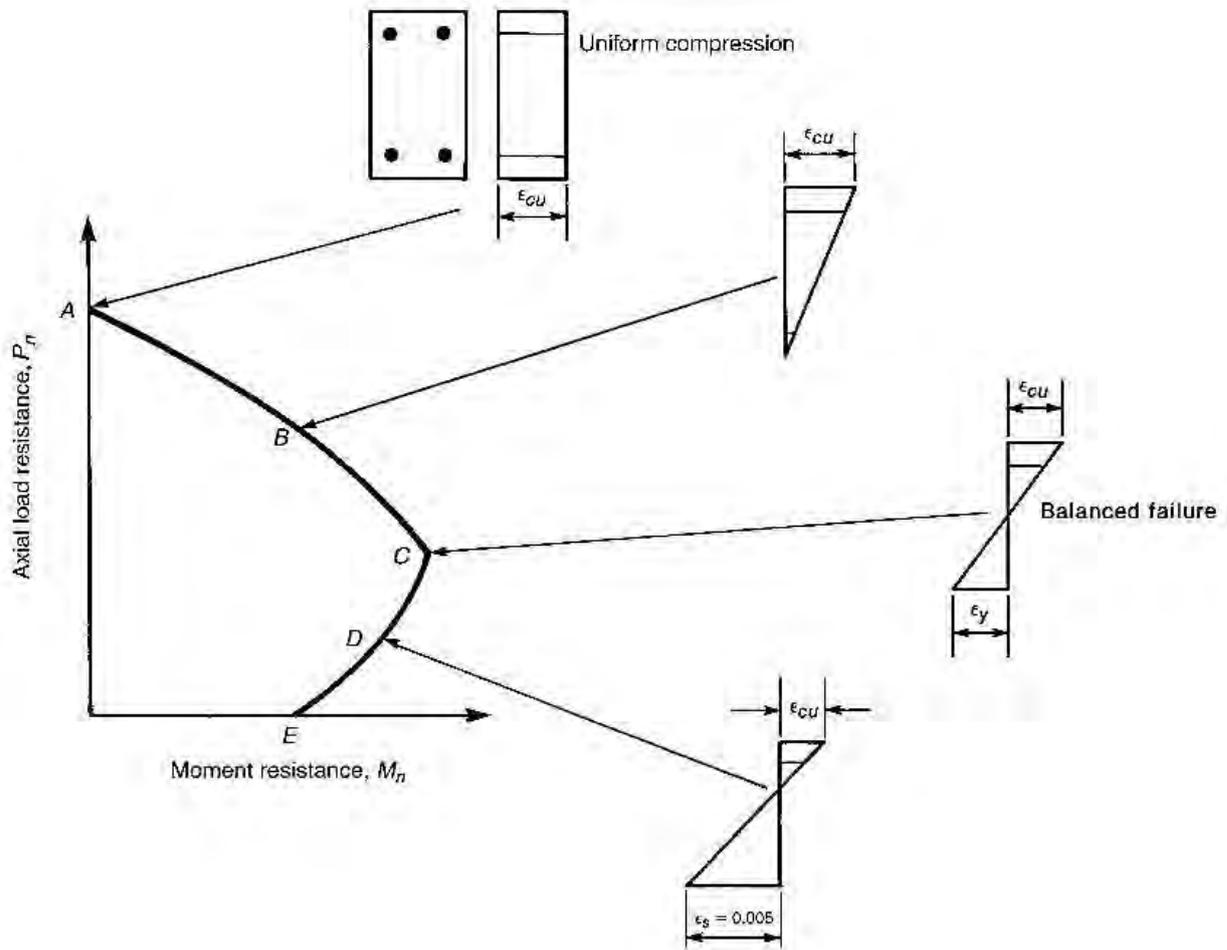
Según 22.4.2.2 la resistencia a compresión de miembros no preesforzados esta dado por:

$$P_o = 0,85f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (73)$$

Según la tabla 22.4.2.1 la resistencia máxima en columnas con estribos se limita a  $0,80P_o$  y según la tabla 21.2.1 el factor de reducción de resistencia a compresión es  $\phi = 0,65$ , por lo tanto la resistencia máxima a compresión esta dado por:

**Figura 142**

*Distribuciones de deformación correspondientes a puntos en el diagrama de interacción.*



*Fuente: (Wight & MacGregor, 2016)*

$$\phi P_n = 0,65 \times 0,80 \times (0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}) \quad (74)$$

En cualquier otro punto de la curva de interacción que incluya momento la resistencia nominal se puede calcular según:

$$P_n = 0,85 f'_c ab + \sum_{i=1}^n f_{s,i} A_{s,i} \quad (75)$$

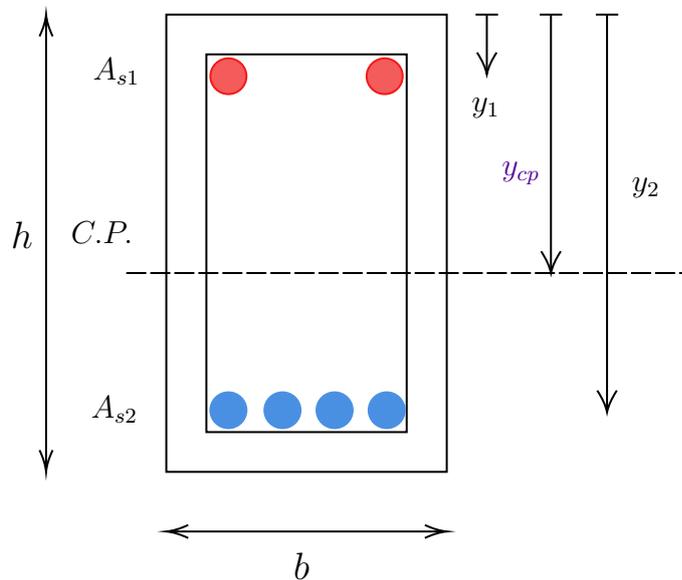
$$M_n = 0,85 f'_c ab \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^n f_{s,i} A_{s,i} \left( \frac{h}{2} - y_i \right) \quad (76)$$

Donde  $n$  y  $h$  es el numero de filas de refuerzo y la dimensión de la columna en la dirección de análisis respectivamente,  $f_s$  y  $A_s$  es el esfuerzo y el área de refuerzo de cada fila.

Note que el momento se tomo con respecto al centroide geométrico de la sección, esto es valido para secciones rectangulares con refuerzo simétrico, en otros casos se debe calcular el centroide plástico, este punto se define como aquel en el que la fuerza  $P_o$  produce deformaciones iguales en toda la sección.

**Figura 143**

*Centroide Plástico de una sección*



El momento estático del área de concreto comprimido sera:

$$M_{est,com} = 0,85 f'_c A_g h / 2 \quad (77)$$

El momento estático de las barras de refuerzo sera:

$$M_{est,ace} = \sum A_{s,i} y_i (f_y - 0,85 f'_c) \quad (78)$$

Y el centroide plástico sera:

$$y_{cp} = \frac{M_{est,com} + M_{est,ace}}{P_o} \quad (79)$$

#### **Paso 4: Construcción del diagrama de interacción reducido**

Dependiendo si la sección es controlada por compresión, flexión o en transición el factor de reducción varia en cada punto del diagrama según la tabla 21.2.2

Se define entonces una sección controlada por tracción cuando la deformación de la fibra extrema de refuerzo longitudinal mas cercana a la cara en tracción  $\varepsilon_t$  es mayor o igual a  $\varepsilon_{ty} + 0,003$  (CRSI, 2020c). Para este caso  $\phi = 0,90$ .

Una sección controlada por compresión se define cuando la deformación del acero es menor a la deformación de fluencia, para este caso  $\phi = 0,65$ . En secciones en transición el factor de reducción se calcula por interpolación según:

$$\phi = 0,65 + 0,25 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{0,003} \quad (80)$$

Según 20.2.2.2 el módulo de elasticidad  $E_s$  es independiente del grado de refuerzo y es igual a 200,000 MPa, por tanto  $\varepsilon_y = f_y/E_s$ , para acero grado 420 y 550 se tiene respectivamente:

$$\varepsilon_t = (420/200,000) + 0,003 = 0,0051 \quad (81)$$

$$\varepsilon_t = (550/200,000) + 0,003 = 0,00575$$

### *Verificación de columna fuerte-viga débil en pórticos especiales.*

Para pórticos especiales el código exige en 18.7.3.1 que las columnas deben tener una resistencia mínima a flexión en los pisos donde la columna sea continua y la carga axial mayorada supere  $0,1f'_cA_g$ .

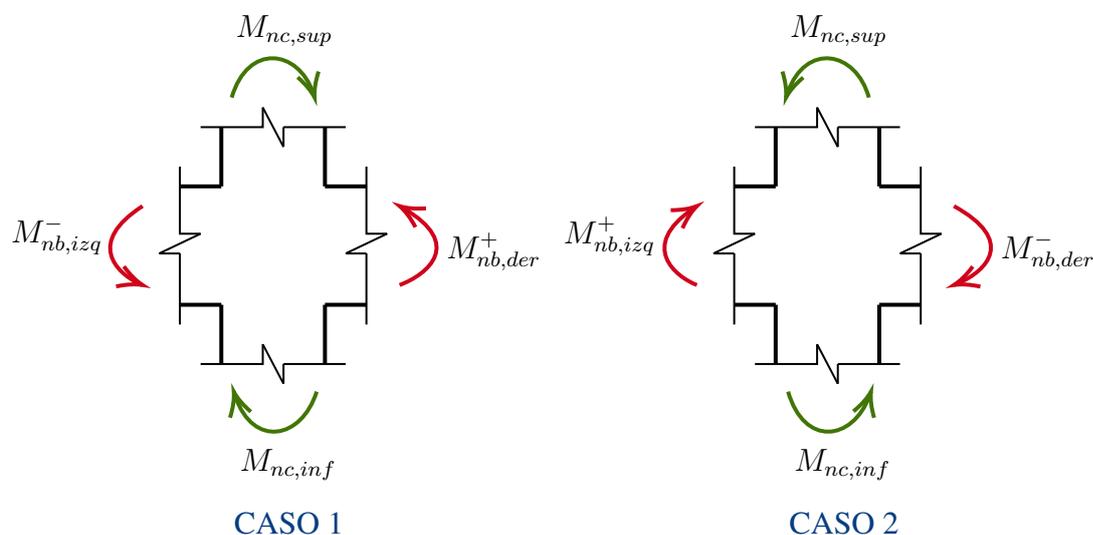
$$\sum M_{nc} \geq (6/5) \sum M_{nb} \quad (82)$$

$M_{nc}$  es el momento nominal de la columna evaluado en la cara del nudo congruente con la carga axial de diseño que produzca una menor resistencia a flexión de la columna.

$M_{nb}$  es el momento nominal de la viga incluyendo el acero dentro del ancho efectivo de vigas T definido en 6.3.2

#### **Figura 144**

*Verificación columna fuerte viga débil en pórticos especiales*



**Paso 1:** Se verifica que la columna sea continua en el piso de interés y la menor carga axial asociada a  $0,9D + E$  sea menor a  $0,1f'_cA_g$ .

**Paso 2:** Se determina del momento nominal positivo y negativo de las vigas que llegan a la columna en ambas direcciones según el diseño, en vigas T se debe considerar el acero

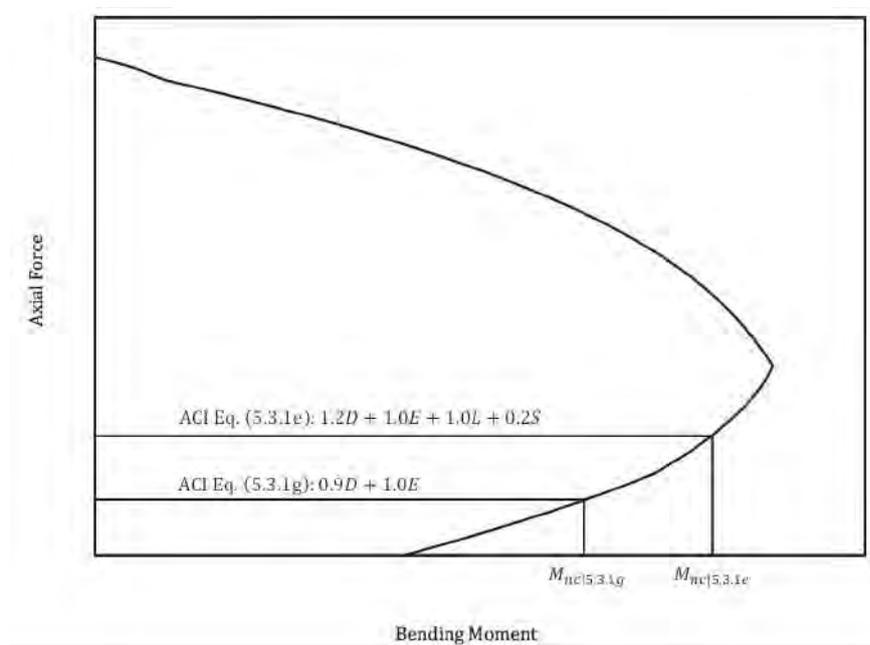
negativo presente en el ala efectiva de la losa que se calcula según la figura 185.

$$M_n^\pm = A_s^\pm f_y \left( d - \frac{A_s^\pm f_y}{1,7 f'_c b} \right)$$

**Paso 3:** Se determina del momento nominal mínimo de la columna asociado a la menor carga axial de la combinación  $0,9D + E$  como se muestra en la figura 145.

### Figura 145

*Calculo del momento nominal en columna para la verificación columna fuerte viga débil*



*Fuente: (CRSI, 2020a)*

**Paso 4:** Se verifica que el ratio demanda capacidad verifique la igualdad en todos los pisos donde se requiere la verificación de columna fuerte-viga débil:

$$D/C = \frac{1,2 (M_{nb,izq} + M_{nc,der})}{M_{nc,sup} + M_{nc,inf}} < 1,0 \quad (83)$$

***Requisitos de confinamiento.***

**Paso 1:** Calculo de la longitud de confinamiento.

En el artículo 18.4.3.3 y 18.7.5.1 para pórticos intermedios y especiales respectivamente se menciona que la longitud de confinamiento debe ser el mayor de:

- (a) Mayor dimensión de la columna.
- (b) Un sexto de la altura libre de la columna.
- (c) 45cm.

**Paso 2:** Separación máxima del refuerzo transversal dentro de la longitud de confinamiento.

Según 18.4.3.3 para pórticos intermedios la separación de estribos  $s_o$  no debe exceder:

- (a) La mitad parte de la menor dimensión de la columna.
- (b)  $8d_b \leq 20$  cm para acero grado 60
- (c)  $6d_b \leq 15$  cm para acero grado 80.

donde  $d_b$  es el diámetro de la menor barra de refuerzo longitudinal.

Para pórticos especiales según 18.7.5.1 dentro de la longitud de confinamiento  $l_o$  el refuerzo transversal debe cumplir con 18.7.5.2 hasta 18.7.5.4.

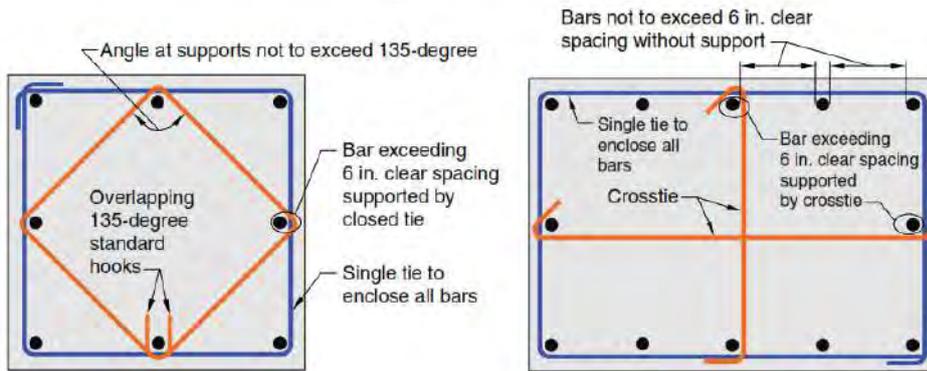
En 18.7.5.2 se indica:

- Pueden usarse estribos y ganchos suplementarios que cumplan con 25.7.2.2 y 25.7.2.3, estos últimos artículos indican que para barras con diámetro de hasta 1" se puede usar estribos de 3/8", para diámetros de 1 3/8" se requiere estribos de 1/2", los ganchos y estribos suplementarios deben cumplir con los requisitos que se observan en la figura 146, la distancia entre una barra apoyada y otra no apoyada no debe exceder 15cm.
- La distancia  $h_x$  entre barras apoyadas lateralmente no debe exceder 35cm, esto se observa en la figura 146.

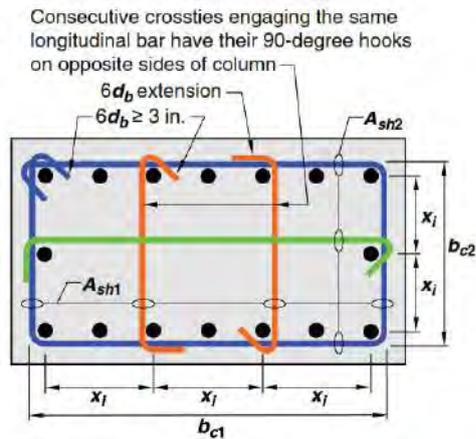
- Cuando  $P_u > 0,3f'_cA_g$  o  $f'_c > 70MPa$  todas las barras longitudinales deben tener soporte lateral.

**Figura 146**

*Requisitos de estribos en columnas y definición de  $h_x$*



*Fig. R25.7.2.3a—Illustrations to clarify measurements between laterally supported column bars and rectilinear tie anchorage.*



The dimension  $x_j$  from centerline to centerline of laterally supported longitudinal bars is not to exceed 14 inches. The term  $h_x$  used in Eq. (18.7.5.3) is taken as the largest value of  $x_j$ .

*Fig. R18.7.5.2—Example of transverse reinforcement in columns.*

*Fuente: (ACI, 2019a)*

En 18.7.5.3 se indica que la separación máxima del refuerzo transversal dentro de  $l_c$  debe ser el menor de:

- (a) La cuarta parte de la menor dimensión de la columna.
- (b)  $6d_b$  para acero grado 60.
- (c)  $5d_b$  para acero grado 80.
- (d)  $s_o$  según la ecuación 18.7.5.3.

$$10 \text{ cm} \leq s_o = 10 + \left( \frac{35 - h_x}{3} \right) \leq 15 \text{ cm}$$

La distancia  $h_x$  entre ramas de estribos puede ser estimada según:

$$h_x = \frac{b - 2r - 2\phi_e - \phi_b}{n_b - 1} \quad (84)$$

Donde:

$r$  es el recubrimiento

$\phi_e$ : diámetro del estribo

$\phi_b$ : diámetro de la barra longitudinal

$n_b$ : número de barras

**Paso 3:** Separación máxima del refuerzo transversal fuera de la longitud de confinamiento.

Para pórticos intermedios según 18.4.3.5 el espaciamiento del refuerzo transversal debe cumplir con 10.7.6.5.2:

$$s_{max} = \begin{cases} d/2 \leq 60 \text{ cm}, & \text{si } V_u \leq V_{s,lim} \\ d/4 \leq 30 \text{ cm}, & \text{si } V_u > V_{s,lim} \end{cases}$$

$$V_{s,lim} = 1,1\sqrt{f'_c} b_w d$$

Para pórticos especiales según 18.7.5.5 fuera de la longitud de confinamiento la separación máxima del refuerzo transversal no debe exceder:

- 15cm
- $6d_b$  para acero grado 60.
- $5d_b$  para acero grado 80.
- Según lo requerido por el cortante por capacidad.
- Según lo requerido para empalmes en 18.7.4.4.

Adicionalmente los estribos y ganchos deben cumplir con 25.7.2 y 25.7.4. este ultimo hace referencia al articulo 25.3.4 donde se mencionan los requisitos de ganchos sísmicos.

**Paso 4:** Cuantía mínima del refuerzo transversal dentro de la longitud de confinamiento.

Solo existen requisitos para pórticos especiales. En 18.7.5.4 se indica que la cuantía mínima del refuerzo transversal dentro de  $l_c$  debe ser el mayor de:

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (85a)$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \quad (85b)$$

$$A_{sh} = 0,2k_f k_n \frac{s b_c P_u}{f_{yt} A_{ch}} \quad (85c)$$

Donde:

$A_{sh}$ : Área de refuerzo transversal.

$b_c$ : es la dimensión del núcleo confinado del elemento normal al refuerzo, ver figura 146

$$(b_{c1} = b - 2r; \quad b_{c2} = h - 2r)$$

$r$ : Recubrimiento

$A_{ch}$ : es el área del núcleo confinado medida al exterior del refuerzo de confinamiento

$$(A_{ch} = b_{c1} b_{c2})$$

$A_g$ : es el área de la sección bruta de la columna

$s$ : separación del refuerzo transversal

$f_{yt}$ : Esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal

$$k_f = \frac{f'_c}{1750} + 0,6 \geq 1,0$$

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2}$$

$n_l$ : Numero de barras longitudinales o paquetes de barras.

Cuando  $P_u > 0,3f'_cA_g$  o  $f'_c > 70MPa$  es necesario satisfacer la ecuación 85 (c), caso contrario solo basta con las 2 primeras.

### ***Cortante por capacidad en columnas.***

Para pórticos ordinarios e intermedios según 18.3.3 y 18.4.3.1 se debe proveer resistencia a corte para el mínimo de

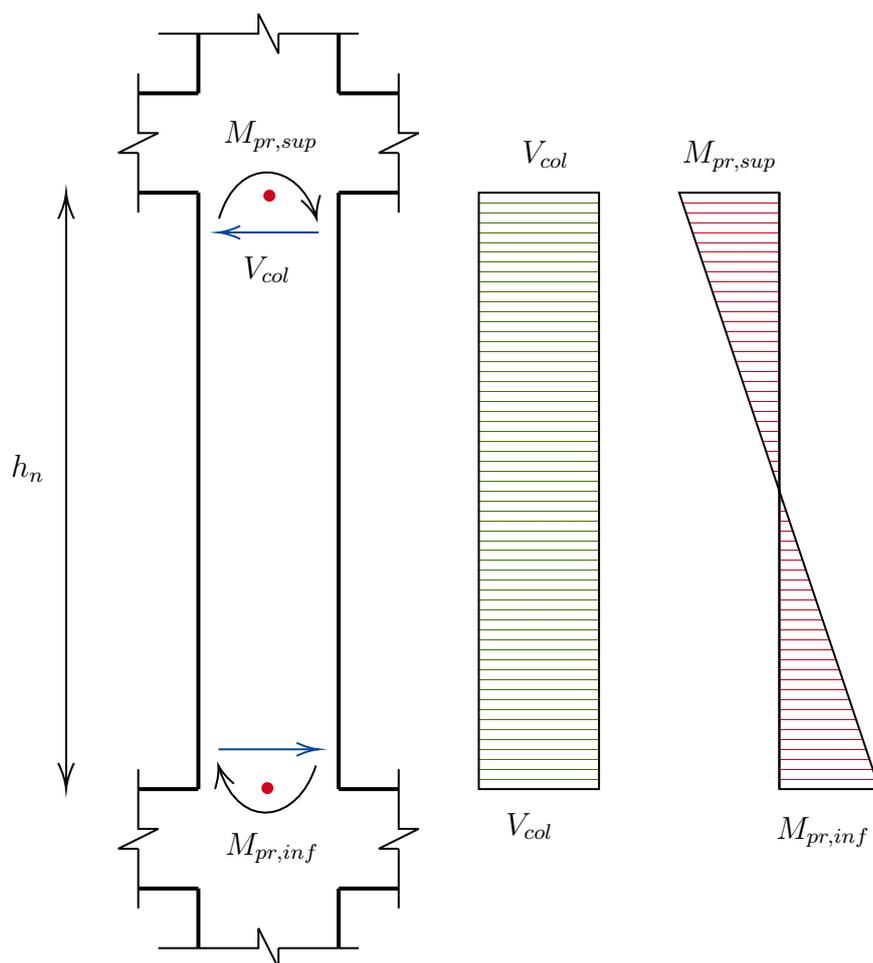
(a) El cortante asociado al desarrollo de resistencias a momento nominal de la columna en cada extremo debido a la flexión con curvatura inversa. La resistencia a flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada que resulta en la mayor resistencia a flexión.

(b) El cortante obtenido de las combinaciones con  $\Omega_o E$  sustituyendo  $E$ .

Para pórticos especiales según 18.7.6.1.1 la fuerza cortante de diseño  $V_e$  debe determinarse considerando las máximas fuerzas usando la resistencia a flexión probable  $M_{pr}$  en cada extremo de la columna en el rango de cargas axiales amplificadas, lo anterior se puede apreciar en la figura 147.

**Figura 147**

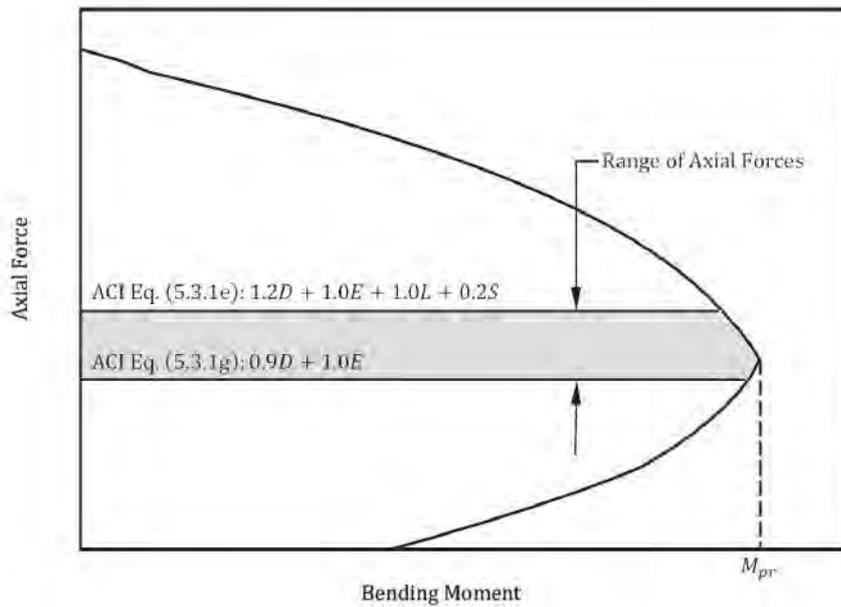
*Cortante por capacidad en columnas de pórticos especiales*



El procedimiento consiste en calcular el diagrama de interacción nominal o probable (reemplazando  $f_y$  por  $1,25f_y$ ) según corresponda de manera similar a como se calculo para el diseño por flexocompresión, posterior a ello se obtiene la resistencia probable de la columna para el rango de cargas axiales de diseño, cuando el rango de cargas axiales contenga la carga axial asociada a la falla balanceada deberá considerarse el momento máximo como se ilustra en la figura 148.

**Figura 148**

Calculo del momento máximo en columna para el diseño por corte



Fuente: (CRSI, 2020a)

El momento máximo nominal o probable es el que se genera cuando la deformación del acero en la fibra mas aleja en tracción alcanza la fluencia simultáneamente a cuando el concreto alcanza la máxima deformación de 0.003 (falla balanceada), las distancias a las fibras en tracción mas alejadas se puede calcular según:

$$d_{t1} = h - r - \phi_e - 0,5\phi_l \quad (86a)$$

$$d_{t2} = b - r - \phi_e - 0,5\phi_l \quad (86b)$$

Donde  $\phi_e$  es el diámetro del estribo,  $\phi_l$  es el diámetro del refuerzo longitudinal y  $r$  es el recubrimiento.

Por tanto la altura balanceada sera:

$$c_b = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_y} d_t \quad (87)$$

Con la altura balanceada es posible evaluar la carga axial y el momento con las ecuaciones 75 y 76. Finalmente es posible calcular la cortante en la columna según:

$$V_e = \frac{M_{pr,sup} + M_{pr,inf}}{h_n} \quad (88)$$

***Resistencia a cortante de la columna.***

Una menor resistencia del concreto esta asociada a un valor mínimo de carga axial, que a su vez produce un valor mínimo de  $d$ . Podemos calcular el peralte efectivo según el diagrama de deformaciones para la condición de carga axial mínima o aproximarlo. Una vez determinado el peralte efectivo la resistencia a corte según la tabla 25.5.5.1 y 25.5.5.1.1 esta dado por la ecuación:

$$V_c = \left( 0,53\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d \leq 1,33\lambda\sqrt{f'_c} b_w d \quad (89)$$

Según 25.5.5.1.2 el valor de  $N_u / (6A_g)$  no debe tomarse mayor que  $0,05 f'_c$ .

Para pórticos especiales según 18.7.6.2 se debe considerar  $V_c = 0$  cuando la fuerza axial de compresión mayorada  $P_u$  incluyendo el efecto sísmico es menor que  $A_g f'_c / 20$ .

Según 22.5.1.2 Las dimensiones de la sección transversal deben seleccionarse para cumplir con la ecuación (22.5.1.2).

$$V_u \leq \phi \left( V_c + 2,2\sqrt{f'_c} b_w d \right) \quad (90)$$

***Desarrollo y detallado del refuerzo en columnas.***

En 10.7.1.3 se menciona que para acero con  $f_y > 550 MPa$  debe colocarse refuerzo transversal de tal forma que el índice de refuerzo  $K_{tr}$  no sea menor de  $0,5d_b$ ,

Un nuevo requisito es introducido para aceros grado 80 para evitar la falla por hendimiento (ver fig. 149) en varillas sujetas a compresiones elevadas (CRSI, 2020c), el inciso 25.4.2.2 del ACI (2019a) señala que las barras con  $f_y \geq 550 MPa$  espaciadas más cerca que 150mm entre centros, debe colocarse refuerzo transversal de tal manera que  $K_{tr} \geq 0,5d_b$ .

Con el refuerzo transversal colocado es posible calcular el índice de refuerzo transversal en cada nivel y posteriormente calcular las longitudes de desarrollo en tracción con la ecuación refinada.

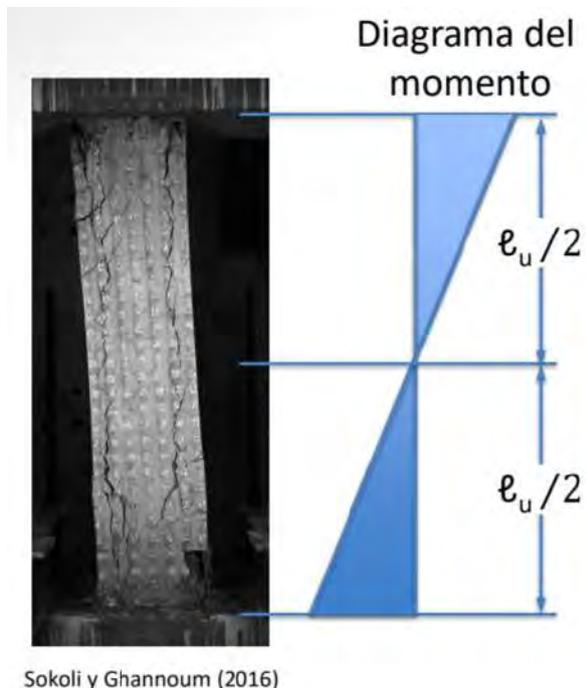
Para pórticos especiales en 18.7.4.4. se menciona que los empalmes por traslapo solo son permitidos en la mitad central del miembro y deben ser diseñados como empalmes a tracción, el refuerzo transversal debe cumplir con 18.7.5.2 y 18.7.5.3.

Para pórticos especiales el artículo 18.7.4.3 menciona que se debe seleccionar el refuerzo longitudinal en las columnas de tal manera que se cumpla con:

$$1,25l_d \leq l_u/2$$

### Figura 149

*Falla por hendimiento lateral*



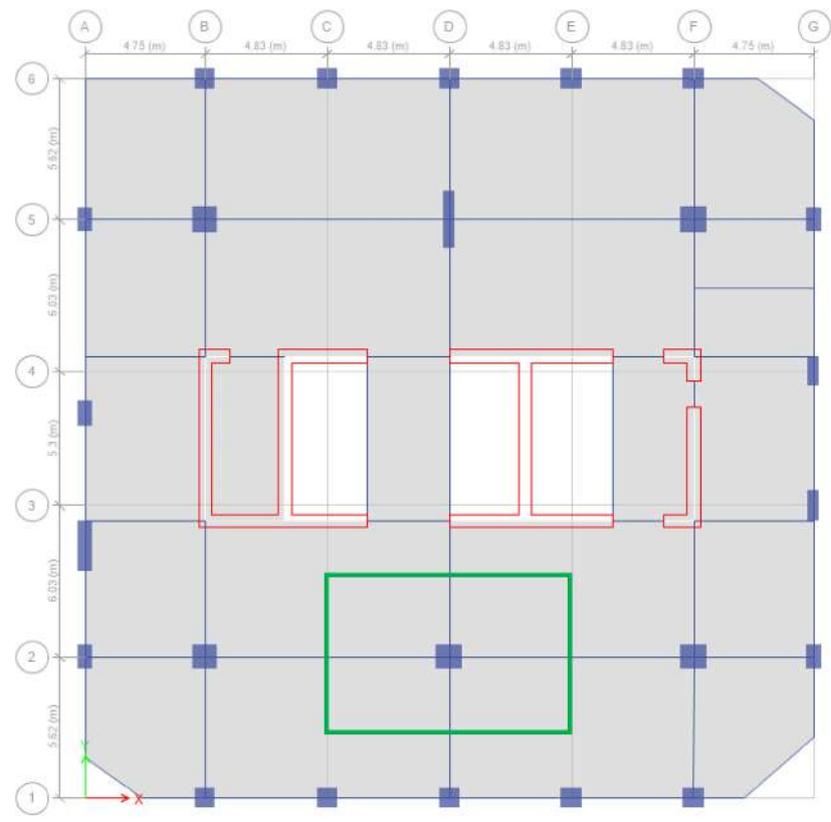
Fuente: ACI, 2019b

### *Ejemplo de diseño de columnas*

Como ejemplo de cálculo se diseña la columna PT-5 del edificio 3 en el piso 2 siguiendo los requisitos de pórticos especiales similar al caso de vigas.

**Figura 150**

*Localización de la columna en estudio*



### **Propiedades de los Materiales**

La resistencia del concreto en la columna del segundo nivel del edificio 3 es de

$$f'_c = 420 \text{ kg/cm}^2.$$

Según la tabla 20.2.2.4 (a) para pórticos especiales se permite acero de refuerzo con un esfuerzo de fluencia de hasta 550 MPa, por lo que el diseño se hará usando acero grado 60 y 80 similarmente a las vigas.

### Limites dimensionales en columnas

Las dimensiones mínimas para columnas de pórticos especiales están descritas en 18.7.2, para este caso se verifica para la columna en estudio de 100x100cm:

- $b_{min} = 30 \text{ cm}$
- $b/h = 100/100 = 1,00 \geq 0,4$

### Diseño por Flexión y Carga Axial.

#### *Paso 1: Límites del refuerzo en columnas*

Se puede empezar el proceso de diseño partiendo de una cuantía mínima de 1 % y se aumenta hasta que las solicitaciones estén dentro del diagrama de interacción, llegando a cuantías descritas en la tabla 49 que no superan el limite de 6 %.

#### *Paso 2: Distribución del refuerzo*

El recubrimiento mínimo según la tabla 20.5.1.3.1 es de 40mm.

El espaciamiento libre mínimo entre barras de refuerzo para columnas según 25.2.3 debe ser el máximo de 40mm,  $1,5d_b$  o  $4/3d_{agg}$  (diámetro del agregado).

La separación entre ejes de barras para cada diseño se muestra en la tabla 49.

#### *Paso 3: Construcción del diagrama de interacción nominal*

Según el procedimiento detallado en el marco teórico se construyo el diagrama de interacción nominal con los datos que se presentan en la tabla 49 y la figura 151.

#### *Paso 4: Construcción del diagrama de interacción reducido*

Según 20.2.2.2 el módulo de elasticidad  $E_s$  es independiente del grado de refuerzo y es igual a 200,000 MPa, por tanto  $\varepsilon_y = f_y/E_s$ , para acero grado 420 y 550 se tiene respectivamente:

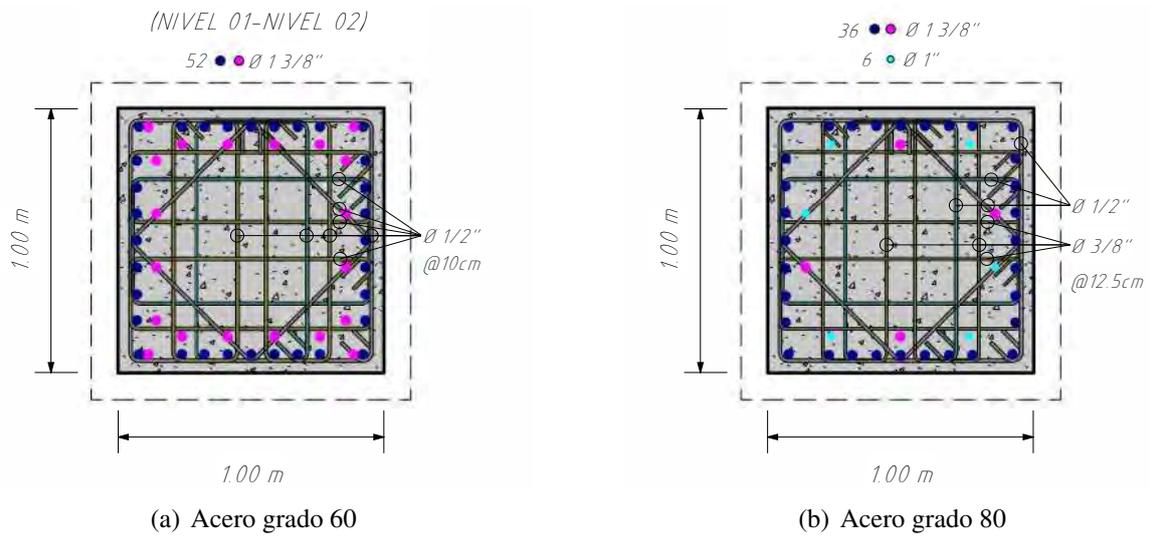
$$\varepsilon_t = (420/200,000) + 0,003 = 0,0051$$

$$\varepsilon_t = (550/200,000) + 0,003 = 0,00575$$

En la figura 153 se el diagrama de interacción de la columna con acero grado 60 y con acero grado 80 para cubrir las solicitaciones de cada combinación de carga.

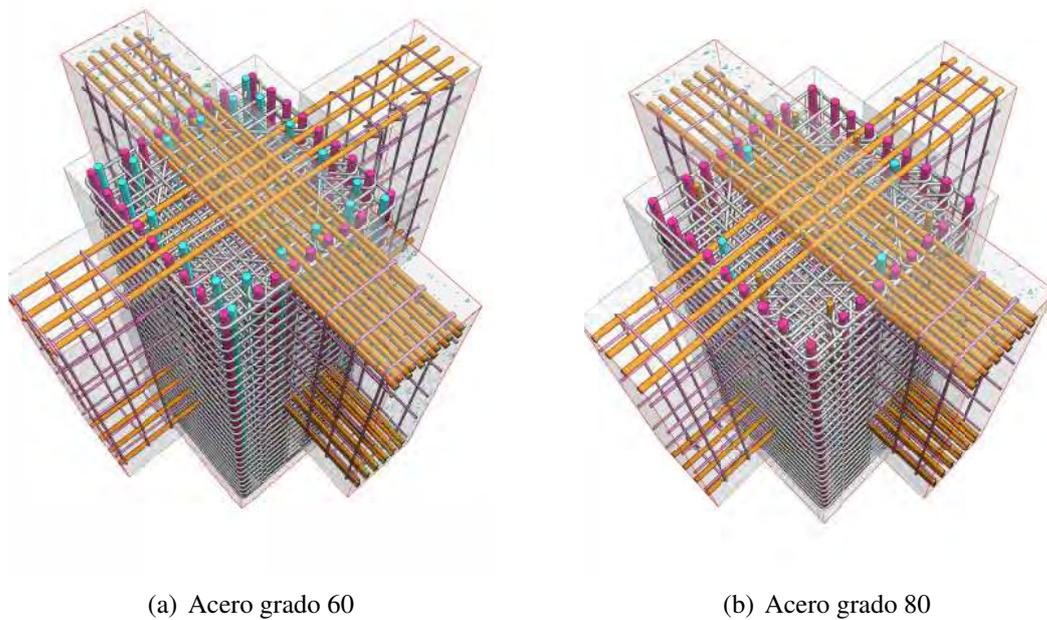
**Figura 151**

*Sección de columna PT-5 de edificio 3*



**Figura 152**

*Columna PT-5 de edificio 3 Vistas 3D*

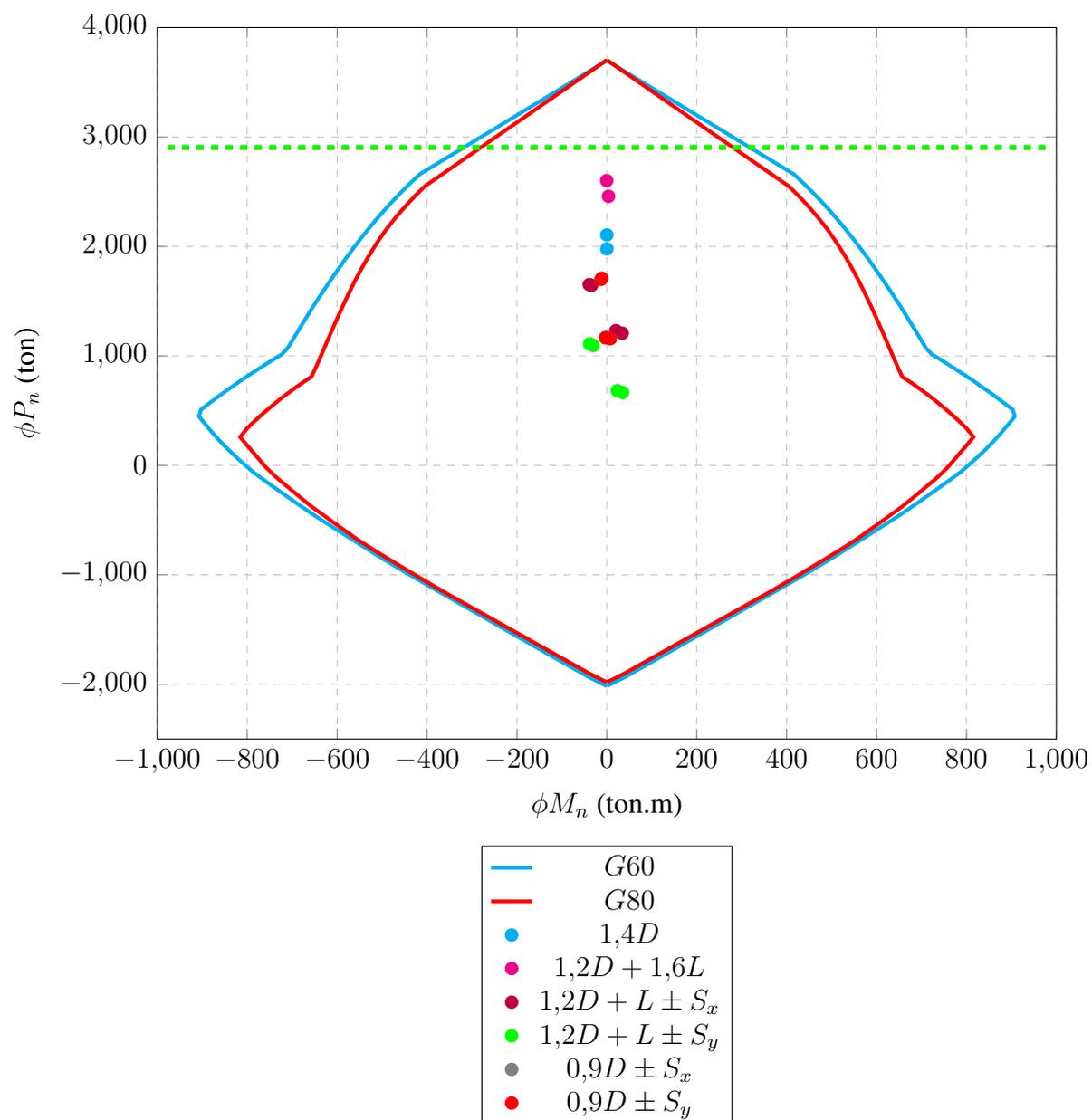


**Tabla 49***Resumen de Diseño en el primer nivel*

		<b>Grado 60</b>	<b>Grado 80</b>	
Ancho	$b_c$	100.00	100.00	cm
Peralte	$h_c$	100.00	100.00	cm
Área bruta	$A_g$	10000	10000	cm <sup>2</sup>
Resistencia a compresión del concreto (Tabla 19.2.1.1)	$f'_c$	420	420	kgf/cm <sup>2</sup>
Fluencia del acero grado (Tabla 20.2.2.4(a))	$f_y$	4200	5500	kgf/cm <sup>2</sup>
Deformación unitaria del acero	$\epsilon_s$	0.0021	0.0027	
Cuantía de refuerzo longitudinal %	$\rho$	5.23	3.93	%
		52 $\phi$ 1 3/8"	36 $\phi$ 1 3/8"+6 $\phi$ 1"	
Espacio libre entre barras lado corto	$S_x$	5.23	5.57	cm
Espacio libre entre barras lado largo	$S_y$	5.23	5.57	cm
Área de refuerzo longitudinal	$A_{sl}$	523.12	392.76	cm <sup>2</sup>
Resistencia nominal a compresión pura	$P_n$	5580.35	5589.96	ton
Resistencia reducida a compresión pura	$\phi P_n$	2901.78	2906.78	ton
Resistencia nominal a tracción pura	$T_n$	2197.10	2160.18	ton
Resistencia reducida a tracción pura	$\phi T_n$	1977.39	1944.16	ton

**Figura 153**

Diagrama de interacción Columna PT-5 Edificio 3 con acero grado 60 y 80 y  $f'_c = 420 \text{ kg/cm}^2$



### **Verificación de columna fuerte-viga débil.**

*Paso 1:* Verificar si es necesario cumplir con el requisito:

La carga axial de diseño mínima correspondiente a la combinación  $0,9D + S_Y$  es de  $P_u = 639,25$  ton y la resistencia del concreto en la columna para el piso en estudio es de  $f'_c = 420$  kg/cm<sup>2</sup>, por tanto:

$$P_u = 639,25 \text{ ton} > 0,1f'_cA_g = 0,1 \times 420 \times 10000 = 420 \text{ ton}$$

Por lo tanto no es requerido la verificación de columna fuerte viga débil en el piso en estudio, sin embargo por temas académicos se verificara la condición ya que el procedimiento es análogo en los pisos superiores donde si se requiere la verificación.

*Paso 2:* Determinar el ancho efectivo de la viga T

Según 18.7.3.1 en vigas T se debe tomar en cuenta el acero de la losa en tracción para determinar la resistencia de la viga.

Según la tabla 6.3.2 del ACI y los resultados de la tabla 50 se puede evidenciar un ancho efectivo de 2.64m y el refuerzo adicional dentro del ancho según el refuerzo en la losa maciza es de  $27\phi 3/8$ ".

**Tabla 50***Ancho efectivo de vigas T*

<b>Tramo</b>	<i>Eje debil</i>		<i>Eje fuerte</i>	
	<b>1-2</b>	<b>2-3</b>	<b>B-D</b>	<b>D-F</b>
<b>Losa</b>	Maciza	Maciza	Maciza	Maciza
<b>Caso</b>	(a)	(a)	(a)	(a)
$e(cm)$	22.00	22.00	22.00	22.00
$b_w(cm)$	45.00	45.00	45.00	45.00
$L_n(cm)$	492.00	492.00	876.00	876.00
$s_{wl}(cm)$	921.00	921.00	523.00	523.00
$s_{wr}(cm)$	921.00	921.00	523.00	523.00
$b_e(cm)$	168.00	168.00	264.00	264.00

Donde:

Caso (a): Losa en ambos lados de la viga.

Caso (b): Losa en un solo lado de la viga.

$e(cm)$ : Espesor de la losa aligerada o maciza según corresponda.

$b_w(cm)$ : Ancho de la viga.

$L_n(cm)$ : Luz libre de la viga.

$s_{wl}(cm)$ : Separación entre ejes de viga a la izquierda.

$s_{wr}(cm)$ : Separación entre ejes de viga a la derecha.

$b_e(cm)$ : Ancho efectivo de la viga T.

*Paso 3:* Se determina del momento nominal positivo y negativo de las vigas que llegan a la columna según el diseño en todos los pisos.

Las vigas transversales que llegan a la columna en estudio tienen una sección de 40x150 cm y la resistencia del concreto en el piso 2 es de 350 kgf/cm<sup>2</sup>

Para el momento negativo el refuerzo que llega al nudo es de 4φ1", equivalente a 20,4 cm<sup>2</sup> más 27φ3/8" equivalente a 19,17 cm<sup>2</sup> de la losa en un total de 39,57 cm<sup>2</sup>, por tanto la resistencia de la viga es:

$$M_{nb1}^- = 39,57 \times 4200 \times \left( 141 - \frac{39,57 \times 4200}{1,7 \times 350 \times 40} \right) \times 10^{-5} = 222,73 \text{ ton.m}$$

Para el momento positivo se tiene el mismo refuerzo sin embargo esta vez no se toma en cuenta el refuerzo de la losa:

$$M_{nb1}^+ = 20,4 \times 4200 \times \left( 141 - \frac{20,4 \times 4200}{1,7 \times 350 \times 40} \right) \times 10^{-5} = 117,72 \text{ ton.m}$$

$$\sum M_{nb} = M_{nb1}^- + M_{nb1}^+ = 222,73 + 117,72 = 340,45 \text{ ton.m}$$

*Paso 2:* Se determina del momento nominal menor de la columna.

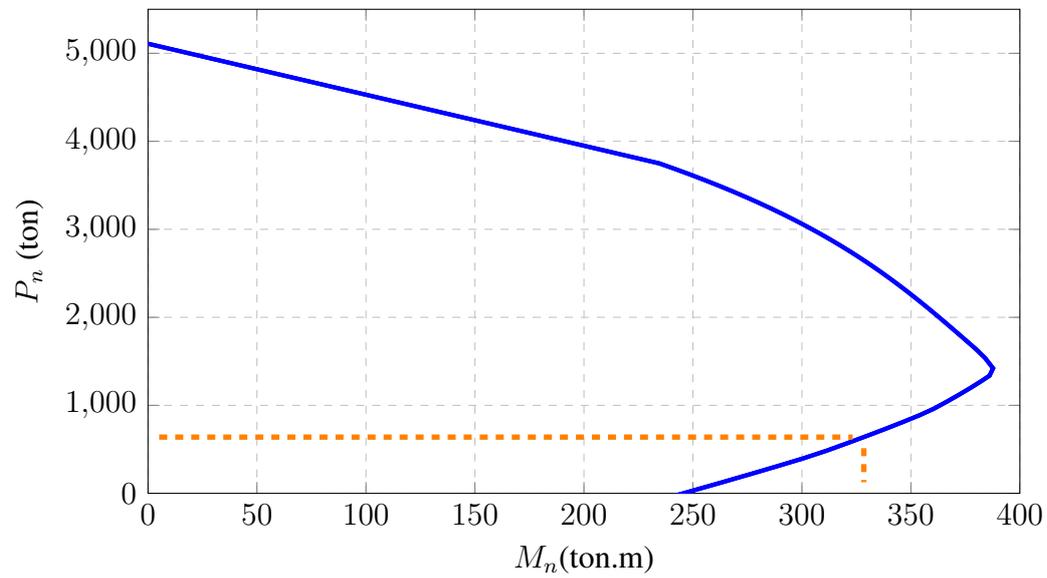
Según la figura 154 y 155 el momento nominal mínimo de la columna por debajo y encima del nudo es de 328,29 ton.m y 328,41 ton.m respectivamente, por lo que la verificación sera:

$$\sum M_{nc} = 328,29 + 328,41 = 656,69 \geq (6/5) \sum M_{nb} = 340,45 \text{ ton.m}$$

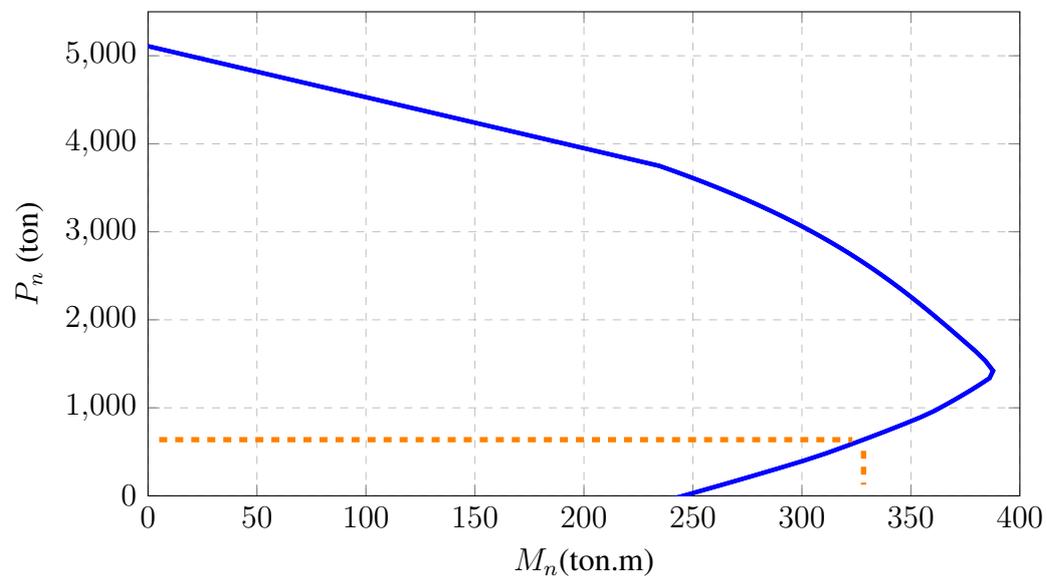
El ratio demanda capacidad sera:  $D/C = \frac{340,45}{656,69} = 0,62$

**Figura 154**

*Cálculo del momento nominal de columna PT-5 piso 2 debajo del nudo*

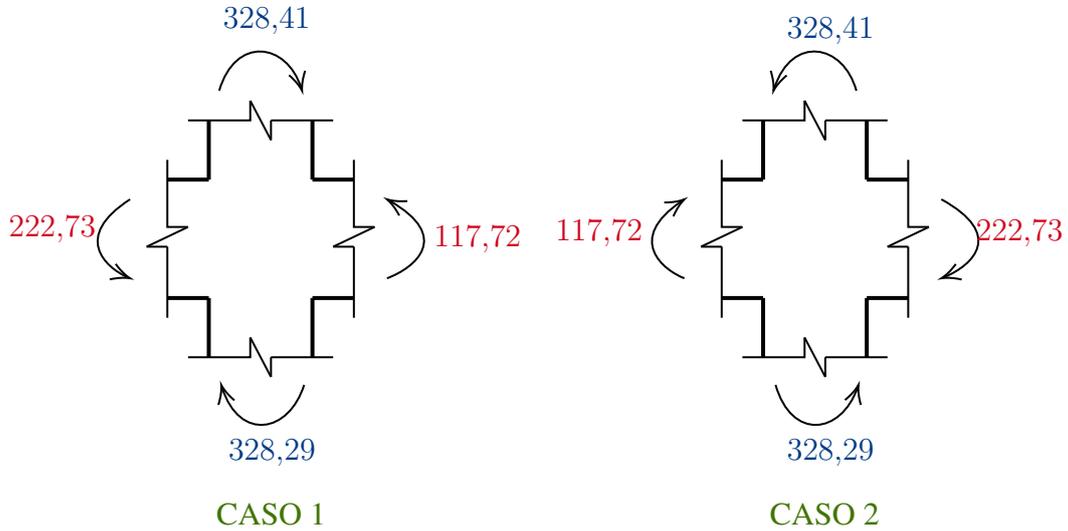
**Figura 155**

*Cálculo del momento nominal de columna PT-5 piso 2 encima del nudo*



**Figura 156**

Verificación columna fuerte viga débil en piso 2 y dirección del eje débil de columna PT-5  
acero grado 60



El mismo procedimiento se realiza para la columna diseñada con acero de refuerzo grado 80, donde el momento nominal mínimo de la columna por debajo y encima del nudo es de 323,76 ton.m y 323,85 ton.m respectivamente, por tanto:

$$\sum M_{nc} = 323,76 + 323,85 = 647,61 \geq (6/5) \sum M_{nb} = 340,45 \text{ ton.m}$$

El ratio demanda capacidad sera:  $D/C = \frac{340,45}{647,61} = 0,63$

### Requisitos de confinamiento.

**Paso 1:** Calculo de la longitud de confinamiento.

En el artículo 18.7.5.1 menciona que la longitud de confinamiento debe ser medida desde la cara y a ambos lados de cualquier sección donde puede ocurrir la fluencia, debe ser el mayor de:

- Mayor dimensión de la columna.
- Un sexto de la altura libre de la columna.
- 45cm.

La columna en el piso en cuestión tiene una altura de entrepiso de 1290 cm y siendo el peralte de la viga 150 cm la altura libre resulta 1140 cm, por lo tanto la longitud de confinamiento será el mayor de 100 cm y  $1140/6 = 190$  cm.

**Paso 2:** Separación máxima del refuerzo transversal dentro de la longitud de confinamiento.

Se presentan los cálculos para el primer piso de la columna en estudio usando acero grado 60:

El área de la sección bruta de la columna  $A_g = bh = 100 \times 100 = 10000 \text{ cm}^2$ .

La carga última máxima que incluye cargas sísmicas es de  $P_u = 1708,85$  ton.

Como  $P_u = 1708,85 \geq 0,3f'_cA_g = 0,3 \times 420 \times 10000/1000 = 1260$  ton, se requieren confinar todas las barras según lo indicado en 18.7.5.2

Para acero grado 60 se distribuyen 9 barras en la dirección débil y 9 barras en la dirección fuerte, la distancia  $h_x$  entre ramas de estribos se calcula según la ecuación (84):

$$h_x = \frac{100 - 2 \times 4 - 2 \times 1,27 - 3,4925}{9 - 1} = 10,75 \text{ cm}$$

Por lo que la separación máxima de los estribos según la ecuación 18.7.5.3 es:

$$10 \text{ cm} \leq s_o = 10 + \left( \frac{35 - h_x}{3} \right) \leq 15 \text{ cm}$$

$$10 \text{ cm} \leq s_o = 10 + \left( \frac{35 - 10,75}{3} \right) \leq 15 \text{ cm}$$

$$10 \text{ cm} \leq s_o = 18,08 \leq 15 \text{ cm}$$

$$s_o = 15 \text{ cm}$$

La separación máxima del refuerzo transversal dentro de  $l_c$  debe ser el menor de:

- La cuarta parte de la menor dimensión de la columna.  $b/4 = 100/4 = 25 \text{ cm}$
- $6d_b = 6 \times 3,4925 = 20,96 \text{ cm}$  para acero grado 60
- $5d_b = 6 \times 2,54 = 12,7 \text{ cm}$  para acero grado 80
- $s_o = 15 \text{ cm}$

Fuera de la longitud de confinamiento La separación máxima del refuerzo transversal según 18.7.5.5 es el menor de:

- $15 \text{ cm}$
- $6d_b = 6 \times 3,4925 = 20,96 \text{ cm}$  para acero grado 60
- $5d_b = 6 \times 2,54 = 12,7 \text{ cm}$  para acero grado 80

**Tabla 51**

*Separación máxima del refuerzo transversal en columnas*

	Diametro de la barra					
	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"
$6d_b$	5.72	7.62	9.53	11.43	15.24	20.96
$5d_b$	4.76	6.35	7.94	9.53	12.70	17.46

**Paso 3:** Área mínima del refuerzo transversal dentro de la longitud de confinamiento.

Las dimensiones y área del núcleo confinado del elemento normal al refuerzo:

$$b_{c1} = b - 2r = 100 - 8 = 92 \text{ cm} \quad A_{ch} = b_{c1}b_{c2} = 92 \times 92 = 8464 \text{ cm}^2$$

Para acero grado 60 y 80 se tienen en total 32 barras de 1 3/8" alrededor del perímetro, por lo que:

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} = \frac{32}{32 - 2} = 1,07$$

$$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0,6 = \frac{420}{175} + 0,6 = 0,84 \geq 1,0 \rightarrow k_f = 1,0$$

Como  $P_u = 1708,85 \geq 0,3f'_cA_g = 0,3 \times 420 \times 10000/1000 = 1260 \text{ ton}$ , se requiere satisfacer las 3 ecuaciones indicadas en 18.7.5.4, para una separación del refuerzo transversal de 10 cm se tiene:

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s b_{c2} f'_c}{f_{yt}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] = 0,3 \times \frac{10,0 \times 92 \times 420}{4200} \left[ \left( \frac{10000}{8464} \right) - 1 \right] = 5,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s b_{c2} f'_c}{f_{yt}} = 0,09 \times \frac{10,0 \times 92 \times 420}{4200} = 8,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0,2k_f k_n \frac{s b_{c2} P_u}{f_{yt} A_{ch}} = 0,2 \times 1,0 \times 1,07 \times \frac{10,0 \times 92 \times 1708,85 \times 10^3}{4200 \times 8464} = 9,46 \text{ cm}^2$$

Usando 8 ramas de estribos de 1/2" ( $8 \times 1,27 = 10,16 \text{ cm}^2$ ), el refuerzo transversal total en la dirección débil es:  $10,16 \text{ cm}^2$ .

El acero colocado cumple con la cuantía mínima:

$$10,16 \geq 9,46 \quad \rightarrow \quad D/C = \frac{9,46}{10,16} = 0,93 < 1,0 \text{ ok}$$

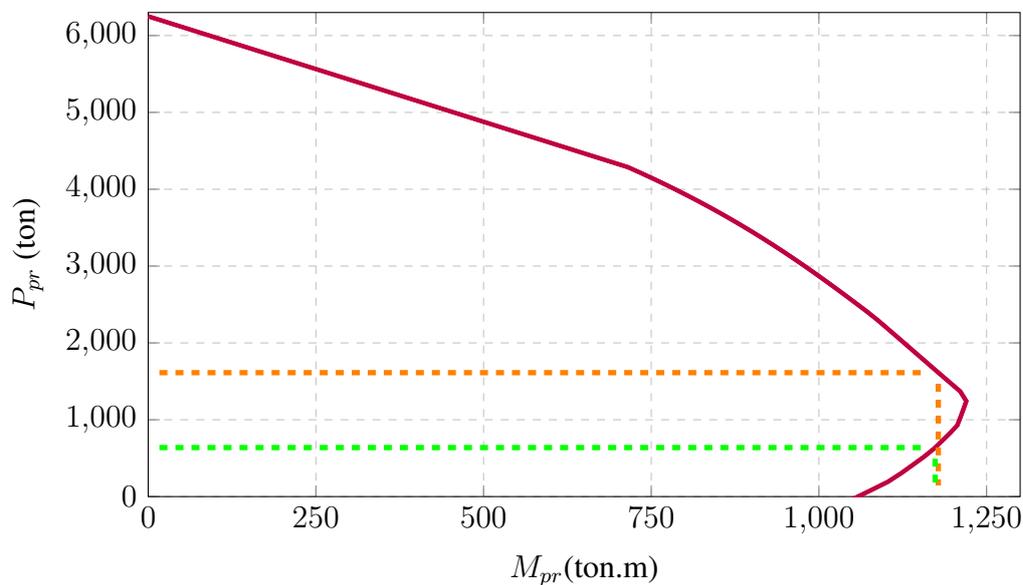
### Diseño por corte.

**Paso 1:** Cálculo del momento máximo probable para las cargas de diseño.

En la figura 157 se muestra el diagrama de interacción para la columna en estudio con  $1,25f_y$ , se puede observar que para el piso 2 el momento máximo dentro del rango de cargas axiales asociado a las combinaciones  $1,2D + L + E$  y  $0,9D + E$  ocurre en el punto de falla balanceada.

**Figura 157**

*Diagrama de interacción probable para columna PT-5 edificio 3, Acero grado 60*



La distancia a las fibra en tracción mas alejada se puede calcular según:

$$d_{t1} = h - r - \phi_e - 0,5\phi_l = 100 - 4 - 1,27 - 1,75 = 92,98cm$$

La deformación de fluencia del acero y la altura balanceada respectivamente es:

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{1,25 \times 4200}{2039432,426} = 0,0026 \quad c_{b1} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_y} d_{t1} = \frac{0,003}{0,003 + 0,0026} \times 92,98 = 49,81cm$$

El momento probable asociado a la altura del eje neutro previamente calculada es:

$$M_{pr1} = 1221,47 \text{ ton.m}$$

De manera similar se realiza el cálculo del momento probable con acero de refuerzo grado 80 obteniendo  $M_{pr2} = 1057,79 \text{ ton.m}$

**Paso 2:** Calculo de la cortante por capacidad

Por lo tanto la cortante por capacidad asociado a la plastificación de los extremos en la columna para acero grado 60 y 80 respectivamente:

$$V_{e1} = \frac{2 \times 1221,47}{11,40} = 214,29 \text{ ton} \quad V_{e2} = \frac{2 \times 1057,79}{11,40} = 185,58 \text{ ton}$$

**Paso 3:** Calculo de la resistencia a corte:

La resistencia a corte según la tabla 22.5.5.1 esta dado por la ecuación:

$$V_c = \left( 0,53\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w \leq 1,33\lambda\sqrt{f'_c}b_w d \quad N_u / (6A_g) \leq 0,05f'_c$$

Para pórticos especiales según 18.7.6.2 se debe considerar  $V_c = 0$  cuando la fuerza axial de compresión mayorada  $P_u$  incluyendo el efecto sísmico es menor que  $A_g f'_c / 20$ .

Según 22.5.1.2 las dimensiones de la sección transversal deben seleccionarse para cumplir con la ecuación (22.5.1.2):  $V_u \leq \phi (V_c + 2,2\sqrt{f'_c}b_w d)$ .

La resistencia a corte de la sección esta dado por:

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s) \quad V_s = \frac{A_{sh} f_{yt} d}{s}$$

A continuación se detalle el cálculo para el piso 2 para la carga axial mínima.

$$\frac{N_u}{6A_g} = \frac{639,25 \times 1000}{6 \times 10000} = 10,63 \text{ kgf/cm}^2 \leq 0,05f'_c = 0,05 \times 420 = 21 \text{ kgf/cm}^2$$

Podemos aproximar el peralte efectivo según:  $d_1 = h - 10 = 100 - 10 = 90 \text{ cm}$ , por tanto la resistencia a corte de la columna considerando concreto de peso normal es:

$$V_c = (0,53 \times 1,0 \times \sqrt{420} + 10,63) \times 100 \times 90 = 193,43 \text{ ton}$$

Se verifica la resistencia máxima del concreto:

$$V_c = 193,47 \text{ ton} \leq V_{c,max} = 1,33 \times 1,0 \times \sqrt{420} \times 100 \times 90 = 245,31 \text{ ton}$$

A continuación se verifica la cortante ultima que puede resistir la sección:

$$V_u = 214,29 \text{ ton} \leq \phi (193,43 + 2,2 \times \sqrt{420} \times 100 \times 90 = 405,78 \text{ ton}) = 599,21 \text{ ton}$$

Se verifica si se debe considerar la resistencia del concreto en el diseño a corte:

$$P_u = 638,09 \text{ ton} \geq \frac{A_g f'_c}{20} = \frac{10000 \times 420}{20} = 210 \text{ ton}$$

Por lo tanto si se debe considerar el aporte del concreto y la resistencia de la sección considerando  $f_{yt} = 4200 \text{ kgf/cm}^2$

$$V_s = \frac{10,16 \times 4200 \times 90}{10,0} = 384,05 \text{ ton} \quad \phi V_n = 0,75 (193,43 + 384,05) = 433,11 \text{ ton}$$

El ratio demanda capacidad a cortante para acero grado 60 y 80 es:

$$D/C = \frac{214,29}{433,11} = 0,49 \quad D/C = \frac{185,58}{440,17} = 0,42$$

Se puede apreciar que en la mayoría de los casos los requisitos de confinamiento son suficientes para la demanda por corte capacidad y por tanto no se requiere el uso de acero de alta resistencia para corte.

### Control de falla por hendimiento.

Primeramente se calcula el factor  $c_b$  que depende de la separación entre ejes de barras, considerando estribos de 1/2" y barra longitudinal de 1 3/8" se tiene:

$$s = \frac{b - 2r - 2\phi_e - \phi_l}{n_b - 1} = \frac{100 - 2 \times 4 - 2 \times 1,27 - 3,4925}{9 - 1} = 10,75 \text{ cm}$$

La distancia del borde a la barra más cercana es:

$$c = r + \phi_e + \phi_l/2 = 4 + 1,27 + 3,4925/2 = 7,02 \text{ cm}$$

Por lo tanto el factor  $c_b$  sera el menor de  $s/2$  y  $c$

$$c_b = \min(s/2, c) = \min\left(\frac{10,75}{2}, 7,02\right) = 5,38 \text{ cm}$$

El índice de refuerzo transversal y el termino de confinamiento es:

$$K_{tr} = \frac{40 \times 10,16}{10,0 \times 9} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{cm} \quad \frac{c_b + K_{tr}}{d_b} = \frac{5,38 + 4,52}{3,4925} = 2,83 < 2,5$$

La longitud de desarrollo para la barra de 1 3/8" usando acero grado 60 ( $\psi_g = 1,0$ ) y grado 80 ( $\psi_g = 1,15$ ) respectivamente es:

$$\ell_d = \left( \frac{4200}{3,5 \times 1,0 \times \sqrt{420}} \frac{1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0}{2,5} \right) 3,4925 = 81,80 \text{ cm}$$

$$\ell_d = \left( \frac{5500}{3,5 \times 1,0 \times \sqrt{420}} \frac{1,0 \times 1,0 \times 1,15 \times 1,0}{2,35} \right) 3,4925 = 131,05 \text{ cm}$$

Según 18.7.4.3 evitar la falla por hendimiento del refuerzo longitudinal se debe cumplir

$1,25\ell_d \leq l_u/2$ , siendo  $l_u = 11,4m$  en el caso más crítico usando grado 80 se tiene:

$$1,25 \times 131,05 = 163,81 \leq 1140/2 = 570 \quad \text{ok}$$

## Diseño de muros

### Procedimiento general

#### Limites y distribución del refuerzo:

En la tabla 11.6.1 se menciona el refuerzo mínimo longitudinal y transversal cuando:

$$V_u \leq 0,5\phi\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv} \quad (91)$$

Donde  $\lambda$  esta acorde a la tabla 19.2.4.1 (a),  $\alpha_c$  esta acorde a 11.5.4.3 o 18.10.4.1:

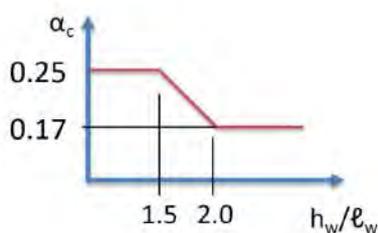
$$\alpha_c = 0,80 \text{ para } h_w/l_w \leq 1,5 \quad (92a)$$

$$\alpha_c = 0,53 \text{ para } h_w/l_w \geq 2,0 \quad (92b)$$

$\alpha_c$  varia linealmente entre 0.53 y 0.80 para  $1,5 < h_w/l_w < 2,0$ , la relación  $h_w/l_w$  es la esbeltez del muro donde  $h_w$  y  $l_w$  es la altura y longitud de todo el muro respectivamente.

### Figura 158

Factor  $\alpha_c$



Según 11.5.4.4 para muros sometidos a tracción axial neta,  $\alpha_c$  debe tomarse como:

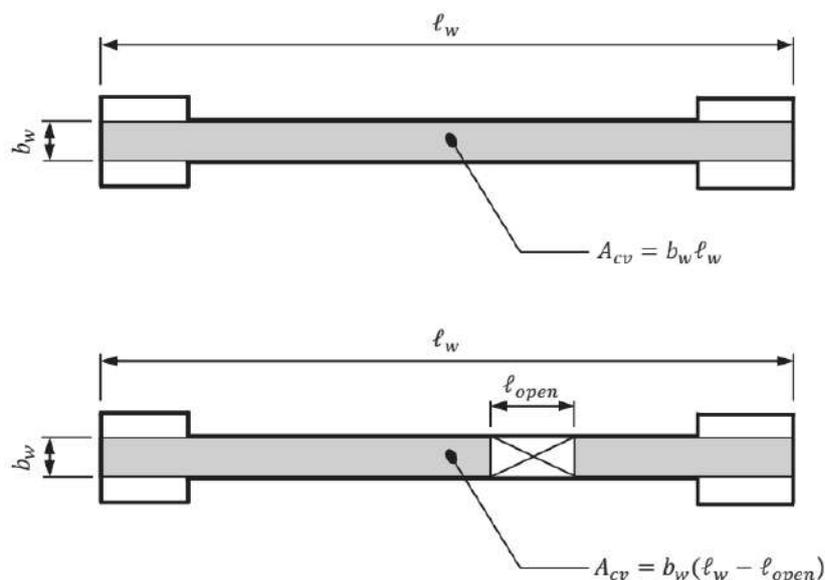
$$\alpha_c = 0,53 \left( 1 + \frac{N_u}{35A_g} \right) \geq 0,0$$

Donde  $N_u$  es negativo en tracción.

$A_{cv} = el_w$  es el área del muro que resiste cortante, igual al espesor del muro por la longitud total.

**Figura 159**

Área de corte resistente en un muro estructural



Fuente: CRSI, 2020a

Para barras de hasta 5/8" la cuantía mínima longitudinal y transversal es de  $\rho_l = 0,0012$  y  $\rho_t = 0,002$  respectivamente. Para barras mayores las cuantías mínimas son  $\rho_l = 0,0015$  y  $\rho_t = 0,0025$ .

Según 11.6.2 cuando  $V_u \geq 0,5\phi\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$  la cuantía mínima de refuerzo longitudinal y transversal es de:

$$\rho_l \geq 0,0025 + 0,5 \left( 2,5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_t - 0,0025) \geq 0,0025 \quad (93a)$$

$$\rho_t \geq 0,0025 \quad (93b)$$

Según 18.10.2.1 para muros estructurales las cuantías mínimas de refuerzo en el alma  $\rho_l$  y  $\rho_t$  deben ser al menos 0.0025 excepto si la cortante no supera  $V_{lim,1}$ , se permite reducir la cuantía según la tabla 11.6.1. La separación máxima del refuerzo es de 45 cm.

$$V_{lim,1} = 0,27\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv} \quad (94)$$

Según 18.10.2.3 cuando la cortante supera  $V_{lim,2}$  o  $h_w/l_w \geq 2$  se necesitan 2 capas de refuerzo en el muro.

$$V_{lim,2} = 0,53\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv} \quad (95)$$

La cuantía mínima en el alma del muro horizontal o vertical usando 2 capas de refuerzo se calcula según:

$$\rho_v = \frac{2A_v}{es} \quad (96)$$

Donde  $A_v$  es el área de la varilla vertical en el alma del muro.

### Figura 160

Cuantía en borde y alma de muro según ACI 318-19

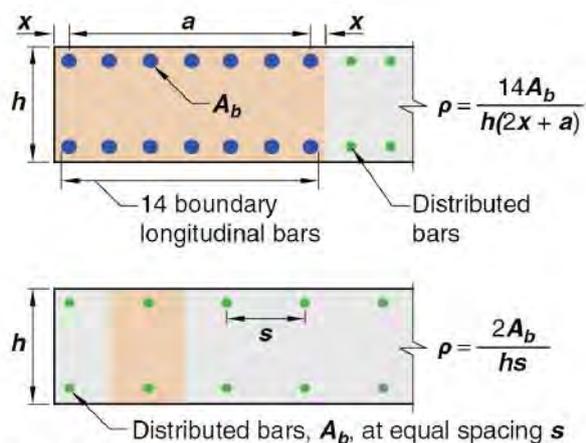


Fig. R18.10.6.5—Longitudinal reinforcement ratios for typical wall boundary conditions.

Fuente: (ACI, 2019a)

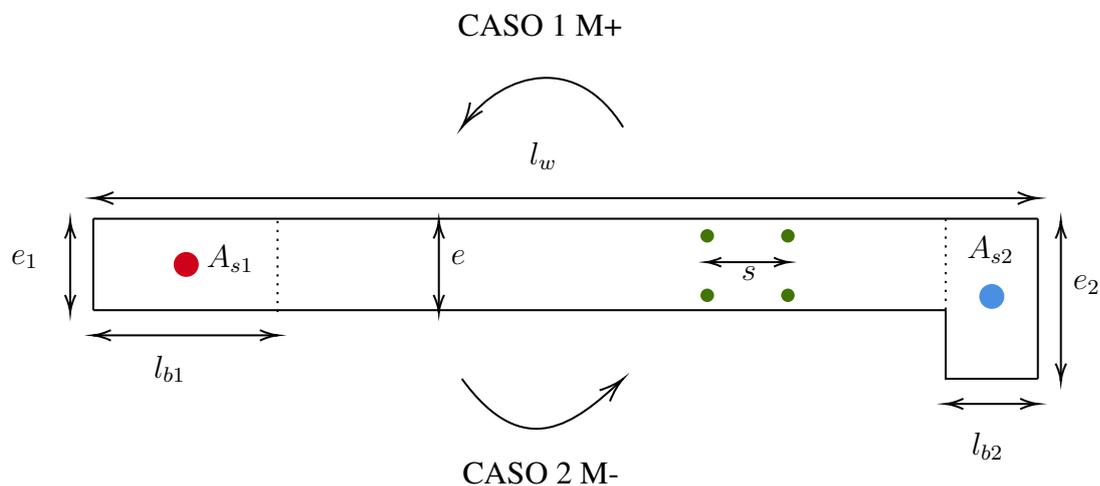
Según 18.10.2.4 los muros que son efectivamente continuos y diseñados para tener una única sección crítica para flexión y carga axial deben tener una cuantía mínima dentro de una longitud  $0,15l_w$  de al menos:

$$\rho = 1,6\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \quad (97)$$

**Diseño por flexión y carga axial:**

**Figura 161**

Esquema para el diseño a flexión y carga axial de un muro rectangular con bordes diferentes



De la figura 161 se tiene:

$l_w$  : Longitud total del muro.

$e_1$  : Espesor del borde izquierdo.

$l_{b1}$  : Longitud del borde izquierdo.

$A_{s1}$  : Área de acero en el borde izquierdo.

$e$  : Espesor en el alma del muro.

$s$  : Separación del refuerzo vertical en el muro.

$e_2$  : Espesor del borde derecho.

$l_{b2}$  : Longitud del borde derecho.

$A_{s2}$  : Área de acero en el borde derecho.

Caso 1: Cuando el borde de la izquierda esta comprimido.

Caso 2: Cuando el borde de la derecha esta comprimido.

La cuantía en los bordes esta dado:

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{A_1} \quad \rho_2 = \frac{A_{s2}}{A_2} \quad (98)$$

*Calculo del centroide geométrico:*

Se puede calcular las siguientes propiedades:

$l_a = l_w - l_{b1} - l_{b2}$  : Longitud del alma del muro.

$A_a = l_a e$  : Área del alma del muro.

$A_1 = l_{b1} e_1$  : Área del borde de la izquierda

$A_2 = l_{b2} e_2$  : Área del borde de la derecha

$A_g = A_1 + A_2 + A_a$  Área total del muro.

El centroide se calcula según:

$$X_c = \frac{(A_1 0,5l_{b1} + A_2 (l_w - 0,5l_{b2}) + A_a (l_{b1} + 0,5l_a))}{A_g} \quad (99)$$

La distancia desde el centro de gravedad de cada borde y alma hasta el centroide del muro sera:

Borde izquierdo:  $x_1 = X_c - 0,5l_{b1}$

Borde derecho:  $x_2 = l_w - X_c - 0,5l_{b2}$

Alma del muro:  $x_3 = l_{b1} + 0,5l_a - X_c$

Y la inercia del muro por el teorema de Steiner:

$$I_g = \frac{e_1 l_{b1}^3}{12} + A_1 x_1^2 + \frac{e_2 l_{b2}^3}{12} + A_2 x_2^2 + \frac{e l_a^3}{12} + A_a x_3^2 \quad (100)$$

*Calculo del centroide plástico:*

El momento estático del área comprimida de la sección se puede estimar como:

$$M_c = 0,85f'_c (A_g X_c)$$

El momento estático del área de acero sera:

$$M_s = \left( \sum_{i=1}^n A_{s,i} x_i \right) (f_y - 0,85f'_c)$$

Donde  $n$  es el numero total de filas de refuerzo.

La resistencia a compresión pura de la sección es:

$$P_n = 0,85f'_c A_g + A_t (f_y - 0,85f'_c)$$

Donde  $A_t = \sum_{i=1}^n A_{s,i}$  es el área de acero total en el muro sumando el área de los bordes y el área del alma.

El centroide plástico para el caso 1 y 2 respectivamente sera:

$$x_{cp} = \frac{M_c + M_s}{P_n}$$

$$x'_{cp} = l_w - x_{cp}$$

La resistencia a momento y carga axial del muro se toma respecto al centroide plástico.

La resistencia a tensión pura es  $T = A_t f_y$ . En secciones asimétricas la resultante de la tensión pura no coincide con el centroide plástico, por lo que existirá una excentricidad y un momento dado por:

$$x_t = \frac{\left( \sum_{i=1}^n A_{s,i} x_i \right) f_y}{T}$$

$$e_t = x_t - x_{cp}$$

$$M_t = T e_t$$

### *Construcción del diagrama de interacción nominal*

El diagrama de interacción se calcula asumiendo una serie de distribución de deformaciones, según R21.2.2 para el diseño se asume una deformación unitaria última del concreto de  $\varepsilon_c = 0,003$ , el proceso consiste en aumentar progresivamente la altura del eje neutro y con ello se puede calcular la fuerza en el bloque de compresión  $C = 0,85 f'_c A_c$ , donde  $a = c/\beta_1$  y  $\beta_1$  esta acorde a 22.2.2.4.3. Según la compatibilidad de deformaciones es posible calcular la deformación de cada fila de refuerzo conociendo  $y_i$  que viene a ser la distancia a cada fila de refuerzo.

$$\varepsilon_{s1,i} = \frac{c - x_i}{c} \varepsilon_c$$

Posteriormente se calcula el esfuerzo según:

$$f_{s1,i} = \begin{cases} \varepsilon_{s1,i} E_s, & \text{si } \varepsilon_{s1,i} \leq \varepsilon_{ty} \\ f_y, & \text{si } \varepsilon_{s1,i} > \varepsilon_{ty} \end{cases}$$

De manera similar para el caso 2, teniendo en cuenta que  $x'_i = l_w - x_i$

$$\varepsilon_{s2,i} = \frac{c - x'_i}{c} \varepsilon_c$$

$$f_{s2,i} = \begin{cases} \varepsilon_{s2,i} E_s, & \text{si } \varepsilon_{s2,i} \leq \varepsilon_{ty} \\ f_y, & \text{si } \varepsilon_{s2,i} > \varepsilon_{ty} \end{cases}$$

El área comprimida  $A_c$  dependerá del caso 1 o 2 y de la geometría del muro, para el caso 1 y 2 se tiene respectivamente:

$$A_{c1}(a) = \begin{cases} e_1 a, & \text{si } a \leq l_{b1} \\ e_1 l_{b1} + (a - l_{b1}) e, & \text{si } l_{b1} < a \leq l_a + l_{b1} \\ e_1 l_{b1} + l_a e + (a - l_{b1} - l_a) e_2, & \text{si } l_a + l_{b1} \leq a < l_w \end{cases}$$

$$A_{c2}(a) = \begin{cases} e_2 a, & \text{si } a \leq l_{b2} \\ e_2 l_{b2} + (a - l_{b2}) e, & \text{si } l_{b2} < a \leq l_a + l_{b2} \\ e_2 l_{b2} + l_a e + (a - l_{b2} - l_a) e_1, & \text{si } l_a + l_{b2} \leq a < l_w \end{cases}$$

$$x_{c1}(a) = \begin{cases} 0,5a, & \text{si } a \leq l_{b1} \\ \frac{e_1 0,5 l_{b1}^2 + (a - l_{b1}) e (l_{b1} + 0,5 (a - l_{b1}))}{A_{c1}(a)}, & \text{si } l_{b1} < a \leq l_a + l_{b1} \\ \frac{e_1 0,5 l_{b1}^2 + l_a e (l_{b1} + 0,5 l_a) + (a - l_a - l_{b1}) e (l_w - 0,5 l_{b2})}{A_{c1}(a)}, & \text{si } l_a + l_{b1} \leq a < l_w \end{cases}$$

$$x_{c2}(a) = \begin{cases} 0,5a, & \text{si } a \leq l_{b2} \\ \frac{e_2 0,5 l_{b2}^2 + (a - l_{b2}) e (l_{b2} + 0,5 (a - l_{b2}))}{A_{c2}(a)}, & \text{si } l_{b2} < a \leq l_a + l_{b2} \\ \frac{e_2 0,5 l_{b2}^2 + l_a e (l_{b2} + 0,5 l_a) + (a - l_a - l_{b2}) e (l_w - 0,5 l_{b1})}{A_{c2}(a)}, & \text{si } l_a + l_{b2} \leq a < l_w \end{cases}$$

El momento y carga axial nominal para el caso 1 sera:

$$P_{n1} = 0,85f'_c A_{c1} + \sum_{i=1}^n f_{s1,i} A_{s,i}$$

$$M_{n1} = 0,85f'_c A_{c1} (x_{cp} - x_{c1}) + \sum_{i=1}^n f_{s1,i} A_{s,i} (x_{cp} - x_i)$$

De manera similar para el caso 2.

$$P_{n2} = 0,85f'_c A_{c2} + \sum_{i=1}^n f_{s2,i} A'_{s,i}$$

$$M_{n2} = 0,85f'_c A_{c2} (x_{cp} - x_{c2}) + \sum_{i=1}^n f_{s2,i} A'_{s,i} (x_{cp} - x'_i)$$

Donde  $A_{s,i}$  es el área de cada fila de acero de izquierda a derecha para el caso 1 y para el caso 2  $A'_{s,i}$  de derecha a izquierda.

#### *Construcción del diagrama de interacción reducido*

Dependiendo si la sección es controlada por compresión, flexión o en transición el factor de reducción varia en cada punto del diagrama según la tabla 21.2.2, similar al caso de columnas. En el caso de muros se puede utilizar acero de refuerzo hasta grado 100, por lo que la deformación del acero para que una sección sea controlada por tracción esta dado por:

$$\varepsilon_t = (420/200,000) + 0,003 = 0,0051$$

$$\varepsilon_t = (550/200,000) + 0,003 = 0,00575$$

$$\varepsilon_t = (690/200,000) + 0,003 = 0,00645$$

***Cortante por capacidad.***

El diseño por corte capacidad ha sido introducido en la nueva edición del código basado en la norma de Nueva Zelanda NZS 3101 y los resultados experimentales de Panagiotou et al., 2011 en un edificio en escala real donde se observó que los cálculos del momento y cortante máximo que se producen tienen buena correlación con las solicitaciones que se obtienen mediante el método basado en desplazamiento que incluye los efectos de modos superiores y sobrerresistencia (ver figura 162 ).

Según 18.10.3.1 la fuerza cortante de diseño  $V_e$  está dado por:

$$V_e = \Omega_v \omega_v V_u \leq 3V_u \quad (101)$$

Según la tabla 18.10.3.1.2 para muros con  $h_w/l_w > 1,50$ :

$$\Omega_v = \frac{M_{pr}}{M_u} \geq 1,50$$

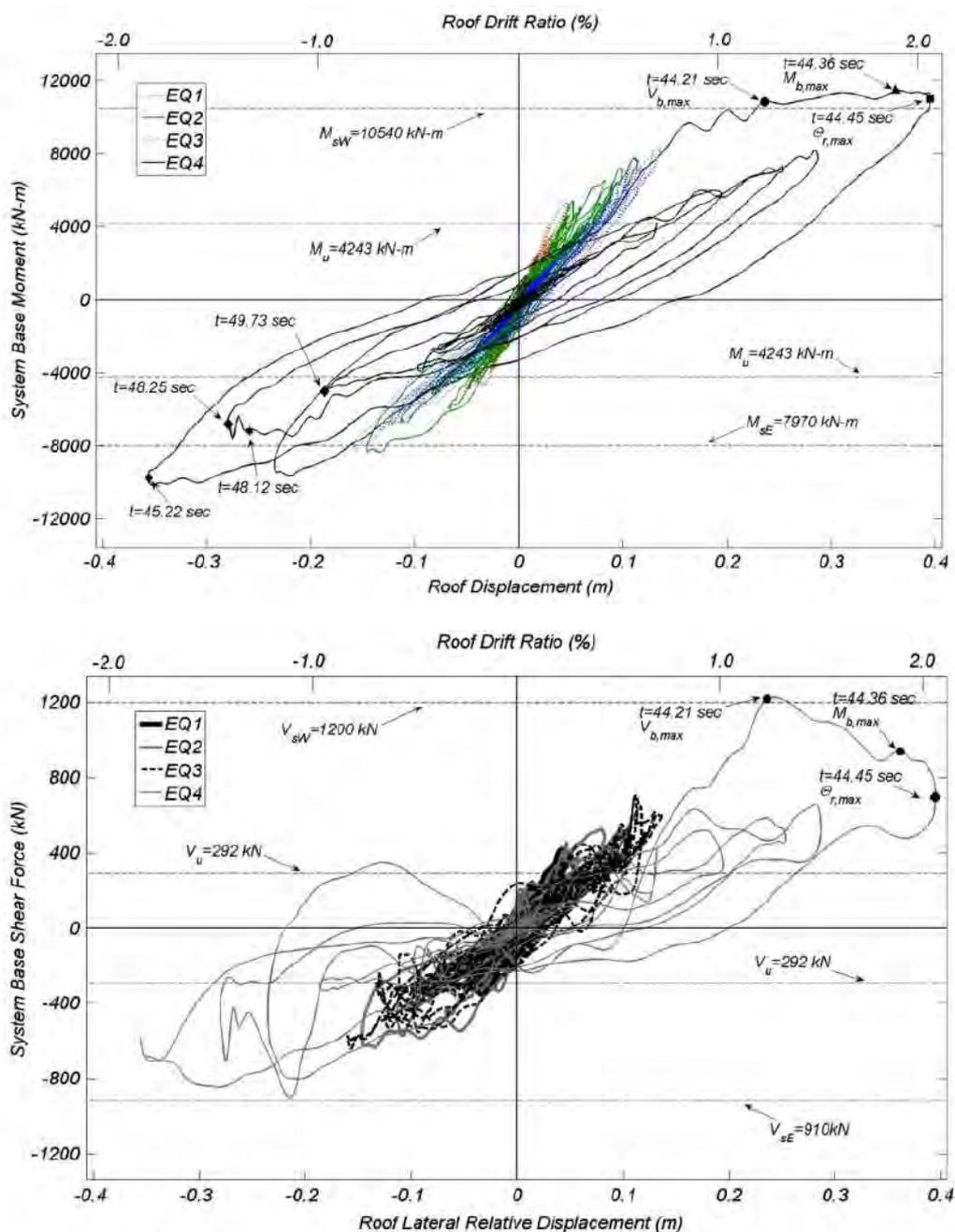
Según 18.10.3.1.3 para muros con  $h_w/l_w \geq 2,0$ :

$$\omega_v = 0,9 + \frac{n_s}{10} \quad n_s \leq 6 \quad (102a)$$

$$\omega_v = 1,3 + \frac{n_s}{30} \leq 1,8 \quad n_s > 6 \quad (102b)$$

Figura 162

Resultados de cortante por capacidad en ensayos de muros estructurales.

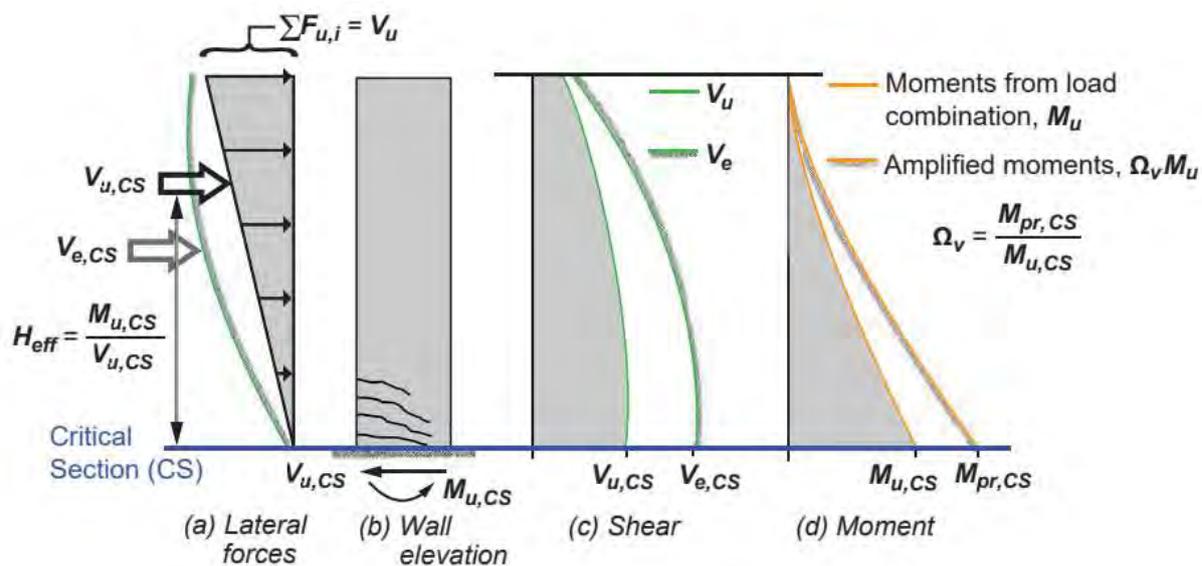


Fuente: (Panagiotou et al., 2011)

Como se observa en la figura 163 la altura efectiva de las fuerzas sísmicas sobre el muro disminuye por lo que la cortante tiene que incrementarse para producir la fluencia en la base del muro. Estos aspectos son introducidos en la ecuación 18.10.3.1 del código.

**Figura 163**

*Cortante por capacidad en muros estructurales según ACI 318-19*



*Fuente: (ACI, 2019a)*

### ***Resistencia a corte del muro.***

La resistencia a corte del muro se uniformizó con respecto a la edición anterior entre los capítulos 11 y 18, la capacidad del muro es función del área a corte (ver figura 165 ) y no del peralte efectivo aproximado ( $0.8 l_w$ ).

