



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA SEDE AZOGUES  
UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y  
CONSTRUCCIÓN.

INFORME FINAL DEL PROYECTO PROFESIONAL DE GRADO PREVIO A  
LA OBTENCIÓN DEL GRADO ACADÉMICO DE INGENIERO CIVIL.

TEMA:

***“DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CUBIERTA Y GRADERÍOS DEL  
ESTADIO MUNICIPAL GONZALO MONTALVO.”***

AUTOR: JOHN MARCELO ZHAGÑAY PALAGUACHI.

TUTOR: ING. JAIME XAVIER NIETO CÁRDENAS.

FEBRERO, 2018

## **APROBACIÓN DEL TUTOR.**

En calidad de tutor del trabajo de grado, presentado por el Sr. John Marcelo Zhagñay Palaguachi, para optar por el título de INGENIERO CIVIL, doy fé que en dicho trabajo reúne los requisitos y méritos suficientes para ser sometido a presentación pública y evaluación por parte del jurado examinador que se designe.

En la ciudad de Azogues, a los 21 del mes de febrero de 2018



Ing. Jaime Xavier Nieto Cárdenas.

**SUBDIRECTOR DE CARRERA**

**INGENIERÍA CIVIL**

**CI: 0104027826**

## **CERTIFICADO DE AUTORÍA.**

El presente proyecto profesional de grado previo a la obtención del título de ingeniero en INGENIERIA CIVIL, cuyo tema es "Diseño Estructural de la Cubierta y Graderíos del Estadio Municipal Gonzalo Montalvo.", corresponde al trabajo de investigación del autor, además certifico que he cumplido con todas las observaciones realizadas por el tribunal evaluador.



John Marcelo Zhagñay Palaguachi.

**ESTUDIANTE**

**CI: 0302041892**

## **AGRADECIMIENTO.**

Mi sincero agradecimiento a las personas que me han apoyado incondicionalmente a finalizar esta etapa de mi vida, a mi familia, mis amigos, mis maestros, de manera especial a mi tutor el Ing. Jaime Xavier Nieto, quien me ha sabido orientar en estos meses, para finalizar el presente proyecto y con el acercarme mas a mi futuro profesional.

Al GAD MUNICIPAL DEL CANTON EL TAMBO (GADMICET), al personal administrativo al actual alcalde y sus autoridades, al Ing. Byron Flores, quien ha apoyado el proyecto desde sus inicios, dando importancia mi labor y atendiendo todas mis inquietudes.

Una especial mención al Ing. Germán Coronel, mi ex docente, quien me ha guiado en la elaboración de este trabajo desde sus inicios, siendo muy valiosa su asesoría y experiencia.

A Dios por permitirme estar aquí finalizando mi etapa de estudiante y comenzando mi etapa como profesional esperando que me siga guiando en el futuro que me espera.

## **DEDICATORIA.**

Este trabajo va dedicado a toda *familia*...

Su apoyo incondicional durante estos cinco años de carrera, ellos han depositado su confianza en mí, la misma ha hecho que me dedique al cien por ciento.

Entre ellos dedico mi trabajo a:

*Mi hermano,*

Quien siempre me ha mostrado su apoyo y enseñanza, la cual fue, es importante para mí.

*Mis padres,*

Que a pesar de las adversidades han sabido sacar adelante a mí y a mis hermanos, y

*Mis Hermanos,*

Creadores de los mejores momentos en mi vida,

Especialmente dedico mi trabajo a Dios por haberme entregado sabiduría, dedicación y ganas de salir adelante, lo necesario para poder cursar todos mis años de carrera.

## **RESUMEN.**

El presente proyecto tiene por objetivo el diseño estructural de la cubierta y los graderíos del Estadio Municipal del Cantón el Tambo.

En el primer y segundo capítulo, el trabajo se enfoca en una descripción detallada del lugar, la problemática, la metodología y la solución así como la recopilación de todos los factores que intervendrán en el diseño.

En los siguientes capítulos se procede a diseñar todos los elementos que forman parte de la estructura, además se presenta las normas utilizadas para diseño en hormigón así como en acero, dimensionamiento, requisitos mínimos, propiedades, etc.

En el sexto capítulo se detalla el presupuesto referencial estructural y las especificaciones técnicas para la ejecución de este proyecto.

Finalmente, en el capítulo 7 se contemplan las conclusiones que se obtuvo al realizar este proyecto, que responden a los objetivos trazados y recomendaciones para la correcta ejecución de la obra, los planos constructivos y los anexos se encuentran adjuntos al final de este trabajo

Palabras clave: CUBIERTA, GRADERÍOS, ESTRUCTURAL, CERCHA, TAMBO.

## **ABSTRACT**

The aim of this project was to design the structure of the roof and the grandstands of the Municipal Stadium of El Tambo Canton.

In the first and second chapter, the work focuses on a detailed description of the setting, the problem, the methodology and the solution as well as the compilation of all the aspects that take part in the design.

In the following chapters it was necessary to design all the elements that are part of the structure, also it presents the standards used for the design in concrete as well as steel which was used as a part of the materials, sizing, minimum requirements, properties, and so forth.

In the sixth chapter the structural referential budget and the technical specifications for the execution of this project are widely detailed.

Finally, in chapter seven the conclusions are presented which were made once this project was finished and they respond to the objectives and recommendations for the correct execution of the work, the construction plans and annexes are attached at the end of this work.

Keywords: ROOF, GRANDSTANDS, ESTRUCTURAL, TRUSS, TAMBO

## INTRODUCCIÓN.

En el Cantón el Tambo, provincia del Cañar la obra del Estadio Municipal construida en el año 2009, invita a niños y jóvenes a practicar varios deportes entre los cuales se destaca el fútbol, sin embargo, la construcción del espacio deportivo no está totalmente terminada, ya que al momento solo se observa un césped marcado, protegido por un cerramiento de malla galvanizada sin graderíos y/o cubierta que generalmente caracterizan a los mismos.

Para los habitantes la terminación de la obra se considera necesaria admitiendo que así los deportistas tendrán un sitio donde descansar y los espectadores un lugar cómodo donde podrán observar cualquier evento.

El propósito del trabajo es realizar los cálculos necesarios para encontrar un diseño estructural adecuado de los graderíos, así como de la cubierta de tribuna del actual estadio municipal “Gonzalo Montalvo”, en la actualidad la falta de atención del mismo se evidencia a diario, la ausencia de espacios adecuados dificulta e incómoda el observar un espectáculo deportivo.

Graderíos de hormigón armado con peso normal y la cubierta para la tribuna principal de acero estructural laminado en frío serán los materiales más adecuados para emprender el diseño. Dichos materiales son los más utilizados en el medio.

La construcción con hormigón evitará vibraciones excesivas, además protegerá al acero contra la oxidación y otros factores patógenos que pueden presentarse, su mantenimiento es factible y su durabilidad aceptable.

## **TABLA DE CONTENIDO**

Capítulo 1.- Generalidades.....	1
1.1 Antecedentes. ....	1
1.2 Objetivos.. ....	4
1.2.1 General.....	4
1.1.2 Específicos.....	4
1.3 Justificación.....	4
1.4 Alcance.....	5
Capítulo 2.- Marco Teórico.....	6
2.1 Marco Referencial. ....	6
2.1.1 Contexto regional.....	6
2.1.2 Datos Geográficos. ....	7
2.1.3 Diagnostico Económico.....	11
2.1.4 Conclusiones.....	12
2.2 Marco Conceptual .....	13
2.2.1 Estadio. ....	13
2.2.2 Graderíos de un Estadio.....	13
2.2.3 Cubierta metálica. ....	17
2.2.4 Cargas Presentes en la Estructura. ....	19
Capítulo 3.- Bases y Criterios .....	20
3.1 Normas utilizadas para el diseño en hormigón armado y acero Estructural. ....	20
3.2 Graderíos. ....	20
3.2.1 Requisitos de Resistencia de acuerdo a la NEC-2015 .....	21
3.2.2 Escalera de Tribuna. ....	22