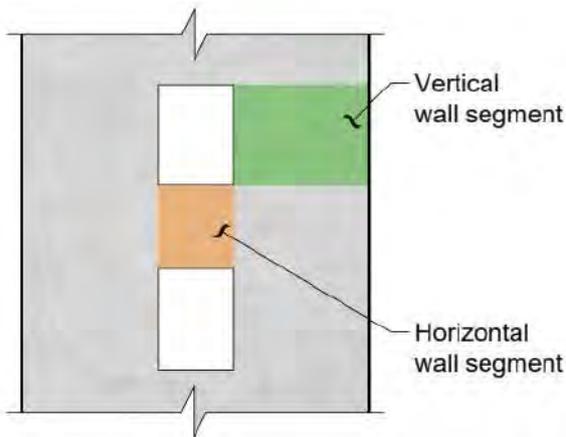
Según 18.10.4.1 y 18.10.4.4 la resistencia a corte nominal  $V_n$  debe calcularse por medio de:

$$V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt}) A_{cv} \leq 2,12 \sqrt{f'_c} A_{cv} \quad (103)$$

Según 18.10.4.4 la resistencia máxima a cortante del muro es en esencia la misma que la edición del 2014, para cada uno de los segmentos verticales de muro que comparten una misma cortante  $V_n$  no debe exceder  $2.12 \sqrt{f'_c} A_{cv}$  y para cada uno de los segmentos verticales  $V_n$  no debe exceder  $2.65 \sqrt{f'_c} A_{cv}$ .

### **Figura 164**

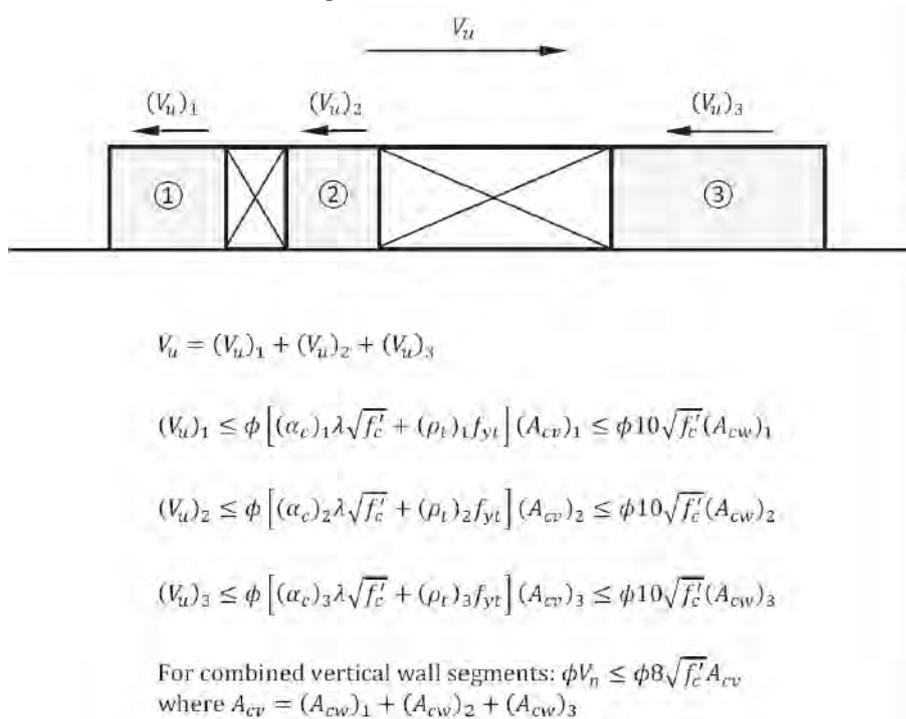
*Segmento horizontal y vertical de muro según ACI 318-19*



*Fuente: (ACI, 2019a)*

**Figura 165**

*Resistencia a corte de segmentos verticales de muro*



*Fuente: CRSI, 2020a*

Finalmente, con lo que respecta a los muros la disposición de 21.2.4.1 para elementos controlados por corte no aplica a muros estructurales dado que se amplifica la cortante para que el muro sea controlado por flexión, es decir  $\phi = 0,75$  (CRSI, 2020a)

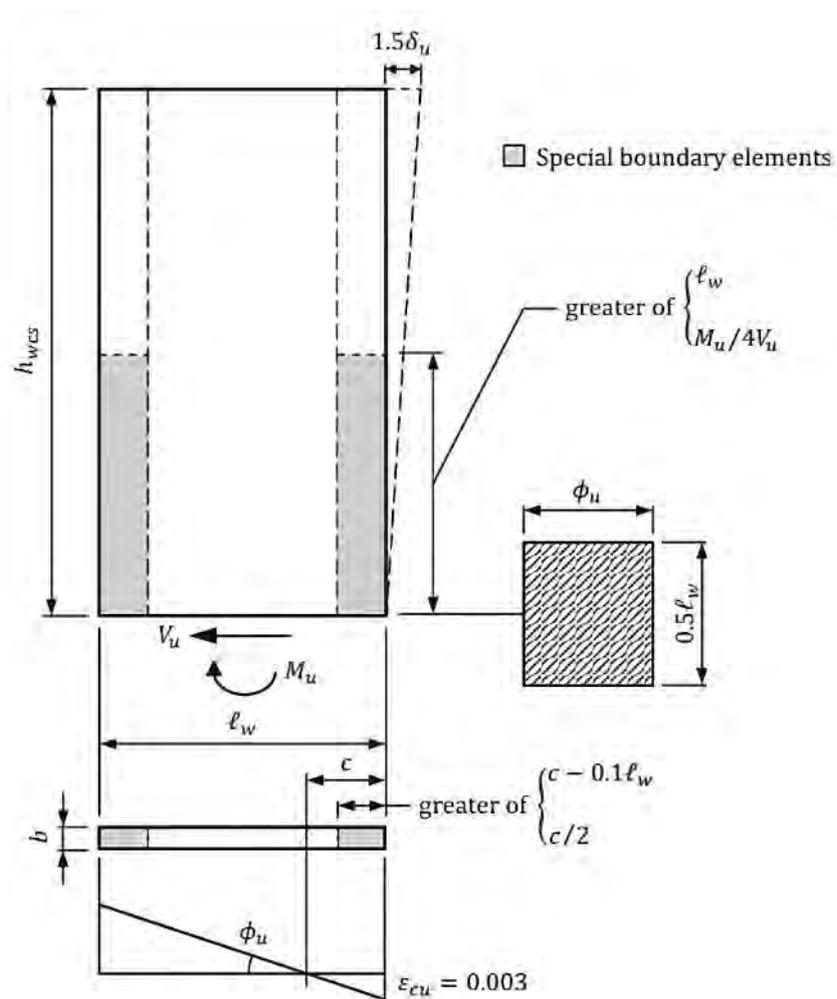
### Requerimiento de bordes especiales.

Metodología a: El requisito de elementos de borde especiales para muros y machones de muro diseñados para tener una sola sección crítica en 18.10.6.2 se mantiene de la edición anterior del ACI en la ecuación 18.10.6.2a:

$$\frac{1,5\delta_u}{h_{wcs}} \geq \frac{l_w}{600c} \quad \frac{\delta_u}{h_{wcs}} \geq 0,005$$

**Figura 166**

*Elemento de borde especial en un muro estructural*



Fuente: (CRSI, 2020a)

Donde  $c$  es la profundidad del eje neutro para la carga axial amplificada y la resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de diseño  $\delta_u$ ,  $b$  es el ancho de la zona en compresión por flexión dentro de la zona calculada según 18.10.6.4 (a).

La anterior ecuación se deriva de un modelo simplificado para calcular la deformación inelástica de un muro obteniendo para una deformación del concreto de  $\varepsilon_c = 0,003$ :

$$c = \frac{\ell_w}{666 \cdot \left(\frac{\delta_u}{h_w}\right)} \quad (104)$$

En la versión del código ACI, se adicionó un factor de 1.5 que multiplica al desplazamiento de diseño y se reemplaza 666 por 600 en el denominador que equivale a tener una deformación límite del hormigón igual a 0.0033. Con esas modificaciones, la nueva ecuación tiene la siguiente forma:

$$c_{lim} = \frac{\ell_w}{600 \cdot \left(\frac{1,5 \cdot \delta_u}{h_w}\right)}$$

Metodología b: (18.10.6.3)

Para muros que no necesariamente tienen una sola sección crítica y cuando el esfuerzo asociado a la carga axial y momento incluyendo efectos sísmicos sea mayor que  $0,2f'_c$  se requieren elementos de borde especiales.

$$f_c = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u \ell_w}{2I_g} > 0,2f'_c \quad (105)$$

***Longitud de bordes especiales.***

Según 18.10.6.4 (a) en cualquiera de los casos el elemento de borde deberá extenderse horizontalmente una distancia mayor a:

$$c - 0,1l_w \quad \text{y} \quad c/2$$

***Altura del borde especial.***

Metodología a: Muros diseñados con una sola sección crítica (18.10.6.2):

El refuerzo transversal del elemento de borde especial debe extenderse verticalmente una distancia igual al mayor de  $l_w$  y  $M_u/4V_u$ .

Metodología b: Se puede prescindir de estos elementos cuando el esfuerzo sea menor que  $0,15f'_c$ .

***Separación máxima del refuerzo transversal en los bordes especiales.***

18.10.6.4 (e) la separación máxima del refuerzo transversal debe cumplir con la tabla 18.10.6.5 (b). Se debe cumplir con 18.7.5.2 (a) hasta (d) y 18.7.5.3 excepto que en 18.7.5.3 (a), se cambia a la tercera parte de la dimensión menor del elemento de borde.

$$10cm \leq s_o = 10 + \left( \frac{35 - h_x}{3} \right) \leq 15cm$$

Según 18.10.6.4 (f) el espaciamiento  $h_x$  entre barras longitudinales apoyadas no debe exceder 35cm o  $2/3$  el ancho del elemento de borde.

***Cuantía mínima de refuerzo transversal dentro de los bordes.***

Según la tabla 18.10.6.4 (g):

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (106a)$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \quad (106b)$$

Donde:

$A_{sh}$ : Área de refuerzo transversal.

$b_c$ : es la dimensión del núcleo confinado del elemento normal al refuerzo

$$(b_{c1} = b - 2r; \quad b_{c2} = l_{be} - r)$$

$r$ : Recubrimiento

$A_{ch}$ : es el área del núcleo confinado medida al exterior del refuerzo de confinamiento

$$(A_{ch} = b_{c1} b_{c2})$$

$A_g = l_{be} b$ : es el área bruta del núcleo.

***Espesor mínimo de los bordes especiales.***

Metodología a: Muros diseñados con una sola sección crítica (18.10.6.2):

Nuevos requisitos son incorporados en la nueva edición teniendo en cuenta el efecto de las relaciones  $l_w/b$ ,  $c/b$  y el esfuerzo cortante en el muro en la capacidad de deformación del muro, la evidencia experimental demuestra que mientras la relación  $l_w c/b^2$  y la cortante en el muro incrementa la capacidad de deformación disminuye (LATBSDC, 2019).

Si se requiere elementos de borde según 18.10.6.2a deberá cumplirse con (ii) o (iii):

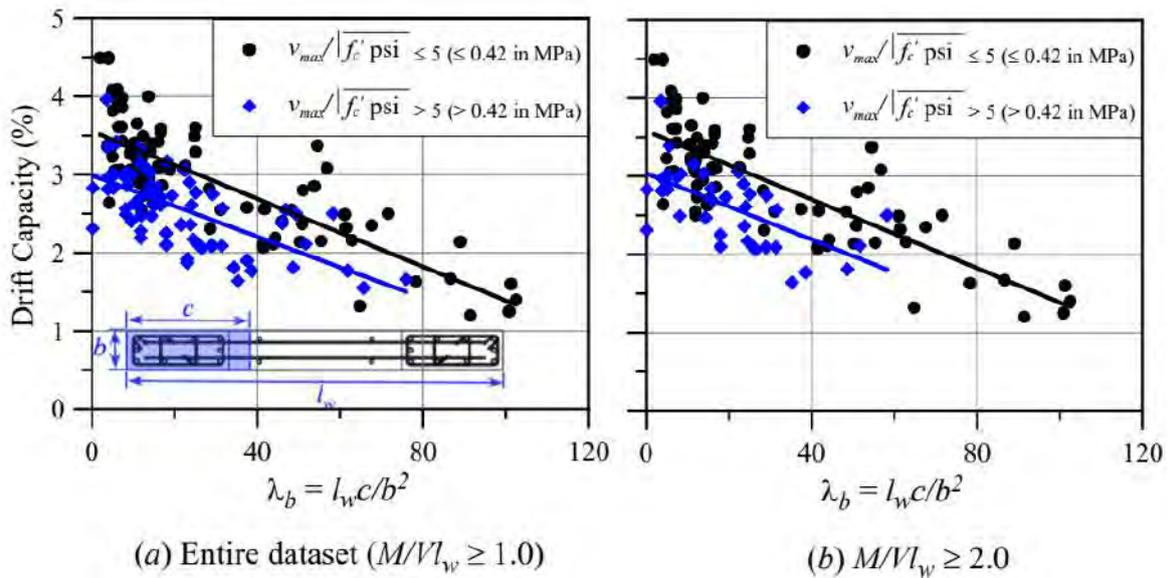
$$(ii) \quad b \geq \sqrt{0,025cl_w}$$

$$(iii) \quad \delta_c/h_{wcs} \geq 1,5\delta_u/h_{wcs}, \quad \text{donde :} \tag{107}$$

$$\frac{\delta_c}{h_{wcs}} = \frac{1}{100} \left[ 4 - \frac{1}{50} \left( \frac{l_w}{b} \right) \left( \frac{c}{b} \right) - \frac{V_u}{2,184\sqrt{f'_c A_{cw}}} \right] \geq 0,015$$

**Figura 167**

Efecto de  $l_w c/b^2$  y la cortante en la capacidad de deformación de un muro.



Fuente: (LATBSDC, 2019)

Si  $h_w/l_w \geq 2,0$  y  $c/l_w \geq 3/8$  el ancho mínimo  $b$  debe ser 30cm.

Ambas metodologías: 18.10.6.4 (b):  $b_{min} \geq h_u/16$

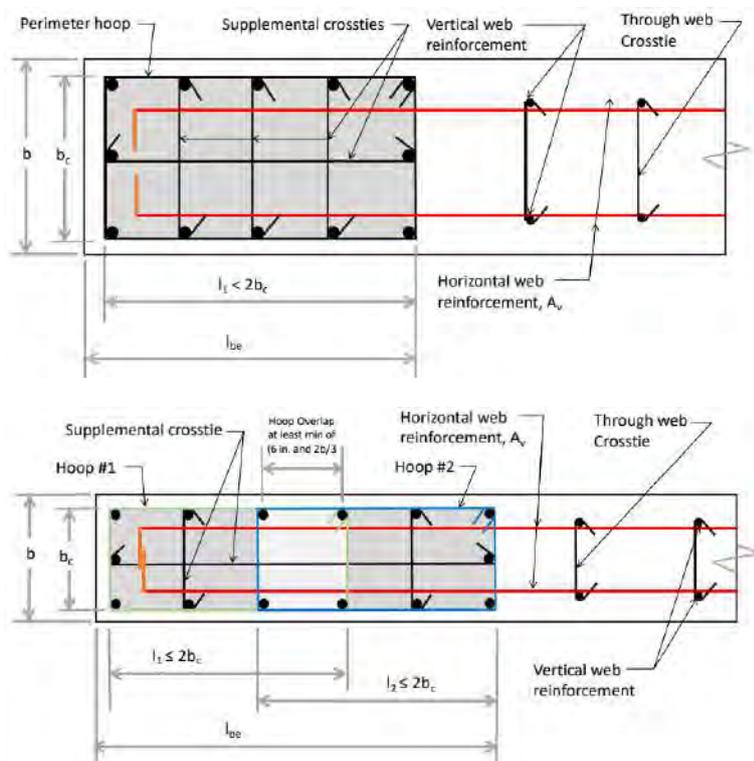
### ***Requisitos de estribos y ganchos en bordes especiales.***

Según 18.10.6.4 (f) la longitud de la rama del estribo no debe exceder 2 veces el ancho del elemento de borde y los estribos cerrados adyacentes que se superponen deben hacerlo al menos una longitud de 15cm y  $2/3$  del ancho del elemento de borde.

Con respecto al detallamiento de bordes de muros se demostró experimentalmente que los estribos o ganchos suplementarios con una longitud aproximadamente mayor a  $2b$  no son efectivos y que se pierde la capacidad a carga axial del muro inmediatamente después del daño en los elementos de borde si las barras verticales dentro de la zona de rotula plástica no se encuentran restringidas (LATBSDC, 2019). Los nuevos requisitos se encuentran en 18.10.6.4 del código y en la figura 168.

**Figura 168**

### ***Requisitos de refuerzo transversal en bordes de muros***



Fuente: (LATBSDC, 2019)

**Requisitos cuando no se requiere elementos de borde especiales.**

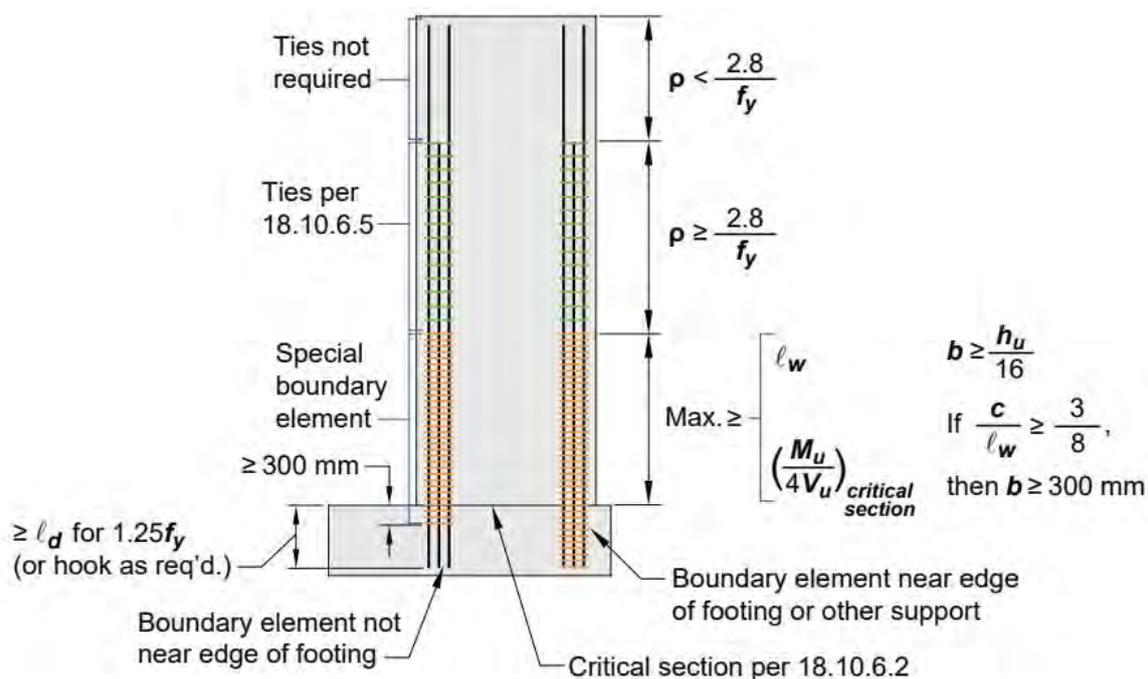
18.10.6.5 (a) Cuando no se requieran elementos de borde y la cortante  $V_u$  exceda  $0,27\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$  el refuerzo horizontal del muro deberá terminar estándar abrazando el refuerzo del elemento de borde.

18.10.6.5 (b) Si la cuantía del refuerzo longitudinal en el borde excede  $28/f_y$ , se requieren estribos de confinamiento en la longitud calculada según 18,10,6,4(a).

Cuando no se requiera elementos de borde la separación de estribos deberá cumplir con 18.10.6.5. Estos y otros requisitos se resumen en la figura 169.

**Figura 169**

Requisitos en un muro esbelto con  $h_w/l_w \geq 2$  diseñado para tener una sola sección crítica.



Fuente: (ACI, 2019a)

**Tabla 52***Separación máxima del refuerzo transversal en bordes Tabla 18.10.6.5 (b)*

<b>Grado de resistencia de las barras (MPa)</b>	<b>Refuerzo transversal requerido</b>	<b>Espaciamiento vertical del refuerzo transversal <sup>[1]</sup></b>
420	Dentro del mayor de $\ell_w$ y $M_u/4V_w$ por encima y por debajo de las secciones críticas <sup>[2]</sup>	Menor de $6d_b$ 150 mm
	Otras localizaciones	Menor de $8d_b$ 200 mm
550	Dentro del mayor de $\ell_w$ y $M_u/4V_w$ por encima y por debajo de las secciones críticas <sup>[2]</sup>	Menor de $5d_b$ 150 mm
	Otras localizaciones	Menor de $6d_b$ 150 mm
690	Dentro del mayor de $\ell_w$ y $M_u/4V_w$ por encima y por debajo de las secciones críticas <sup>[2]</sup>	Menor de $4d_b$ 150 mm
	Otras localizaciones	Menor de $6d_b$ 150 mm

[1] En esta tabla,  $d_b$  corresponde al diámetro de la menor barra del refuerzo principal para flexión.

[2] Las secciones críticas se definen como lugares donde puede ocurrir fluencia del refuerzo longitudinal como consecuencia de los desplazamientos laterales.

### ***Requisitos de detallado en la cimentación.***

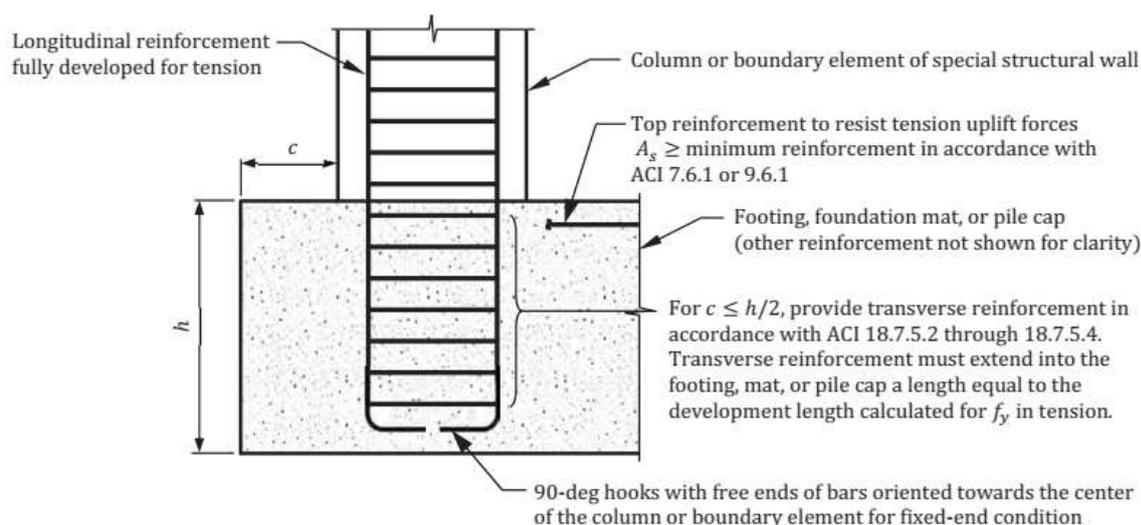
Según 18.10.2.3 (b) se debe desarrollar  $1,25f_y$  en lugares donde se pueda producir la fluencia producto de los desplazamientos laterales. Según 18.13.2.2 el refuerzo de las columnas y muros estructurales que resistan fuerzas inducidas por sismo debe extenderse dentro de la cimentación, y debe desarrollar totalmente la tracción en la interfaz.

Según 18.10.6.4 (j) los estribos deben extenderse por lo menos 30cm dentro de la zapata. Sin embargo en 18.13.2.4 se menciona que si el elemento de borde del muro tiene un borde libre menor a la mitad del peralte de la cimentación deberá colocarse estribos según 18.7.5.2 a 18.7.5.4 a lo largo de la longitud de desarrollo de la varilla dentro de la zapata.

En 18.13.2.3 se menciona que si se requieren ganchos y se ha supuesto condición de empotramiento estos deberán orientarse hacia adentro para que se pueda desarrollar la flexión (ACI, 2019a).

### **Figura 170**

*Resumen de requisitos en cimentaciones de edificios con categoría de diseño sísmico D, E o F*



Fuente: (CRSI, 2020a)

La altura mínima de cimentación para cumplir el desarrollo del refuerzo longitudinal en los bordes se calcula como se detalla a continuación.

Usando gancho estándar:

$$h_{min,1} = l_{dh} + 2d_{bz} + r \quad (108)$$

Donde  $d_{bz}$  es el diámetro de refuerzo en la zapata,  $r$  es el recubrimiento.

La altura mínima de la cimentación para  $l_{dc}$

$$h_{min,1} = l_{dc} + d_{bc} + 2d_{bz} + r + R \quad (109)$$

Donde  $d_{bc}$  es el diámetro del refuerzo en la columna,  $R$  es el radio de doblado según la tabla 25.3.1, para varillas de hasta 1" el radio es igual a  $6d_b$  y para varillas de 1 3/8"  $8d_b$ .

La altura mínima de la cimentación usando barra con cabeza en tracción:

$$h_{min,2} = l_{dt} + 2d_{bz} + r + t_{head} \quad (110)$$

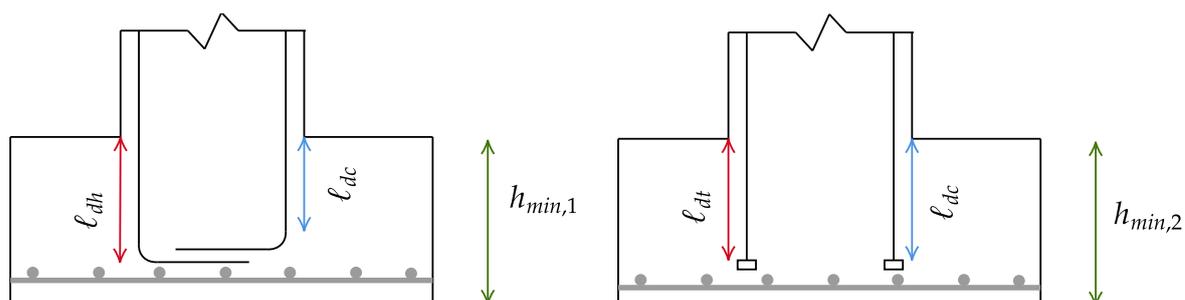
La altura mínima de la cimentación para  $l_{dc}$ :

$$h_{min,2} = l_{dc} + d_{bc} + 2d_{bz} + r + t_{head} \quad (111)$$

Donde  $t_{head}$  es el espesor de la cabeza.

### Figura 171

Peralte mínimo de la cimentación

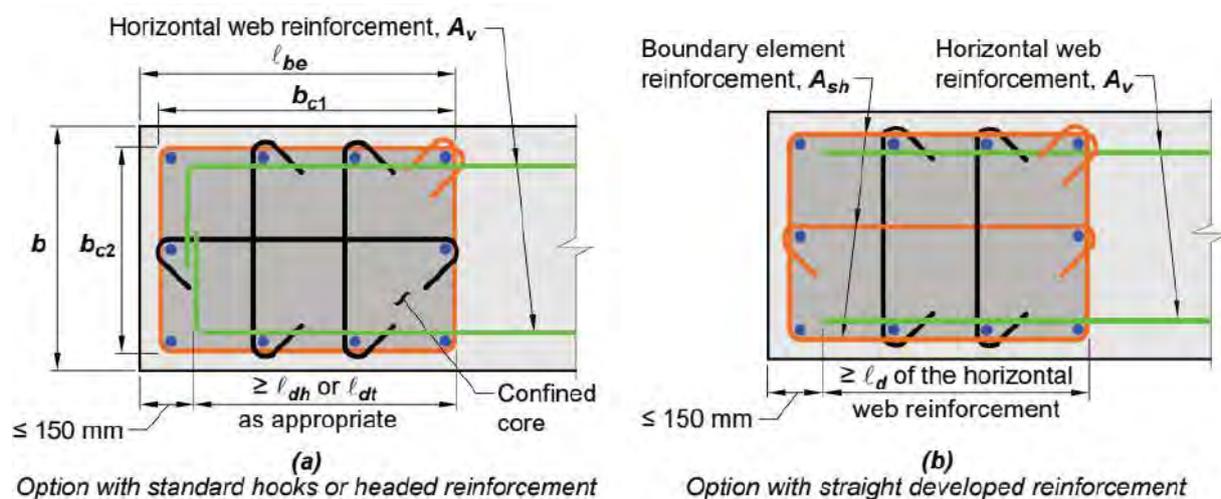


### ***Desarrollo del refuerzo horizontal.***

Según 18.10.6.4 (k) el refuerzo horizontal del muro deberá anclar en el borde de muro y desarrollar  $f_y$  como se muestra en la figura 172.

**Figura 172**

*Anclaje del refuerzo horizontal dentro del nudo*



Fuente: (ACI, 2019a)

### ***Requisitos adicionales.***

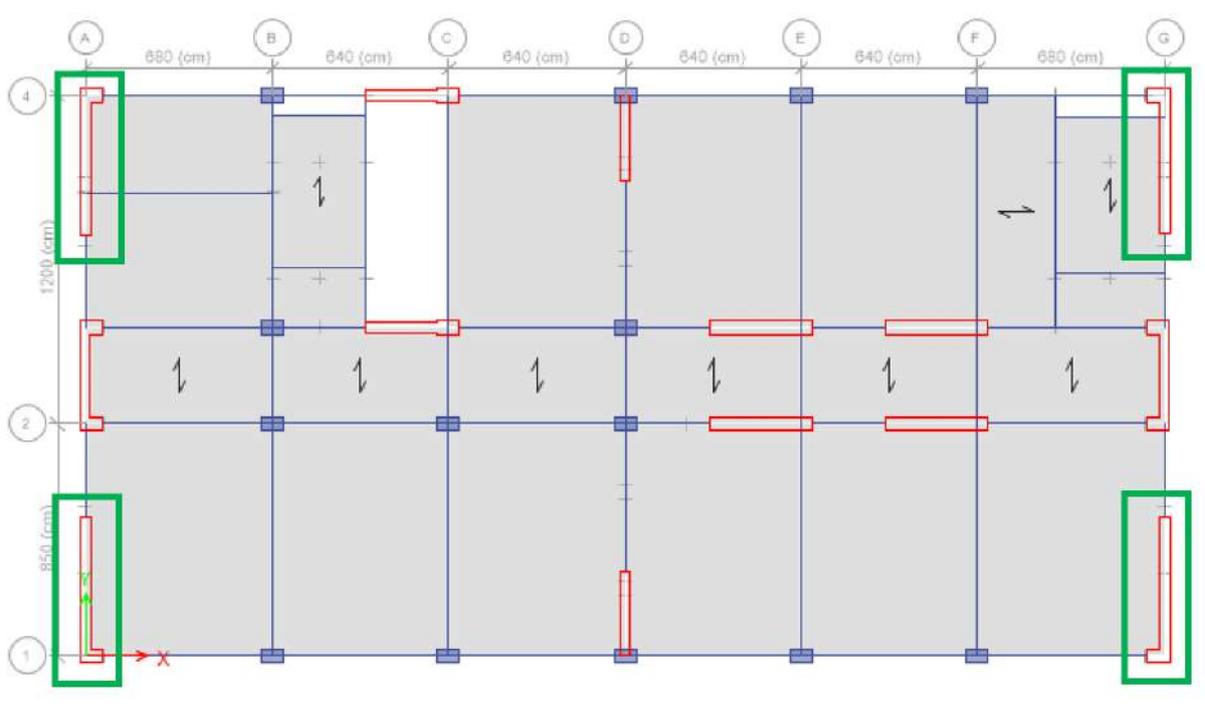
Según 18.10.6.4 (h) la resistencia del concreto en el sistema de piso que se encuentra dentro del elemento de borde deberá ser como mínimo  $0.7 f'_c$  del muro, esto significa que si se usa acero grado 100 en los bordes de un muro el sistema de piso deberá tener una resistencia del concreto mínima de 24.5 MPa.

### Ejemplo de diseño de muros

Como ejemplo se diseñará los muros de las esquinas del edificio 1 en el primer nivel.

**Figura 173**

*Localización del muro en estudio*



#### Límites del refuerzo.

##### *Cuantía mínima de refuerzo horizontal*

Como ejemplo se diseñará por corte el muro del primer piso.

La cortante última del análisis es  $V_u = 282,84$  ton.

El área resistente del muro será:  $A_{cv} = e l_w = 50 \times 535 = 18725,00 \text{ cm}^2$

La cortante límite según 18.10.2.1 considerando concreto de peso normal y

$f'_c = 420 \text{ kgf/cm}^2$ :

$$V_{lim,1} = 0,27\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv} = 0,27 \times 1,0 \times \sqrt{420} \times 18725,00/1000 = 103,61 \text{ ton}$$

Como  $V_u = 282,84 \geq V_{lim,1} = 103,61$  la cuantía mínima de refuerzo horizontal es 0.0025 y no se puede reducir según 11.6, la separación máxima del refuerzo es 45cm.

La cortante limite según 18.10.2.2 es:

$$V_{lim,2} = 0,53\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv} = 0,53 \times 1,0 \times \sqrt{420} \times 18725,00/1000 = 203,39 \text{ ton}$$

Como  $V_u = 282,84 \geq V_{lim,2} = 203,39$  y también  $h_w/l_w \geq 2$  el refuerzo debe consistir en 2 capas.

Según 18.10.2.1 la cuantía de refuerzo vertical en el alma mínimo es de 0.0025.

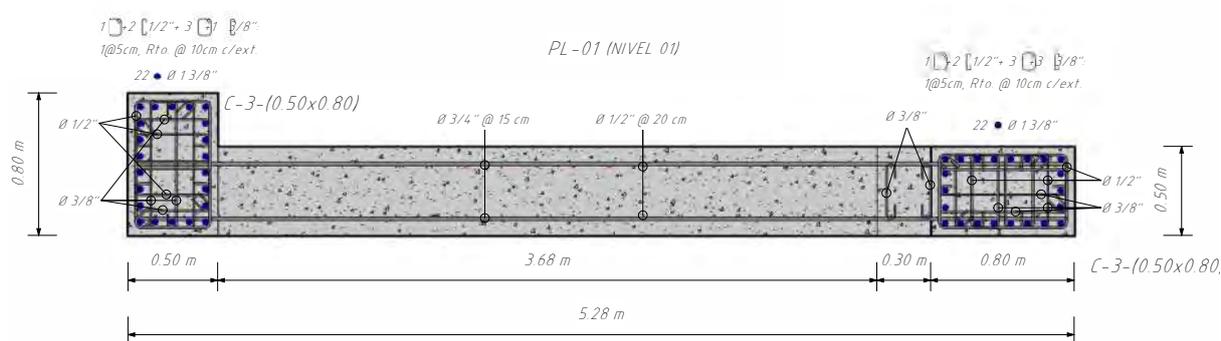
**Diseño por flexión y carga axial.** El diseño a flexión y carga axial de los muros es un proceso iterativo similar a las columnas, se parte de una cuantía mínima en los bordes y en el alma distribuido en 2 capas y posteriormente se aumenta el acero de refuerzo en los bordes de los muros hasta que los puntos de las solicitaciones estén por dentro del diagrama de interacción.

Una vez realizado el diseño en el primer nivel se va reduciendo cada 2 pisos el acero en los bordes de los muros a medida que baja la demanda en altura. Esto se puede observar en el diagrama demanda-capacidad. A partir de este diagrama es posible definir los puntos teóricos de corte del refuerzo del primer nivel que ya no continúan. El proceso anterior se realiza usando acero grado 60 y 100 tal como lo permite el código ACI 318-19.

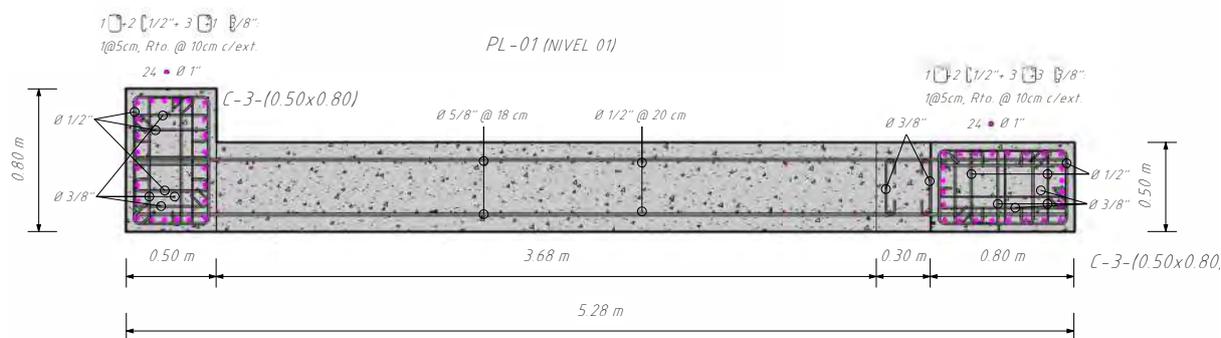
En la figura 174 se muestra que al usar grado 100 en lugar de acero grado 60 la cuantía en los bordes se reduce de 5.3 % a 3.1 %, el diámetro de también se reduce por completo de 1 3/8" a 1", la separación en los estribos disminuye y el refuerzo horizontal también se optimiza disminuyendo el diámetro y aumentando la separación:

**Figura 174**

*Sección de muro en la sección crítica del edificio 1*



(a) Acero grado 60



(b) Acero grado 100

A diferencia del refuerzo en las columnas que se reduce gradualmente las cuantías en los bordes del muro se reducen considerablemente cada 2 pisos: 5.3 %, 2.3 %, 1.1 %, 0.87 % y 0.36 %. En los últimos niveles ya no sería eficiente usar refuerzo de alta resistencia. Algo similar ocurre en los muros del edificio de 19 niveles donde solo se requiere el acero de alta resistencia en los primeros 5 niveles o equivalentemente solo en barras de 1" o 1 3/8".

**Figura 175**

Diagrama de interacción para muro dirección "Y",  $L = 5,35m$ ,  $f'_c = 420kg/cm^2$

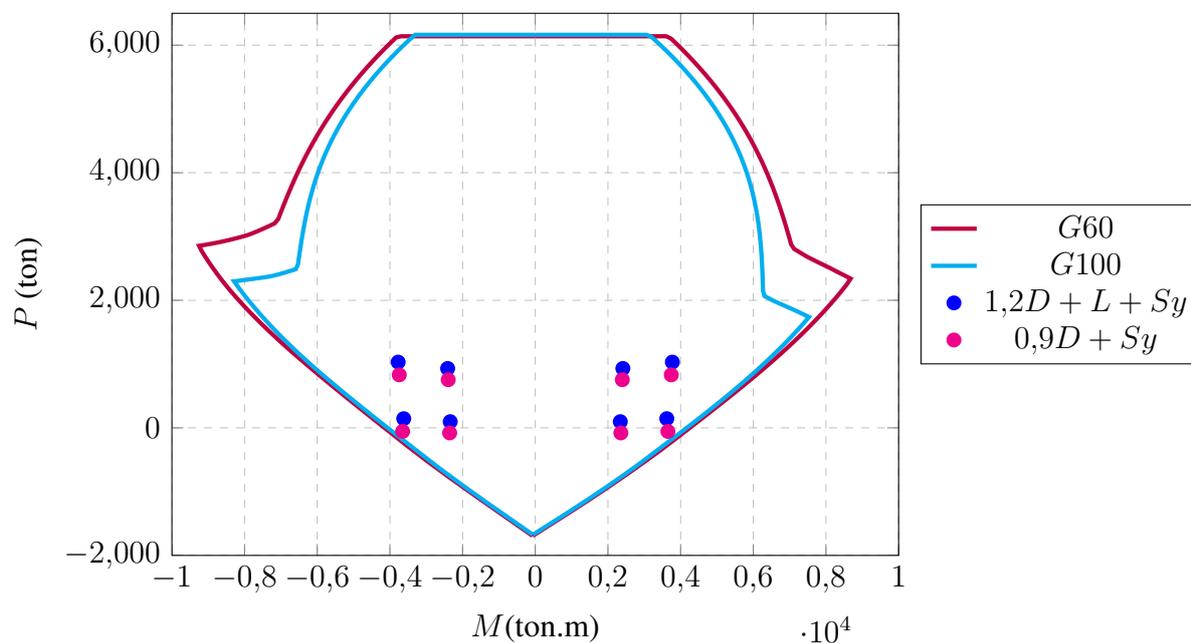
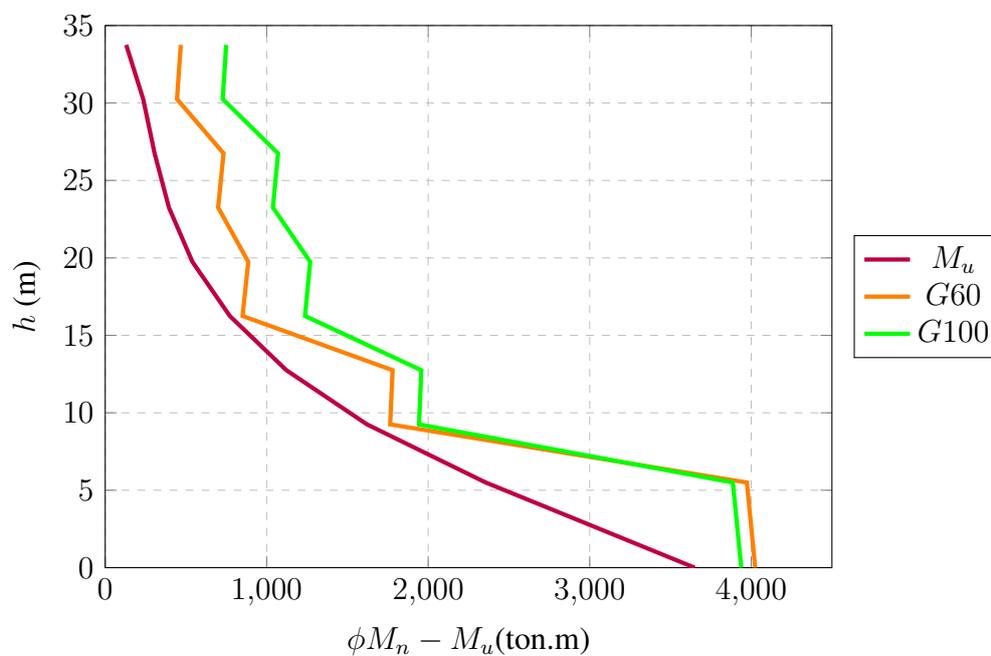
**Figura 176**

Diagrama de Demanda capacidad en altura de muro dirección "Y"



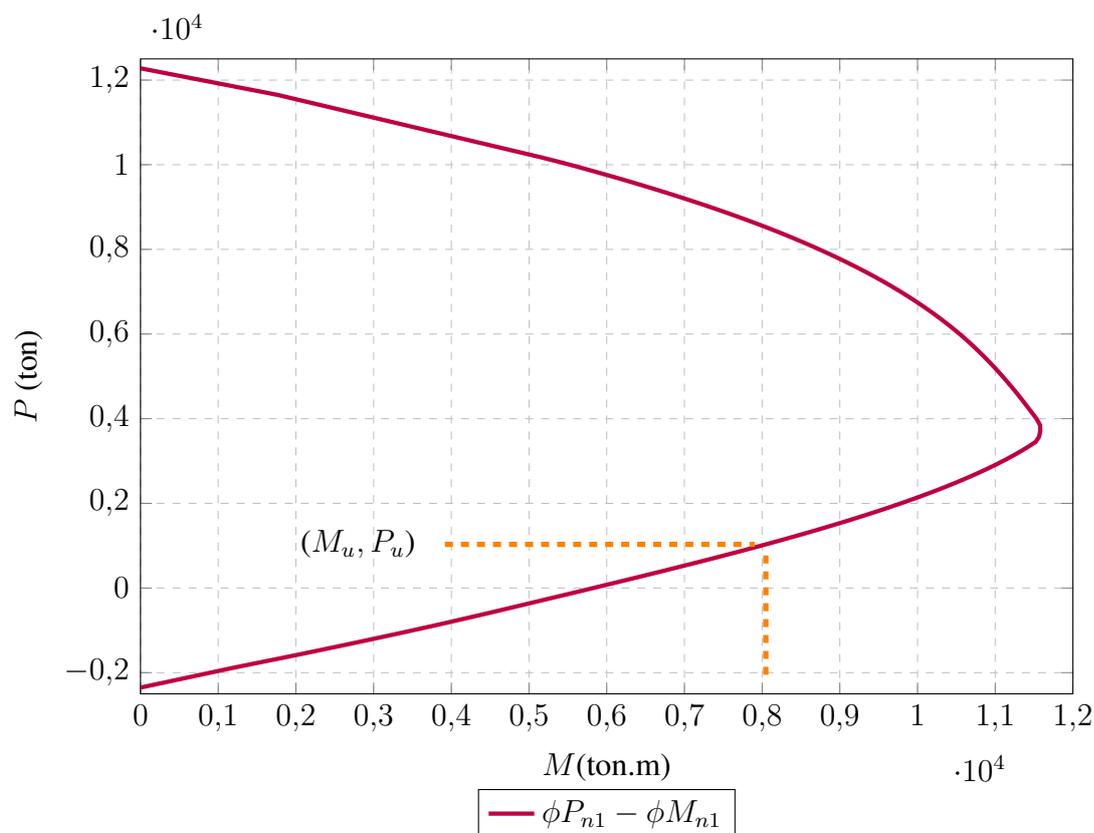
## Diseño por cortante.

### Paso 1: Diagrama de interacción probable

En la figura 177 se presenta el diagrama de interacción para  $1,25f_y$  del muro en estudio.

**Figura 177**

Diagrama de interacción probable  $1,25f_y$  para muro dirección "Y",  $L = 5,35m$



### Paso 2: Cortante por capacidad

Como ejemplo se calculará la cortante por capacidad en el piso 1, la combinación  $1,2D + L + E$  es la que resulta en una sobrerresistencia mayor. De la figura 177 para la carga axial y momento ultimo son de 1031,12 ton y 3773,42 ton.m. respectivamente, el momento probable es de 8047,23 ton.m, por lo que la sobrerresistencia será:

$$\Omega_v = \frac{8047,23}{3773,42} = 2,13$$

Siendo el numero de pisos igual a 10 ( $n_s = 10$ ) el factor de amplificación dinámica por modos superiores será:

$$\omega_v = 1,3 + \frac{10}{30} = 1,63$$

Siendo la cortante obtenida del análisis  $V_u = 282,84$  ton.m finalmente la cortante por capacidad sera:

$$V_e = 2,13 \times 1,63 \times 282,84 = 981,99 \text{ ton} \leq 3V_u = 3 \times 282,84 = 848,52 \text{ ton}$$

### ***Paso 3: Resistencia a corte del muro***

La resistencia a corte del muro en el primer considerando  $f'_c = 420\text{kg/cm}^2$  y refuerzo transversal de doble malla de 3/4" @15cm usando acero grado 60:

$$\rho_t = \frac{A_{st}}{es} = \frac{2 \times 2,85}{50 \times 15} = 0,0076$$

$$V_n = (0,53 \times 1,0 \times \sqrt{420} + 0,0076 \times 4200) 50 \times 535 \times 10^{-3} = 1144,48$$

$$V_n = 1144,48\text{ton} \leq V_{n,max} = 2,12 \times \sqrt{420} \times 50 \times 535 = 1162,21\text{ton}$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 1144,48 = 858,36\text{ton}$$

$$\phi V_n = 858,36 \text{ ton} \geq V_e = 848,52 \text{ ton}$$

$$D/C = 848,52/858,36 = 0,99 \leq 1,0$$

Usando acero grado 100 y considerando doble malla de 5/8" @ 17,5cm:

$$\rho_t = \frac{A_{st}}{es} = \frac{2 \times 1,99}{50 \times 17,5} = 0,0045$$

$$V_{n,max} = 2,12 \times \sqrt{420} \times 50 \times 535 = 1162,21$$

$$V_n = (0,53 \times 1,0 \times \sqrt{420} + 0,0045 \times 6900) 50 \times 535$$

$$V_n = 1121,13 \text{ ton} \leq 1162,21 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 1121,13 = 840,85 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 840,85 \text{ ton} \geq V_e = 848,52 \text{ ton}$$

$$D/C = 848,52/840,85 = 1,009 \leq 1,0$$

#### ***Paso 4: Desarrollo del refuerzo horizontal***

18.10.6.4 (k) El refuerzo horizontal del alma del muro debe extenderse hasta dentro 150mm del extremo del muro y anclarse para desarrollar  $f_y$ .

Para una barra de 3/4":

La distancia del borde a la barra más cercana será:

$$c = r + \phi_l + \phi_h/2 = 4 + 1,27 + 1,91/2 = 6,22 \text{ cm}$$

Donde  $\phi_l$  es el diámetro del refuerzo vertical en el muro y  $\phi_h$  es el diámetro del refuerzo horizontal en el muro, debido a que el refuerzo horizontal está ampliamente espaciado  $s \geq 15$ ,  $s/2 \geq 7,5$  el factor  $c_b$  será justamente  $c$ . Ignorando el índice de refuerzo transversal:

$$\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} = \frac{6,22 + 0}{1,91} = 3,26 > 2,50$$

La longitud de desarrollo para acero grado 60 teniendo en cuenta que en el primer piso

$$f'_c = 420 \text{ kgf/cm}^2 :$$

$$\ell_d = \left( \frac{4200}{3,5 \times 1,0 \times \sqrt{420}} \frac{1,3 \times 1,0 \times 0,8 \times 1,0}{2,5} \right) 1,91 = 46,52 \text{ cm}$$

Para acero grado 100:

$$\ell_d = \left( \frac{6900}{3,5 \times 1,0 \times \sqrt{420}} \frac{1,3 \times 1,0 \times 0,8 \times 1,3}{2,5} \right) 1,91 = 99,36 \text{ cm}$$

En el caso que el acero horizontal se extienda la mayor longitud posible dentro del elemento de borde de longitud 80 cm a la izquierda y 50 cm a la derecha se requiere usar gancho estándar en tracción para el borde derecho con acero grado 80 y grado 100 en ambos casos.

La longitud de desarrollo para una barra de 3/4" grado 60 sin recubrimiento epóxico ( $\psi_e = 1$ ), con refuerzo de estribos  $\psi_r = 1,0$ , recubrimiento convencional de 4cm < 6cm ( $\psi_o = 1,25$ ) y  $f'_c = 420 \text{ kg/cm}^2$  ( $\psi_c = 1,0$ )

$$\ell_{dg} = \frac{f_y \psi_e \psi_r \psi_o \psi_c}{23 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b^{1,5} = \frac{4200 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,25 \times 1,0}{23 \times 1,0 \times \sqrt{420}} \times 1,91^{1,5}$$

$$\ell_{dg} = 29,29 \text{ cm} \geq 8d_b = 8 \times 1,91 = 15,24 \geq 15 \text{ cm}$$

Para que  $\psi_r = 1,0$  se debe cumplir  $A_{tt} \geq 0,3A_{hs}$  o que la separación entre barras sea mayor a  $6d_b$ . En este caso particular se cumple la ultima condición ya que las barras horizontales estas separadas en las 2 direcciones una distancia mayor a  $6d_b = 6 \times 1,91 = 11,43 \text{ cm}$

Usando barras grado 100:

$$\ell_{dg} = \frac{f_y \psi_e \psi_r \psi_o \psi_c}{23 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b^{1,5} = \frac{6900 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,25 \times 1,0}{23 \times 1,0 \times \sqrt{420}} \times 1,91^{1,5}$$

$$l_{dg} = 36,6 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm} \geq 8d_b = 8 \times 1,91 = 12,7 \geq 8d_b = 8 \times 1,91 = 12,7$$

En ambos casos con el diámetro seleccionado en el refuerzo horizontal la dimensión del elemento de borde satisface el desarrollo del refuerzo con gancho estándar.

### **Diseño de elementos de borde especiales.**

#### ***Paso 1: Requerimiento del elemento de borde especial metodología a***

Muros diseñados con una sola sección crítica (18.10.6.2):

$$\frac{1,5\delta_u}{h_{wcs}} \geq \frac{l_w}{600c} \quad \frac{\delta_u}{h_{wcs}} \geq 0,005$$

El desplazamiento inelástico del muro en la parte superior del ultimo piso es de

$\delta_u = 27,6$  cm, siendo la altura total del muro  $h_{wcs} = 37,25$  m:

$$\frac{\delta_u}{h_{wcs}} = \frac{27,6}{3725} = 0,00818 \geq 0,005 \quad \text{ok}$$

La altura del eje neutro limite será:

$$c_{lim} = \frac{l_w}{600(1,5\delta_u/h_{wcs})} = \frac{535}{600(1,5 \times 0,00818)} = 72,69 \text{ cm}$$

La carga axial máxima para el primer piso es de  $P_u = 1031,12$  ton, y la altura del eje neutro asociada a la carga axial dependerá del caso como se muestra en la figura 178.

Para el caso 1:

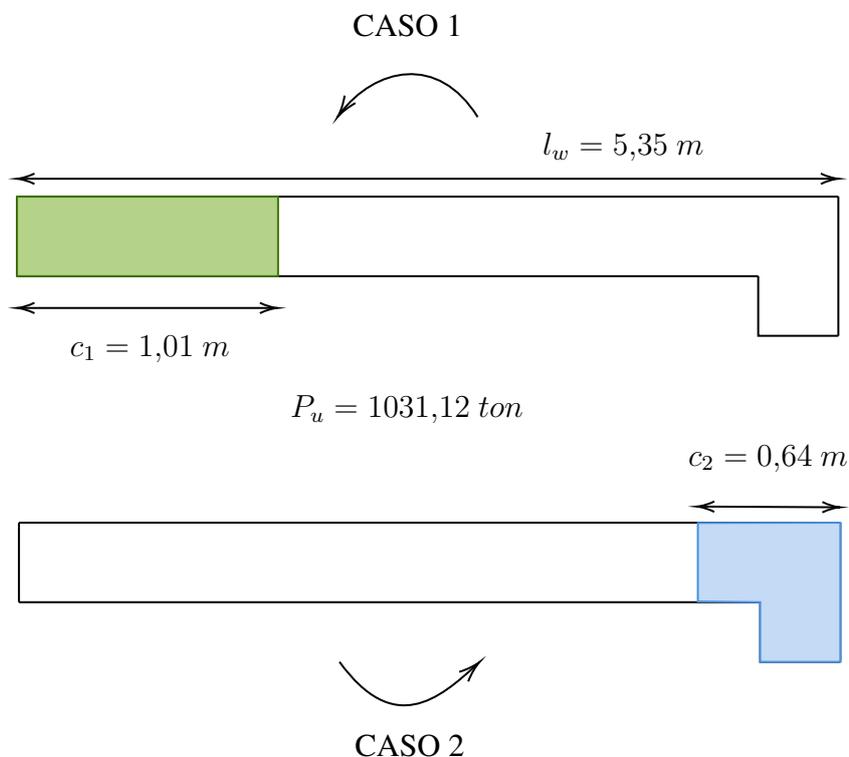
$$c = 101 > c_{lim} = 72,69 \quad \therefore \text{Se requiere elemento de borde especial}$$

Para el caso 2:

$$c = 64 < c_{lim} = 72,69 \quad \therefore \text{No se requiere elemento de borde especial}$$

**Figura 178**

Altura del eje neutro en el muro en estudio



Con la metodología (a) solo se requiere confinar el borde izquierdo.

**Paso 2: Longitud del elemento de borde especial**

El elemento de borde deberá extenderse horizontalmente una distancia mayor a:

$$c - 0,1l_w = 101 - 0,1 \times 535 = 47,5 \text{ cm} \quad \text{y} \quad c/2 = 101/2 = 50,5 \text{ cm}$$

**Paso 3: Altura del elemento de borde especial**

Según la tabla 18.10.6.5 (b) El refuerzo transversal del elemento de borde especial debe extenderse verticalmente una distancia igual al mayor de  $l_w$  y  $M_u/4V_u$  por encima y por debajo de las secciones donde puede ocurrir la fluencia producto de los desplazamientos laterales. Estos valores se muestran en la tabla 53 para la combinación de carga que da el máximo valor de 3.63m, siendo la longitud del muro de 5.35m y altura del primer piso 5.5m, se considera todo el primer piso confinado.

18.10.6.4 (h) la resistencia del sistema de piso en donde se encuentra los elementos de borde debe ser al menos 0,7 el valor de  $f'_c$  del muro, en el presente caso debido a que el elemento de borde especial no supera el primer nivel no existen requisitos adicionales para la resistencia a compresión del sistema de entrepiso.

**Tabla 53**

*Momentos y cortantes en la sección crítica del muro*

		$1,2D + L + E$
Momento ultimo en la sección crítica	$M_u$	3773.42
Cortante ultima en la sección crítica	$V_u$	259.96
	$M_u/4V_u$	3.63

**Paso 4: Espesor mínimo del elemento de borde especial**

Si en el muro requiere elementos de borde según 18.10.6.2a deberá cumplirse con (ii)

o (iii):

$$(ii) \quad b \geq \sqrt{0,025cl_w} = \sqrt{0,025 \times 101 \times 535} = 36,75 \text{ cm}$$

$$(iii) \quad \delta_c/h_{wcs} \geq 1,5\delta_u/h_{wcs}, \quad \text{donde :}$$

$$\frac{\delta_c}{h_{wcs}} = \frac{1}{100} \left[ 4 - \frac{1}{50} \left( \frac{l_w}{b} \right) \left( \frac{c}{b} \right) - \frac{V_u}{2,184\sqrt{f'_c}A_{cw}} \right] \geq 0,015$$

$$\frac{\delta_c}{h_{wcs}} = \frac{1}{100} \left[ 4 - \frac{1}{50} \left( \frac{535}{50} \right) \left( \frac{101}{50} \right) - \frac{282,84 \times 10^3}{2,184\sqrt{420} \times 18725} \right] = 0,032$$

$$\frac{\delta_c}{h_{wcs}} = 0,032 \geq 1,5\delta_u/h_{wcs} = 1,5 \times 0,00818 = 0,012$$

Para el presente caso se cumple ambas condiciones.

Si  $h_w/l_w \geq 2,0$  y  $c/l_w \geq 3/8$  el ancho mínimo  $b$  debe ser 30cm.

$$c/l_w = \frac{101}{535} = 0,189 < 3/8 = 0,375$$

Adicionalmente según 18.10.6.4 (b) el ancho mínimo del elemento de borde debe ser

$b_{min} \geq h_u/16$ , siendo  $h_u$  la altura libre del muro, para el primer entrepiso:

$$h_u = h_e - e_{losa} = 5,5 - 0,25 = 5,25 \text{ m}$$

por lo que el espesor mínimo será:

$$h_u/16 = 525/16 = 0,328 \text{ m}$$

***Paso 5: Separación máxima del refuerzo transversal en el elemento de borde***

Si se distribuyen 5 barras en la dirección débil y 8 barras en la dirección fuerte del elemento de borde especial de 50x80, usando barra de 1”:

$$h_{x,debil} = \frac{50 - 2 \times 4 - 2 \times 0,9525 - 2,54}{5 - 1} = 9,39 \text{ cm}$$

$$h_{x,fuerte} = \frac{80 - 2 \times 4 - 2 \times 0,9525 - 2,54}{8 - 1} = 9,65 \text{ cm}$$

Según 18.10.6.4 (f) el espaciamiento  $h_x$  entre barras longitudinales apoyadas no debe exceder 35cm o 2/3 el ancho del elemento de borde ( $2 \times 50/3 = 33,33\text{cm}$ ). Ambas condiciones se cumplen en el primer nivel.

Según 18.10.6.4 (e) la separación máxima del refuerzo transversal no debe exceder:

$$10 \text{ cm} \leq s_o = 10 + \left( \frac{35 - h_x}{3} \right) \leq 15 \text{ cm}$$

$$10 \text{ cm} \leq s_o = 10 + \left( \frac{35 - 9,65}{3} \right) \leq 15 \text{ cm}$$

$$10 \text{ cm} \leq s_o = 18,45 \leq 15 \text{ cm}$$

$$s_o = 15 \text{ cm}$$

Según la tabla 18.10.6.5 (b) la separación máxima del refuerzo transversal dentro de la altura del elemento de borde especial debe ser el menor de los valores mostrados en la tabla 54.

**Tabla 54**

*Separación máxima del refuerzo transversal dentro del elemento de borde*

$d_b$	<b>G60</b>	<b>G80</b>	<b>G100</b>
1/2	7.62	6.35	5.08
5/8	9.525	7.9375	6.35
3/4	11.43	9.525	7.62
1	15.24	12.7	10.16
1 3/8	21.48	17.9	14.32

Fuera del elemento de borde especial si la cuantía de refuerzo longitudinal supera  $28/f_y$ , la separación máxima del refuerzo transversal para acero grado 60 es el menor de 15cm y los valores mostrados en la tabla 56:

**Tabla 55**

*Cuantía limite en elemento de borde*

	<b>G60</b>	<b>G80</b>	<b>G100</b>
$\rho_{lim}$	0.00667	0.00509	0.00406

**Tabla 56**

*Separación máxima del refuerzo transversal fuera del elemento de borde especial*

$d_b$	G60	G80	G100
1/2	10.16	7.62	7.62
5/8	12.7	9.525	9.525
3/4	15.24	11.43	11.43
1	20.32	15.24	15.24
1 3/8	28.64	21.48	21.48

***Paso 6: Requerimiento del elemento de borde especial metodología b***

Muros sin una sección crítica definida (18.10.6.3)

Como se puede observar en la figura 176, el ratio demanda capacidad a flexión es cercano a 1 en varios niveles del muro, por lo que no es seguro definir una sola sección crítica, se confinara los muros con este segundo criterio basado en esfuerzos. Primeramente se calcula la inercia del muro:

Datos del muro en estudio:

Longitud total del muro:  $l_w = 535$  cm

Espesor del borde izquierdo:  $e_1 = 50$  cm

Longitud del borde izquierdo:  $l_{b1} = 80$  cm

Espesor en el alma del muro:  $e = 50$  cm

Espesor del borde derecho:  $e_2 = 80$  cm

Longitud del borde derecho:  $l_{b2} = 50$  cm

Calculo del centroide geométrico:

Se puede calcular las siguientes propiedades:

Longitud del alma del muro:  $l_a = l_w - l_{b1} - l_{b2} = 535 - 80 - 50 = 405 \text{ cm}$

Área del alma del muro.:  $A_a = l_a e = 405 \times 50 = 20100 \text{ cm}^2$

Área del borde de la izquierda:  $A_1 = l_{b1} e_1 = 50 \times 80 = 4000 \text{ cm}^2$

Área del borde de la derecha:  $A_2 = l_{b2} e_2 = 80 \times 50 = 4000 \text{ cm}^2$

Área total del muro:  $A_g = A_1 + A_2 + A_a = 4000 + 4000 + 20100 = 28100 \text{ cm}^2$

Calculo del centroide geométrico:

$$X_c = \frac{(A_1 0,5l_{b1} + A_2 (l_w - 0,5l_{b2}) + A_a (l_{b1} + 0,5l_a))}{A_g}$$

$$X_c = \frac{(4000 \times 0,5 \times 80 + 4000 \times (535 - 0,5 \times 50) + 20100 (80 + 0,5 \times 405))}{28100} = 280,376 \text{ cm}$$

La distancia desde el centro de gravedad de cada borde y alma hasta el centroide del muro sera:

Borde izquierdo:  $x_1 = X_c - 0,5l_{b1} = 280,376 - 0,5 \times 80 = 240,376 \text{ cm}$

Borde derecho:  $x_2 = l_w - X_c - 0,5l_{b2} = 535 - 280,376 - 0,5 \times 50 = 229,624 \text{ cm}$

Alma del muro:  $x_3 = l_{b1} + 0,5l_a - X_c = 80 + 0,5 \times 405 - 280,376 = 282,5 \text{ cm}$

$$I_g = \frac{e_1 l_{b1}^3}{12} + A_1 x_1^2 + \frac{e_2 l_{b2}^3}{12} + A_2 x_2^2 + \frac{e l_a^3}{12} + A_a x_3^2$$

$$I_g = \frac{50 \times 80^3}{12} + 4000 \times 240,376^2 + \frac{80 \times 50^3}{12} + 4000 \times 229,624^2 + \frac{50 \times 405^3}{12} + 20100 \times 282,5^2$$

$$I_g = 721881420,5 \text{ cm}^4$$

Cuando el esfuerzo asociado a la carga axial y momento incluyendo efectos sísmicos sea mayor que  $0,2f'_c$  se requieren elementos de borde especiales.

$$\sigma_c = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u x_{c,max}}{I_g} > 0,2f'_c$$

Siendo el momento en el primer nivel de  $M_u = 3773,42$  ton.m y la resistencia del concreto de  $f'_c = 420$  kgf/cm<sup>2</sup>

$$\sigma_c = \frac{1031,12 \times 10^3}{28100} + \frac{3773,42 \times 10^5 \times 280,376}{721881420,5} = 183,06 > 0,2 \times 420 = 84 \text{ kgf/cm}^2$$

Se puede prescindir de estos elementos cuando el esfuerzo sea menor que  $0,15f'_c$ . Solo se requiere confinar de manera especial el borde izquierdo los 5 primeros pisos y el borde derecho los 3 primeros pisos.

Según 18.10.6.5 (a) cuando no se requieran elementos de borde y la cortante  $V_u$  exceda  $0,27\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$  el refuerzo horizontal del muro deberá terminar estándar abrazando el refuerzo del elemento de borde.

***Paso 7: Cuantía mínima del refuerzo transversal en el elemento de borde especial***

Dimensiones del núcleo confinado del elemento normal al refuerzo:

$$b_{c1} = b - 2r = 50 - 8 = 42 \text{ cm} \quad \text{y} \quad b_{c2} = h - 2r = 80 - 8 = 72 \text{ cm}$$

Área del núcleo confinado medida al exterior del refuerzo de confinamiento:

$$A_{ch} = b_{c1}b_{c2} = 42 \times 72 = 3024 \text{ cm}^2$$

Para  $f'_c = 420$  kg/cm<sup>2</sup>,  $f_{yt} = 4200$  kg/cm<sup>2</sup> y  $s = 10$  cm y para el lado débil del borde:

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s b_{c2} f'_c}{f_{yt}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] = 0,3 \times \frac{10 \times 72 \times 420}{4200} \left[ \left( \frac{4000}{3024} \right) - 1 \right] = 6,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s b_{c2} f'_c}{f_{yt}} = 0,09 \times \frac{10 \times 72 \times 420}{4200} = 6,97 \text{ cm}^2$$

Usando 4 ramas de estribos de 1/2" ( $4 \times 1,27 = 5,08$  cm<sup>2</sup>) + 4 ramas adicionales de 3/8" ( $4 \times 0,71 = 2,84$  cm<sup>2</sup>), el refuerzo transversal total en la dirección débil sera:

$$5,08 + 2,84 = 7,92 \text{ cm}^2.$$

El acero colocado cumple con la cuantía mínima:

$$7,92 \geq 6,97 \quad \rightarrow \quad D/C = \frac{6,97}{7,92} = 0,88 < 1,0 \text{ ok}$$

De manera similar a lo largo de el eje fuerte del borde:

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s b_{c1} f'_c}{f_{yt}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] = 0,3 \times \frac{10 \times 42 \times 420}{4200} \left[ \left( \frac{4000}{3024} \right) - 1 \right] = 3,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s b_{c1} f'_c}{f_{yt}} = 0,09 \times \frac{10 \times 42 \times 420}{4200} = 4,07 \text{ cm}^2$$

Usando 2 ramas de estribos de 1/2" ( $2 \times 1,27 = 2,54 \text{ cm}^2$ ) + 3 rama adicional de 3/8"

( $3 \times 0,71 = 2,13 \text{ cm}^2$ ), el refuerzo transversal total en la dirección débil sera:

$$2,54 + 2,13 = 4,67 \text{ cm}^2.$$

El acero colocado cumple con la cuantía mínima:

$$4,67 \geq 4,07 \quad \rightarrow \quad D/C = \frac{4,07}{4,67} = 0,87 < 1,0 \text{ ok}$$

Como se puede observar en los cálculos anteriores a medida que se usa una mayor calidad de concreto, los requisitos del área de acero transversal también incrementan, en este caso se requieren estribos de hasta 1/2", sin embargo según la tabla 20.2.2.4 (a) el refuerzo de alta resistencia grado 80 y 100 es permitido para refuerzo de confinamiento del concreto.

Para  $f'_c = 420 \text{ kg/cm}^2$ ,  $f_{yt} = 6900 \text{ kg/cm}^2$  y  $s = 12,5 \text{ cm}$  y para el lado débil del borde:

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s b_{c2} f'_c}{f_{yt}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] = 0,3 \times \frac{12,5 \times 72 \times 420}{6900} \left[ \left( \frac{4000}{3024} \right) - 1 \right] = 4,93 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s b_{c2} f'_c}{f_{yt}} = 0,09 \times \frac{12,5 \times 72 \times 420}{6900} = 5,30 \text{ cm}^2$$

Usando 8 ramas de estribos y ganchos de 3/8" ( $8 \times 0,71 = 5,68 \text{ cm}^2$ ).

El acero colocado cumple con la cuantía mínima:  $5,68 \geq 5,3$

De manera similar a lo largo de el eje fuerte del borde:

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s b_{c1} f'_c}{f_{yt}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] = 0,3 \times \frac{10 \times 42 \times 420}{6900} \left[ \left( \frac{4000}{3024} \right) - 1 \right] = 2,88 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s b_{c1} f'_c}{f_{yt}} = 0,09 \times \frac{10 \times 42 \times 420}{6900} = 3,09 \text{ cm}^2$$

Usando 5 ramas de estribos de 3/8" ( $5 \times 0,71 = 3,55 \text{ cm}^2$ ).

El acero colocado cumple con la cuantía mínima:  $3,55 \geq 3,09$

### ***Paso 8: Desarrollo del refuerzo en bordes especiales***

18.10.2.3 (b) En lugares donde es probable que se produzca la fluencia del refuerzo longitudinal como resultado de los desplazamientos laterales deberá suponerse  $1,25 f_y$  para el calculo de  $l_d$ .

La altura de la cimentación debe garantizar lo anterior para el desarrollo de las barras en tracción y compresión.

Como ejemplo para una barra de 1 3/8" grado 60 sin recubrimiento epóxico ( $\psi_e = 1$ ), con refuerzo de estribos  $\psi_r = 1,0$ , recubrimiento convencional  $<6db$  ( $\psi_o = 1,25$ ) y  $f'_c = 420 \text{ kg/cm}^2$  ( $\psi_c = 1,0$ ) la longitud de desarrollo con gancho estándar sera:

$$l_{dg} = \frac{f_y \psi_e \psi_r \psi_o \psi_c}{23 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b^{1,5} = \frac{4200 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,25 \times 1,0}{23 \times 1,0 \times \sqrt{420}} \times 3,49^{1,5}$$

$$l_{dg} = 90,87 \text{ cm} \geq 8d_b = 8 \times 3,49 = 27,92 \geq 15 \text{ cm}$$

Según la tabla 20.5.1.3.1 para concreto construido contra el suelo y permanentemente en contacto con el es de 7.5cm, por tanto la altura mínima considerando doble malla de 1" en la cimentación:

$$H_{min} = 90,87 + 2 \times 2,54 + 7,5 = 103,45 \text{ cm}$$

También se debe garantizar el desarrollo de la barra en compresión, como ejemplo para una barra de 1 3/8" grado 60, con refuerzo de estribos  $\psi_r = 1,0$  y  $f'_c = 420 \text{ kg/cm}^2$  de concreto de peso normal

$$l_{dc,1} = \left( \frac{0,075 \times 4200 \times 0,75}{1,0 \times \sqrt{420}} \right) \times 3,49 = 40,26 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$l_{dc,2} = (0,0044 \times 4200 \times 0,75) \times 3,49 = 44,01 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

Para varillas de hasta 1" el radio es igual a  $6d_b$  y para varillas de 1 3/8"  $8d_b$ .

$$H_{min} = 44,01 + 3,49 + 2 \times 2,54 + 7,5 + 4 \times 3,49 = 74,04 \text{ cm}$$

En este caso gobierna el desarrollo del refuerzo en tracción.

La altura mínima de cimentación para diferentes diámetros de varillas de refuerzo para grado 60 y 100 considerando  $f'_c = 42 \text{ MPa}$  es:

**Tabla 57**

*Altura mínima de cimentación según longitud de anclaje para refuerzo grado 60 y 100*

		1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"
Gancho estándar (m)	G60	0.40	0.45	0.55	0.75	1.10
	G100	0.50	0.60	0.75	1.10	1.75
Barra con cabeza (m)	G60	0.35	0.40	0.50	0.65	0.90
	G100	0.45	0.55	0.65	0.90	1.35

## Diseño de vigas de acople

### *Procedimiento general*

Las vigas de acople con  $(l_n/h) \geq 4$  deben cumplir con los requisitos de pórticos especiales, con el borde del muro interpretado como si fuera una columna.

Las vigas de acople con  $(l_n/h) < 2$  y con  $V_u \geq 0,33\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw}$  deben reforzarse con dos grupos de barras dispuestas diagonalmente que se intersectan.

Las vigas con  $2 < l_n/h \leq 4$  pueden ser diseñadas con barras diagonales o pueden ser diseñadas con los requisitos de vigas de pórticos especiales.

Según 18.10.7 las vigas de acople pueden o no requerir refuerzo diagonal según la relación  $(l_n/h)$ , en caso requiera se debe disponer refuerzo diagonal tal que:

$$V_n = 2A_{vd}f_y \sin\alpha \leq 0,83\sqrt{f'_c}A_{cw} \quad (112)$$

Según 18.10.7.4 cada grupo de barras diagonales consiste en un mínimo de cuatro barras colocadas en dos o más capas.

Las vigas de acople se pueden confinar de 2 maneras, confinando las barras diagonales o la sección completa como se muestra en las figuras 179 y 180 y se debe cumplir con las ecuaciones ya conocidas:

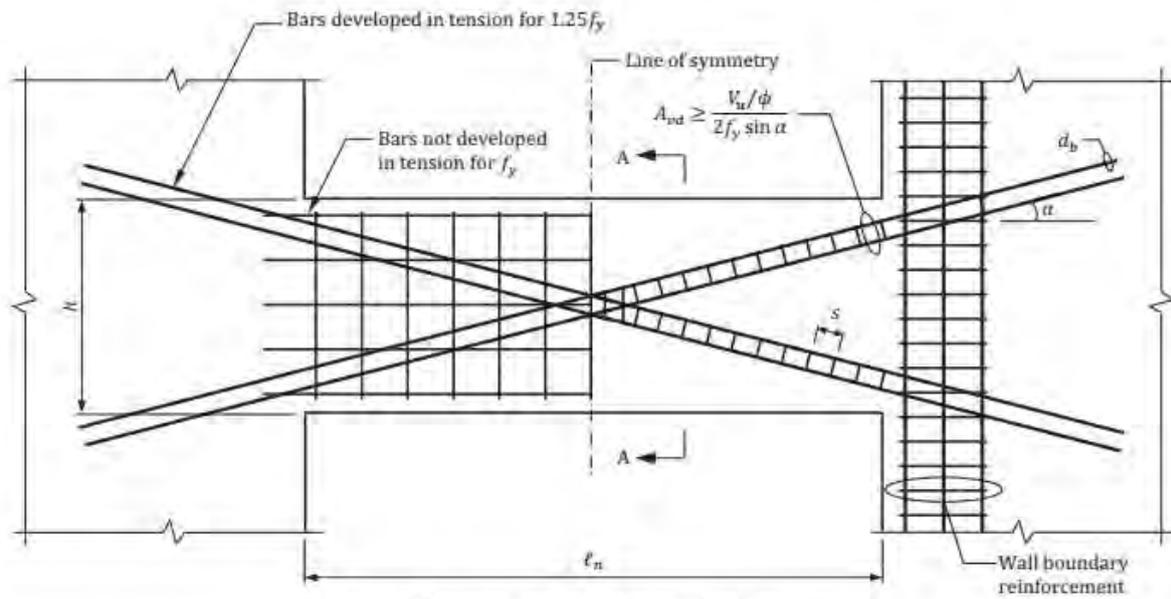
$$A_{sh} = 0,3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

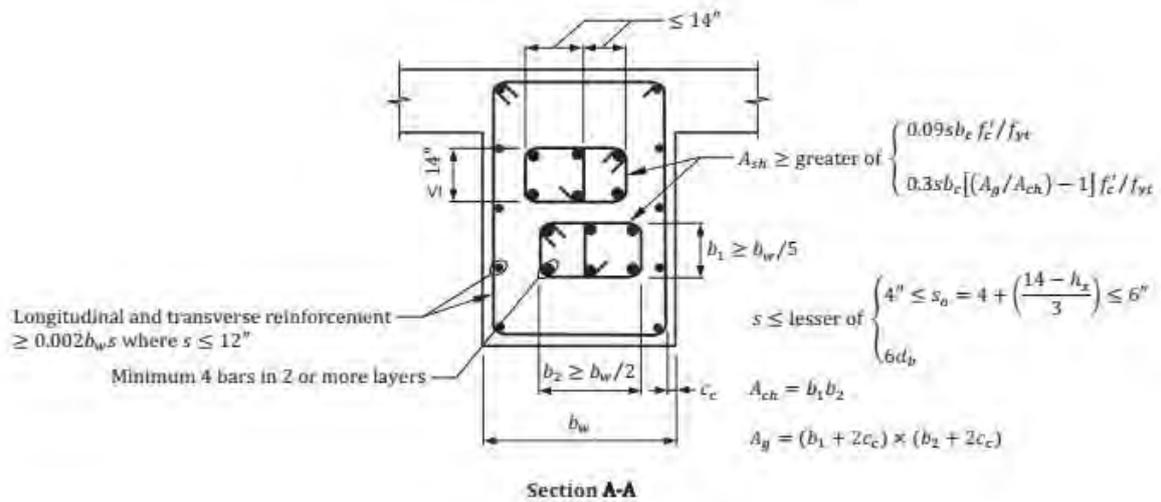
Según 21.2.4.4 en nudos viga-columna de pórticos especiales y vigas de acople reforzadas de forma diagonal,  $\phi$  para cortante debe ser 0.85.

**Figura 179**

*Requisitos de confinamiento solo en las barras diagonales*



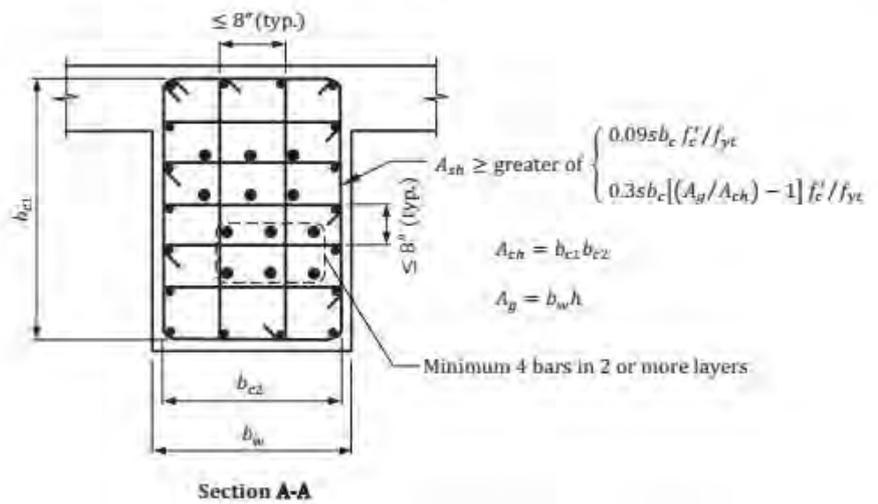
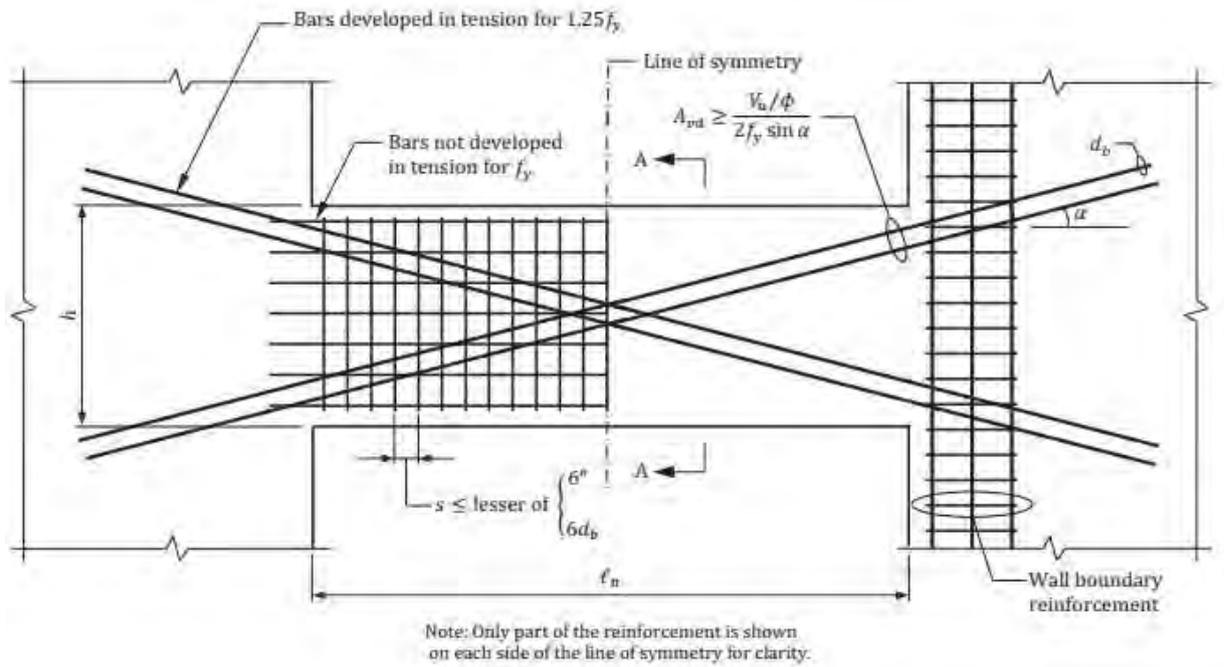
Note: Only part of the reinforcement is shown on each side of the line of symmetry for clarity.



Fuente: CRSI, 2020a

**Figura 180**

*Requisitos de confinamiento en la sección completa*



*Fuente: CRSI, 2020a*

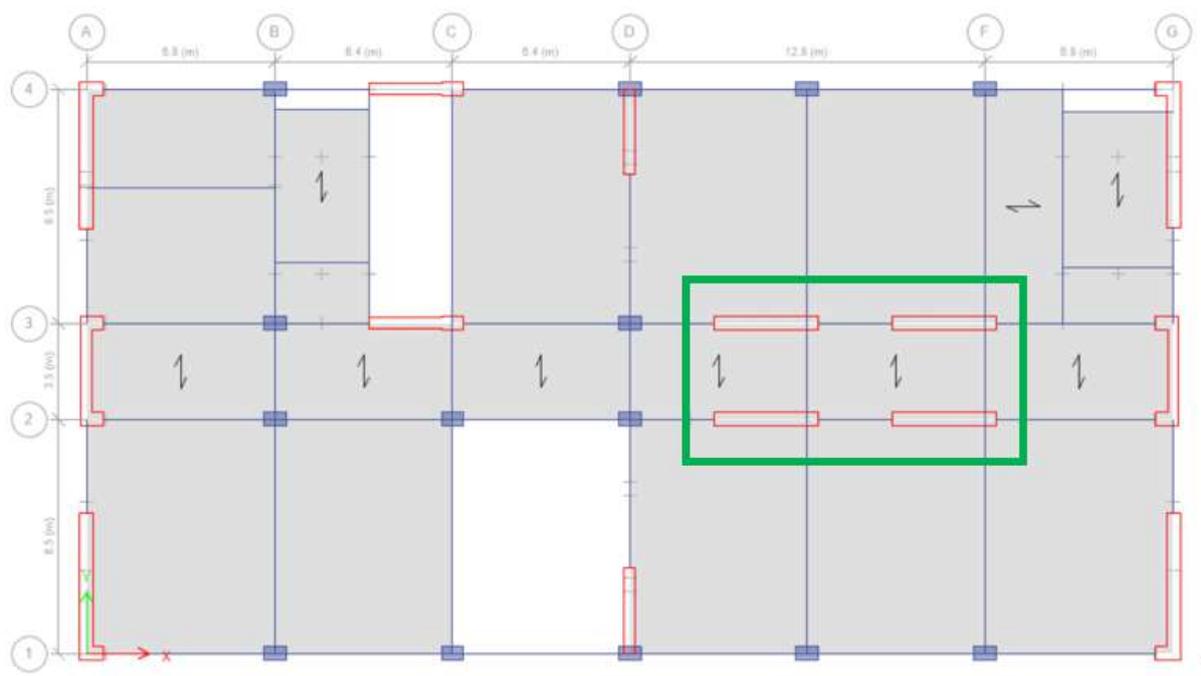
### Ejemplo de diseño de vigas de acople

#### Diseño del refuerzo diagonal.

Como ejemplo se diseñara la viga del tramo 3 entre los ejes E y F del edificio 1 en el primer nivel. La viga tiene un ancho de 50cm.

**Figura 181**

*Localización de la viga de acople en estudio*



La cortante es máxima de la viga de acople es de  $V_u = 138,7$  ton.

Siendo la luz libre de la viga de acople  $l_n = 2,65$  m y el peralte  $h = 90$  cm, la relación:

$$l_n/h = 265/90 = 2,94$$

Según 18.10.7.2 Las vigas de acople con relación de aspecto  $l_n/h < 2$  y

$V_u \geq 1,1\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$  deben reforzarse con 2 grupos de barras dispuesta diagonalmente.

18.10.7.3 Las vigas con  $2 < l_n/h \leq 4$  pueden ser diseñadas con barras diagonales o pueden ser diseñadas con los requisitos de vigas de pórticos especiales (18.6) con el elemento

de borde como si fuera una columna.

Veamos como seria el diseño según los requisitos para pórticos especiales.

El momento máximo de la viga de acople en el piso 3 es de 141,5 ton.

El acero longitudinal requerido será:

$$A_s = \frac{0,85 f'_c b d}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\phi 0,85 f'_c b d^2}} \right)$$

$$A_s = \frac{0,85 \times 210 \times 50 \times 81}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 141,5 \times 10^5}{0,9 \times 0,85 \times 210 \times 50 \times 81^2}} \right)$$

$$A_s = 55,38 \text{ cm}^2$$

Se propone  $9\phi 1'' + 3\phi 3/4'' = 9 \times 5,1 + 3 \times 2,85 = 54,45 \text{ cm}^2$ .

El momento probable de la viga será:

$$M_{pr} = 1,25 A_s f_y \left( d - \frac{1,25 A_s f_y}{1,7 f'_c b} \right)$$

$$M_{pr} = 1,25 \times 54,45 \times 4200 \times \left( 81 - \frac{1,25 \times 54,45 \times 4200}{1,7 \times 210 \times 50} \right) = 185,77 \text{ ton.m}$$

La cortante asociada a la formación de rotulas en los extremos esta dado por:

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{l_n} = \frac{2 \times 185,77}{2,65} = 140,20 \text{ ton}$$

La resistencia a corte del concreto es:

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} b_w d = 0,53 \times \sqrt{210} \times 50 \times 81 = 31,11 \text{ ton}$$

Las dimensiones de la sección transversal deben satisfacer: (22.5.1.2)

$$V_u \leq \phi \left( V_c + 2,2\sqrt{f'_c} b_w d \right) = 0,75 \left( 31,11 + 2,2 \times \sqrt{210} \times 50 \times 81 \right) = 96,86 \text{ ton}$$

La cortante por capacidad sin incluir las cargas gravitacionales es mucho mayor que la cortante ultima de la sección, por lo que el diseño por corte es inviable y lo más idóneo es usar refuerzo diagonal en las vigas de acople.

Debido a las altas demandas de corte y flexión se diseñara con refuerzo diagonal, este refuerzo se coloca para resistir el momento y cortante actuante en la viga.

Según 21.2.4.4 el factor de reducción a corte en vigas de acople es de 0.85, y según 18.10.7.4 la resistencia nominal esta dado por:

$$V_n = 2A_{vd}f_y \text{sen}(\alpha) \leq 2,65\sqrt{f'_c}A_{cv}$$

Siendo  $\alpha = 13,5^\circ = 0,24 \text{ rad}$  el ángulo de inclinación de las barras diagonales respecto al eje horizontal, el área requerida de cada grupo de barras diagonales usando acero grado 60:

$$A_{vd} = \frac{V_u}{\phi 2f_y \text{sen}(\alpha)} = \frac{138,7 \times 10^3}{0,85 \times 2 \times 4200 \times \text{sen}(13,5^\circ)} = 83,21 \text{ cm}^2$$

Se propone  $8\phi 1 \frac{3}{8}'' + 1\phi 1''$  ( $85,58 \text{ cm}^2$ ).

El área resistencia a corte de la viga de acople sera:  $A_{cv} = bh = 50 \times 90 = 450 \text{ cm}^2$

Usando  $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$  se verifica la resistencia nominal máxima de la sección:

$$V_{n,max} = 2,65 \times \sqrt{210} \times 450 \times 10^{-3} = 172,81 \geq \frac{V_u}{\phi} = \frac{138,7}{0,85} = 163,18 \text{ ton}$$

Siendo  $\alpha = 13,9^\circ = 0,242 \text{ rad}$  el ángulo de inclinación de las barras diagonales

respecto al eje horizontal, el área requerida de cada grupo de barras diagonales usando acero grado 100:

$$A_{vd} = \frac{138,7 \times 10^3}{0,85 \times 2 \times 6900 \times \text{sen}(13,9^\circ)} = 49,22 \text{ cm}^2$$

Se propone  $8\phi 1'' + 3\phi 3/4''$  ( $49,32 \text{ cm}^2$ ).

Usando  $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$  se verifica la resistencia nominal máxima de la sección:

$$V_{n,max} = 2,65 \times \sqrt{350} \times 450 \times 10^{-3} = 223,1 \geq \frac{V_u}{\phi} = \frac{138,7}{0,85} = 163,18 \text{ ton}$$

### **Diseño del refuerzo transversal de confinamiento.**

Usando la segunda forma de confinamiento de la sección, el área mínima de refuerzo transversal será:

Dimensiones del núcleo confinado del elemento normal al refuerzo:

$$b_{c1} = b - 2r = 50 - 8 = 42 \text{ cm} \quad \text{y} \quad b_{c2} = h - 2r = 90 - 8 = 82 \text{ cm}$$

Área del núcleo confinado medida al exterior del refuerzo de confinamiento:

$$A_{ch} = b_{c1}b_{c2} = 42 \times 82 = 3444 \text{ cm}^2$$

Para  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ ,  $f_{yt} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ,  $s = 12,5 \text{ cm}$  y a lo largo del eje lado débil de la viga de acople:

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s b_{c2} f'_c}{f_{yt}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] = 0,3 \times \frac{12,5 \times 82 \times 210}{4200} \left[ \left( \frac{4000}{3444} \right) - 1 \right] = 2,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s b_{c2} f'_c}{f_{yt}} = 0,09 \times \frac{12,5 \times 82 \times 210}{4200} = 4,71 \text{ cm}^2$$

Usando 2 ramas de estribos de  $1/2''$  ( $2 \times 1,27 = 2,54 \text{ cm}^2$ ) + 4 ramas adicionales de

3/8" ( $4 \times 0,71 = 2,84 \text{ cm}^2$ ), el refuerzo transversal total en la dirección débil será:

$$2,54 + 2,84 = 5,38 \text{ cm}^2.$$

El acero colocado cumple con la cuantía mínima:

$$5,38 \geq 4,71 \quad \rightarrow \quad D/C = \frac{4,71}{5,38} = 0,88 < 1,0 \text{ ok}$$

De manera similar a lo largo de el eje fuerte de la viga de acople:

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s b_{c1} f'_c}{f_{yt}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] = 0,3 \times \frac{12,5 \times 42 \times 210}{4200} \left[ \left( \frac{4000}{3444} \right) - 1 \right] = 1,27 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s b_{c1} f'_c}{f_{yt}} = 0,09 \times \frac{12,5 \times 42 \times 210}{4200} = 2,41 \text{ cm}^2$$

Usando 2 ramas de estribos de 1/2" ( $2 \times 1,27 = 2,54 \text{ cm}^2$ ) + 2 rama adicional de 3/8" ( $2 \times 0,71 \text{ cm}^2$ ), el refuerzo transversal total en la dirección débil sera:  $2,54 + 1,42 = 3,96 \text{ cm}^2$ .

El acero colocado cumple con la cuantía mínima:

$$3,96 \geq 2,41 \quad \rightarrow \quad D/C = \frac{2,41}{3,96} = 0,61 < 1,0 \text{ ok}$$

También es posible usar refuerzo de confinamiento grado 100, para  $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ ,

$f_{yt} = 6900 \text{ kg/cm}^2$ ,  $s = 12,5 \text{ cm}$  y a lo largo del eje lado débil de la viga de acople:

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s b_{c2} f'_c}{f_{yt}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] = 0,3 \times \frac{12,5 \times 82 \times 350}{6900} \left[ \left( \frac{4000}{3444} \right) - 1 \right] = 2,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s b_{c2} f'_c}{f_{yt}} = 0,09 \times \frac{12,5 \times 82 \times 350}{6900} = 4,68 \text{ cm}^2$$

Usando 2 ramas de estribos de 1/2" ( $2 \times 1,27 = 2,54 \text{ cm}^2$ ) + 4 ramas adicionales de 3/8" ( $4 \times 0,71 = 2,84 \text{ cm}^2$ ), el refuerzo transversal total en la dirección débil sera:

$$2,54 + 2,84 = 5,38 \text{ cm}^2.$$

El acero colocado cumple con la cuantía mínima:

$$5,38 \geq 4,68 \quad \rightarrow \quad D/C = \frac{4,68}{5,38} = 0,87 < 1,0 \text{ ok}$$

De manera similar a lo largo de el eje fuerte de la viga de acople:

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s b_{c1} f'_c}{f_{yt}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] = 0,3 \times \frac{12,5 \times 42 \times 350}{6900} \left[ \left( \frac{4000}{3444} \right) - 1 \right] = 1,29 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s b_{c1} f'_c}{f_{yt}} = 0,09 \times \frac{12,5 \times 42 \times 350}{6900} = 2,40 \text{ cm}^2$$

Usando 2 ramas de estribos de 1/2" ( $2 \times 1,27 = 2,54 \text{ cm}^2$ ) + 2 rama adicional de 3/8"

( $2 \times 0,71 = 1,42 \text{ cm}^2$ ), el refuerzo transversal total en la dirección débil sera:

$$2,54 + 1,42 = 3,96 \text{ cm}^2.$$

El acero colocado cumple con la cuantía mínima:

$$3,96 \geq 2,40 \quad \rightarrow \quad D/C = \frac{2,40}{3,96} = 0,60 < 1,0 \text{ ok}$$

Tabla 58

Datos generales del diseño por corte y confinamiento en viga de acople

Resistencia a compresión	$f'c$	210	350	kg/cm <sup>2</sup>
Fluencia del acero diagonal	$fy$	4200	6900	kg/cm <sup>2</sup>
Cortante Limite (18.10.7.2)	$V_{lim}$	71.73	92.61	ton
Cortante Máxima (18.10.7.4)	$\Phi V_n max$	146.89	189.63	ton
Separación de estribos y ganchos	$s$	12.50	12.50	cm
Área de acero transversal lado mayor requerido (18.10.7.4)	$A_{sh1}(i)$	2.48	2.52	cm <sup>2</sup>
Área de acero transversal lado menor requerido (18.10.7.4)	$A_{sh1}(ii)$	4.71	4.68	cm <sup>2</sup>
Área de acero transversal lado mayor requerido (18.10.7.4)	$A_{sh2}(i)$	1.27	1.29	cm <sup>2</sup>
Área de acero transversal lado menor requerido (18.10.7.4)	$A_{sh2}(ii)$	2.41	2.40	cm <sup>2</sup>
Numero de ramas dirección mayor	$n_{r1}$	2 ramas 1/2" +4 ramas 3/8"	2 ramas 1/2" +4 ramas 3/8"	
Numero de ramas dirección menor	$n_{r2}$	2 ramas 1/2" +2 ramas 3/8"	2 ramas 1/2" +2 ramas 3/8"	
Área de acero transversal lado mayor colocado	$A_{t1}$	5.38	5.38	cm <sup>2</sup>
Area de acero transversal lado menor colocado	$A_{t2}$	3.96	3.96	cm <sup>2</sup>

### Desarrollo del refuerzo diagonal.

#### *Longitud de desarrollo de barras rectas*

Al igual que en los muros en lugares donde es probable que se produzca la fluencia del refuerzo longitudinal como resultado de los desplazamientos laterales deberá suponerse  $1,25f_y$  para el cálculo de  $l_d$ . El refuerzo diagonal de las vigas de acople tiene que anclar al muro estructural adyacente, por lo que los cálculos se realizan con la resistencia a compresión del concreto  $f'_c = 420 \text{ kgf/cm}^2$  del muro.

La longitud de desarrollo para una barra de 1 3/8" grado 60 teniendo en cuenta que en el primer piso  $f'_c = 420 \text{ kgf/cm}^2$  e ignorando el índice de refuerzo transversal con  $c_b = 5 \text{ cm}$  debido a que la separación de las barras diagonales es 10 cm aproximadamente:

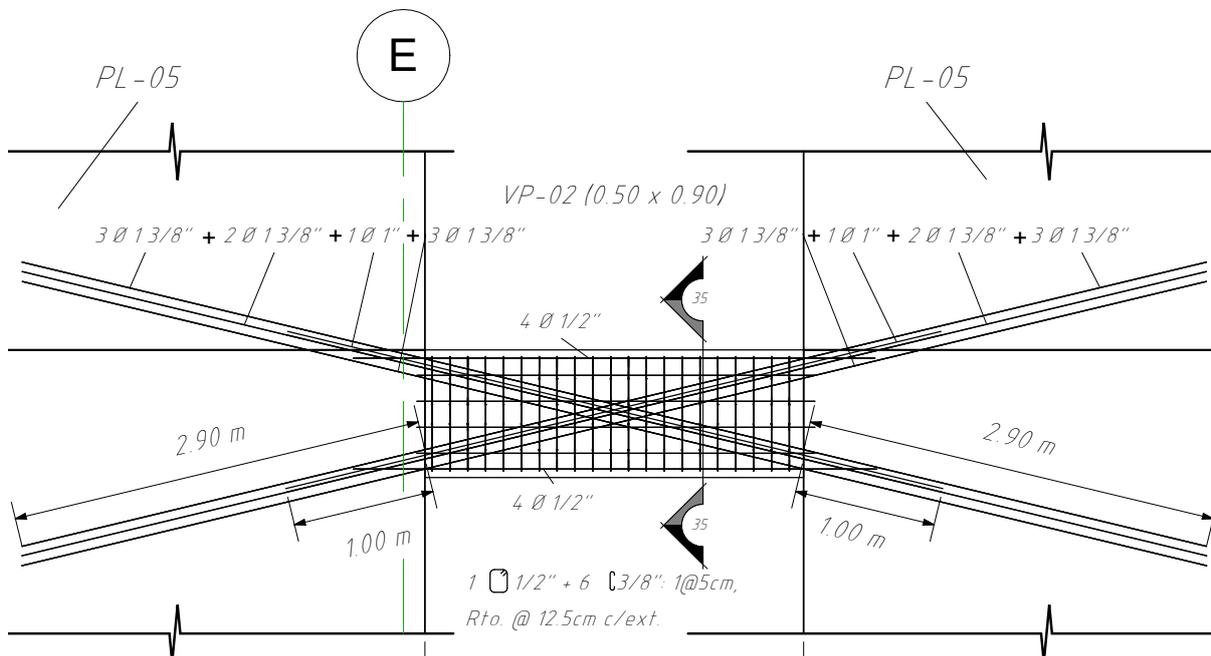
$$l_d = \left( \frac{1,25 \times 4200}{3,5 \times 1,0 \times \sqrt{420}} \frac{1,3 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0}{\frac{5}{3,49}} \right) 3,49 = 185,43 \text{ cm}$$

Para acero grado 100 de una barra de 1":

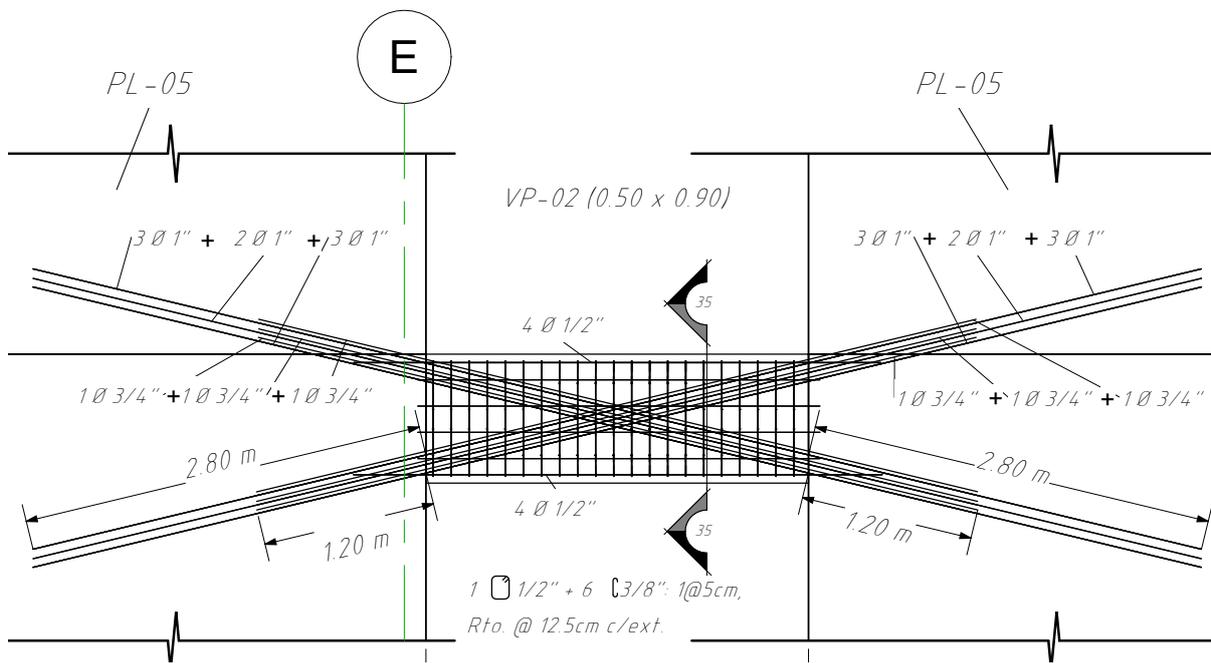
$$l_d = \left( \frac{1,25 \times 6900}{3,5 \times 1,0 \times \sqrt{420}} \frac{1,3 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,3}{\frac{5}{2,54}} \right) 2,54 = 262,21 \text{ cm}$$

**Figura 182**

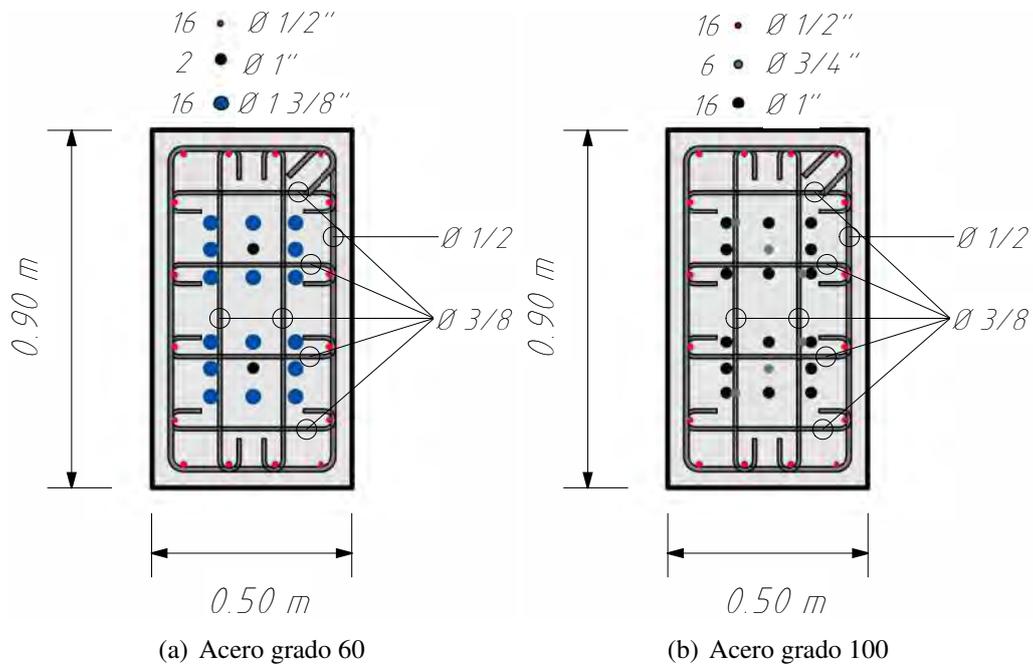
*Detalle en elevación de viga de acople del edificio 1*



(a) Acero grado 60

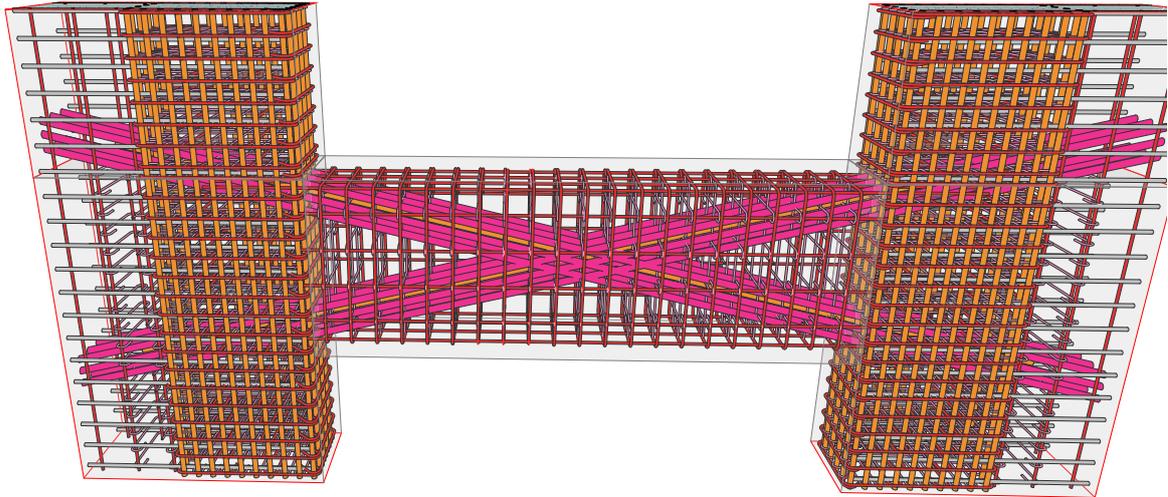


(b) Acero grado 100

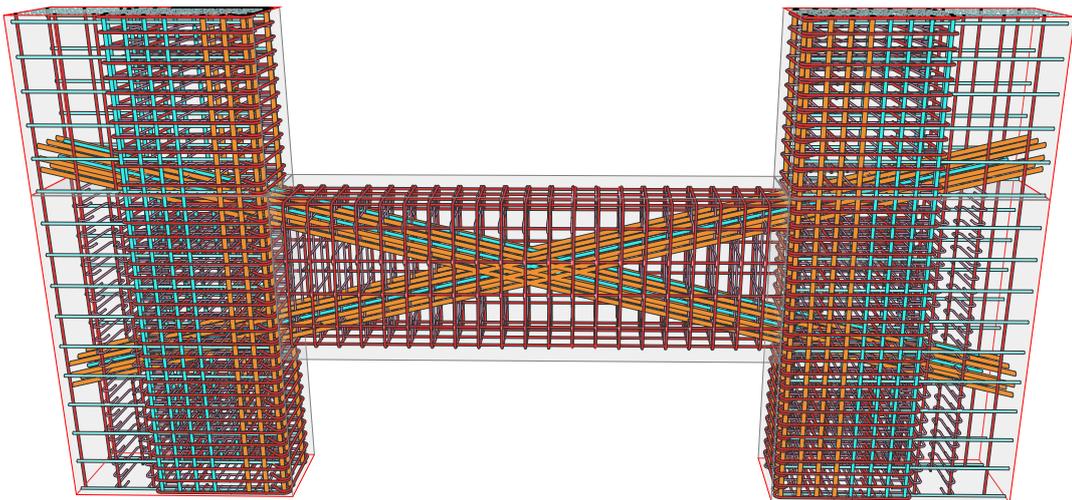
**Figura 183***Detalle de corte en viga de acople del edificio 1*

**Figura 184**

*Detalle 3D de viga de acople del edificio 1*



(a) Acero grado 60



(b) Acero grado 100

## CAPITULO VI

### Verificación del comportamiento Estructural según ACI 318-19

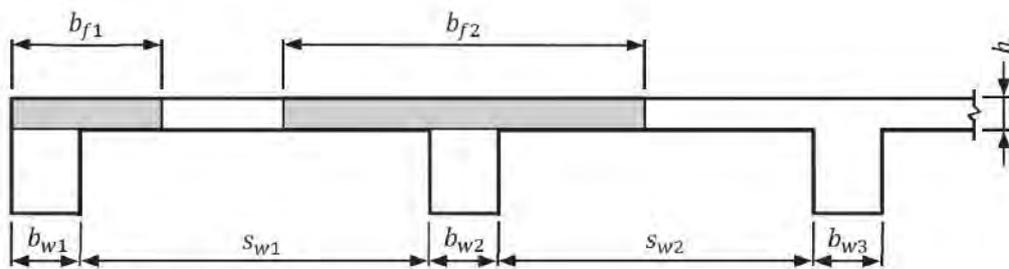
#### Procedimiento general para verificación de deflexiones

**Paso 1:** Cálculo del ancho efectivo del ala según 6.3.2.1.

Debido a que usualmente las losas están vaciada in-situ con la viga se considera su aporte en el calculo de la inercia, el ancho efectivo del ala se calcula según la tabla 6.3.2.1 del ACI 318-19 y como se muestra en la figura 185.

**Figura 185**

Ancho efectivo de vigas T



$$b_{f1} = b_{w1} + \text{least of } \begin{cases} 6h \\ s_{w1}/2 \\ \ell_{n1}/12 \end{cases} \quad b_{f2} = b_{w2} + \text{least of } \begin{cases} 16h \\ (s_{w1}/2) + (s_{w2}/2) \\ \ell_{n2}/4 \end{cases}$$

Fuente: CRSI, 2020a

**Paso 2:** Propiedades de los materiales.

El módulo de elasticidad y módulo de ruptura del concreto según 19.2.2.1 (b) y

19.2.3.1:

$$E_c = 15,100\sqrt{f'_c} \quad (113)$$

$$f_r = 2,0\lambda\sqrt{f'_c} \quad (114)$$

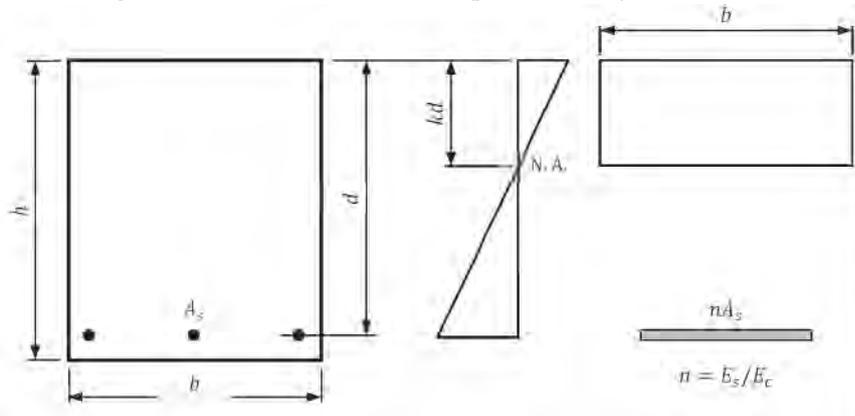
El factor dependiente del tiempo por deformaciones sostenidas para 60 meses o mas según la tabla 24.2.4.1.3 es  $\xi = 2$ .

**Paso 3:** Calculo de las propiedades geométricas e inercia agrietada.

a) Sección con acero en tracción solamente

**Figura 186**

*Inercia agrietada de una sección simplemente reforzada*



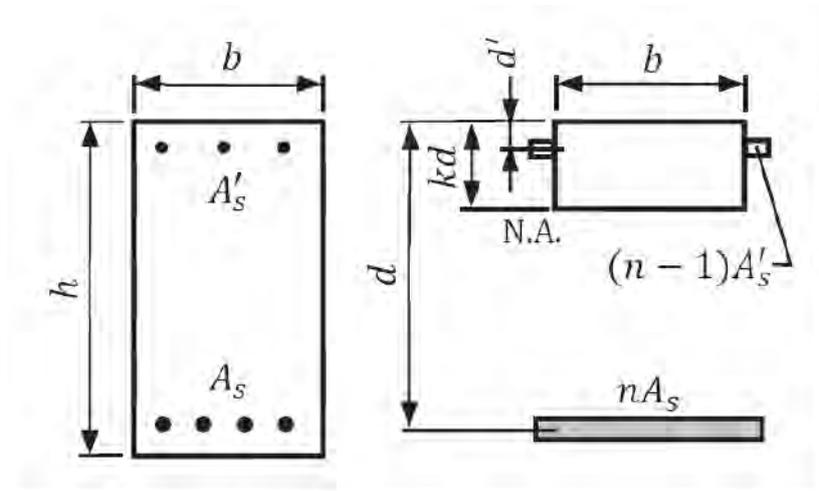
Fuente: CRSI, 2020a

$$\begin{aligned}
 b \times kd \times \frac{kd}{2} &= nA_s \times (d - kd) \\
 kd &= \frac{\sqrt{2a_1d + 1} - 1}{a_1} \\
 a_1 &= b/nA_s \\
 I_{cr} &= \frac{b(kd)^3}{3} + nA_s(d - kd)^2 \\
 I_g &= \frac{bh^3}{12} \\
 n &= E_s/E_c \\
 a_1 &= b/nA_s \\
 y_t &= h/2
 \end{aligned}
 \tag{115}$$

b) Sección con acero en tracción y compresión

**Figura 187**

*Inercia agrietada de una sección doblemente reforzada*



Fuente: CRSI, 2020a

$$kd = \frac{\sqrt{2a_1d \left(1 + \frac{a_2d'}{d}\right) + (1 + a_2)^2} - (1 + a_2)}{a_1}$$

$$I_{cr} = \frac{b(kd)^3}{3} + nA_s(d - kd)^2 + (n - 1)A'_s(kd - d')^2$$

$$I_g = \frac{bh^3}{12}$$

$$n = E_s/E_c$$

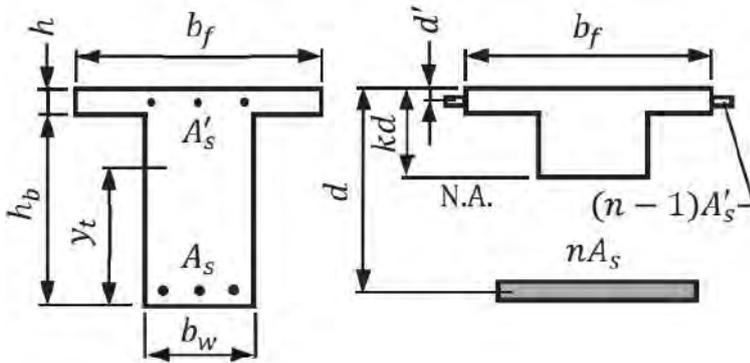
$$a_1 = b/nA_s$$

$$a_2 = (n - 1) A'_s/nA_s$$

$$y_t = h/2$$

(116)

## c) Sección T

**Figura 188***Inercia agrietada de una sección T*

Fuente: CRSI, 2020a

La inercia de la sección bruta esta dado por:

$$I_g = [(b_f - b_w) h^3 / 12] + (b_f - b_w) h (h_b + 0,5h - y_t)^2 + [b_w (h_b + h)^3 / 12] + b_w (h_b + h) [y_t - 0,5 (h_b + h)]^2 \quad (117)$$

Donde:

$$y_t = [(b_f - b_w) (h_b + 0,5h) h + 0,5b_w (h_b + h)^2] / [(b_f - b_w) h + b_w (h_b + h)]$$

La inercia agrietada de la sección esta dado por:

$$I_{cr} = \frac{(b_f - b_w) h^3}{12} + \frac{b_w (kd)^3}{3} + (b_f - b_w) h \left( kd - \frac{h}{2} \right)^2 + nA_s (d - kd)^2 + (n - 1)A'_s (kd - d')^2 \quad (118)$$

$$kd = \frac{\sqrt{a_3(2d + ha_4 + 2a_2d') + (1 + a_2 + a_4)^2} - (1 + a_2 + a_4)}{a_3}$$

$$n = E_s/E_c$$

$$a_2 = (n - 1)A'_s/nA_s \quad (119)$$

$$a_3 = b_w/nA_s$$

$$a_4 = h(b_f - b_w)/nA_s$$

El momento de agrietamiento según 24.2.3.5 esta dado por:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (120)$$

**Paso 4:** Cálculo de la inercia efectiva.

El ACI 318-19 en 24.2.3.7 permite el cálculo de las flechas basado en la inercia efectiva en el centro. La inercia efectiva se calcula según la tabla 24.2.3.5:

$$I_e = \begin{cases} I_g, & \text{si } M_a \leq (2/3)M_{cr} \\ \frac{I_{cr}}{1 - \left(\frac{(2/3)M_{cr}}{M_a}\right)^2 \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g}\right)}, & \text{si } M_a > (2/3)M_{cr} \end{cases} \quad (121)$$

**Paso 5:** Calculo de flechas.

Para vigas continuas se puede usar la siguiente expresión para evaluar las deflexiones en función de los momentos:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{5l^2}{48E_c I_e} \left[ M_c - \frac{1}{10} (M_i + M_d) \right] \quad (122)$$

$M_c$  : Momento actuante en el centro.

$M_i$  : Momento actuante a la izquierda del tramo.

$M_d$  : Momento actuante a la derecha del tramo.

El factor de corrección según Wight y MacGregor, 2016:  $\alpha = \frac{I_{e1}}{I_{e2}}$ . Donde  $I_{e1}$  y  $I_{e2}$  son las inercias efectivas para carga muerta y para carga muerta + carga viva respectivamente.

La flecha instantánea por carga viva se calcula según:

$$\Delta_{iL} = \Delta_2 - \Delta_1\alpha \quad (123)$$

Donde  $\Delta_1$  y  $\Delta_2$  son las flechas inmediatas para carga muerta y para carga muerta + carga viva respectivamente.

La cuantía en compresión:

$$\rho' = \frac{A'_s}{b_w d} \quad (124)$$

El factor de carga sostenida sera:

$$\lambda_\Delta = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (125)$$

La flecha diferida sera:

$$\Delta_d = \lambda_\Delta \Delta_3 \quad (126)$$

Donde  $\Delta_3$  es la flecha inmediata para carga muerta + carga viva sostenida.

La deflexión total sera la suma de la flecha instantánea por carga viva mas la deflexión sostenida debida a las cargas permanentes:

$$\Delta_t = \Delta_d + \Delta_{iL} \quad (127)$$

### **Ejemplo de deflexiones en vigas**

Se verifica la viga del eje E del edificio 01 en el piso 2 con una sobrecarga de 750 kgf/cm<sup>2</sup>.

#### **Verificación de deflexiones.**

**Paso 1:** Cálculo del ancho efectivo del ala según 6.3.2.1.

Existe una losa maciza y una losa aligerada que transmiten carga a la viga en estudio.

Para propósitos de esta sección se denominará al peralte de la losa como  $h$ .

En el presente caso con losa a un solo lado de la viga el ancho sobresaliente resulta el valor de  $l_n/12 = 8,05/12 = 0,671m \approx 0,65m$ , por lo que el ancho efectivo

$b_f = b_w + 0,65m = 0,95m$  y siendo el peralte de la losa  $h = 25cm \rightarrow h_b = 70 - 25 = 45cm$

**Paso 2:** Propiedades de los materiales.

El módulo de elasticidad y módulo de ruptura del concreto según 19.2.2.1 (b) y 19.2.3.1 esta dado por:

$$E_c = 15,100\sqrt{f'_c} = 15,100 \times \sqrt{210} = 218819,79 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_r = 2\lambda\sqrt{f'_c} = 2 \times 1,0\sqrt{210} = 28,98 \text{ kgf/cm}^2$$

El factor dependiente del tiempo por deformaciones sostenidas para 60 meses o mas según la tabla 24.2.4.1.3 es  $\xi = 2$ .

**Paso 3:** Cálculo de las propiedades geométricas e inercia agrietada.

El centroide de la sección se puede calcular según:

$$y_t = \frac{[(b_f - b_w)(h_b + 0,5h)h + 0,5b_w(h_b + h)^2]}{[(b_f - b_w)h + b_w(h_b + h)]}$$

$$y_t = \frac{[(0,95 - 30)(45 + 0,5 \times 25)25 + 0,5 \times 30(45 + 25)^2]}{[(95 - 30)25 + 30(45 + 25)]} = 44,82 \text{ cm}$$

La inercia de la sección bruta esta dado por:

$$I_g = [(b_f - b_w) h^3 / 12] + (b_f - b_w) h (h_b + 0,5h - y_t)^2 + [b_w (h_b + h)^3 / 12]$$

$$+ b_w (h_b + h) [y_t - 0,5 (h_b + h)]^2$$

$$I_g = [(95 - 30) 25^3 / 12] + (95 - 30) 25 (45 + 0,5 \times 25 - 44,82)^2 + [30 (45 + 25)^3 / 12]$$

$$+ 30 (45 + 25) [44,82 - 0,5 (45 + 25)]^2 = 1405914,78 \text{ cm}^4$$

En el centro de la sección usando acero grado 60 el acero colocado positivo y negativo es  $3\phi 3/4'' + 1\phi 1''$ , por tanto  $A_s = A'_s = 13,62 \text{ cm}^2$ . Al estar colocado el refuerzo en una sola capa el peralte efectivo y la distancia a la fibra de acero en compresión sera:

$$d = 64 \text{ cm} \quad d' = 6 \text{ cm}.$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2039432,43}{218819,79} = 9,32$$

$$a_2 = \frac{(n - 1)A'_s}{nA_s} = \frac{(9,32 - 1) \times 13,62}{9,32 \times 13,62} = 0,893$$

$$a_3 = \frac{b_w}{nA_s} = \frac{30}{9,32 \times 13,62} = 0,236$$

$$a_4 = \frac{h(b_f - b_w)}{nA_s} = \frac{25 \times (95 - 30)}{9,32 \times 13,62} = 12,80$$

$$\alpha = a_3 (2d + ha_4 + 2a_2d') + (1 + a_2 + a_4)^2$$

$$\alpha = 0,236 (2 \times 61 + 25 \times 12,804 + 2 \times 0,893 \times 6) + (1 + 0,893 + 12,80)^2 = 296,45$$

$$kd = \frac{\sqrt{\alpha} - (1 + a_2 + a_4)}{a_3}$$

$$kd = \frac{\sqrt{296,45} - (1 + 0,893 + 12,80)}{0,236} = 14,44 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = \frac{(b_f - b_w) h^3}{12} + \frac{b_w (kd)^3}{3} + (b_f - b_w) h \left( kd - \frac{h}{2} \right)^2 + nA_s (d - kd)^2$$

$$I_{cr} = \frac{(95 - 30) \times 25^3}{12} + \frac{30 \times (14,44)^3}{3} + (95 - 30) \times 25 \times \left( 14,44 - \frac{25}{2} \right)^2$$

$$+ 9,32 \times 13,62 \times (61 - 14,44)^2 = 433027,99 \text{ cm}^4$$

El momento de agrietamiento según 24.2.3.5 esta dado por:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{28,98 \times 1405914,78}{44,82} = 9,09 \text{ ton.m}$$

**Paso 4:** Cálculo de la inercia efectiva.

El ACI 318-19 en 24.2.3.7 permite el cálculo de las flechas basado en la inercia efectiva en el centro. La inercia efectiva se calcula según la tabla 24.2.3.5:

**Tabla 59**

*Momentos en servicio en la viga:*

		CASO		
		1	2	3
Izquierda	$M_i(\text{ton.m})$	19.76	29.31	26.84
Centro	$M_c(\text{ton.m})$	13.49	20.51	18.76
Derecha	$M_d(\text{ton.m})$	20.74	31.24	28.61

**Caso 1:** Carga muerta en servicio.

**Caso 2:** Carga muerta+ Carga viva en servicio.

**Caso 3:** Carga muerta+ Carga viva sostenida (75 %) en servicio.

El momento positivo para carga muerta en el centro de la viga según el análisis estructural es de:  $M_a = 13,49 \text{ ton.m}$

$$M_a = 13,49 \geq (2/3) \times 9,09 = 6,06$$

$$I_e = \frac{I_{cr}}{1 - \left( \frac{(2/3)M_{cr}}{M_a} \right)^2 \left( 1 - \frac{I_{cr}}{I_g} \right)}$$

$$I_{e1} = \frac{433027,99}{1 - \left( \frac{6,06}{13,49} \right)^2 \left( 1 - \frac{433027,99}{1405914,78} \right)} = 503353,33 \text{ cm}^4$$

El momento positivo para carga muerta + carga viva en el centro de la viga según el análisis estructural es de:  $M_a = 20,51 \text{ ton.m}$

$$M_a = 20,51 \geq (2/3) \times 9,09 = 6,06$$

$$I_e = \frac{I_{cr}}{1 - \left( \frac{(2/3)M_{cr}}{M_a} \right)^2 \left( 1 - \frac{I_{cr}}{I_g} \right)}$$

$$I_{e2} = \frac{433027,99}{1 - \left( \frac{6,06}{20,51} \right)^2 \left( 1 - \frac{433027,99}{1405914,78} \right)} = 4608664,2842 \text{ cm}^4$$

El factor de corrección según (Wight & MacGregor, 2016):

$$\alpha = \frac{I_{e1}}{I_{e2}} = \frac{503353,33}{4608664,2842} = 1,09$$

**Paso 5:** Cálculo de flechas instantáneas.

Siendo el momento actuante de carga muerta a la izquierda del tramo

$M_i = 19,76 \text{ ton.m}$  y a la derecha de  $M_d = 20,74 \text{ ton.m}$ , la flecha debida a carga muerta será:

$$\Delta_1 = \frac{5l^2}{48E_c I_{e1}} \left[ M_c - \frac{1}{10} (M_i + M_d) \right]$$

$$\Delta_1 = \frac{5 \times 8,05^2}{48 \times 218819,79 \times 503353,33} \left[ 13,49 - \frac{1}{10} (19,76 + 20,74) \right] \times 10^5 = 1,075 \text{ cm}$$

De manera similar con los momentos de carga viva + carga muerta en servicio que se muestran en la tabla 59 es posible calcular la flecha instantánea  $\Delta_2$ :

$$\Delta_2 = \frac{5l^2}{48E_cI_e2} \left[ M_c - \frac{1}{10} (M_i + M_d) \right]$$

$$\Delta_2 = \frac{5 \times 8,05^2}{48 \times 218819,79 \times 4608664,2842} \left[ 20,51 - \frac{1}{10} (29,31 + 31,24) \right] \times 10^5 = 1,78 \text{ cm}$$

La flecha instantánea por carga viva se calcula según:

$$\Delta_{iL} = \Delta_2 - \Delta_1\alpha = 1,78 - 1,075 \times 1,09 = 0,60 \text{ m}$$

**Paso 6:** Calculo de flechas diferidas.

En este caso particular debido a que la losa que transmite carga hacia la viga tiene como ocupación sala de lectura para biblioteca se hará el calculo de flechas sostenidas considerando un 75 % de la carga viva como sostenida. Similar al paso anterior los momentos correspondientes a esta combinación se encuentran en la tabla 59.

La inercia efectiva acorde a esta combinación de carga:

El momento positivo para carga muerta + 75 % de carga viva en el centro de la viga según el análisis estructural es de:  $M_a = 18,76 \text{ ton.m}$

$$M_a = 18,76 \geq (2/3) \times 9,09 = 6,06$$

$$I_e = \frac{I_{cr}}{1 - \left( \frac{(2/3)M_{cr}}{M_a} \right)^2 \left( 1 - \frac{I_{cr}}{I_g} \right)}$$

$$I_{e3} = \frac{433027,99}{1 - \left( \frac{6,06}{18,76} \right)^2 \left( 1 - \frac{433027,99}{1405914,78} \right)} = 466747,32 \text{ cm}^4$$

La flecha inmediata será:

$$\Delta_3 = \frac{5l^2}{48E_cI_e3} \left[ M_c - \frac{1}{10} (M_i + M_d) \right]$$

$$\Delta_3 = \frac{5 \times 8,05^2}{48 \times 218819,79 \times 466747,32} \left[ 18,76 - \frac{1}{10} (26,84 + 18,61) \right] \times 10^5 = 1,61 \text{ cm}$$

La cuantía en compresión considerando adicionalmente el acero de la losa maciza ( $2\phi 1/2''$ ) y losa aligerada ( $1\phi 3/8''$ ) como se muestra a continuación:

$$\rho' = \frac{A'_s}{b_w d} = \frac{13,62 + 2 \times 1,27 + 0,71}{30 \times 61} = 0,0088$$

El factor de carga sostenida será:

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} = \frac{2,0}{1 + 50 \times 0,0088} = 1,39$$

La flecha diferida será:

$$\Delta_d = \lambda_{\Delta} \Delta_3 = 1,39 \times 1,61 = 2,23 \text{ cm}$$

**Paso 7:** Calculo de flechas totales.

La deflexión total sera la suma de la flecha instantánea por carga viva mas la deflexión sostenida debida a las cargas permanentes:

$$\Delta_t = \Delta_d + \Delta_{iL} = 2,23 + 0,60 = 2,83 \text{ cm}$$

**Tabla 60***Resumen de calculo de deflexiones en viga de estudio:*

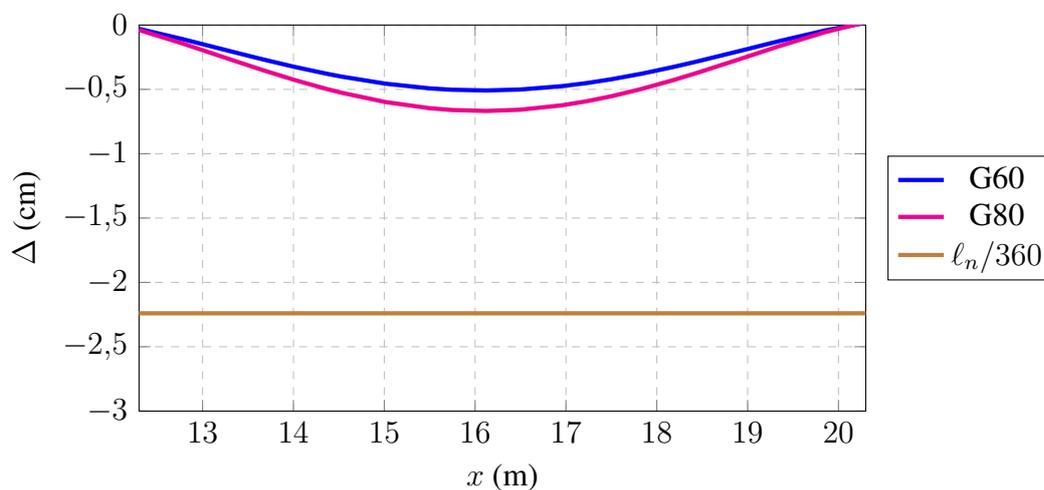
		<b>G60</b>	<b>G80</b>	
Acero positivo colocado en el centro	$A_s$	13.62	10.77	cm <sup>2</sup>
Acero negativo colocado en el centro	$A'_s$	13.62	10.77	cm <sup>2</sup>
	$a_2$	0.89	0.89	
Coeficientes para el calculo de la altura del eje neutro:	$a_3$	0.24	0.30	1/cm
	$a_4$	12.80	16.19	
Altura del bloque comprimido	$kd$	14.44	13.83	cm
Inercia agrietada	$I_{cr}$	433027.99	366717.75	cm <sup>4</sup>
Inercia Efectiva Caso 1	$I_{e1}$	503353.33	431045.37	cm <sup>4</sup>
Inercia Efectiva Caso 2	$I_{e2}$	460884.28	392027.23	cm <sup>4</sup>
	$\alpha = I_{e1}/I_{e2}$	1.09	1.10	
Inercia Efectiva Caso 3	$I_{e3}$	466747.32	397382.65	cm <sup>4</sup>
Flecha Caso 1	$\Delta_1$	1.07	1.26	cm
Flecha Caso 2	$\Delta_2$	1.78	2.09	cm
<b>Flecha Inmediata debido a carga viva</b>	$\Delta_L = \Delta_2 - \Delta_1\alpha$	0.60	0.71	cm
Flecha Caso 3	$\Delta_3$	1.61	1.89	cm
Cuantía en compresión (24.2.4.1.2)	$\rho'$	0.01	0.01	
Factor de carga sostenida (24.2.4.1.1)	$\lambda$	1.42	1.50	
Deflexión sostenida (24.2.4)	$\Delta_s = \lambda\Delta_3$	2.23	2.82	cm
<b>Deflexión Total (tabla 24.2.2)</b>	$\Delta_t = \Delta_L + \Delta_s$	2.83	3.53	cm

De la tabla anterior se tiene un incremento de la flecha del 23 % al usar acero grado 80 en lugar del acero grado 60.

Si repetimos el proceso optimizando aun más el refuerzo en la viga con acero grado 80 reduciendo el acero en compresión y tracción a  $6.82$  y  $8.81 \text{ cm}^2$  respectivamente, tendremos un incremento de la flecha inmediata por carga viva de 31 % , un incremento de la flecha total de 31 % como se muestra en los siguientes gráficos:

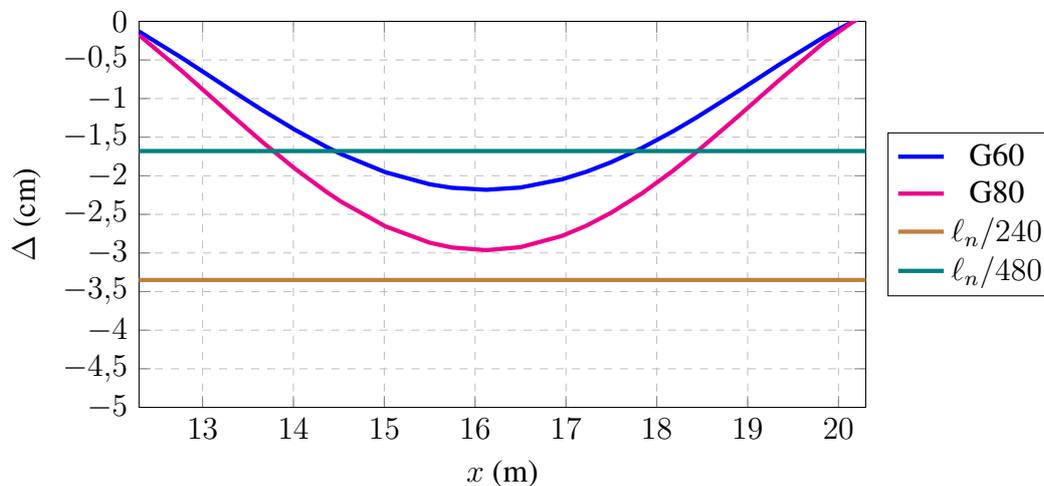
**Figura 189**

*Deflexiones inmediatas debido a carga viva*



**Figura 190**

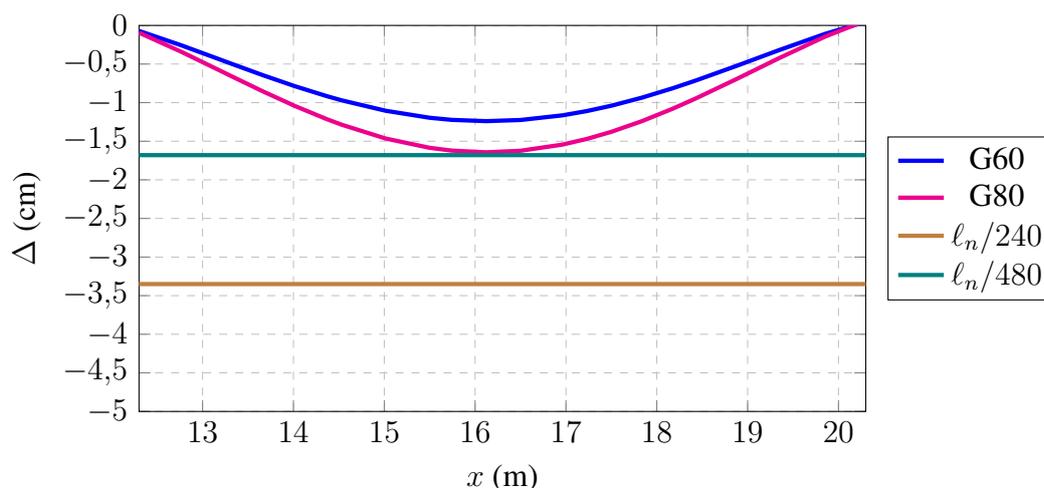
*Deflexiones totales en viga de 30x70 y  $\ell_n = 8,05 \text{ m}$  con sobrecarga viva de  $750 \text{ kgf/m}^2$*



La misma viga con una sobrecarga menor presenta un incremento de la flecha total de 32.6 % y como se puede observar en la figura 191 el uso de acero de alta resistencia puede sobrepasar las flechas máximas por el código para la condición mas critica.

**Figura 191**

*Deflexiones totales en viga de 30x70 y  $\ell_n = 8,05 \text{ m}$  con sobrecarga viva de  $400 \text{ kgf/m}^2$*



El cálculo de deflexiones depende de muchas variables, si se considera o no el acero en compresión en la rigidez agrietada, si se considera o no el ancho efectivo de la viga T, de la reducción del refuerzo al usar acero grado 80, de la luz y las sobrecargas en la viga, para el presente edificio donde se tiene vigas de gran luz y sobrecargas importantes el incremento de flechas totales varia entre 23 % y 36 %, dependiendo de si los elementos no estructurales son o no susceptibles de sufrir daño producto de las deflexiones se puede o no cumplir los limites de la norma, en cualquiera de los casos el diseñador debe prestar especial atención a las condiciones en servicio cuando se usa acero de refuerzo grado 80 en lugar de 60.

## Cálculo de periodos y derivas

Para el cálculo de los periodos así como también las derivas de los edificios se tiene que recurrir al análisis lineal elástico de primer orden al nivel de carga mayorada dispuesto por la norma ACI 318-19 en el apartado 6.6.3.1.

Los momentos de Inercia y el área de las secciones transversales de los miembros se calcula de acuerdo a la tabla 6.6.3.1.1(b) que se muestra a continuación:

### Figura 192

*Rigidez efectiva alternativa de elementos estructurales según ACI 318-19*

**Table 6.6.3.1.1(b)—Alternative moments of inertia for elastic analysis at factored load**

Member	Alternative value of $I$ for elastic analysis		
	Minimum	$I$	Maximum
Columns and walls	$0.35I_g$	$\left(0.80 + 25 \frac{A_w}{A_s}\right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_n}\right) I_n$	$0.875I_g$
Beams, flat plates, and flat slabs	$0.25I_g$	$(0.10 + 25p) \left(1.2 - 0.2 \frac{b_w}{d}\right) I_g$	$0.5I_g$

Notes: For continuous flexural members,  $I$  shall be permitted to be taken as the average of values obtained for the critical positive and negative moment sections.  $P_u$  and  $M_u$  shall be calculated from the load combination under consideration, or the combination of  $P_u$  and  $M_u$  that produces the least value of  $I$ .

*Fuente: (ACI, 2019a)*

### ***Rigidez efectiva en vigas con acero de refuerzo convencional***

Se muestra el cálculo de la rigidez efectiva de la viga del eje E del edificio 01 con acero de refuerzo convencional; sin embargo se realiza este procedimiento para todas las vigas de los edificios.

**Tabla 61**

*Datos generales de la viga Eje 2 Edificio 1 Piso 2*

Ancho	$b_w$	30.00	cm
Peralte	$h$	70.00	cm
Peralte efectivo aproximado <sup>a</sup>	$d$	61.00	cm
Área de acero izquierda negativo <sup>b</sup>	$As_{-izq}$	21.56	cm <sup>2</sup>
Área de acero izquierda positivo	$As_{+izq}$	13.62	cm <sup>2</sup>
Área de acero derecha negativo	$As_{-der}$	24.40	cm <sup>2</sup>
Área de acero derecha positivo	$As_{+der}$	13.62	cm <sup>2</sup>

Para el cálculo de la rigidez efectiva se extrae del diseño el área de acero colocado en los extremos, seguidamente se calcula la cuantía de acero y se halla el momento de inercia efectivo, este valor tiene que estar comprendido entre  $0,25I_g$  y  $0,5I_g$ , es decir se calcula el momento de inercia para cada acero colocado con la siguiente fórmula:

$$0,25I_g \leq (0,10 + 25\rho)(1,2 - 0,2\frac{b_w}{d})I_g \leq 0,5I_g \quad (128)$$

El momento de inercia efectivo de la viga es el promedio de los momentos de inercia calculados con el área de acero en los extremos.

**Tabla 62***Momento de Inercia Efectivo con acero convencional de la viga Eje 2 Edificio 1 Piso 2*

Área de acero izquierda negativo	$A_{s-izq}$	21.56	$cm^2$
Área de acero izquierda positivo	$A_{s+izq}$	13.62	$cm^2$
Área de acero derecha negativo	$A_{s-der}$	24.40	$cm^2$
Área de acero derecha positivo	$A_{s+der}$	13.62	$cm^2$
Cuantía de acero izquierda negativo	$\rho_{-izq}$	0.0118	
Cuantía de acero izquierda positivo	$\rho_{+izq}$	0.0074	
Cuantía de acero derecha negativo	$\rho_{-der}$	0.0133	
Cuantía de acero derecha positivo	$\rho_{+der}$	0.0074	
Momento de Inercia izquierda negativo	$I_{g-izq}$	0.43	
Momento de Inercia izquierda positivo	$I_{g+izq}$	0.32	
Momento de Inercia derecha negativo	$I_{g-der}$	0.48	
Momento de Inercia derecha positivo	$I_{g+der}$	0.32	
Momento de Inercia Efectivo	$I_g$	0.39	

### ***Rigidez efectiva en vigas con acero de refuerzo de alta resistencia***

Se muestra el cálculo de la rigidez efectiva de la viga del eje E del edificio 01 con acero de refuerzo de alta resistencia; sin embargo se realiza este procedimiento para todas las vigas de los edificios.

**Tabla 63**

*Datos generales de la viga Eje 2 Edificio 1 Piso 2*

Ancho	$b_w$	30.00	cm
Peralte	$h$	70.00	cm
Peralte efectivo aproximado <sup>a</sup>	$d$	61.00	cm
Área de acero izquierda negativo <sup>b</sup>	$As_{-izq}$	16.46	cm <sup>2</sup>
Área de acero izquierda positivo	$As_{+izq}$	10.78	cm <sup>2</sup>
Área de acero derecha negativo	$As_{-der}$	19.30	cm <sup>2</sup>
Área de acero derecha positivo	$As_{+der}$	10.78	cm <sup>2</sup>

El momento de inercia efectivo de la viga es el promedio de los momentos de inercia calculados con el área de acero en los extremos.

**Tabla 64**

*Momento de Inercia Efectivo con acero alta resistencia de la viga Eje 2 Edificio 1 Piso 2*

Área de acero izquierda negativo	$A_{s-izq}$	16.46	$cm^2$
Área de acero izquierda positivo	$A_{s+izq}$	10.78	$cm^2$
Área de acero derecha negativo	$A_{s-der}$	19.30	$cm^2$
Área de acero derecha positivo	$A_{s+der}$	10.78	$cm^2$
Cuantía de acero izquierda negativo	$\rho_{-izq}$	0.0090	
Cuantía de acero izquierda positivo	$\rho_{+izq}$	0.0059	
Cuantía de acero derecha negativo	$\rho_{-der}$	0.0105	
Cuantía de acero derecha positivo	$\rho_{+der}$	0.0059	
Momento de Inercia izquierda negativo	$I_{g-izq}$	0.36	
Momento de Inercia izquierda positivo	$I_{g+izq}$	0.27	
Momento de Inercia derecha negativo	$I_{g-der}$	0.40	
Momento de Inercia derecha positivo	$I_{g+der}$	0.27	
Momento de Inercia Efectivo	$I_g$	0.33	

### ***Rigidez efectiva en columnas con acero de refuerzo convencional***

Se muestra el cálculo de la rigidez efectiva de la columna P-05 del edificio 03 con acero de refuerzo convencional; sin embargo se realiza este procedimiento para todas las columnas de los edificios.

**Tabla 65**

*Datos generales de la columna P-05 Edificio 3 Piso 1*

Ancho	$b_w$	100.00	cm
Peralte	$h$	100.00	cm
Resistencia del concreto	$f'_c$	420	cm <sup>2</sup>
Área de acero <sup>a</sup>	$A_{st}$	523.12	cm <sup>2</sup>

<sup>a</sup>Acero colocado en la etapa de diseño.

Para el cálculo de la rigidez efectiva se extrae del diseño el área de acero colocado así como también la carga axial y el momento actuante para las dos direcciones de análisis y se halla el momento de inercia efectivo, este valor tiene que estar comprendido entre  $0,35I_g$  y  $0,875I_g$ , es decir se calcula el momento de inercia para cada dirección con la siguiente fórmula:

$$0,35I_g \leq \left(0,80 + 25 \frac{A_{st}}{A_g}\right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0,5 \frac{P_u}{P_o}\right) I_g \leq 0,875I_g \quad (129)$$

El mismo procedimiento se aplica tanto para columnas como muros estructurales.

El momento de inercia efectivo de la columna son los momentos de inercia calculados en las dos direcciones de análisis.

**Tabla 66***Momento de inercia efectivo con acero convencional de la columna Edificio 3 Piso 1*

Área bruta	$A_g$	10000	$cm^2$
Área de acero	$A_{st}$	523.12	$cm^2$
Resistencia nominal a compresión pura	$P_o$	5580.35	$tonf$
Carga axial actuante en X	$P_{ux}$	2286.26	$tonf$
Momento actuante en X	$M_{ux}$	17.37	$tonf - m$
Lado resistente en X	$h_x$	100	$cm$
Momento de inercia efectivo en X	$I_{ex}$	0.875	$I_g$
Carga axial actuante en Y	$P_{uy}$	2335.11	$I_g$
Momento actuante en Y	$M_{uy}$	69.36	$tonf - m$
Lado resistente en Y	$h_y$	100	$cm$
Momento de inercia efectivo en Y	$I_{ey}$	0.875	$I_g$

***Rigidez efectiva en columnas con acero de refuerzo de alta resistencia***

Se muestra el cálculo de la rigidez efectiva de la Columna P-05 del edificio 03 con acero de refuerzo de alta resistencia; sin embargo se realiza este procedimiento para todas las columnas de los edificios.

**Tabla 67**

*Datos generales de la columna P-05 Edificio 3 Piso 1*

Ancho	$b_w$	100.00	cm
Peralte	$h$	100.00	cm
Resistencia del concreto	$f'_c$	420	cm <sup>2</sup>
Área de acero <sup>a</sup>	$A_{st}$	392.76	cm <sup>2</sup>

El momento de inercia efectivo de la Columna son los momentos de inercia calculados en las dos direcciones de análisis.

**Tabla 68***Momento de Inercia Efectivo con acero alta resistencia de la columna Edificio 3 Piso 1*

Área bruta	$A_g$	10000	$cm^2$
Área de acero	$A_{st}$	392.76	$cm^2$
Resistencia nominal a compresión pura	$P_o$	5589.96	$ton.f$
Carga axial actuante en X	$P_{ux}$	2286.26	$ton.f$
Momento actuante en X	$M_{ux}$	17.37	$ton.f - m$
Lado resistente en X	$h_x$	100	$cm$
Momento de inercia efectivo en X	$I_{ex}$	0.875	$I_g$
Carga axial actuante en Y	$P_{uy}$	2335.11	$ton.f$
Momento actuante en Y	$M_{uy}$	69.36	$ton.f - m$
Lado resistente en Y	$h_y$	100	$cm$
Momento de inercia efectivo en Y	$I_{ey}$	0.875	$I_g$

### ***Rigidez efectiva en muros con acero de refuerzo convencional***

Se muestra el cálculo de la rigidez efectiva del Muro P-05 del edificio 02 con acero de refuerzo convencional; sin embargo se realiza este procedimiento para todos los muros de los edificios.

**Tabla 69**

*Datos generales del muro P-05 Edificio 2 Piso 1*

Ancho	$b_w$	45.00	cm
Longitud	$h$	4542.00	cm
Resistencia del concreto	$f'_c$	350	cm <sup>2</sup>
Área de acero <sup>a</sup>	$A_{st}$	325.54	cm <sup>2</sup>

<sup>a</sup>Acero colocado en la etapa de diseño.

El cálculo de la rigidez efectiva de muros estructurales es similar que el cálculo en columnas. El momento de inercia efectivo del Muro es el momento de inercia calculado en la dirección de análisis.

**Tabla 70***Momento de Inercia Efectivo con acero convencional del muro P-05 Edificio 2 Piso 1*

Área bruta	$A_g$	204390	$cm^2$
Área de acero	$A_{st}$	325.54	$cm^2$
Resistencia nominal a compresión pura	$P_o$	62076.44	$ton.f$
Carga axial actuante en Y	$P_{uy}$	1501.18	$I_g$
Momento actuante en Y	$M_{uy}$	1067.22	$ton.f - m$
Lado resistente en Y	$h_y$	4542	$cm$
Momento de inercia en Y	$I_{ey}$	0.817	$I_g$

### ***Rigidez efectiva en muros con acero de refuerzo de alta resistencia***

Se muestra el cálculo de la rigidez efectiva del Muro P-05 del edificio 02 con acero de refuerzo de alta resistencia; sin embargo se realiza este procedimiento para todas las columnas de los edificios.

**Tabla 71**

*Datos generales del Muro P-05 Edificio 2 Piso 1*

Ancho	$b_w$	45.00	cm
Longitud	$h$	4542.00	cm
Resistencia del concreto	$f'_c$	350	cm <sup>2</sup>
Área de acero <sup>a</sup>	$A_{st}$	246.18	cm <sup>2</sup>

<sup>a</sup>Acero colocado en la etapa de diseño.

El momento de inercia efectivo de Muro es el momento de inercia calculado en la dirección de análisis.

**Tabla 72**

*Momento de Inercia Efectivo del Muro Edificio 2 Piso 1*

Área bruta	$A_g$	204390	cm <sup>2</sup>
Área de acero	$A_{st}$	246.18	cm <sup>2</sup>
Resistencia nominal a compresión pura	$P_o$	62431.43	ton.f
Carga axial actuante en Y	$P_{uy}$	1501.18	ton.f
Momento actuante en Y	$M_{uy}$	1067.22	ton.f – m
Lado resistente en Y	$h_y$	4542	cm
Momento de inercia en Y	$I_{ey}$	0.807	$I_g$

### *Periodos de las edificaciones*

Para hallar los periodos y derivas de las edificaciones se utiliza el análisis lineal elástico de primer orden con las rigideces de los elementos estructurales calculadas anteriormente en los tres edificios de estudio, donde se tiene:.

**Tabla 73**

*Periodos de los Edificios con acero convencional y alta resistencia en las dos direcciones*

Muestra	Grado 60		Alta Resistencia		Diferencia	
	Periodo		Periodo		X	Y
	X	Y	X	Y		
Edificio 01	1.288	0.999	1.327	1.01	3.03 %	1.10 %
Edificio 02	2.798	2.263	2.859	2.295	2.18 %	1.41 %
Edificio 03	3.754	4.817	3.754	4.818	0.00 %	0.02 %

### *Derivas de las edificaciones*

**Tabla 74**

*Derivas de los Edificios con acero convencional y alta resistencia en las dos direcciones*

Muestra	Grado 60		Alta Resistencia		Diferencia	
	Derivas		Derivas		X	Y
	X	Y	X	Y		
Edificio 01	0.008383	0.007048	0.00868	0.00717	3.54 %	1.73 %
Edificio 02	0.008512	0.007998	0.008469	0.00796	-0.51 %	-0.48 %
Edificio 03	0.004425	0.004781	0.004425	0.004781	0.00 %	0.00 %

## CAPITULO VII

### Análisis y discusión de resultados

#### Análisis de resultados

##### *Metrado de acero de refuerzo en edificio 01*

Para realizar la cuantificación del acero de refuerzo se metra la longitud total por cada diámetro de varilla, se convierte las longitudes totales en kilogramos multiplicando por su peso nominal de cada diámetro de varilla para tener un metrado total en kilogramos por elemento estructural. Este procedimiento se realizó para los tres edificios de estudio.

**Metrado de acero de refuerzo en vigas de edificio 01.** Se presenta el siguiente resumen de metrados:

**Tabla 75***Resumen Metrado de acero de refuerzo grado 60 en vigas*

<b>Tabla resumen metrado de vigas</b>				
<b>Descripción</b>	<b>Díámetro del fierro (plg)</b>	<b>Peso Nominal (kg/m)</b>	<b>Longitud total (m)</b>	<b>Parcial (kg)</b>
<b>Acero Grado 60</b>				
	3/8"	0.560	32,535.56	18,219.91
SUB	1/2"	0.994	3,105.58	3,086.95
TOTAL	5/8"	1.552	4,082.40	6,335.88
VIGAS	3/4"	2.235	14,843.47	33,175.16
	1"	3.973	5,326.41	21,161.83
	1 3/8"	7.907	0	0
<b>Total</b>				<b>81,979.73</b>

Tabla 76

Resumen Metrado de acero de refuerzo grado 60, 80 y 100 en vigas

Tabla resumen metrado de vigas									
Descripción	Diámetro del fierro (pulg)	Peso Nominal (kg/m)	Longitud		Longitud		Longitud		Acero Grado 100
			total (m)	Parcial (kg)	total (m)	Parcial (kg)	total (m)	Parcial (kg)	
			Acero Grado 60		Acero Grado 80		Acero Grado 100		
	3/8"	0.560	38,169.68	21,375.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1/2"	0.994	4,427.00	4,400.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sub	5/8"	1.552	0.00	0.00	2,202.89	3,418.89	0.00	0.00	0.00
Total	3/4"	2.235	0.00	0.00	15,982.45	35,720.78	0.00	0.00	0.00
Vigas	1"	3.973	0.00	0.00	2,202.12	8,749.02	0.00	0.00	0.00
	1 3/8"	7.907	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Total				25,775.46		47,888.68			0.00

**Metrado de acero de refuerzo en columnas de edificio 01.** Se presenta el siguiente resumen de metrados

**Tabla 77**

*Resumen Metrado de acero de refuerzo grado 60 en columnas*

<b>Tabla resumen metrado de columnas</b>				
<b>Descripción</b>	<b>Diámetro del fierro (plg)</b>	<b>Peso Nominal (kg/m)</b>	<b>Longitud total (m)</b>	<b>Parcial (kg)</b>
<b>Acero Grado 60</b>				
	3/8"	0.560	19,881.14	11,133.44
	1/2"	0.994	10,450.06	10,387.36
Sub Total	5/8"	1.552	0.00	0.00
Columnas	3/4"	2.235	6,778.47	15,149.88
	1"	3.973	2,567.15	10,199.29
	1 3/8"	7.907	0.00	0.00
<b>Total</b>				<b>46,869.97</b>

Tabla 78

Resumen Metrado de acero de refuerzo grado 60, 80 y 100 en columnas

Tabla resumen metrado de columnas										
Descripción	Diámetro del fierro (plg)	Peso Nominal (kg/m)	Longitud total (m)		Parcial (kg)		Longitud total (m)		Parcial (kg)	
			Acero Grado 60	Acero Grado 80	Acero Grado 60	Acero Grado 80	Acero Grado 60	Acero Grado 80		
	3/8"	0.560	22,393.95	12,540.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1/2"	0.994	10,089.88	10,029.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sub	5/8"	1.552	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Total	3/4"	2.235	4,647.72	10,387.65	2,402.25	5,369.03	0.00	0.00	0.00	0.00
Columnas	1"	3.973	0.00	0.00	1,173.45	4,662.12	0.00	0.00	0.00	0.00
	1 3/8"	7.907	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Total			32,957.61	10,031.15						

**Metrado de acero de refuerzo en muros estructurales de edificio 01.** Se presenta el siguiente resumen de metrados:

**Tabla 79**

*Resumen Metrado de acero de refuerzo grado 60 en muros*

<b>Tabla resumen metrado de muros</b>				
<b>Descripción</b>	<b>Diámetro del fierro (plg)</b>	<b>Peso Nominal (kg/m)</b>	<b>Longitud total (m)</b>	<b>Parcial (kg)</b>
<b>Acero Grado 60</b>				
	3/8"	0.560	55,750.07	31,220.04
Sub	1/2"	0.994	34,359.99	34,153.83
Total	5/8"	1.552	9,167.00	14,227.18
Muros	3/4"	2.235	16,457.43	36,782.36
	1"	3.973	5,587.03	22,197.27
	1 3/8"	7.907	3,222.08	25,476.99
<b>Total</b>				<b>164,057.67</b>

Tabla 80

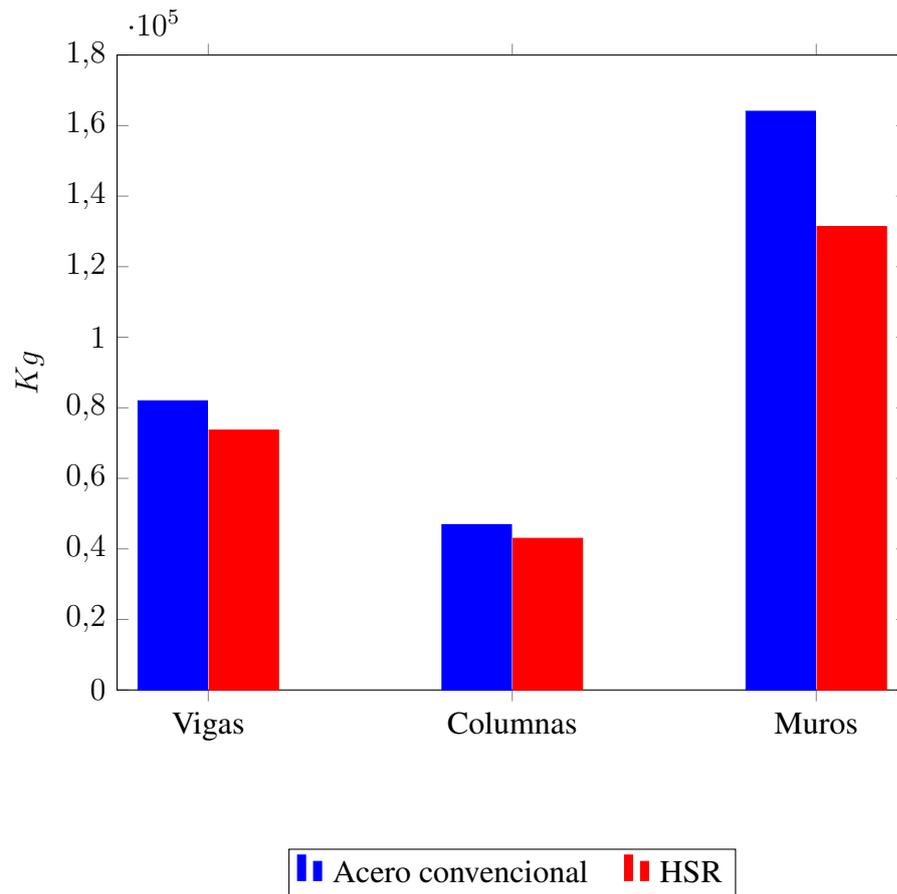
Resumen Metrado de acero de refuerzo grado 60, 80 y 100 en muros

Tabla resumen metrado de muros									
Descripción	Diámetro del fierro (pulg)	Peso Nominal (kg/m)	Longitud		Longitud		Longitud		Acero Grado 100
			total (m)	Parcial (kg)	total (m)	Parcial (kg)	total (m)	Parcial (kg)	
			Acero Grado 60		Acero Grado 80		Acero Grado 100		
	3/8"	0.560	52,936.98	29,644.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1/2"	0.994	35,567.94	35,354.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sub	5/8"	1.552	3,637.68	5,645.68	7,290.52	11,314.89	970.64	1,506.43	
Total	3/4"	2.235	5,235.22	11,700.72	0.00	0.00	5,282.16	11,805.63	
Muros	1"	3.973	1,026.86	4,079.71	114.00	452.92	5,005.04	19,885.02	
	1 3/8"	7.907	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Total			86,425.35	11,767.81				33,197.08	

A continuación se muestra la reducción del acero de refuerzo por cada elemento estructural:

**Figura 193**

*Acero de refuerzo en elementos de edificio 1*



**Metrado de acero de refuerzo en edificio 01.** Se presenta el siguiente resumen de metrados:

**Tabla 81**

*Resumen Metrado de acero de refuerzo grado 60 en la Edificación 01*

<b>Tabla resumen metrado de acero de refuerzo</b>				
<b>Descripción</b>	<b>Díámetro del fierro (plg)</b>	<b>Peso Nominal (kg/m)</b>	<b>Longitud total (m)</b>	<b>Parcial (kg)</b>
<b>Acero grado 60</b>				
	3/8"	0.560	108,166.77	60,573.39
	1/2"	0.994	47,915.63	47,628.14
SUB	5/8"	1.552	13,249.40	20,563.07
TOTAL	3/4"	2.235	38,079.37	85,107.39
	1"	3.973	13,480.59	53,558.38
	1 3/8"	7.907	3,222.08	25,476.99
<b>Total</b>				<b>292,907.36</b>

Tabla 82

Resumen Metrado de acero de refuerzo grado 60, 80 y 100 en la Edificación 01

Tabla resumen metrado de acero de refuerzo									
Descripción	Diámetro del fierro (pulg)	Peso Nominal (kg/m)	Acero Grado 60		Acero Grado 80		Acero Grado 100		
			Longitud total (m)	Parcial (kg)	Longitud total (m)	Parcial (kg)	Longitud total (m)	Parcial (kg)	
	3/8"	0.560	113,500.61	63,560.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1/2"	0.994	50,084.82	49,784.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sub	5/8"	1.552	3,637.68	5,645.68	9,493.41	14,733.77	970.64	1,506.43	
Total	3/4"	2.235	9,882.94	22,088.37	18,384.70	41,089.80	5,282.16	11,805.63	
	1"	3.973	1,026.86	4,079.71	3,489.57	13,864.06	5,005.04	19,885.02	
	1 3/8"	7.907	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Total				145,158.42		69,687.64		33,197.08	

En el edificio 01 existe una reducción de acero de refuerzo total de 44,864.22 kilogramos de acero de refuerzo como se muestra a continuación:

**Tabla 83**

*Metrado del edificio 01 de acero convencional y acero de alta resistencia*

<b>Elemento estructural</b>	<b>Refuerzo convencional</b>	<b>Refuerzo de alta resistencia</b>
Vigas	81,979.73	73,664.14
Columnas	46,869.97	42,988.75
Muros	164,057.67	131,390.25
Total	292,907.36	248,043.14
Diferencia		44,864.22

*Metrado de acero de refuerzo de edificio 02*

**Metrado de acero de refuerzo en vigas de edificio 02.** Se presenta el siguiente resumen de metrados:

**Tabla 84**

*Resumen Metrado de acero de refuerzo grado 60 en vigas*

<b>Tabla resumen metrado de vigas</b>				
<b>Descripción</b>	<b>Diámetro del fierro (plg)</b>	<b>Peso Nominal (kg/m)</b>	<b>Longitud total (m)</b>	<b>Parcial (kg)</b>
<b>Acero grado 60</b>				
	3/8"	0.560	13,493.68	7,556.46
	1/2"	0.994	16,495.76	16,396.79
Sub Total	5/8"	1.552	0.00	0.00
Vigas	3/4"	2.235	1,174.09	2,624.09
	1"	3.973	29,504.03	117,219.51
	1 3/8"	7.907	3,269.41	25,851.22
<b>Total</b>				<b>169,648.07</b>

**Tabla 85***Resumen Metrado de acero de refuerzo grado 60, 80 en vigas*

<b>Tabla resumen metrado de vigas</b>						
<b>Descripción</b>	<b>Diámetro</b>	<b>Peso</b>	<b>Longitud</b>	<b>Longitud</b>	<b>Longitud</b>	<b>Longitud</b>
	<b>del fierro</b>	<b>Nominal</b>	<b>total</b>	<b>Parcial</b>	<b>total</b>	<b>Parcial</b>
	<b>(plg)</b>	<b>(kg/m)</b>	<b>(m)</b>	<b>(kg)</b>	<b>(m)</b>	<b>(kg)</b>
	<b>Acero grado 60</b>			<b>Acero grado 80</b>		
	3/8"	0.560	13,493.68	7,556.46	0.00	0.00
Sub	1/2"	0.994	16,495.76	16,396.79	0.00	0.00
Total	5/8"	1.552	0.00	0.00	0.00	0.00
Vigas	3/4"	2.235	689.52	1,541.08	1,868.34	4,175.74
	1"	3.973	90.22	358.44	24,704.60	98,151.38
	1 3/8"	7.907	0.00	0.00	1,084.78	8,577.36
<b>Total</b>				<b>25,852.77</b>		<b>110,904.47</b>

**Metrado de acero de refuerzo en columnas de edificio 02.** Se presenta el siguiente resumen de metrados:

**Tabla 86**

*Resumen Metrado de acero de refuerzo grado 60 en columnas*

<b>Tabla resumen metrado de columnas</b>				
<b>Descripción</b>	<b>Diámetro del fierro (plg)</b>	<b>Peso Nominal (kg/m)</b>	<b>Longitud total (m)</b>	<b>Parcial (kg)</b>
<b>Acero grado 60</b>				
	3/8"	0.560	470.56	263.51
	1/2"	0.994	24,253.71	24,108.19
Sub Total	5/8"	1.552	0.00	0.00
Columnas	3/4"	2.235	217.08	485.17
	1"	3.973	665.79	2,645.18
	1 3/8"	7.907	6,510.05	51,474.97
<b>Total</b>				<b>78,977.02</b>

**Tabla 87***Resumen Metrado de acero de refuerzo grado 60, 80 en columnas*

<b>Tabla resumen metrado de columnas</b>						
<b>Descripción</b>	<b>Diámetro</b>	<b>Peso</b>	<b>Longitud</b>	<b>Longitud</b>	<b>Longitud</b>	<b>Longitud</b>
	<b>del fierro</b>	<b>Nominal</b>	<b>total</b>	<b>Parcial</b>	<b>total</b>	<b>Parcial</b>
	<b>(plg)</b>	<b>(kg/m)</b>	<b>(m)</b>	<b>(kg)</b>	<b>(m)</b>	<b>(kg)</b>
				<b>Acero grado 60</b>		<b>Acero grado 80</b>
	3/8"	0.560	470.56	263.51	0.00	0.00
Sub	1/2"	0.994	24,253.71	24,108.19	0.00	0.00
Total	5/8"	1.552	0.00	0.00	0.00	0.00
Columnas	3/4"	2.235	217.08	485.17	0.00	0.00
	1"	3.973	0.00	0.00	3,721.17	14,784.21
	1 3/8"	7.907	0.00	0.00	3,454.56	27,315.21
<b>Total</b>				<b>24,856.88</b>		<b>42,099.41</b>

**Metrado de acero de refuerzo en muros de edificio 02.** Se presenta el siguiente resumen de metrados:

**Tabla 88**

*Resumen Metrado de acero de refuerzo grado 60 en muros*

<b>Tabla resumen metrado de muros</b>				
<b>Descripción</b>	<b>Diámetro del fierro (plg)</b>	<b>Peso Nominal (kg/m)</b>	<b>Longitud total (m)</b>	<b>Parcial (kg)</b>
<b>Acero grado 60</b>				
	3/8"	0.560	44,453.73	24,894.09
	1/2"	0.994	70,099.11	69,678.52
Sub Total	5/8"	1.552	3,426.25	5,317.54
Muros	3/4"	2.235	3,471.45	7,758.69
	1"	3.973	6,266.90	24,898.39
	1 3/8"	7.907	3,288.46	26,001.85
<b>Total</b>				<b>158,549.08</b>

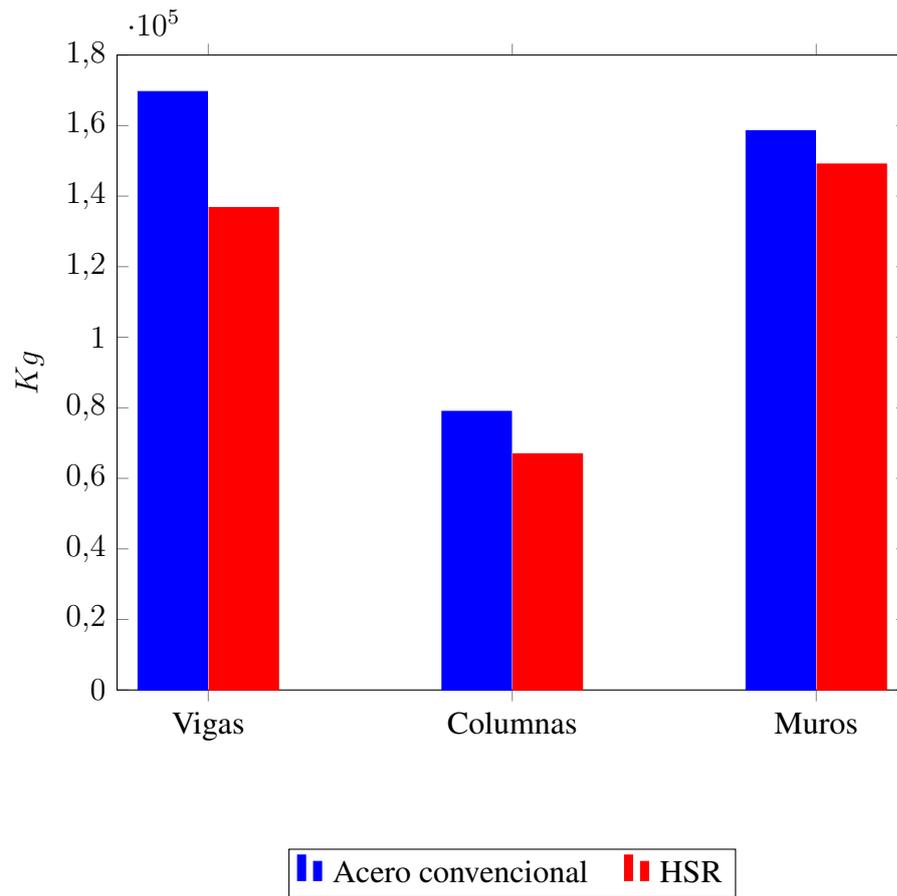
**Tabla 89***Resumen Metrado de acero de refuerzo grado 60 y 100 en muros*

<b>Tabla resumen metrado de muros</b>						
<b>Descripción</b>	<b>Diámetro</b>	<b>Peso</b>	<b>Longitud</b>	<b>Parcial</b>	<b>Longitud</b>	<b>Parcial</b>
	<b>del fierro</b>	<b>Nominal</b>	<b>total</b>	<b>(kg)</b>	<b>total</b>	<b>(kg)</b>
	<b>(plg)</b>	<b>(kg/m)</b>	<b>(m)</b>		<b>(m)</b>	
				<b>Acero grado 60</b>		<b>Acero grado 100</b>
	3/8"	0.560	44,453.73	24,894.09	0.00	0.00
Sub	1/2"	0.994	70,099.11	69,678.52	0.00	0.00
Total	5/8"	1.552	3,426.25	5,317.54	0.00	0.00
Muros	3/4"	2.235	3,471.45	7,758.69	0.00	0.00
	1"	3.973	4,209.00	16,722.36	4,459.46	17,717.43
	1 3/8"	7.907	0.00	0.00	886.78	7,011.77
<b>Total</b>				<b>124,371.19</b>		<b>24,729.20</b>

A continuación se muestra la reducción del acero de refuerzo por cada elemento estructural:

**Figura 194**

*Acero de refuerzo en elementos de edificio 2*



**Metrado de acero de refuerzo del edificio 02.** Se presenta el siguiente resumen de metrados:

**Tabla 90**

*Resumen Metrado de acero de refuerzo grado 60 en el edificio 02*

<b>Tabla resumen metrado de acero de refuerzo</b>				
<b>Descripción</b>	<b>Diámetro del fierro (plg)</b>	<b>Peso Nominal (kg/m)</b>	<b>Longitud total (m)</b>	<b>Parcial (kg)</b>
<b>Acero Grado 60</b>				
	3/8"	0.560	58,417.97	32,714.06
	1/2"	0.994	110,848.58	110,183.49
Sub Total	5/8"	1.552	3,426.25	5,317.54
	3/4"	2.235	4,862.62	10,867.96
	1"	3.973	36,436.72	144,763.09
	1 3/8"	7.907	13,067.92	103,328.04
<b>Total</b>				<b>407,174.18</b>

Tabla 91

Resumen Metrado de acero de refuerzo grado 60, 80 y 100 en la Edificación 02

Tabla resumen metrado de acero de refuerzo									
Descripción	Diámetro del fierro (pulg)	Peso Nominal (kg/m)	Acero Grado 60		Acero Grado 80		Acero Grado 100		Parcial (kg)
			Longitud total (m)	Parcial (kg)	Longitud total (m)	Parcial (kg)	Longitud total (m)	Parcial (kg)	
	3/8"	0.560	58,417.97	32,714.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1/2"	0.994	110,848.58	110,183.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sub	5/8"	1.552	3,426.25	5,317.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Total	3/4"	2.235	4,378.05	9,784.94	1,868.34	4,175.74	0.00	0.00	0.00
	1"	3.973	4,299.22	17,080.80	28,425.77	112,935.58	4,459.46	17,717.43	
	1 3/8"	7.907	0.00	0.00	4,539.34	35,892.56	886.78	7,011.77	
Total				175,080.83		153,003.89		24,729.20	

En el edificio 02 existe una reducción de acero de refuerzo total de 54,360.26 kilogramos de acero de refuerzo como se muestra a continuación:

**Tabla 92**

*Metrado del edificio 02 de acero convencional y acero de alta resistencia*

<b>Elemento estructural</b>	<b>Refuerzo convencional</b>	<b>Refuerzo de alta resistencia</b>
Vigas	169,648.07	136,757.24
Columnas	78,977.02	66,956.29
Muros	158,549.08	149,100.40
<b>Total</b>	<b>407,174.18</b>	<b>352,813.92</b>
Diferencia		54,360.26

*Metrado de acero de refuerzo en edificio 03*

**Metrado de acero de refuerzo en columnas de edificio 03.** Se presenta el siguiente resumen de metrados:

**Tabla 93**

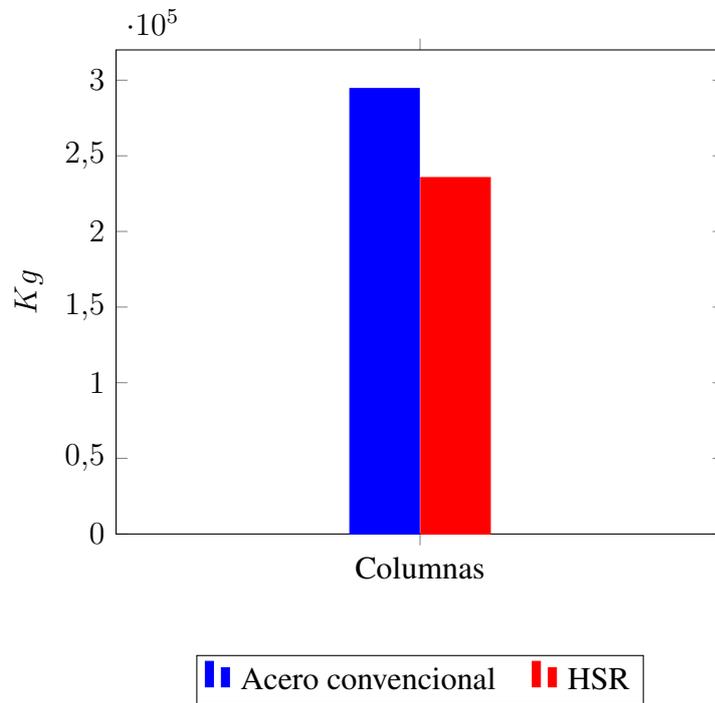
*Resumen Metrado de acero de refuerzo grado 60 en columnas*

<b>Tabla resumen de metrado de columnas</b>				
<b>Descripción</b>	<b>Diámetro del fierro (plg)</b>	<b>Peso Nominal (kg/m)</b>	<b>Longitud total (m)</b>	<b>Parcial (kg)</b>
				<b>Acero grado 60</b>
	3/8"	0.560	0.00	0.00
	1/2"	0.994	0.00	0.00
Sub Total	5/8"	1.552	0.00	0.00
Columnas	3/4"	2.235	8,778.80	19,620.62
	1"	3.973	31,132.89	123,690.97
	1 3/8"	7.907	19,117.61	151,162.94
<b>Total</b>				<b>294,474.53</b>

**Tabla 94***Resumen Metrado de acero de refuerzo grado 80 en columnas*

<b>Tabla resumen de metrado de columnas</b>				
<b>Descripción</b>	<b>Diámetro del fierro (plg)</b>	<b>Peso Nominal (kg/m)</b>	<b>Longitud total (m)</b>	<b>Parcial (kg)</b>
<b>ACERO GRADO 80</b>				
	3/8"	0.560	0.00	0.00
	1/2"	0.994	0.00	0.00
Sub Total	5/8"	1.552	0.00	0.00
Columnas	3/4"	2.235	15,185.28	33,939.10
	1"	3.973	30,349.19	120,577.33
	1 3/8"	7.907	10,257.08	81,102.73
<b>Total</b>				<b>235,619.16</b>

A continuación se muestra la reducción del acero de refuerzo el elemento estructural columnas:

**Figura 195***Acero de refuerzo en elementos de edificio 3*

En el edificio 03 existe una reducción de acero de refuerzo total de 58,855.37

kilogramos de acero de refuerzo como se muestra a continuación:

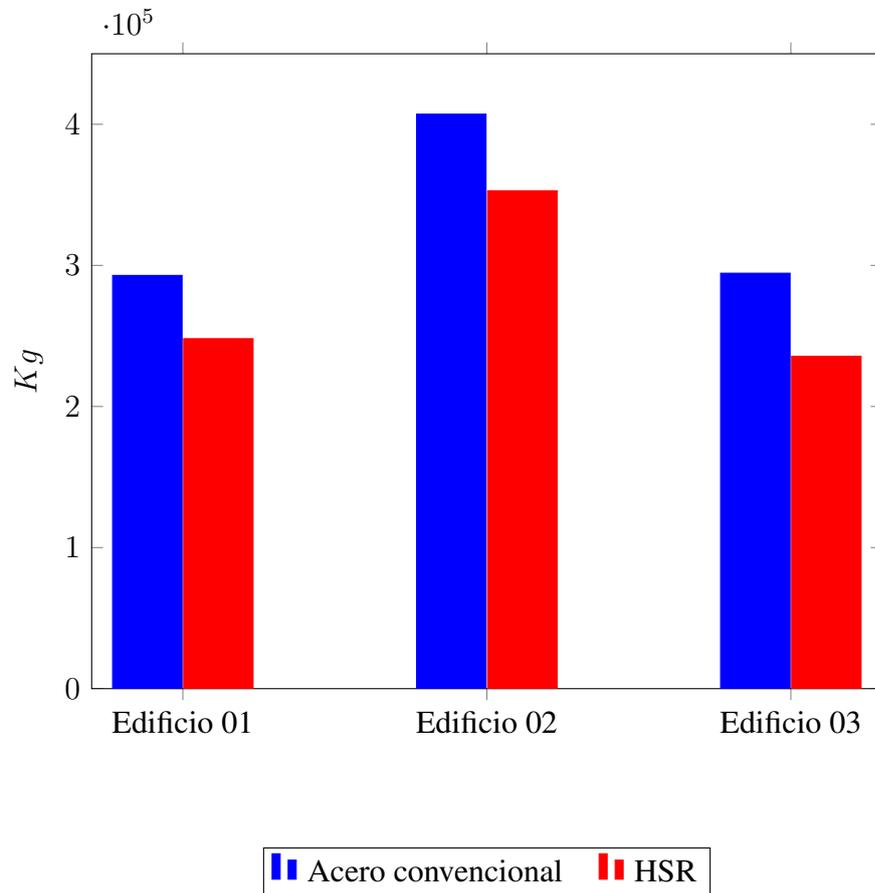
**Tabla 95***Metrado del edificio 03 de acero convencional y acero de alta resistencia*

Elemento estructural	Refuerzo convencional	Refuerzo de alta resistencia
Columnas	294,474.53	235,619.16
Diferencia		58,855.37

A continuación se muestra la reducción del acero de refuerzo total por cada edificio:

**Figura 196**

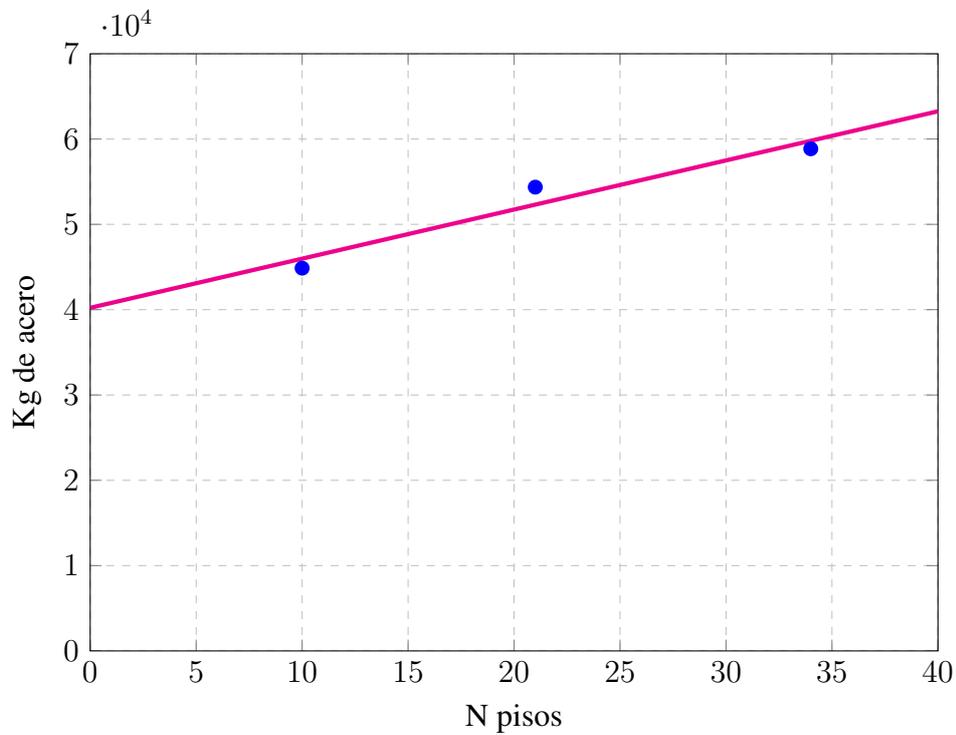
*Acero de refuerzo en los 3 edificios*



A continuación se muestra la reducción del acero de refuerzo por número de pisos:

**Figura 197**

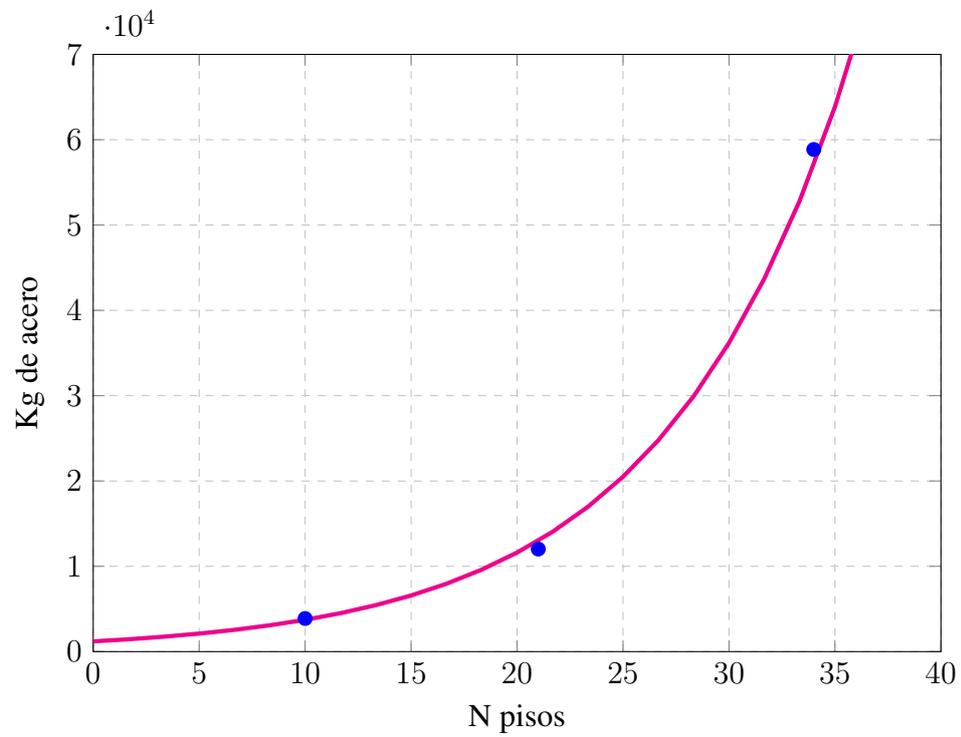
*Tendencia de reducción de acero según número de pisos*



En el gráfico se muestra que existe una tendencia lineal, es decir que a medida que un edificio crece en número de pisos existe una mayor reducción de acero de refuerzo.

**Figura 198**

*Tendencia de reducción de acero en columnas según número de pisos*



En el gráfico se muestra que existe una tendencia exponencial, es decir que a medida que un edificio crece en número de pisos existe una mayor reducción de acero de refuerzo en columnas.

### *Análisis comparativo de costos de acero de refuerzo*

El precio del acero de refuerzo grado 60 en nuestro medio está alrededor de 5.91 nuevos soles, fue extraído de la revista CAPECO de fecha noviembre 2022, el acero de refuerzo de alta resistencia por la carencia del material en nuestro medio no cuenta con un precio, sin embargo se puede extraer precios referenciales de países que tengan disponibilidad del material como Estados Unidos y Ecuador.

Según (Shike & Potisuk, s.f.) el acero de refuerzo grado 60 tiene un precio de 0.90 dólares por libra y el acero de refuerzo grado 80 tiene un precio de 0.95 dólares por libra, habiendo un aumento del 5.55 %. El acero grado 100 tiene un precio de 1.05 dólares por libra, habiendo un aumento del 16.66 % respecto al acero grado 60.

Según (Salazar et al., 2023) el acero de refuerzo presenta una diferencia de 10 centavos por kilogramo, lo cual conlleva un incremento del 6 % en el valor del apu de grado 80, respecto al convencional.

En la presente tesis el aumento de precio se realiza de acuerdo a lo mencionado anteriormente, es decir el precio del acero de refuerzo grado 80 tendrá un aumento del 6 %, y el precio del acero de refuerzo grado 100 tendrá un aumento del 17 %. Por lo tanto el precio del acero grado 60 es de 5.91 nuevos soles, el precio del acero grado 80 es de 6.26 nuevos soles y el precio del acero grado 100 es de 6.91 nuevos soles.