3.3 Cubierta Metálicas.....	37
3.3.1 Elementos a Tensión.....	37
3.3.2 Elementos a Compresión:.....	37
Capítulo 4.- Diseño Estructural.....	40
4.1 Consideraciones Generales.....	40
4.2 Cubierta. ....	41
4.2.1 Consideraciones para la Cubierta. ....	41
4.2.2 Predimensionamiento de Elementos Estructurales. ....	43
4.2.3 Cuantificación de Cargas.....	44
4.2.5 Análisis Estructural.....	51
4.2.5 Diseño de elementos estructurales.....	56
4.3 Graderíos (Tribuna Norte).....	62
4.3.1 Consideraciones para los graderíos. ....	62
4.3.2 Predimensionamiento de Elementos Estructurales. ....	64
4.3.3 Cuantificación de Cargas.....	69
4.3.4 Análisis Estructural.....	74
4.3.5 Análisis Sísmico con la NEC.....	79
4.3.6 Diseño de elementos estructurales.....	106
Capítulo 5. Conclusiones y Recomendaciones. ....	129
5.1 Conclusiones. ....	129
5.2 Recomendaciones.....	131
6. Bibliografía. ....	132

## TABLA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Histograma de la población del cantón el Tambo por edad proyección al año 2018.....	2
Ilustración 2. Foto actual del estadio municipal del cantón el tambo.....	3
Ilustración 3. Foto satelital del actual estadio municipal del cantón el tambo. “área de intervención.” .....	6
Ilustración 4. Iglesia San Juan Bautista del Tambo. ....	7
Ilustración 5. Mapa político de la provincia del cañar.....	8
Ilustración 6. Diagrama de interacción de una columna.....	23
Ilustración 7. Diagrama de interacción del aci para el diseño de columnas .....	25
Ilustración 8. Separación de estribos .....	26
Ilustración 9. Momentos en vigas de escalera (viga simplemente apoyada) .....	28
Ilustración 10. Momentos en vigas de escalera (viga empotrada). ....	28
Ilustración 11. Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos a flexión.....	29
Ilustración 12. Separación de estribos. ....	31
Ilustración 13. Armado de la huella.....	32
Ilustración 14. Análisis de la contrahuella.....	32
Ilustración 15. Detalle de armado en contrahuellas. ....	33
Ilustración 16. Acción estructural de una ménsula. ....	34
Ilustración 17. Armado de una ménsula. ....	34
Ilustración 18. Planta arquitectónica del proyecto.....	40
Ilustración 19. Propuesta arquitectónica, elevación tribuna, .....	41
Ilustración 20. Combinaciones de carga según (nec-se-cg, 2015).....	50
Ilustración 21. Área colaborante para el cálculo de la cubierta. ....	51
Ilustración 22. Fuerzas de reacción en la base de la cercha.....	54
Ilustración 23. Elementos que conforman la cubierta metálica del estadio.....	55
Ilustración 24. Sección transversal de la correa.....	57
Ilustración 25. Vista en planta de los graderíos de tribuna del estadio plano arquitectónico. ....	62

Ilustración 26. Bloque de graderíos, vista en planta. ....	65
Ilustración 27. Bloque de diseño, tipo de columnas. ....	66
Ilustración 28. Secciones utilizadas en el diseño de columnas. ....	68
Ilustración 29. Huella, vista en planta,.....	69
Ilustración 30. Contrahuella propuesta, elementos para cuantificación de cargas. ....	70
Ilustración 31. Espacios libres entre viga y losa en las escaleras. ....	71
Ilustración 32. Áreas tributarias en planta. ....	72
Ilustración 33. Cabezal de soporte $h^{\circ}a^{\circ}$ .....	73
Ilustración 34. Pórtico de graderíos, altura de columnas. ....	74
Ilustración 35. Nomogramas dispuestos por la aci para el cálculo del factor k.....	75
Ilustración 36. Bloque de escaleras, vista en planta. ....	82
Ilustración 37. Elevacion frontal y lateral de los graderíos. ....	84
Ilustración 38. Áreas tributarias para el cálculo de (d) .....	96
Ilustración 39. Espectro de diseño inelástico.....	98
Ilustración 41. Diagrama de momentos producidos por cargas muertas (metodo de Hardy Cross, 1930). ....	102
Ilustración 42. Diagrama de momentos producidos por cargas vivas (metodo de Hardy Cross,1930). ....	103
Ilustración 43. Diagrama de momentos producidos cargas sísmicas (metodo del portal) .....	104
Ilustración 44. Diagrama de cortante producido por cargas muertas. ....	105
Ilustración 45. Diagrama de cortante producido por cargas vivas.....	105
Ilustración 46. Diagrama de cortante producido por cargas horizontales.....	106
Ilustración 47. Armadura principal del cabezal. ....	109
Ilustración 48. Cargas para pre diseño de columnas.....	109
Ilustración 49. Momentos positivos y negativos máximos en la viga. ....	116
Ilustración 50. Armado de viga inclinada. ....	120
Ilustración 51. Vista en planta de la huella de graderíos. ....	120
Ilustración 52. Sección longitudinal y transversal de la loseta de graderíos. ....	124
Ilustración 53. Perfil de la viga t (graderíos). ....	125

Ilustración 54. Diseño final de graderíos. ....	128
---	-----

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Estimación futura de la población del Cantón el Tambo.....	1
Tabla 2. Temperatura Promedio Mensual del Cantón El Tambo. ....	9
Tabla 3. Precipitación mensual. ....	10
Tabla 4. Velocidad Media del Viento, Promedio Mensual Cantón el Tambo.....	11
Tabla 5. Ventajas y Desventajas de diferentes materiales de Construcción. ....	16
Tabla 6. Definición de Cargas presentes en la Estructura. ....	19
Tabla 7. Factores de reducción de resistencia.....	21
Tabla 8. Diámetros mínimos y máximos en las barras de refuerzo, ....	22
Tabla 9. Altura mínima de vigas y losas en una dirección (no preesforzadas).....	31
Tabla 10. Coeficientes de Fricción .....	36
Tabla 11. Coeficiente de corrección $\delta$ .....	45
Tabla 12. Coeficiente de entorno/altura.....	46
Tabla 13. Determinación del factor de forma. ....	47
Tabla 14. Resumen de cargas por metro lineal, que actúan en la cubierta. ....	51
Tabla 15. Distribución de cargas aplicadas en los nudos (D, L, E, S).....	52
Tabla 16. Distribución de cargas aplicadas en los nudos (W).....	52
Tabla 17. Cargas últimas de diseño, para cargas verticales, según NEC15. ....	53
Tabla 18. Cargas últimas de diseño, para cargas horizontales, según NEC15. ....	53
Tabla 19. Reacciones en la base correspondiente a cada carga (cálculo estático).....	54
Tabla 20. Fuerzas axiales de cada elemento de la cercha (carga última). ....	55
Tabla 21. Propiedades de la correa. ....	57
Tabla 22. Diseño de la cercha metálica. Método AISC. Perfil 2L (Tensión).....	59
Tabla 23. Diseño de la cercha metálica. Método AISC. Perfil C (Tensión).....	60
Tabla 24. Diseño de la cercha metálica, método AISC, perfil 2L (Compresión).....	61
Tabla 25. Diseño de la cercha metálica, método AISC, perfil C (Compresión).....	61
Tabla 26. Predimensionamiento de Columnas (Método E030).....	67

Tabla 27. Predimensionamiento de columnas (Secciones).....	68
Tabla 28. Tipo de Estructura. Determinación de (hn). .....	79
Tabla 29. Coeficientes de irregularidad en planta, .....	81
Tabla 30. Cálculo de Rigideces $K_{x-x}$ .....	85
Tabla 31. Cálculo de Rigideces $K_{y-y}$ .....	85
Tabla 32. Análisis del centro de masa y centro de rigidez en la estructura .....	86
Tabla 33. Coeficientes de irregularidad en elevación.....	88
Tabla 34. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....	90
Tabla 35. Clasificación de los perfiles de suelo.....	91
Tabla 36. Valores del factor Z (Tabla 1 NEC-PS).....	92
Tabla 37. Tipo de suelo y factores de sitio $F_a$ . .....	93
Tabla 38. Tipo de Suelo y factores de sitio $F_d$ . .....	93
Tabla 39. Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo $F_s$ .....	94
Tabla 40. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles. ....	94
Tabla 41. Determinación de k.....	99
Tabla 42. Fuerzas Horizontales en columnas. ....	99
Tabla 43. Valores de la deriva máxima de piso, expresados como fracción de la altura de piso.....	100
Tabla 44. Control de desplazamientos laterales, dirección X, según NEC15. ....	100
Tabla 45. Control de desplazamientos laterales, dirección Y, según NEC15. ....	101
Tabla 46. Momento de vuelco en el pórtico 1 .....	101
Tabla 47. Momento estático en el pórtico 1.....	102
Tabla 48. Cortantes y momentos en columnas, producidas por fuerzas horizontales ...	103