A continuación se presenta el análisis comparativo económico de las tres edificios, donde se tiene una reducción de costos por cada edificio de:

**Tabla 96**

*Análisis comparativo económico del edificio 01*

Análisis comparativo económico							
Descripción	Refuerzo convencional		Diseño con acero de refuerzo de alta resistencia			Diferencia (kg)	%
	Acero grado 60 (kg)	Acero grado 60 (kg)	Acero grado 80 (kg)	Acero grado 100 (kg)	Acero alta resistencia		
	<b>292,907.36</b>	145,158.42	69,687.64	33,197.08	<b>248,043.14</b>	44,864.22	15.32 %
<b>Edificio 01</b>	Precio Unitario del Insumo						
	5.91	5.91	6.26	6.91			
	Costo del Insumo						
	<b>1,731,082.49</b>	857,886.25	436,244.62	229,391.86	<b>1,523,522.72</b>	207,559.77	11.99 %

**Tabla 97**

*Análisis comparativo económico del edificio 02*

Descripción	Análisis comparativo económico					Diferencia (kg)	%
	Refuerzo convencional	Diseño con acero de refuerzo de alta resistencia	Acero alta resistencia				
	Acero grado 60 (kg)	Acero grado 60 (kg)	Acero grado 80 (kg)	Acero grado 100 (kg)	Acero alta resistencia		
	407,174.18	175,080.83	153,003.89	24,729.20	352,813.92	54,360.26	13.35 %
Edificio 02	Precio Unitario del Insumo						
	5.91	5.91	6.26	6.91			
	Costo del Insumo						
	2,406,399.40	1,034,727.73	957,804.32	170,878.80	2,163,410.86	242,988.55	10.10 %

**Tabla 98**

*Análisis comparativo económico del edificio 03*

Análisis comparativo económico								
Descripción	Refuerzo convencional		Diseño con acero de refuerzo de alta resistencia			Diferencia (kg)	%	
	Acero grado 60 (kg)	Acero grado 60 (kg)	Acero grado 80 (kg)	Acero grado 100 (kg)	Acero alta resistencia			
	294,474.53	0.00	235,619.16	0.00	235,619.16	58,855.37	19.99 %	
<b>Edificio 03</b>								
	5.91	5.91	6.26	6.91				
			<b>Costo del Insumo</b>					
	<b>1,740,344.49</b>	0.00	1,474,975.97	0.00	<b>1,474,975.97</b>	265,368.52	15.25 %	

**Tabla 99***Diferencia de análisis de costos en los edificios*

---

<b>Edificio</b>	<b>Diferencia de Costo (S/.)</b>
01	207,559.77
02	242,988.55
03	265,368.52

---

### *Deflexiones en vigas*

Para el tratamiento de resultados de deflexiones en vigas se tiene como muestra una viga del edificio 01 y una viga del edificio 02. en el edificio 03 no existe reducción de acero en vigas por lo que no se calcula las deflexiones.

**Tabla 100**

*Deflexiones totales en vigas de los 03 edificios*

Muestra	Grado 60 Alta Resistencia		Diferencia	
	Deflexiones	Deflexiones	(cm)	(%)
	(cm)	(cm)	(cm)	(%)
Edificio 01	2.18	2.96	0.78	35.8 %
Edificio 02	2.93	3.61	0.68	23.21 %
Edificio 03	-	-	-	-

### *Periodos de los edificios*

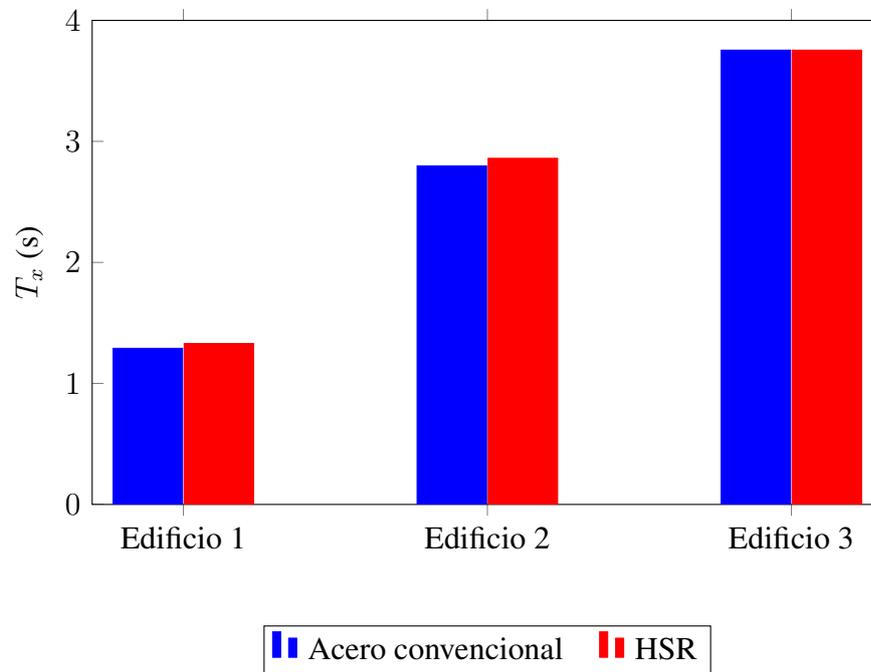
**Tabla 101**

*Periodos con acero convencional y alta resistencia*

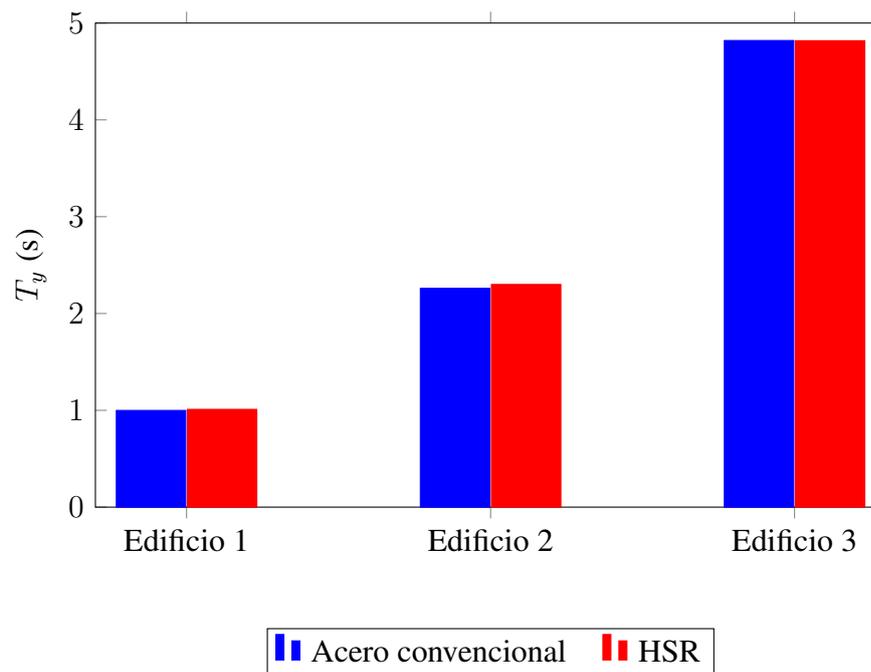
Muestra	Grado 60		Alta Resistencia		Diferencia	
	Periodo		Periodo			
	X	Y	X	Y	X	Y
Edificio 01	1.288	0.999	1.327	1.01	3.03 %	1.10 %
Edificio 02	2.798	2.263	2.859	2.295	2.18 %	1.41 %
Edificio 03	3.754	4.817	3.754	4.818	0.00 %	0.02 %

**Figura 199**

*Periodo de los tres edificios en la dirección X*

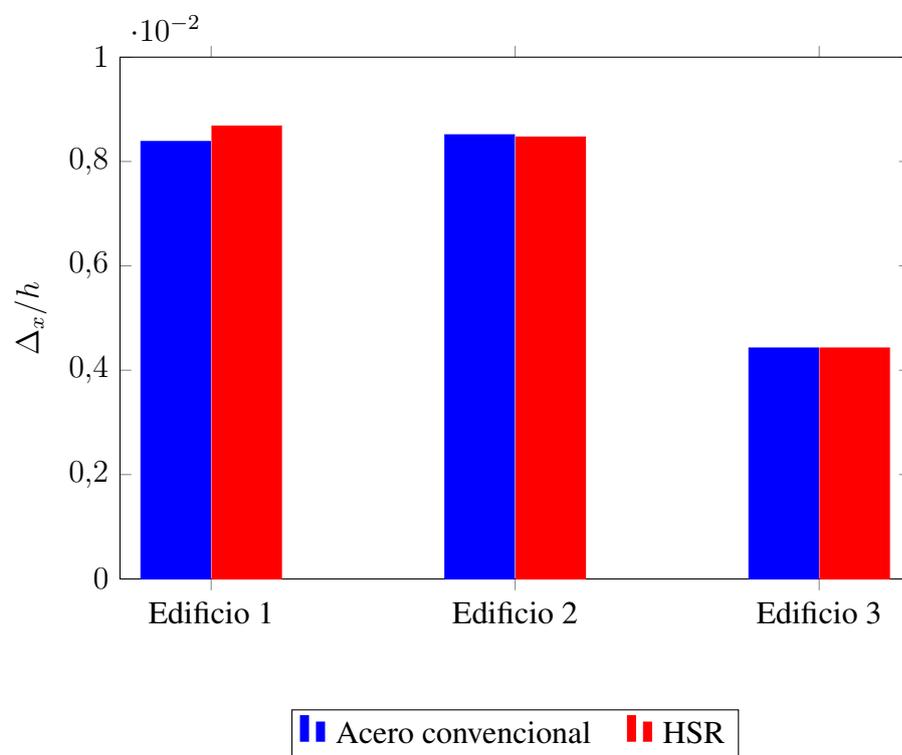
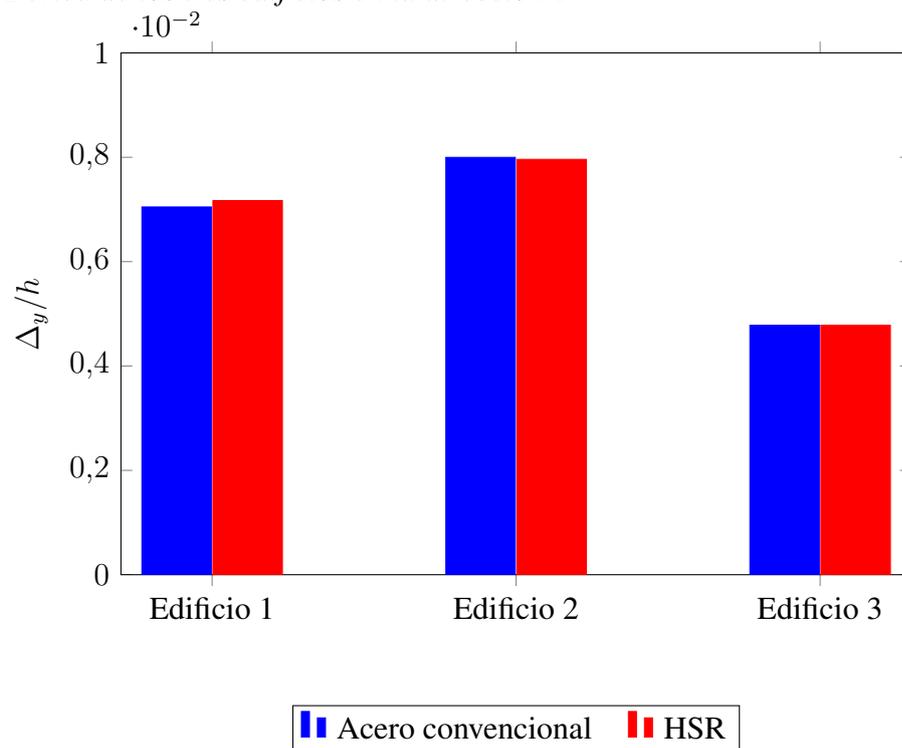
**Figura 200**

*Periodo de los tres edificios en la dirección Y*



*Derivas de los edificios***Tabla 102***Derivas con acero convencional y alta resistencia*

Muestra	Grado 60		Alta Resistencia		Diferencia	
	Derivas		Derivas		X	Y
	X	Y	X	Y		
Edificio 01	0.008383	0.007048	0.00868	0.00717	3.54 %	1.73 %
Edificio 02	0.008512	0.007998	0.008469	0.00796	-0.51 %	-0.48 %
Edificio 03	0.004425	0.004781	0.004425	0.004781	0.00 %	0.00 %

**Figura 201***Deriva de los tres edificios en la dirección X***Figura 202***Deriva de los tres edificios en la dirección Y*

## Discusión de resultados

Según a los resultados obtenidos se discute lo siguiente:

- En el edificio 01 existe una reducción de acero de refuerzo con acero de alta resistencia en vigas, columnas y muros (muros de corte y vigas de acople). En el edificio 02 existe una reducción de acero de refuerzo con acero de alta resistencia en vigas, columnas y muros estructurales. En el edificio 03 existe una reducción de acero de refuerzo solamente en columnas.
- Los elementos estructurales que fueron diseñados con cuantía mínima se mantienen con acero grado 60 convencional para los dos diseños.
- En el edificio 01 de 10 niveles se tiene un kilaje total de acero de refuerzo convencional de 292,907.36 Kg y de alta resistencia de 248,043.14 Kg, teniendo una reducción de 44,864.22 Kg (15.32 %). En el edificio 02 de 21 niveles se tiene un kilaje total de acero de refuerzo convencional de 407,174.18 Kg y de alta resistencia de 352,813.92 Kg, teniendo una reducción de 54,360.26 Kg (12.06 %). En el edificio 03 de 34 niveles se tiene un kilaje total de acero de refuerzo convencional de 294,474.53 Kg y de alta resistencia de 235,619.16 Kg, teniendo una reducción de 58,855.37 Kg (19.99 %).

De acuerdo a esto se obtuvo una línea de tendencia lineal creciente de la reducción de la cantidad de acero de refuerzo en Kilogramos a medida que incrementa el número de pisos y una tendencia exponencial en la reducción de acero de refuerzo solamente en columnas.

- Según la revista CAPECO del año noviembre 2022 el precio unitario de acero de refuerzo grado 60 por kilo es de 5.91 nuevos soles, la estimación del precio de acero de

refuerzo grado 80 por kilo es de 6.26 nuevos soles y la estimación del precio de acero de refuerzo grado 100 por kilo es de 6.91 nuevos soles.

- Los análisis de precios del insumo acero de refuerzo en el edificio 01 con el diseño en acero de refuerzo convencional es de 1'731,082.49 nuevos soles y el precio en el diseño en acero de refuerzo de alta resistencia es de 1'523,522.72 nuevos soles, teniendo una reducción de 207,559.77 nuevos soles (11.99 %), en el edificio 02 con el diseño en acero de refuerzo convencional es de 2,406,399.40 nuevos soles y el precio en el diseño en acero de refuerzo de alta resistencia es de 2,163,410.86 nuevos soles, teniendo una reducción de 242,988.55 nuevos soles (10.10 %), en el edificio 03 con el diseño en acero de refuerzo convencional es de 1,740,344.49 nuevos soles y el precio en el diseño en acero de refuerzo de alta resistencia es de 1,474,975.97 nuevos soles, teniendo una reducción de 265,368.52 nuevos soles (15.25 %) en el insumo acero de refuerzo. En los tres edificios de estudio existe una reducción considerable de precios del insumo acero de refuerzo.
- El cálculo de deflexiones en vigas en el edificio 01 se muestra que para la viga diseñada con acero grado 60 presenta una deflexión total de 2.18cm y para la viga diseñada con acero grado 80 presenta una deflexión total de 2.96cm, con un aumento del 35.8 %, en el edificio 02 se muestra que para la viga diseñada con acero grado 60 presenta una deflexión total de 2.93cm y para la viga diseñada con acero grado 80 presenta una deflexión total de 3.61cm, con un aumento del 23.21 %. El cálculo de deflexiones en el edificio 03 no se realizó debido a que no existe reducción de acero de refuerzo en vigas. Las deflexiones en vigas aumentan entre 23 % y 36 % usando aceros de refuerzo de alta resistencia, por lo que en un diseño con acero de este tipo se tiene que tomar precaución porque puede superar los límites propuestos por la norma.

- El aumento de los periodos de los tres edificios utilizando la metodología de secciones agrietadas para acero grado 60 y acero de alta resistencia son: 3.03 % para la dirección X y 1.10 % para la dirección Y, 2.18 % para la dirección X y 1.41 % para la dirección Y, no habiendo un incremento del 0.00 % para la dirección X y habiendo un incremento 0.02 % para la dirección Y respectivamente. Esto puede ser debido a la reducción de acero en vigas cuando se usa acero grado 80 estos presentan una reducción de la rigidez efectiva a la flexión después del agrietamiento aproximadamente 12 % menor. En cuanto a columnas y muros usando acero de refuerzo grado 80 y 100 la reducción es mínima alrededor de un 2 %, por lo que si una edificación es más flexible tendrá periodos mayores.
- El variación de las derivas de los tres edificios utilizando la metodología de secciones agrietadas para acero grado 60 y acero de alta resistencia son: un incremento de 3.54 % para la dirección X y 1.73 % para la dirección Y en el edificio 01, un decremento de 0.51 % para la dirección X y 0.48 % para la dirección Y en el edificio 02 y en el edificio 03 no habiendo un incremento, es decir 0.00 % para la dirección X y habiendo un incremento 0.02 % para la dirección Y. Esto puede ser debido a la disminución de las rigideces en los elementos estructurales y trae como consecuencia una reducción de la rigidez de forma global donde aumenta los periodos y consecuentemente disminuye las aceleraciones espectrales en la estructura, es decir que las derivas en los edificios no tienen una variación considerable utilizando acero de refuerzo de alta resistencia.

## CAPITULO VIII

### Conclusiones y Recomendaciones

#### Conclusiones

En la presente Tesis se desarrolló el modelamiento, análisis y diseño estructural en concreto armado de edificios peruanos de distintas alturas según la norma internacional (ACI 318-19, ASTM A706) y la normativa peruana (Norma E-060, Norma E-020 y Norma E.030) para tres casos de estudio con acero de refuerzo convencional (acero grado 60) y con acero de refuerzo de alta resistencia (acero grado 80 y acero grado 100), el presente trabajo incluye la presentación de planos y detalles, el metrado de materiales, la estimación de costos, el cálculo de deflexiones, los periodos de las estructuras y sus derivas. Por tanto a partir de los resultados obtenidos de las tres edificaciones estudiadas se concluye lo siguiente:

- La reducción de acero de refuerzo no siempre se da en todos los elementos estructurales, sino que depende de, el ratio demanda capacidad de los elementos, requisitos del código de diseño y de la caracterización propia del edificio. Es decir, el edificio 01 se redujo en vigas, algunas columnas y algunos muros al igual que el edificio 02, y finalmente el edificio 03 se redujo solamente en columnas. Por lo que en el presente trabajo el único elemento que se redujo el refuerzo para los 3 edificios fueron las columnas, mostrando una tendencia en la reducción del acero que se incrementa de manera exponencial a medida que incrementa el numero de pisos.
- Existe una reducción de las cuantías de refuerzo en vigas, columnas y muros que trae consigo una reducción en la cantidad total de acero de refuerzo, la tendencia de la reducción del acero de refuerzo se incrementa linealmente a medida que incrementa el numero de pisos. Inclusive a pesar de que las longitudes de desarrollo, longitud de

gancho y longitud de traslape para varillas del mismo diámetro aumentan al usar acero de alta resistencia existe una importante reducción en el metrado de acero total de la estructura, por lo que este aumento de acero es mínimo en comparación a la reducción global.

- Existe menor congestión de acero de refuerzo en nudos (viga-columna) o uniones de elementos estructurales (viga-muro).
- El diseño con acero de alta resistencia trae consigo beneficios como menor cuantía en el refuerzo de los elementos estructurales, con el consiguiente ahorro en el insumo “acero de refuerzo”. A pesar de un costo mayor del acero de alta resistencia, se obtiene globalmente una reducción significativa del costo.
- Indirectamente existe reducciones en la mano de obra para la habilitación y colocación de acero de refuerzo por la menor congestión de acero dando mejor trabajabilidad, y eso conlleva a menor tiempo de ejecución en obra por el mayor rendimiento de la partida, así como también mejoras en el impacto ambiental debido a la menor fabricación de acero y por lo tanto menor contaminación ambiental.
- Debido a la reducción de la rigidez usando acero de alta resistencia producto de usar menor refuerzo existe un incremento del esfuerzo en servicio en el acero de refuerzo y consecuentemente mayores deflexiones, lo cual debe ser controlado.
- Existe un incremento de los periodos producto de la disminución de la rigidez de forma local, lo anterior puede conducir a menores aceleraciones espectrales debido a una estructura más flexible.
- Existe un incremento de los desplazamientos y derivas del edificio 01 producto de la disminución de la rigidez efectiva de forma local, sin embargo el edificio 02 presenta

desplazamientos y derivas menores y el edificio 03 presenta desplazamientos y derivas prácticamente iguales, por lo que se concluye que los edificios peruanos de mediana y gran altura debido a su configuración estructural a base muros con alta rigidez no se verán afectados de forma significativa y tendrán buen comportamiento estructural ante cargas laterales.

- La normativa peruana exige requerimientos de rigidez muy altos debido a que el análisis se realiza con secciones no agrietadas; por lo tanto, implica que las edificaciones de mediana a gran altura presentan suficientes muros para dotar de la rigidez adecuada para cumplir derivas, tal como las edificaciones estudiadas en al presente tesis con sistema de muros estructurales.

### **Recomendaciones**

- Se recomienda el correcto diseño de vigas para un comportamiento adecuado en servicio, especialmente en vigas con solicitaciones considerables y grandes luces, lo cual conlleva a mayores deflexiones.
- Se recomienda el correcto detallamiento, configuración y especificaciones técnicas del acero de refuerzo en los planos estructurales con el correcta diferenciación de los tipos de acero de refuerzo.
- En la elaboración de proyectos estructurales con acero de alta resistencia se recomienda tomar importancia en los controles tiempo de ejecución de obra, en el análisis de precios unitarios en la partida de acero, así como en los rendimientos en la ejecución de obra y control de calidad.
- Se recomienda promover la producción de acero de alta resistencia en el Perú.

- Se recomienda implementar especificaciones en la norma E.060 en el diseño de elementos con acero de refuerzo de alta resistencia y nuevas especificaciones en la E.030 para considerar la fisuración de los elementos en el análisis lineal elástico, en caso se use refuerzo de alta resistencia los límites de deriva deberán ser ligeramente menores para tomar en cuenta el efecto de la pérdida de rigidez al usar menor refuerzo. Asimismo en el anexo I se realiza la propuesta a la norma E.060 en el diseño de edificios con acero de refuerzo de alta resistencia.
- Se recomienda seguir la misma línea de investigación, promoviendo el uso de aceros de alta resistencia en el Perú por las ventajas que proporciona a las estructuras de concreto armado ya sea de forma experimental o de cálculo. Las líneas de investigación en forma experimental incluye la evaluación de ensayos del material y las propiedades del acero de refuerzo como la elongación uniforme, elongación máxima y sobrerresistencia.
- Realizar ensayos en elementos diseñados con aceros de alta resistencia en vigas, columnas y muros, y evaluar su comportamiento ante cargas cíclicas, principalmente la reducción de rigidez, el comportamiento histerético y disipación de energía como también la ductilidad final del elemento.
- Debido a que toma más importancia el diseño de acero de alta resistencia en edificaciones de mediana a gran altura, se recomienda realizar análisis no lineales tiempo historia para evaluar su desempeño ante cargas laterales y la ductilidad de manera global.
- Realizar investigaciones en proyectos de construcción con acero de alta resistencia para evaluar el análisis de costos unitarios, el presupuesto, tiempo de ejecución de obra, rendimientos en obra, etc.

## Bibliografía

- ACI. (2014). ACI 318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. *American Concrete Institute: Farmington Hills, MI, USA.*
- ACI. (2019a). ACI 318-19: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. *American Concrete Institute: Farmington Hills, MI, USA.*
- ACI. (2019b). Cambios en la norma de diseño de concreto estructural.
- Alavi-Dehkordi, S., Mostofinejad, D., & Alaei, P. (2019). Effects of high-strength reinforcing bars and concrete on seismic behavior of RC beam-column joints. *Engineering Structures, 183*, 702-719.
- Alvéstegui, C. R. C. (2015). *Diseño de estructuras de hormigón armado*. Editorial Universidad de Santiago de Chile.
- andina. (s.f.). *Westin Libertador Lima se inaugura con inversión superior a US\$ 130 millones* | Noticias | Agencia Peruana de Noticias Andina. <https://andina.pe/agencia/noticia-westin-libertador-lima-se-inaugura-inversion-superior-a-130-millones-360756.aspx>
- Areatecnologia. (s.f.). *Proceso de Fabricación del Acero ¿Cómo se Hace?*  
<https://www.areatecnologia.com/videos/ACERO.htm>
- Arequipa, A. (s.f.). *Aceros*. <https://www.acerosarequipa.com/>
- Arias, F. G. (2012). *El proyecto de investigación. Introducción a la metodología científica*. 6ta. Fidas G. Arias Odón.
- ASCE. (2017). Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures.
- ASCE. (2022). Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures.

- ATC115. (2014). *Roadmap for the use of high-strength reinforcement in reinforced concrete design*. [www.ATCouncil.org](http://www.ATCouncil.org)
- Baek, J.-W., Park, H.-G., Choi, K.-K., Seo, M.-S., & Chung, L. (2018). Minimum shear reinforcement of slender walls with grade 500 MPa (72.5 ksi) reinforcing bars. *ACI Structural Journal*, 115(3), 761-774.
- Balan, T. A., Filippou, F. C., & Popov, E. P. (1998). Hysteretic model of ordinary and high-strength reinforcing steel. *Journal of Structural Engineering*, 124(3), 288-297.
- Barbosa, A. R., Link, T., & Trejo, D. (2016). Seismic performance of high-strength steel RC bridge columns. *Journal of Bridge Engineering*, 21(2), 04015044.
- Blanco, A. (s.f.-a). Hotel Westin Libertador Lima.
- Blanco, A. (s.f.-b). Las estructuras de edificios de mas de 100m de altura en el Perú.
- Bongiorno, S. J., & Bongiorno, S. J. P. E. (2014). *Structural DeSign*.  
[www.softwaremetering.com](http://www.softwaremetering.com)
- Borja, M. (2016). Metodología de la investigación científica para ingenieros [en línea].  
*Chiclayo, Peru*, 38.
- Cabezas, E., Andrade, D., & Torres, J. (2018). Introducción a la metodología de la investigación científica.
- Casabonne, C. (2017). Diseño sísmico por capacidad de sistema de muros estructurales.
- Cauvi Alfaro, B. J., & Tullume Cornejo, E. E. S. (2021). Diseño estructural en concreto armado de un edificio de educación superior.
- Chang, C.-J., et al. (2017). High-strength reinforcement in exterior beam-column joints under cyclic loading. *ACI Structural Journal*, 114(5), 1325-1339.
- Concrete Reinforcing Steel Institute, C. (2015). Frequently asked questions (faq) about reinforcing bars, 8.

- Córdova Shedan, R. (2017). Diseño sísmico directo basado en desplazamientos de un sistema estructural dual.
- CRSI. (2016). *High-Strength Reinforcing Bars*.
- CRSI. (2020a). *A comprehensive guide to assist design professionals on the design and detailing of reinforced concrete buildings. Design Guide on the ACI 318 Building Code Requirements for Structural Concrete*.
- CRSI. (2020b). *Technical Note Guide to the Use of Grade 100 Reinforcing Bars in ACI 318-19*.
- CRSI. (2020c). *Technical Note Guide to the Use of Grade 80 Reinforcing Bars in ACI 318-19*.
- Dodd, L., & Restrepo-Posada, J. (1995). Model for predicting cyclic behavior of reinforcing steel. *Journal of structural engineering*, 121(3), 433-445.
- E-030. (2018). Norma E-030 Diseño sismorresistente.
- E-060. (2009). Norma técnica de edificación E-060 CONCRETO ARMADO. *SENCICO*.
- Facebook. (s.f.). *The Westin Lima Hotel Convention Center*.  
<https://www.facebook.com/westinlima/photos/>
- Fanella, D. A., & Mota, M. (s.f.). High-strength reinforcing bars, 5.
- Flores Olano, j., & Guevara Bravo, R. M. (2021). Análisis comparativo entre el Código ACI 318.19, la NTE E.060-2009 y su Propuesta NTE E.060-2019, para el diseño de muros estructurales de concreto armado en edificaciones de mediana altura de 7 niveles a 20 niveles ubicadas en Lima Metropolitana.
- Fu, J., Yang, H., Huang, Q., & Xue, F. (2014). Nonlinear dynamic response of frame structures reinforced with high-strength steel bars under strong earthquake action. *J. Build. Struct*, 35(8), 23-29.

- García, A. (2018). *Comparación entre varillas de acero A706 Gr.60 y A615 Gr.60* | LinkedIn. <https://www.linkedin.com/pulse/comparaci%C3%B3n-entre-varillas-de-acero-a706-gr60-y-a615-andres-garcia/?originalSubdomain=es>
- García Pombosa, D. A., & Maldonado Guallichico, R. W. (2021). *Análisis comparativo económico–estructural de la utilización de acero de refuerzo de alta resistencia Grado 80 frente a la utilización de acero de refuerzo convencional Grado 60 en un edificio de hormigón armado de 15 pisos para la ciudad de Quito*. (B.S. thesis). Quito, 2021.
- Ghannoum, W. (2017). Advances in high-strength reinforcing bar research in U.S. *Gran Torre de Santiago, Costanera Center* | Arquitectura. (s.f.). <https://www.descubretumundo.net/2014/03/innovacion-arquitectonica-gran-torre-de.html>
- Hassoun, M. N., & Al-Manaseer, A. (2020). *Structural concrete: theory and design*. John Wiley & Sons.
- Hawileh, R., Rahman, A., & Tabatabai, H. (2010). Evaluation of the low-cycle fatigue life in ASTM A706 and A615 grade 60 steel reinforcing bars. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 22(1), 65-76.
- Hernández-Sampieri, R., Fernández Collado, C., Baptista Lucio, P., et al. (2018). *Metodología de la investigación* (Vol. 4). McGraw-Hill Interamericana México.
- Huq, M. S. (2018). *High-strength steel bars in earthquake-resistant T-shaped concrete walls* (Tesis doctoral). University of Kansas.
- Huq, M. S., Burgos, E. A., Lequesne, R. D., & Lepage, A. (2021). High-Strength Steel Bars in Earthquake-Resistant Reinforced Concrete T-Shaped Walls.
- Huq, M., Lepage, A., Lequesne, R., & Ameen, S. (2017). Influence of mechanical properties of high-strength steel on deformation capacity of reinforced concrete walls. *Proc., 16th World Conf. on Earthquake Engineering*, 1-8.

- Kamaruddin, K. S., Imran, I., Imansyah, M. D., Riyansyah, M., & Ariyanto, A. (2018). Application of high strength reinforcing bars in earthquake-resistant structure elements. *MATEC Web of Conferences*, 195, 02015.
- Kelly, D., Lepage, A., Mar, D., Restrepo, J., Sanders, J., Taylor, A., et al. (2014). Use of high-strength reinforcement for earthquake-resistant concrete structures. *Tenth US National Conference on Earthquake Engineering, Anchorage, AK*, 21-25.
- Kheyroddin, A., Arshadi, H., & Binaipur, F. (2017). An overview of the effects of high-strength reinforcement (HSR) on the intermediate moment-resisting frames. *AUT Journal of Civil Engineering*, 1(2), 177-188.
- Kunnath, S. K., Heo, Y., & Mohle, J. F. (2009). Nonlinear uniaxial material model for reinforcing steel bars. *Journal of Structural Engineering*, 135(4), 335-343.
- LATBSDC. (2019). *ADVANCES IN STRUCTURAL DESIGN OF TALL BUILDINGS*.  
<http://www.tallbuildings.org>
- Lepage, A. (2022). Aceros de alta resistencia como refuerzo en muros estructurales de concreto armado desde el laboratorio hacia la practica.
- Li, Y., Cao, S., & Jing, D. (2018). Concrete Columns Reinforced with High-Strength Steel Subjected to Reversed Cycle Loading. *ACI Structural Journal*, 115(4).
- Lima S.A.C, C. H. (2016). Proyecto Hotel Holiday.
- Lin, A. (2022). *Do you know the difference between A706 and A615 bars?* | LinkedIn.  
<https://www.linkedin.com/pulse/do-you-know-difference-between-a706-a615-bars-andy-lin-pe-se/>
- Lizárraga Santos, L. A., & Medina Rabanal, S. A. (2017). Influencia del % de vanadio sobre el limite de fluencia, resistencia a la tracción y % de alargamiento del acero astm a615 de 1 3/8” en la empresa siderperu del distrito de chimbote.

- Lovera, L. G. (2016). El refuerzo de las estructuras de concreto armado con aceros de grado 75 en el Perú.
- Mander, J. B. (1983). Seismic design of bridge piers.
- Moehle, J. (2015). *Seismic design of reinforced concrete buildings*. McGraw-Hill Education.
- Moehle, J. P. (2019a). Building code requirements for structural concrete, 3.
- Moehle, J. P. (2019b). Key changes in the 2019 edition of the ACI Building Code (ACI 318-19). *Concrete International*, 41(8), 21-27.
- Muñoz Rocha, C. I. (2015). *Metodología de la investigación*. Oxford University Press.
- NEHRP. (2014). *Use of high-strength reinforcement in earthquake-resistant concrete structures*. US Department of Commerce, National Institute of Standards; Technology.
- Nieto, C., & Pérez, H. (2015). USO DE VARILLAS DE ALTA RESISTENCIA (GRADO 80) EN LA CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIOS MEDIANTE SISTEMAS ESTRUCTURALES DUALES.
- Ottazzi, P. (2020). Nuevos Criterios para el Diseño Sismico de Edificios de Concreto Armado, La norma E-060 Concreto Armado.
- Ottazzi Pasino, G. (2012). Apuntes del curso concreto armado 1. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Departamento de Ingeniería, Sección Ingeniería Civil.
- Overby, D., Kowalsky, M., & Seracino, R. (2017). Stress-strain response of A706 grade 80 reinforcing steel. *Construction and Building Materials*, 145, 292-302.
- Panagiotou, M., Restrepo, J. I., & Conte, J. P. (2011). Shake-table test of a full-scale 7-story building slice. Phase I: Rectangular wall. *Journal of Structural Engineering*, 137(6), 691-704.
- Park, R., & Paulay, T. (1991). *Reinforced concrete structures*. John Wiley & Sons.

*Pragma Arquitectos | Hoteles | Holiday Inn Express Lima. (s.f.).*

<https://www.pragmaarquitectos.com.pe/holiday-inn-lima.html>

*Proyecto Costanera Center Santiago - Chile. (s.f.).*

<https://docplayer.es/22970313-Proyecto-costanera-center-santiago-chile.html>

Rautenberg, J. M. (2011). *Drift capacity of concrete columns reinforced with high-strength steel* (Tesis doctoral). Purdue University.

Rodriguez, M. (2018). Comportamiento de estructuras de concreto armado para el análisis sísmico no lineal.

Rodriguez, M. (2022). Características de aceros grados 550 Y 690 (MPa) y comportamiento sísmicos de vigas y columnas de concreto armado con estos aceros. Criterios de diseño de pórticos de concreto armado de acuerdo con el ACI 318-19 para estructuras sismorresistentes.

Rodriguez, M. (2018). Una Revisión Crítica De Las Normativas De Diseño Sismorresistente En El Perú: E. 030 Sismo Y E. 060 Concreto Armado. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 23(1).

Saavedra, C. (2018). *Barras de refuerzo ASTM 615 o 706? | LinkedIn.*

<https://www.linkedin.com/pulse/barras-de-refuerzo-astm-615-o-706-carlos-saavedra-espinoza/?originalSubdomain=es>

Salazar, L. A. M., Vallejo, M. B. C., Obando, S. M. P., Logroño, S. A. V., &

Rodriguez, L. T. H. (2023). Influencia en el Diseño Estructural del Acero de Refuerzo Grado 80 y Hormigón de Alta Resistencia (55MPa) Frente al Acero de Refuerzo Convencional Grado 60 y Hormigón  $f'c$  28MPa en un Edificio de Hormigón Armado de 18 pisos. *INGENIO*, 6(1), 93-106.

- SENCICO. (2020). *TERCER ENTREGABLE: Estudio del Empleo de Acero de Alta Resistencia en Elementos de Concreto Armado*.
- Sharma, R. (2020). High strength reinforcement for seismic applications in ACI 318-19, 4.
- Shike, C., & Potisuk, D. T. (s.f.). Use of Grade 80 Reinforcement in Oregon.
- Slavin, C. M., & Ghannoum, W. M. (2015). Defining structurally acceptable properties of high-strength steel bars through material and column testing. *PART I: MATERIAL TESTING REPORT, Charles Pankow Foundation, 135*.
- Sokoli, D., Hogsett, G., Limantono, A. A., Suselo, A., Al-Tarafany, D., Rodgers, S., & Ghannoum, W. (2019). Acceptable elongations and low-cycle fatigue performance for high-strength reinforcing bars. *Charles Pankow Foundation,(03-16), 213*.
- Sokoli, D., Limatono, A., & Ghannoum, W. M. (2017). Defining structurally acceptable properties of high-strength steel bars through material and column testing. *PART II: COLUMN TESTING REPORT, Charles Pankow Foundation*.
- Sperry, J., Yasso, S., Searle, N., DeRubeis, M., Darwin, D., O'Reilly, M., Matamoros, A. B., Feldman, L., Lepage, A., Lequesne, R. D., et al. (2017). Conventional and high-strength hooked bars—Part 1: Anchorage tests.
- STEEL, C. (s.f.). *CERTIFICATE OF COMPLIANCE – ASTM A615 and ASTM A706*.  
[https://cascadesteel.com/documents/mill/cert\\_of\\_compliance-a615-a706-2022.pdf](https://cascadesteel.com/documents/mill/cert_of_compliance-a615-a706-2022.pdf)
- Tavallali, H., Lepage, A., Rautenberg, J. M., & Pujol, S. (2014). Concrete Beams Reinforced with High-Strength Steel Subjected to Displacement Reversals. *ACI Structural Journal, 111(5)*.
- To, D. V., & Moehle, J. P. (2017). Seismic Performance Characterization of Beams with High-Strength Reinforcement. *Charles Pankow Foundation, Research Grant, (04-14)*.

Villalaminados. (s.f.). *¿Cómo se hace el Acero? Proceso de Fabricación | Villalaminados.*

<https://villalaminados.com/como-se-hace-el-acero/>

Vlacev, T. (2014). Comentarios al Proyecto de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente 2014 y Propuesta de Parámetros Ss y S1 para una Probabilidad Sísmica del Uno por Ciento de Excedencia en 50 Años.

Weber-Kamin, A. (2020). *Reinforced Concrete Coupling Beams with High-Strength Steel Bars* (Tesis doctoral). University of Kansas.

Wight, J. K. (2019). ACI 318-19 What's New for 2019.

Wight, J. K., & MacGregor, J. G. (2016). *Reinforced concrete*. Pearson Education UK.

WJE. (2015). *Proposed Specification for Deformed Steel Bars with Controlled Ductile Properties for Concrete Reinforcement*.

Yau, J., Lee, Y., Chen, X., et al. (2022). Challenges Of ACI 318-19 Revisions To Flexural Design Of RC Beams Considering Higher-strength Reinforcements. *Journal of Applied Science and Engineering*, 26(1), 131-140.

Zhong, K., & Deierlein, G. G. (2019). Low-cycle fatigue effects on the seismic performance of concrete frame and wall systems with high strength reinforcing steel. *Charles Pankow Foundation Research Grant*, (02-16).

## **Anexos**

### **Anexo 1: Propuesta a la norma E.060 en el diseño de edificios con acero de refuerzo de alta resistencia**

Seguidamente de abordar el código ACI 318-19 en la presente Tesis se presenta una propuesta a la norma E.060 para la incorporación de los aceros de refuerzo de alta resistencia en el diseño de estructuras de concreto armado, en los siguientes cuadros se tiene los acápites principales del código ACI 318-19 donde se detalla el uso de aceros de refuerzo de alta resistencia en comparación al artículo correspondiente en la norma E.060 y su propuesta de modificación:

Tabla 103

## Propuesta a E-060 para el uso de refuerzo de alta resistencia (I)

Descripción	ACI 318-19	Acápite	E-060	Artículo	Propuesta de modificación
Acero máximo en vigas	$A_{s\text{máx}} = \frac{0,85 f'_c \beta_1 b_w}{f_y} \left( \frac{\epsilon_c d_t}{\epsilon_y + 2\epsilon_c} \right)$	9.3.3.1	$0,75 x A_s \text{máx} = \frac{0,85 f'_c \beta_1 b_w}{f_y} \left( \frac{\epsilon_c d_t}{\epsilon_y + \epsilon_c} \right)$	10.3.4	La cuantía máxima de la norma E.060 está en función de la cuantía balanceada, sin embargo el Código ACI 318-19 asegura la falla dúctil por flexión en función a la deformación unitaria de la fibra mas alejada en tracción
Módulo de Ruptura para el cálculo de deflexiones	$f_r = 2,0 \lambda \sqrt{f'_c}$ $f_r = 1,33 \lambda \sqrt{f'_c}$	19.2.3.1 8.3.1.1	$f_r = 2,0 \lambda \sqrt{f'_c}$	9.6.2.3	El código ACI 318-19 refina su fórmula para el cálculo del módulo de ruptura cuando se utiliza grado acero de refuerzo grado 100 en losas, por lo que para preveer su uso con la normativa peruana se tentaría a desarrollar lo mismo
Altura mínima en Vigas	La altura mínima en vigas es $l/16, l/18, 5, l/21$ $l/8$ según la condición de apoyo y para $f_y$ distinto de $4200 \text{ kg/cm}^2$ estos valores se multiplican por $(0,4 + \frac{f_y}{7000})$	Tabla 9.3.1.1 9.3.1.1.1	La altura mínima en vigas es $l/16, l/18, 5, l/21$ $l/8$ según la condición de apoyo y para $f_y$ distinto de $420 \text{ MPa}$ estos valores se multiplican por $(0,4 + \frac{f_y}{7000})$	Tabla 9.1	Tanto el ACI 318-19 como la norma peruana E.060 tiene los mismos requerimientos para altura mínima en vigas, por lo que los aceros de refuerzo de alta resistencia está permitido en esta sección

Tabla 104

## Propuesta a E-060 para el uso de refuerzo de alta resistencia (II)

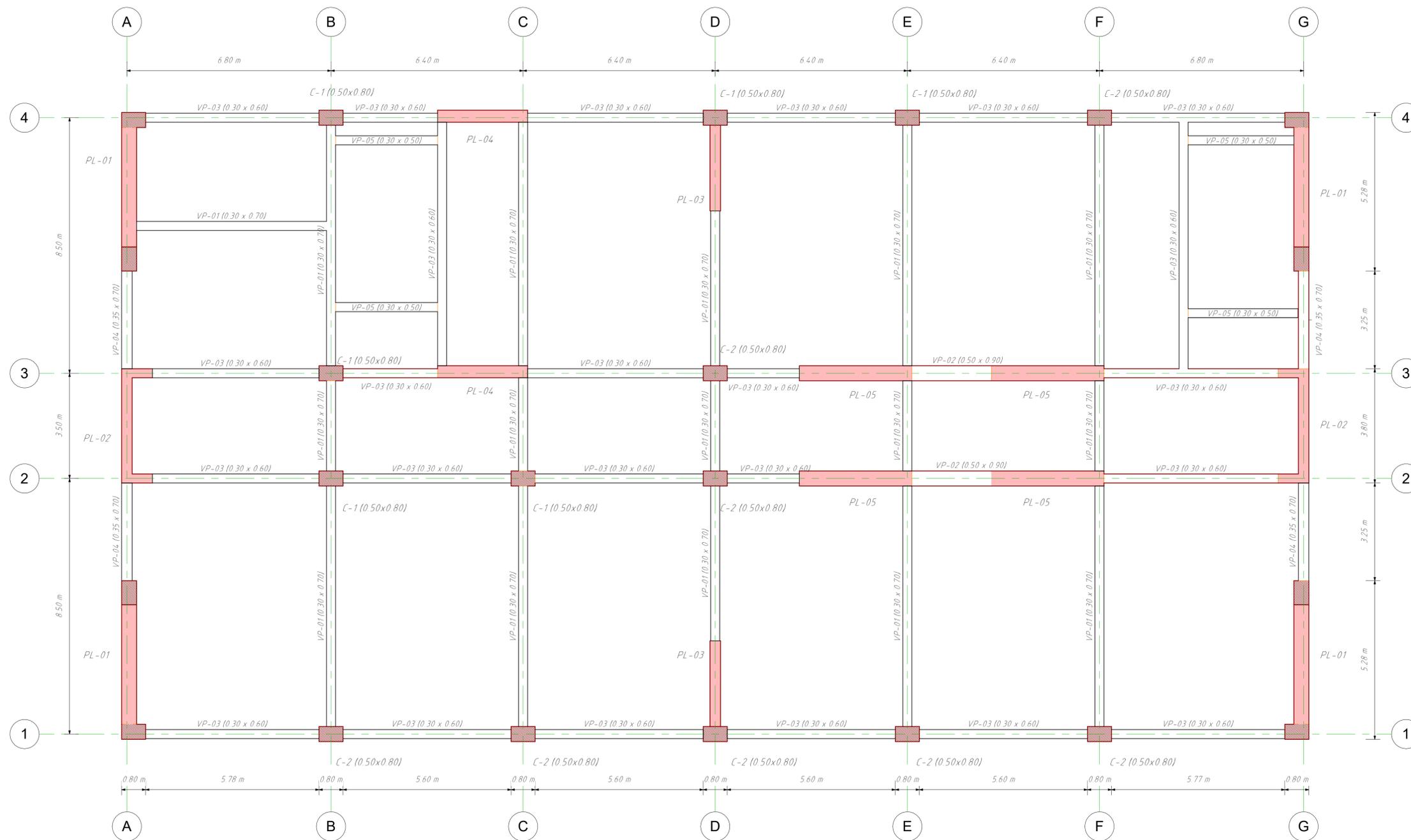
Descripción	ACI 318-19	Acápites	E.060	Artículo	Propuesta de modificación
Inercia efectiva para el cálculo de flechas en vigas	<p>si <math>M_a \leq (2/3)M_{cr}</math>, <math>I_e = I_g</math></p> <p>si <math>M_a &gt; (2/3)M_{cr}</math>,</p> $I_e = \frac{I_{cr}}{1 - \left( \frac{(2/3)M_{cr}}{M_a} \right)^2 \left( 1 - \frac{I_{cr}}{I_g} \right)}$	Tabla 24.2.3.5	Inercia efectiva igual a la inercia fisurada	9.6.2.3	El código ACI 318-19 presenta una ecuación más refinada para el cálculo de la inercia efectiva propuesta por Bischoff donde mostró resultados suficientemente precisos para un amplio rango de cuantías de refuerzo, por lo que es válido para el uso de acero de refuerzo de alta resistencia, en la norma E.060 la inercia efectiva es igual a la inercia fisurada, en consecuencia la norma peruana es más conservador por lo que debería mantenerse dado al contexto nacional.
Longitud de desarrollo (empalmes, ganchos, etc)	Factor $\psi_g$ para el cálculo de longitud de desarrollo que depende del grado del refuerzo	25.4.2.3 25.4.2.4 25.4.2.5 25.4.3.1 25.4.4.2	No existe un factor $\psi_g$ para el cálculo de longitud de desarrollo que depende del grado del refuerzo	Tabla 12.1 12.2.3	Para incluir acero de refuerzo de alta resistencia la norma peruana debe incluir un factor que depende del grado del refuerzo debido a que mientras mayor sea el grado, mayor longitud de desarrollo se requiere. Así mismo las nuevas ecuaciones del ACI 318 19 deberían adaptarse para la longitud de barras con gancho y con cabeza.

Tabla 105

## Propuesta a E-060 para el uso de refuerzo de alta resistencia (III)

Descripción	ACI 318-19	Acápites	E.060	Artículo	Propuesta de modificación
Separación máxima del refuerzo transversal	Generalmente para acero grado 60 limita la separación de estribos en 6db, para grado 80 en 5db y para grado 100 en 4 db	18.6.6.4 18.4.3.3 18.7.5.3 18.7.5.5 Ta- bla.18.10.6.5 (b)	Generalmente para acero grado 60 limita la separación de estribos en 6db y 8db.	21.4.4.4 21.4.5.3 21.5.3.2 21.6.4.2	La norma peruana debe restringir el espaciamiento de estribos si se utiliza acero de refuerzo de alta resistencia debido a que ayuda a contrarrestar el modo de falla por pandeo de la barra longitudinal
Cálculo de la resistencia cortante del concreto	$A_v \geq A_{v,min}$ $V_c = \left(0,53\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d$ $V_c = \left(2,1\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d$ $A_v \leq A_{v,min}$ $V_c = \left(2,1\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d$	22.5.5	$V_c = 0,53\sqrt{f'_c} b_w d$ para compresión: $V_c = 0,53\sqrt{f'_c} b_w d \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) b_w d$ para tracción	11.3.1.1 11.3.1.2 11.3.2.1	La nueva ecuación del código ACI 318-19 incluye la cuantía de acero que a su vez es afectada debido al uso de refuerzo de alta resistencia, por lo que la norma peruana en un futuro puede incluir el cálculo de la resistencia a corte con este requerimiento.
Límites para $f'_c$	Para acero de refuerzo grado 60 y 80 la calidad del concreto debe ser como mínimo 210 kg/cm <sup>2</sup> y para grado 100 la calidad del concreto debe ser como mínimo 350 kg/cm <sup>2</sup> . No hay límite máximo para $f'_c$	19.2.1.1	La calidad del concreto $f'_c$ no debe ser menor que 210 kg/cm <sup>2</sup> y no debe ser mayor que 550 kg/cm <sup>2</sup> independientemente del grado del refuerzo	21.3.2.1 21.3.2.2	Según el código ACI 318-19 limita la calidad del concreto mínimo en 350 kg/cm <sup>2</sup> para refuerzo grado 100, por lo que la normativa peruana al introducir acero de refuerzo de alta resistencia deberá realizar ensayos de diferentes magnitudes para introducir refuerzo de alta resistencia en nuestro contexto nacional.

**Anexo 2: Planos estructurales de los tres edificios de estudio**



PLANTA N.1+5.00m  
1 : 75

CALIDAD DEL CONCRETO

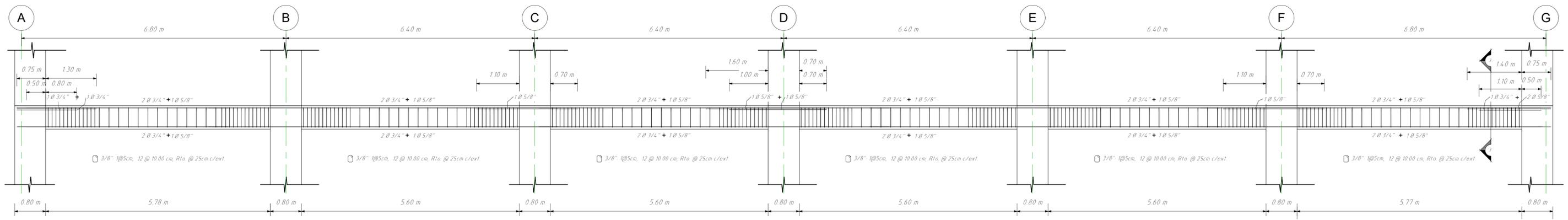
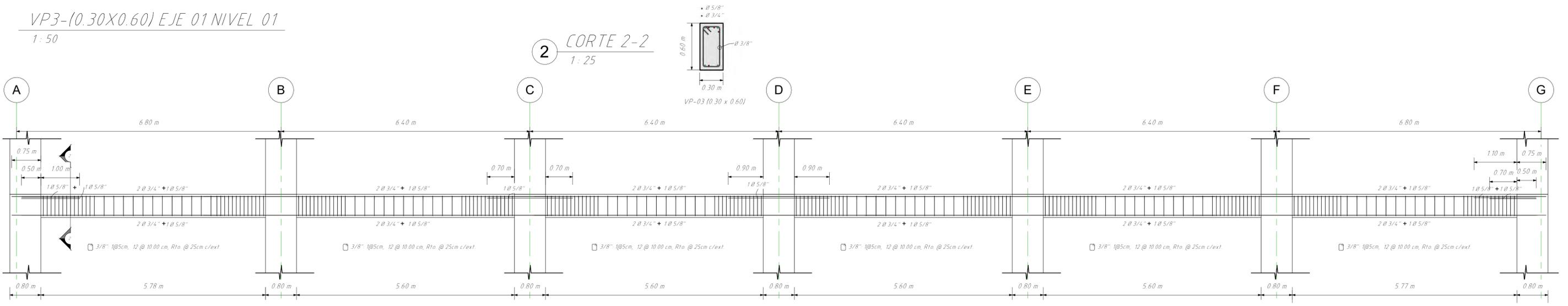
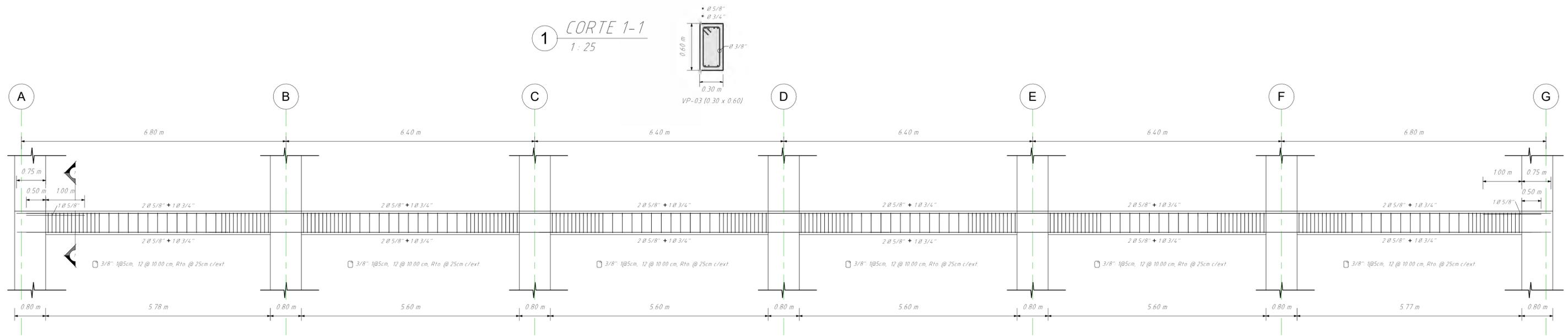
ELEMENTO	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS ( $f'c$ )	
PLACAS	NIVEL 01-04:	420 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 05-06:	350 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 07-08:	280 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 09-10:	210 kg/cm <sup>2</sup>
COLUMNAS	210 KG/CM <sup>2</sup> , EXCEPTO LA COLUMNA 01 (C-01) DEL NIVEL 01 AL 04: 280 kg/cm <sup>2</sup> , LOS DEMÁS NIVELES 210 kg/cm <sup>2</sup>	
VIGAS	210 kg/cm <sup>2</sup>	

ACERO DE REFUERZO

REFUERZO	CALIDAD	RESISTENCIA A LA FLUENCIA ( $f_y$ )
ACERO LONGITUDINAL	ASTM A706 - GRADO 60	4200 kg/cm <sup>2</sup>
ESTRIBOS	ASTM A706 - GRADO 60	4200 kg/cm <sup>2</sup>

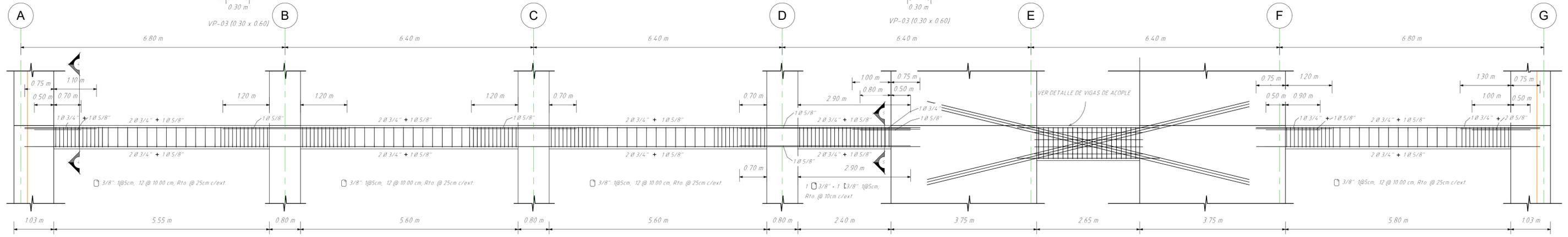
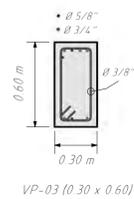
**UNSAAC**  
Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco

PLANO: <b>PLANTA TÍPICA</b>	
TESISTAS: <b>- JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR</b>	
TEMA DE TESIS: <b>ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ</b>	LÁMINA: <b>E-00</b>
ESCALA: <b>Como se indica</b>	FECHA: <b>OCTUBRE 2023</b> ESPECIALIDAD: <b>ESTRUCTURAS</b>



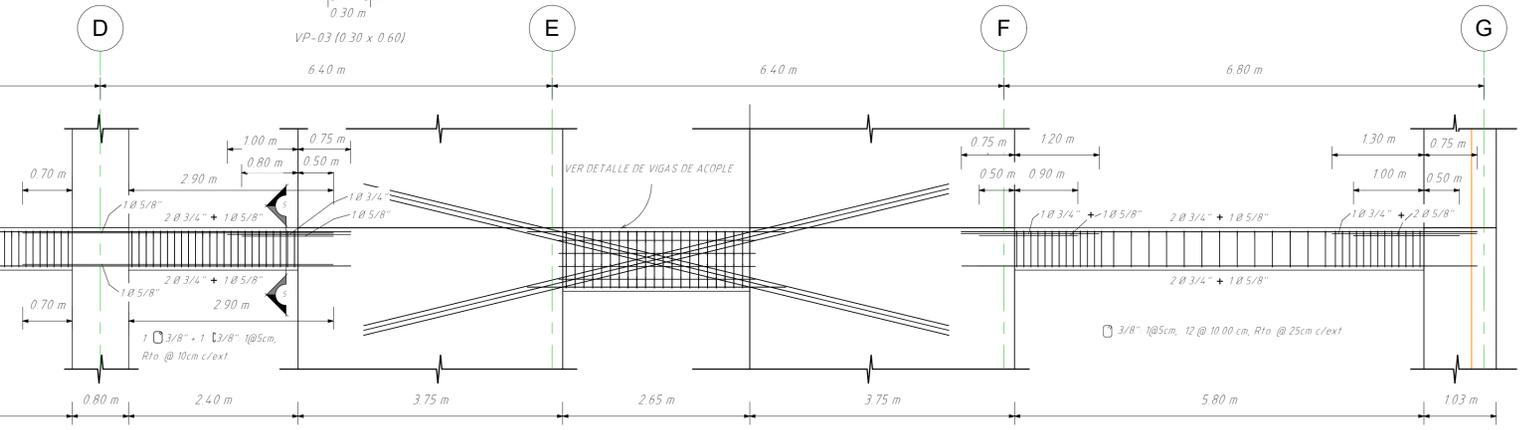
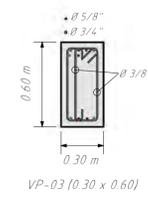
 <b>UNSAAC</b> Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco 	<b>PLANO:</b> DETALLE VIGAS 01 ACERO GRADO 60		<b>E-01</b>
	<b>TESISTAS:</b> - JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR		
	<b>TEMA DE TESIS:</b> ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ		
	<b>ESCALA:</b> Como se indica	<b>FECHA:</b> OCTUBRE 2023	

4 CORTE 4-4  
1: 25

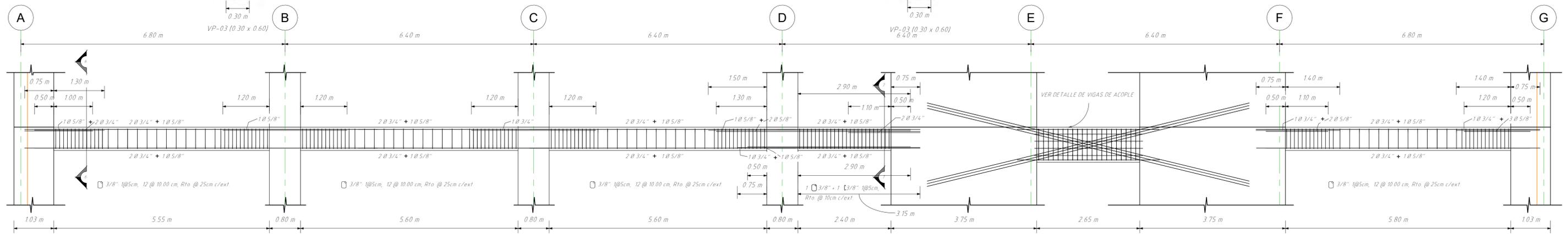


VP3-(0.30X0.60) EJE 02 NIVEL 01 Y 10  
1: 50

5 CORTE 5-5  
1: 25

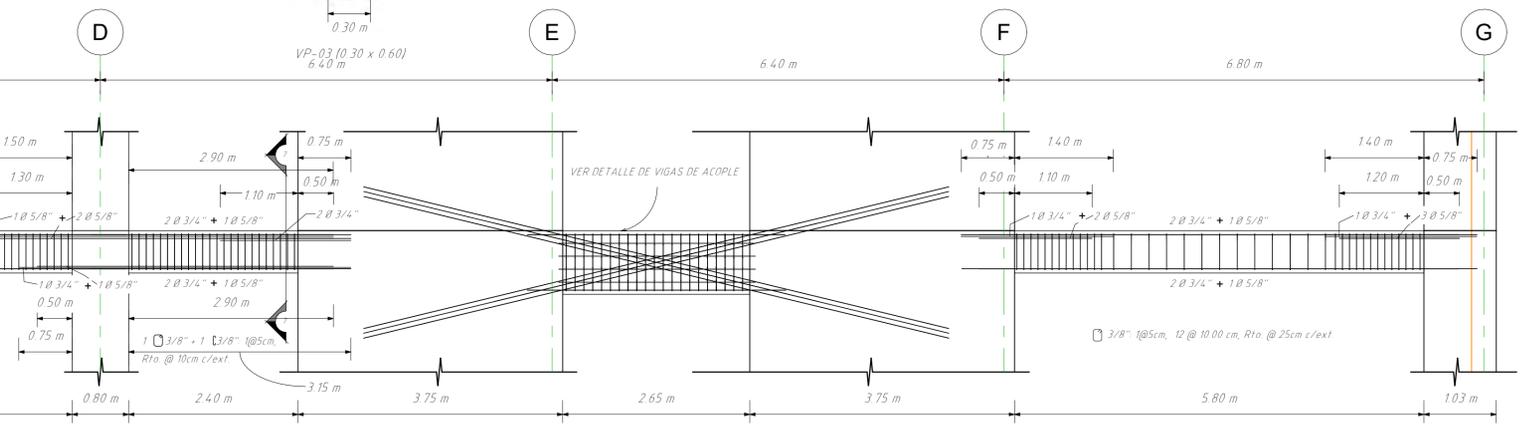
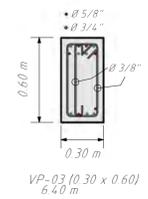


6 CORTE 6-6  
1: 25

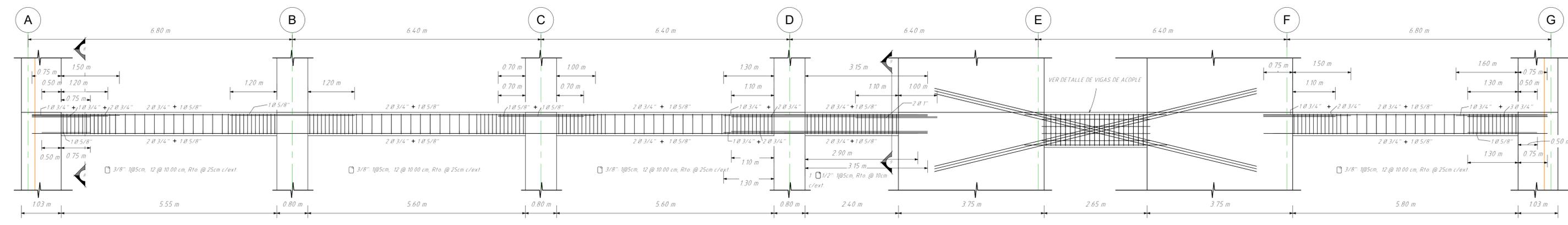
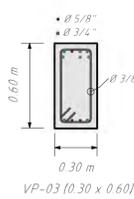


VP3-(0.30X0.60) EJE 02 NIVEL 02  
1: 50

7 CORTE 7-7  
1: 25

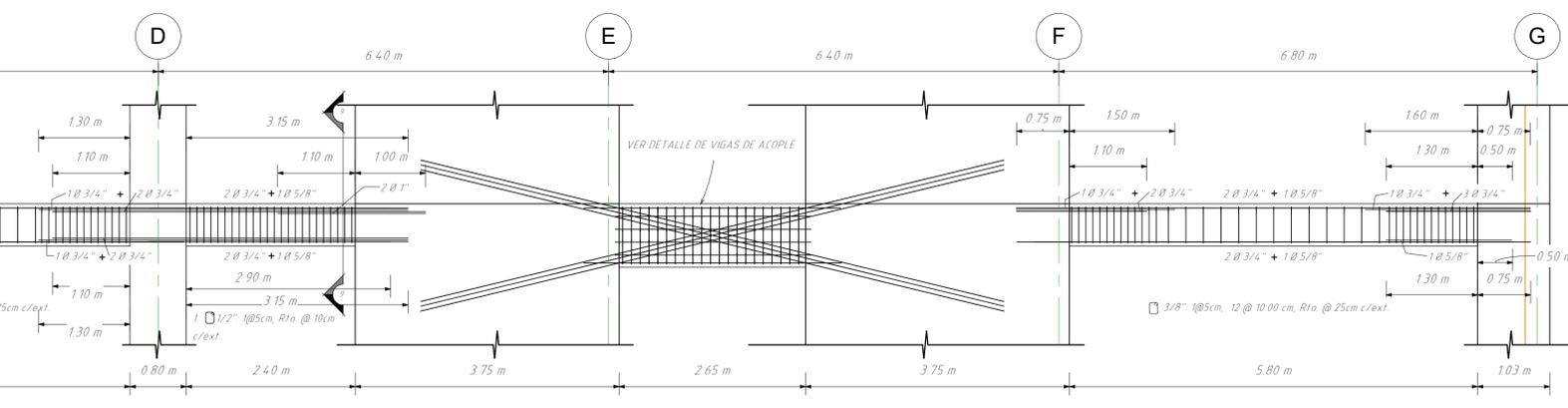
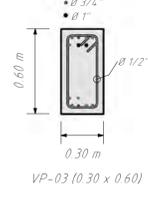


8 CORTE 8-8  
1: 25



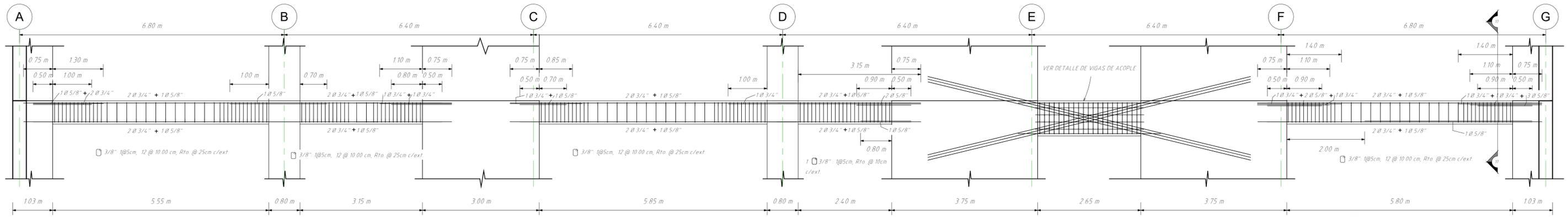
VP3-(0.30X0.60) EJE 02 NIVEL 03-09  
1: 50

9 CORTE 9-9  
1: 25



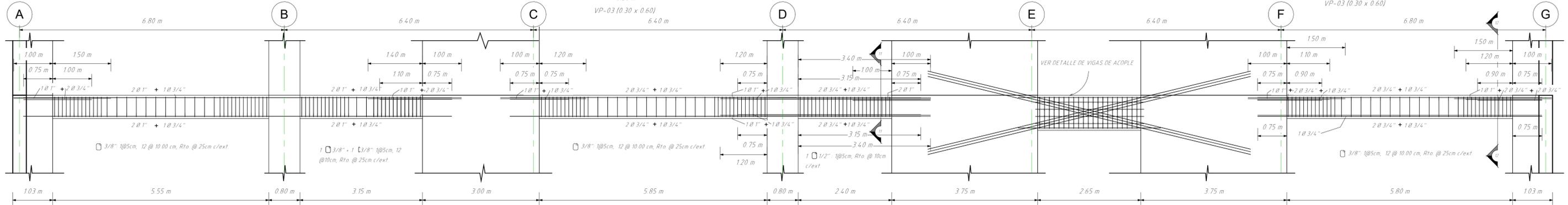
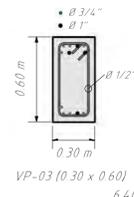
PLANO:	DETALLE VIGAS 02 ACERO GRADO 60		
TESISTAS:	- JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR		
TEMA DE TESIS:	ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ	LÁMINA:	
ESCALA:	Como se indica	FECHA:	OCTUBRE 2023
		ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS
			<b>E-02</b>

10 CORTE 10-10  
1:25



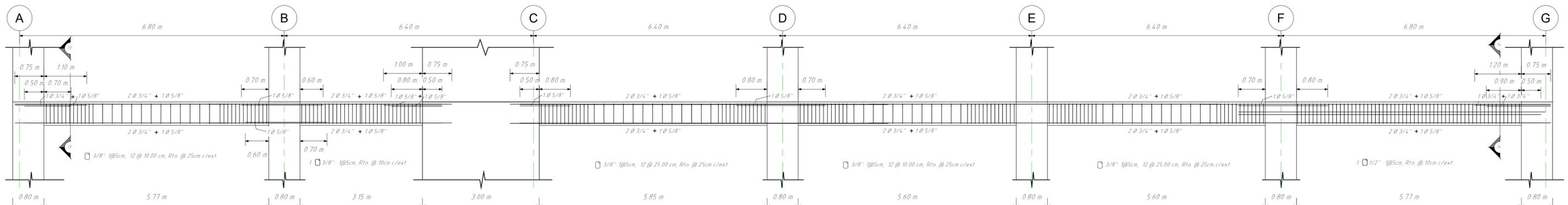
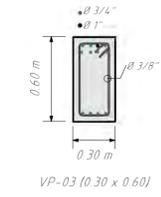
VP3-(0.30X0.60) EJE 03 NIVEL 01  
1:50

11 CORTE 11-11  
1:25



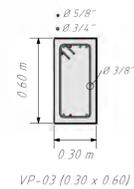
VP3-(0.30X0.60) EJE 03 NIVEL 02-10  
1:50

CORTE 12-12  
1:25

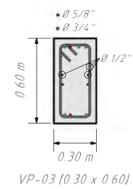


VP3-(0.30X0.60) EJE 04 NIVEL 01  
1:50

13 CORTE 13-13  
1:25

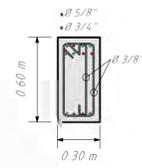


14 CORTE 14-14  
1:25

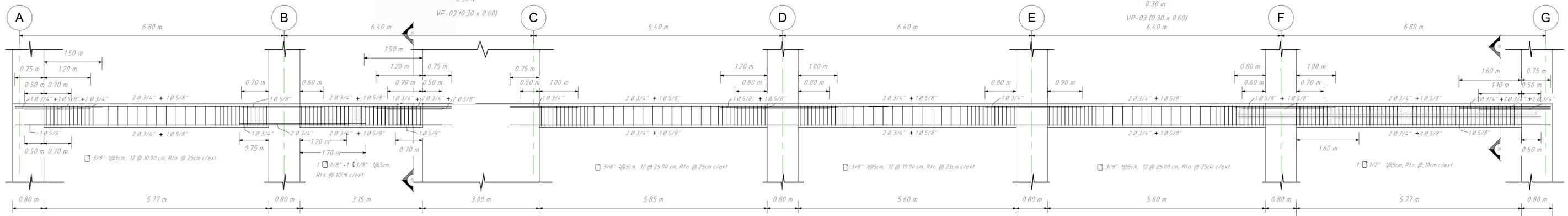
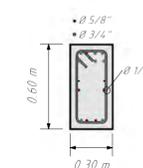


 <b>UNSAAC</b> Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco 	PLANO:	<b>DETALLE VIGAS 03 ACERO GRADO 60</b>		
	TESISTAS:	- JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR		
	TEMA DE TESIS:	ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ	LÁMINA:	<b>E-03</b>
	ESCALA: Como se indica	FECHA: OCTUBRE 2023	ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS

15 CORTE 15-15  
1: 25

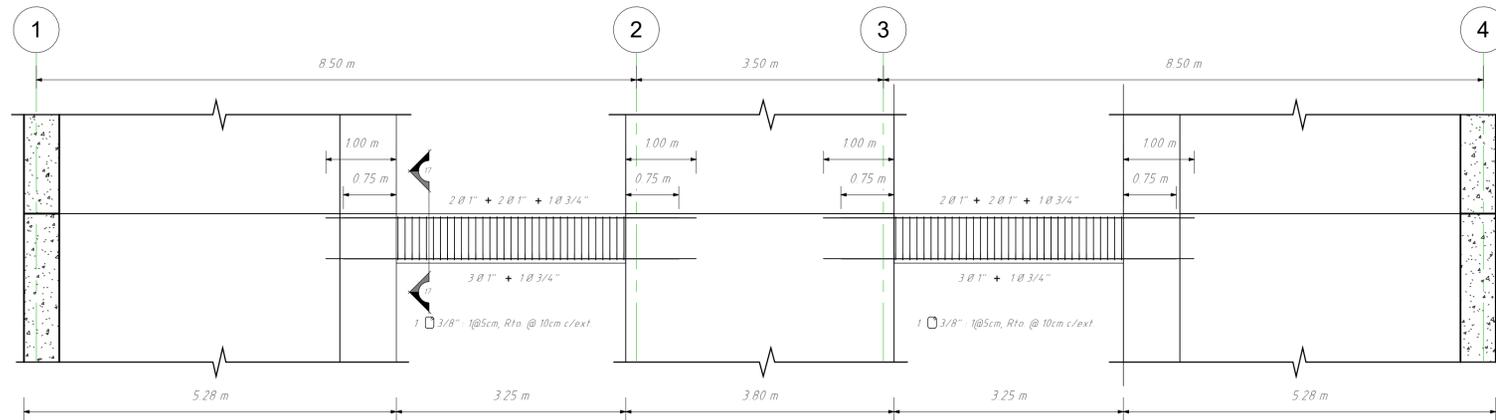


16 CORTE 16-16  
1: 25

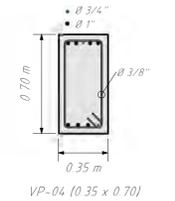


VP3-(0.30X0.60) EJE 04 NIVEL 02-10  
1: 50

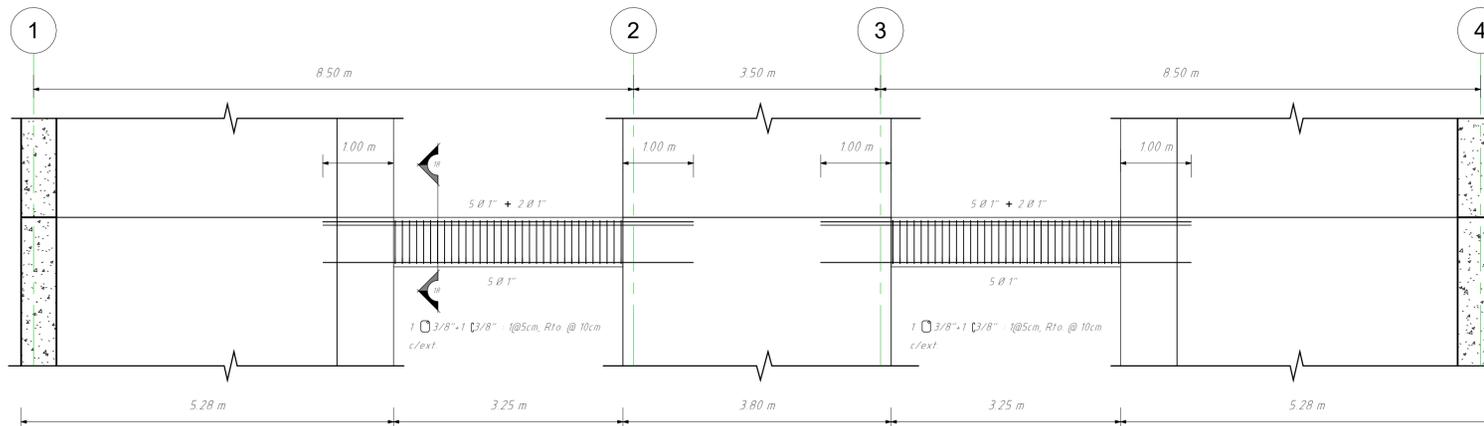
VP4-(0.35X0.70) EJE A y G NIVEL 01-02  
1: 50



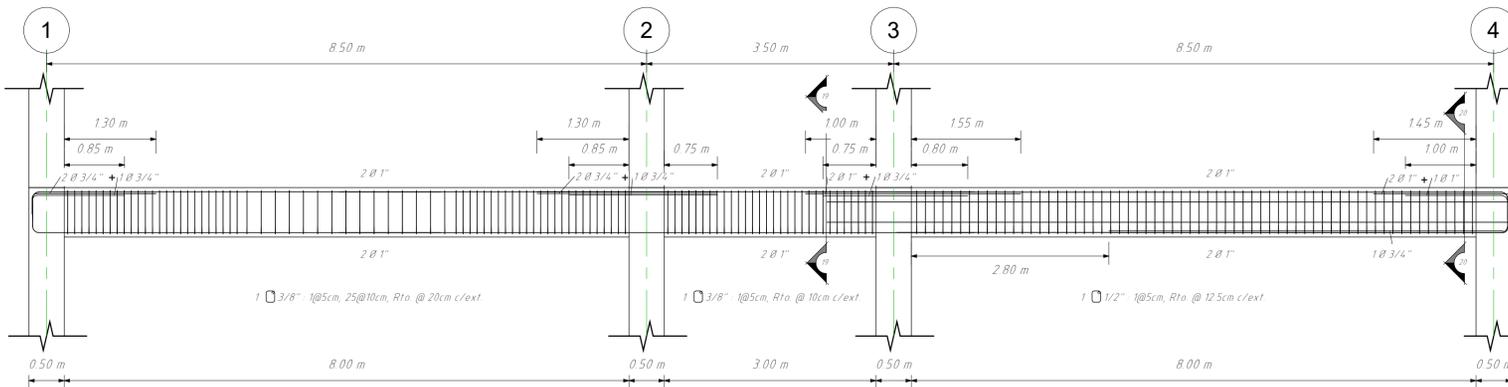
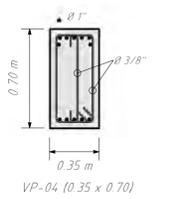
17 CORTE 17-17  
1: 25



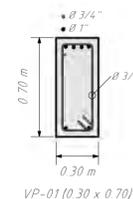
VP4-(0.35X0.70) EJE A y G NIVEL 03-10  
1: 50



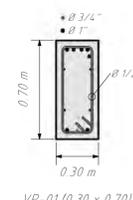
18 CORTE 18-18  
1: 25



19 CORTE 19-19  
1: 25

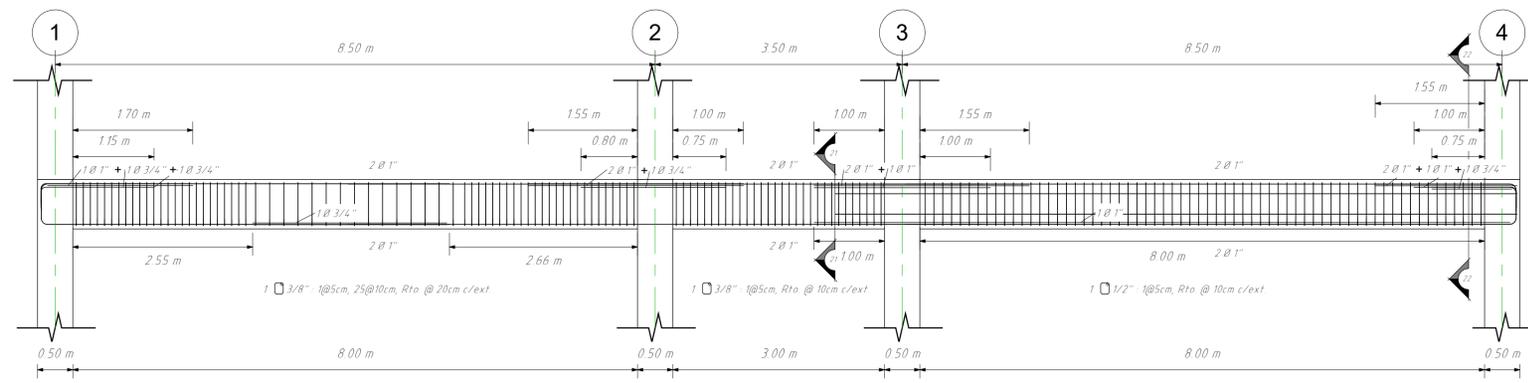


20 CORTE 20-20  
1: 25



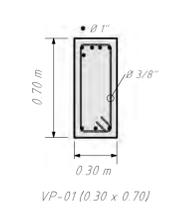
VP1-(0.30X0.70) EJE B NIVEL 01-02  
1: 50

 UNSAAC Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco	PLANO: <b>DETALLE VIGAS 04 ACERO GRADO 60</b>	LÁMINA: <b>E-04</b>
	TESISISTAS: - JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR	
TEMA DE TESIS: ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ	ESCALA: Como se indica	FECHA: OCTUBRE 2023
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS		

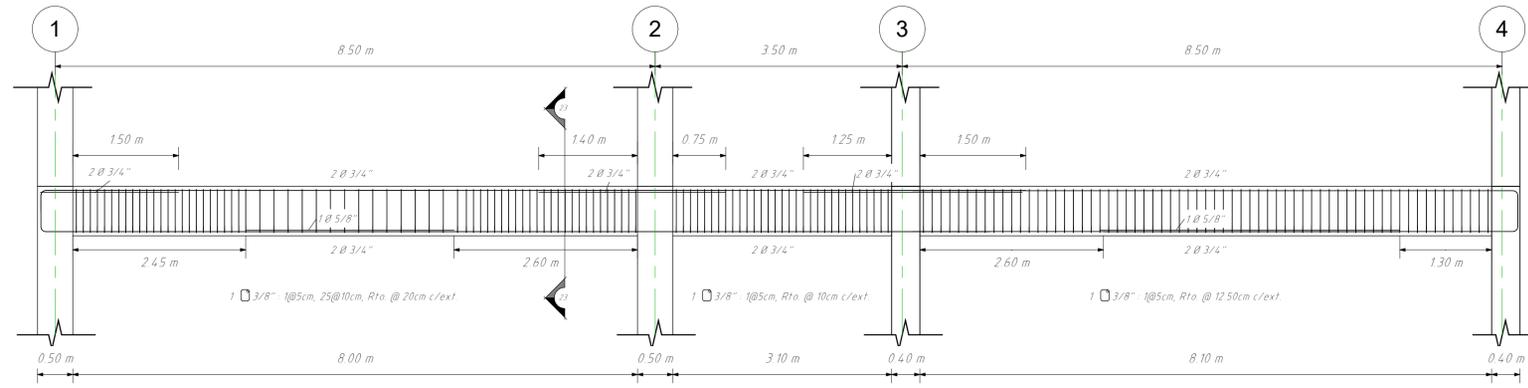
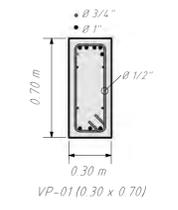


VP1-(0.30X0.70) EJE B NIVEL 03-10  
1: 50

21 CORTE 21-21  
1: 25

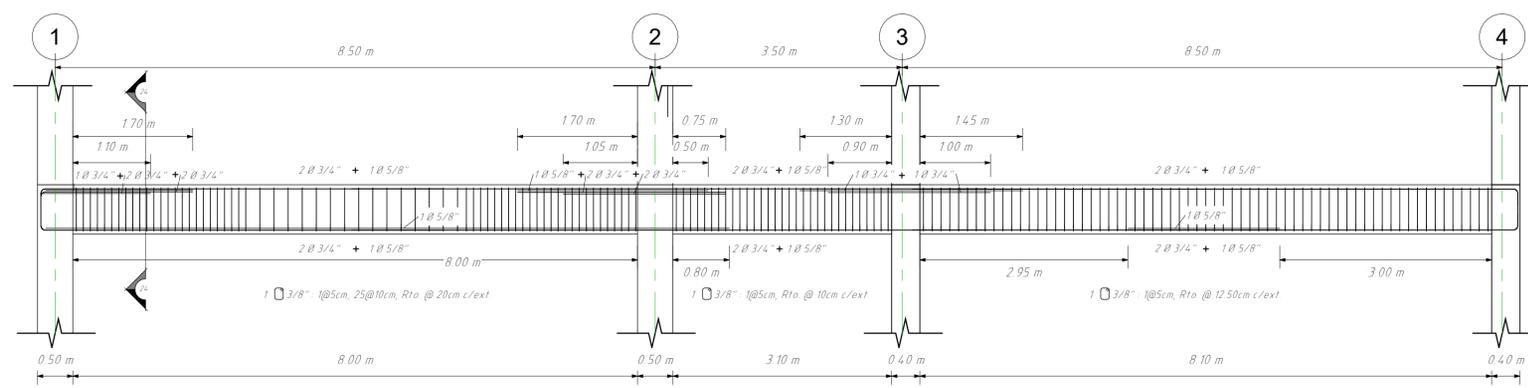
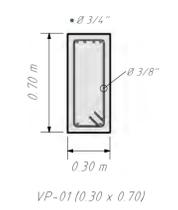


22 CORTE 22-22  
1: 25



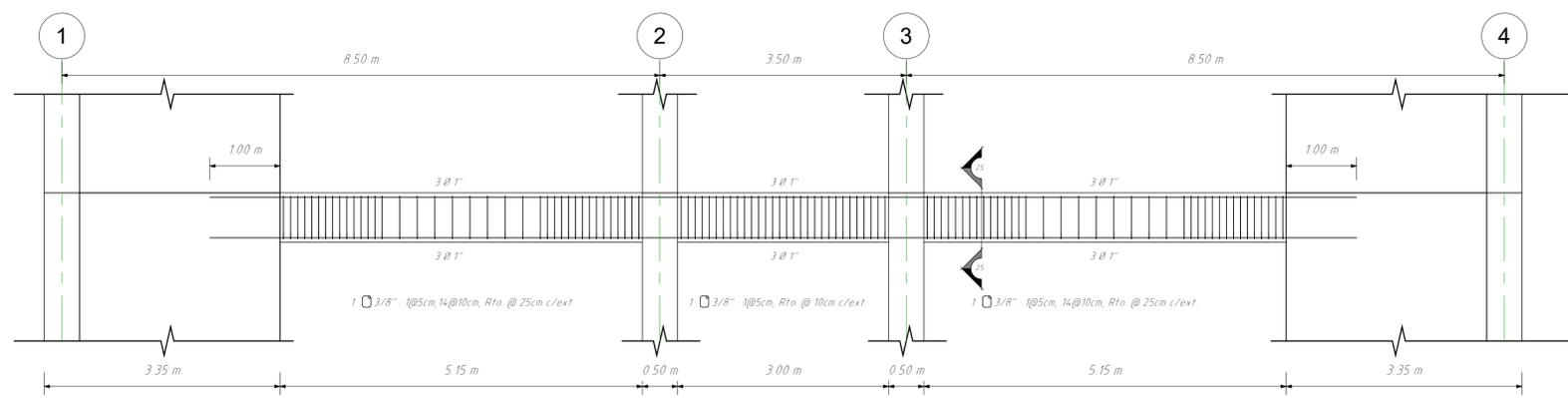
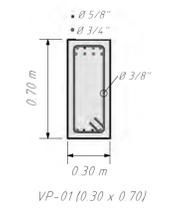
VP1-(0.30X0.70) EJE C NIVEL 01  
1: 50

23 CORTE 23-23  
1: 25



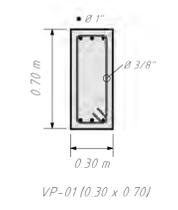
VP1-(0.30X0.70) EJE C NIVEL 02-10  
1: 50

24 CORTE 24-24  
1: 25

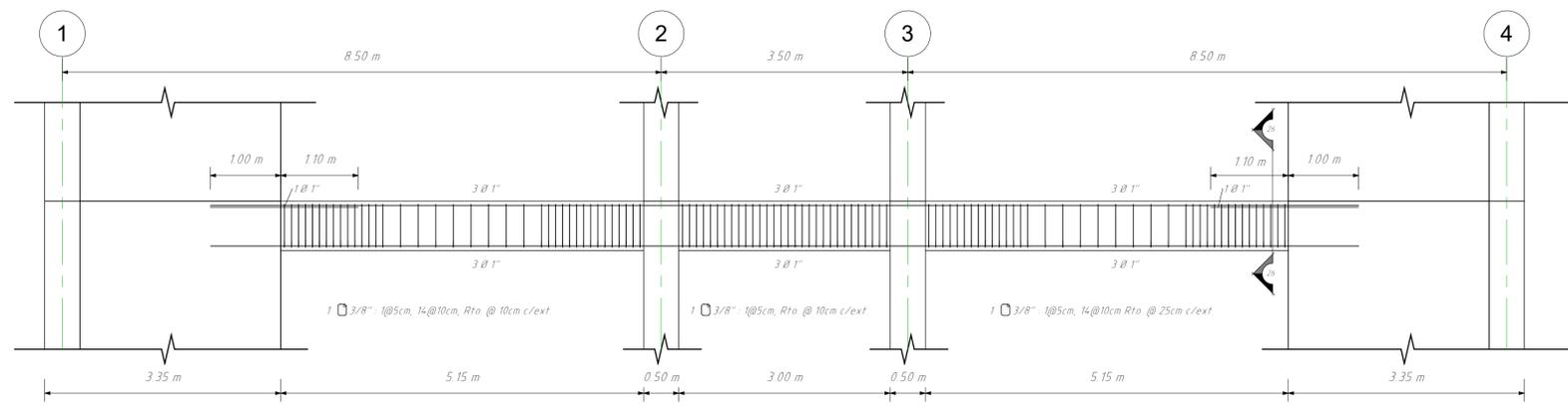


VP1-(0.30X0.70) EJE D NIVEL 01  
1: 50

25 CORTE 25-25  
1: 25



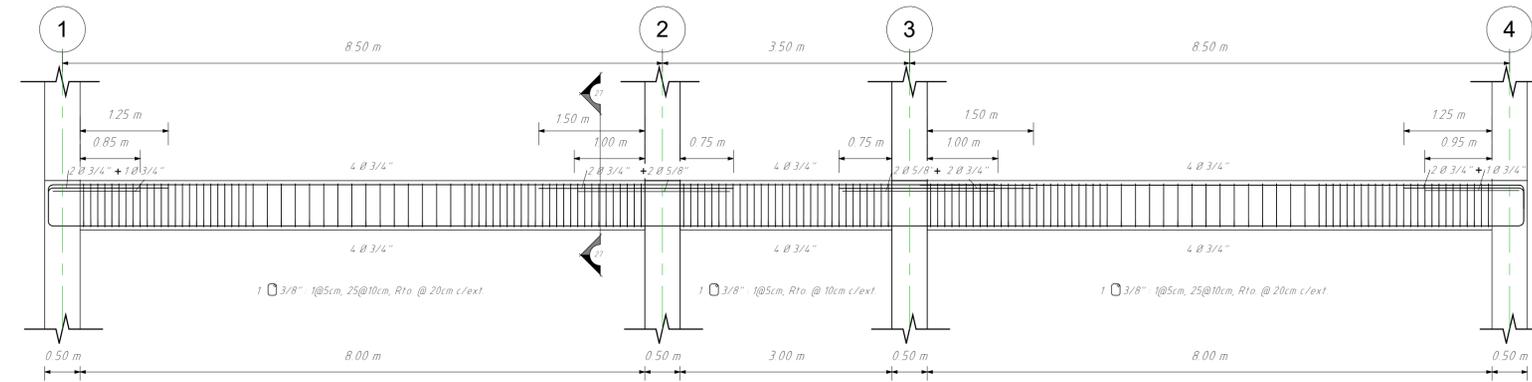
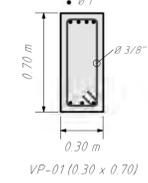
 <b>UNSAAC</b> Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco	<b>PLANO:</b> DETALLE VIGAS 05 ACERO GRADO 60	<b>LÁMINA:</b> <h1>E-05</h1>
	<b>TESISTAS:</b> - JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR	
<b>TEMA DE TESIS:</b> ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ	<b>ESCALA:</b> Como se indica	<b>FECHA:</b> OCTUBRE 2023
<b>ESPECIALIDAD:</b> ESTRUCTURAS		