## Capítulo 1.- Generalidades.

### 1.1 Antecedentes.

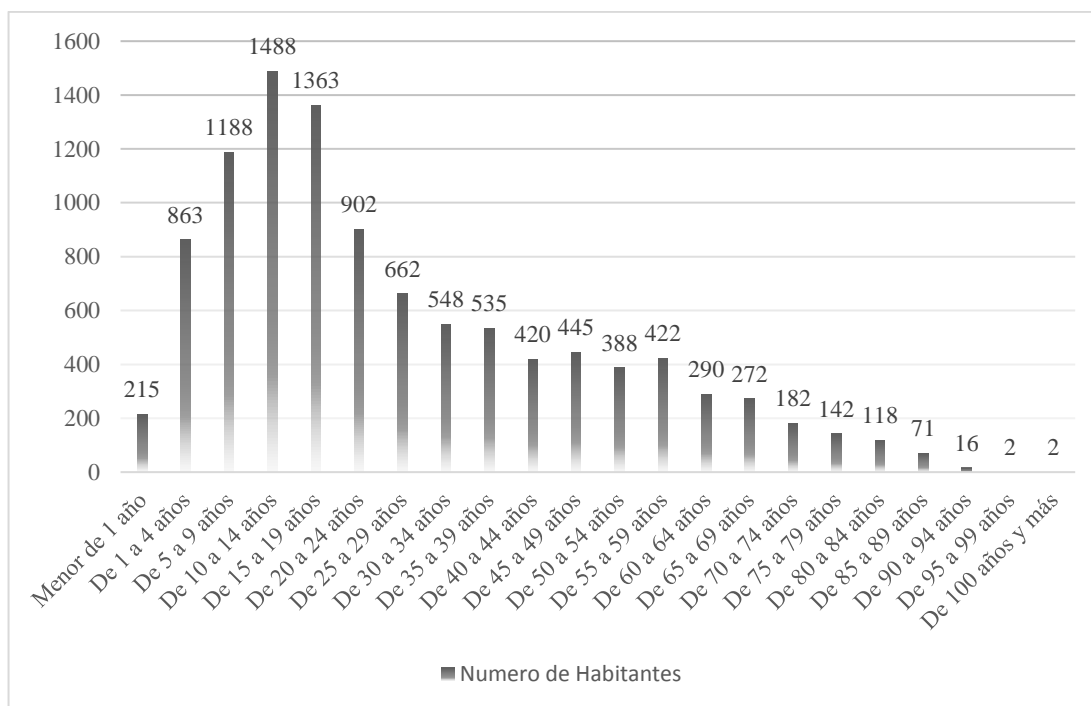
Según el instituto ecuatoriano de estadísticas y censos (INEC 2010). “Desde el año 2001, la población del Cantón ha incrementado a un ritmo del 1.5% del promedio anual”.

Como se muestra en la Tabla 1, la niñez y la juventud ocupará 61.45% del total de habitantes para el año 2018,

**Tabla 1.** *Estimación futura de la población del Cantón el Tambo.*

AÑO	Menor de 1 año	De 1 a 4 años	De 5 a 9 años	De 10 a 14 años	De 15 a 19 años	De 20 a 24 años	De 25 a 29 años	De 30 a 34 años	De 35 a 39 años	De 40 a 44 años	De 45 a 49 años	De 50 a 54 años	De 55 a 59 años	De 60 a 64 años	De 65 a 69 años	De 70 a 74 años	De 75 a 79 años	De 80 a 84 años	De 85 a 89 años	De 90 a 94 años	De 95 a 99 años	De 100 años y más	TOTAL
2010	192	777	1069	1340	1227	811	596	493	482	377	400	349	379	260	244	163	126	106	65	15	2	2	9475
2011	195	789	1085	1360	1245	823	605	500	489	383	406	354	385	264	248	165	128	108	66	15	2	2	9617
2012	198	800	1101	1381	1264	836	614	508	497	388	412	360	390	268	251	168	130	109	67	15	2	2	9761
2013	201	812	1118	1401	1283	848	623	516	504	394	418	365	396	272	255	170	132	111	68	16	2	2	9907
2014	204	825	1135	1422	1302	861	633	523	512	400	425	370	402	276	259	173	134	113	69	16	2	2	10058
2015	207	837	1152	1444	1322	874	642	531	519	406	431	376	408	280	263	176	136	114	70	16	2	2	10208
2016	211	850	1170	1466	1342	888	652	539	527	413	438	382	415	285	267	179	139	116	70	16	2	2	10369
2017	215	863	1188	1488	1363	902	662	548	535	420	445	388	422	290	272	182	142	118	71	16	2	2	10513
2018	219	876	1206	1511	1384	916	672	557	544	427	452	394	429	295	277	185	145	120	71	16	2	1	10699
%	2.03	8.20	11.28	14.14	12.94	8.56	6.29	5.20	5.08	3.98	4.22	3.68	4.00	2.75	2.57	1.73	1.34	1.12	0.68	0.15	0.02	0.02	100

**Elaborado por:** *Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal Intercultural del Cantón el Tambo (GADMICET 2015)*



**Ilustración 1.** *Histograma de la población del Cantón el Tambo por edad proyección al año 2018.*

**Fuente:** *Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC, 2010).*

Pensando en quienes serán la mayoría de habitantes en los próximos años, la municipalidad del cantón ha decidido promover el deporte, como medio sano en nuestra actualidad, mediante organización de campeonatos barriales y estudiantiles, construcción de coliseos, canchas en escuelas y colegios, ubicados en zonas urbanas y rurales.

Debido a la gran aceptación de los habitantes, el municipio dispuso en el año 2008 la construcción del primer estadio municipal, con el objetivo de convertir al cantón “El Tambo” en semillero de futbolistas, provinciales y nacionales, y así construir nuevas alternativas de vida en la población.

Sin embargo, desde su construcción, la obra no ha tenido la gran acogida que se esperaba, debido principalmente a la incomodidad de los espectadores, que actualmente se reúnen a observar el evento de pie, así como su vulnerabilidad ante lluvias frecuentes, y vientos fuertes propios del lugar, esto implica que poco a poco existan menos asistentes en el estadio.

La preocupación del GAD es que este lugar deje de generar el movimiento comercial que al momento posee, y peor aún llegar a la crítica decisión de no usar este centro deportivo y se abandone las actividades en el mismo.



**Ilustración 2.** *Foto actual del Estadio Municipal del Cantón El Tambo.*

**Fuente:** *El Autor.*

El fin de este proyecto es proporcionar a la Municipalidad un diseño adecuado de graderíos y cubierta, que complementen el estadio actual, se cree que dicha construcción favorecerá directamente el desarrollo del Cantón y a sus habitantes.

## **1.2 Objetivos.**

### **1.2.1 General.**

Diseñar la cubierta y graderíos del Estadio Municipal “Gonzalo Montalvo” perteneciente al Cantón El Tambo, con base en planos arquitectónicos.

### **1.1.2 Específicos.**

- Diseñar la estructura de graderíos en hormigón armado, respetando las cargas y solicitaciones que la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015) indique para estos casos.
- Diseñar la cubierta metálica en acero estructural, respetando las cargas y solicitaciones que la (NEC, 2015) indique para estos casos.
- Trazar los planos estructurales totales del proyecto.
- Estimar el costo total de obra.