VP1-(0.30X0.70) EJE D NIVEL 02-10

1: 50

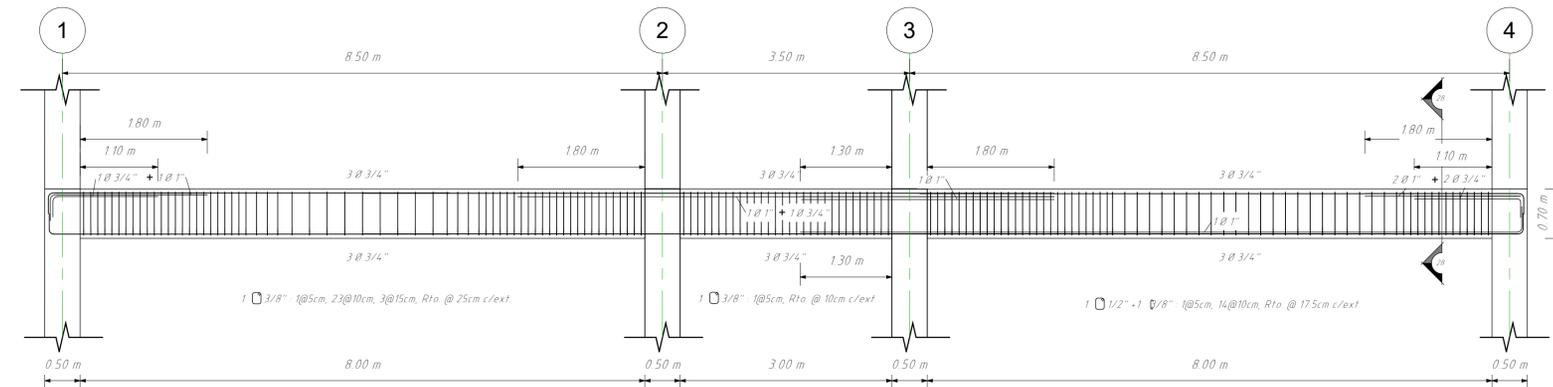
26 CORTE 26-26  
1: 25



VP1-(0.30X0.70) EJE E NIVEL 01, 03-10

1: 50

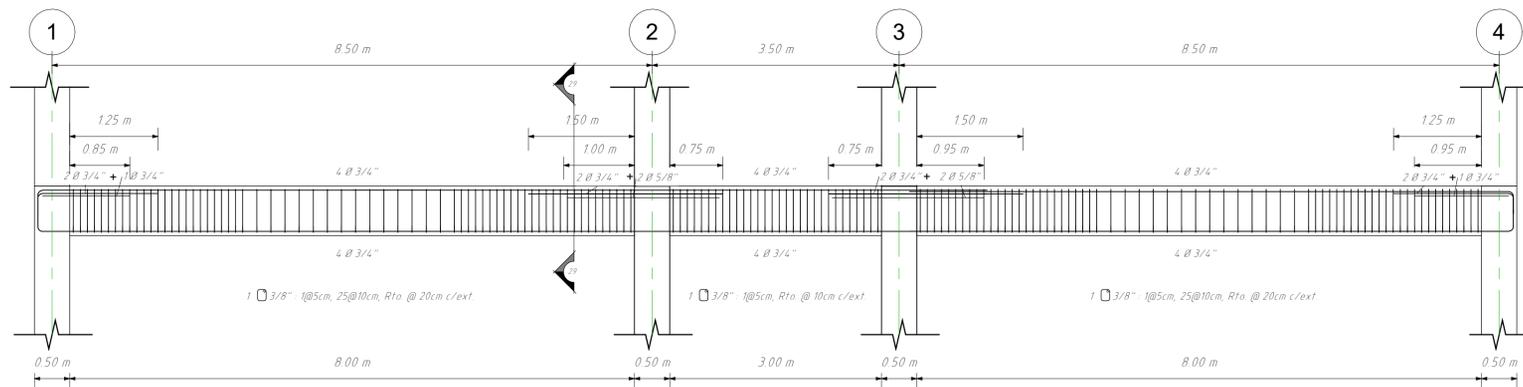
27 CORTE 27-27  
1: 25



VP1-(0.30X0.70) EJE E NIVEL 02

1: 50

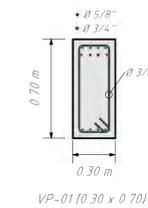
28 CORTE 28-28  
1: 25



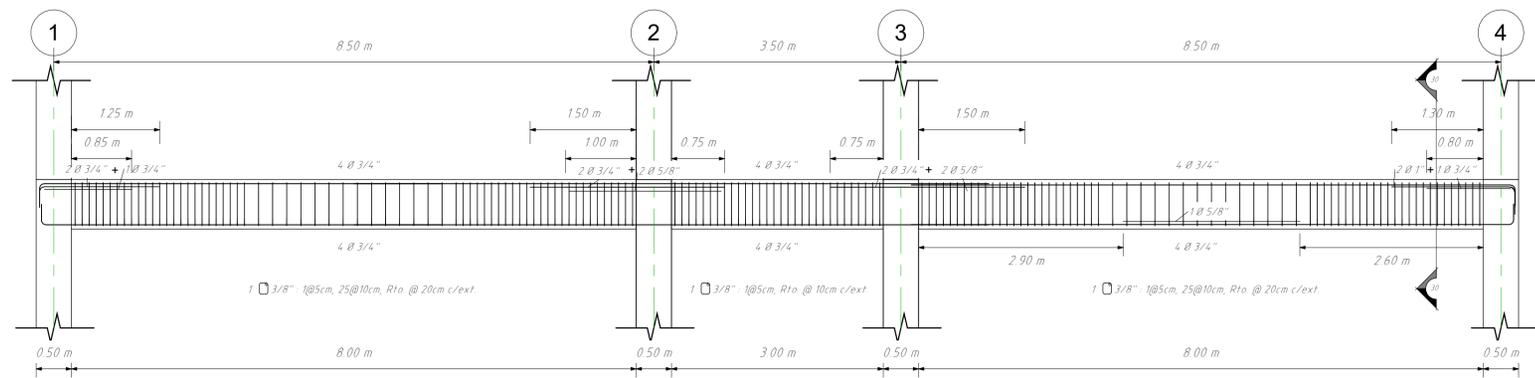
VP1-(0.30X0.70) EJE F NIVEL 01, 03-10

1: 50

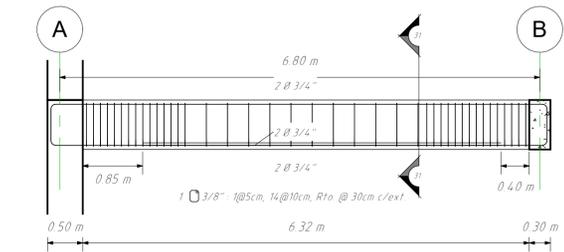
29 CORTE 29-29  
1: 25



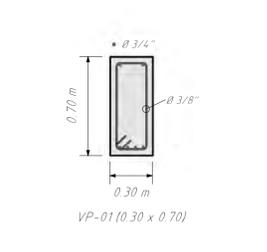
 <b>UNSAAC</b> Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco	PLANO: <b>DETALLE VIGAS 06 ACERO GRADO 60</b>	LÁMINA: <b>E-06</b>
	TESISISTAS: - JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR	
TEMA DE TESIS: ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ	ESCALA: Como se indica	FECHA: OCTUBRE 2023
		ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS



30 CORTE 30-30  
1:25

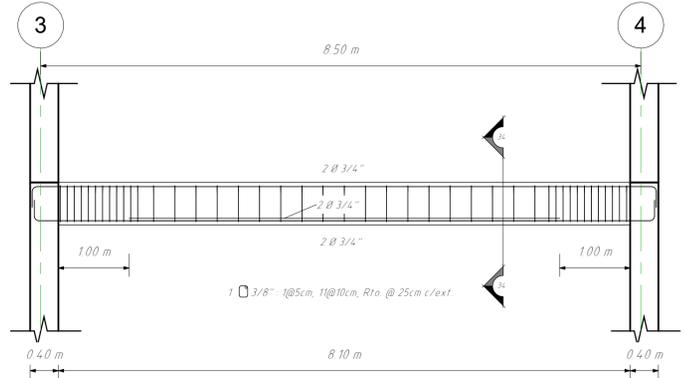


VP1-(0.30X0.70) ENTRE A-B, 3-4  
1:50



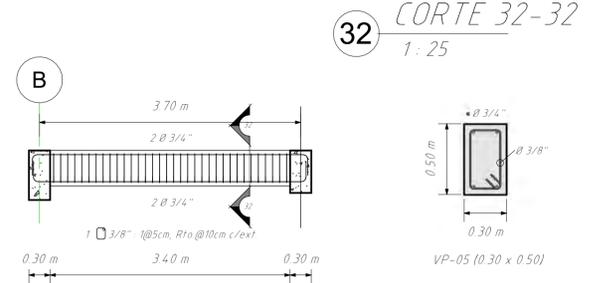
31 CORTE 31-31  
1:25

VP1-(0.30X0.70) EJE F NIVEL 02  
1:50



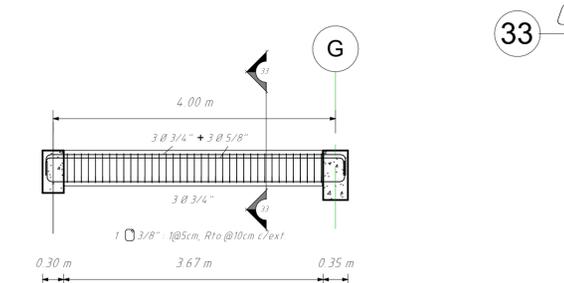
VP3-(0.30X0.60) ENTRE 3-4, B-C, F-G  
1:50

34 CORTE 34-34  
1:25



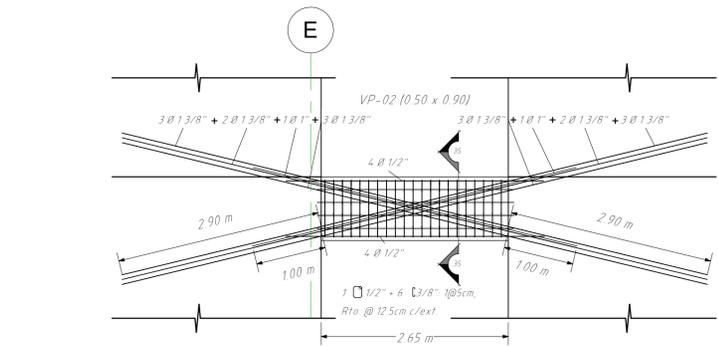
VP5-(0.30X0.50) ENTRE B-C, 3-4  
1:50

32 CORTE 32-32  
1:25



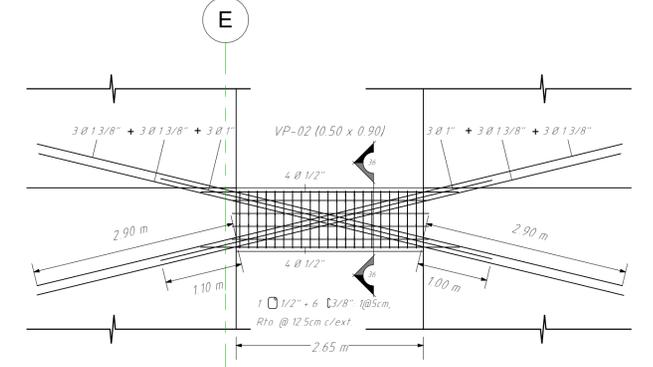
VP5-(0.30X0.50) ENTRE F-G, 3-4  
1:50

33 CORTE 33-33  
1:25



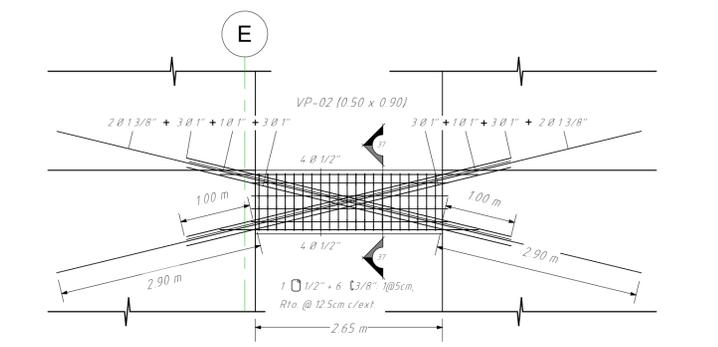
VP2-(0.50X0.90) NIVEL 01-04 VIGA DE ACOPLE  
1:50

35 CORTE 35-35  
1:25



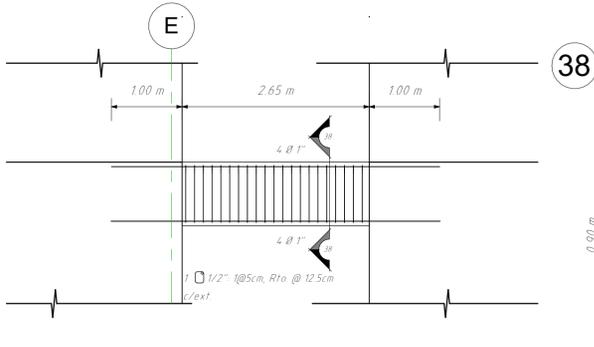
VP2-(0.50X0.90) NIVEL 05-06 VIGA DE ACOPLE  
1:50

36 CORTE 36-36  
1:25



VP2-(0.50X0.90) NIVEL 07-08 VIGA DE ACOPLE  
1:50

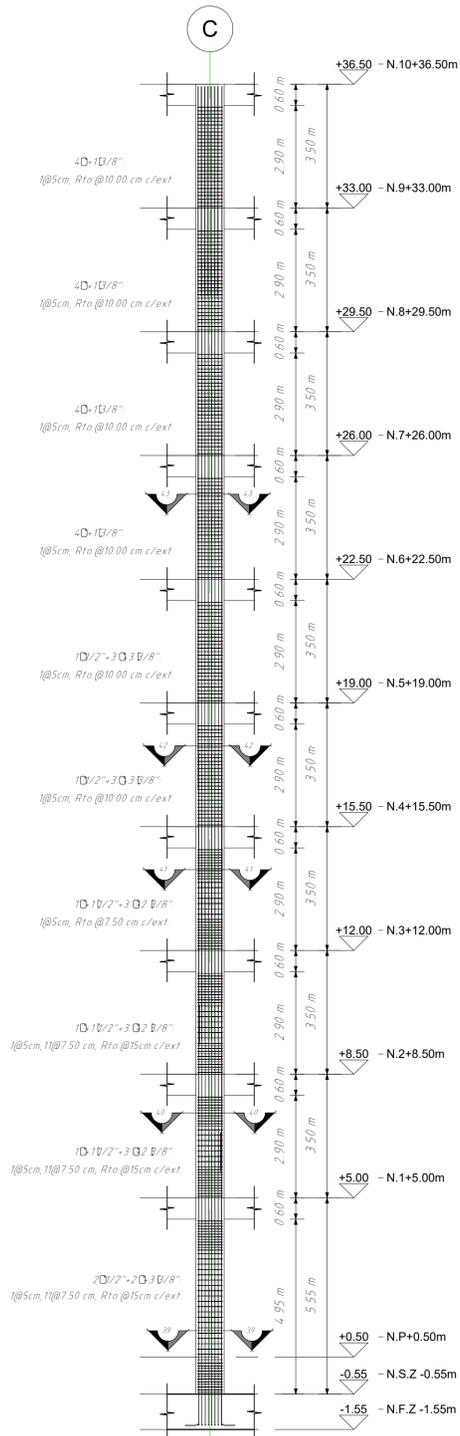
37 CORTE 37-37  
1:25



VP2-(0.50X0.90) NIVEL 09-10  
1:50

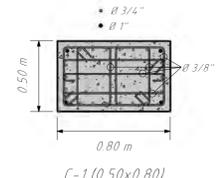
38 CORTE 38-38  
1:25

 <p>UNSAAC Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco</p>	PLANO:	DETALLE VIGAS 07 ACERO GRADO 60	
	TESISTAS:	- JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR	
	TEMA DE TESIS:	ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ	LÁMINA:
	ESCALA:	FECHA:	ESPECIALIDAD:
Como se indica	OCTUBRE 2023	ESTRUCTURAS	<b>E-07</b>

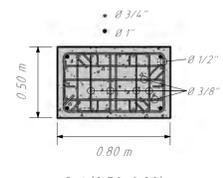


C-1 (0.50x0.80)  
1: 100

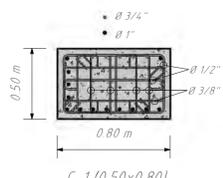
43 CORTE 43-43  
1: 25



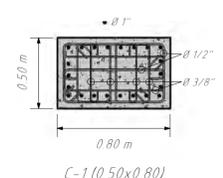
42 CORTE 42-42  
1: 25



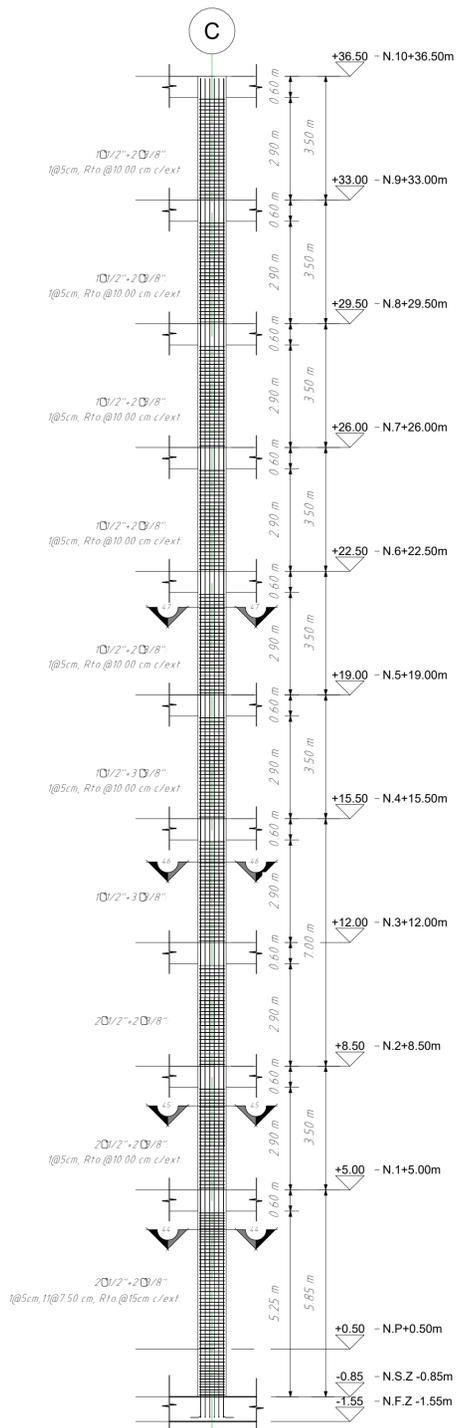
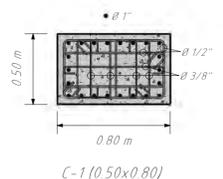
41 CORTE 41-41  
1: 25



40 CORTE 40-40  
1: 25

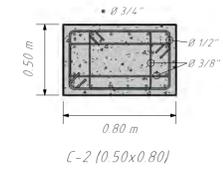


39 CORTE 39-39  
1: 25

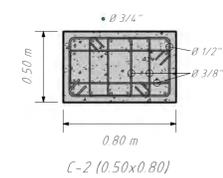


C-2 (0.50x0.80)  
1: 100

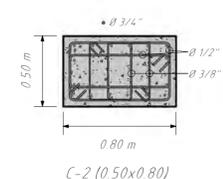
47 CORTE 47-47  
1: 25



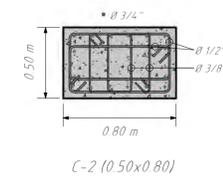
46 CORTE 46-46  
1: 25



45 CORTE 45-45  
1: 25

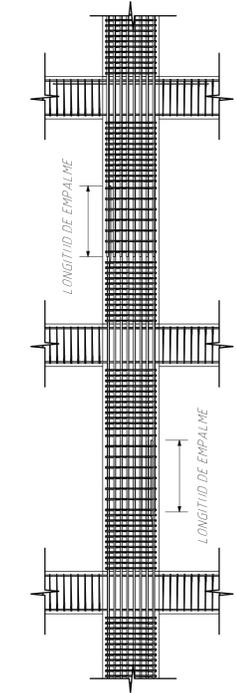


44 CORTE 44-44  
1: 25



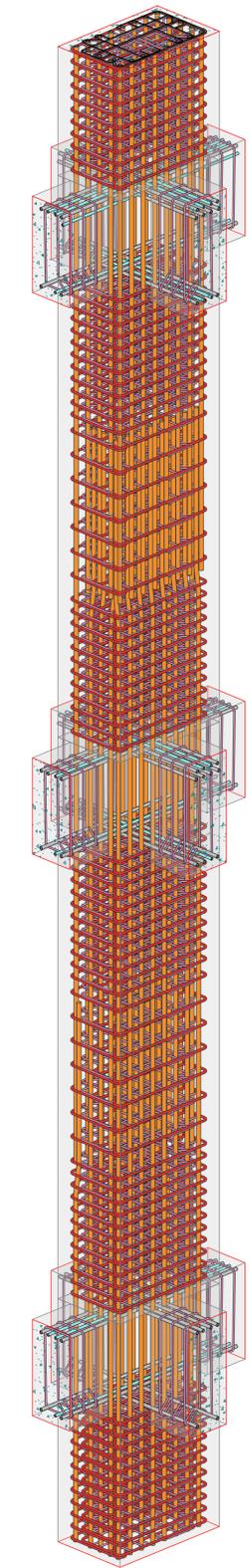
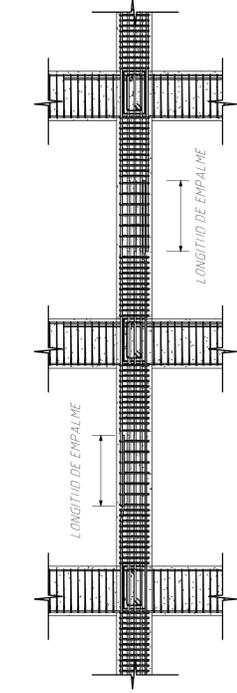
DETALLE TRASLAPE

1: 50



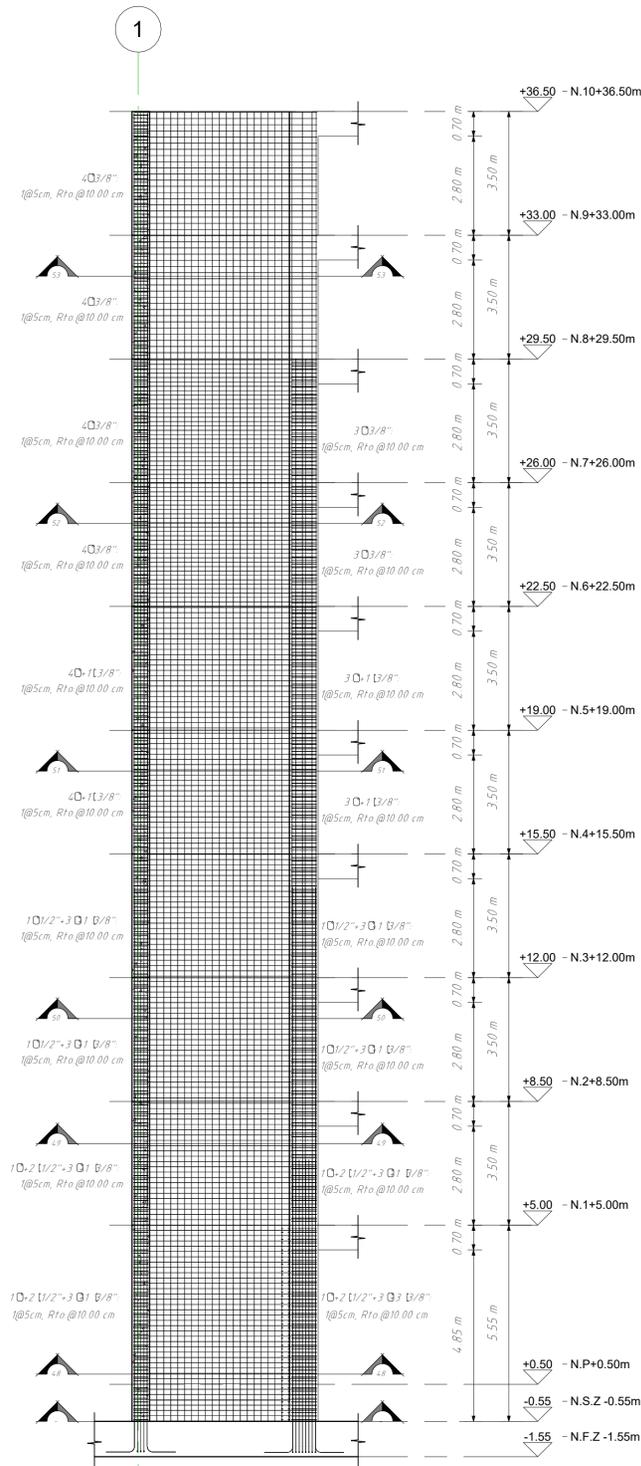
DETALLE TRASLAPE 2

1: 50



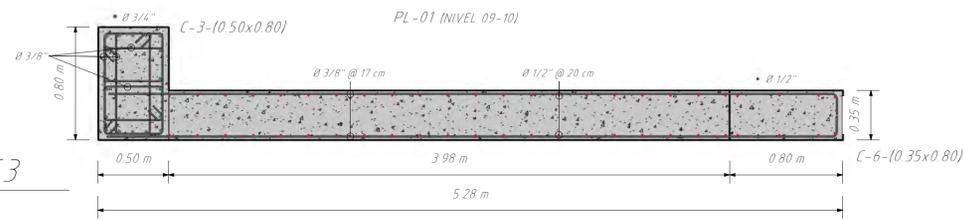
3D - DETALLE TRASLAPE

 <b>UNSAAC</b> Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco	PLANO: <b>DETALLE COLUMNAS ACERO GRADO 60</b>	LÁMINA: <b>E-08</b>
	TESISTAS: - JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR	
	TEMA DE TESIS: ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ	ESPECIALIDAD: <b>ESTRUCTURAS</b>
	ESCALA: Como se indica	

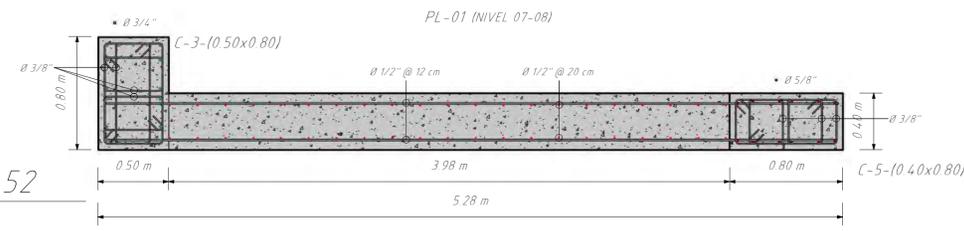


PLACA 01  
1:100

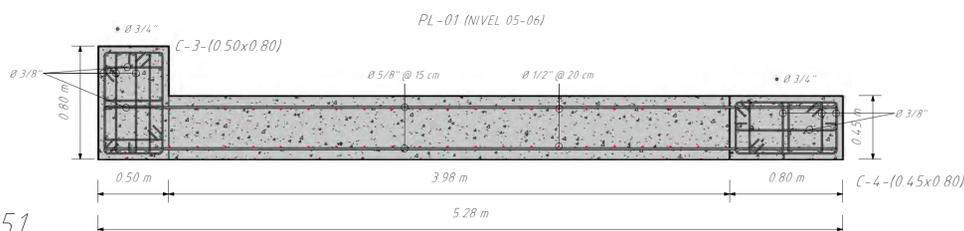
53 CORTE 53-53  
1:25



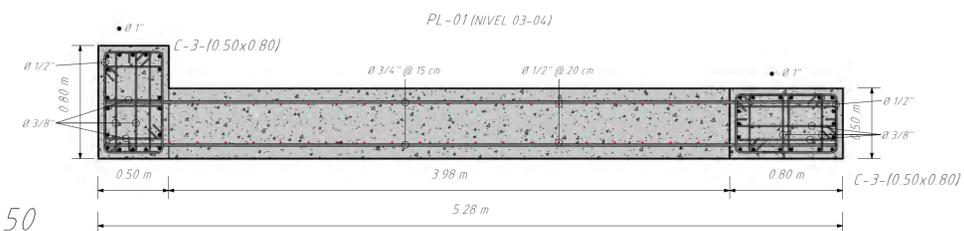
52 CORTE 52-52  
1:25



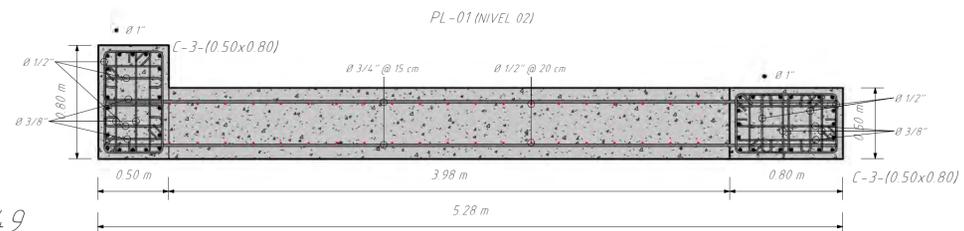
51 CORTE 51-51  
1:25



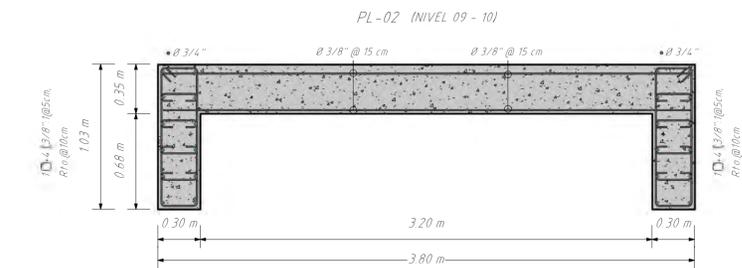
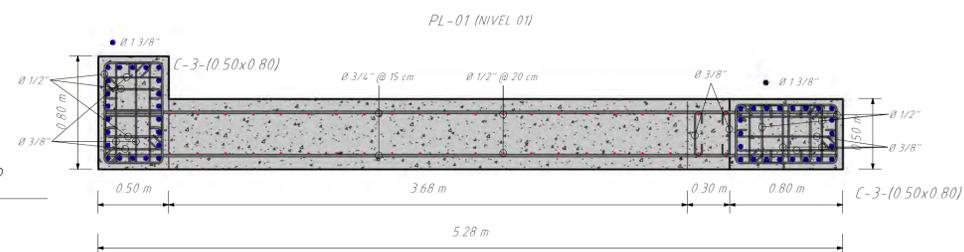
50 CORTE 50-50  
1:25



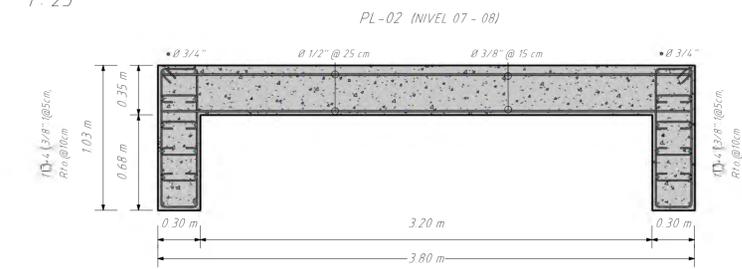
49 CORTE 49-49  
1:25



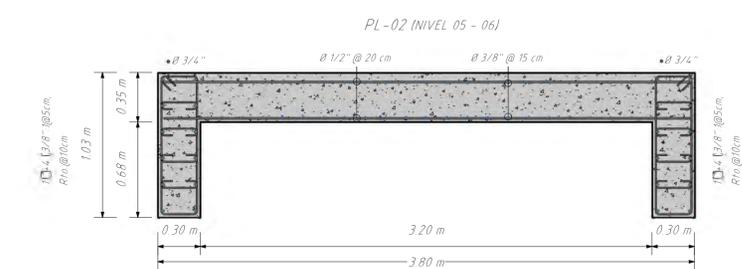
48 CORTE 48-48  
1:25



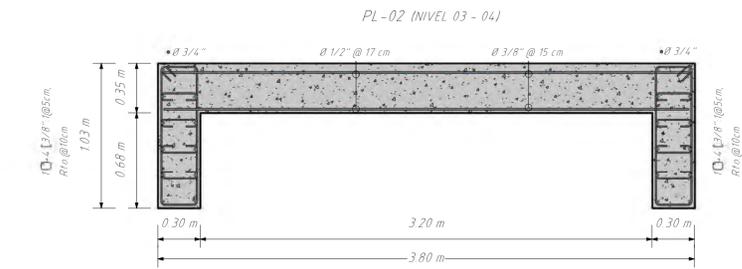
PL-02 (NIVEL 09-10)  
1:25



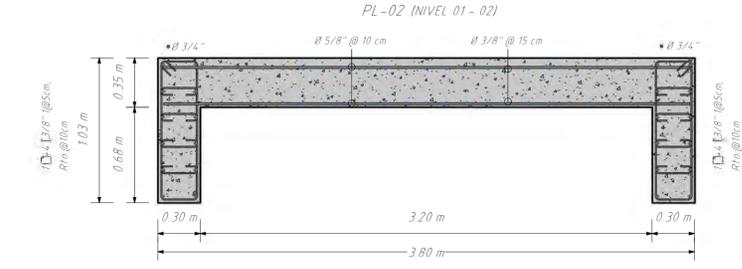
PL-02 (NIVEL 07-08)  
1:25



PL-02 (NIVEL 05-06)  
1:25



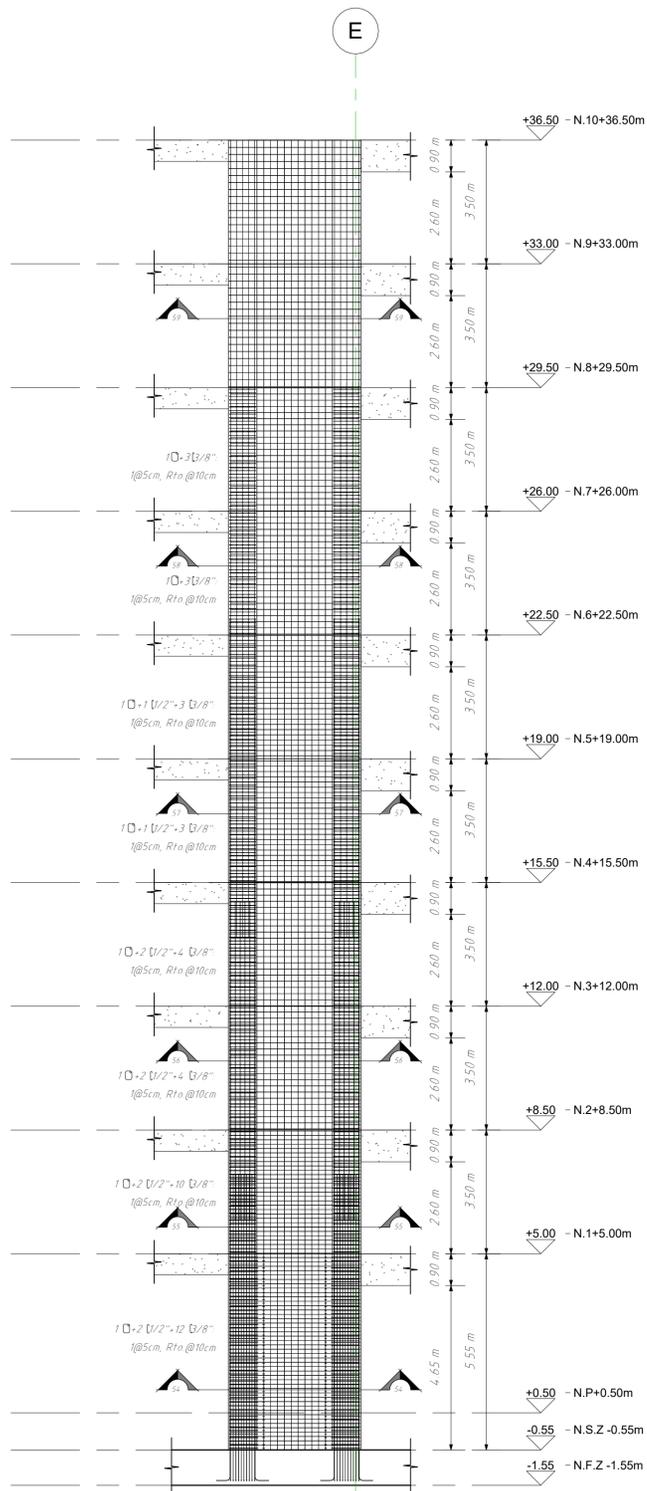
PL-02 (NIVEL 03-04)  
1:25



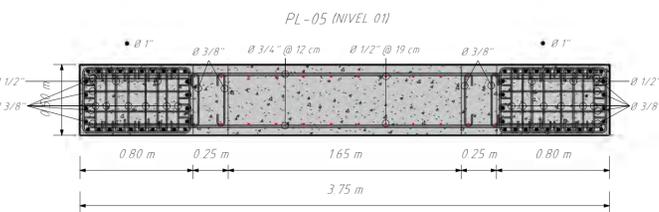
PL-02 (NIVEL 01-02)  
1:25



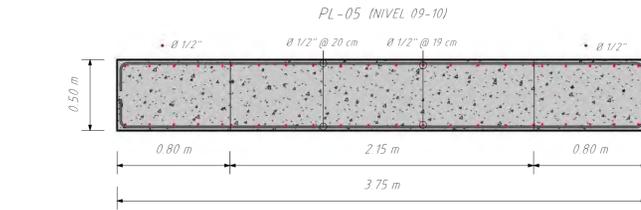
PLANO:	DETALLE MUROS ACERO GRADO 60		LÁMINA:	E-09	
TESISTAS:	- JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR				
TEMA DE TESIS:	ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ				
ESCALA:	Como se indica	FECHA:	OCTUBRE 2023	ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS



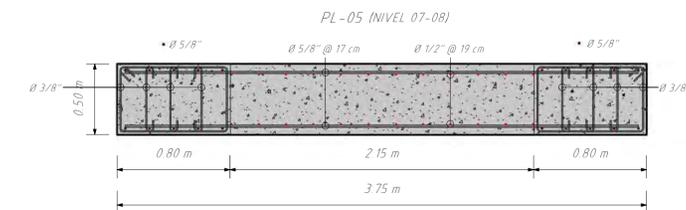
PLACA 05  
1: 100



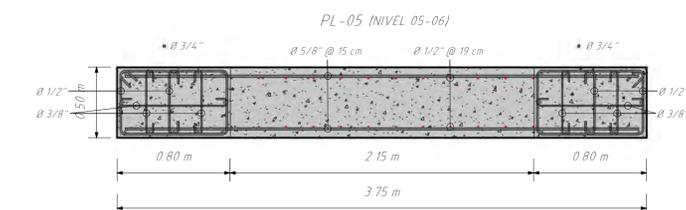
54 CORTE 54-54  
1: 25



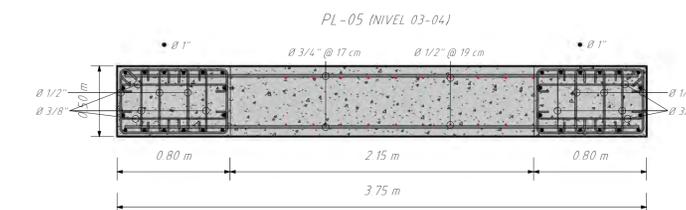
59 CORTE 59-59  
1: 25



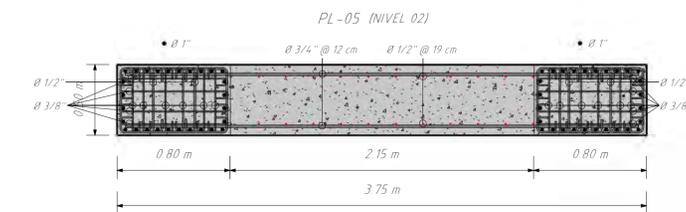
58 CORTE 58-58  
1: 25



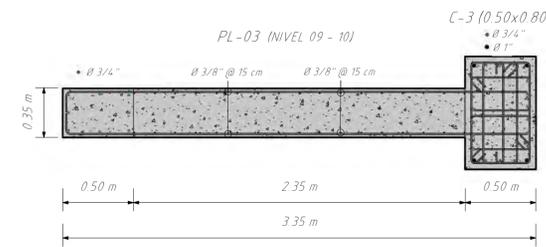
57 CORTE 57-57  
1: 25



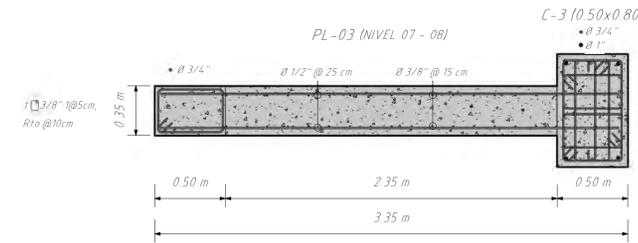
56 CORTE 56-56  
1: 25



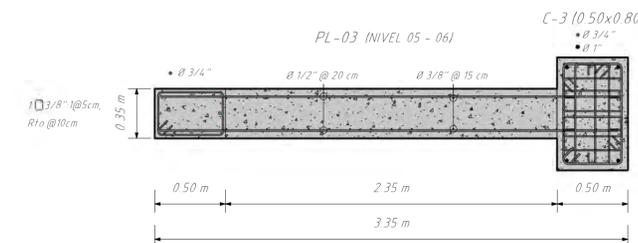
55 CORTE 55-55  
1: 25



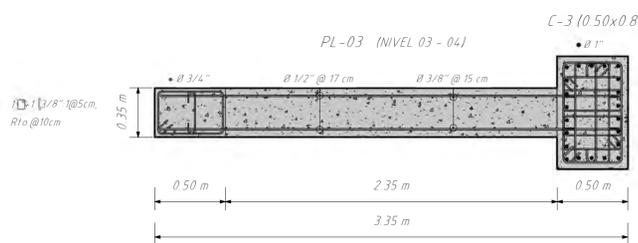
PL-03 (NIVEL 09-10)  
1: 25



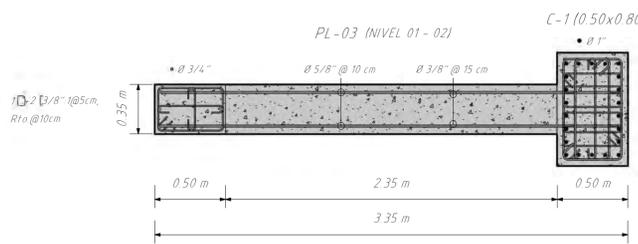
PL-03 (NIVEL 07-08)  
1: 25



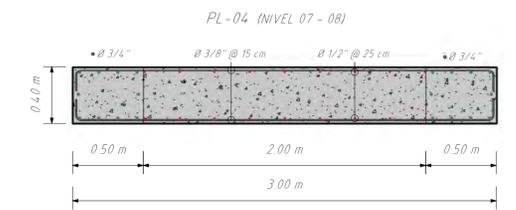
PL-03 (NIVEL 05-06)  
1: 25



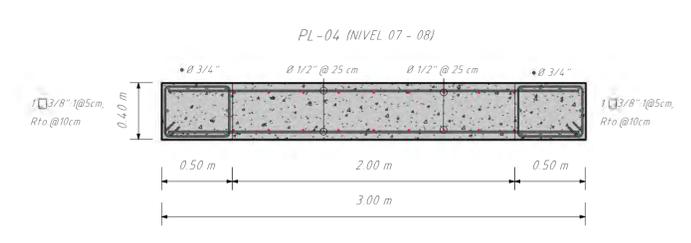
PL-03 (NIVEL 03-04)  
1: 25



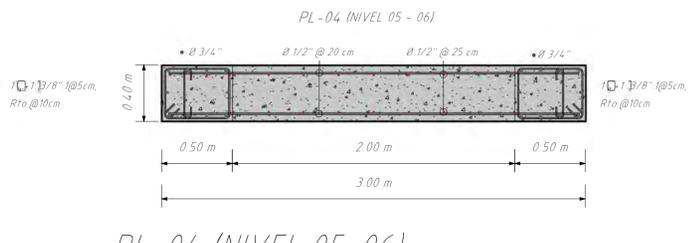
PL-03 (NIVEL 01-02)  
1: 25



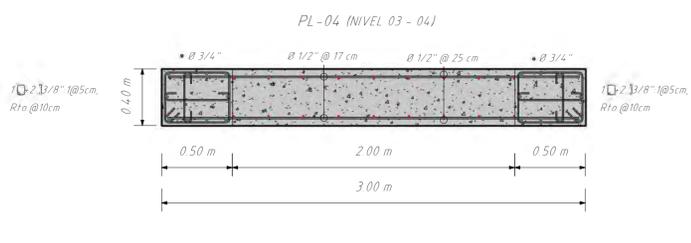
PL-04 (NIVEL 09-10)  
1: 25



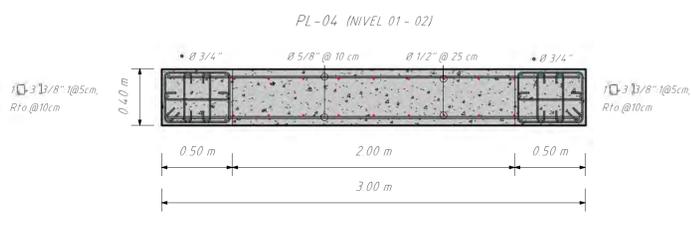
PL-04 (NIVEL 07-08)  
1: 25



PL-04 (NIVEL 05-06)  
1: 25



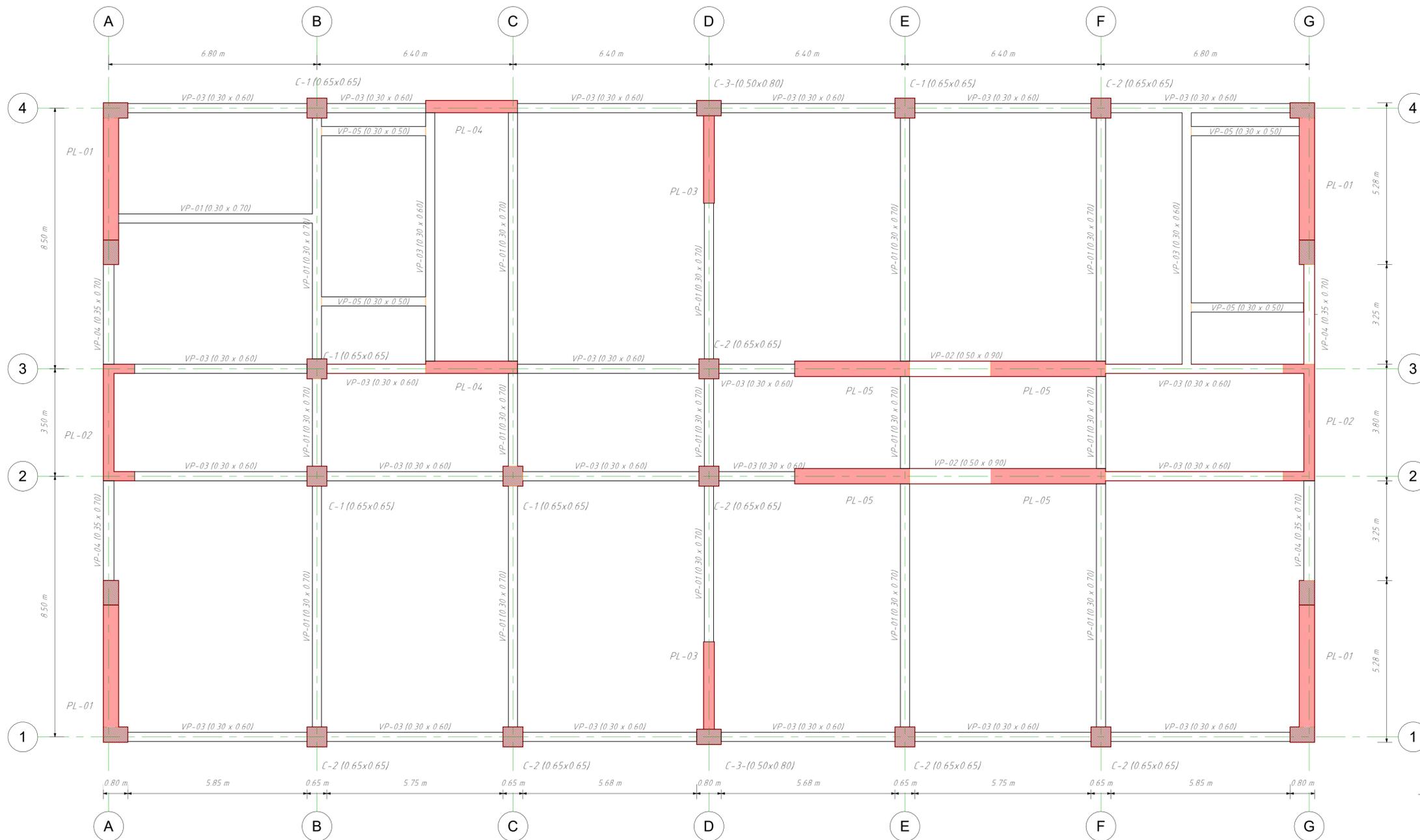
PL-04 (NIVEL 03-04)  
1: 25



PL-04 (NIVEL 01-02)  
1: 25



PLANO:	DETALLE MUROS 02 ACERO GRADO 60	
TESISTAS:	- JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR	
TEMA DE TESIS:	ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ	LÁMINA:
ESCALA:	Como se indica	FECHA:
		OCTUBRE 2023
	ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS
		<b>E-10</b>



PLANTA N.1+5.00m  
1:75

CALIDAD DEL CONCRETO

ELEMENTO	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS (f'c)	
PLACAS	NIVEL 01-04:	420 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 05-06:	350 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 07-08:	280 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 09-10:	210 kg/cm <sup>2</sup>
COLUMNAS	210 KG/CM <sup>2</sup> , EXCEPTO LA COLUMNA 01 (C-01) DEL NIVEL 01 AL 04: 280 kg/cm <sup>2</sup> , LOS DEMÁS NIVELES 210 kg/cm <sup>2</sup>	
VIGAS	210 kg/cm <sup>2</sup>	

ACERO DE REFUERZO

REFUERZO	CALIDAD	RESISTENCIA A LA FLUENCIA (fy)
ACERO LONGITUDINAL (VIGAS Y COLUMNAS)	ASTM A706 - GRADO 80	5500 kg/cm <sup>2</sup>
ACERO LONGITUDINAL (PLACAS PL-02, 03 Y 04)	ASTM A706 - GRADO 60	4200 kg/cm <sup>2</sup>
ACERO LONGITUDINAL (PLACAS PL-01 Y PL-05)	ASTM A706 - GRADO 100	6900 kg/cm <sup>2</sup>
ESTRIBOS	ASTM A706 - GRADO 60	4200 kg/cm <sup>2</sup>



PLANO: PLANTA TÍPICA

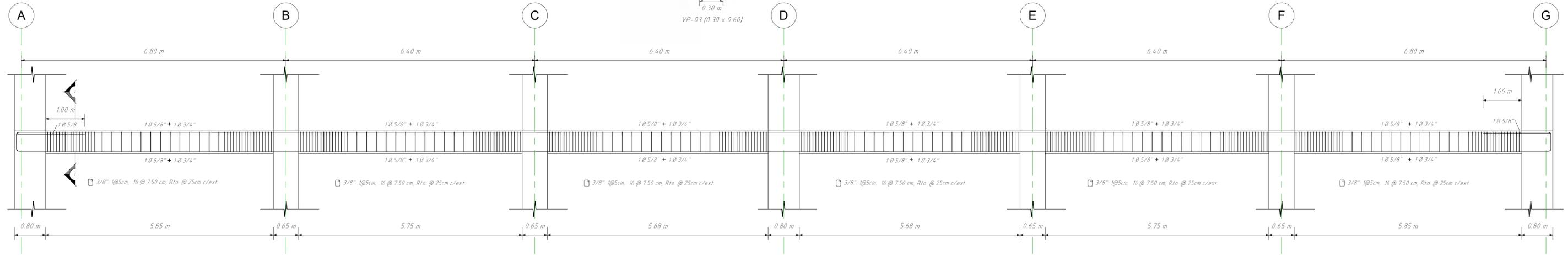
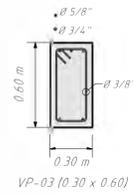
TESISTAS: - JULIO EDU VALDEZ MORALES  
- ALEXIS POMPILLA YABAR

TEMA DE TESIS: ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ

LÁMINA: E-00

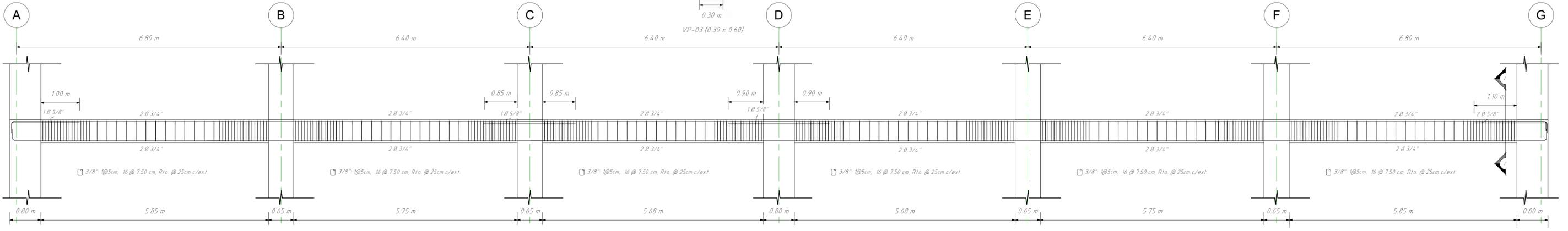
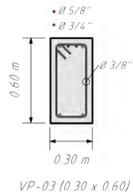
ESCALA: Como se indica | FECHA: OCTUBRE 2023 | ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS

1 CORTE 1-1  
1:25

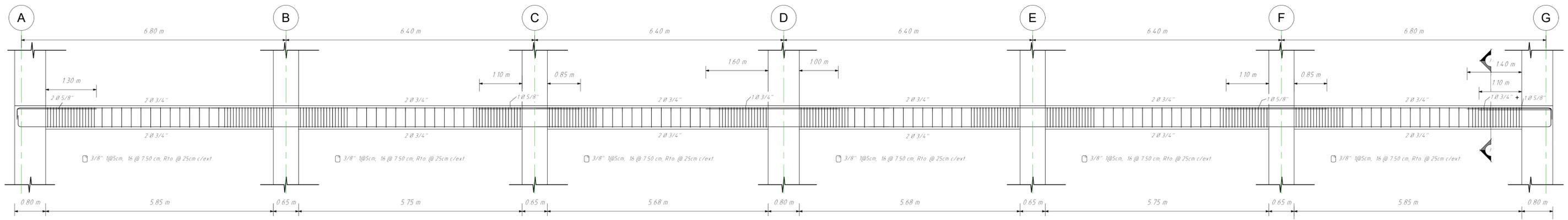


VP3-(0.30X0.60) EJE 01 NIVEL 01  
1:50

2 CORTE 2-2  
1:25

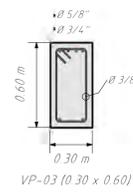


VP3-(0.30X0.60) EJE 01 NIVEL 02 Y 10  
1:50



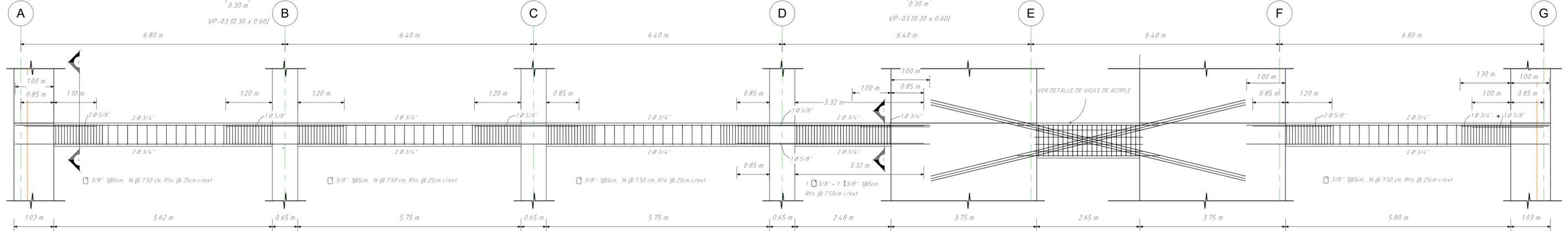
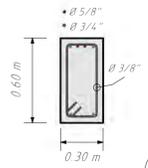
VP3-(0.30X0.60) EJE 01 NIVEL 03-09  
1:50

3 CORTE 3-3  
1:25



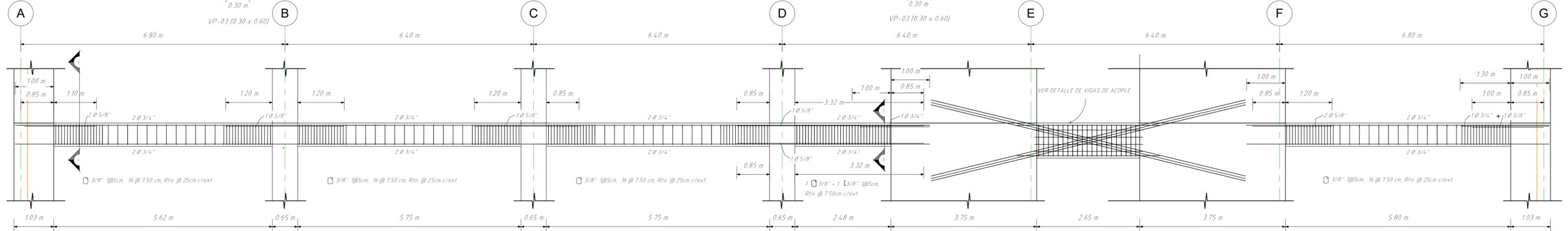
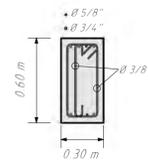
PLANO:	DETALLE VIGAS 01 ALTA RESISTENCIA		
TESISTAS:	- JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR		
TEMA DE TESIS:	ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ	LÁMINA:	E-01
ESCALA:	Como se indica	FECHA:	OCTUBRE 2023
ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS		

4 CORTE 4-4  
1: 25



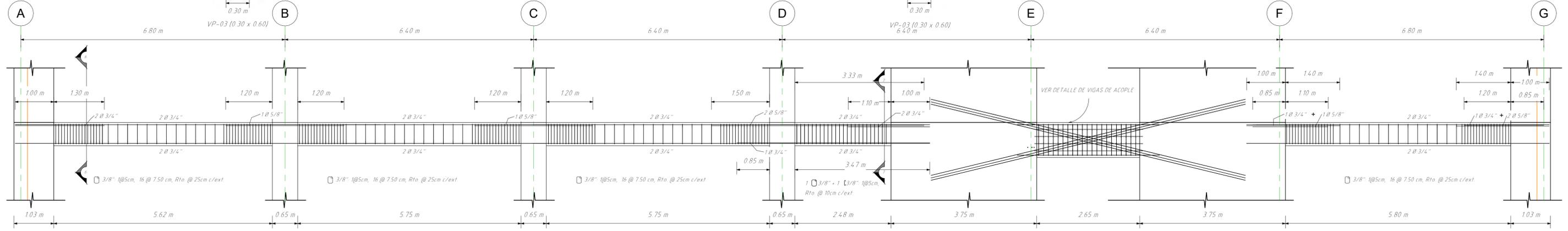
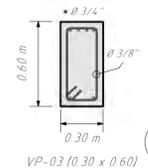
VP3-(0.30X0.60) EJE 02 NIVEL 01 Y 10  
1: 50

5 CORTE 5-5  
1: 25



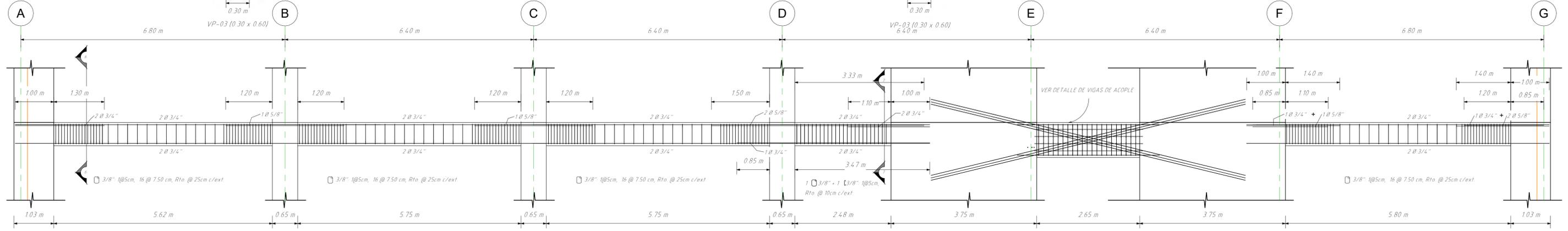
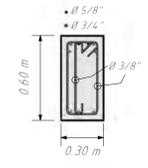
VP3-(0.30X0.60) EJE 02 NIVEL 01 Y 10  
1: 50

6 CORTE 6-6  
1: 25

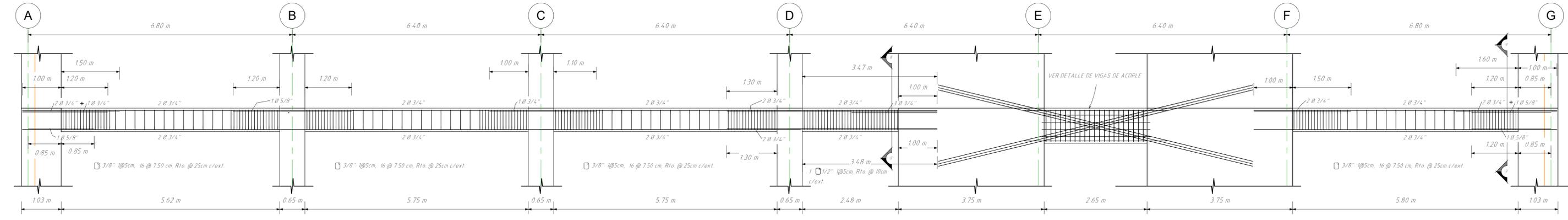


VP3-(0.30X0.60) EJE 02 NIVEL 02  
1: 50

7 CORTE 7-7  
1: 25

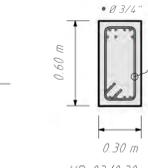


VP3-(0.30X0.60) EJE 02 NIVEL 02  
1: 50



VP3-(0.30X0.60) EJE 02 NIVEL 03-09  
1: 50

8 CORTE 8-8  
1: 25



VP3-(0.30X0.60) EJE 02 NIVEL 03-09  
1: 50

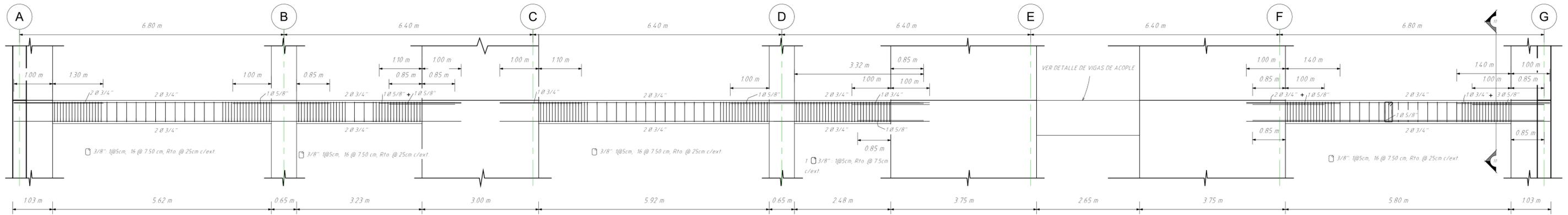
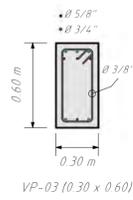
9 CORTE 9-9  
1: 25



VP3-(0.30X0.60) EJE 02 NIVEL 03-09  
1: 50

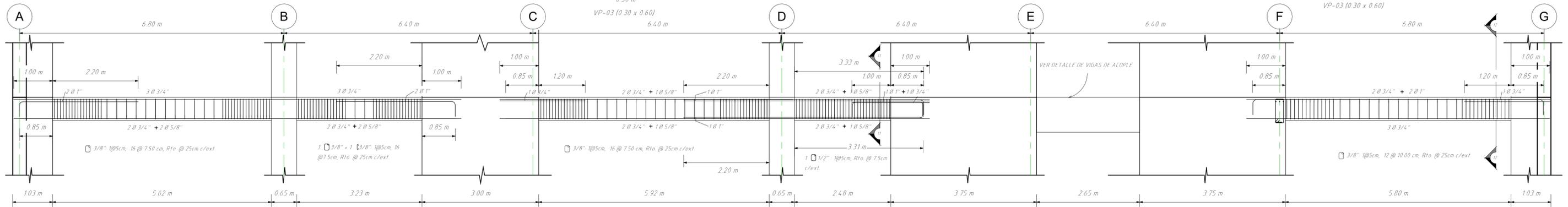
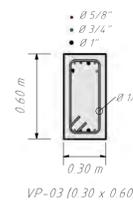
<p>UNSAAC Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco</p>	PLANO:	<b>DETALLE VIGAS 02 ALTA RESISTENCIA</b>		
	TESISTAS:	- JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR		
	TEMA DE TESIS:	ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ	LÁMINA:	<b>E-02</b>
	ESCALA:	Como se indica	FECHA:	OCTUBRE 2023
		ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS	

10 CORTE 10-10  
1:25

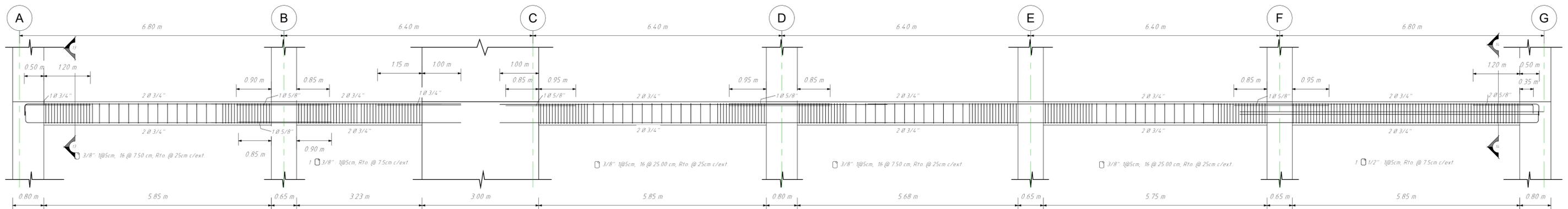


VP3-(0.30X0.60) EJE 03 NIVEL 01  
1:50

11 CORTE 11-11  
1:25

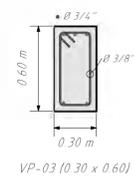


VP3-(0.30X0.60) EJE 03 NIVEL 02-10  
1:50

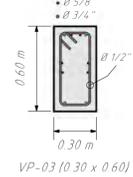


VP3-(0.30X0.60) EJE 04 NIVEL 01  
1:50

13 CORTE 13-13  
1:25



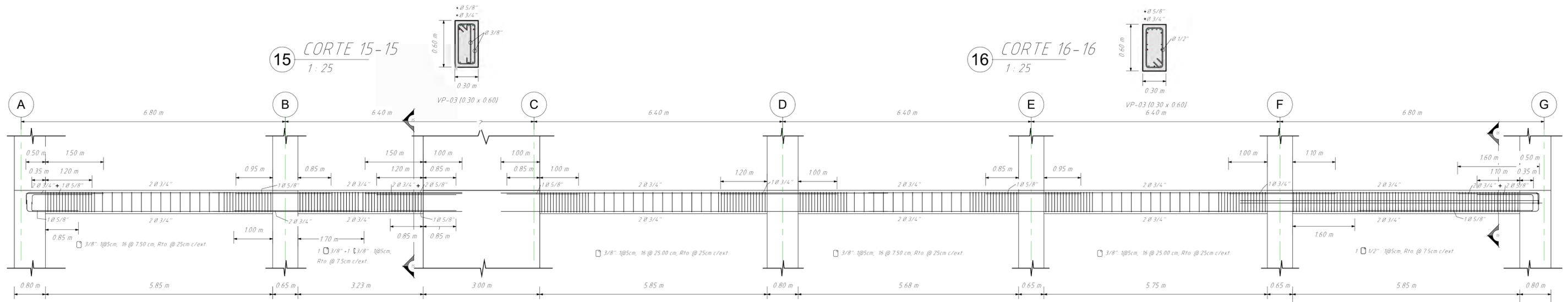
14 CORTE 14-14  
1:25



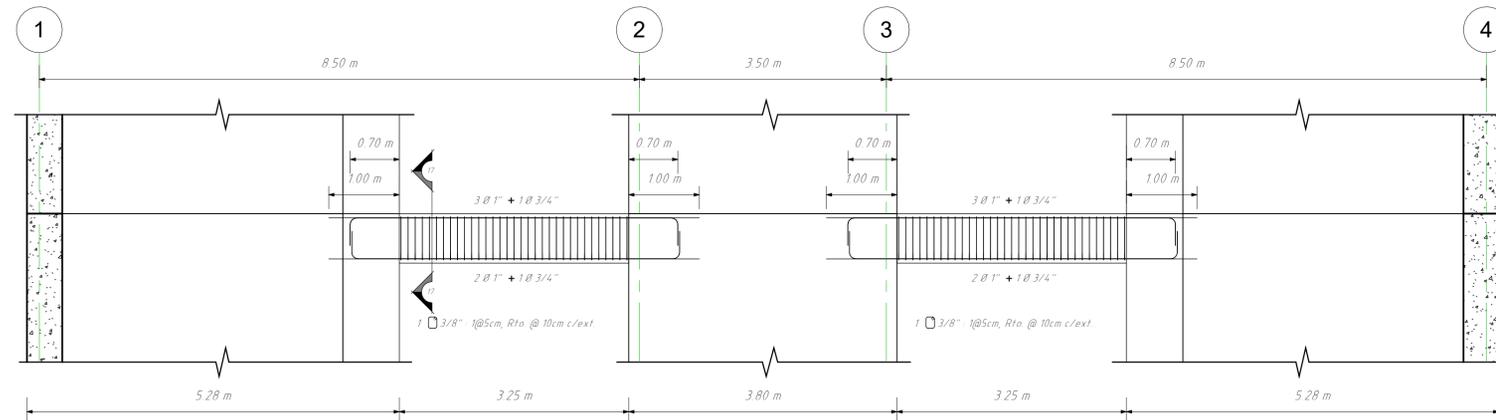
 <b>UNSAAC</b> Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco	PLANO:	<b>DETALLE VIGAS 03 ALTA RESISTENCIA</b>	
	TESISTAS:	- JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR	
	TEMA DE TESIS:	ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ	LÁMINA:
	ESCALA:	Como se indica	FECHA:
		ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS
			<b>E-03</b>

15 CORTE 15-15  
1:25

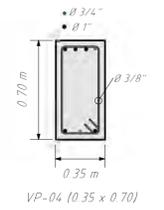
16 CORTE 16-16  
1:25



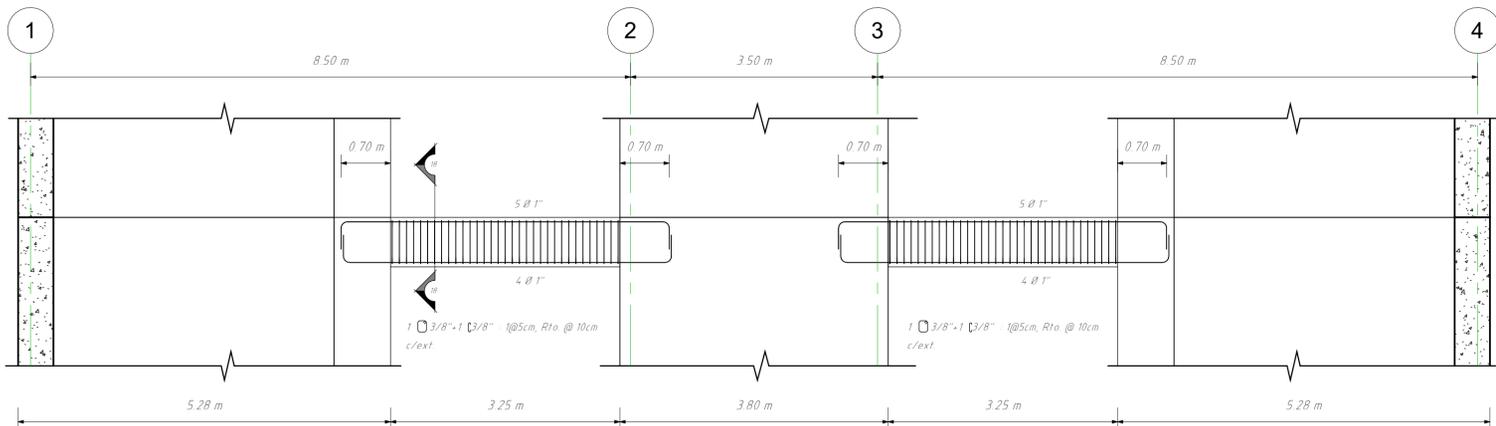
VP3-(0.30X0.60) EJE 04 NIVEL 02-10  
1:50



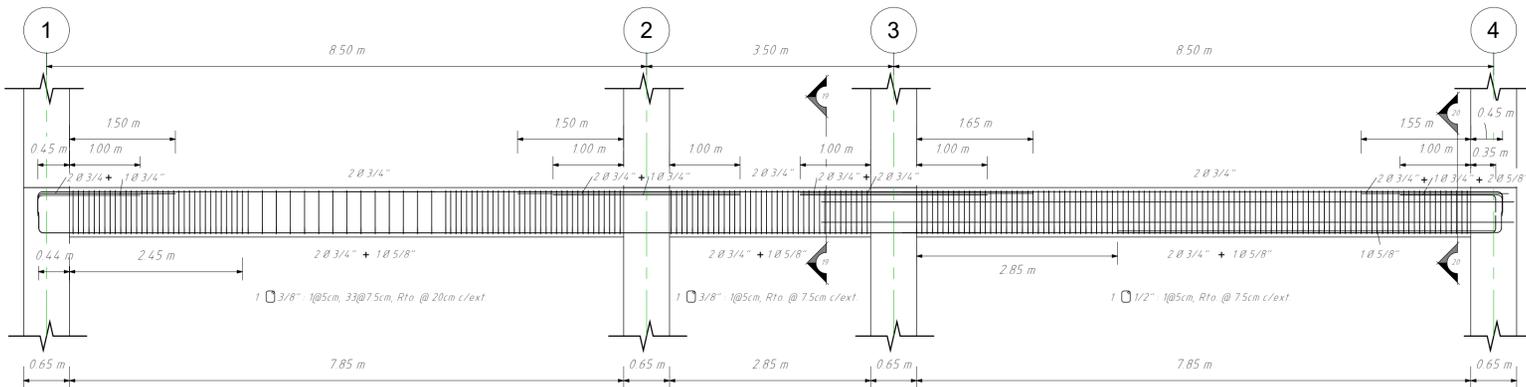
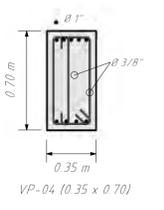
17 CORTE 17-17  
1:25



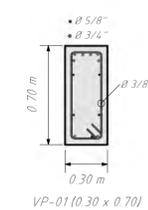
VP4-(0.35X0.70) EJE A y G NIVEL 03-10  
1:50



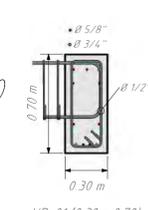
18 CORTE 18-18  
1:25



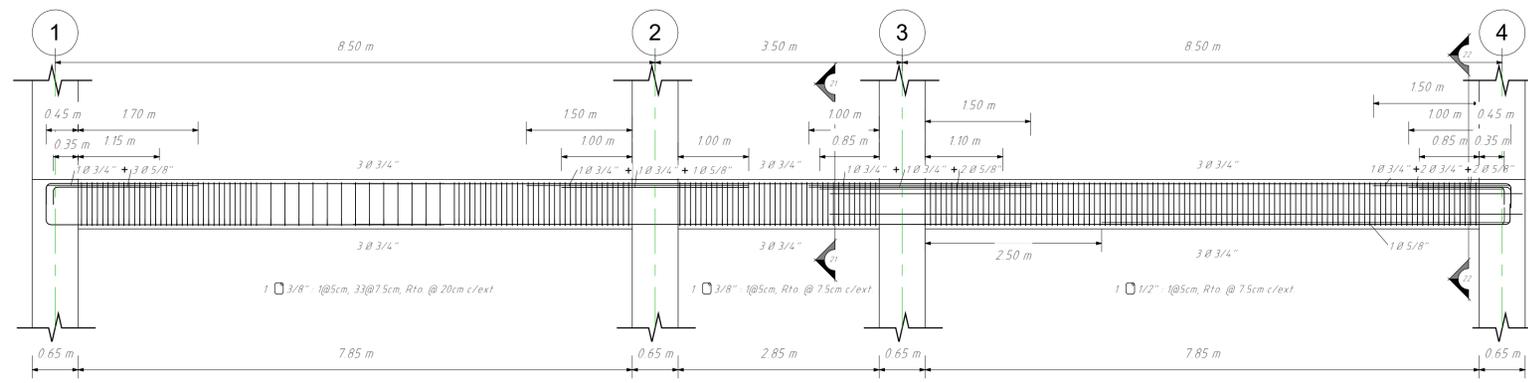
19 CORTE 19-19  
1:25



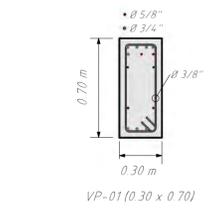
20 CORTE 20-20  
1:25



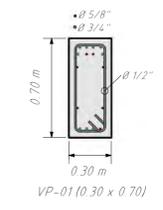
<p>UNSAAC Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco</p>	PLANO:	<b>DETALLE VIGAS 04 ALTA RESISTENCIA</b>	
	TESISTAS:	- JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR	
TEMA DE TESIS:	ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ	LÁMINA:	<b>E-04</b>
ESCALA: Como se indica	FECHA: OCTUBRE 2023	ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS



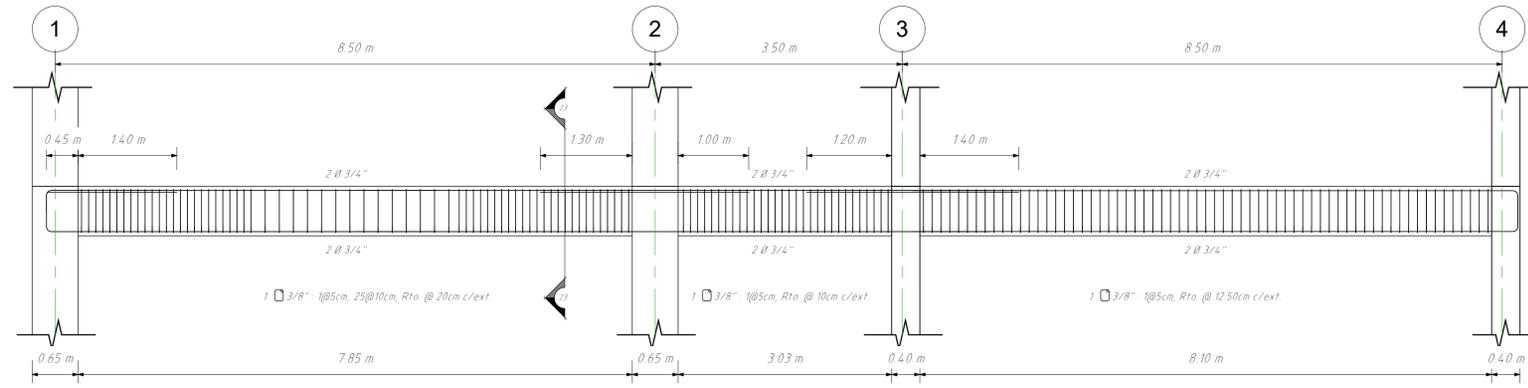
VP1-(0.30X0.70) EJE B NIVEL 03-10  
1: 50



21 CORTE 21-21  
1: 25

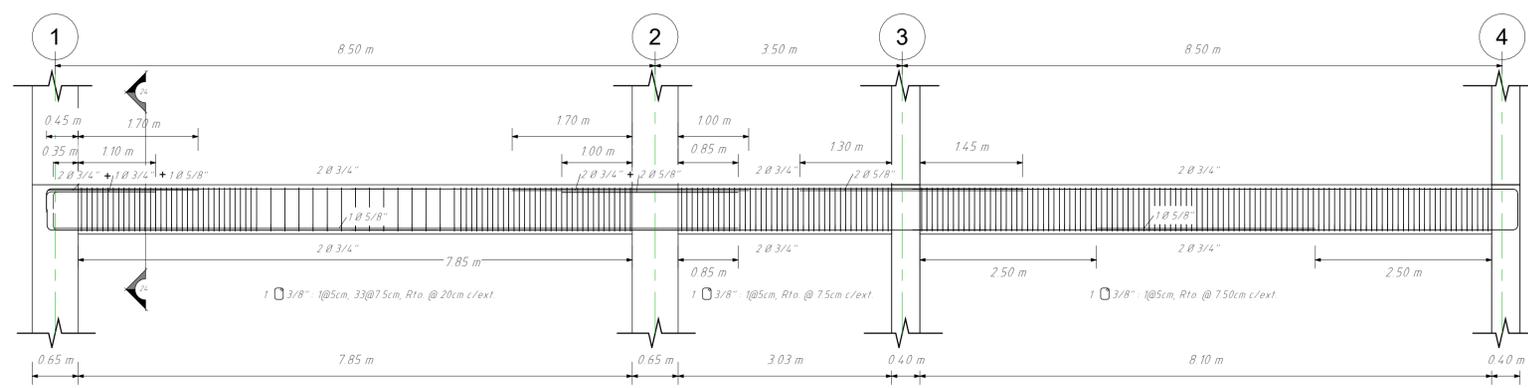
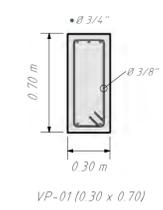


22 CORTE 22-22  
1: 25



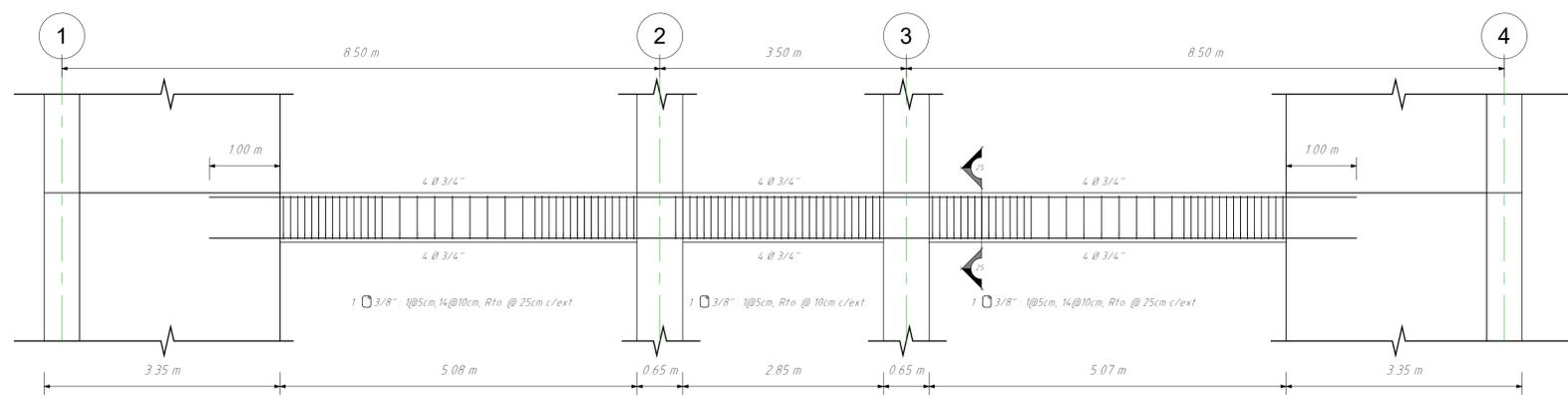
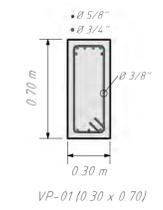
VP1-(0.30X0.70) EJE C NIVEL 01  
1: 50

23 CORTE 23-23  
1: 25



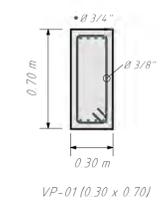
VP1-(0.30X0.70) EJE C NIVEL 02-10  
1: 50

24 CORTE 24-24  
1: 25

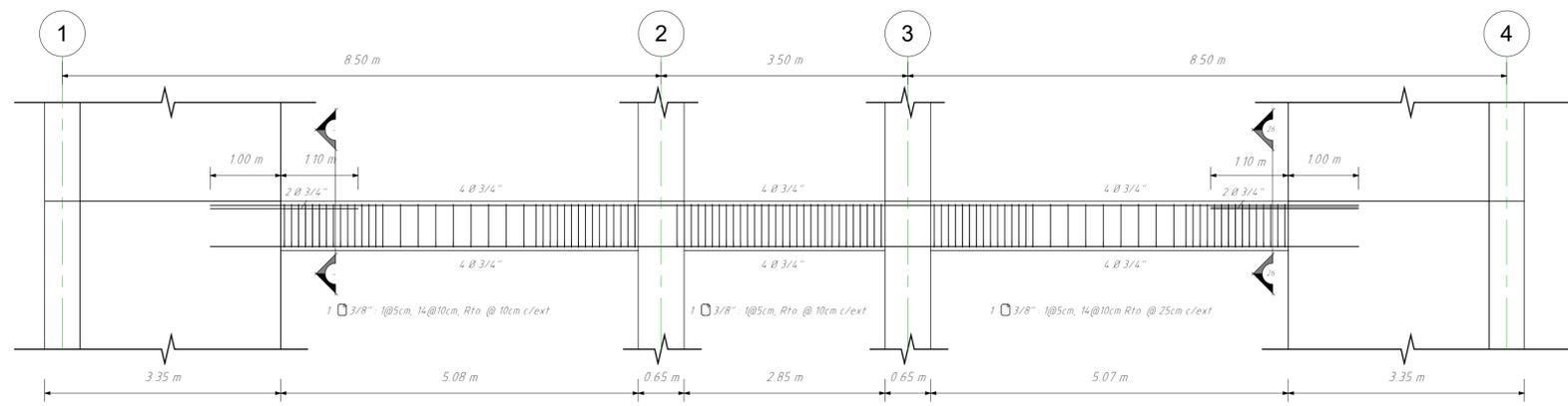


VP1-(0.30X0.70) EJE D NIVEL 01  
1: 50

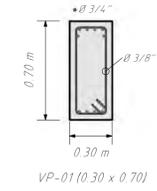
25 CORTE 25-25  
1: 25



 <b>UNSAAC</b> Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco	PLANO: <b>DETALLE VIGAS 05 ALTA RESISTENCIA</b>	LÁMINA: <b>E-05</b>	
	TESISTAS: <b>- JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR</b>		
	TEMA DE TESIS: <b>ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ</b>	ESCALA: <b>Como se indica</b>	FECHA: <b>OCTUBRE 2023</b>
	ESPECIALIDAD: <b>ESTRUCTURAS</b>		

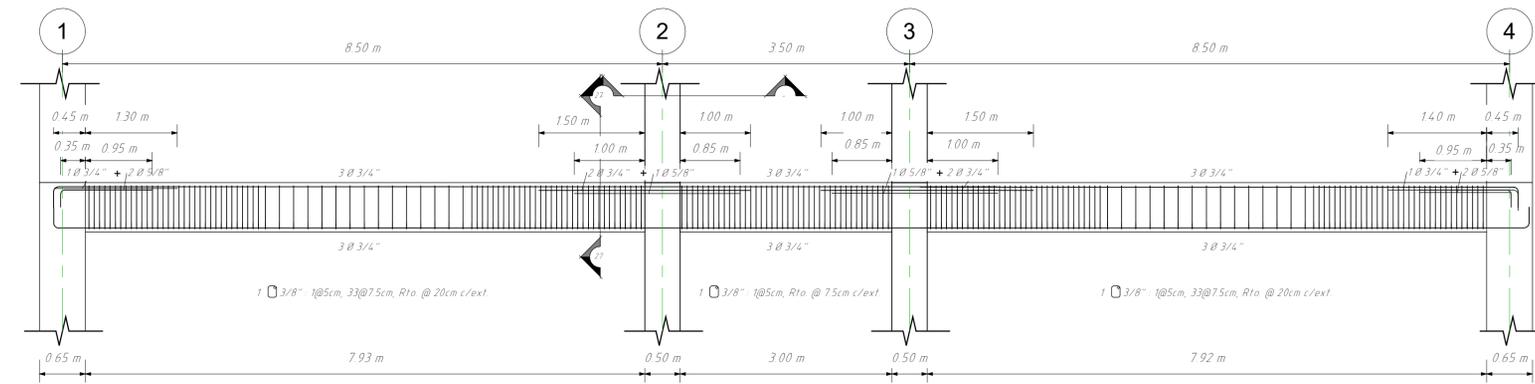


26 CORTE 26-26  
1:25

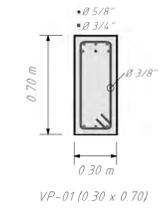


VP1-(0.30X0.70) EJE D NIVEL 02-10

1:50

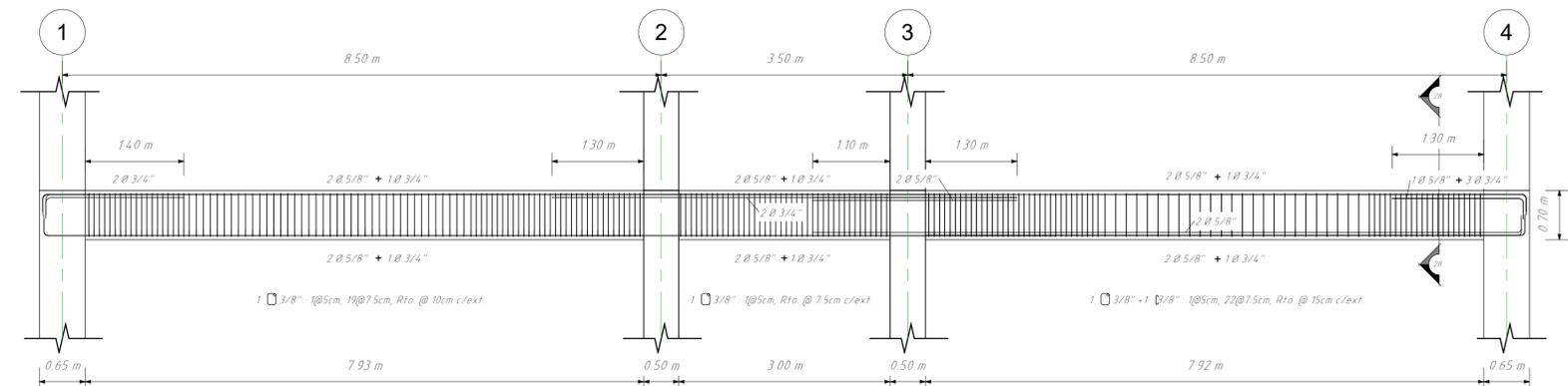


27 CORTE 27-27  
1:25

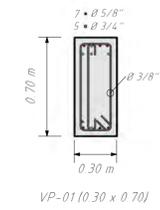


VP1-(0.30X0.70) EJE E NIVEL 01, 03-10

1:50

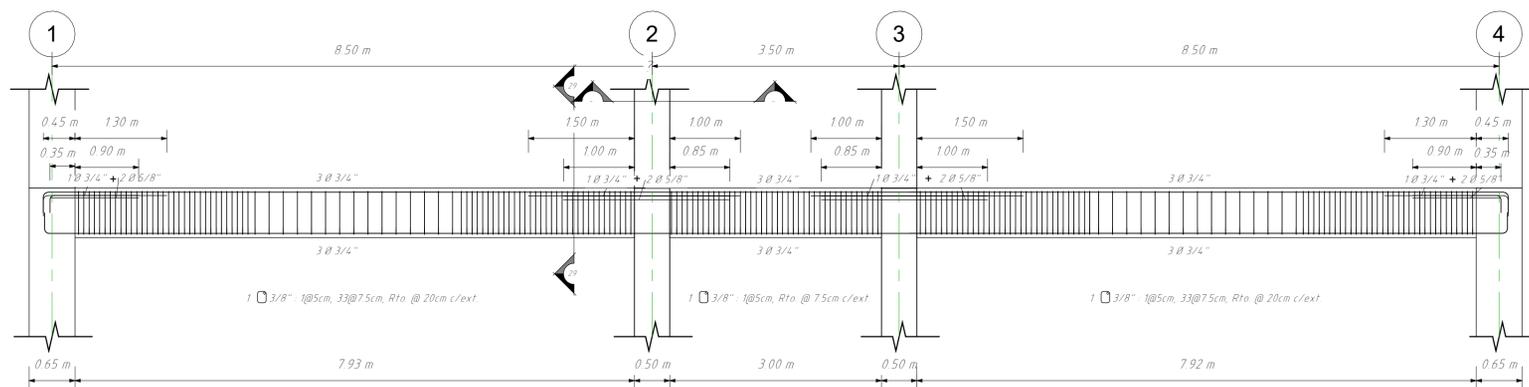


28 CORTE 28-28  
1:25

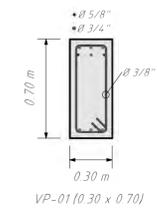


VP1-(0.30X0.70) EJE E NIVEL 02

1:50



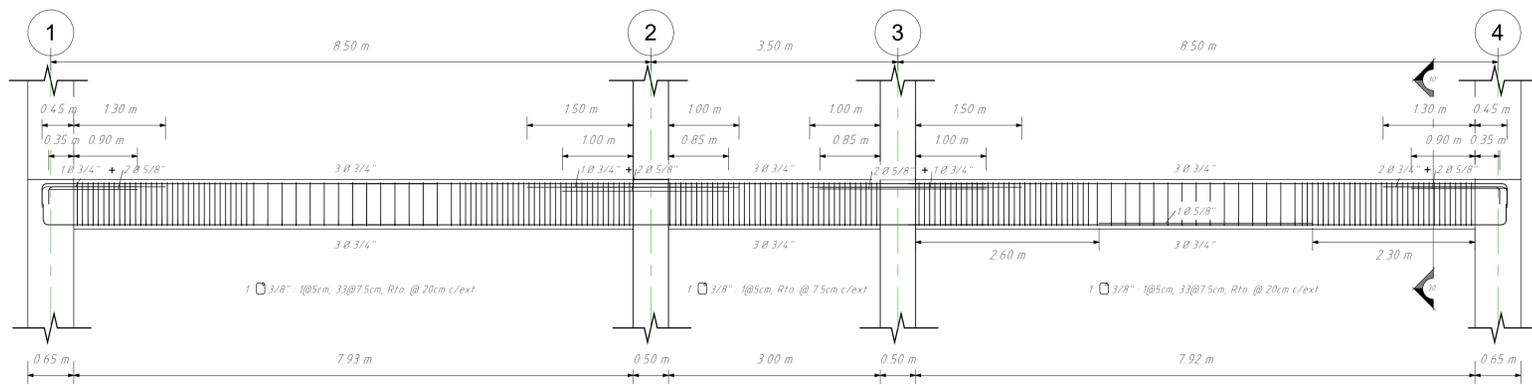
29 CORTE 29-29  
1:25



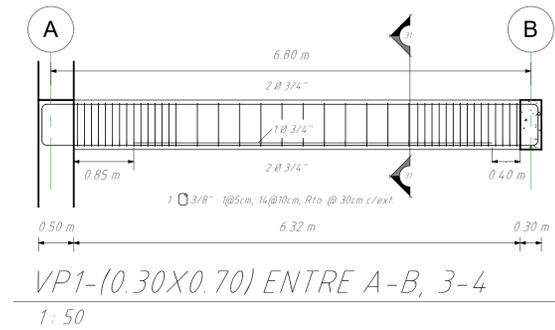
VP1-(0.30X0.70) EJE F NIVEL 01, 03-10

1:50

 <b>UNSAAC</b> Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco	<b>PLANO: DETALLE VIGAS 06 ALTA RESISTENCIA</b>	
	<b>TESISTAS: - JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR</b>	
	<b>TEMA DE TESIS: ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ</b>	
	<b>ESCALA: Como se indica</b>	<b>FECHA: OCTUBRE 2023</b>
		<b>E-06</b>

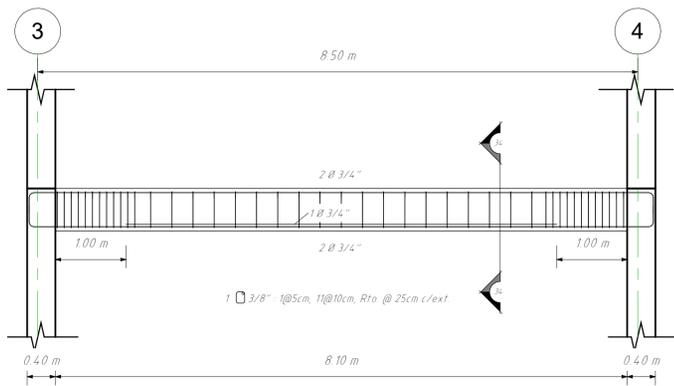


30 CORTE 30-30  
1: 25

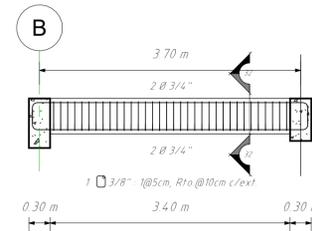


31 CORTE 31-31  
1: 25

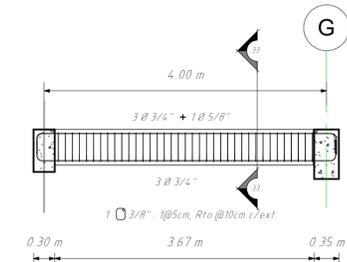
VP1-(0.30X0.70) EJE F NIVEL 02  
1: 50



32 CORTE 32-32  
1: 25



33 CORTE 33-33  
1: 25

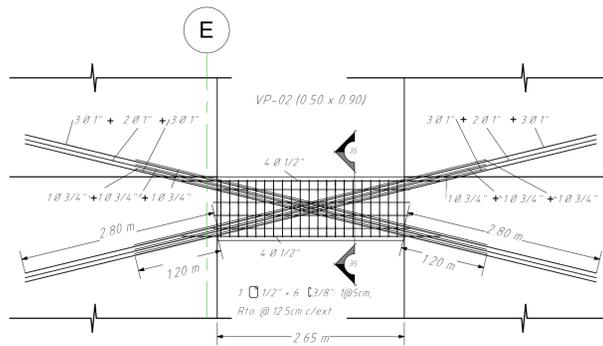


VP5-(0.30X0.50) ENTRE B-C, 3-4  
1: 50

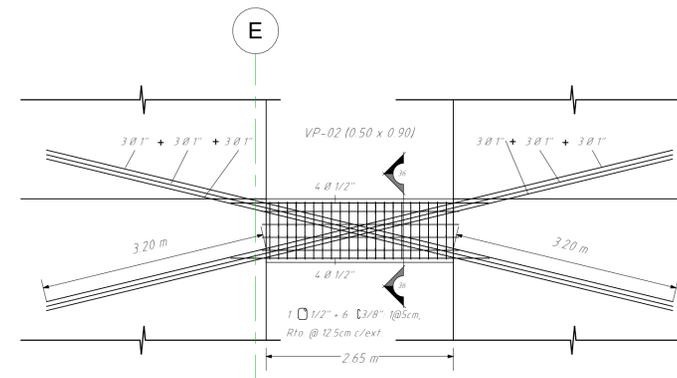
VP5-(0.30X0.50) ENTRE F-G, 3-4  
1: 50

VP3-(0.30X0.60) ENTRE 3-4, B-C, F-G  
1: 50

34 CORTE 34-34  
1: 25



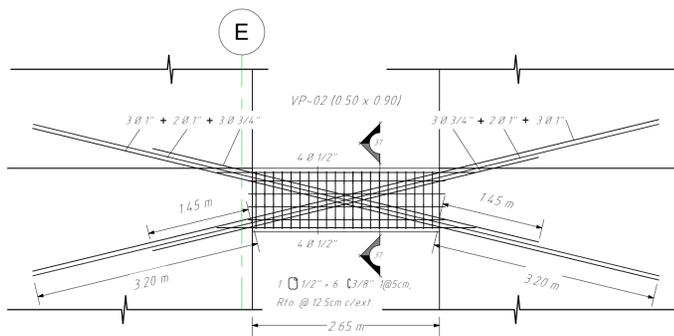
35 CORTE 35-35  
1: 25



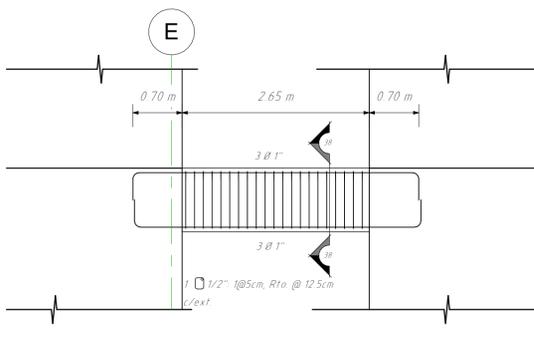
36 CORTE 36-36  
1: 25

VP2-(0.50X0.90) NIVEL 01-04 VIGA DE ACOPLE  
1: 50

VP2-(0.50X0.90) NIVEL 05-06 VIGA DE ACOPLE  
1: 50



37 CORTE 37-37  
1: 25

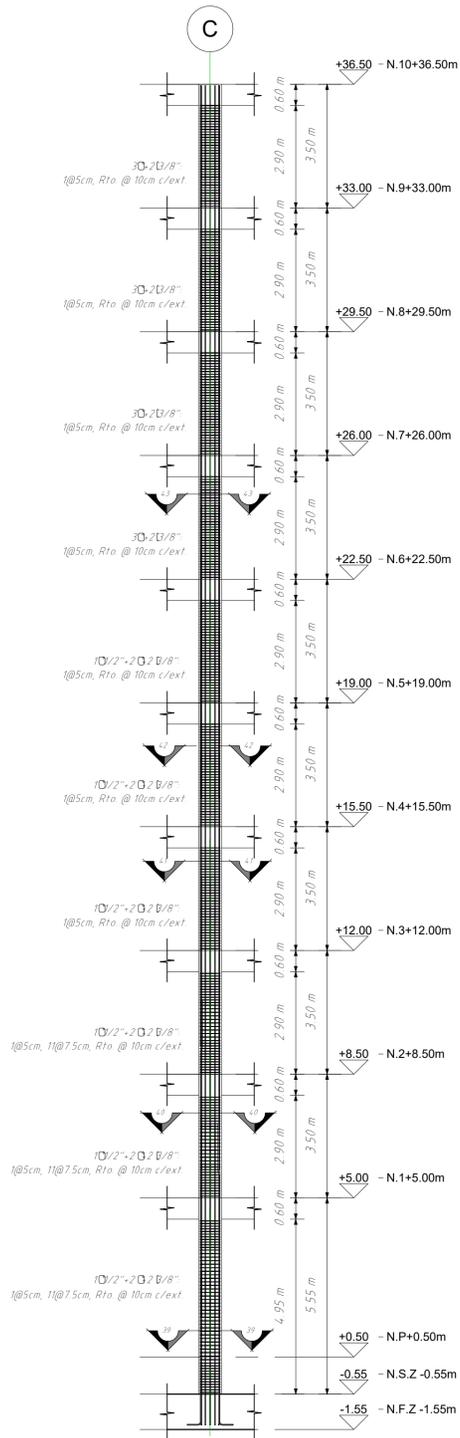


38 CORTE 38-38  
1: 25

VP2-(0.50X0.90) NIVEL 07-08 VIGA DE ACOPLE  
1: 50

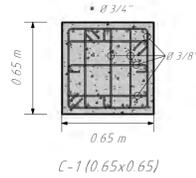
VP2-(0.50X0.90) NIVEL 09-10  
1: 50

<p>UNSAAC Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco</p> <p>INGENIERIA CIVIL CUSCO</p>	PLANO: <b>DETALLE VIGAS 07 ALTA RESISTENCIA</b>	LÁMINA: <b>E-07</b>
	TESISTAS: <b>- JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR</b>	
	TEMA DE TESIS: <b>ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ</b>	
	ESCALA: <b>Como se indica</b>	FECHA: <b>OCTUBRE 2023</b>

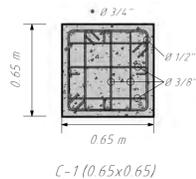


C-1 (0.65x0.65)  
1: 100

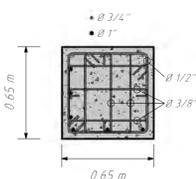
43 CORTE 43-43  
1: 25



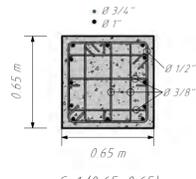
42 CORTE 42-42  
1: 25



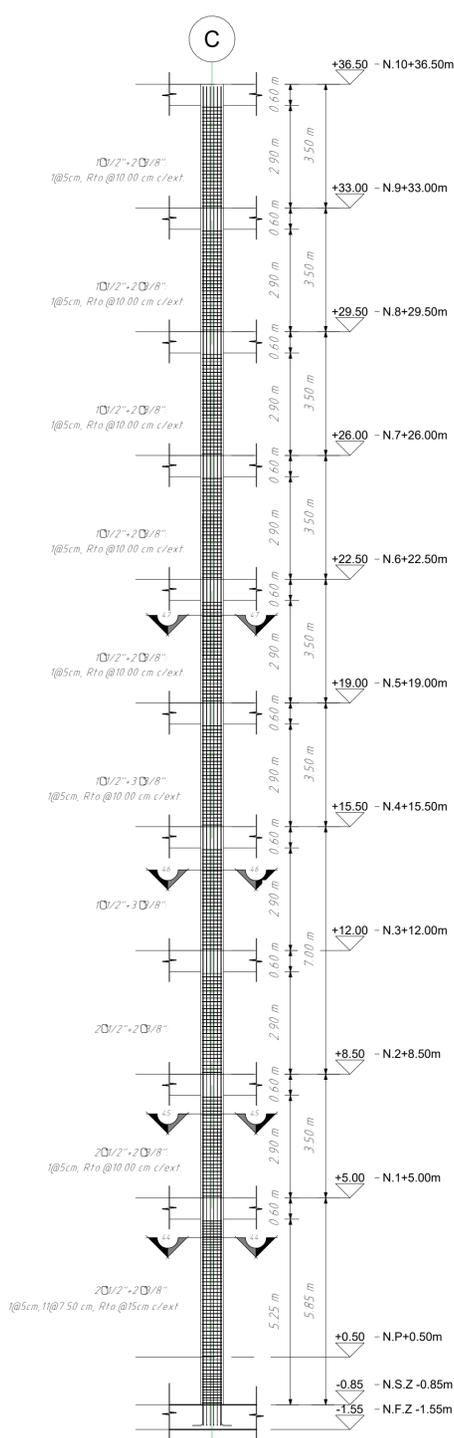
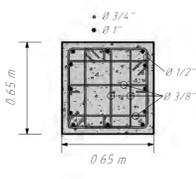
41 CORTE 41-41  
1: 25



40 CORTE 40-40  
1: 25

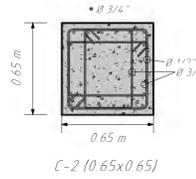


39 CORTE 39-39  
1: 25

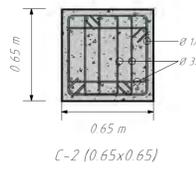


C-2 (0.65x0.65)  
1: 100

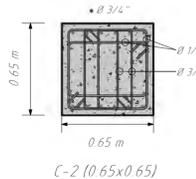
47 CORTE 47-47  
1: 25



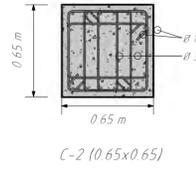
46 CORTE 46-46  
1: 25



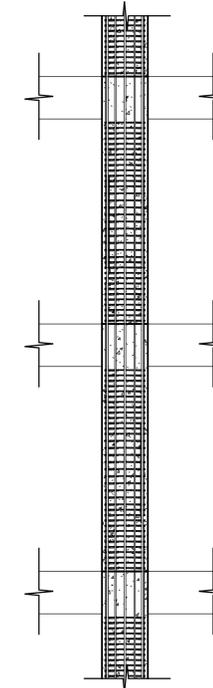
45 CORTE 45-45  
1: 25



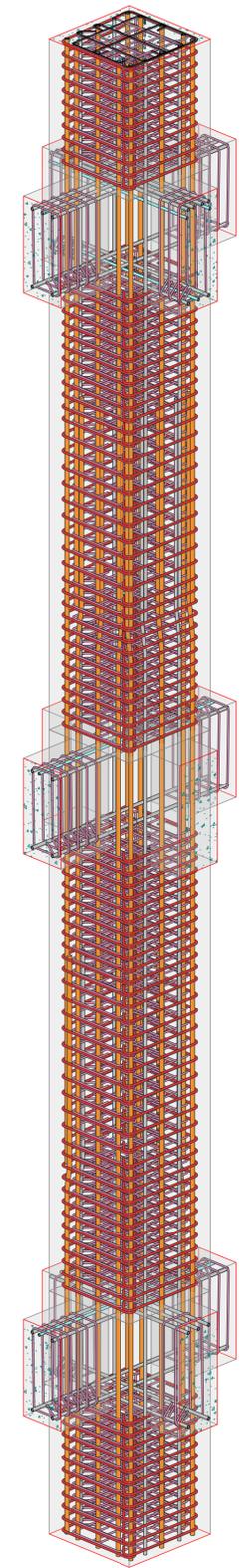
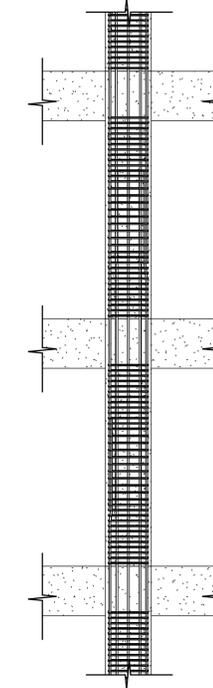
44 CORTE 44-44  
1: 25



DETALLE TRASLAPE  
1: 50

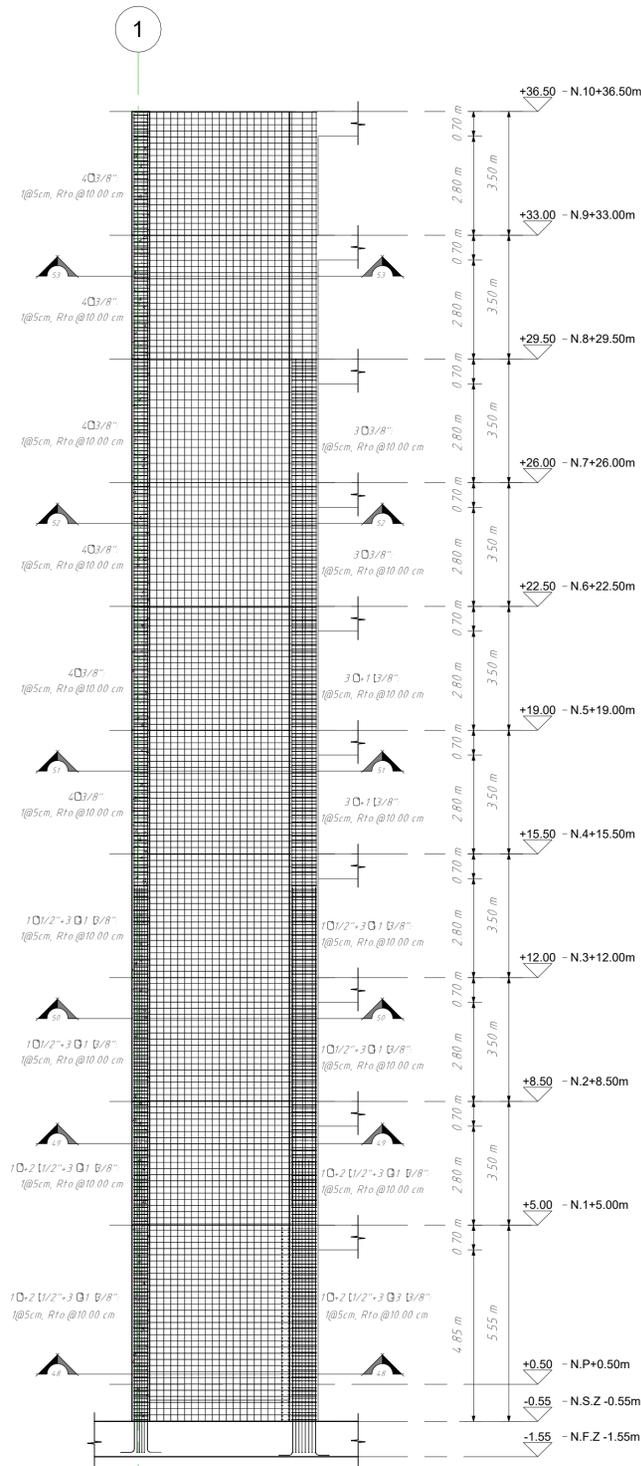


DETALLE TRASLAPE 2  
1: 50



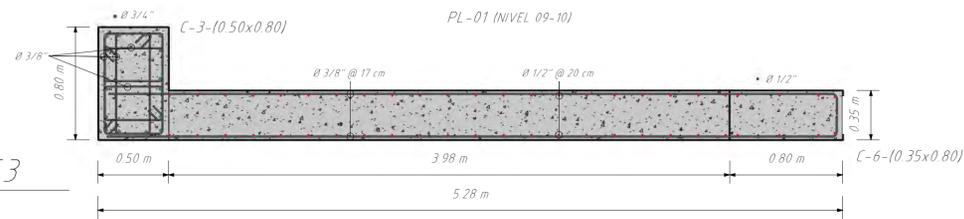
3D - DETALLE TRASLAPE

 <b>UNSAAC</b> Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco	<b>PLANO:</b> DETALLE COLUMNAS ALTA RESISTENCIA		LÁMINA:  <b>E-08</b>
	<b>TESISTAS:</b> - JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR		
	<b>TEMA DE TESIS:</b> ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ		
	<b>ESCALA:</b> Como se indica	<b>FECHA:</b> OCTUBRE 2023	

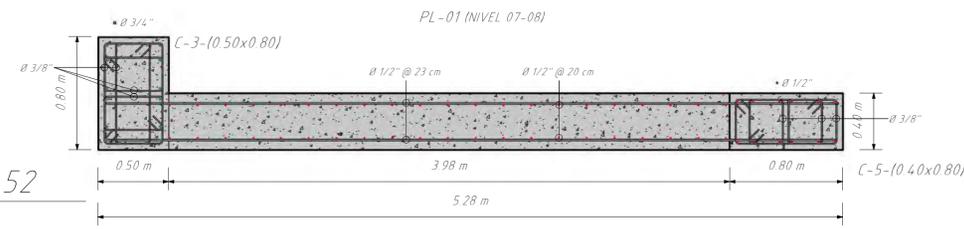


PLACA 01  
1:100

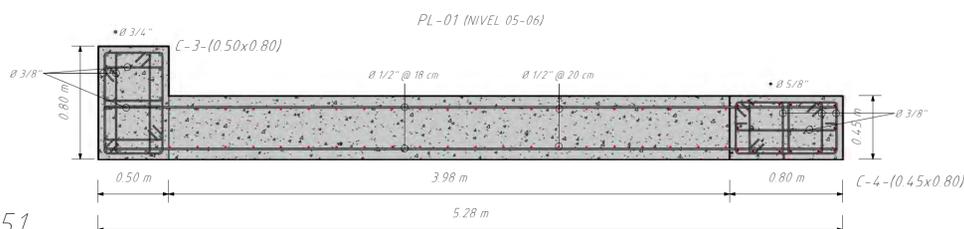
53 CORTE 53-53  
1:25



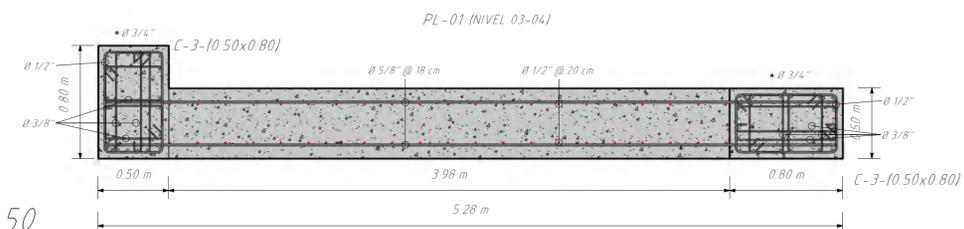
52 CORTE 52-52  
1:25



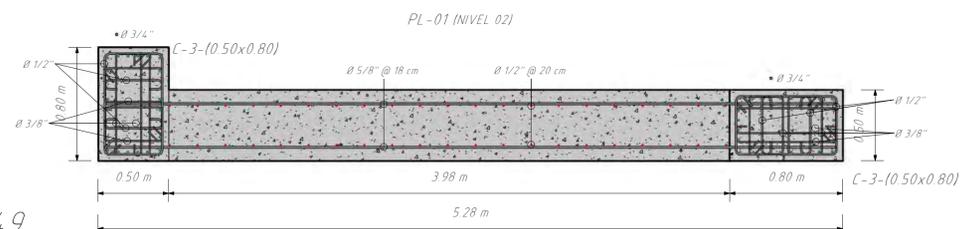
51 CORTE 51-51  
1:25



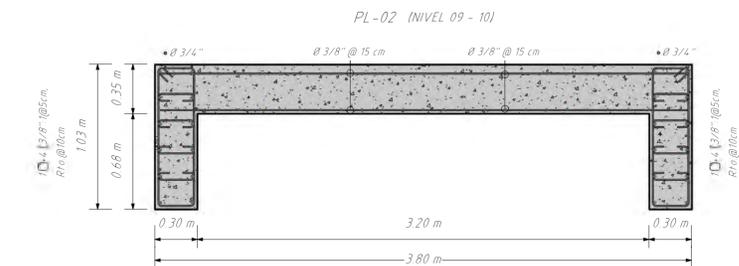
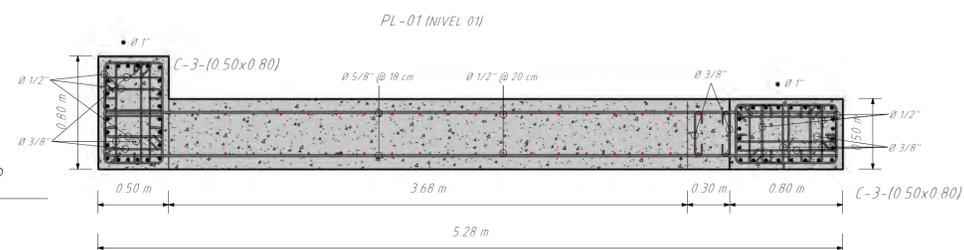
50 CORTE 50-50  
1:25



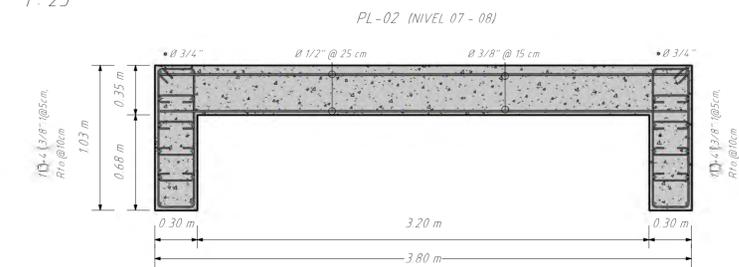
49 CORTE 49-49  
1:25



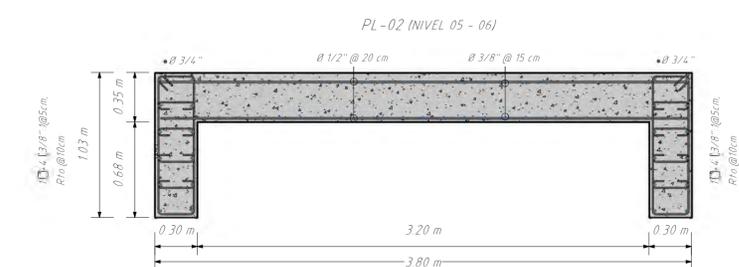
48 CORTE 48-48  
1:25



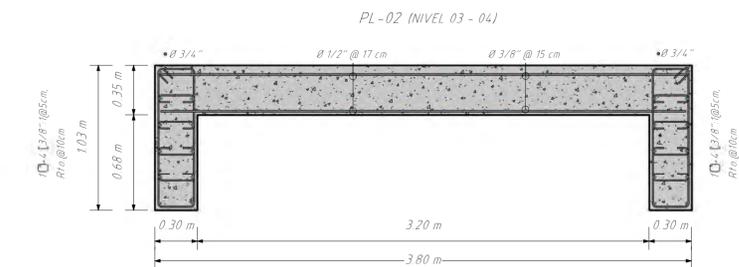
PL-02 (NIVEL 09-10)  
1:25



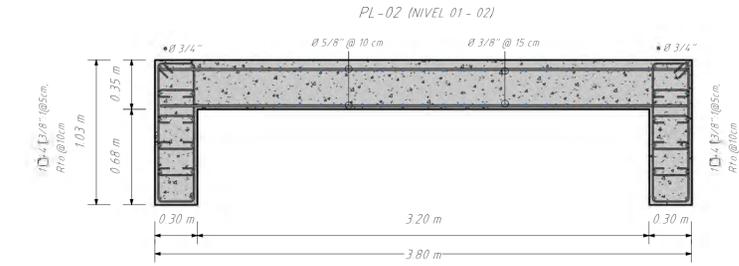
PL-02 (NIVEL 07-08)  
1:25



PL-02 (NIVEL 05-06)  
1:25



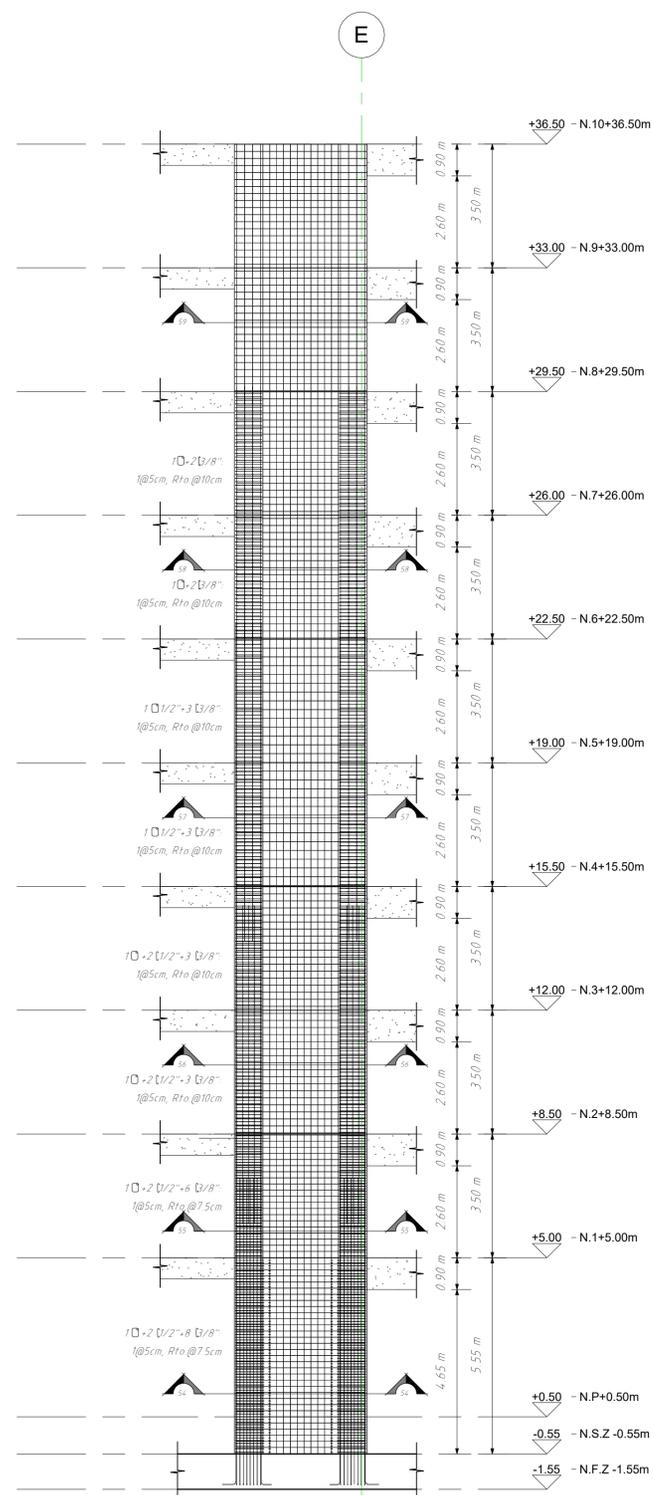
PL-02 (NIVEL 03-04)  
1:25



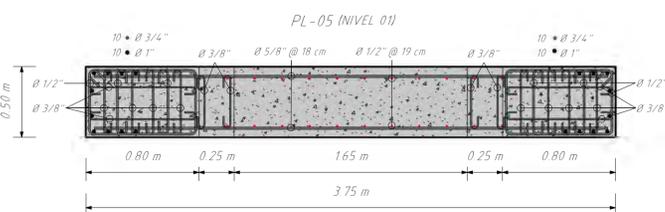
PL-02 (NIVEL 01-02)  
1:25



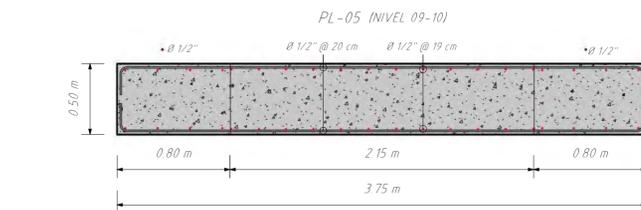
PLANO:	DETALLE MUROS ALTA RESISTENCIA		LÁMINA:	E-09	
TESISTAS:	- JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR				
TEMA DE TESIS:	ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ				
ESCALA:	Como se indica	FECHA:	OCTUBRE 2023	ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS



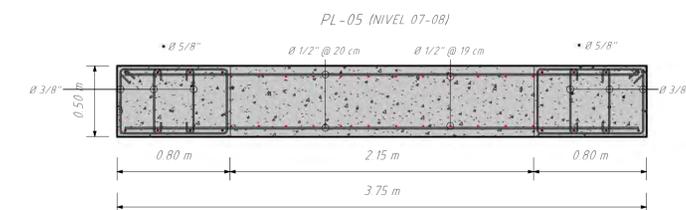
PLACA 05  
1: 100



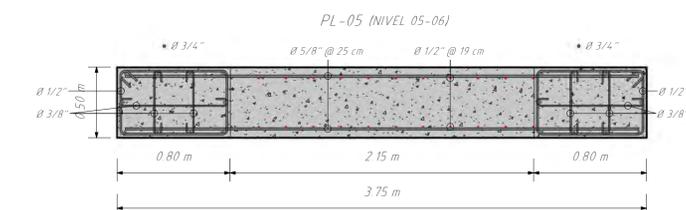
54 CORTE 54-54  
1: 25



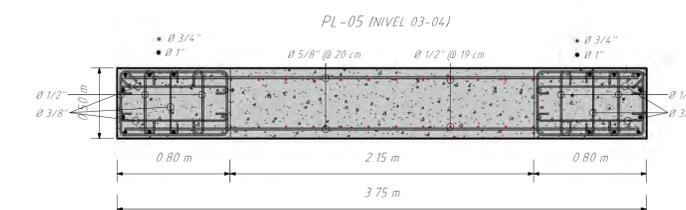
59 CORTE 59-59  
1: 25



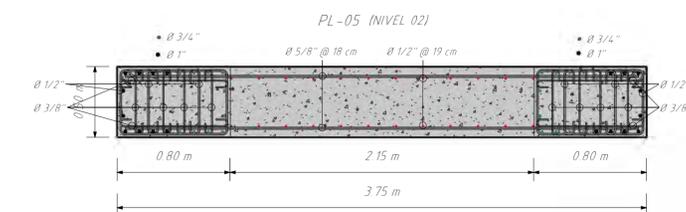
58 CORTE 58-58  
1: 25



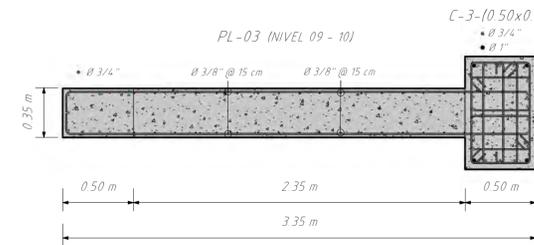
57 CORTE 57-57  
1: 25



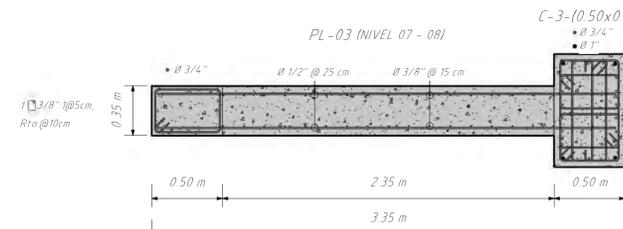
56 CORTE 56-56  
1: 25



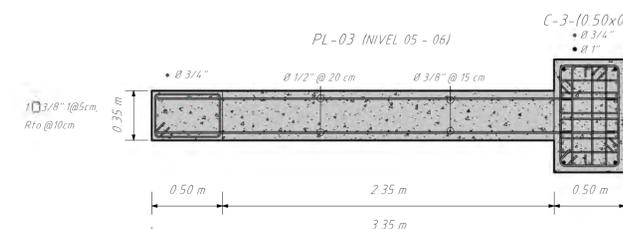
55 CORTE 55-55  
1: 25



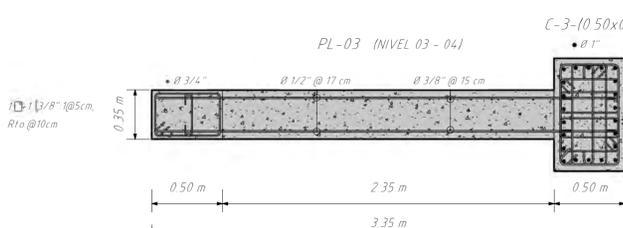
PL-03 (NIVEL 09-10)  
1: 25



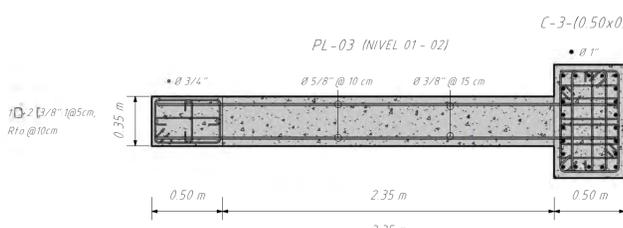
PL-03 (NIVEL 07-08)  
1: 25



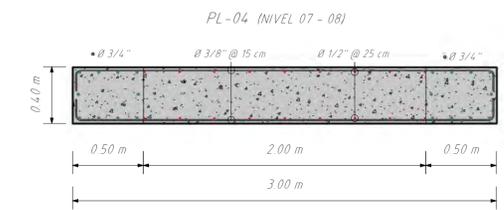
PL-03 (NIVEL 05-06)  
1: 25



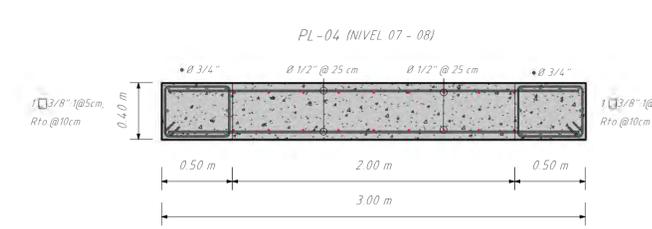
PL-03 (NIVEL 03-04)  
1: 25



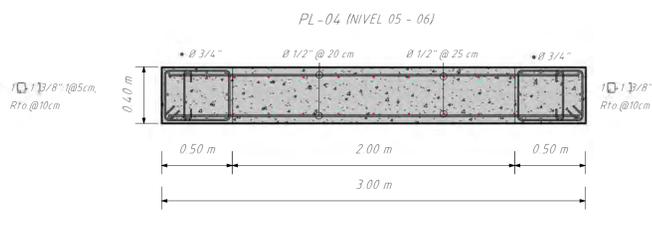
PL-03 (NIVEL 01-02)  
1: 25



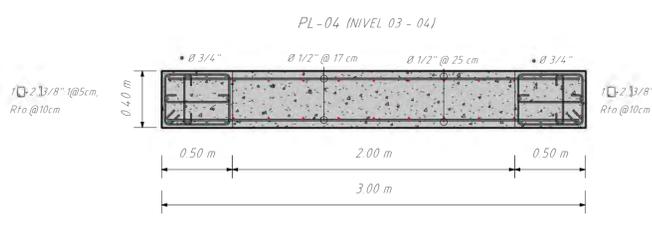
PL-04 (NIVEL 09-10)  
1: 25



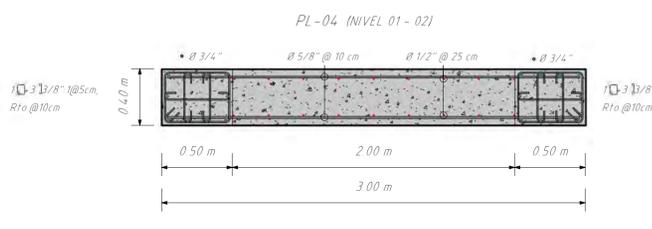
PL-04 (NIVEL 07-08)  
1: 25



PL-04 (NIVEL 05-06)  
1: 25



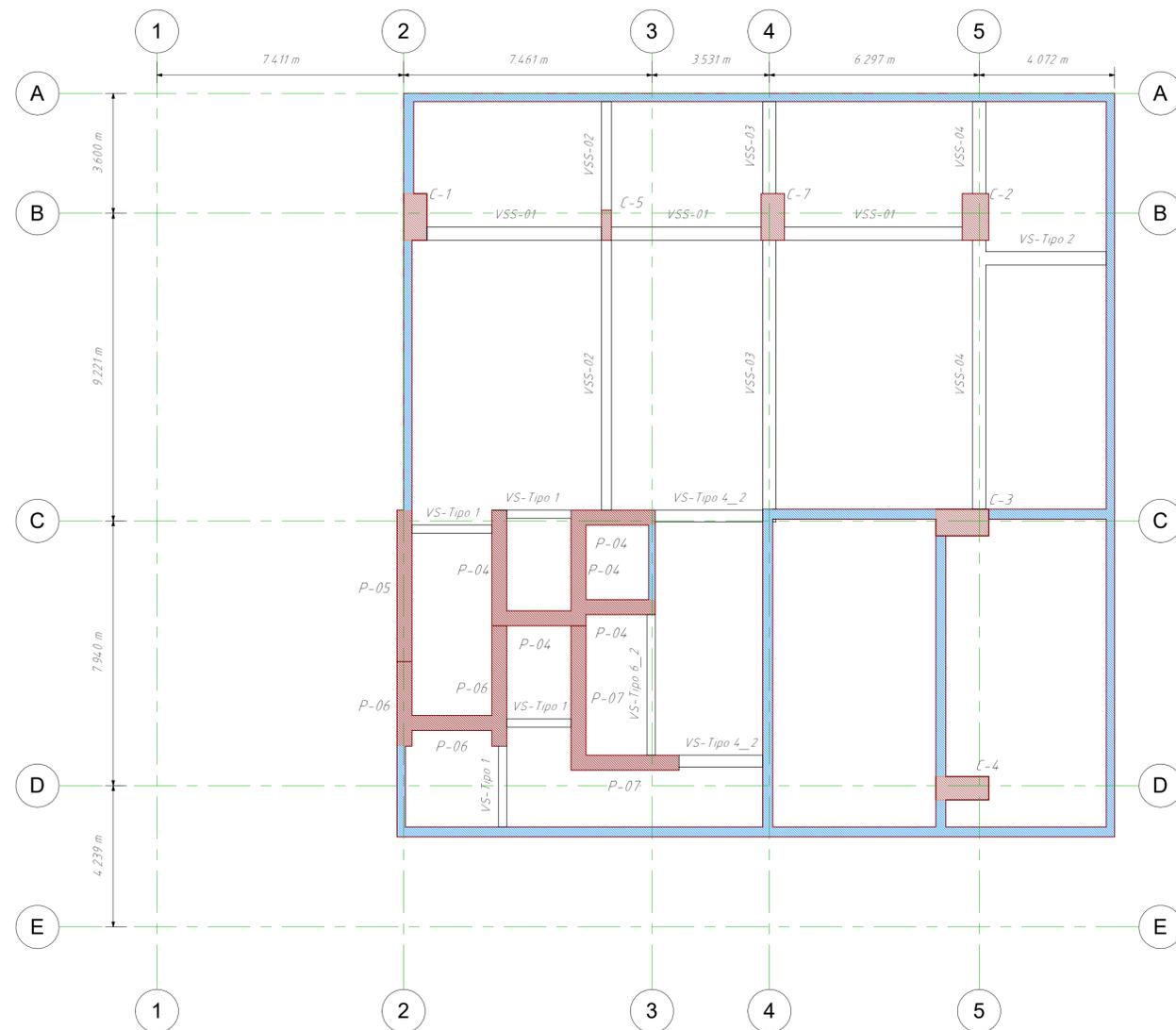
PL-04 (NIVEL 03-04)  
1: 25



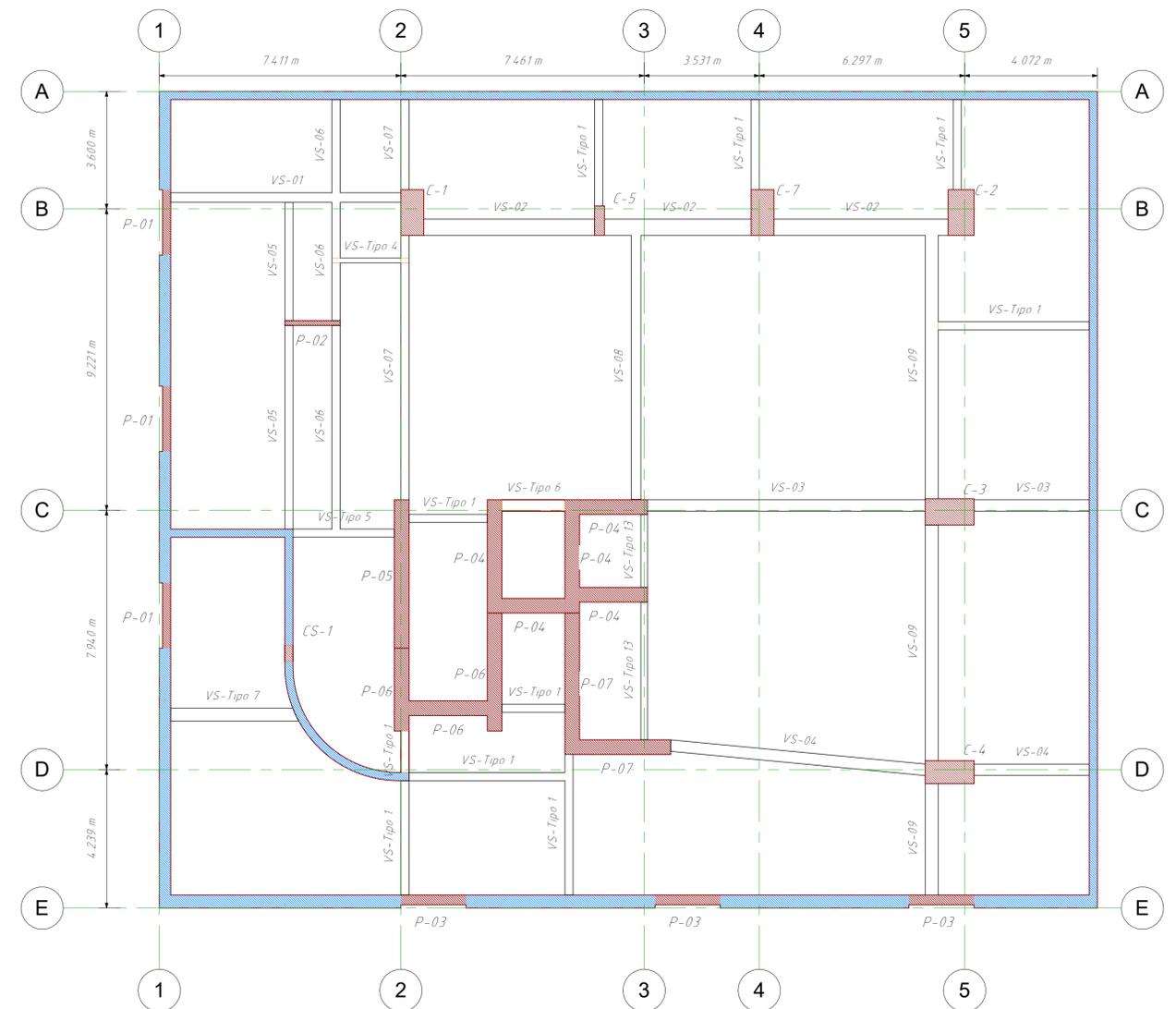
PL-04 (NIVEL 01-02)  
1: 25



PLANO:	<b>DETALLE MUROS 02 ALTA RESISTENCIA</b>		LÁMINA: <b>E-10</b>
TESISTAS:	- JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR		
TEMA DE TESIS:	ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ		
ESCALA:	Como se indica	FECHA:	OCTUBRE 2023
		ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS



PLANTA SÓTANO 02  
1: 100



PLANTA SÓTANO 01  
1: 100

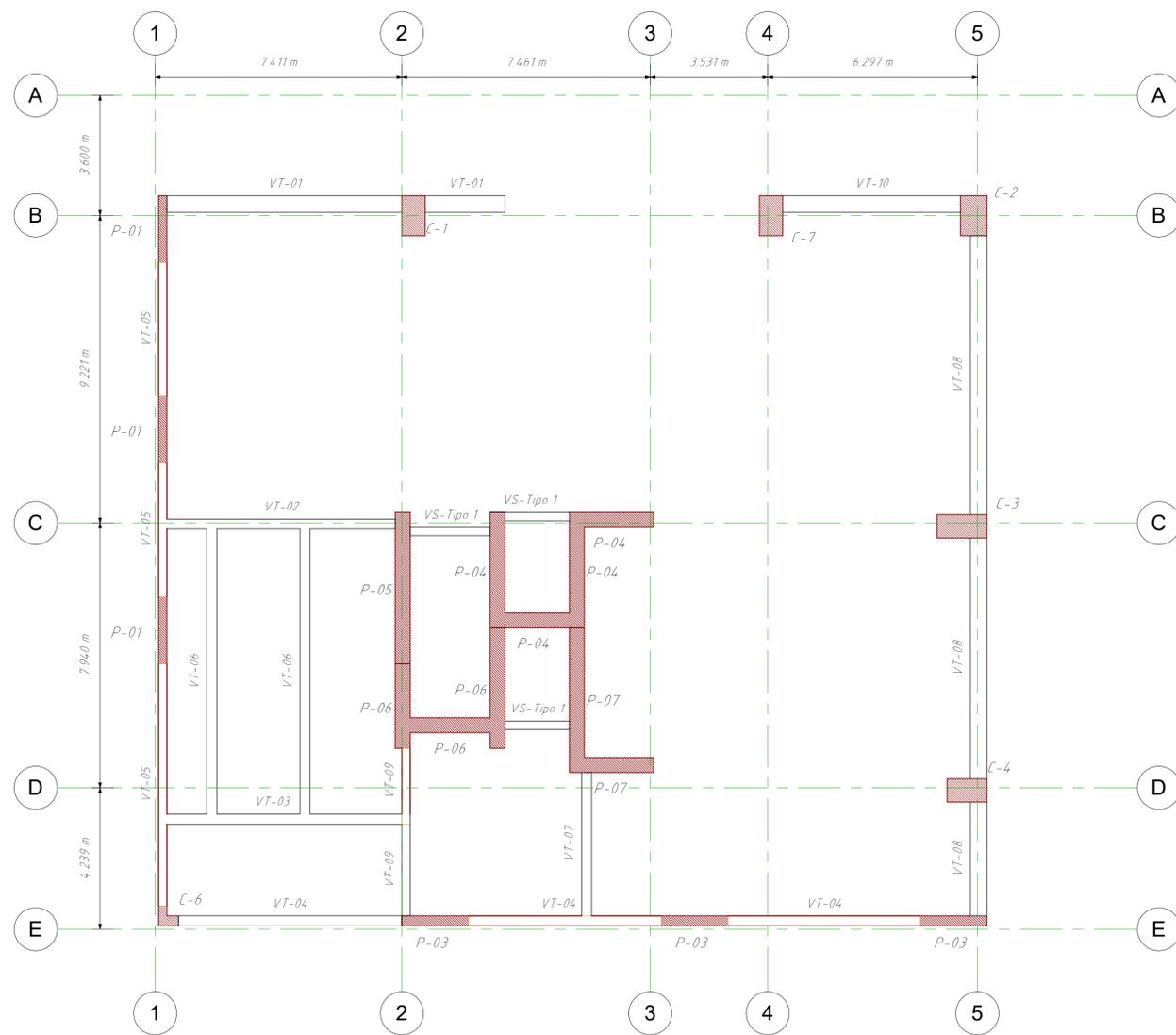
### CALIDAD DEL CONCRETO

ELEMENTO	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS ( $f'c$ )	
PLACAS	SÓTANO 02 - NIVEL 04:	420 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 05:	350 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 06-19:	280 kg/cm <sup>2</sup>
COLUMNAS	SÓTANO 02 - NIVEL 05:	350 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 06-19:	280 kg/cm <sup>2</sup>
VIGAS	280 kg/cm <sup>2</sup>	

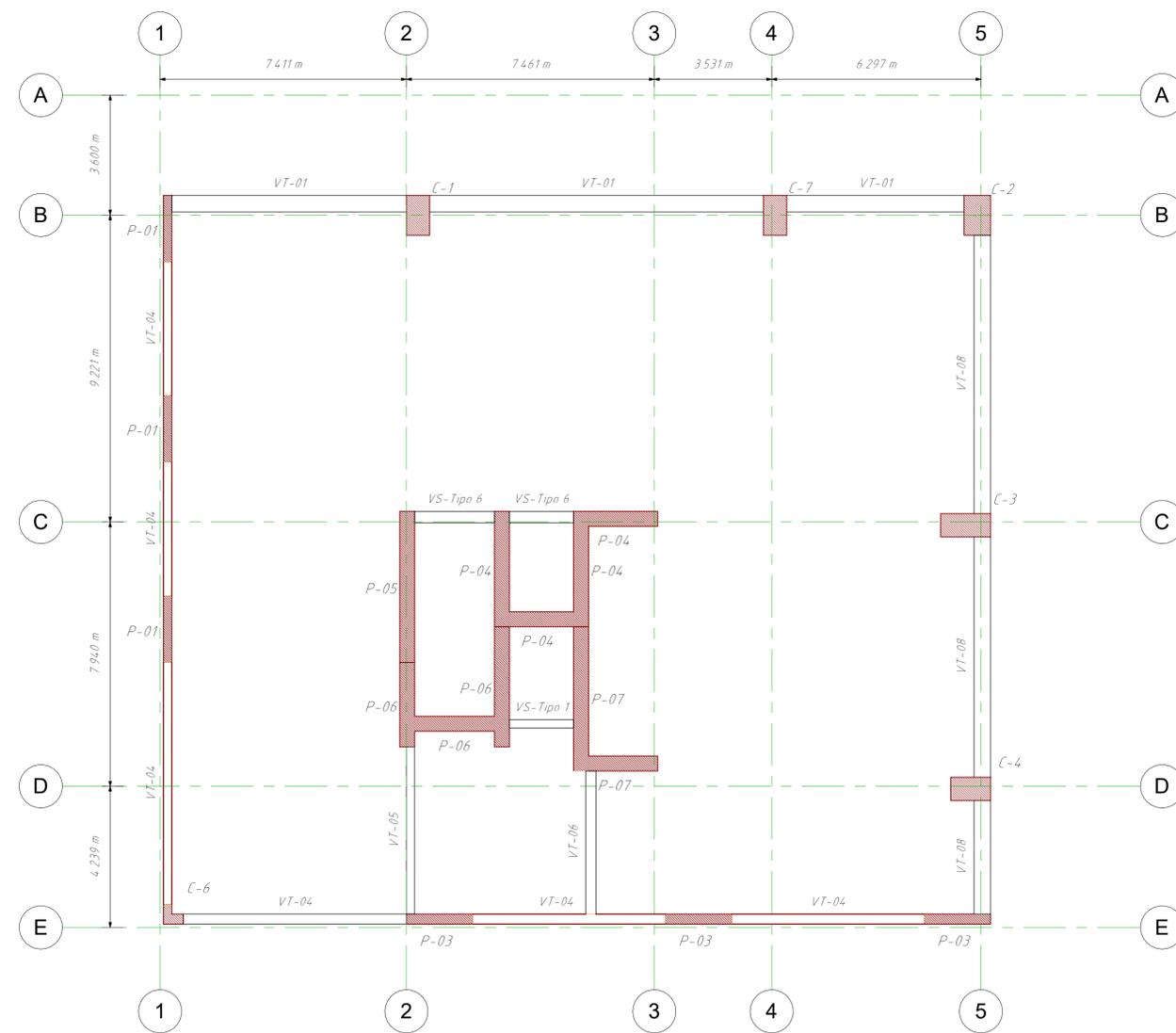
### ACERO DE REFUERZO

REFUERZO	CALIDAD	RESISTENCIA A LA FLUENCIA ( $f_y$ )
ACERO LONGITUDINAL	ASTM A706 - GRADO 60	4200 kg/cm <sup>2</sup>
ESTRIBOS	ASTM A706 - GRADO 60	4200 kg/cm <sup>2</sup>

 <b>UNSAAC</b> Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco 	PLANO: <b>PLANTAS</b>	TESISISTAS: <b>- JULIO EDU VALDEZ MORALES</b> <b>- ALEXIS POMPILLA YABAR</b>	TEMA DE TESIS: <b>ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ</b>	LÁMINA: <b>E.01</b>
	ESCALA: Como se indica			FECHA: <b>OCTUBRE 2023</b>



PLANTA NIVEL 01  
1 : 100



PLANTA NIVEL 02  
1 : 100

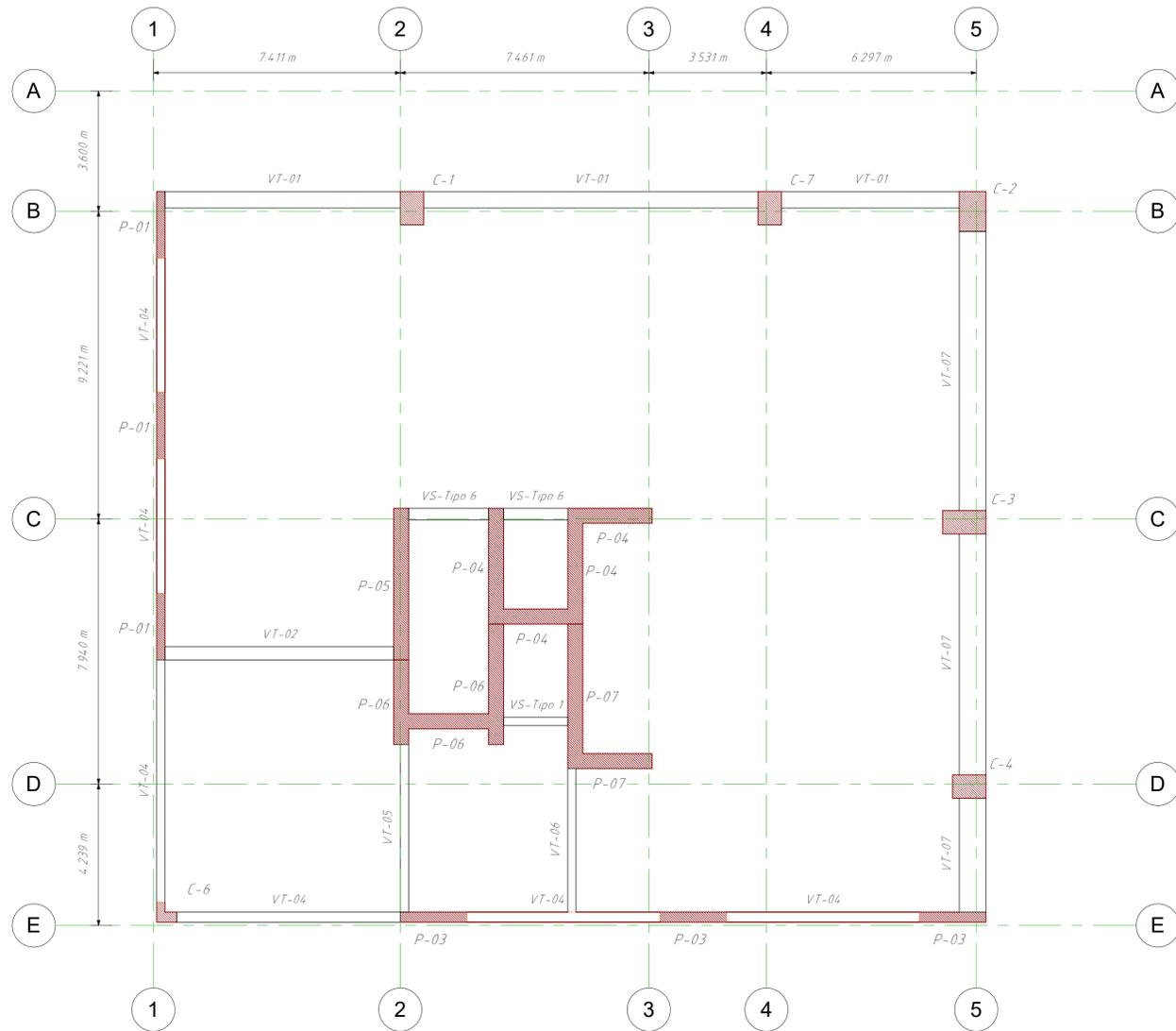
### CALIDAD DEL CONCRETO

ELEMENTO	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS ( $f'c$ )	
PLACAS	SÓTANO 02 - NIVEL 04:	420 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 05:	350 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 06-19:	280 kg/cm <sup>2</sup>
COLUMNAS	SÓTANO 02 - NIVEL 05:	350 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 06-19:	280 kg/cm <sup>2</sup>
VIGAS	280 kg/cm <sup>2</sup>	

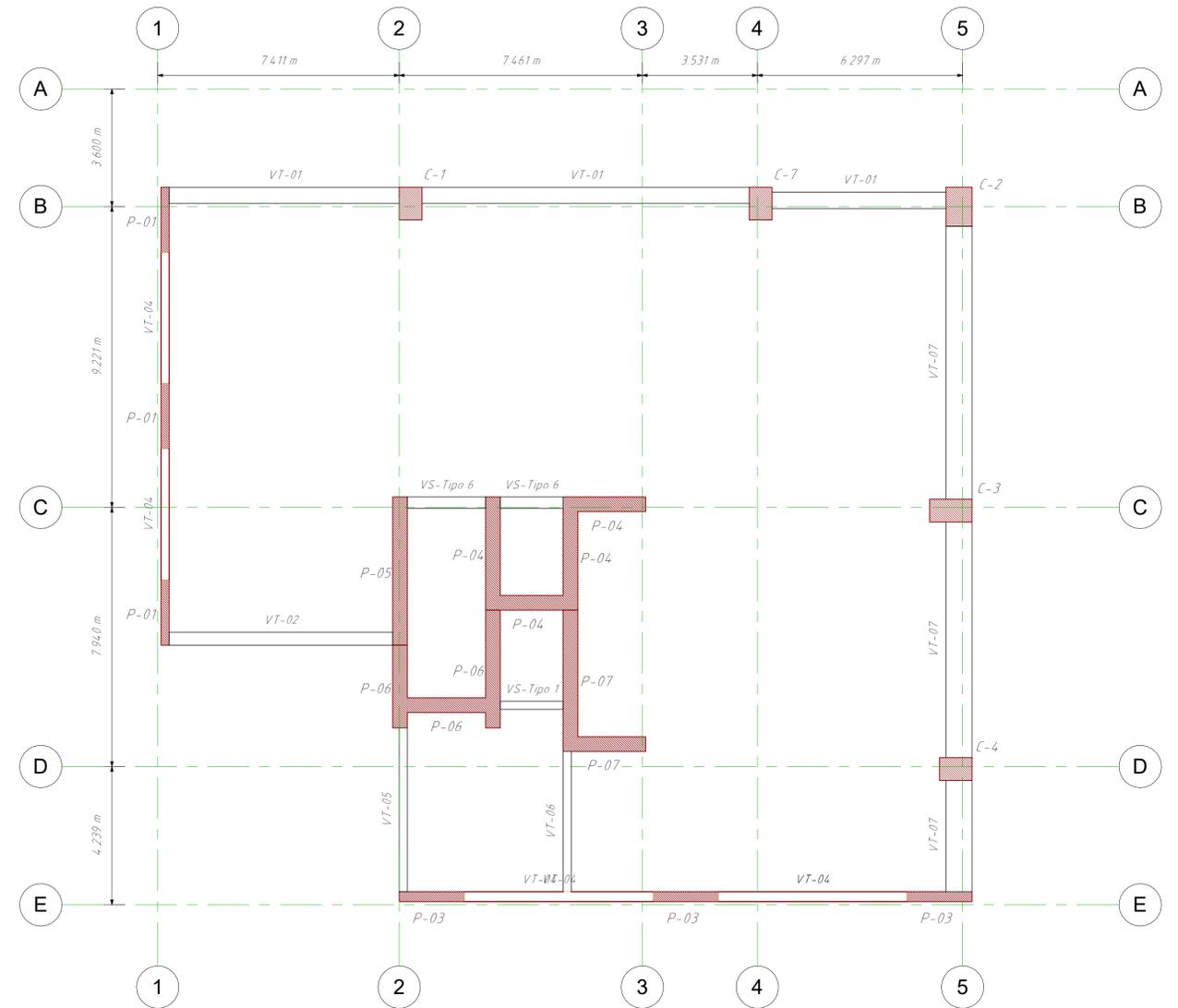
### ACERO DE REFUERZO

REFUERZO	CALIDAD	RESISTENCIA A LA FLUENCIA ( $f_y$ )
ACERO LONGITUDINAL	ASTM A706 - GRADO 60	4200 kg/cm <sup>2</sup>
ESTRIBOS	ASTM A706 - GRADO 60	4200 kg/cm <sup>2</sup>

 <b>UNSAAC</b> Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco	PLANO: <b>PLANTAS 02</b>	<b>E.02</b>
	TESISTAS: <b>- JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR</b>	
	TEMA DE TESIS: <b>ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ</b>	
	ESCALA: <b>Como se indica</b> FECHA: <b>OCTUBRE 2023</b> ESPECIALIDAD: <b>ESTRUCTURAS</b>	



PLANTA NIVEL 03  
1:100



PLANTA NIVEL 04-15  
1:100

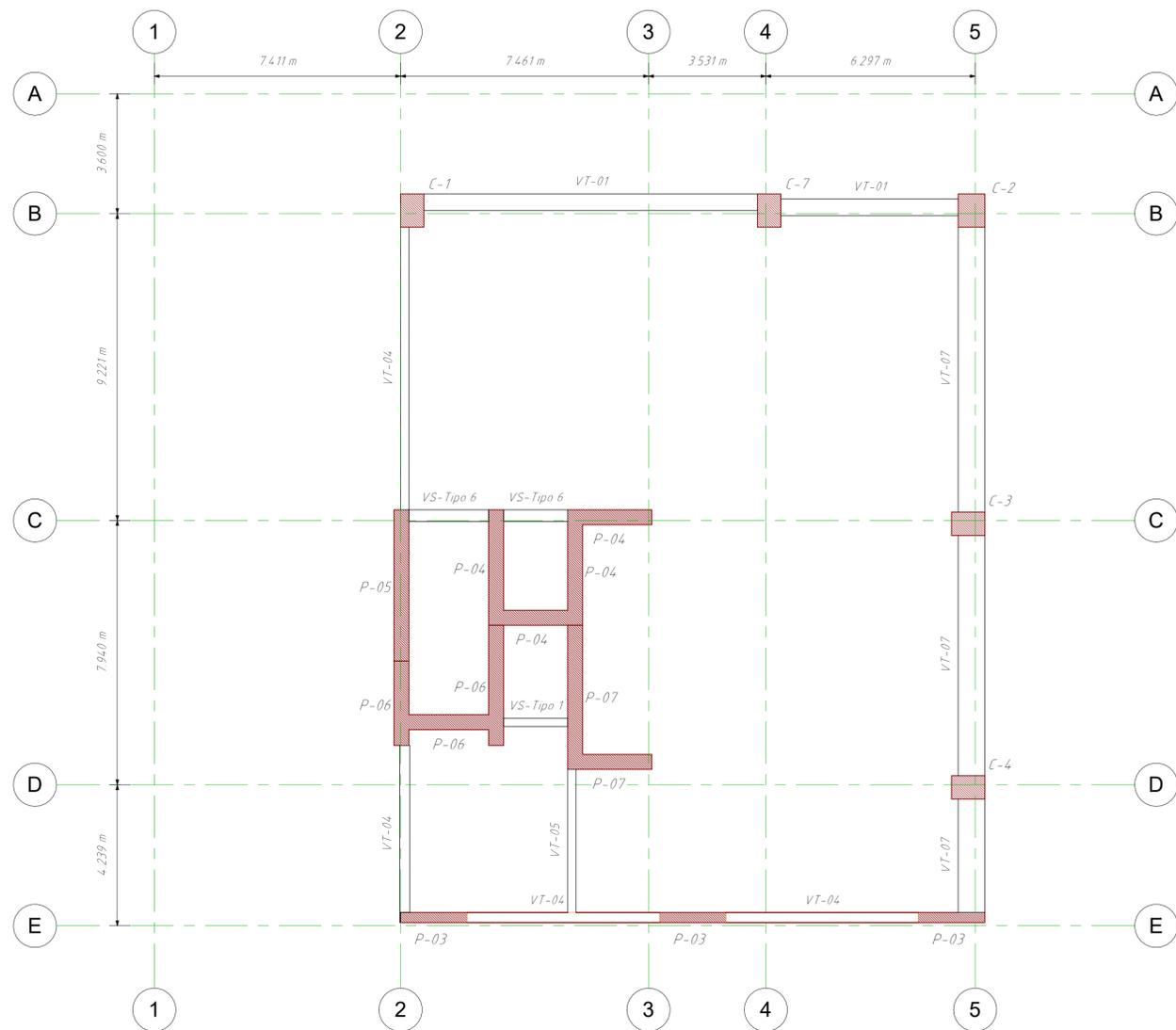
CALIDAD DEL CONCRETO

ELEMENTO	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS ( $f'c$ )	
PLACAS	SÓTANO 02 - NIVEL 04:	420 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 05:	350 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 06-19:	280 kg/cm <sup>2</sup>
COLUMNAS	SÓTANO 02 - NIVEL 05:	350 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 06-19:	280 kg/cm <sup>2</sup>
VIGAS	280 kg/cm <sup>2</sup>	

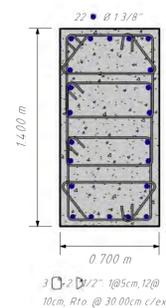
ACERO DE REFUERZO

REFUERZO	CALIDAD	RESISTENCIA A LA FLUENCIA ( $f_y$ )
ACERO LONGITUDINAL	ASTM A706 - GRADO 60	4200 kg/cm <sup>2</sup>
ESTRIBOS	ASTM A706 - GRADO 60	4200 kg/cm <sup>2</sup>

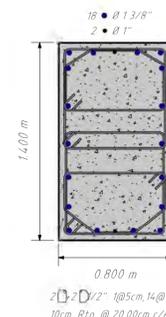
 <b>UNSAAC</b> Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco 	PLANO: <b>PLANTAS 03</b>	LÁMINA: <b>E.03</b>	
	TESISTAS: <b>- JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR</b>		
	TEMA DE TESIS: <b>ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ</b>	ESCALA: <b>Como se indica</b>	FECHA: <b>OCTUBRE 2023</b>
	ESPECIALIDAD: <b>ESTRUCTURAS</b>		



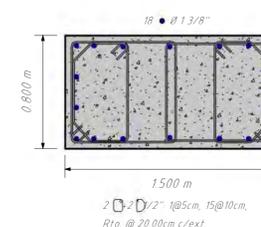
PLANTA NIVEL 16-19  
1: 100



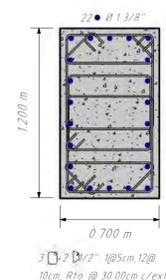
C-1 SÓTANO 01-02  
1: 25



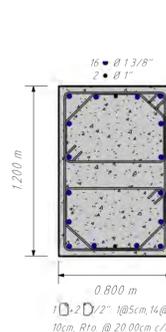
C-2 SÓTANO 01-02  
1: 25



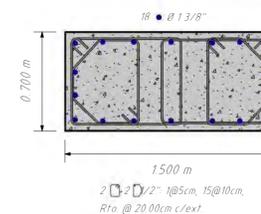
C-3 SÓTANO 01-02  
1: 25



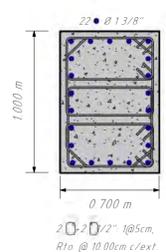
C-1 NIVEL 01-02  
1: 25



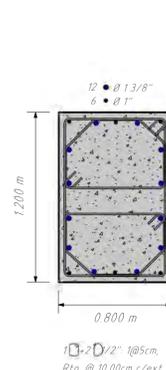
C-2 NIVEL 01-05  
1: 25



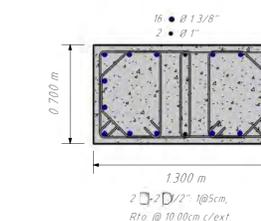
C-3 NIVEL 01-02  
1: 25



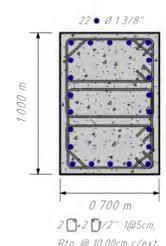
C-1 NIVEL 03-08  
1: 25



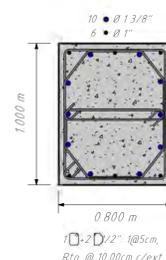
C-2 NIVEL 06-15  
1: 25



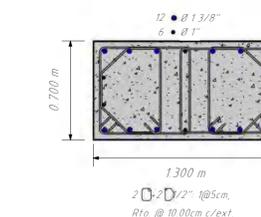
C-3 NIVEL 03-05  
1: 25



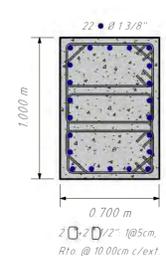
C-1 NIVEL 09-15  
1: 25



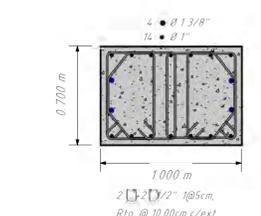
C-2 NIVEL 16-19  
1: 25



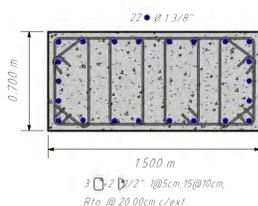
C-3 NIVEL 06-15  
1: 25



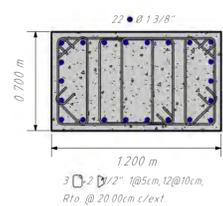
C-1 NIVEL 16-19  
1: 25



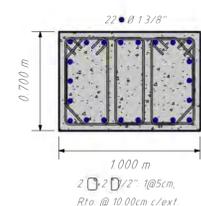
C-3 NIVEL 16-19  
1: 25



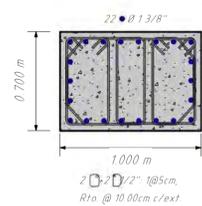
C-4 SÓTANO 01-02  
1: 25



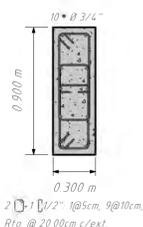
C-4 NIVEL 01-02  
1: 25



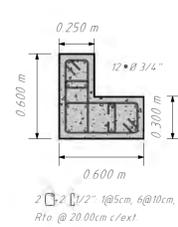
C-4 NIVEL 03-08  
1: 25



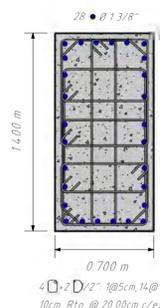
C-4 NIVEL 09-19  
1: 25



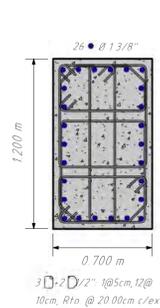
C-5 SÓTANO 01-02  
1: 25



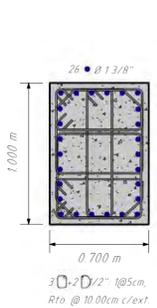
C-6 NIVEL 01-03  
1: 25



C-7 SÓTANO 01-02  
1: 25

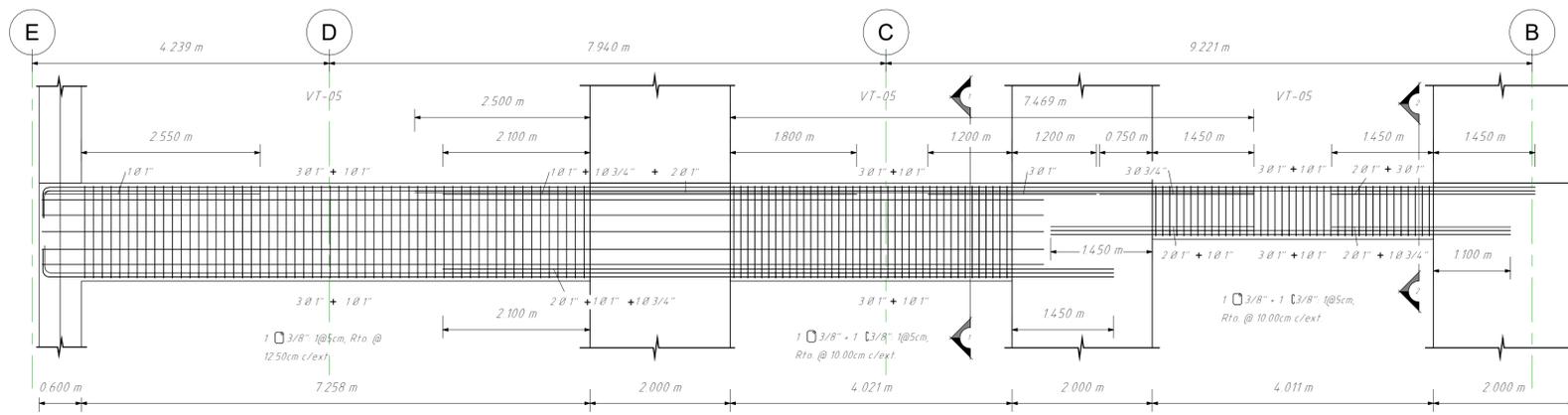


C-7 NIVEL 01-02  
1: 25

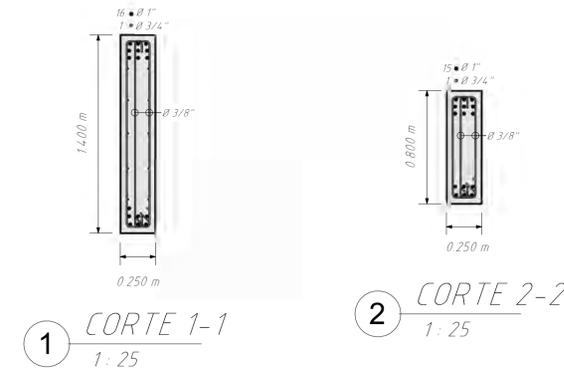


C-7 NIVEL 03-19  
1: 25

<p>UNSAAC Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco</p>	<b>PLANO: PLANTAS 04 Y DETALLES COLUMNAS</b>		<b>LÁMINA: E.04</b>
	<b>TESISTAS: - JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR</b>		
<b>TEMA DE TESIS: ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ</b>		<b>ESCALA: Como se indica</b>	
<b>FECHA: OCTUBRE 2023</b>		<b>ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS</b>	

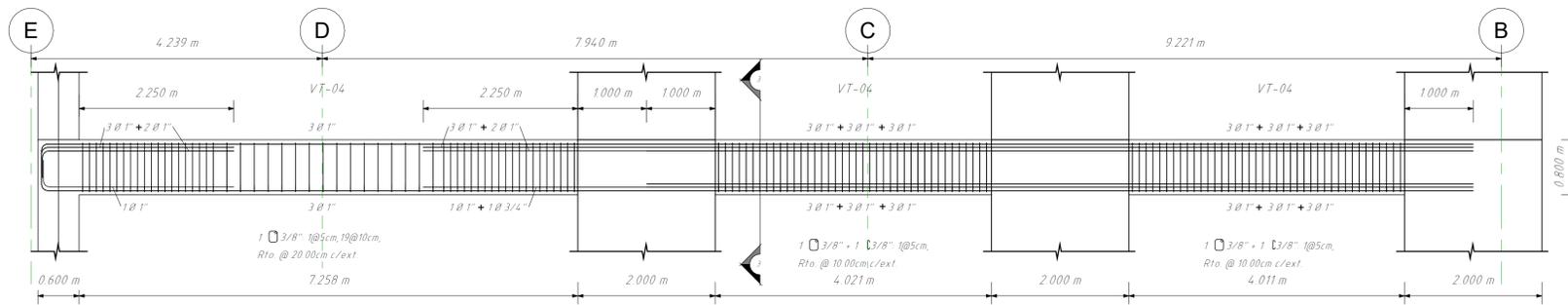


VIGA EJE 01 NIVEL 01  
1:50

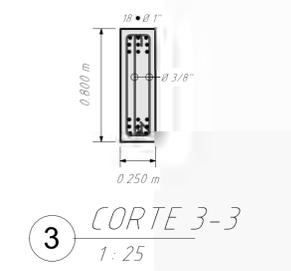


1 CORTE 1-1  
1:25

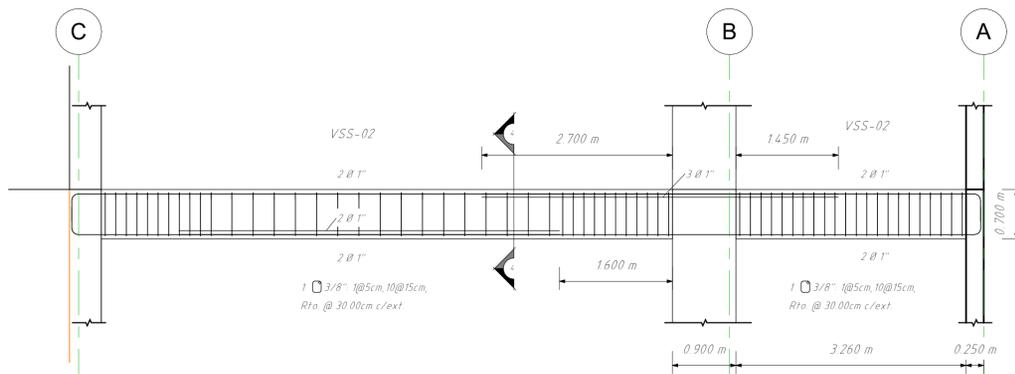
2 CORTE 2-2  
1:25



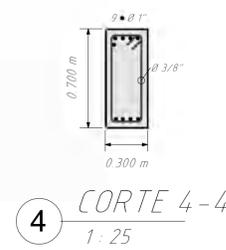
VIGA EJE 01 NIVEL 02-15  
1:50



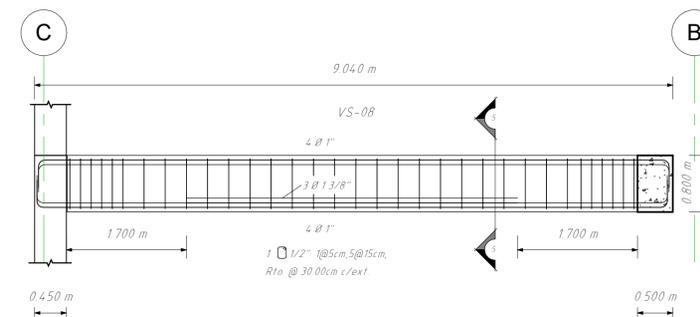
3 CORTE 3-3  
1:25



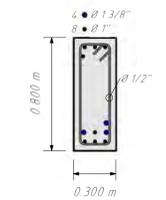
VIGA EJE 03 SÓTANO 02  
1:50



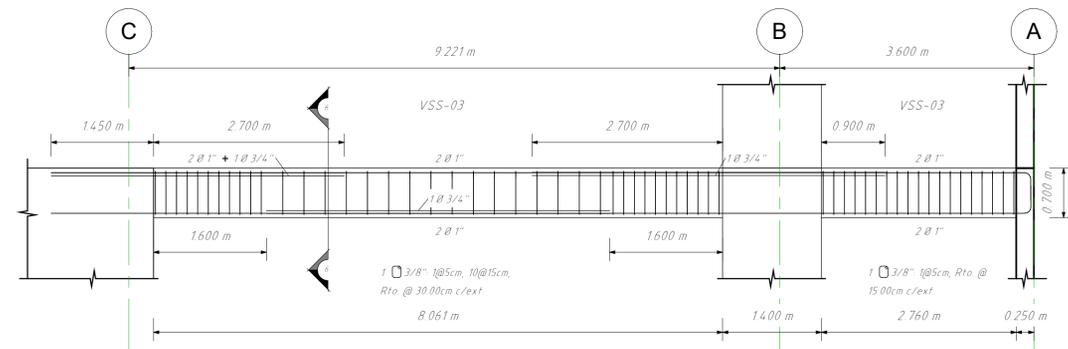
4 CORTE 4-4  
1:25



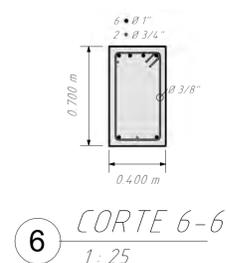
VIGA EJE 03 SÓTANO 01  
1:50



5 CORTE 5-5  
1:25

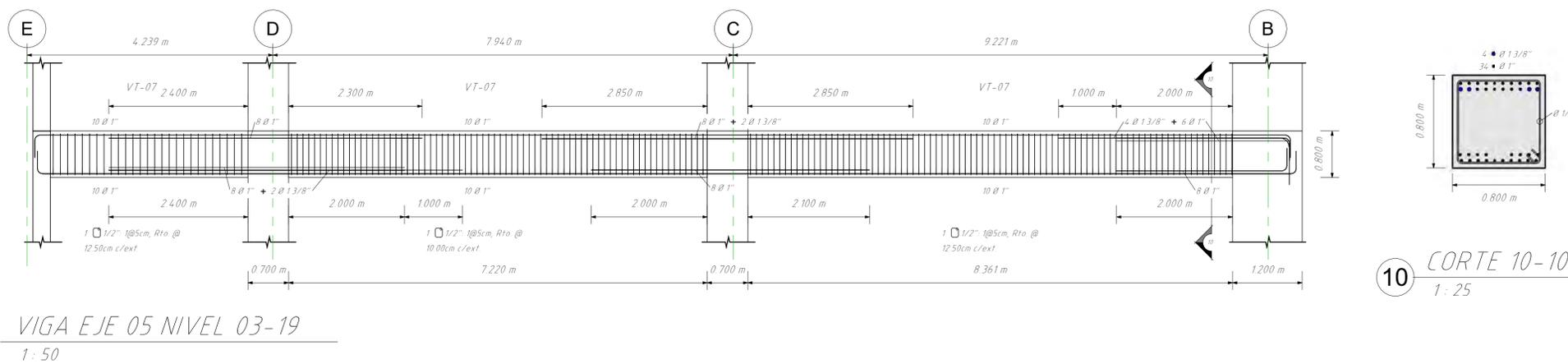
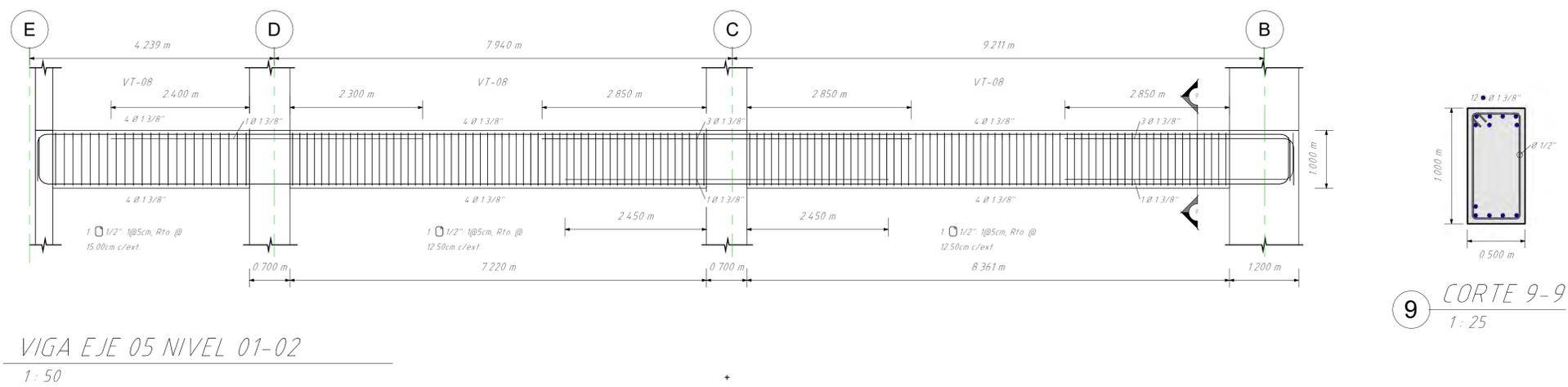
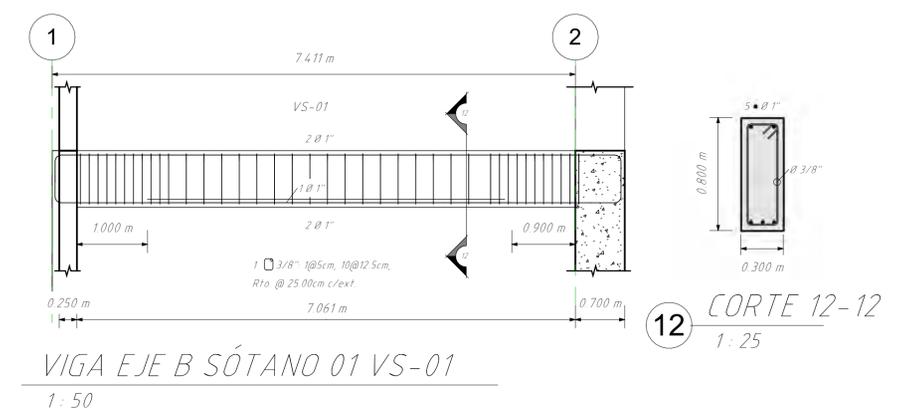
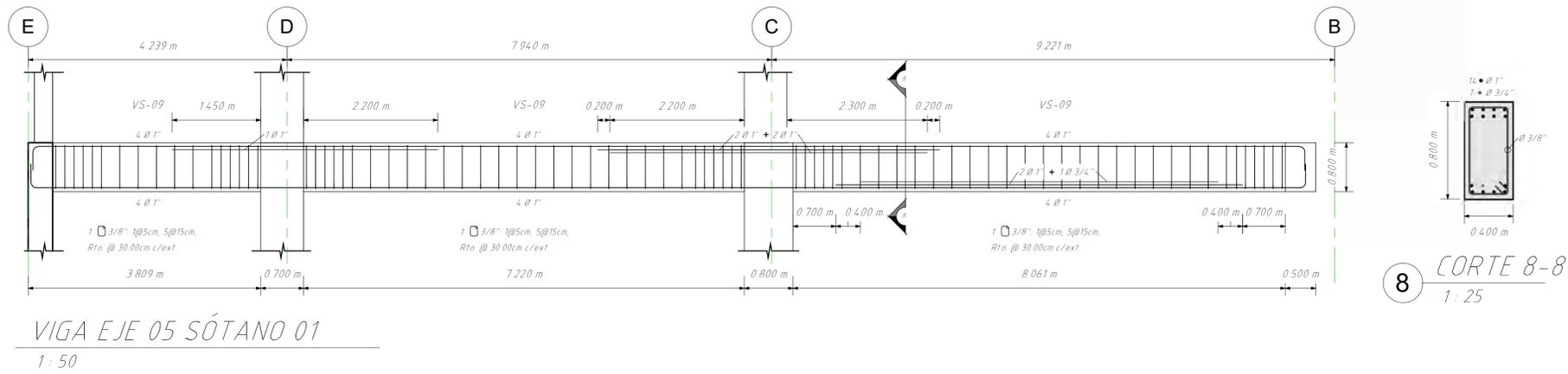
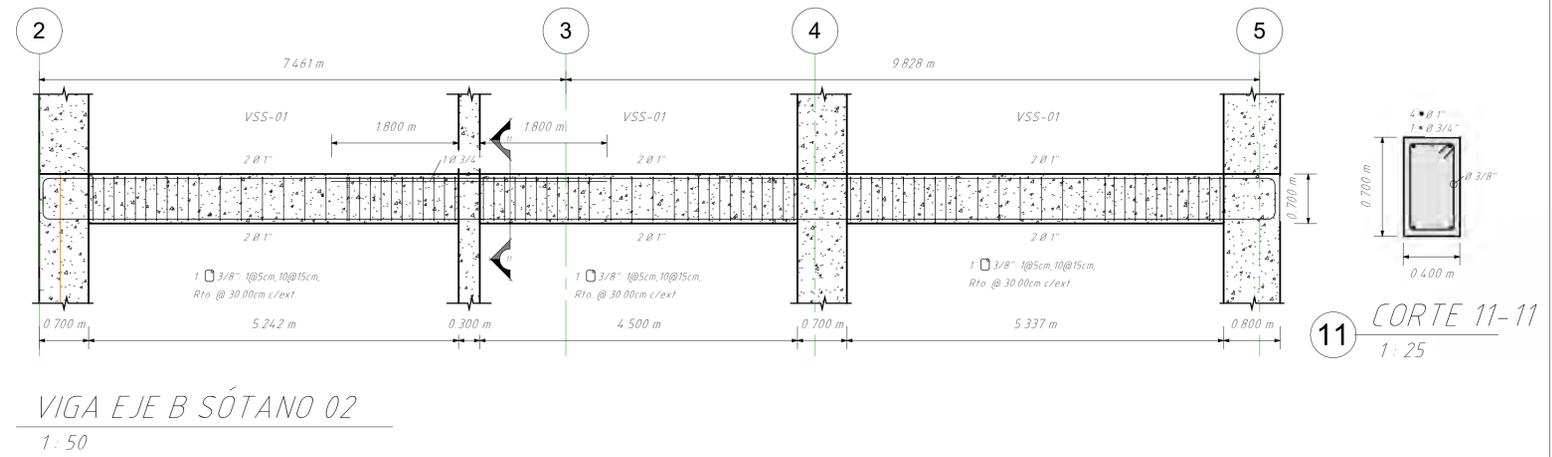
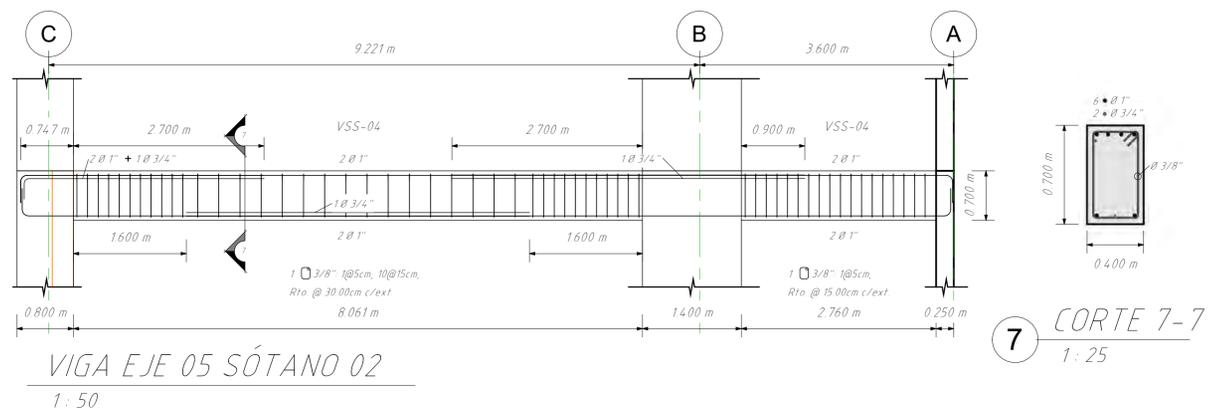


VIGA EJE 04 SÓTANO 02  
1:50

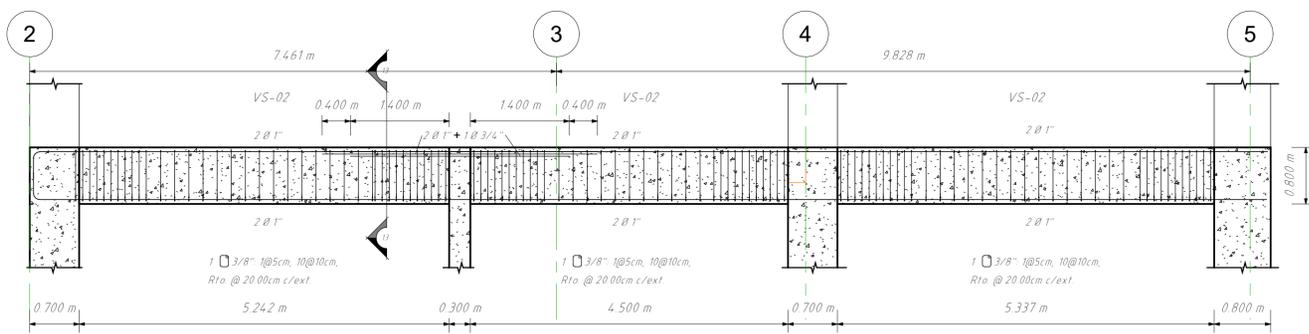


6 CORTE 6-6  
1:25

 <b>UNSAAC</b> Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco	PLANO: <b>VIGAS 01 ACERO CONVENCIONAL</b>	LÁMINA: <b>E.05</b>
	TESISTAS: <b>- JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR</b>	
	TEMA DE TESIS: <b>ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ</b>	ESPECIALIDAD: <b>ESTRUCTURAS</b>
	ESCALA: <b>Como se indica</b>	FECHA: <b>OCTUBRE 2023</b>