## **1.3 Justificación.**

El presente proyecto beneficiará de manera general a los pobladores y deportistas del cantón El Tambo, aumentará significativamente el comercio en la zona, producto del aumento de espectadores, que se reunirán cuando se desarrollen eventos deportivos o sociales.

Incrementará directamente el interés al deporte como medio saludable en las personas; escuelas de fútbol, campeonatos inter cantonales, formación de equipos profesionales etc.

Ofrecer a los espectadores mayor comodidad y seguridad para observar a los deportistas, fortaleciendo la comunidad en el cantón.

El incremento significativo de espectadores que se reunirán cuando se suscite algún evento, hará que el comercio informal se vea beneficiado, produciendo así ganancias económicas a los pobladores, contribuyendo directamente el adelanto del Cantón.

El proyecto plasmará mis conocimientos adquiridos en pregrado, tendré la facultad de determinar el diseño más recomendable, cumpliendo con todas las especificaciones técnicas actuales.

#### **1.4 Alcance.**

Es preciso finalizar la construcción del estadio, mi principal aporte y tema de tesis, será entregar al municipio, los planos estructurales y el costo total de lo que será la cubierta metálica, ubicada en los graderíos de la tribuna asignada como “norte”, así como los graderíos que tienen por fin, ofrecer comodidad y una mejor observación a los asistentes.

Los graderíos tanto para las zonas de general, como para tribuna, se diseñarán en hormigón armado de peso normal, material usualmente utilizado en el medio para este tipo de estructuras, el cual tiene ventajas ante otros materiales de construcción, para facilidad de cálculo se diseñará un bloque más pequeño, el cual se asimilara para el resto de la estructura.

La cubierta para la tribuna, se calculará como una estructura en volado, tipo cercha, de acero conformado en frío A36, contarán con tensores los cuales garantizaran la estabilidad de la misma, se apoyarán sobre las columnas, conectados mediante platinas de acero.

No se realizará el estudio de suelos, a menos que la entidad solicitante lo requiera, esto debido al costo excesivo que demanda, por lo que se omite el diseño de la cimentación en este proyecto.

Los métodos se basarán en la bibliografía recopilada a lo largo de toda la carrera universitaria; útiles en el cálculo de los elementos estructurales, así como de las normativas nacionales y/o extranjeras (de ser necesario), las cuales darán una visión general del comportamiento de la estructura.

## Capítulo 2.- Marco Teórico.

### 2.1 Marco Referencial.

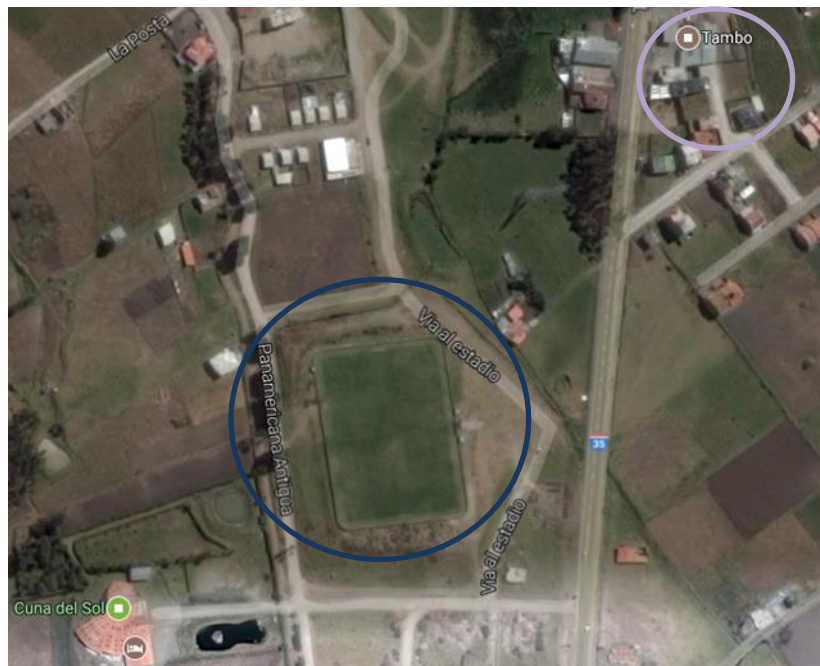
Este capítulo muestra un análisis de todos aquellos aspectos físicos, ambientales que existe en el Cantón y la influencia que ellos tendrán en el proyecto.

#### 2.1.1 Contexto regional.

##### 2.1.1.1 Área de intervención.

El anteproyecto irá emplazado en el cantón el Tambo - Provincia del Cañar - Ecuador, en el actual estadio municipal “Gonzalo Montalvo”, ubicado entre la “panamericana antigua” y la “carretera panamericana” a pocos metros de la plaza de ganado.

Geográficamente se sitúa al suroeste del cantón, coordenadas: 9721274m. Sur, 730334m. Este y altitud: 2930 msnm.



**Ilustración 3.** Foto Satelital del actual estadio Municipal del Cantón el Tambo. “Área de Intervención.”

**Fuente:** Captura Google Earth.

### **2.1.1.2 El Tambo.**

“Es un cantón agrícola que debe su nombre al vocablo quichua Tampu que significa lugar de Descanso o Posada” (Provincial, 2016, parr. 1)

De acuerdo con la página web del (Gobierno Provincial del Cañar, 2016). “Fue creada como parroquia eclesiástica el 05 de Junio de 1835 con el nombre de “San José de el Tambo” como parte de Hatum- Cañar, y fue cantonizado el 24 de Enero de 1991.” (parr. 2)



**Ilustración 4.** *Iglesia San Juan Bautista del Tambo.*

**Fuente:** *El Autor.*

### **2.1.2 Datos Geográficos.**

#### **2.1.2.1 Ubicación.**

Ubicada en la parte norte de la provincia del Cañar, Zona 6 del Ecuador.

Según el (DPGT-GADMICET, 2015 p. 15) “El cantón posee una superficie total de 6583.64 hectáreas, que corresponde al 1.62% del total de la extensión territorial de la Provincia del Cañar distribuidas en: una cabecera cantonal y 13 comunidades.”



**Ilustración 5.** Mapa Político de la Provincia del Cañar.

Fuente: [https://es.wikipedia.org/wiki/Provincia\\_de\\_Cañar](https://es.wikipedia.org/wiki/Provincia_de_Cañar).

### 2.1.2.2 Rango Altitudinal.

De acuerdo al Plan de Ordenamiento Territorial, realizado por el gobierno autónomo descentralizado municipal intercultural comunitario del cantón (DPGT-GADMICET, 2015, p. 15), “el Tambo posee una altitud bastante variada desde 2600 hasta 4300 m.s.n.m.”

### 2.1.2.3 Temperatura.

El Tambo se caracteriza por tener un clima variable de frío templado.

El instituto nacional de meteorología e hidrología (INHAMI, 2013) establece que:

Las temperaturas en el cantón fluctúan entre 4 - 60°C en la zona del páramo del cantón, zona que pertenece al Parque Nacional Sangay, en la zona urbana la temperatura fluctúa entre los 8 – 10°C, dicha temperatura está influenciada por la cuenca del río cañar especialmente el Centro Urbano, Chuichun, Molinohuayco, Cachi y Coyoctor, mientras que la temperatura de las comunidades de Jalupata, Absul, Cahuanapamba y Cuchocorral está determinada por la cercanía al área de paramo de cantón (p. 34)

La Tabla 2 muestra las temperaturas promedio, que se presentan en el cantón cada mes del año.

**Tabla 2.** *Temperatura Promedio Mensual del Cantón El Tambo.*

MESES	TEMPERATURA (°C)	
	MIN	MAX
ENERO	6.5	16
FEBRERO	7.5	15.6
MARZO	5.7	16
ABRIL	7.5	15.7
MAYO	7.5	16.3
JUNIO	7.2	16.6
JULIO	7.3	15.1
AGOSTO	7.2	16.5
SEPTIEMBRE	7.5	15.6
OCTUBRE	6.2	16.7
NOVIEMBRE	6.3	16.8
DICIEMBRE	6.9	16.5
PROMEDIO ANUAL	6.9	16.1

**Fuente:** *INHAMI 2013*

#### **2.1.2.4 Precipitación.**

En base a la información recabada del Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INHAMI, 2013).

El cantón el Tambo recibe pluviosidad media entre 500 a 1200mm por año. Presentándose así 401 a 600 mm. Existen dos periodos marcados de lluvia, el primero se da entre mediados de Enero y Abril y la segunda entre Octubre y Diciembre *véase* Tabla 3 (p. 50)

**Tabla 3. Precipitación mensual.**

PRECIPITACIÓN PROMEDIO MENSUAL CANTÓN EL TAMBO (mm.)	
ENERO	43.4
FEBRERO	99
MARZO	37.4
ABRIL	122.1
MAYO	47.6
JUNIO	32.8
JULIO	50.9
AGOSTO	12.3
SEPTIEMBRE	44.6
OCTUBRE	33.4
NOVIEMBRE	62.1
DICIEMBRE	57.5
TOTAL:	643.1

Fuente: INAMHI2013

Elaborado por: DPGT- GADMICET2015

#### 2.1.2.5 Relieve.

“Topográficamente es una zona caracterizada por relieves montañosos y confinados, con pendientes que van de moderadas a fuertes, superiores al 20% y hasta el 70% en las vertientes”.(DPGT-GADMICET, 2015)

#### 2.1.2.6 Viento.

La (INHAMI, 2013) nos indica que “las mayores velocidades se registran en los meses de verano, Junio, Julio, Agosto y Septiembre.”

En la Tabla 4 se detallan las velocidades máximas y mínimas que se presentan en el cantón.

**Tabla 4.** *Velocidad Media del Viento, Promedio Mensual Cantón el Tambo.*

MESES	VELOCIDAD MEDIA (km/h)
ENERO	4.4
FEBRERO	3.9
MARZO	4.7
ABRIL	4.4
MAYO	7.5
JUNIO	7.5
JULIO	9.1
AGOSTO	11.4
SEPTIEMBRE	10.1
OCTUBRE	4.7
NOVIEMBRE	4.2
DICIEMBRE	4.8
PROMEDIO	6.39

Fuente: INAMHI2013

### 2.1.3 Diagnostico Económico.

Comprende el análisis de las principales actividades económicas del territorio y las relaciones entre los factores productivos que permiten el desarrollo de la economía.

#### 2.1.5.1 Trabajo y Empleo.

Según la información reportada por (INEC, 2010) “La población en edad de trabajar es de 7437 habitantes, de esta población, la población económicamente activa es de 3378 es decir el 45.42 % de la PET habitantes de los cuales 1967 corresponde a hombres es decir el 58.23% del total de la PEA y 1411 corresponde a mujeres es decir el 41.77% del total de la PEA.”

El 36,31% del total de la PEA se dedica actividades agrícolas y ganaderas especialmente en el área rural del cantón con un total de 914 habitantes que se dedican a esta actividad, siendo la más importante dentro del territorio cantonal, como otra actividad de relevancia esta la construcción con un porcentaje de 10.11% con 179 habitantes en el área urbana mientras que, en la zona rural son 164 habitantes que se dedican a esta actividad.

Siguiéndole, está la actividad de comercio al por mayor y menor con un porcentaje de 9.67% con 190 habitantes dentro del área urbana, y en la zona rural un total de 72 habitantes, la siguiente movimiento más relevante es la de transporte y almacenamiento con un porcentaje de 7.63% de este porcentaje 190 personas se dedican a esta actividad en la zona urbana y 69 personas en la zona rural (p. 56)

Según el último censo (INEC, 2010)

El 58.18% del total de la población económicamente activa del cantón corresponden a los hombres y el 41.82% a las mujeres. (p. 58).

#### **2.1.4 Conclusiones.**

- La población en el cantón el Tambo presenta un aumento significativo en los últimos años, siendo la niñez y juventud predominante.
- Es extraordinario el desarrollo del comercio en el lugar, al mismo tiempo es necesario tratar de eliminar la tasa de desempleo que afecta a ciertos habitantes.
- Las condiciones climatológicas son variadas en la zona, la presencia de fuertes lluvias combinado con granizadas afanosas, hace que se puedan presentar problemas en estructuras de gran altura.
- Los accesos factibles al anteproyecto hacen que se reduzca significativamente el acareo de materiales que se van a utilizar en la construcción de realizarse.

## 2.2 Marco Conceptual.

A continuación se presentan conceptos fundamentales, necesarios para el cálculo y diseño del proyecto, tema del presente trabajo de titulación, basados principalmente en, la real academia de la lengua española, libros dedicados al tema y manuales técnicos. Además de ciertas recomendaciones y normativas nacionales obligatorias.

### 2.2.1 Estadio.

Según la (Real Academia Española, 2018):

“Un estadio es una construcción cerrada con graderíos para los espectadores, destinado a competiciones deportivas.” (parr.1)

Los estadios han influido de manera muy importante en la economía de una región o país, albergando toda clase de eventos deportivos.

“Consiste en un campo de grandes dimensiones rodeado por una estructura diseñada para que los espectadores puedan estar de pie o sentados viendo el acontecimiento.” (Universidad Francisco Marroquín, 2017)

### 2.2.2 Graderíos de un Estadio.

“Elementos usados para descanso de observadores o para la circulación vertical de personas, compuesto por una serie de escalones que permiten subir o bajar de un nivel a otro.” (Real Academia Española, 2018 parr. 1)

#### 2.2.2.1 Partes constituyentes de los Graderíos.

**Huella:** “Plano horizontal de un escalón, que permite apoyar el pie para subir o bajar de un nivel a otro.” (Real Academia Española, 2018 parr. 1)

**Contrahuella:** “Plano Vertical de un escalón, que indica la altura de un escalón.” (Real Academia Española, 2018 parr. 1)

**Descansos, mesetas:** “Los elementos horizontales en que termina cada tramo.” (Real Academia Española, 2018 parr. 1)

**Columnas:** “Las columnas de hormigón armado, son las estructuras verticales que se encargan de transmitir esfuerzos y cargas de una edificación hacia la tierra” (Real Academia Española, 2018 parr. 1)

(Jack C McCormac, 2013) menciona en su libro que:

Las columnas de concreto pueden clasificarse en las tres categorías:

**Pedestales o bloques cortos a compresión.-** Si la altura de un miembro vertical a compresión es menor que tres veces su dimensión lateral más pequeña. El ACI<sup>1</sup> (2.2 y 10.14) establece que, un pedestal puede diseñarse con concreto simple o sin refuerzo (p. 257)

**Columnas cortas de concreto reforzado.-** Si una columna de concreto reforzado falla debido a la falla inicial del material, se clasifica como columna corta. La carga que puede soportar está regida por las dimensiones de su sección transversal y por la resistencia de los materiales de que está construida. Una columna corta es un miembro más bien robusto con poca flexibilidad. (p. 257)

**Columnas largas o esbeltas de concreto reforzado.-** A medida que las columnas se hacen más esbeltas, las deformaciones por flexión también aumentarán, así como los momentos secundarios resultantes. Si estos momentos son de tal magnitud que reducen significativamente la capacidad de carga axial de la columna, ésta se denomina larga o esbelta. (p. 257)

**Viga de hormigón armado:** “Es un elemento estructural lineal que trabaja principalmente a flexión, el esfuerzo de flexión provoca tensiones de tracción y compresión provocándose la máximas en el cordón inferior y en el cordón superior respectivamente.” (Real Academia Española, 2018 parr. 1)

---

<sup>1</sup> American Concrete Institute.

**Vigas de Amarre.-** “Una viga de Amarre es un elemento de construcción utilizado para evitar que dos elementos estén separados”(Parro.com, 2012 parr. 2).

**Vigas T.-** “Se presentan generalmente en las losas que se cuelan monolíticamente con las vigas, tomando las nervaduras como el alma de la viga y el concreto a compresión como el patín.” (Parro.com, 2012 parr. 3).