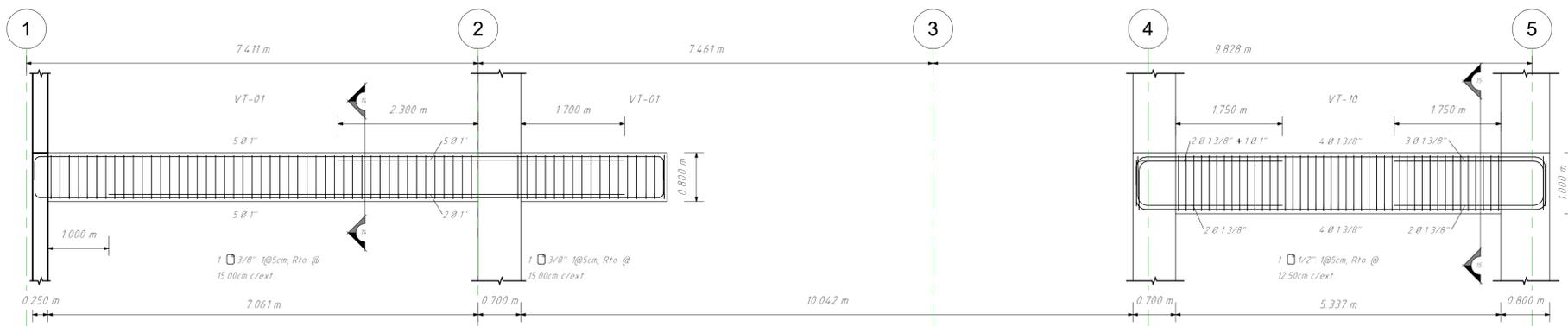


 <b>UNSAAC</b> Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco	PLANO: <b>VIGAS 02 ACERO CONVENCIONAL</b>	LÁMINA: <b>E.06</b>
	TESISTAS: - JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR	
	TEMA DE TESIS: ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS
	ESCALA: Como se indica	



13 CORTE 13-13  
1: 25

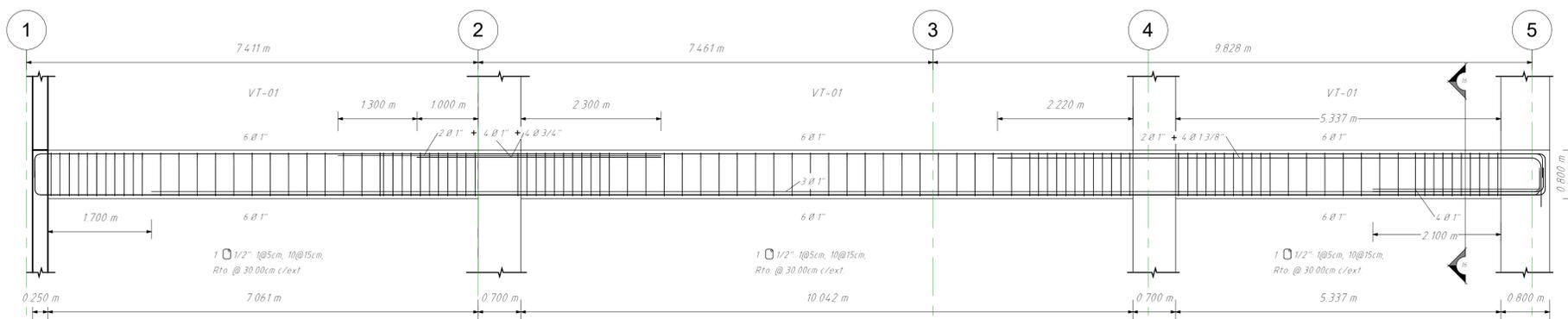
VIGA EJE B SÓTANO 01 VS-02  
1: 50



14 CORTE 14-14  
1: 25

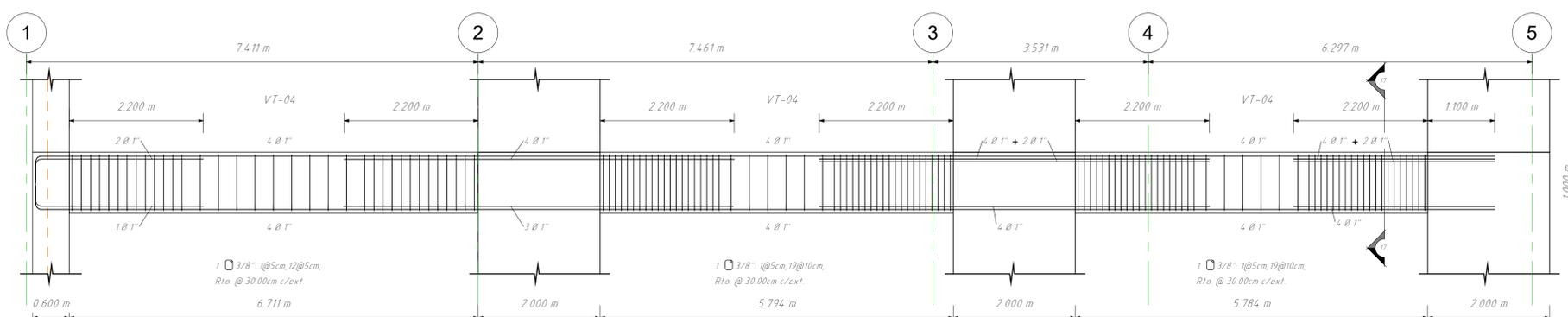
15 CORTE 15-15  
1: 25

VIGA EJE B NIVEL 01  
1: 50



16 CORTE 16-16  
1: 25

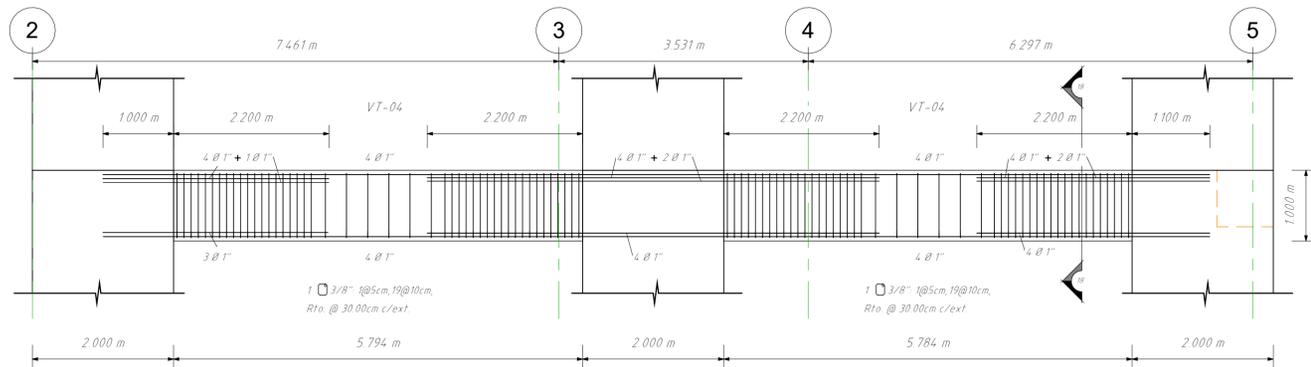
VIGA EJE B NIVEL 02-19  
1: 50



17 CORTE 17-17  
1: 25

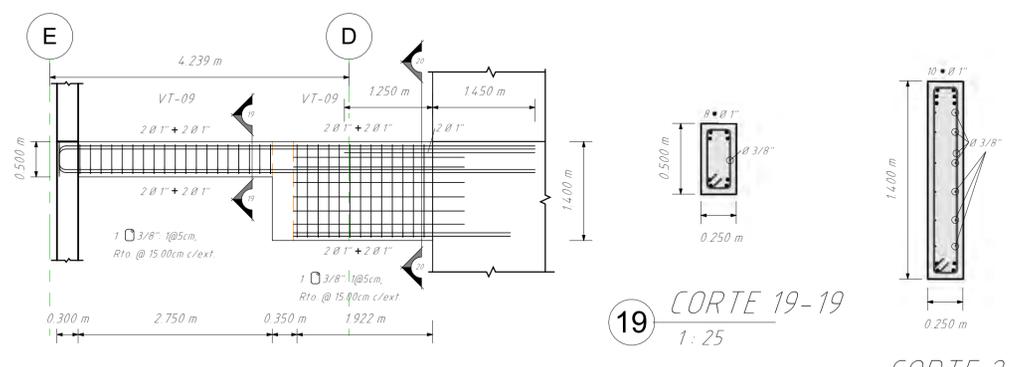
VIGA EJE E NIVEL 01-03  
1: 50

 <b>UNSAAC</b> Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco	<b>PLANO:</b> VIGAS 03 ACERO CONVENCIONAL	<b>TESISTAS:</b> - JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR	<b>LÁMINA:</b> <b>E.07</b>
	<b>TEMA DE TESIS:</b> ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ		
	<b>ESCALA:</b> Como se indica	<b>FECHA:</b> OCTUBRE 2023	<b>ESPECIALIDAD:</b> ESTRUCTURAS
			



VIGA EJE E NIVEL 04-19  
1:50

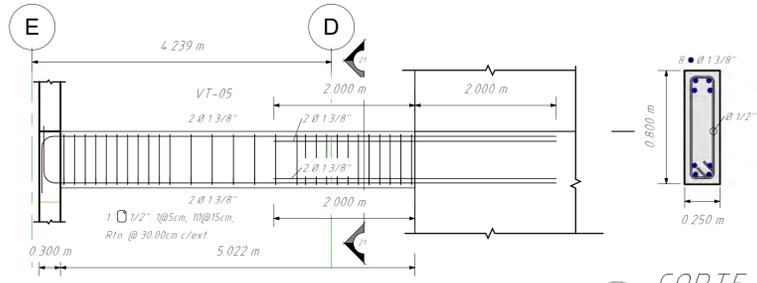
18 CORTE 18-18  
1:25



VIGA SEC EJE 02 VT-09 NIVEL 01  
1:50

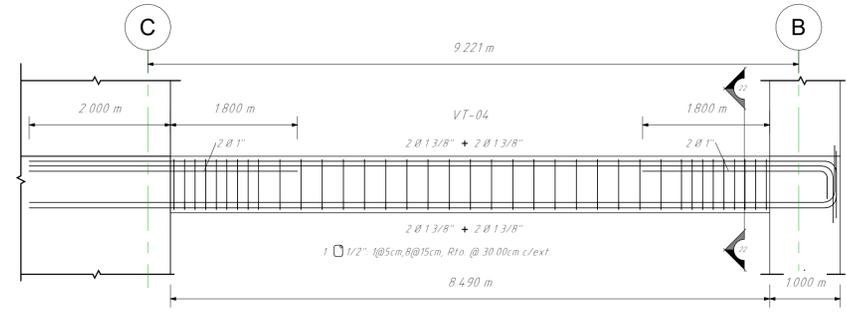
19 CORTE 19-19  
1:25

20 CORTE 20-20  
1:25



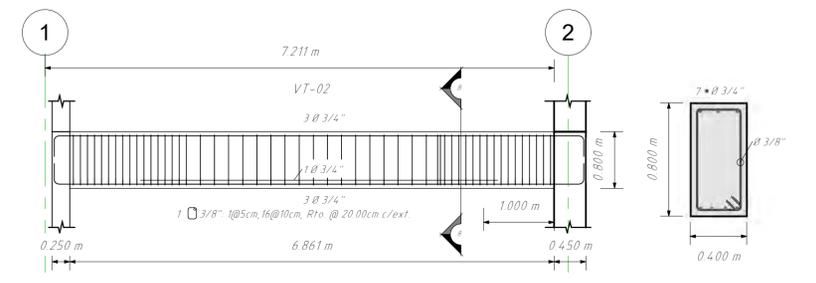
VIGA SEC EJE 02 VT-05 NIVEL 02-19  
1:50

21 CORTE 21-21  
1:25



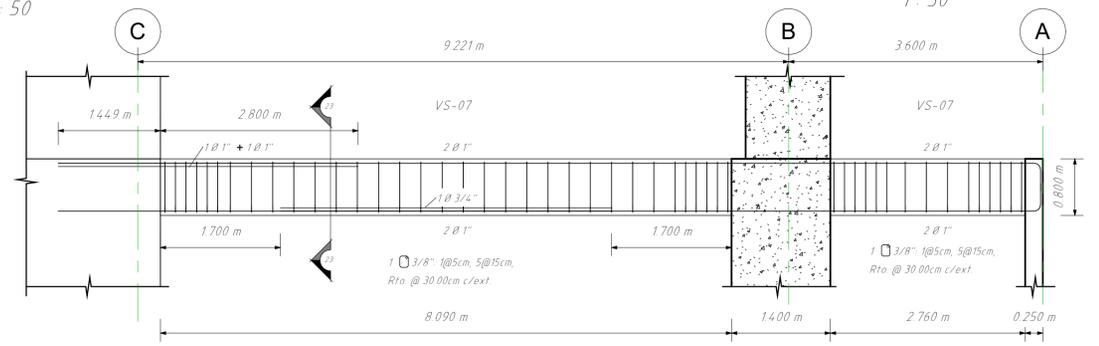
VIGA SEC EJE 02 VT-04 NIVEL 16-19  
1:50

22 CORTE 22-22  
1:25



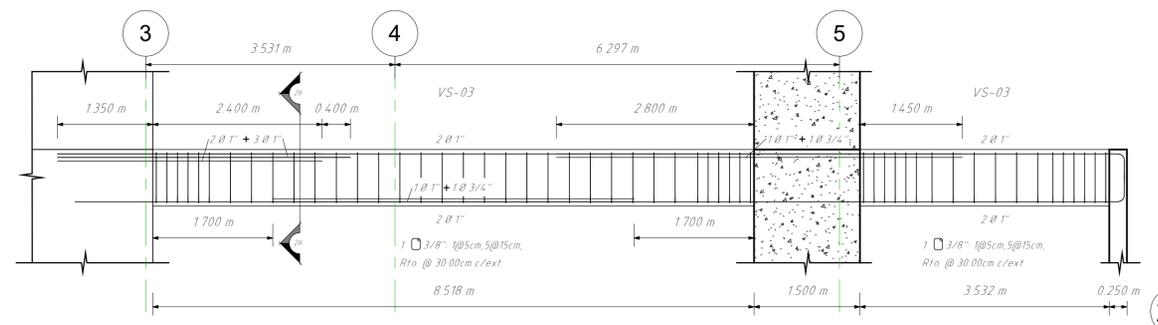
VIGA SEC ENTRE C Y D NIVEL 03-15  
1:50

8 CORTE 8-8  
1:25



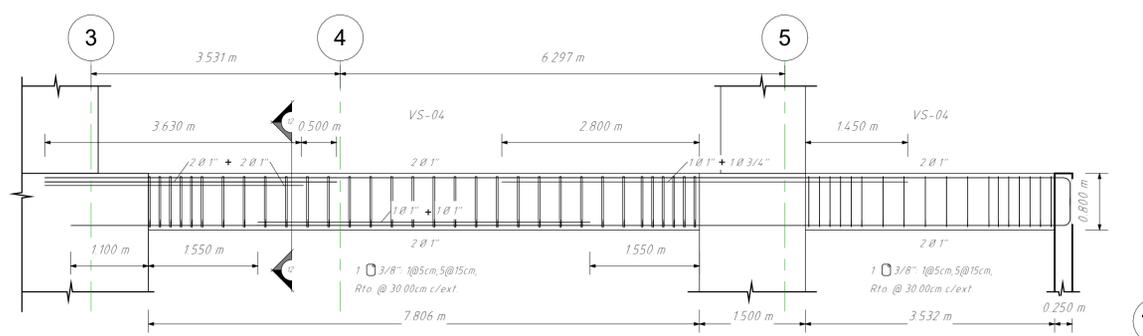
VIGA SEC EJE 02 SÓTANO 01  
1:50

23 CORTE 23-23  
1:25



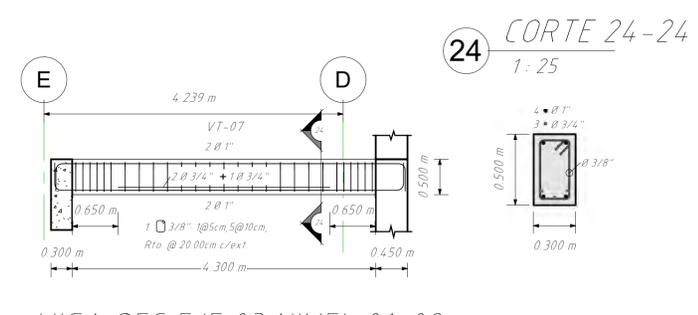
VIGA SEC EJE C SÓTANO 01  
1:50

26 CORTE 26-26  
1:25



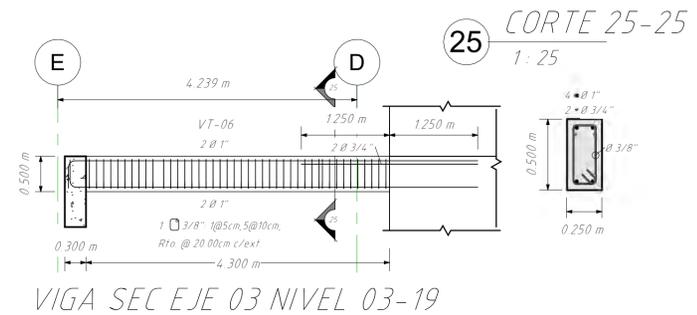
VIGA SEC EJE D SÓTANO 01  
1:50

12 CORTE 12-12  
1:25



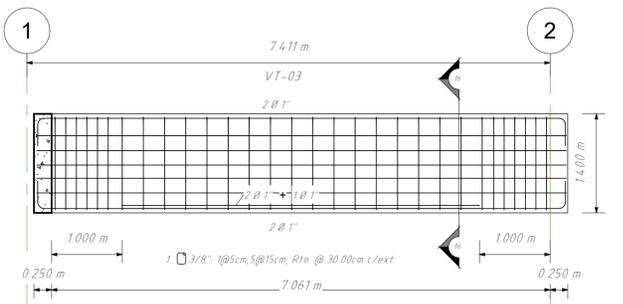
VIGA SEC EJE 03 NIVEL 01-02  
1:50

24 CORTE 24-24  
1:25



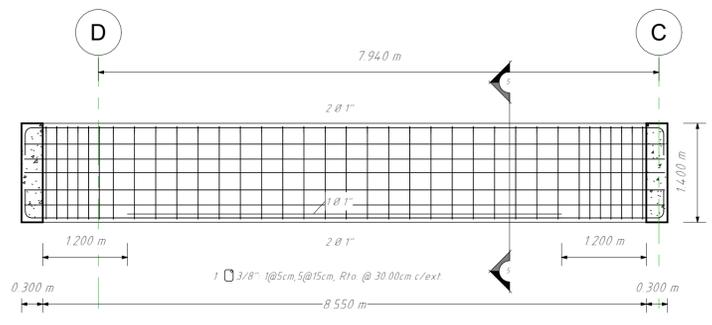
VIGA SEC EJE 03 NIVEL 03-19  
1:50

25 CORTE 25-25  
1:25



VIGA SEC EJE D NIVEL 01  
1:50

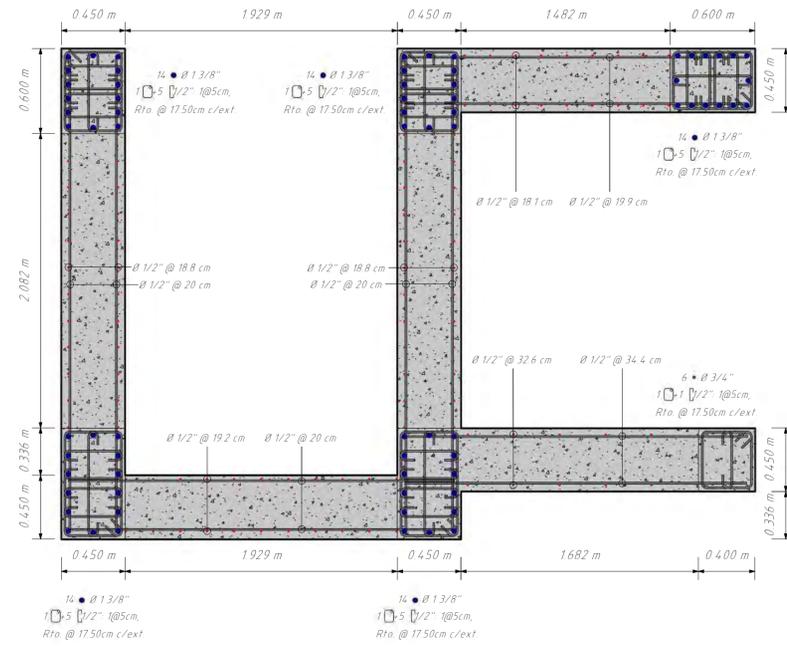
16 CORTE 16-16  
1:25



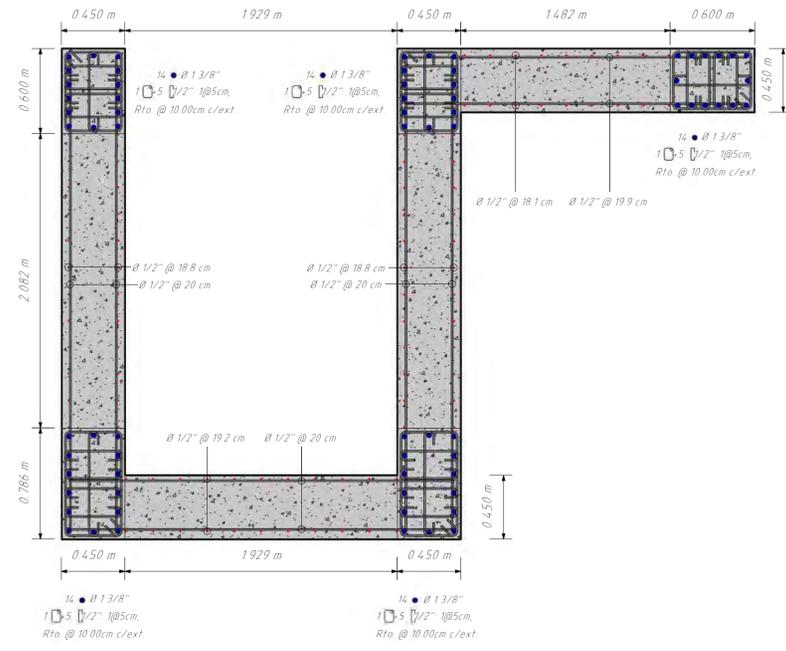
VIGA SEC ENTRE 1 Y 2  
1:50

5 CORTE 5-5  
1:25

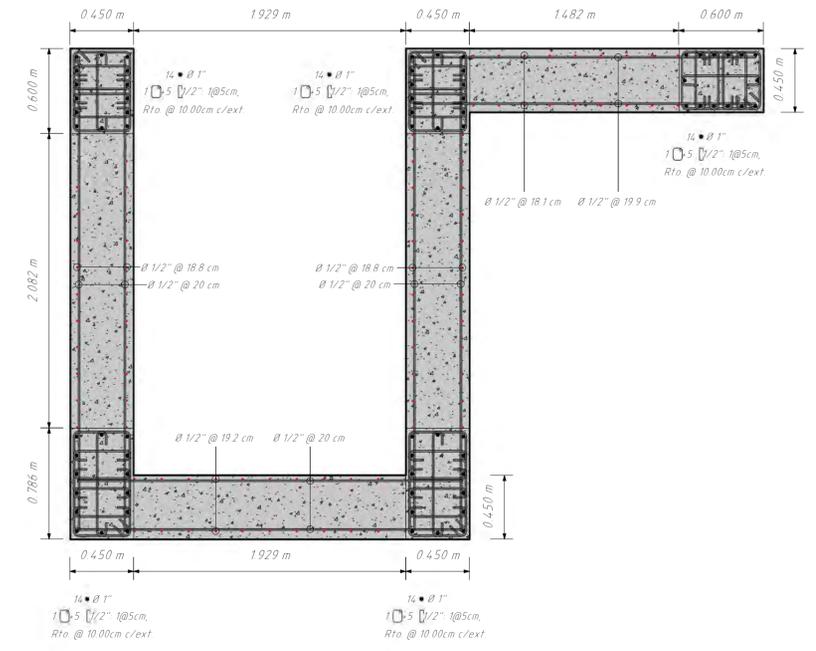
<p>UNSAAC Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco</p>	PLANO: VIGAS 04 ACERO CONVENCIONAL	LÁMINA: E.08
	TESISTAS: - JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR	
	TEMA DE TESIS: ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ	
	ESCALA: Como se indica	FECHA: OCTUBRE 2023



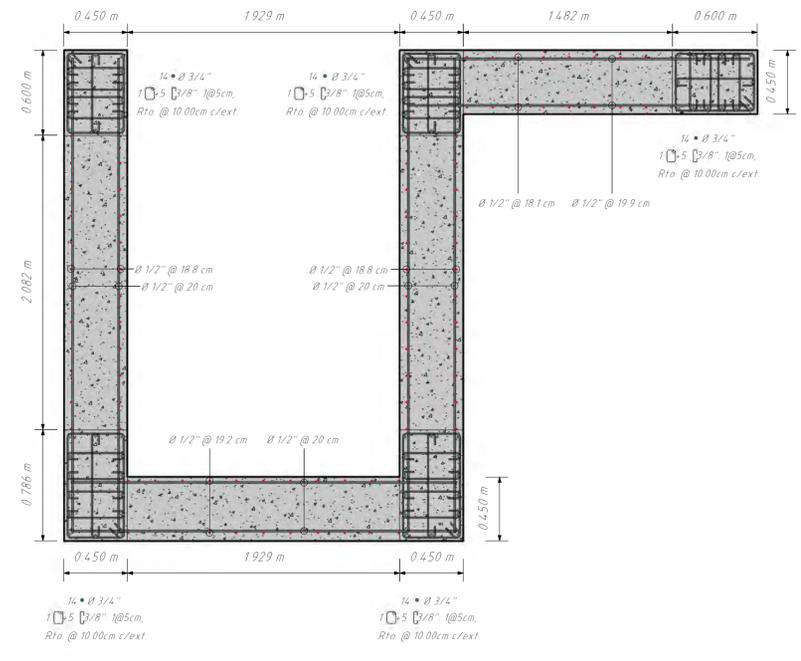
P-04 SÓTANO 02-01  
1:25



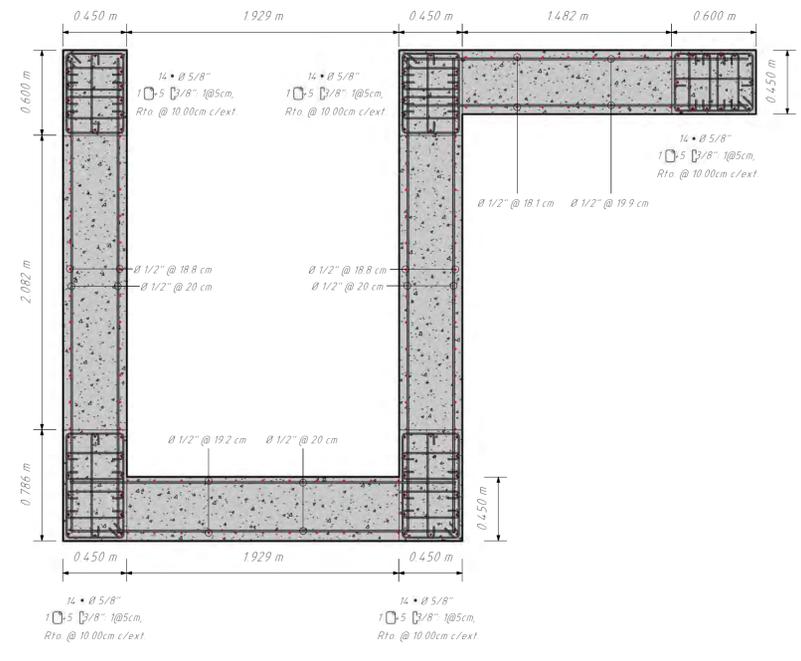
P-04 NIVEL 01-02  
1:25



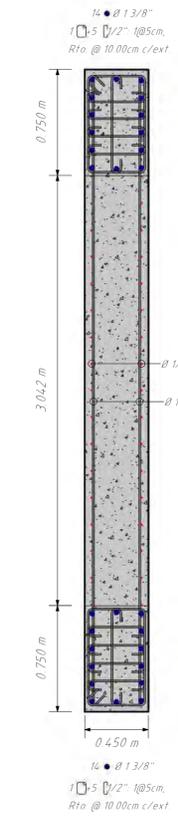
P-04 NIVEL 03-05  
1:25



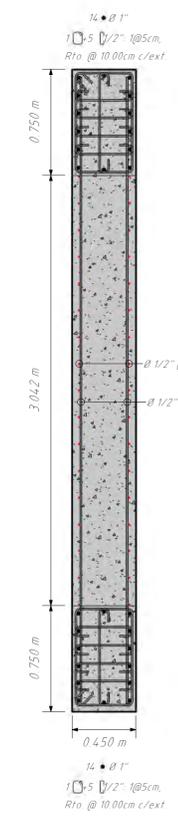
P-04 NIVEL 06-12  
1:25



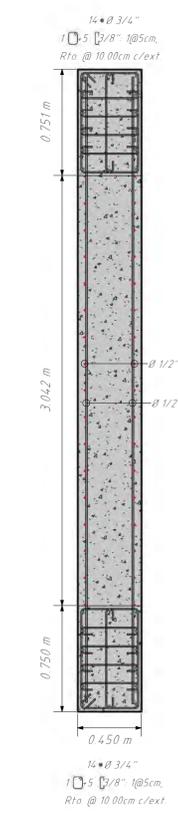
P-04 NIVEL 13-19  
1:25



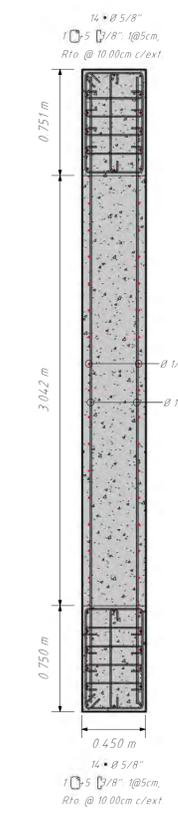
P-05 SÓTANO 02-NIVEL 02  
1:25



P-05 NIVEL 03-05  
1:25

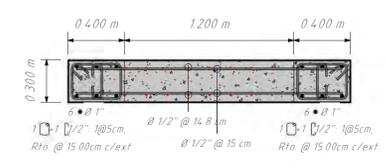
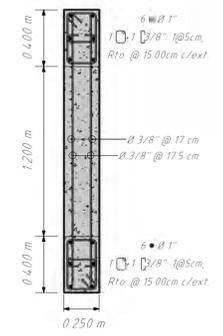


P-05 NIVEL 06-12  
1:25



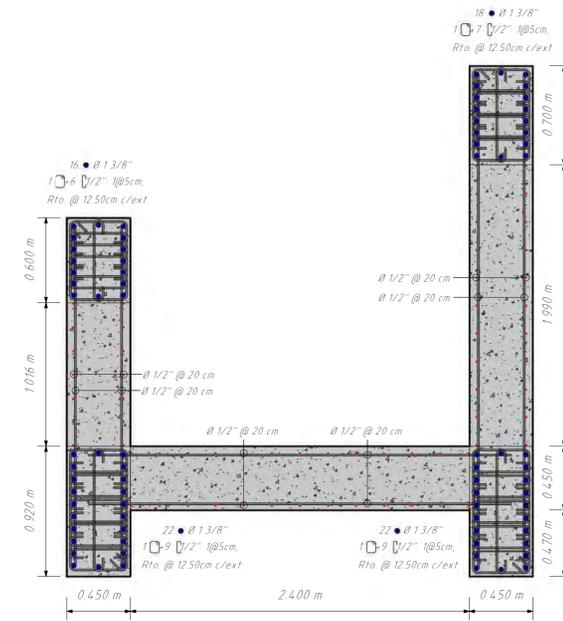
P-05 NIVEL 13-19  
1:25

P-01 SÓTANO 01-NIVEL 15  
1:25

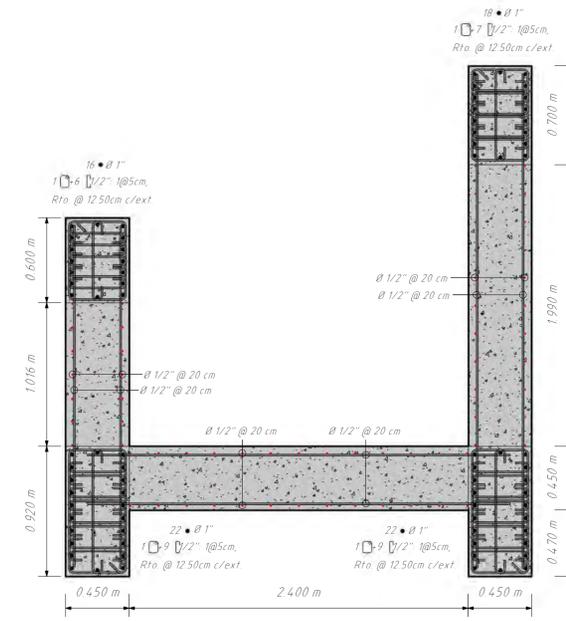


P-03 SÓTANO 01-NIVEL 19  
1:25

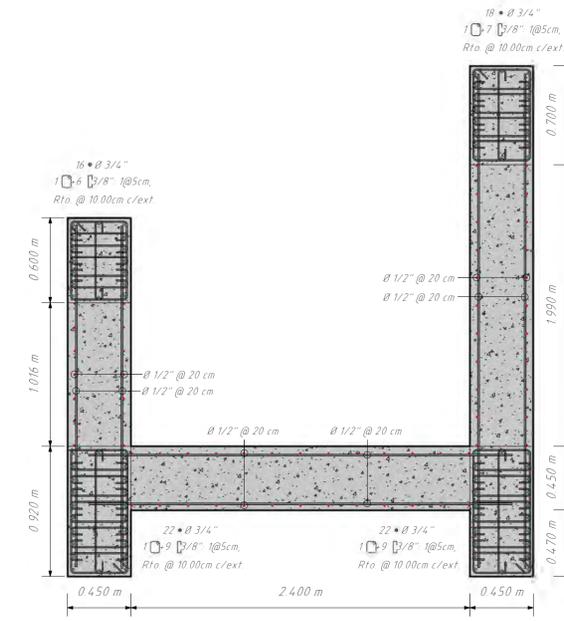
 <p>UNSAAC Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco</p>	PLANO:	<b>MUROS 01 ACERO CONVENCIONAL</b>		
	TESISTAS:	- JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR		
	TEMA DE TESIS:	ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ		
	ESCALA:	1:25	FECHA:	OCTUBRE 2023
		ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS	
				<b>E.09</b>



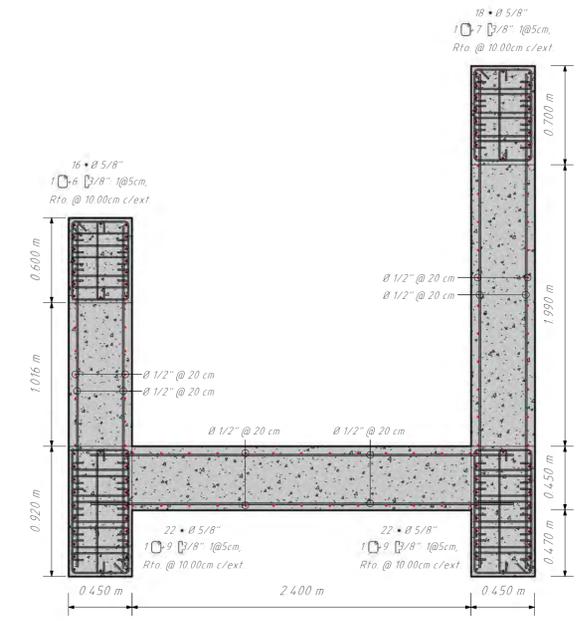
P-06 SÓTANO 02-NIVEL 02  
1: 25



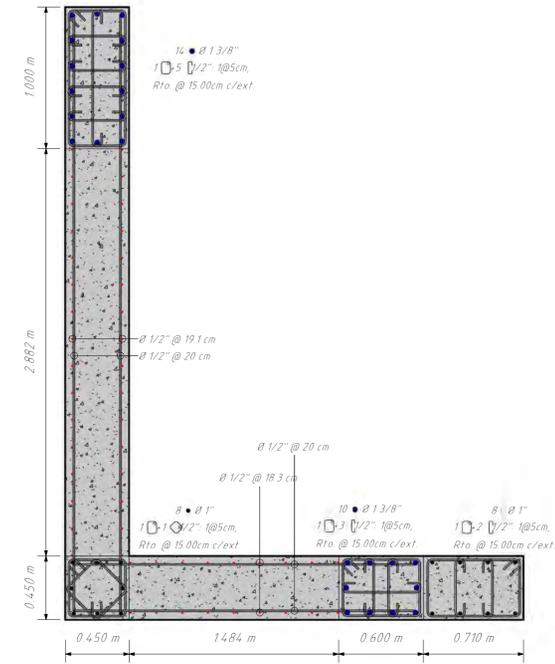
P-06 NIVEL 03-05  
1: 25



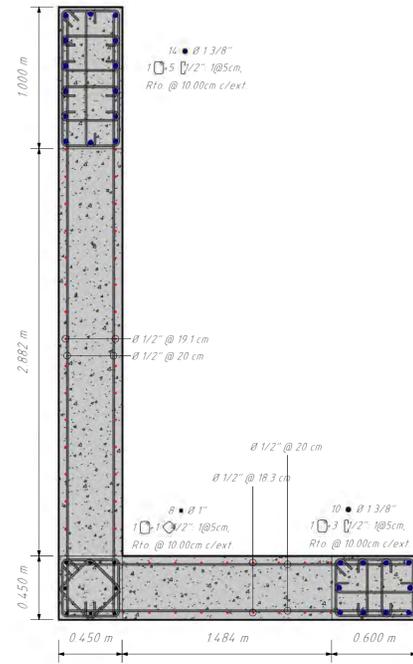
P-06 NIVEL 06-12  
1: 25



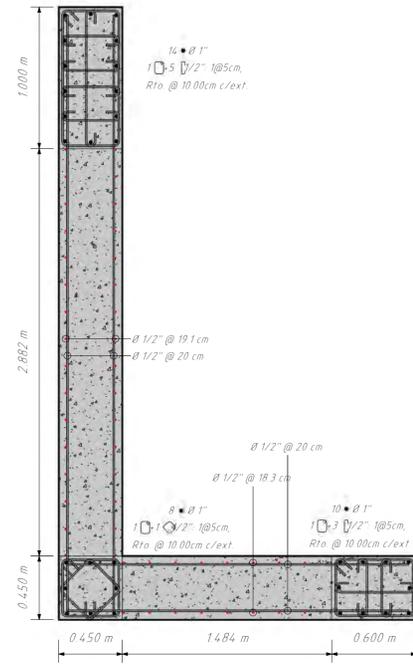
P-06 NIVEL 13-19  
1: 25



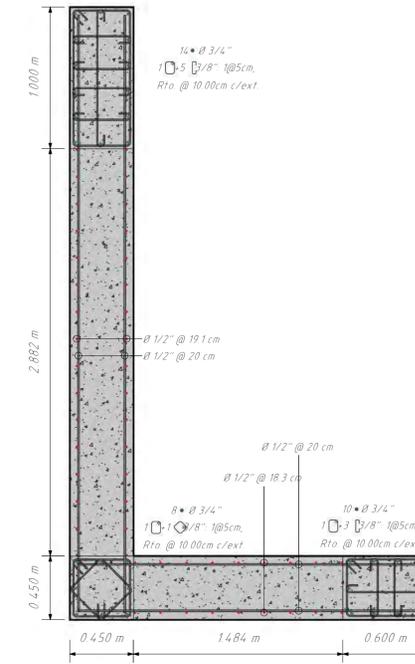
P-07 SÓTANO 02-01  
1: 25



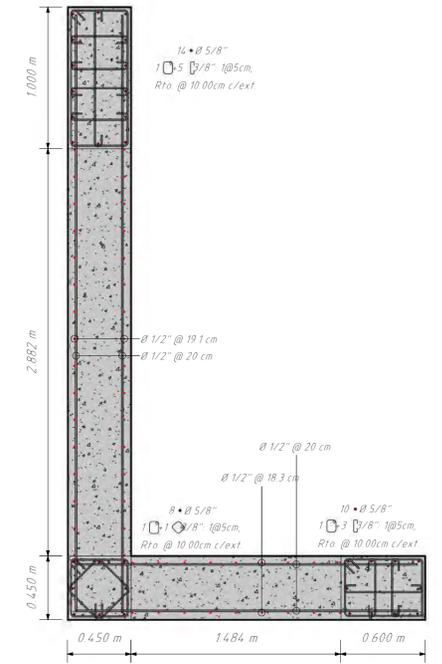
P-07 NIVEL 01-02  
1: 25



P-07 NIVEL 03-05  
1: 25



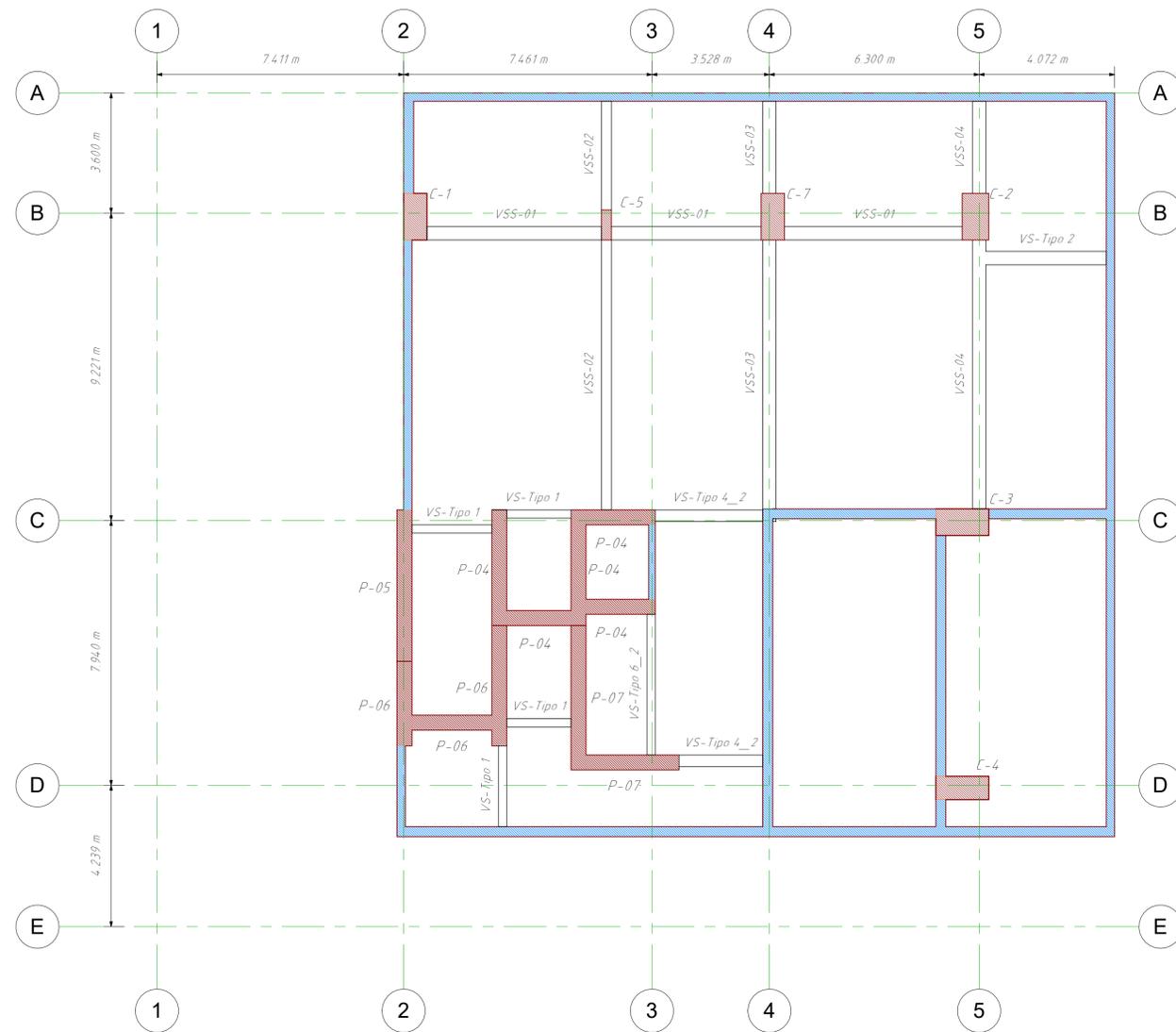
P-07 NIVEL 06-12  
1: 25



P-07 NIVEL 13-19  
1: 25

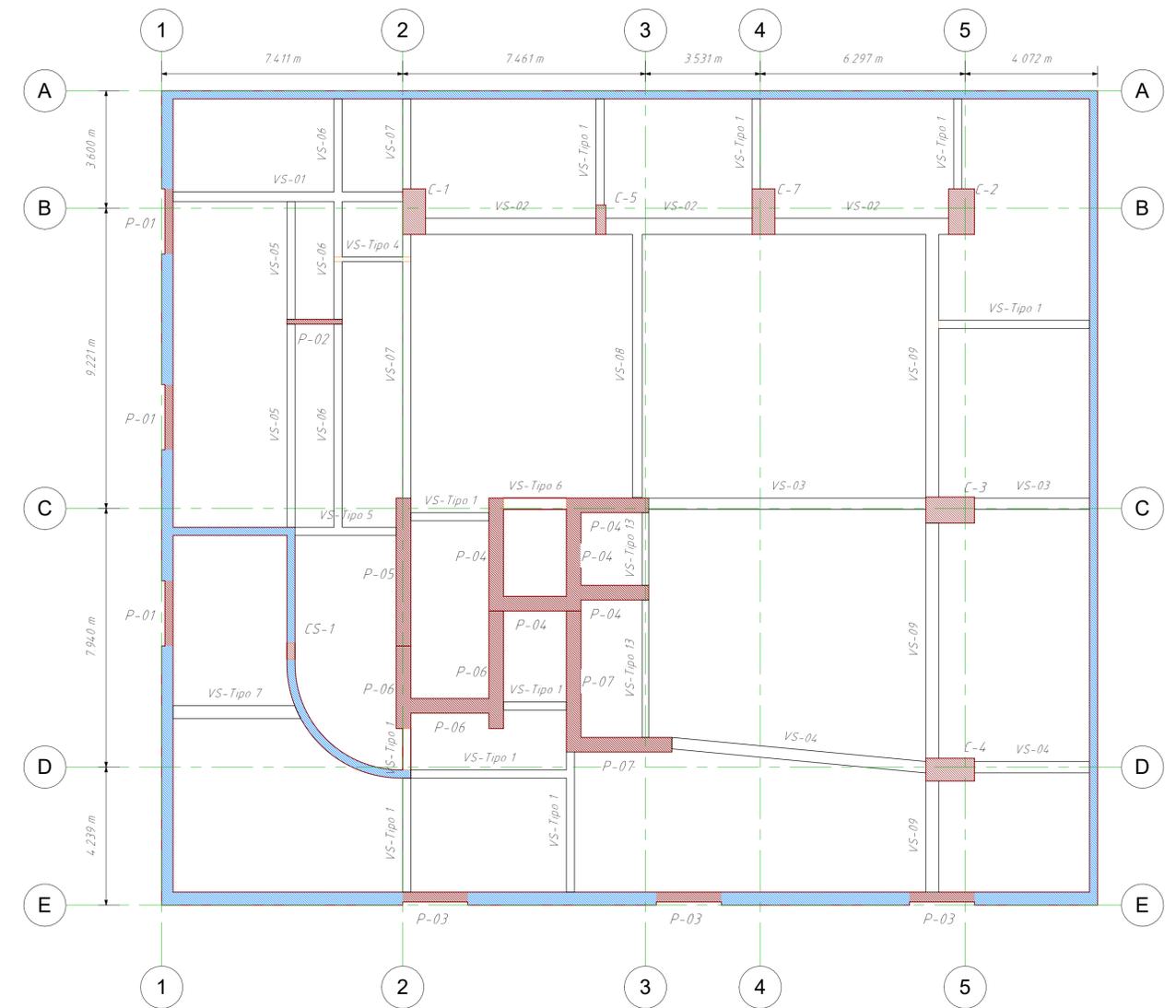


PLANO:	<b>MUROS 02 ACERO CONVENCIONAL</b>		
TESISTAS:	- JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR		
TEMA DE TESIS:	ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ	LÁMINA:	<b>E.10</b>
ESCALA:	1: 25	FECHA:	OCTUBRE 2023
ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS		



PLANTA SÓTANO 02

1 : 100



PLANTA SÓTANO 01

1 : 100

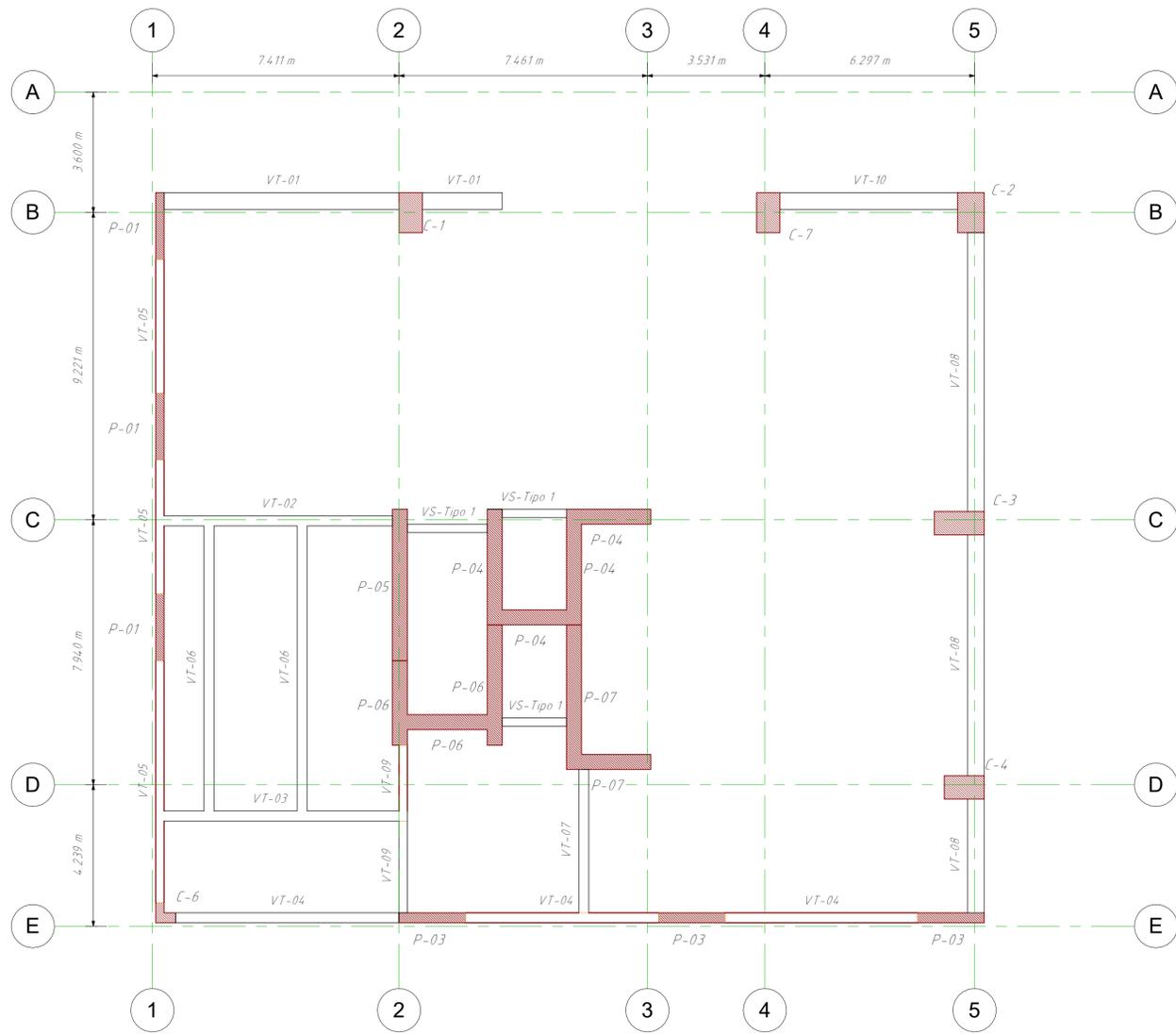
### CALIDAD DEL CONCRETO

ELEMENTO	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS (f'c)	
PLACAS	SÓTANO 02 - NIVEL 04:	420 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 05:	350 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 06-19:	280 kg/cm <sup>2</sup>
COLUMNAS	SÓTANO 02 - NIVEL 05:	350 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 06-19:	280 kg/cm <sup>2</sup>
VIGAS	280 kg/cm <sup>2</sup>	

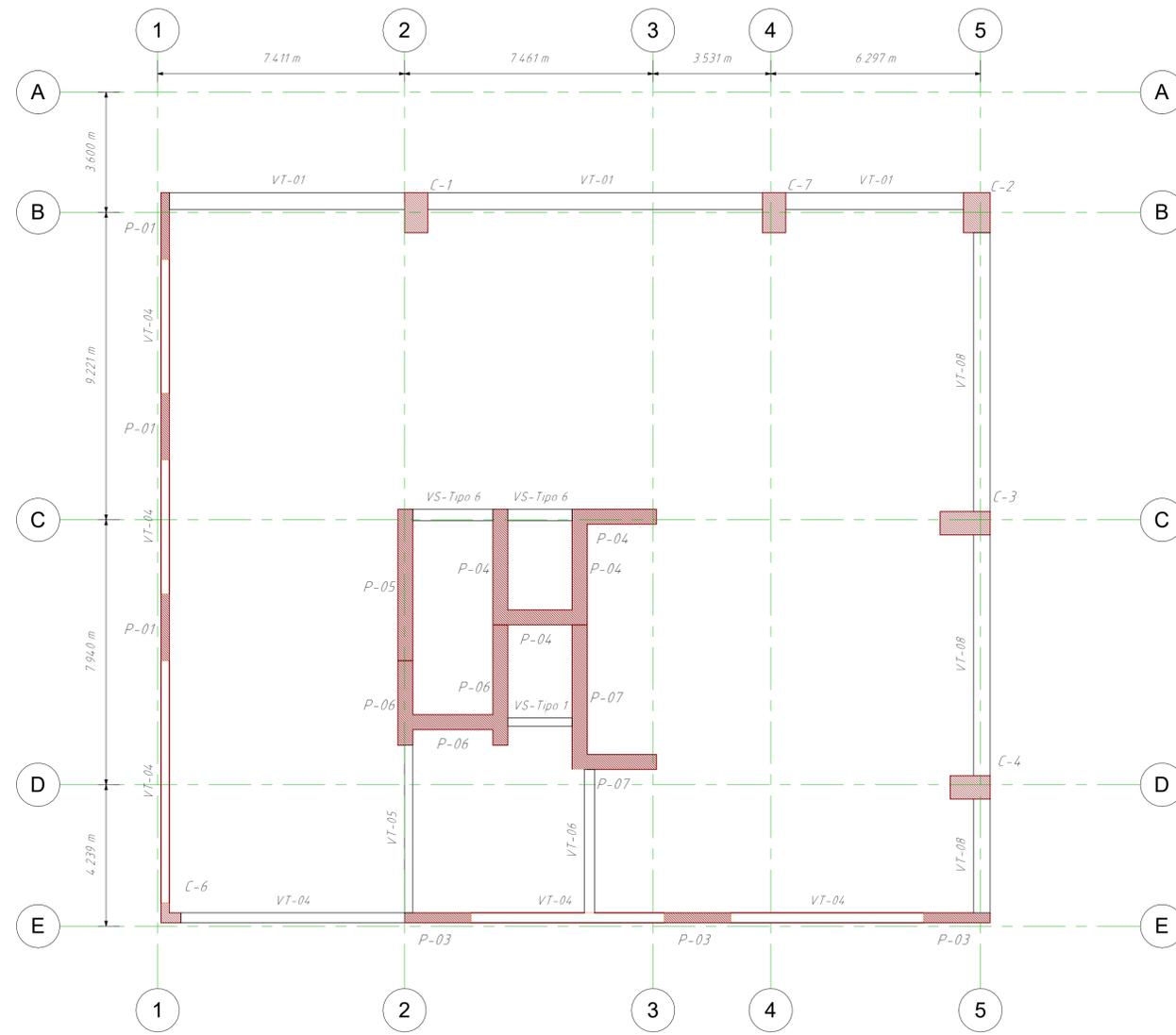
### ACERO DE REFUERZO

REFUERZO	CALIDAD	RESISTENCIA A LA FLUENCIA (fy)
ACERO LONGITUDINAL (VIGAS)	ASTM A706 - GRADO 80 EXCEPTO VIGA SEC ENTRE 1 Y 2, VIGA SEC ENTRE C Y D NIVEL 03-15	5500 kg/cm <sup>2</sup>
ACERO LONGITUDINAL (COLUMNAS)	ASTM A706 - GRADO 80 EXCEPTO COLUMNA C-05 Y C-06	5500 kg/cm <sup>2</sup>
ACERO LONGITUDINAL (PLACAS P-01 Y P-03)	ASTM A706 - GRADO 60	4200 kg/cm <sup>2</sup>
ACERO LONGITUDINAL (PLACAS P-04 A P-07)	ASTM A706 - GRADO 100	6900 kg/cm <sup>2</sup>
ESTRIBOS	ASTM A706 - GRADO 60	4200 kg/cm <sup>2</sup>
EXPECIONES	ASTM A706 - GRADO 60	4200 kg/cm <sup>2</sup>

 <b>UNSAAC</b> Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco	PLANO: <b>PLANTAS</b>	LÁMINA: <b>E.01</b>
	TESISTAS: <b>- JULIO EDU VALDEZ MORALES</b> <b>- ALEXIS POMPILLA YABAR</b>	
	TEMA DE TESIS: <b>ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ</b>	ESPECIALIDAD: <b>ESTRUCTURAS</b>
	ESCALA: <b>Como se indica</b>	FECHA: <b>OCTUBRE 2023</b>



PLANTA NIVEL 01  
1: 100



PLANTA NIVEL 02  
1: 100

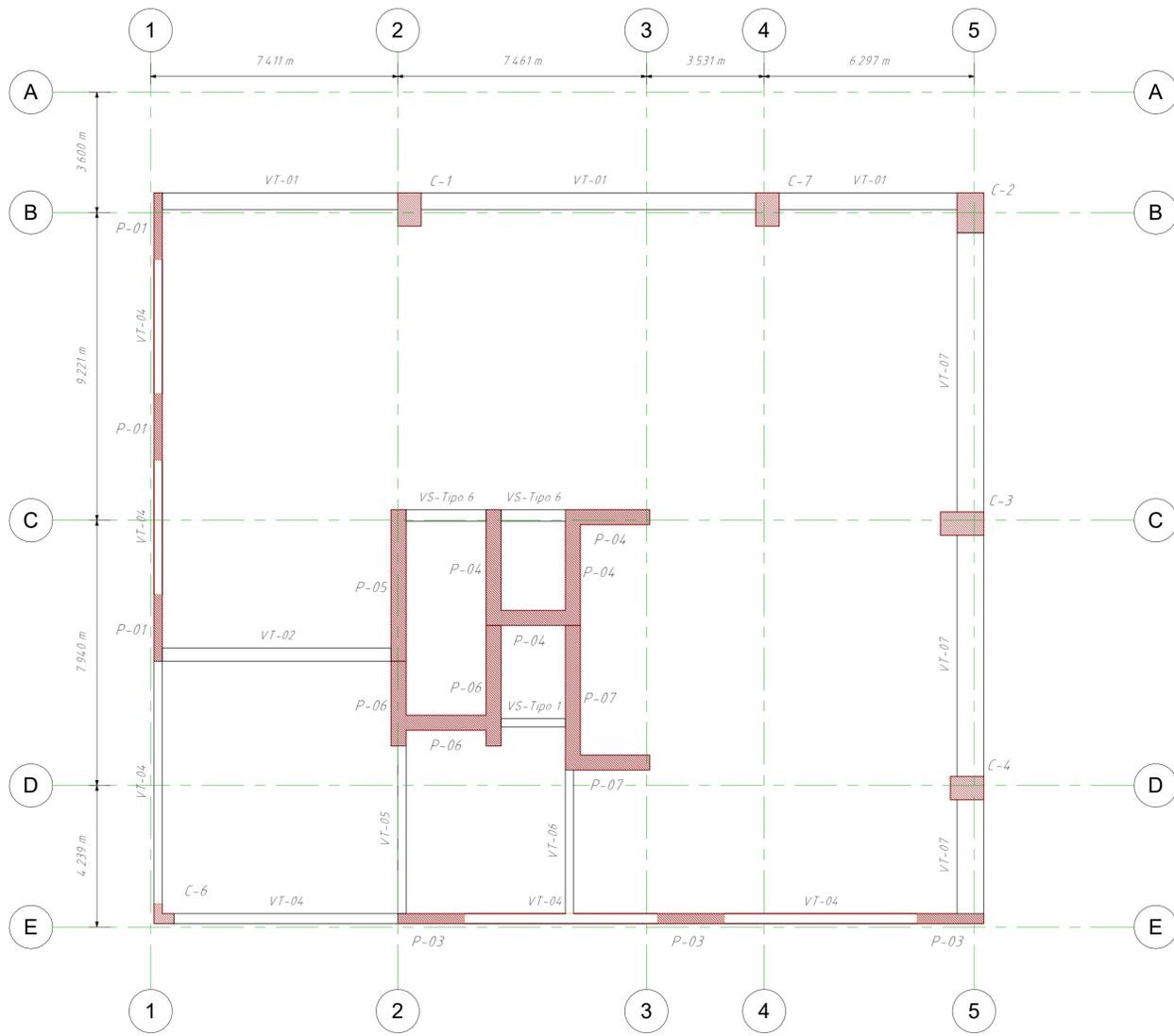
CALIDAD DEL CONCRETO

ELEMENTO	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS ( $f'c$ )	
PLACAS	SÓTANO 02 - NIVEL 04:	420 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 05:	350 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 06-19:	280 kg/cm <sup>2</sup>
COLUMNAS	SÓTANO 02 - NIVEL 05:	350 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 06-19:	280 kg/cm <sup>2</sup>
VIGAS	280 kg/cm <sup>2</sup>	

ACERO DE REFUERZO

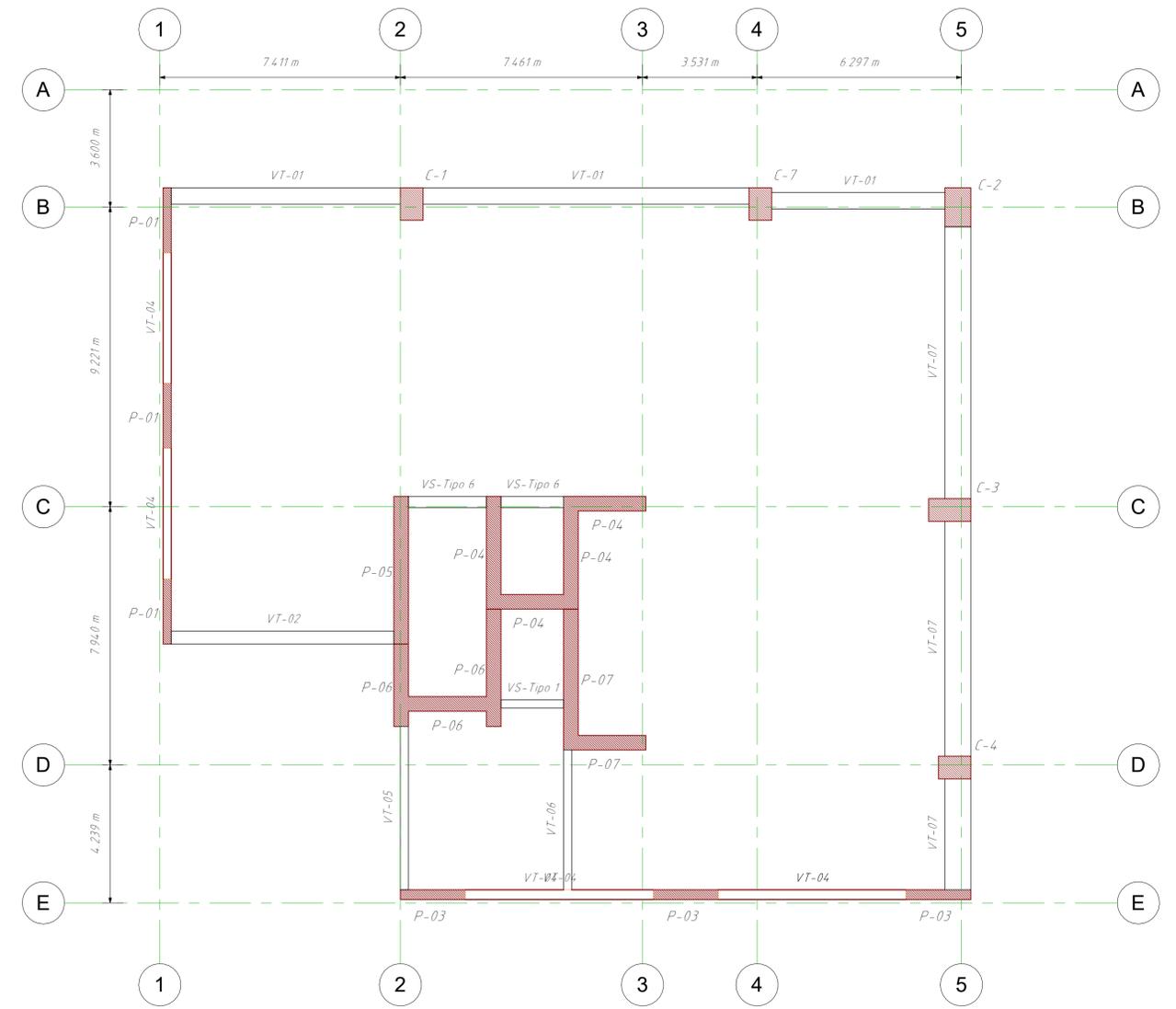
REFUERZO	CALIDAD	RESISTENCIA A LA FLUENCIA ( $f_y$ )
ACERO LONGITUDINAL (VIGAS)	ASTM A706 - GRADO 80 EXCEPTO VIGA SEC ENTRE 1 Y 2, VIGA SEC ENTRE C Y D NIVEL 03-15	5500 kg/cm <sup>2</sup>
ACERO LONGITUDINAL (COLUMNAS)	ASTM A706 - GRADO 80 EXCEPTO COLUMNA C-05 Y C-06	5500 kg/cm <sup>2</sup>
ACERO LONGITUDINAL (PLACAS P-01 Y P-03)	ASTM A706 - GRADO 60	4200 kg/cm <sup>2</sup>
ACERO LONGITUDINAL (PLACAS P-04 A P-07)	ASTM A706 - GRADO 100	6900 kg/cm <sup>2</sup>
ESTRIBOS	ASTM A706 - GRADO 60	4200 kg/cm <sup>2</sup>
EXPECCIONES	ASTM A706 - GRADO 60	4200 kg/cm <sup>2</sup>

 <b>UNSAAC</b> Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco 	PLANO: <b>PLANTAS 02</b>	LÁMINA: <b>E.02</b>
	TESISTAS: <b>- JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR</b>	
	TEMA DE TESIS: <b>ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ</b>	ESPECIALIDAD: <b>ESTRUCTURAS</b>
	ESCALA: <b>Como se indica</b>	FECHA: <b>OCTUBRE 2023</b>



PLANTA NIVEL 03

1 : 100



PLANTA NIVEL 04-15

1 : 100

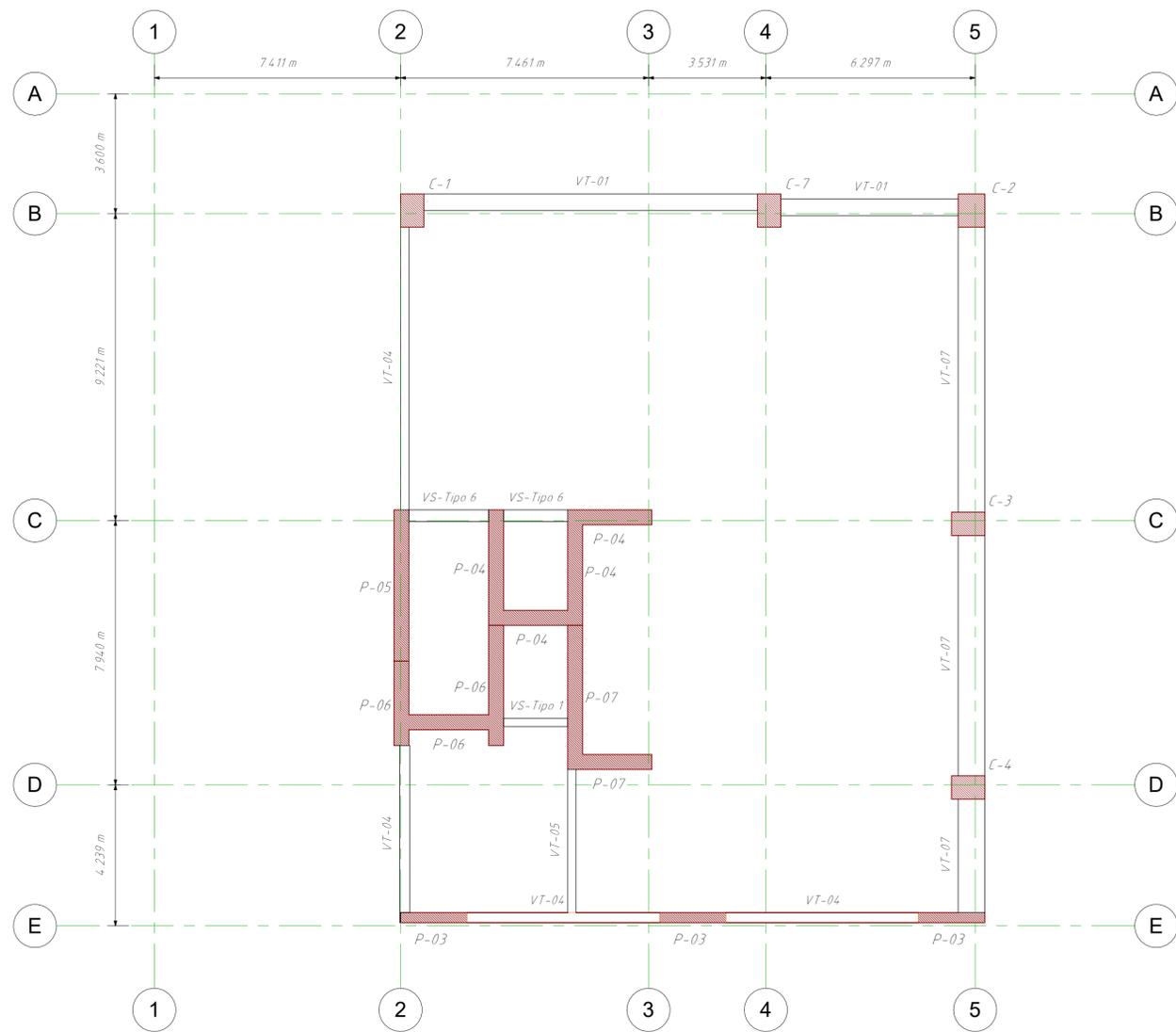
CALIDAD DEL CONCRETO

ELEMENTO	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS ( $f'_c$ )	
PLACAS	SÓTANO 02 - NIVEL 04:	420 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 05:	350 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 06-19:	280 kg/cm <sup>2</sup>
COLUMNAS	SÓTANO 02 - NIVEL 05:	350 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 06-19:	280 kg/cm <sup>2</sup>
VIGAS	280 kg/cm <sup>2</sup>	

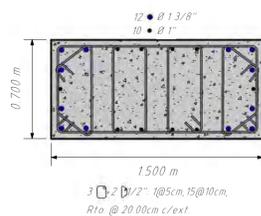
ACERO DE REFUERZO

REFUERZO	CALIDAD	RESISTENCIA A LA FLUENCIA ( $f_y$ )
ACERO LONGITUDINAL (VIGAS)	ASTM A706 - GRADO 80 EXCEPTO VIGA SEC ENTRE 1 Y 2, VIGA SEC ENTRE C Y D NIVEL 03-15	5500 kg/cm <sup>2</sup>
ACERO LONGITUDINAL (COLUMNAS)	ASTM A706 - GRADO 80 EXCEPTO COLUMNA C-05 Y C-06	5500 kg/cm <sup>2</sup>
ACERO LONGITUDINAL (PLACAS P-01 Y P-03)	ASTM A706 - GRADO 60	4200 kg/cm <sup>2</sup>
ACERO LONGITUDINAL (PLACAS P-04 A P-07)	ASTM A706 - GRADO 100	6900 kg/cm <sup>2</sup>
ESTRIBOS	ASTM A706 - GRADO 60	4200 kg/cm <sup>2</sup>
EXPECCIONES	ASTM A706 - GRADO 60	4200 kg/cm <sup>2</sup>

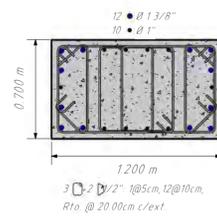
 <b>UNSAAC</b> Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco 	PLANO: <b>PLANTAS 03</b>	LÁMINA: <b>E.03</b>	
	TESISTAS: <b>- JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR</b>		
	TEMA DE TESIS: <b>ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ</b>	ESCALA: <b>Como se indica</b>	FECHA: <b>OCTUBRE 2023</b>
	ESPECIALIDAD: <b>ESTRUCTURAS</b>		



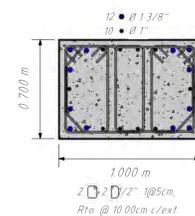
PLANTA NIVEL 16-19  
1: 100



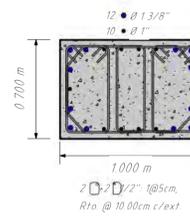
C-4 SÓTANO 01-02  
1: 25



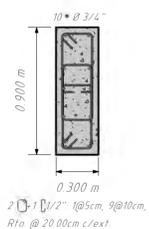
C-4 NIVEL 01-02  
1: 25



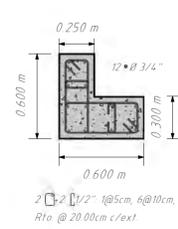
C-4 NIVEL 03-08  
1: 25



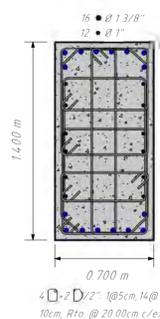
C-4 NIVEL 09-19  
1: 25



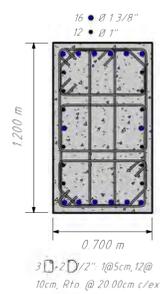
C-5 SÓTANO 01-02  
1: 25



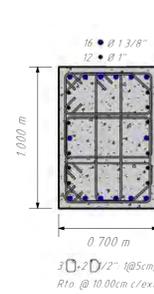
C-6 NIVEL 01-03  
1: 25



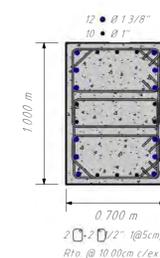
C-7 SÓTANO 01-02  
1: 25



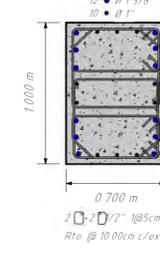
C-7 NIVEL 01-02  
1: 25



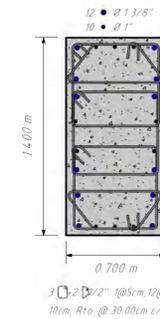
C-7 NIVEL 03-19  
1: 25



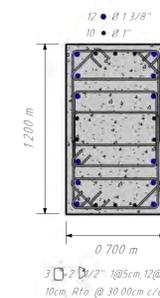
C-1 NIVEL 09-15  
1: 25



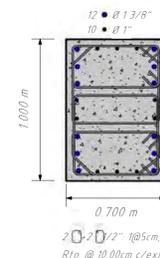
C-1 NIVEL 16-19  
1: 25



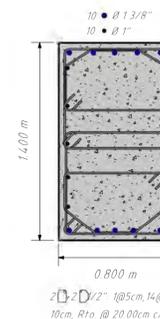
C-1 SÓTANO 01-02  
1: 25



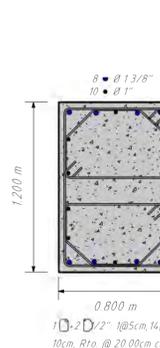
C-1 NIVEL 01-02  
1: 25



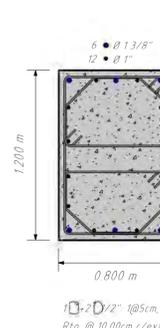
C-1 NIVEL 03-08  
1: 25



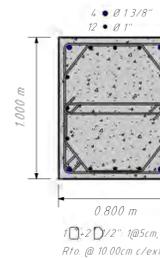
C-2 SÓTANO 01-02  
1: 25



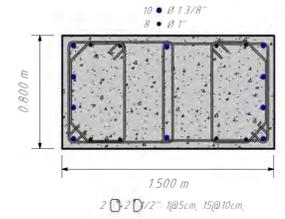
C-2 NIVEL 01-05  
1: 25



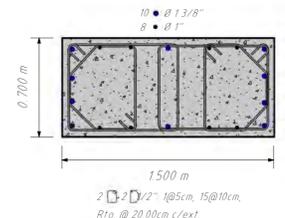
C-2 NIVEL 06-15  
1: 25



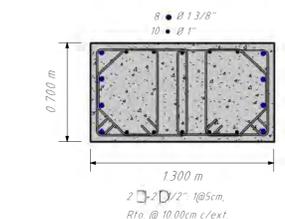
C-2 NIVEL 16-19  
1: 25



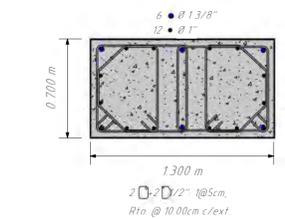
C-3 SÓTANO 01-02  
1: 25



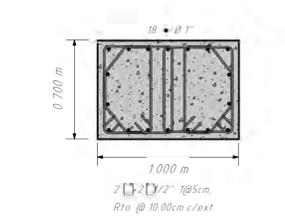
C-3 NIVEL 01-02  
1: 25



C-3 NIVEL 03-05  
1: 25



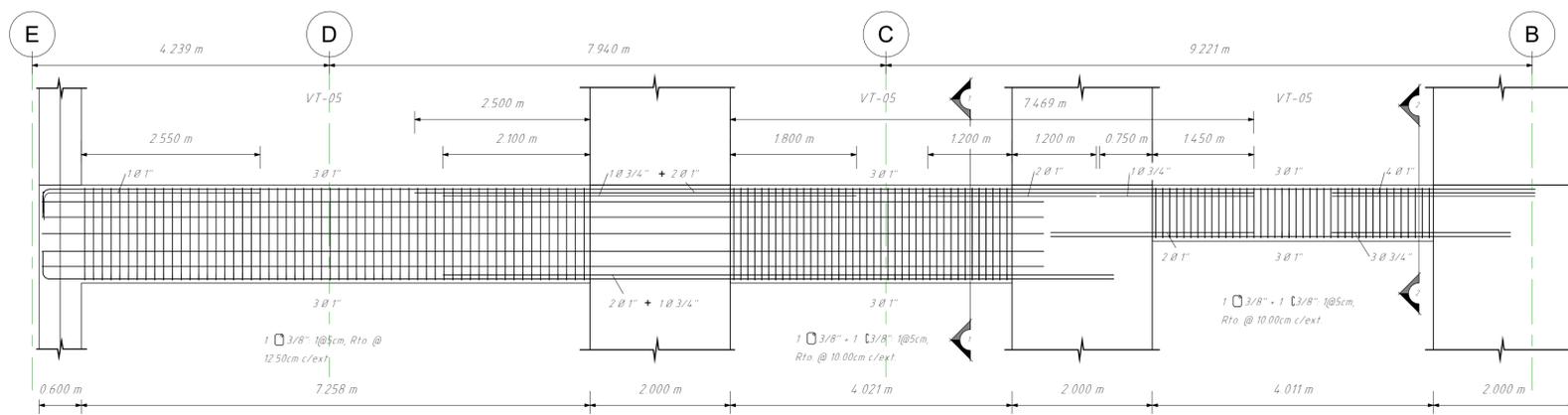
C-3 NIVEL 06-15  
1: 25



C-3 NIVEL 16-19  
1: 25

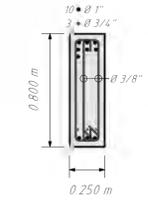
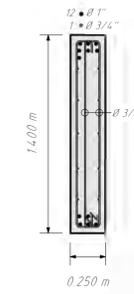


PLANO:	PLANTAS 04 Y DETALLES COLUMNAS		LÁMINA:	E.04	
TESISTAS:	- JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR				
TEMA DE TESIS:	ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ				
ESCALA:	Como se indica	FECHA:	OCTUBRE 2023	ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS

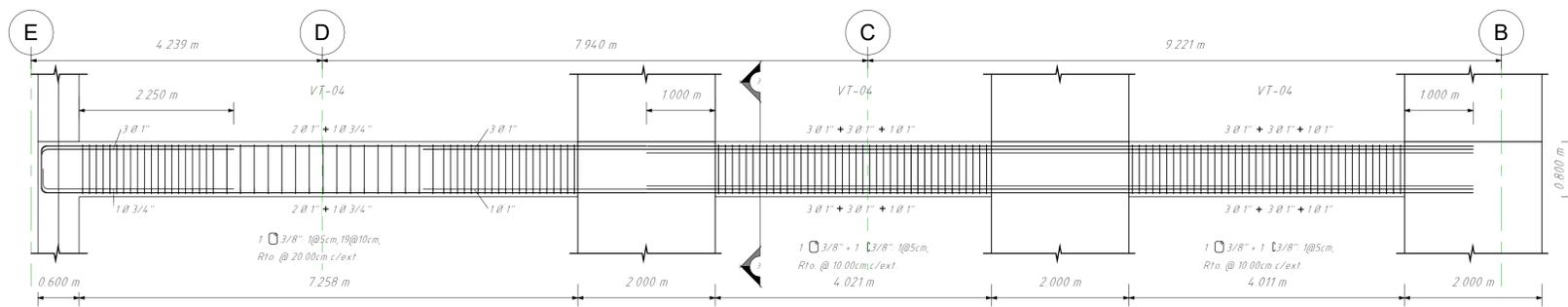


1 CORTE 1-1  
1: 25

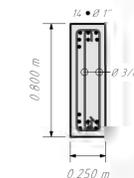
2 CORTE 2-2  
1: 25



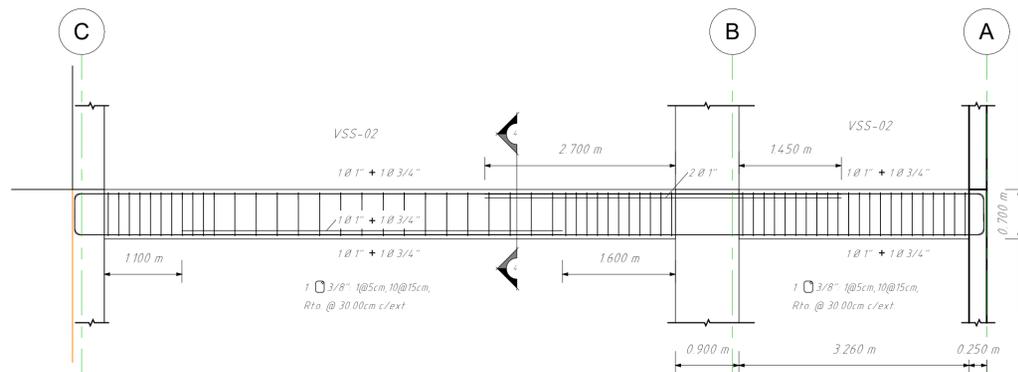
VIGA EJE 01 NIVEL 01  
1: 50



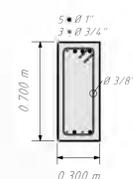
3 CORTE 3-3  
1: 25



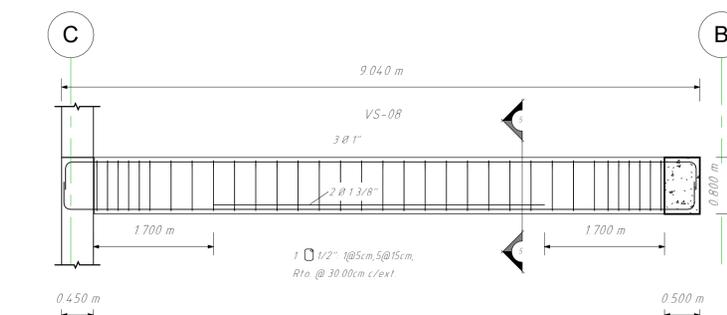
VIGA EJE 01 NIVEL 02-15  
1: 50



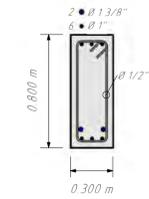
4 CORTE 4-4  
1: 25



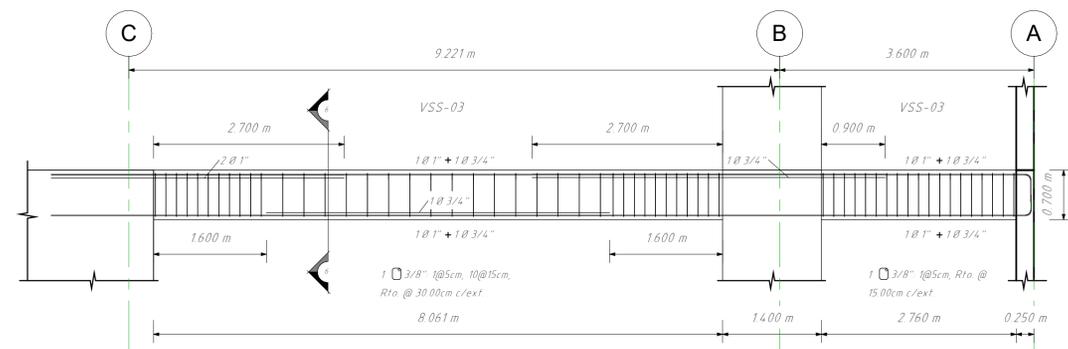
VIGA EJE 03 SÓTANO 02  
1: 50



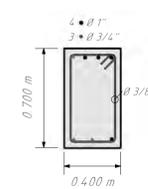
5 CORTE 5-5  
1: 25



VIGA EJE 03 SÓTANO 01  
1: 50

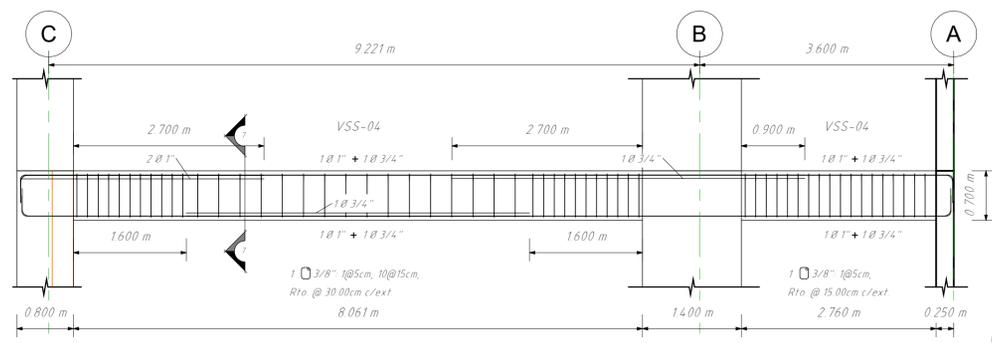


6 CORTE 6-6  
1: 25



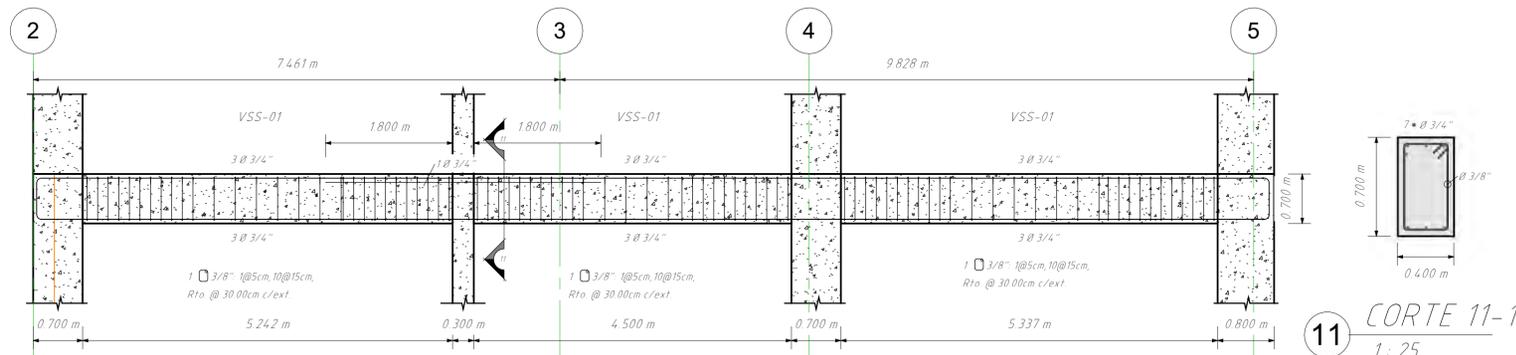
VIGA EJE 04 SÓTANO 02  
1: 50

 <b>UNSAAC</b> Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco	PLANO: <b>VIGAS 01 ALTA RESISTENCIA</b>	LÁMINA: <b>E.05</b>
	TESISISTAS: <b>- JULIO EDU VALDEZ MORALES</b> <b>- ALEXIS POMPILLA YABAR</b>	
	TEMA DE TESIS: <b>ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ</b>	ESPECIALIDAD: <b>ESTRUCTURAS</b>
	ESCALA: <b>Como se indica</b>	