**Pórticos:** “Armadura estructural la que todas las columnas y vigas están unidas rígidamente, sin juntas articuladas y cualquier carga aplicada produce momentos y esfuerzos cortantes.” (Parro.com, 2012 parr. 5).

**Cabezal:** “Elemento auxiliar de Hormigón Armado utilizado para la conexión entre un elemento de acero estructural y uno de hormigón armado.” (Parro.com, 2012 parr. 8).

**Ménsula:** “Las ménsulas son voladizos cortos que tienden a actuar como cerchas simples o vigas de gran altura más que como miembros a flexión.” (Parro.com, 2012 parr. 10).

El código (ACI318SUS-14, 2014) menciona que:

Las ménsulas o cartelas fallan por cortante a lo largo de la interfaz entre esta y la columna, por fluencia del estribo en tracción, por aplastamiento o hendimiento del puntal de compresión, o debido a una falla de aplastamiento localizada o de cortante bajo la platina de carga. (p. 227)

### 2.2.2.2 Materiales utilizados en la Construcción de Graderíos.

En el medio existen diversos materiales con lo que se puede construir graderíos de un estadio (madera, acero, mixto) sin embargo, para estructuras grandes, el diseño de los mismos necesitarán un análisis más profundo debido a las desventajas que poseen

La Tabla 8 presenta algunas ventajas y desventajas de los materiales comúnmente usados en la construcción de graderíos.

**Tabla 5.** *Ventajas y Desventajas de diferentes materiales de Construcción.*

<b>Hormigón Armado</b>	
Ventajas	Desventajas
Posee durabilidad	Excesivo peso y volumen
Diversas dimensiones	Poca resistencia a tracción
Alta resistencia al fuego	Requiere un permanente control de calidad
Resistente a la compresión, flexión, corte y tracción	
Poco mantenimiento	
<b>Acero</b>	
Ventajas	Desventajas
Alta resistencia	Corrosión
Uniformidad	Costo de la protección contra el fuego
Elasticidad	Susceptibilidad al pandeo
Durabilidad	Fatiga
Ductilidad	Fractura frágil
Tenacidad	Mantenimiento
Montaje y Desmontaje	
<b>Madera</b>	
Ventajas	Desventajas
Producto Natural	Variabilidad
Renovable	Vulnerabilidad
Excelente aislante	Combustible
Fácil de Trabajar	Dimensiones limitadas
Durabilidad	
Versatilidad de Uso	
Reutilizable	
Propiedades físico Mecánicas	
Textura	

**Fuente:** *Recopilación: Estructuras Acero McCormac y Diseño Estructural Meli Piralla*

En el libro “Diseño Estructural” de (Piralla, 2002), menciona que: “Las características que hacen que un material sea adecuado para cumplir funciones estructurales se relaciona con sus propiedades mecánicas y con su costo principalmente.” (p. 268)

Aunque en si la madera posee numerosas ventajas, el hecho de ser combustible le quita seguridad a este tipo de estructuras. (p. 269)

El acero tiene mejores propiedades de resistencia, rigidez y ductilidad, su eficiencia estructural es alta, sin embargo, hay que tomar en cuenta que a medida que incrementa la resistencia del acero, se reduce su ductilidad por lo que se vuelven más críticos los problemas de pandeo local. (p. 270)

La posibilidad de ser atacado por la corrosión, hace que el acero requiera protección adicional y cierto mantenimiento en condiciones ambientales severas. El costo y los problemas que se originan por estos aspectos son suficientemente importantes para que se incline la balanza hacia el uso de concreto reforzado. (p. 270)

El concreto reforzado aprovecha en forma muy eficiente las características de buena resistencia a compresión, durabilidad, resistencia al fuego y moldeabilidad del hormigón, y la alta resistencia en tensión y ductilidad del acero, juntos forman un elemento notablemente dúctil y resistente. (p. 271)

### **2.2.3 Cubierta metálica.**

“Se define a cubiertas metálicas o estructuras metálicas a una combinación de piezas o partes estructurales destinada a la transmisión de fuerzas estáticas, entendiéndose por fuerzas estáticas a las fuerzas que se suponen están en equilibrio y por lo tanto en reposo.” (Real Academia Española, 2018 parr. 1)

#### **2.2.3.1 Partes constituyentes de una Cubierta Metálica.**

William T. Segui menciona en su libro “Diseño de Estructuras de Acero con LRFD” conceptos básicos sobre armaduras en acero

**Cercha o Armaduras:** Es una composición de barras rectas unidas entre sí en sus extremos para constituir una armazón rígida de forma triangular, capaz de soportar cargas en su plano, particularmente aplicadas sobre las uniones denominada nodos, en consecuencia , todos los elementos se encuentra trabajando a tracción o compresión sin la presencia de flexión y corte. (p. 270)

(William T.Segui, 2002) indica existen 2 métodos de solución:

**Método de Nudos:** Consiste en los planteamientos de equilibrio mecánico de cada uno de los nodos de la armadura (p. 275).

**Método de Secciones:** En este método se divide la armadura en partes de modo que la línea de separación corte las barras y aplicando el principio de fragmentación se sustituye una de las dos partes por la fuerza de reacción vincular, en este caso fuerzas a lo largo de los miembros de la armadura (p. 276).

**Perfiles Estructurales:** “Son piezas de acero laminado en frio o en caliente cuya sección transversal puede ser en forma de I, H, T, G, Canal o ángulo.” (Real Academia Española, 2018, parr. 1)

**Unión de cerchas:** “Es la unión de las cuerdas inferior y las superiores que dan lugar a los asientos para el apoyo”.(William T.Segui, 2002, p. 276)

**Correas:** “ Son travesaños de acero laminado en frio o en caliente que sirven de soporte para el tipo de cubierta, generalmente se usan perfiles tipo G.” (Real Academia Española, 2018, parr. 1)

**Tensores:** “Los tensores o tirantes se colocan para proporcionar apoyos lateral a las correas y para mantenerlas alineadas durante el montaje de la estructura, pueden ser tipo Angulo, varillas corrugadas o varillas lisas y pueden colocarse soldando o con tuerca.” (William T.Segui, 2002 p. 278)

**Apoyos de Tacón:** “Sirven para da estabilidad a la correa, por lo general se usan ángulos del mismo espesor de la correa.” (William T.Segui, 2002, p. 280)

### 2.2.3.2 Materiales utilizados en la Construcción de Cubiertas.

Generalmente este tipo de estructuras se construyen con acero laminado en frío.

“Los perfiles de acero son livianos, y el sistema de cerchas o celosías hace factible cubrir grandes luces, es dúctil, desmontable, y su construcción es rápida.” (Piralla, 2002 p. 270)

### 2.2.4 Cargas Presentes en la Estructura.

La Tabla 9 nos detalla todas las cargas que estarán presentes en nuestro proyecto, dichas cargas se consideran en el diseño de todos los elementos estructurales, que conformarán la estructura.

**Tabla 6.** *Definición de Cargas presentes en la Estructura.*

Carga de Vientos.-Es una carga difícil de determinar, depende de la velocidad, ubicación geográfica, altura y forma de la construcción.
Carga de Granizo.- Propias de la zona de estudio, Región Sierra del Ecuador
Carga Sísmica.- Son vibraciones simultaneas en forma vertical y horizontal (más intensas),
Cargas Permanentes o Muertas.- Están constituidas por las masas de todos los elementos fijos de la construcción como partes estructurales, muros, tabiques, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, de acondicionamiento, todo artefacto integrado permanentemente a la estructura.
Cargas Vivas.- Las sobrecargas de uso dependen de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por la masa de las personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, etc.

*Fuente: (NEC-SE-CG, 2015)*

## Capítulo 3.- Bases y Criterios

### 3.1 Normas utilizadas para el diseño en hormigón armado y acero

#### Estructural.

Las teorías de diseño a última resistencia se rigen en los siguientes reglamentos: La normativa americana para edificaciones de hormigón armado, que es “American Concrete Institute”(ACI 318SUS-14, 2014), la normativa ecuatoriana para estructuras de hormigón armado (NEC-SE-HM, 2015), publicada por el ministerio de desarrollo urbano y vivienda (MIDUVI).

Para la cubierta metálica, se utiliza la normativa AISC (American Institute of Steel Construction), con métodos basados en el diseño elástico (LRFD) y la norma ecuatoriana de acero estructural (NEC-SE-AC, 2015).

Para el pre dimensionamiento de elementos y análisis de cargas, se utilizan recomendaciones establecidas por las normas E030, DIN y la más utilizada, la normativa local (NEC-SE-CG, 2015).

Adicionalmente se solicita que este tipo de Estructuras cumplan con un diseño sísmico, la norma ecuatoriana de diseño sismo resistente (NEC-SE-DS), establece los parámetros necesarios para determinar dichas cargas.

### 3.2 Graderíos.

Los Graderíos se diseñarán en hormigón armado, utilizando el método de última resistencia, de acuerdo con el código ACI-318SUS-14, debido a que:

- Usa un enfoque más racional que otros métodos (ASD).
- Usa una consideración más realista del concepto de seguridad.
- Conduce a diseños más económicos.

“En este método (llamado actualmente diseño por resistencia) las cargas actuantes muertas y vivas se multiplican por ciertos factores de carga y los valores resultantes se llaman cargas factorizadas.” (Jack C McCormac, 2013)

Los miembros se seleccionan entonces de manera que teóricamente no fallen bajo las cargas factorizadas.

### 3.2.1 Requisitos de Resistencia de acuerdo a la NEC-2015

La Norma Ecuatoriana establece solicitaciones mínimas que deben cumplir en la estructura en hormigón armado (NEC-SE-HM, 2015), mencionando las siguientes:

- “Todos los elementos de pórticos o estructuras continuas deben diseñarse para resistir los efectos máximos producidas por las cargas mayoradas (coeficiente de reducción de resistencia  $\Phi$ ) determinadas de acuerdo con la teoría del análisis elástico.” (NEC-SE-HM, 2015, p. 22)
- “El diseño sísmico, se hará de acuerdo con la norma NEC-SE-DS<sup>2</sup>” (p. 23)
- “El hormigón trabaja a Compresión en condiciones de exposición ambiental, los requisitos mínimos que establece la norma para este son, que su resistencia mínima sea de 210 kg/cm<sup>2</sup> y la máxima de 350 kg/cm<sup>2</sup>” (NEC-SE-HM, 2015, p. 24)
- 4) Los factores de reducción de resistencia están definidos por Tabla 7:

**Tabla 7.** Factores de reducción de resistencia

Solicitaciones	Factores de Reducción de Resistencia
Secciones Controladas por tracción	0.90
Tracción Axial	0.90
Secciones Controladas por Compresión	
Elementos con refuerzo transversal en espiral	0.75
Otros elementos reforzados	0.65
Cortante y Torsión	0.75
Aplastamiento	0.65

**Fuente:** Código ACI-318-08 (p. 275)

- “El acero debe ser corrugado, excepto en espirales o acero pretensado, se pueden utilizar conectores para resistir fuerzas de corte, perfiles de acero estructural o fibras dispersas.” (NEC-SE-HM, 2015, p. 27)

<sup>2</sup> NEC2015 Diseño Sísmico, Los elementos estructurales de hormigón armado deben cumplir con las especificaciones de la ACI-318

- “En cuanto a la colocación de acero de refuerzo, el código establece que deben cumplir con el capítulo 6, (Cimbras y encofrados, embebidos y juntas de construcción) y el capítulo 25 (Longitud de desarrollo y empalmes de refuerzo) del ACI-318-14”. (NEC-SE-HM, 2015, p. 28),
- “El refuerzo empleado en la construcción de estructuras de hormigón armado deberán tener un diámetro nominal ( $d_b$ )” de acuerdo con la Tabla 8:

**Tabla 8.** *Diámetros mínimos y máximos en las barras de refuerzo,*

TIPO	Diámetro mínimo de barra, $d_b$	Diámetro máximo de barra, $d_b$
Barras Corrugadas.	8mm	36mm
Alambre de mallas	4mm	10mm
Estribos.	10mm	16mm

*Fuente: NEC-SE-HM, 2015.*

### 3.2.2 Escalera de Tribuna.

#### 3.2.2.1 Columnas.

La norma ecuatoriana (NEC-SE-HM, 2015) establece los requisitos para elementos a flexo-compresión destacando las siguientes:

- Sean parte de sistemas estructurales resistentes a cargas sísmicas (p. 50)
- Soporten fuerzas axiales que excedan  $0.10.f_c.A_g$  en las combinaciones de carga, en que participen cargas sísmicas (p. 50)
- La razón entre la dimensión menor de la sección transversal, y la dimensión en la dirección ortogonal sea mayor que 0.40 (p. 50).
- La dimensión mínima no sea menor a 30cm (p. 50).

### 3.2.2.1.1 Diseño de columnas método (ACI 318SUS-14, 2014).

“Todas la columnas esta sujetas a cierta flexión y fuerzas axiales, por lo que es necesario diseñarlas para que resistan ambas sollicitudes.” (Jack C McCormac, 2013, p. 257)

- Cuando una columna está sometida a una carga axial pura el código ACI, indica que la capacidad que esta puede soportar será igual a:

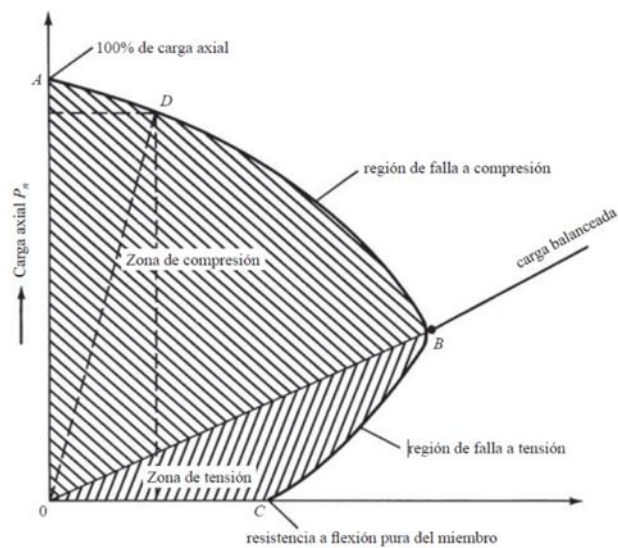
$$\Phi P_n = 0.85f_c (A_g - A_s) + A_s \cdot F_y$$

Donde:

$A_g$ = Área bruta de la sección sometida a compresión.

$A_s$ = Área total de acero longitudinal de refuerzo.

Sin embargo, se sabe que ninguna columna está sometida a una carga axial pura, por lo que el código nos da un método de diseño basado en diagramas de interacción véase *ilustración 6*.



**Ilustración 6.** *Diagrama de Interacción de una Columna*

**Fuente:** (Jack C McCormac, 2013) p. 284

“Este diagrama se traza para una columna donde la carga cambia de ser axial pura a ser de flexión pura, pasando por varias combinaciones de cargas axiales y de momentos hasta una situación de flexión pura.” (Jack C McCormac, 2013, p. 283)

Es necesario establecer en primer lugar, si la columna se comporta como una columna corta o esbelta.

En el caso de ser corta, la columna se diseñara utilizando los diagramas de interacción, conforme con lo que se establece en el código ACI.

En cambio, en el caso de ser columna esbelta, se aplicará el método de amplificación de momentos del código ACI, y se procede al diseño de la misma forma que en columnas cortas.

“El factor de amplificación ( $\delta_s$ ) para marcos no riorstrados se determina mediante la siguiente ecuacion.” (Jack C McCormac, 2013)

$$\delta_s = 1 / [1 - (\sum P_u \div 0.75 \sum P_c)] \quad (\text{Ecuación 10-21, ACI})$$

- Donde:

$\sum P_u$ = La suma de todas las cargas del nivel estudiado.