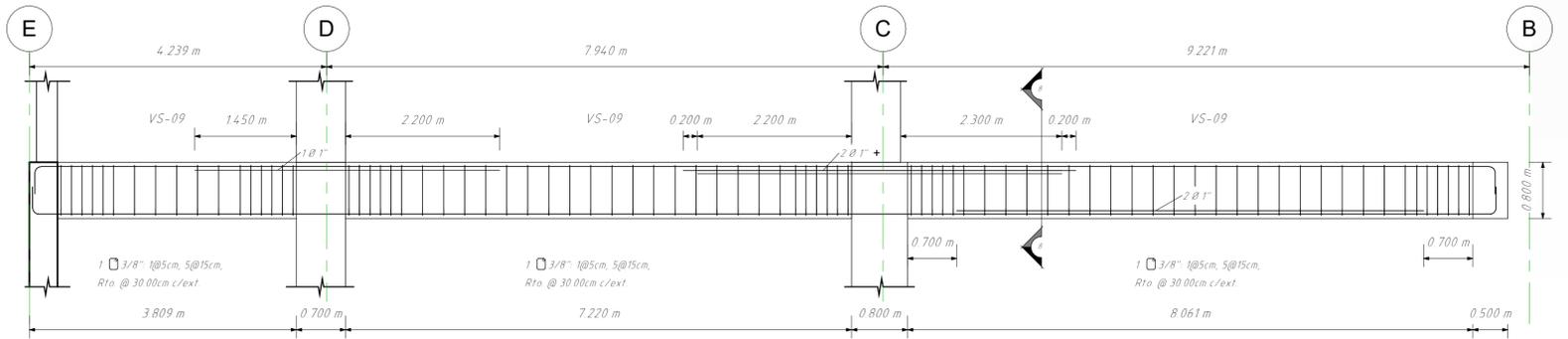
VIGA EJE 05 SÓTANO 02  
1:50

7 CORTE 7-7  
1:25



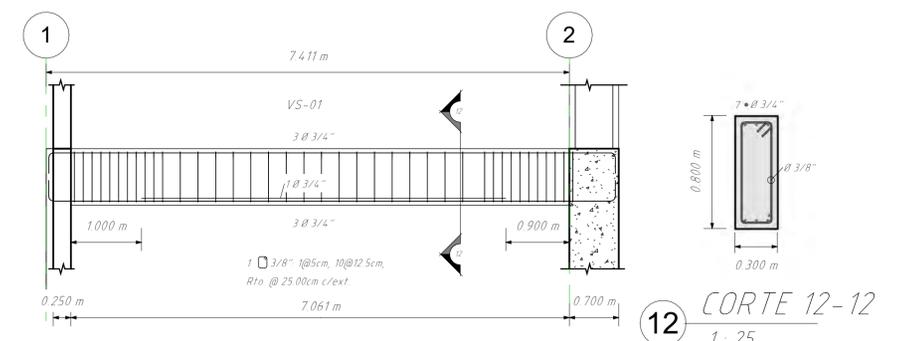
VIGA EJE B SÓTANO 02  
1:50

11 CORTE 11-11  
1:25



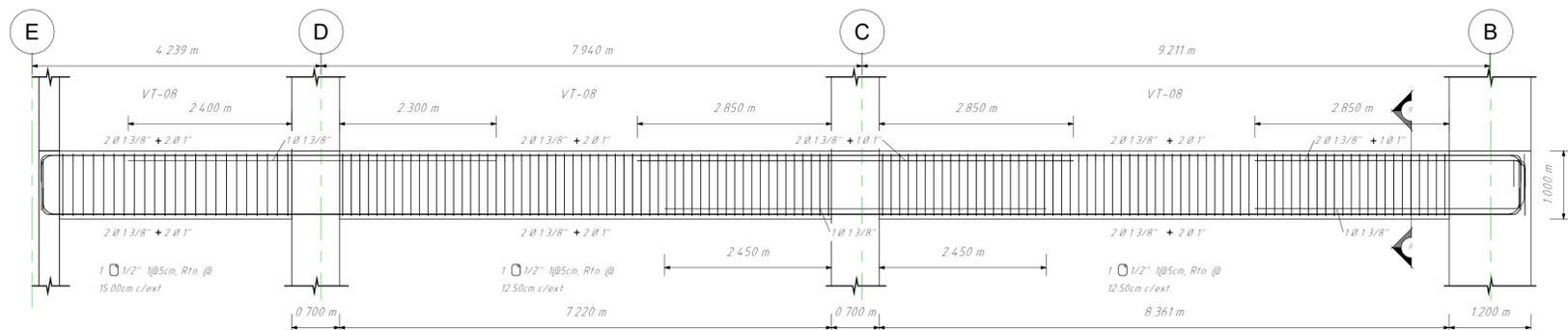
VIGA EJE 05 SÓTANO 01  
1:50

8 CORTE 8-8  
1:25



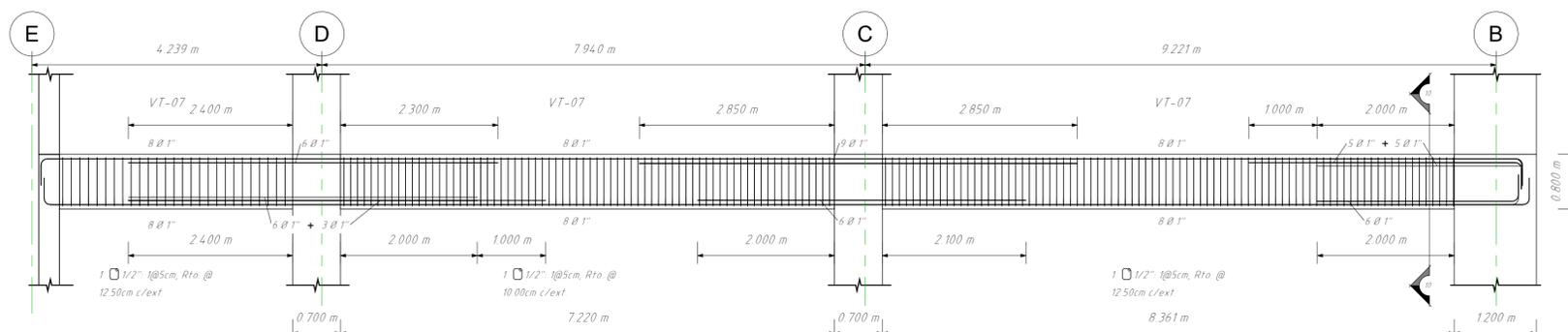
VIGA EJE B SÓTANO 01 VS-01  
1:50

12 CORTE 12-12  
1:25



VIGA EJE 05 NIVEL 01-02  
1:50

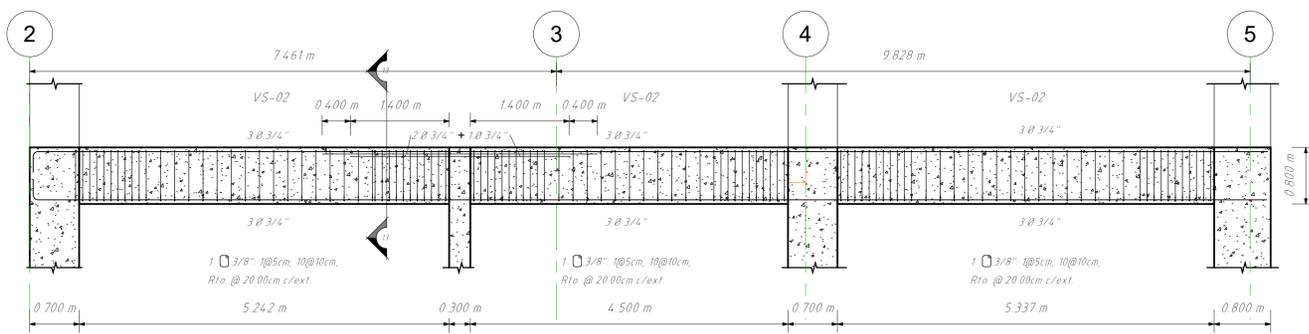
9 CORTE 9-9  
1:25



VIGA EJE 05 NIVEL 03-19  
1:50

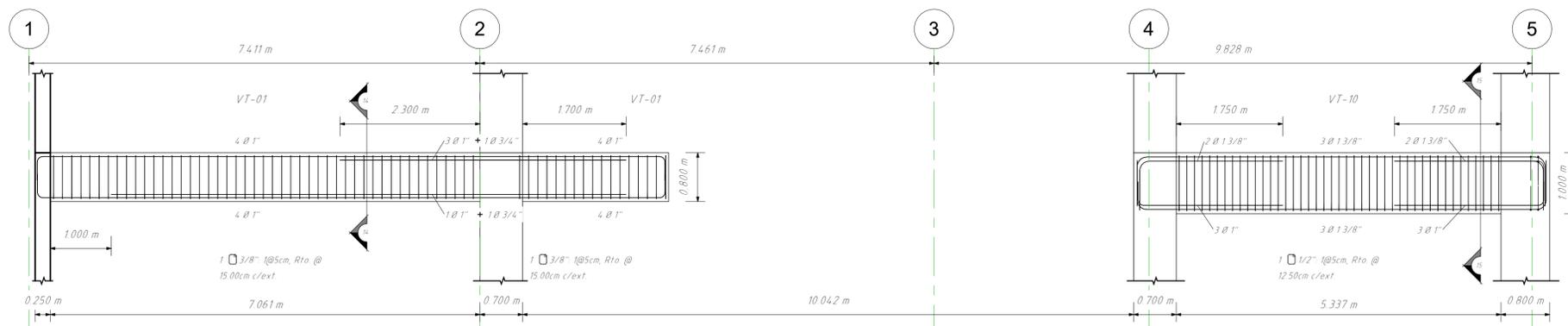
10 CORTE 10-10  
1:25

 <b>UNSAAC</b> Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco	PLANO: <b>VIGAS 02 ALTA RESISTENCIA</b>	LÁMINA: <b>E.06</b>
	TESISTAS: <b>- JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR</b>	
	TEMA DE TESIS: <b>ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ</b>	ESCALA: <b>Como se indica</b>
	FECHA: <b>OCTUBRE 2023</b>	ESPECIALIDAD: <b>ESTRUCTURAS</b>



VIGA EJE B SÓTANO 01 VS-02  
1:50

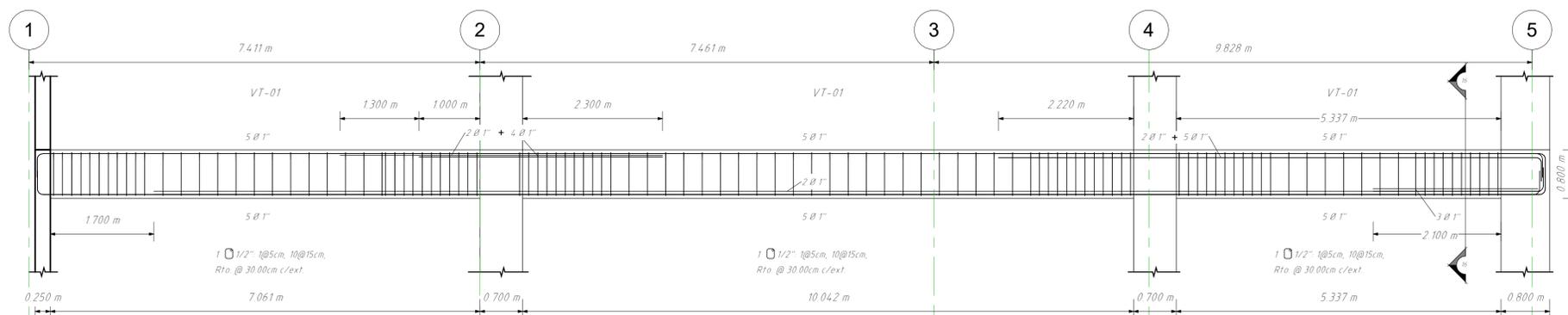
13 CORTE 13-13  
1:25



VIGA EJE B NIVEL 01  
1:50

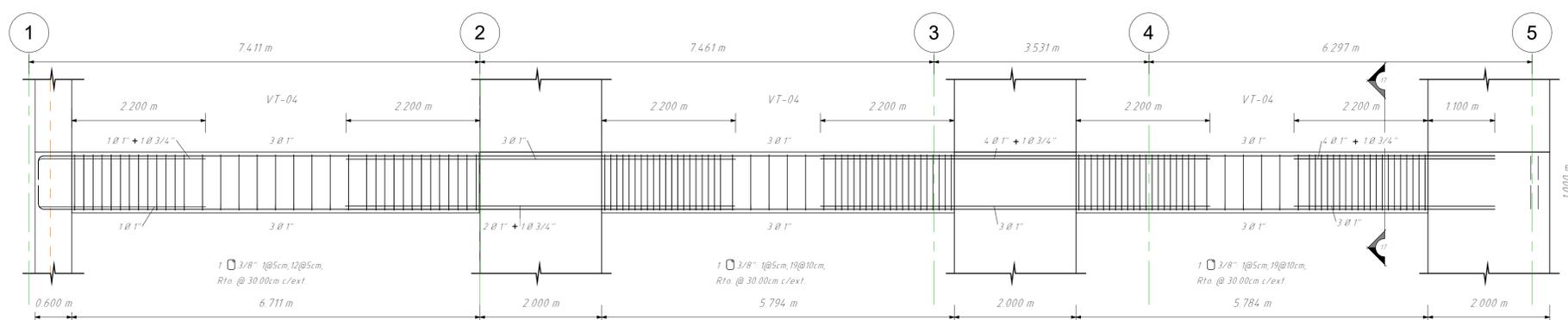
14 CORTE 14-14  
1:25

15 CORTE 15-15  
1:25



VIGA EJE B NIVEL 02-19  
1:50

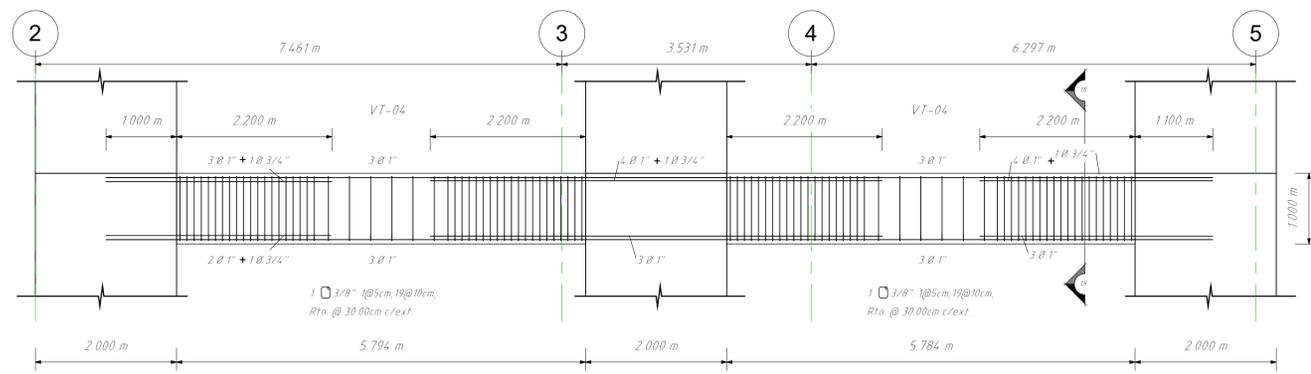
16 CORTE 16-16  
1:25



VIGA EJE E NIVEL 01-03  
1:50

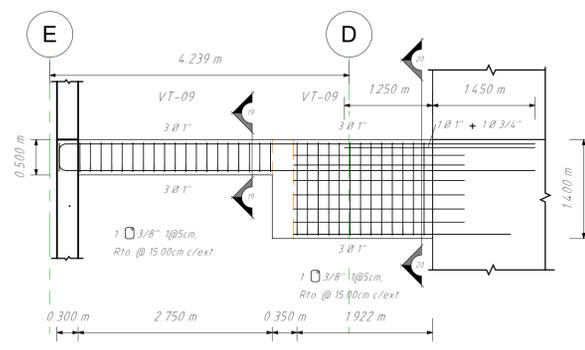
17 CORTE 17-17  
1:25

 <b>UNSAAC</b> Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco	PLANO:	<b>VIGAS 03 ALTA RESISTENCIA</b>	
	TESISTAS:	- JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR	
	TEMA DE TESIS:	ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ	LÁMINA:
	ESCALA:	FECHA:	ESPECIALIDAD:
Como se indica	OCTUBRE 2023	ESTRUCTURAS	



VIGA EJE E NIVEL 04-19  
1:50

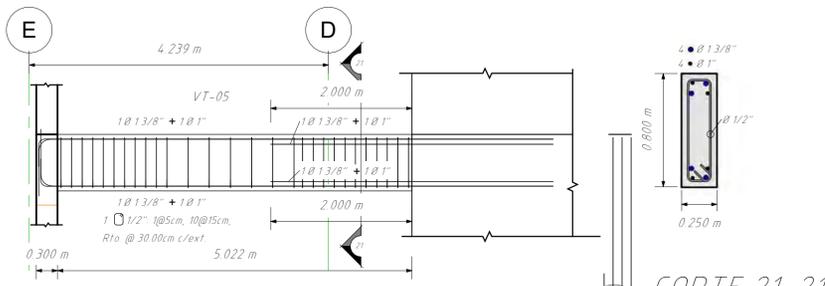
18 CORTE 18-18  
1:25



VIGA SEC EJE 02 VT-09 NIVEL 01  
1:50

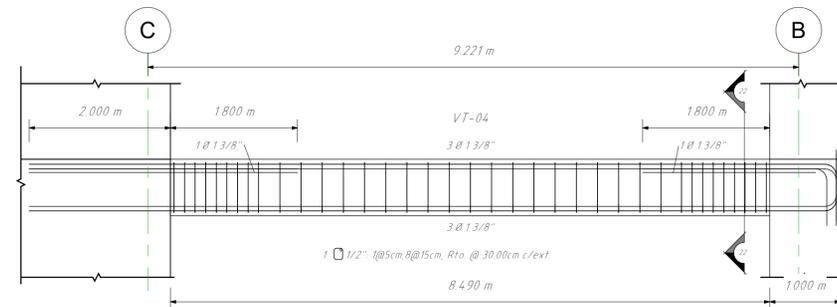
19 CORTE 19-19  
1:25

20 CORTE 20-20  
1:25



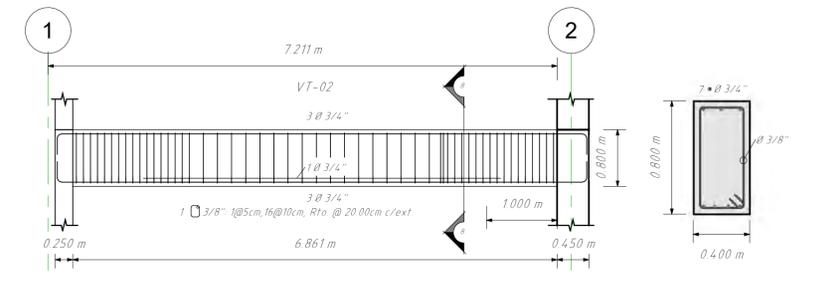
VIGA SEC EJE 02 VT-05 NIVEL 02-19  
1:50

21 CORTE 21-21  
1:25



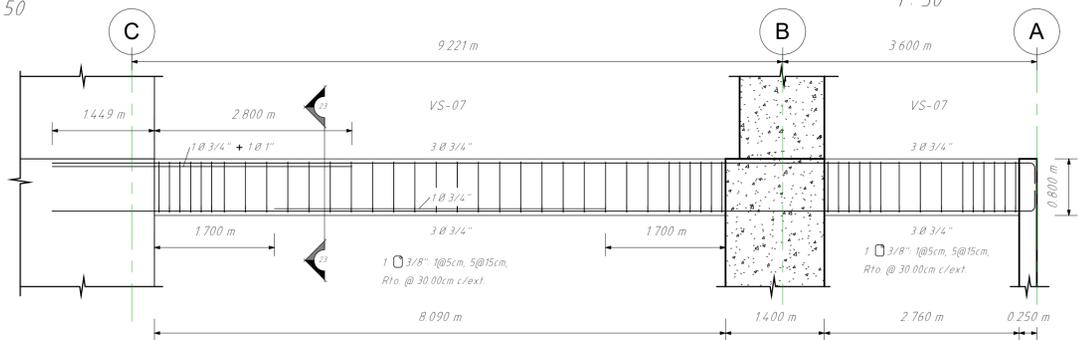
VIGA SEC EJE 02 VT-04 NIVEL 16-19  
1:50

22 CORTE 22-22  
1:25



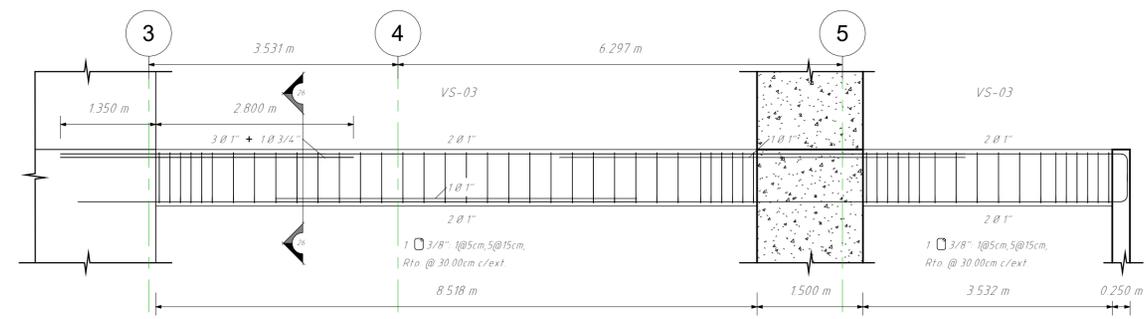
VIGA SEC ENTRE C Y D NIVEL 03-15  
1:50

8 CORTE 8-8  
1:25



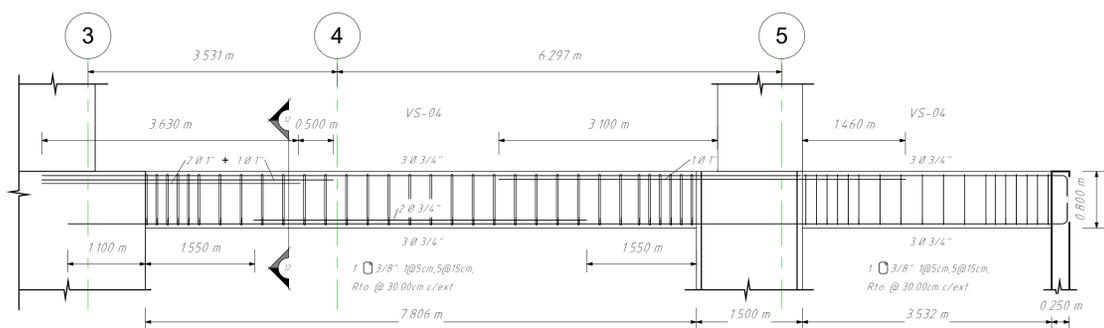
VIGA SEC EJE 02 SÓTANO 01  
1:50

23 CORTE 23-23  
1:25



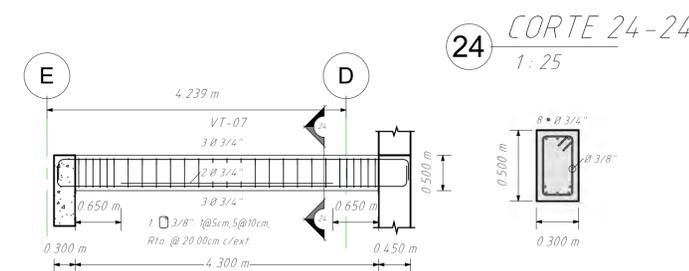
VIGA SEC EJE C SÓTANO 01  
1:50

26 CORTE 26-26  
1:25



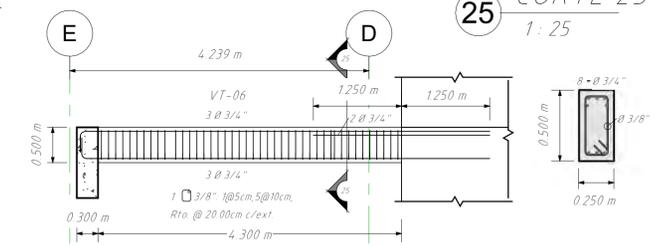
VIGA SEC EJE D SÓTANO 01  
1:50

12 CORTE 12-12  
1:25



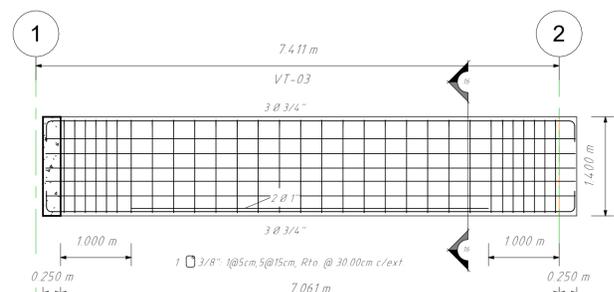
VIGA SEC EJE 03 NIVEL 01-02  
1:50

24 CORTE 24-24  
1:25



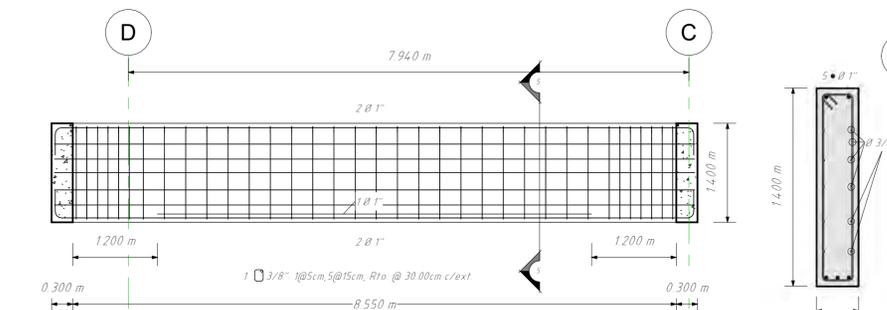
VIGA SEC EJE 03 NIVEL 03-19  
1:50

25 CORTE 25-25  
1:25



VIGA SEC EJE D NIVEL 01  
1:50

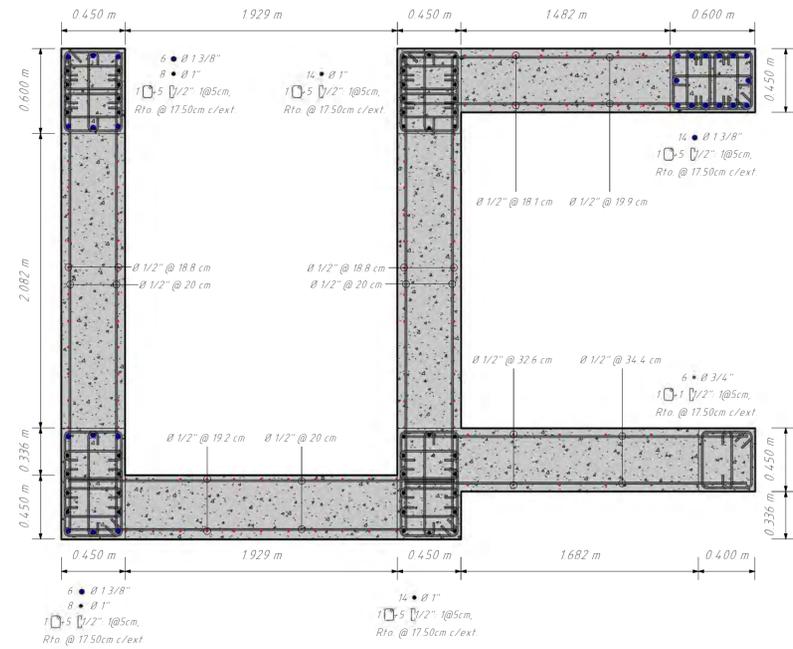
16 CORTE 16-16  
1:25



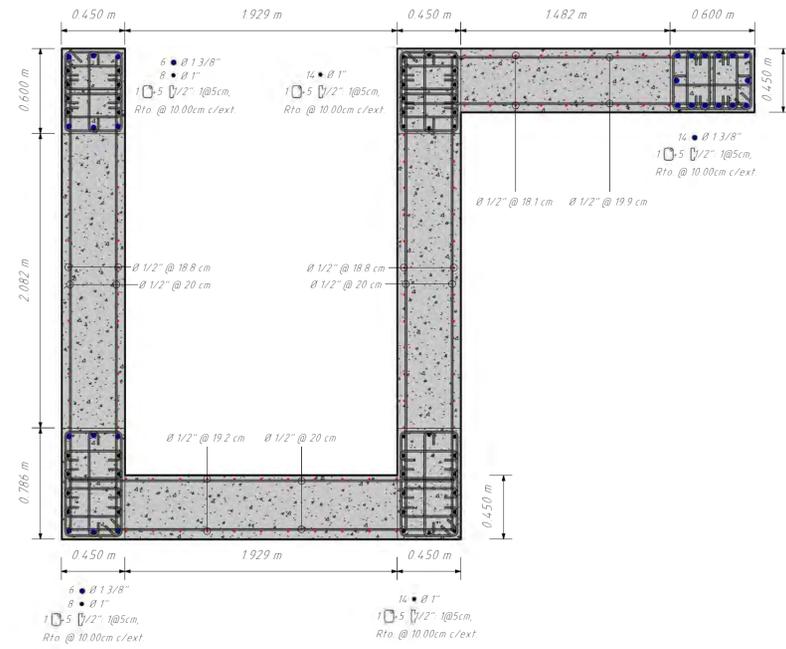
VIGA SEC ENTRE 1 Y 2  
1:50

5 CORTE 5-5  
1:25

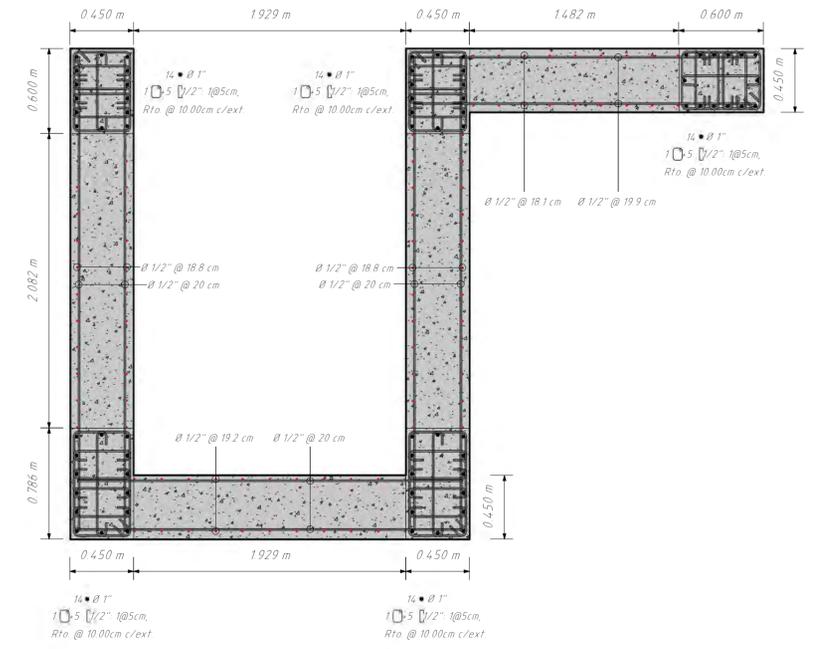
 <b>UNSAAC</b> Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco	PLANO: <b>VIGAS 04 ALTA RESISTENCIA</b>	TESISISTAS: - JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR	TEMA DE TESIS: ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ	LÁMINA: <b>E.08</b>
	ESCALA: Como se indica			



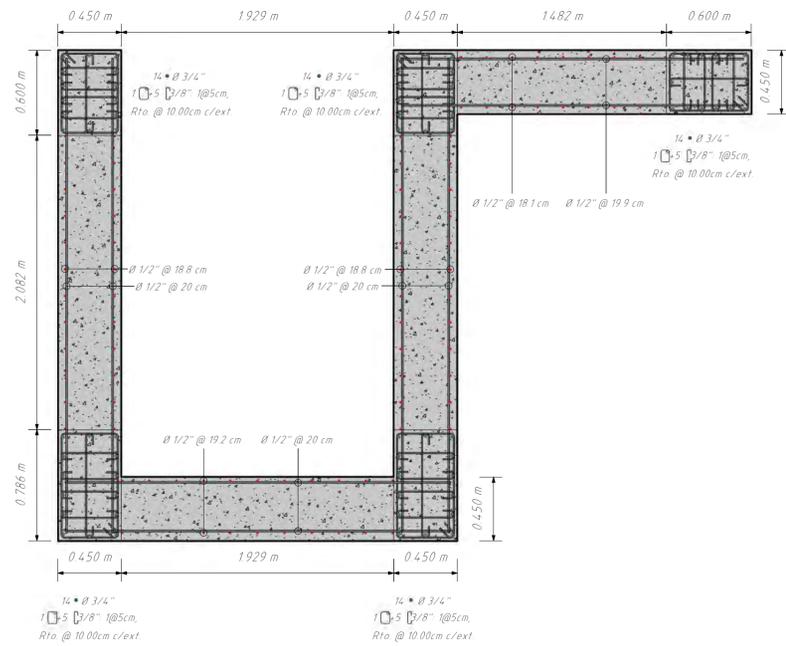
P-04 SÓTANO 02-01  
1:25



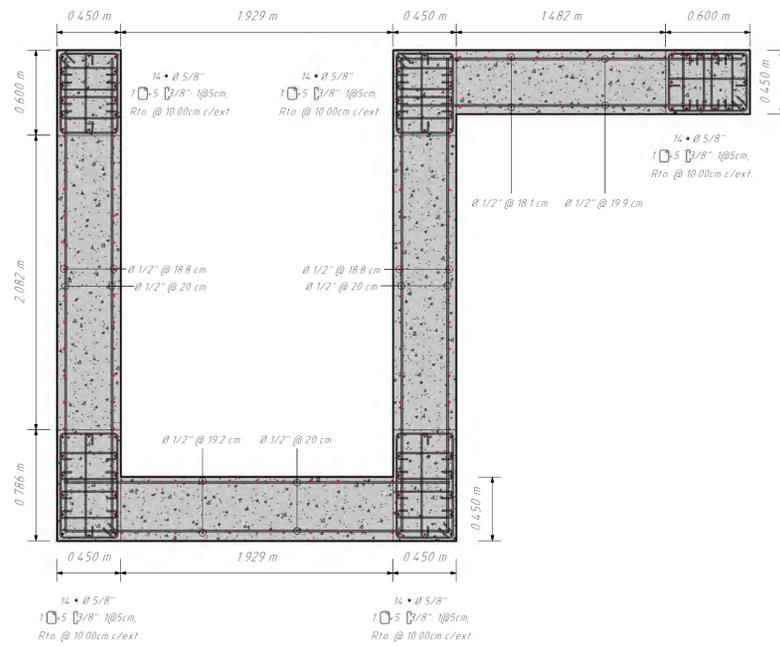
P-04 NIVEL 01-02  
1:25



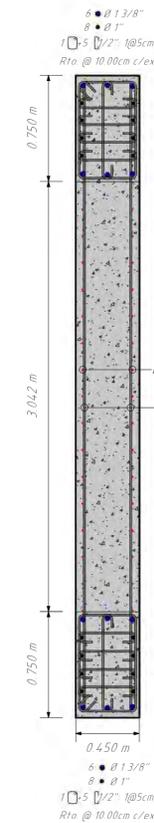
P-04 NIVEL 03-05  
1:25



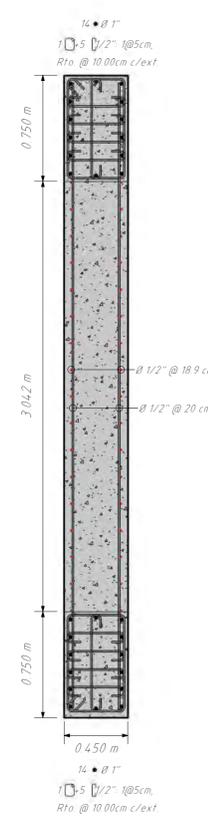
P-04 NIVEL 06-12  
1:25



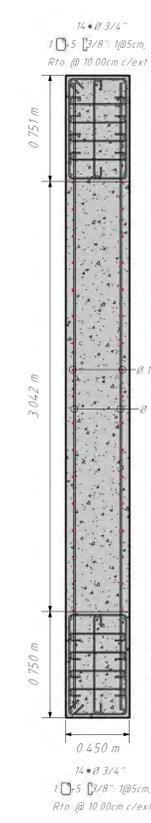
P-04 NIVEL 13-19  
1:25



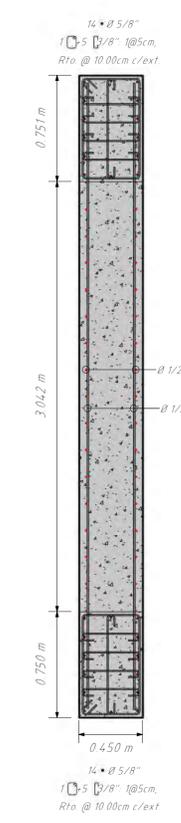
P-05 SÓTANO 02-NIVEL 02  
1:25



P-05 NIVEL 03-05  
1:25

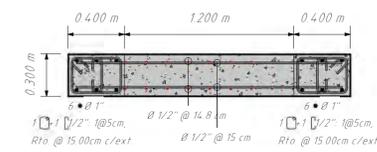
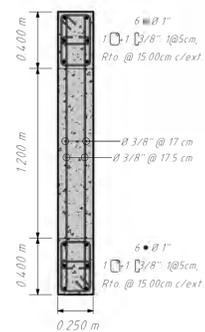


P-05 NIVEL 06-12  
1:25



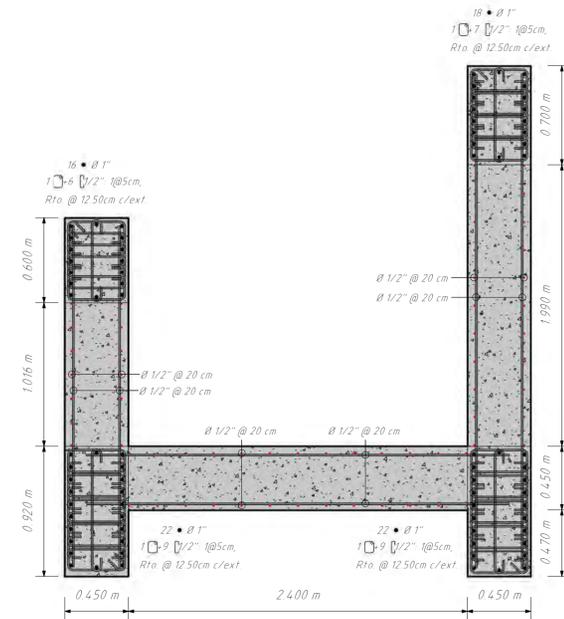
P-05 NIVEL 13-19  
1:25

P-01 SÓTANO 01-NIVEL 15  
1:25

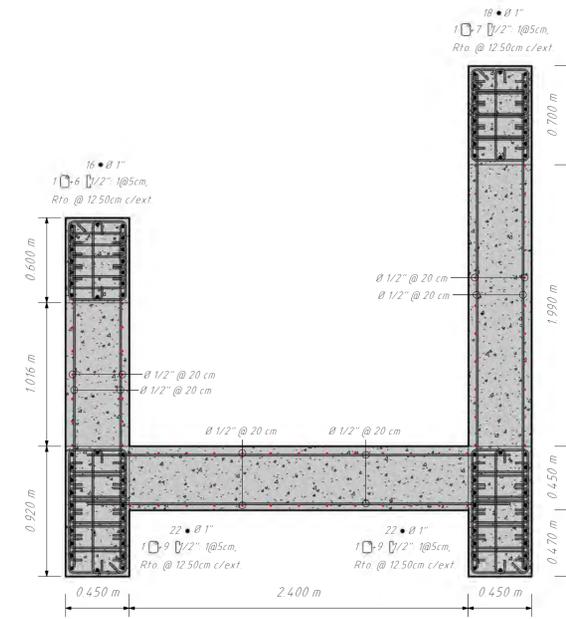


P-03 SÓTANO 01-NIVEL 19  
1:25

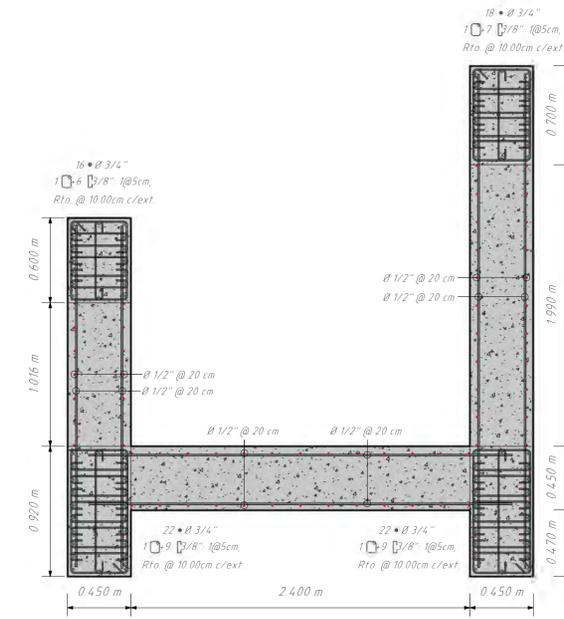
 <p>UNSAAC Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco</p>	PLANO:	<b>MUROS 01 ALTA RESISTENCIA</b>		
	TESISTAS:	- JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR		
	TEMA DE TESIS:	ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ	LÁMINA:	<b>E.09</b>
	ESCALA:	1:25	FECHA:	OCTUBRE 2023
		ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS	



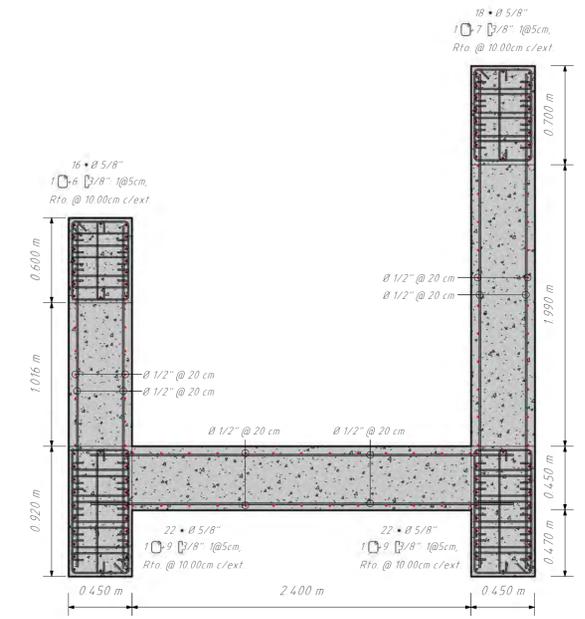
P-06 SÓTANO 02-NIVEL 02  
1: 25



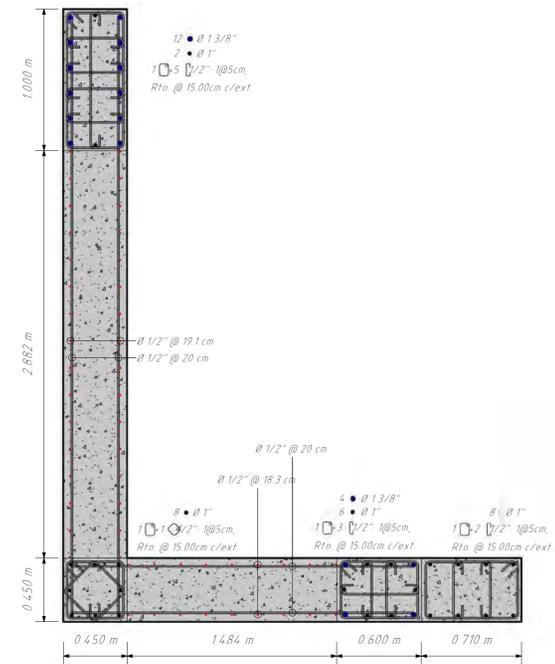
P-06 NIVEL 03-05  
1: 25



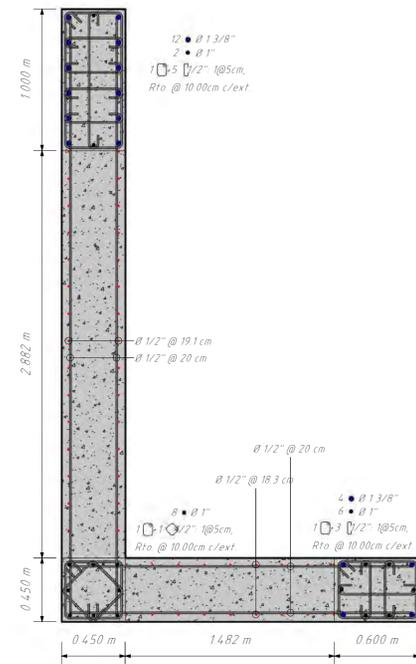
P-06 NIVEL 06-12  
1: 25



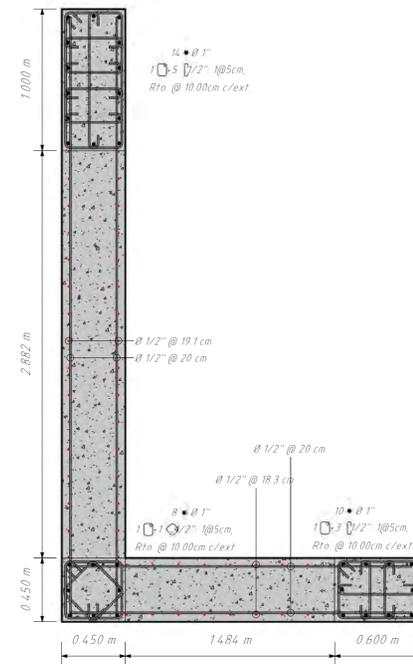
P-06 NIVEL 13-19  
1: 25



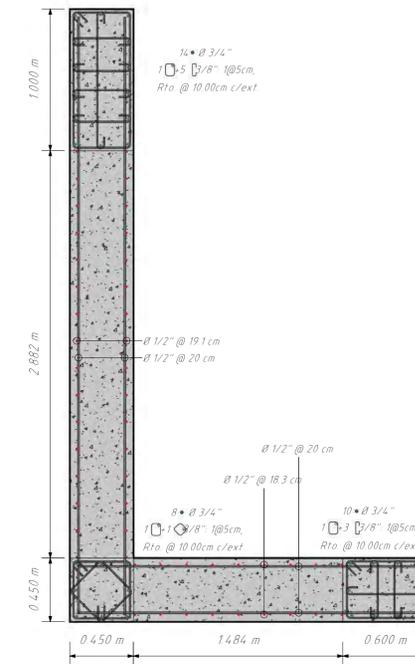
P-07 SÓTANO 02-01  
1: 25



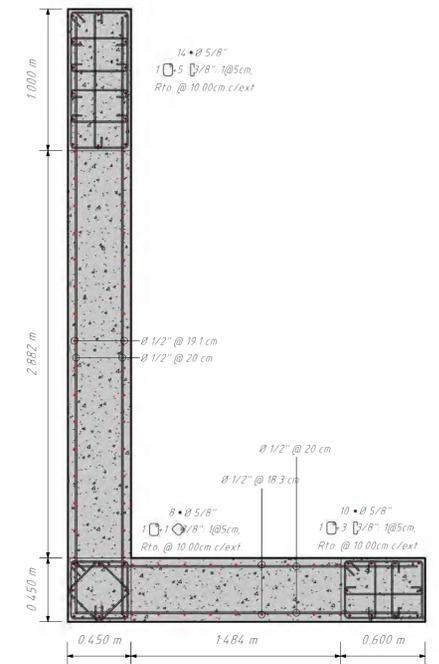
P-07 NIVEL 01-02  
1: 25



P-07 NIVEL 03-05  
1: 25



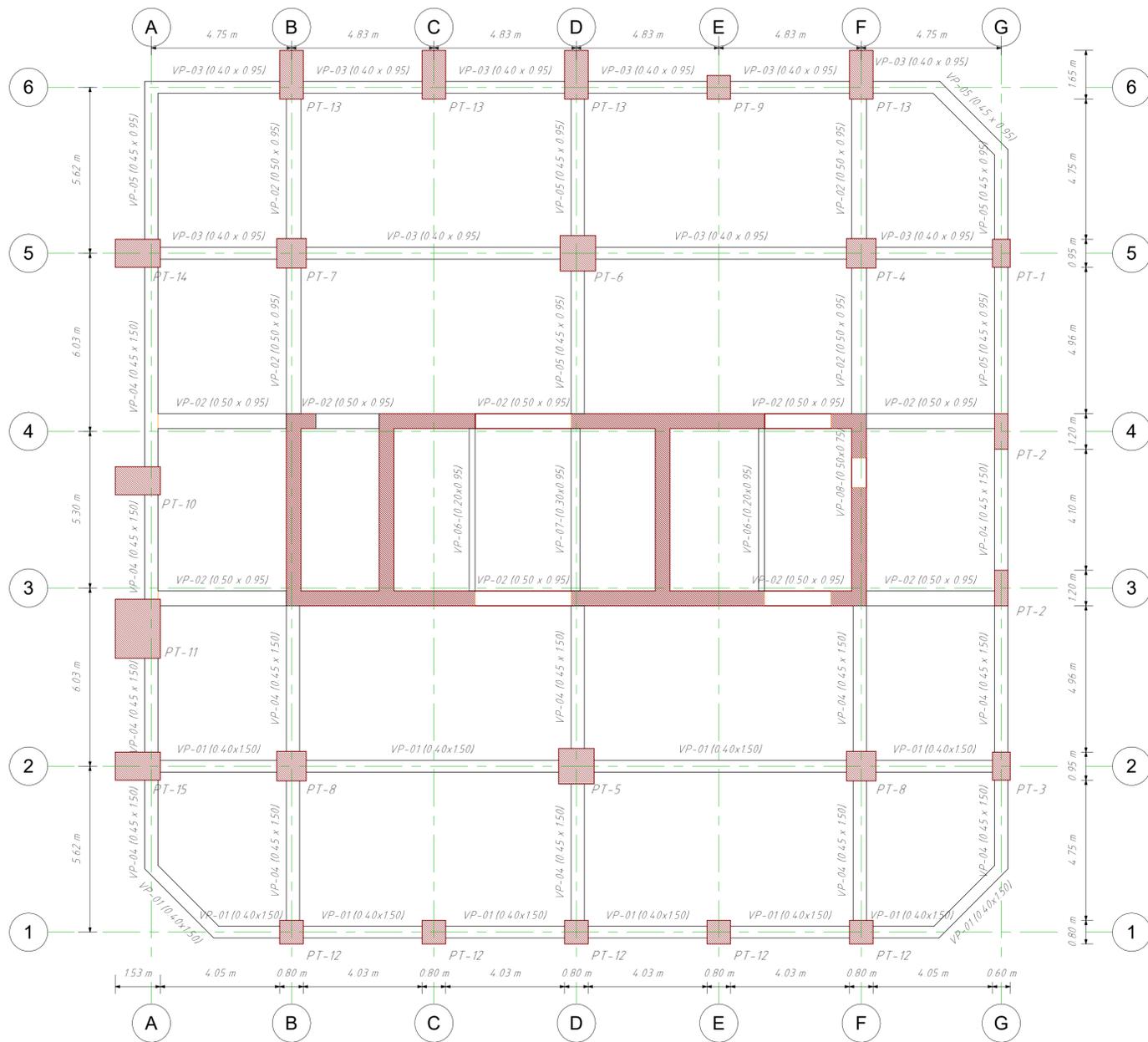
P-07 NIVEL 06-12  
1: 25



P-07 NIVEL 13-19  
1: 25

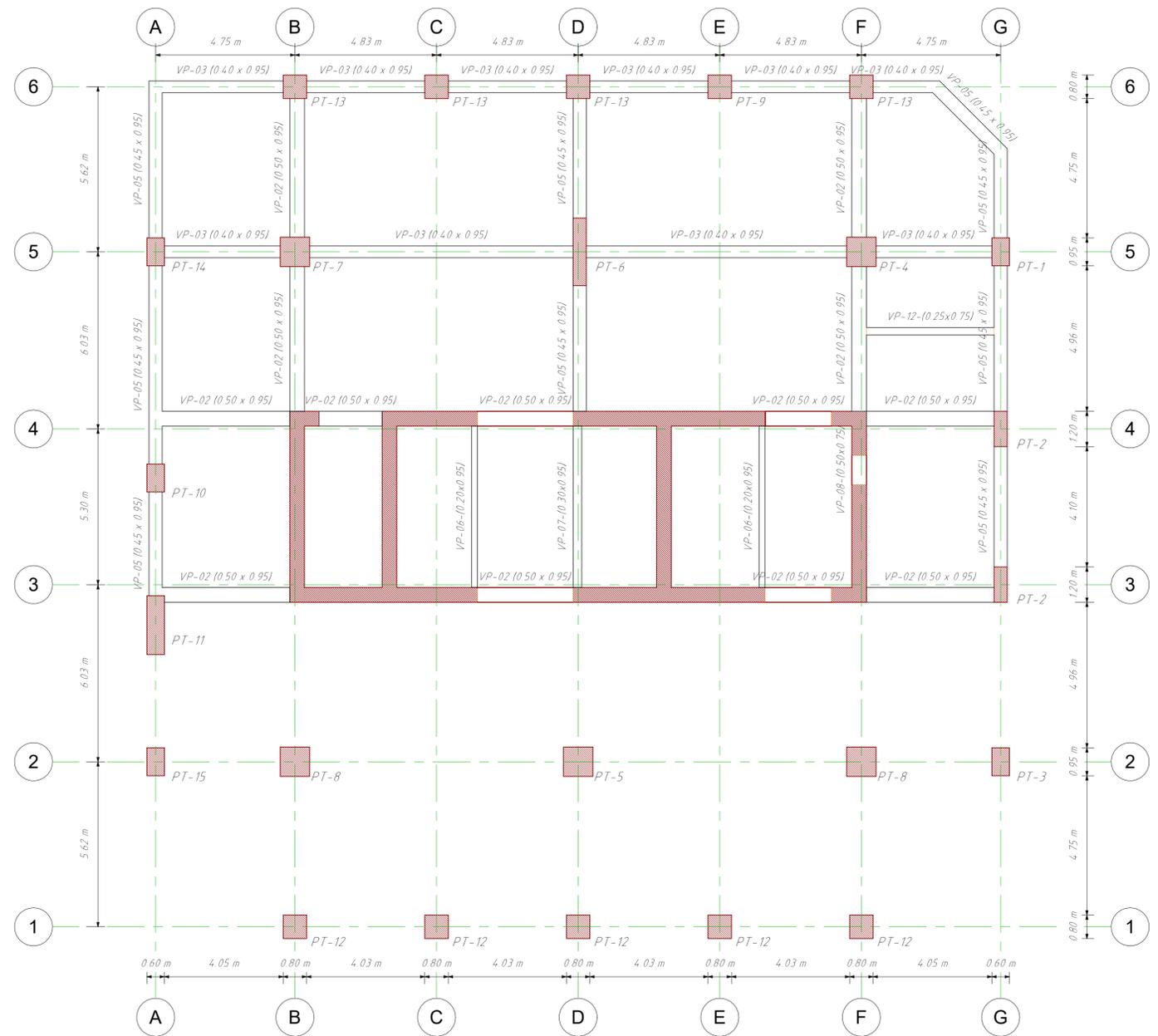


PLANO: MUROS 02 ALTA RESISTENCIA	
TESISTAS: - JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR	
TEMA DE TESIS: ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ	LÁMINA: E.10
ESCALA: 1: 25	FECHA: OCTUBRE 2023 ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS



PLANTA SÓTANO 04 - SÓTANO 01

1 : 100



PLANTA NIVEL 01 - 02

1 : 100

### CALIDAD DEL CONCRETO

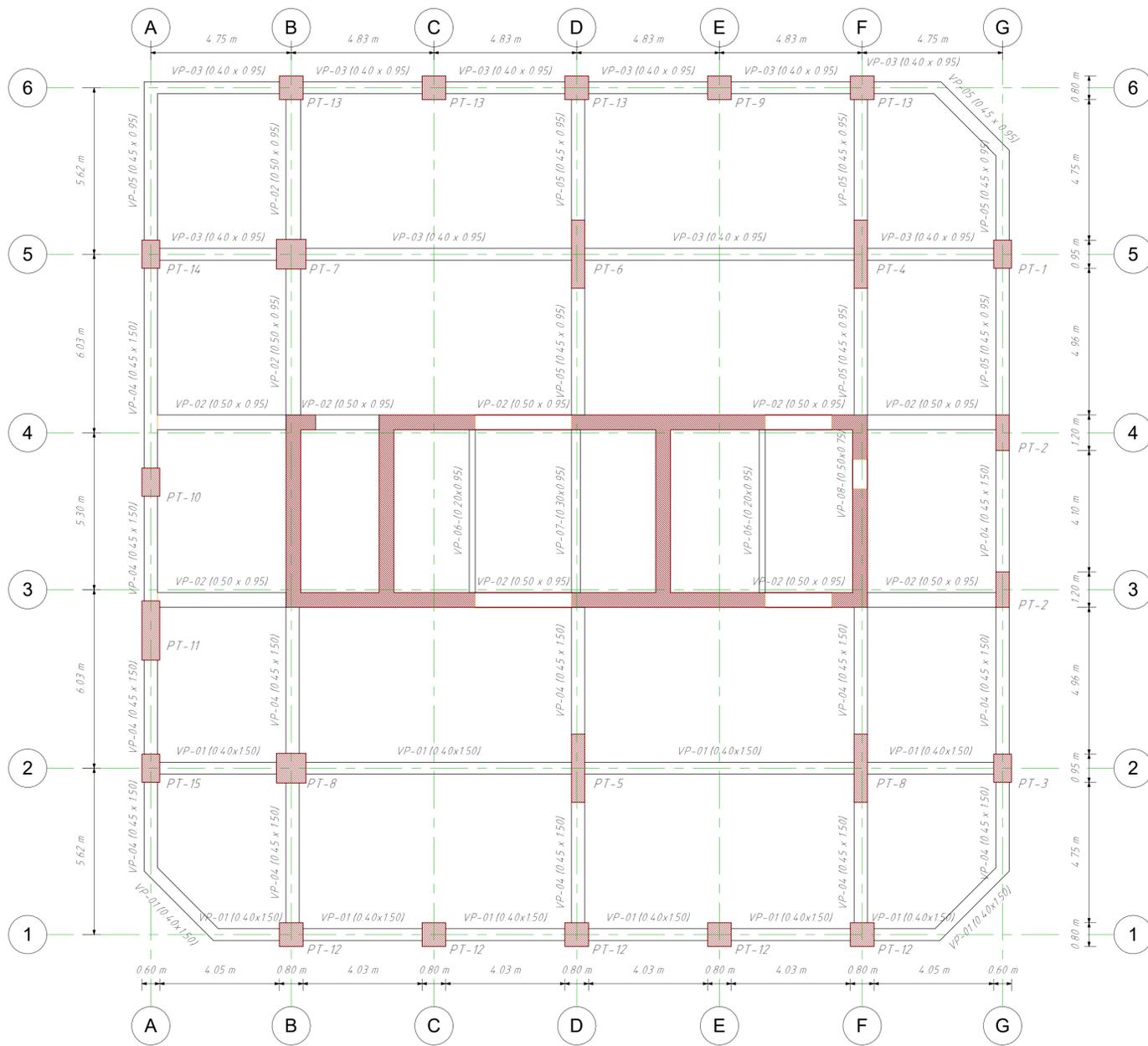
ELEMENTO	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS ( $f'c$ )	
PLACAS	SÓTANO 04 - NIVEL 09:	420 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 10-19:	350 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 20-30:	280 kg/cm <sup>2</sup>
COLUMNAS	SÓTANO 04 - NIVEL 09:	420 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 10-19:	350 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 20-30:	280 kg/cm <sup>2</sup>
VIGAS	SÓTANO 04 - NIVEL 09:	350 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 10-30:	280 kg/cm <sup>2</sup>

### ACERO DE REFUERZO

REFUERZO	CALIDAD	RESISTENCIA A LA FLUENCIA ( $f_y$ )
ACERO LONGITUDINAL	ASTM A706 - GRADO 60	4200 kg/cm <sup>2</sup>
ESTRIBOS	ASTM A706 - GRADO 60	4200 kg/cm <sup>2</sup>

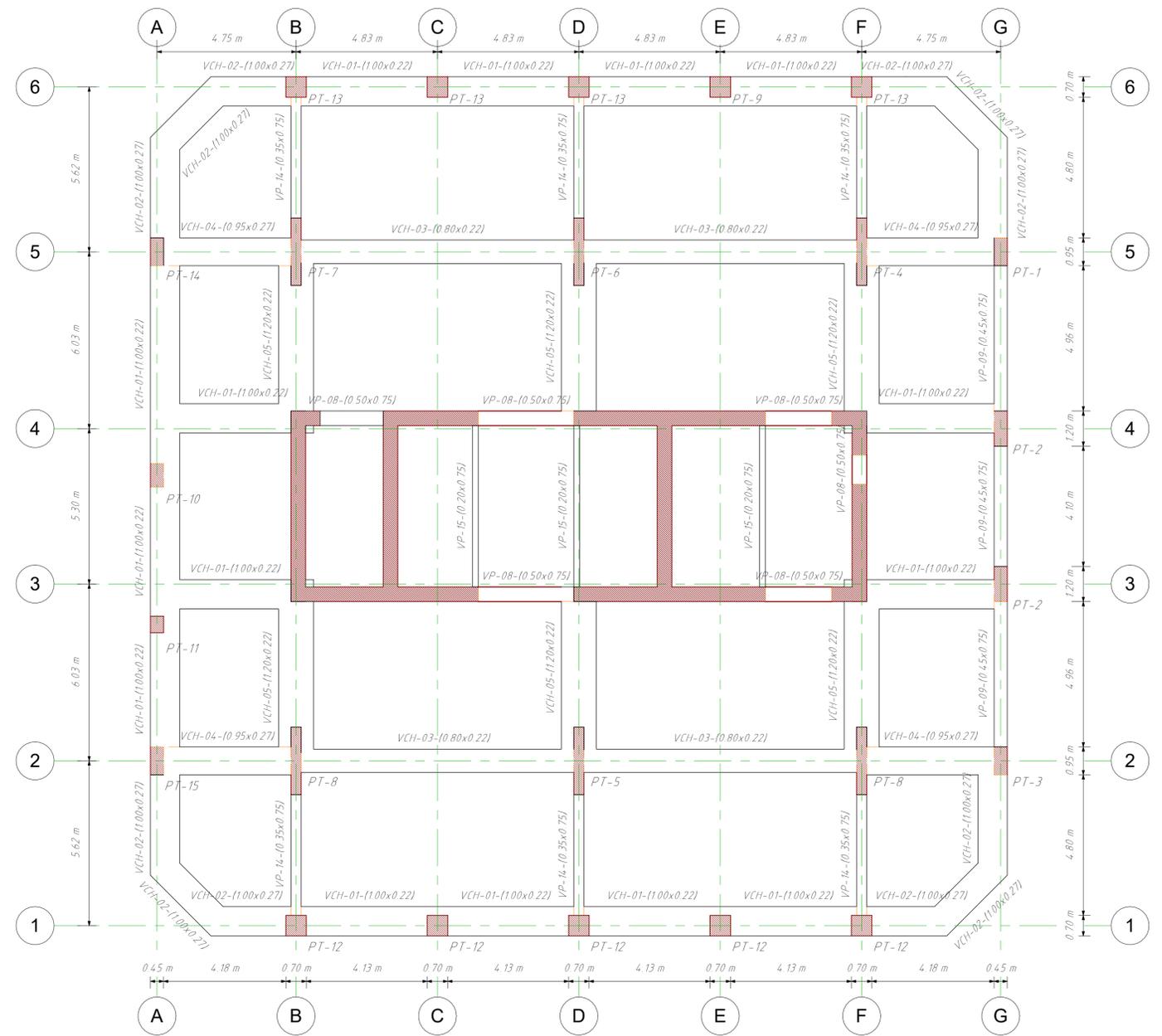


PLANO:	PLANTAS 01	
TESISTAS:	- JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR	
TEMA DE TESIS:	ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ	LÁMINA:
ESCALA:	Como se indica	FECHA:
		OCTUBRE 2023
	ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS
		<b>E-00</b>



PLANTA NIVEL 03 - 04

1: 100



PLANTA NIVEL 05 - 30

1: 100

### CALIDAD DEL CONCRETO

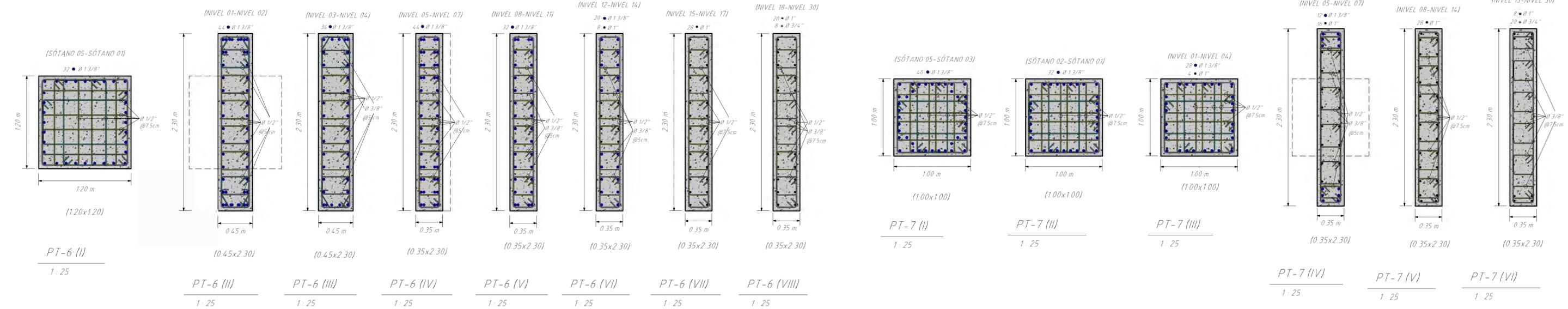
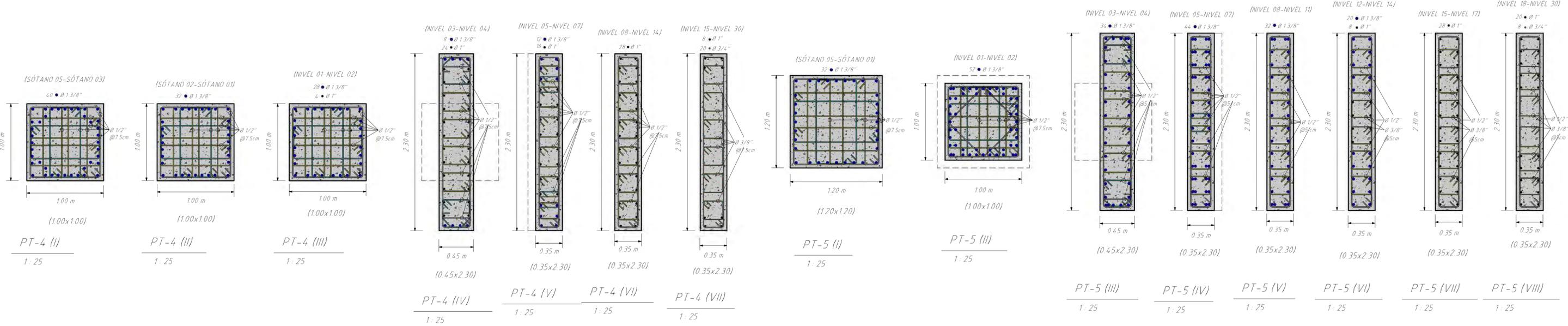
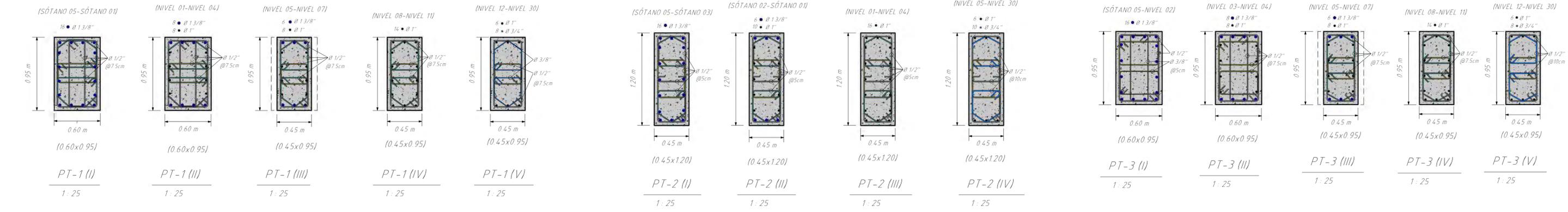
ELEMENTO	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS ( $f'c$ )	
PLACAS	SÓTANO 04 - NIVEL 09:	420 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 10-19:	350 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 20-30:	280 kg/cm <sup>2</sup>
COLUMNAS	SÓTANO 04 - NIVEL 09:	420 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 10-19:	350 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 20-30:	280 kg/cm <sup>2</sup>
VIGAS	SÓTANO 04 - NIVEL 09:	350 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 10-30:	280 kg/cm <sup>2</sup>

### ACERO DE REFUERZO

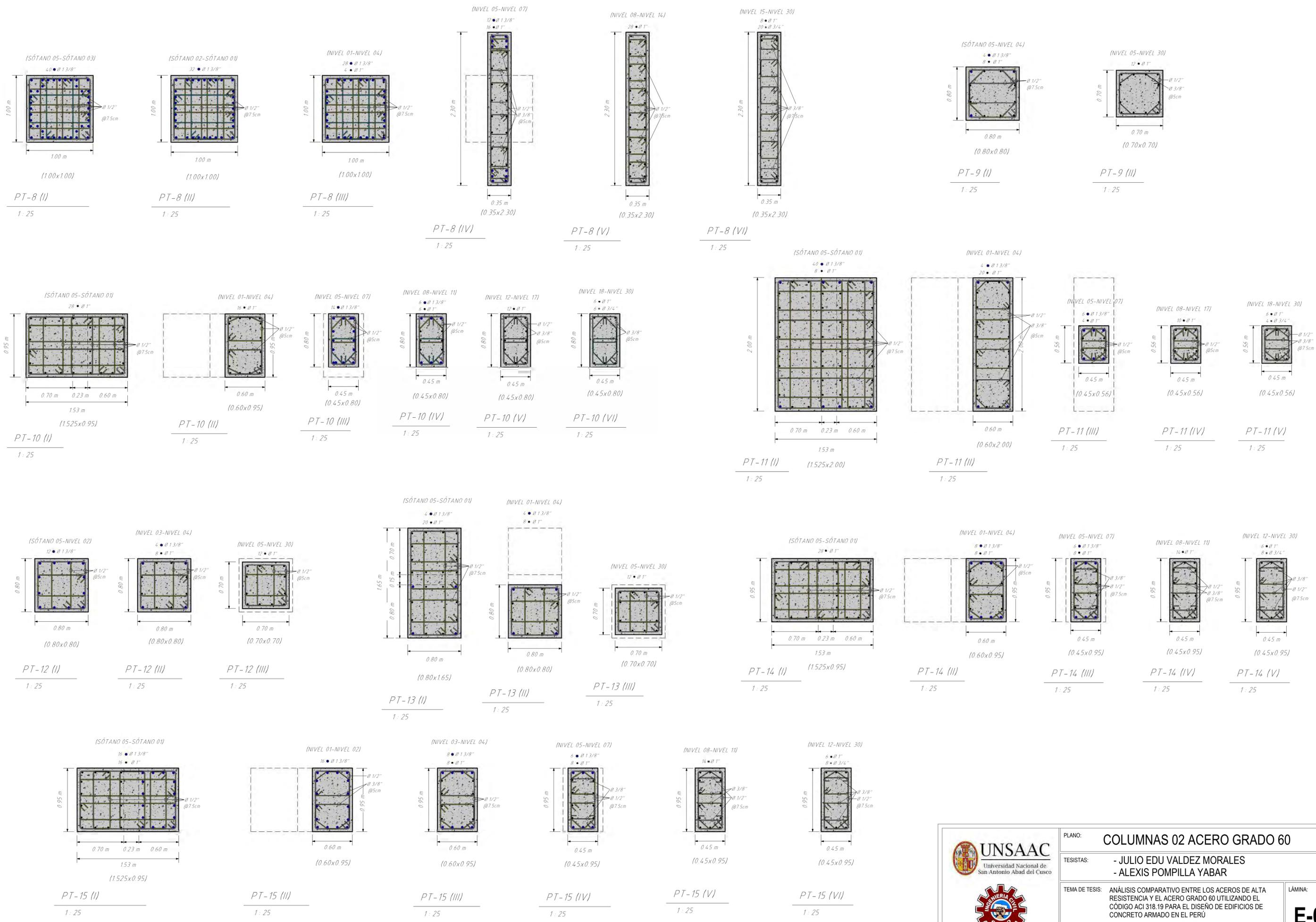
REFUERZO	CALIDAD	RESISTENCIA A LA FLUENCIA ( $f_y$ )
ACERO LONGITUDINAL	ASTM A706 - GRADO 60	4200 kg/cm <sup>2</sup>
ESTRIBOS	ASTM A706 - GRADO 60	4200 kg/cm <sup>2</sup>



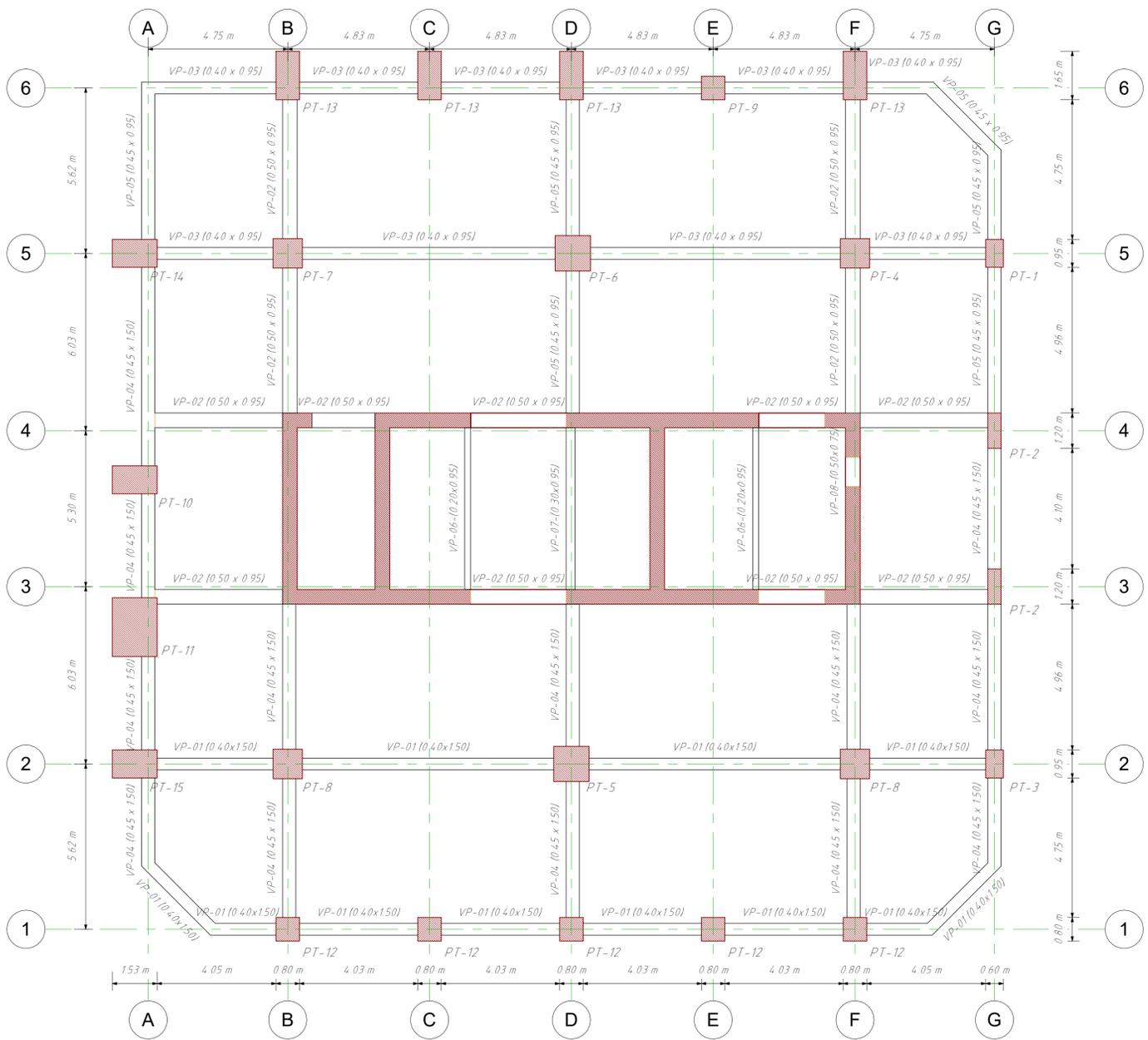
PLANO:	PLANTAS 02		LÁMINA:	E-01	
TESISTAS:	- JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR				
TEMA DE TESIS:	ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ				
ESCALA:	Como se indica	FECHA:	OCTUBRE 2023	ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS



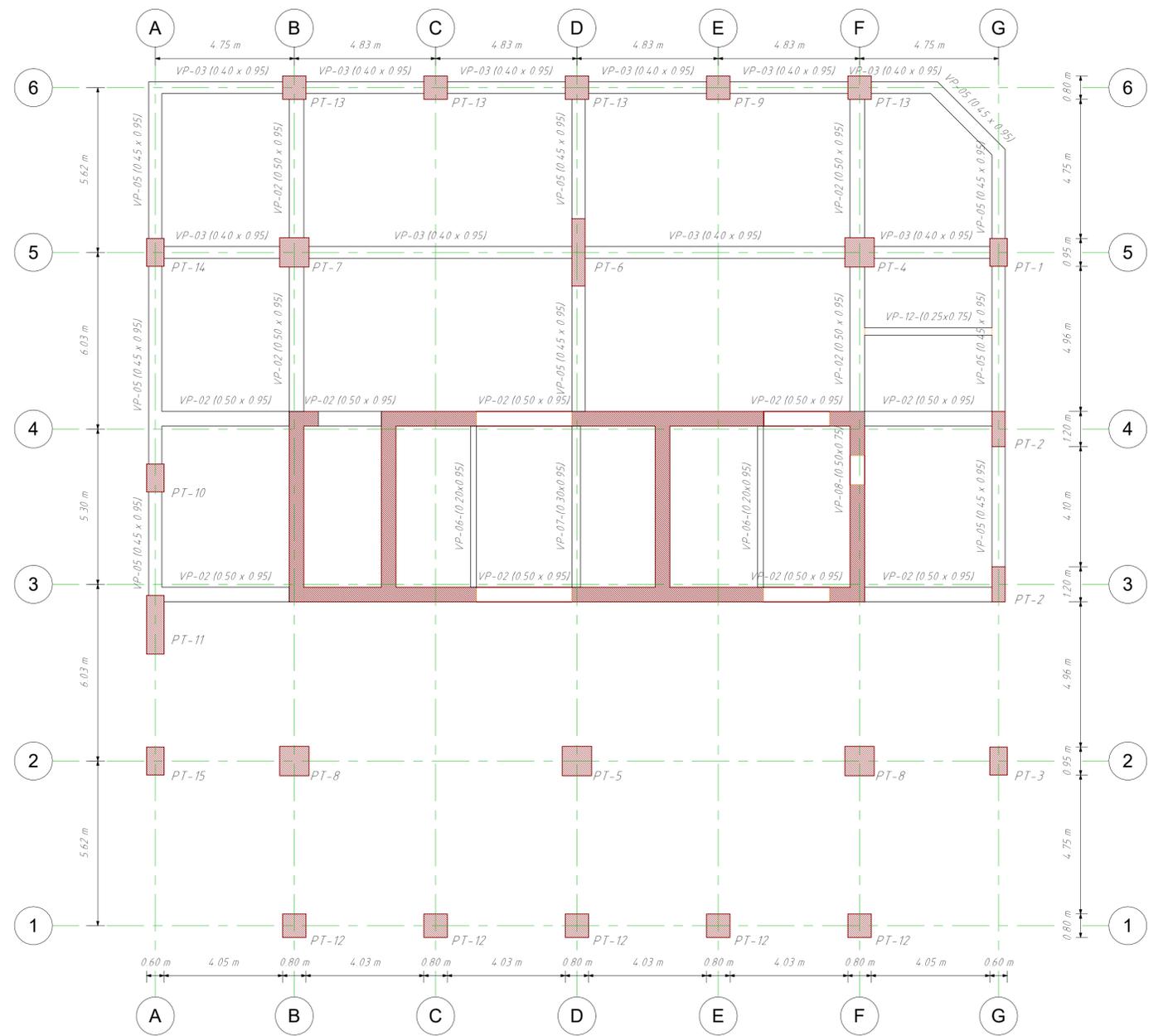
 <p> <b>UNSAAC</b>          Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco       </p>	<b>PLANO:</b> COLUMNAS 01 ACERO GRADO 60		<b>LÁMINA:</b>  <b>E-02</b>
	<b>TESISTAS:</b> - JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR		
	<b>TEMA DE TESIS:</b> ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ		
	<b>ESCALA:</b> 1:25	<b>FECHA:</b> OCTUBRE 2023	



 <p><b>UNSAAC</b> Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco</p> 	<p>PLANO: <b>COLUMNAS 02 ACERO GRADO 60</b></p>	<p>LÁMINA: <b>E-03</b></p>	
	<p>TESISTAS: <b>- JULIO EDU VALDEZ MORALES</b> <b>- ALEXIS POMPILLA YABAR</b></p>		
<p>TEMA DE TESIS: <b>ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ</b></p>	<p>ESCALA: <b>1:25</b></p>	<p>FECHA: <b>OCTUBRE 2023</b></p>	<p>ESPECIALIDAD: <b>ESTRUCTURAS</b></p>



PLANTA SÓTANO 04 - SÓTANO 01  
1: 100



PLANTA NIVEL 01 - 02  
1: 100

CALIDAD DEL CONCRETO

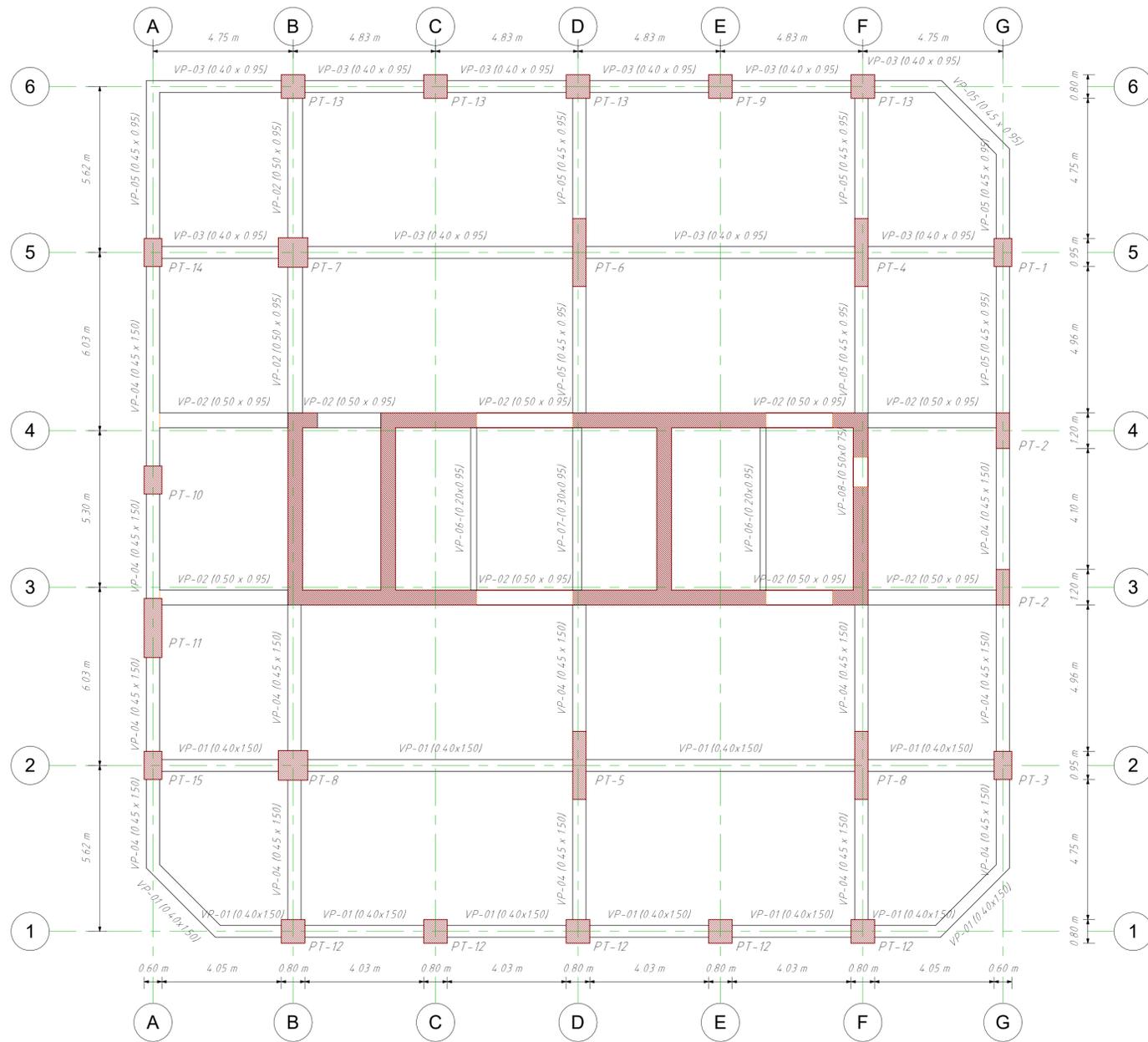
ELEMENTO	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS ( $f'c$ )	
PLACAS	SÓTANO 04 - NIVEL 09:	420 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 10-19:	350 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 20-30:	280 kg/cm <sup>2</sup>
COLUMNAS	SÓTANO 04 - NIVEL 09:	420 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 10-19:	350 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 20-30:	280 kg/cm <sup>2</sup>
VIGAS	SÓTANO 04 - NIVEL 09:	350 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 10-30:	280 kg/cm <sup>2</sup>

ACERO DE REFUERZO

REFUERZO	CALIDAD	RESISTENCIA A LA FLUENCIA ( $f_y$ )
ACERO LONGITUDINAL COLUMNAS	ASTM A706 - GRADO 80	5500 kg/cm <sup>2</sup>
ACERO LONGITUDINAL VIGAS Y PLACAS	ASTM A706 - GRADO 60	4200 kg/cm <sup>2</sup>
ESTRIBOS COLUMNAS	ASTM A706 - GRADO 100	6900 kg/cm <sup>2</sup>
ESTRIBOS VIGAS Y PLACAS	ASTM A706 - GRADO 60	4200 kg/cm <sup>2</sup>

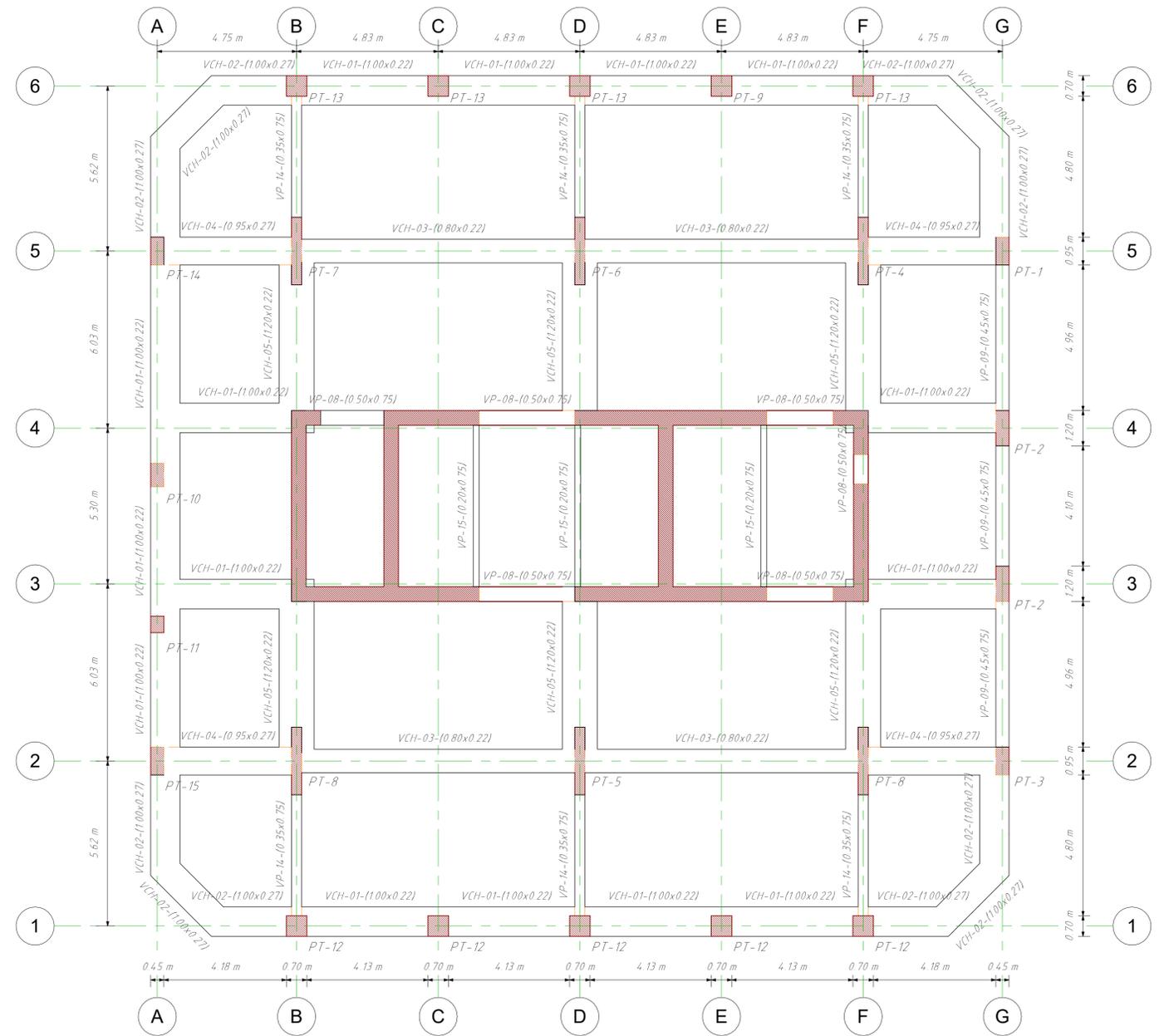


PLANO:	PLANTAS 01		
TESISTAS:	- JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR		
TEMA DE TESIS:	ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ	LÁMINA:	
ESCALA:	Como se indica	FECHA:	
		OCTUBRE 2023	ESPECIALIDAD:
			ESTRUCTURAS
			E-00



PLANTA NIVEL 03 - 04

1 : 100



PLANTA NIVEL 05 - 30

1 : 100

### CALIDAD DEL CONCRETO

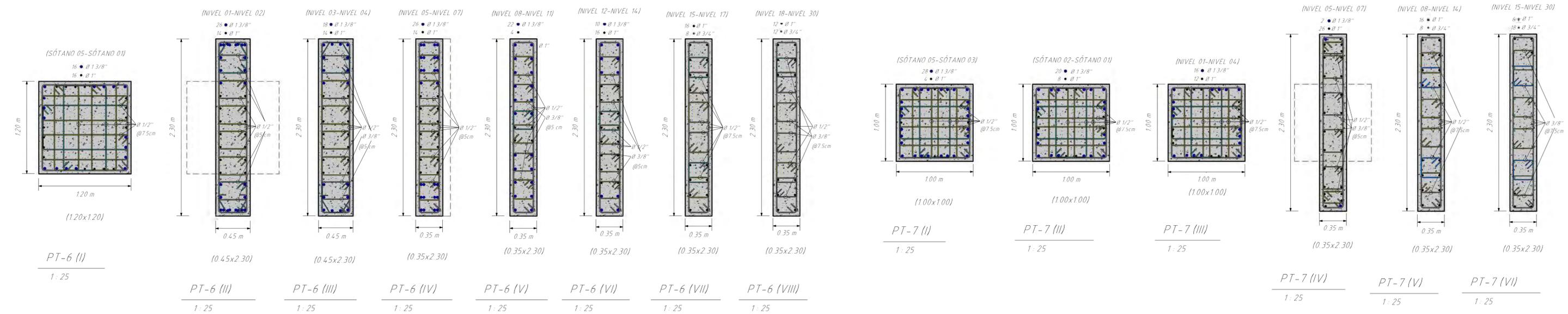
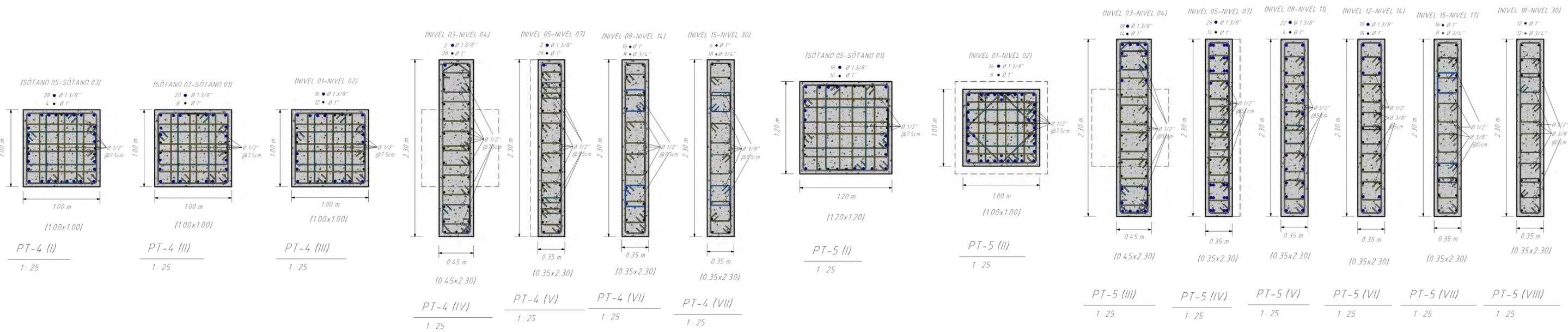
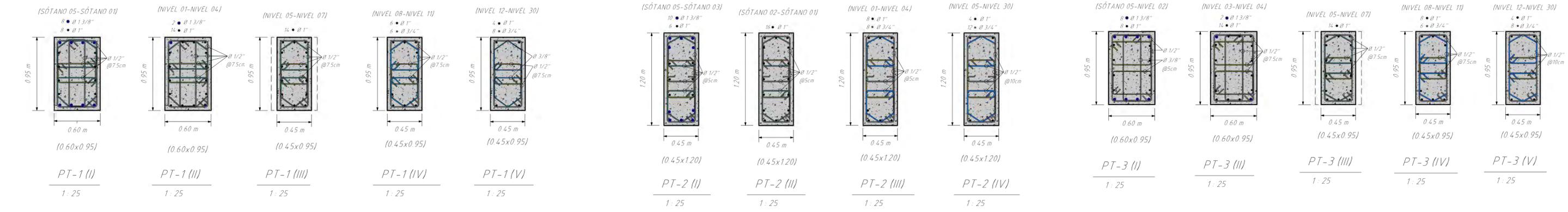
ELEMENTO	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS ( $f'c$ )	
PLACAS	SÓTANO 04 - NIVEL 09	420 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 10-19	350 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 20-30	280 kg/cm <sup>2</sup>
COLUMNAS	SÓTANO 04 - NIVEL 09	420 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 10-19	350 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 20-30	280 kg/cm <sup>2</sup>
VIGAS	SÓTANO 04 - NIVEL 09	350 kg/cm <sup>2</sup>
	NIVEL 10-30	280 kg/cm <sup>2</sup>

### ACERO DE REFUERZO

REFUERZO	CALIDAD	RESISTENCIA A LA FLUENCIA ( $f_y$ )
ACERO LONGITUDINAL COLUMNAS	ASTM A706 - GRADO 80	5500 kg/cm <sup>2</sup>
ACERO LONGITUDINAL VIGAS Y PLACAS	ASTM A706 - GRADO 60	4200 kg/cm <sup>2</sup>
ESTRIBOS COLUMNAS	ASTM A706 - GRADO 100	6900 kg/cm <sup>2</sup>
ESTRIBOS VIGAS Y PLACAS	ASTM A706 - GRADO 60	4200 kg/cm <sup>2</sup>



PLANO:	PLANTAS 02		LÁMINA:	E-01	
TESISTAS:	- JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR				
TEMA DE TESIS:	ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ				
ESCALA:	Como se indica	FECHA:	OCTUBRE 2023	ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS



 <p><b>UNSAAC</b> Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco</p>	<b>PLANO: COLUMNAS 01 ACERO GRADO 80</b>		<b>LÁMINA: E-02</b>
	<b>TESISTAS: - JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR</b>		
	<b>TEMA DE TESIS: ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ</b>		
	<b>ESCALA: 1: 25</b>	<b>FECHA: OCTUBRE 2023</b>	



 <p><b>UNSAAC</b> Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco</p> 	<p>PLANO: <b>COLUMNAS 02 ACERO GRADO 80</b></p>
	<p>TESISTAS: <b>- JULIO EDU VALDEZ MORALES - ALEXIS POMPILLA YABAR</b></p>
<p>TEMA DE TESIS: <b>ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y EL ACERO GRADO 60 UTILIZANDO EL CÓDIGO ACI 318.19 PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ</b></p>	<p>LÁMINA: <b>E-03</b></p>
<p>ESCALA: <b>1:25</b></p>	<p>FECHA: <b>OCTUBRE 2023</b></p>
<p>ESPECIALIDAD: <b>ESTRUCTURAS</b></p>	