$\sum P_c$ = La suma de todas las cargas de pandeo de Euler:

$$P_c = \Pi^2 \cdot EI / (k \cdot l_u)^2$$

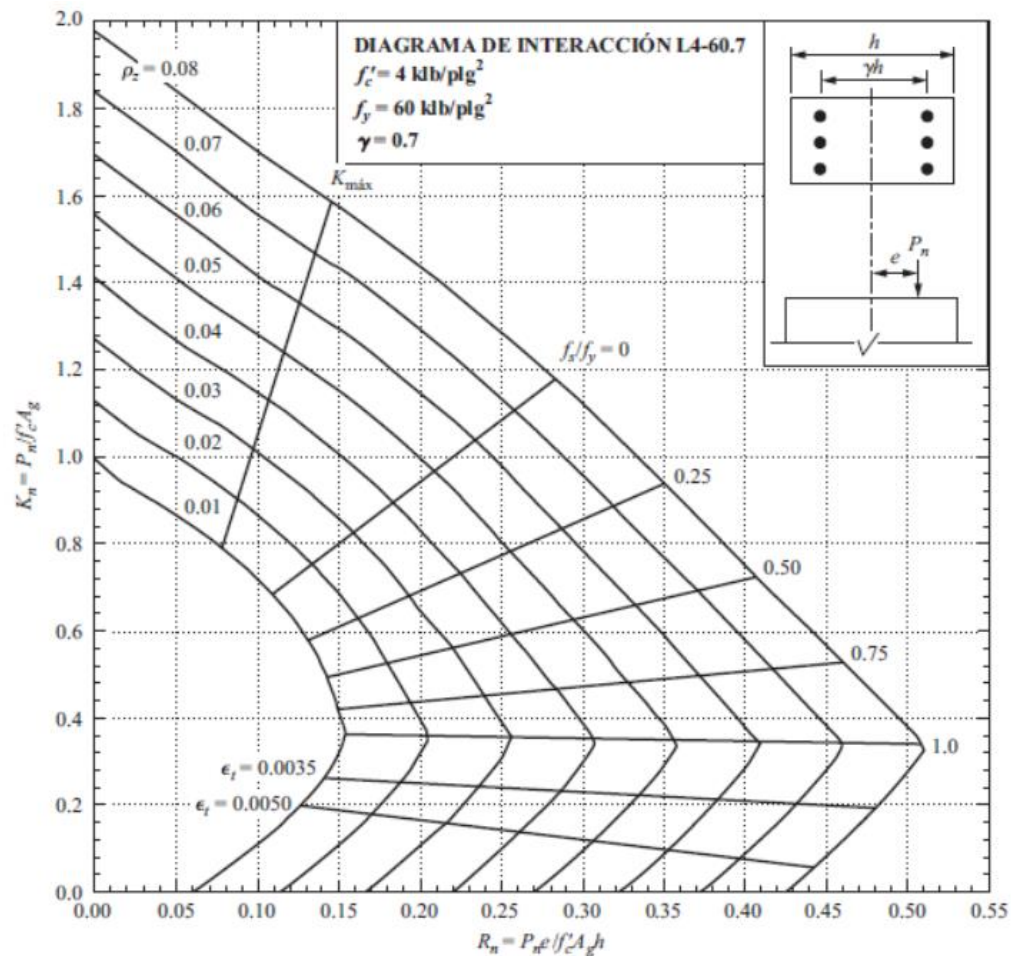
$$EI = 0.4 \cdot E_c \cdot I_g / (1 + \beta_d)$$

$$I_g = \text{Inercia del Elemento: } b_w \cdot H^3 / 12$$

$$E_c = 217370.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_d = \text{carga muerta axial factorizada} \div \text{carga axial total factorizada}$$

En la ilustración 7 se observa un diagrama de interacción propuesto por la ACI, para columnas rectangulares con estribos y varillas de refuerzo solo en las caras externas .



**Ilustración 7.** Diagrama de interacción del ACI para el diseño de columnas

**Fuente:** Gráfica 3, estructuras de hormigón armado (Jack C McCormac, 2013)

Luego de seleccionar la sección y el número de varillas de refuerzo, determinamos el valor de “ $\gamma$ ” el cual nos indica el diagrama de interacción que debemos utilizar.

De acuerdo a esto ubicamos las coordenadas de  $R_n$  y  $K_n$ . La intersección nos indicará el valor adecuado de  $\rho_z$ , que es el porcentaje de acero de refuerzo para nuestra columna.

Finalmente El área de acero de refuerzo necesario para una sección, se determina mediante la ecuación:

$$A_s = \rho_z \cdot b \cdot h = \rho_z \cdot A_g$$

- Donde:

$\rho_z$ = Cuantía de acero

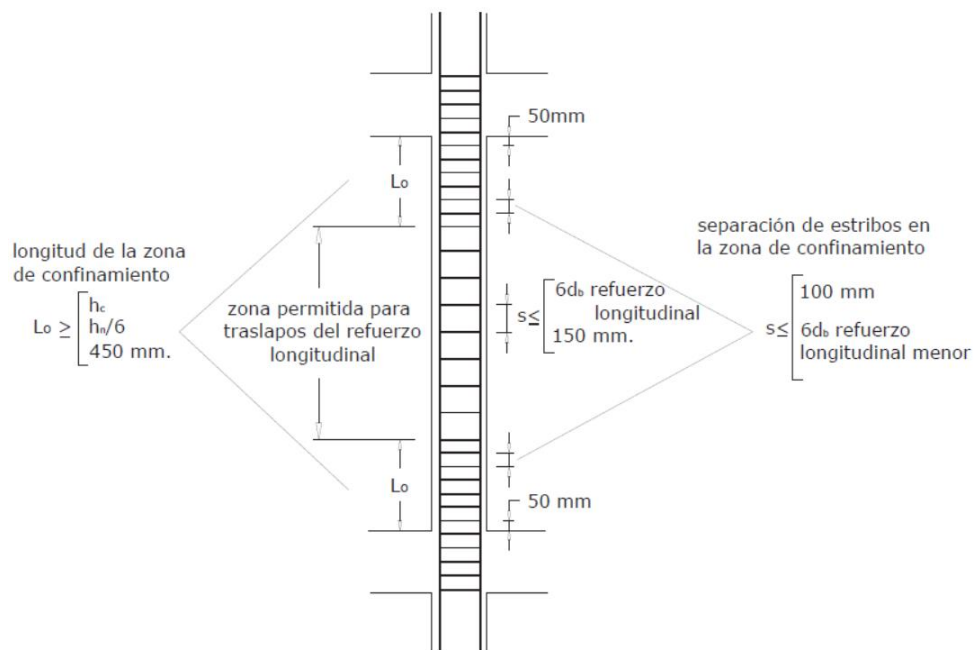
$A_g$ = Área bruta de concreto.

$$1\% A_g \leq A_s \leq 3\% A_g \text{ (ACI 318SUS-14, 2014 p. 359)}$$

### 3.2.2.1.2 Refuerzo transversal:

“Las fuerzas cortantes en columnas interiores en estructuras arriostradas son usualmente bastante pequeñas y normalmente no controlan el diseño.” (Jack C McCormac, 2013, p. 295).

La norma ecuatoriana (NEC-SE-HM, 2015) nos indica los valores máximos de separación de estribos para elementos a flexo compresión.



**Ilustración 8.** Separación de Estribos

**Fuente:** (NEC-SE-HM, 2015) p. 55

$h_c$ : Máxima dimensión de la sección transversal.

$h_n$ : Luz libre del elemento.

### 3.2.2.1.3 Rótulas plásticas.

“Es un dispositivo de amortiguamiento de energía, que permite la rotación de la deformación plástica, en el cálculo sísmico la plasticidad cobra crucial importancia.” (Jack C McCormac, 2013).

La formación de rótulas plásticas en lugares inadecuados produciría un colapso en un sismo por lo que es necesario evitarlas.

Para evitar rótulas plásticas se debe cumplir que:

**Inercia de la columna > Inercia de la viga**

### 3.2.2.2 Vigas.

De acuerdo a la NEC, una viga de hormigón estructural debe basarse en el equilibrio y la compatibilidad de deformaciones, por ello se plantean las siguientes hipótesis:

“Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el hormigón deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.” (NEC-SE-HM, 2015),

“La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del hormigón se supone igual a 0.003.”(p. 42)

“La resistencia a la tracción del hormigón no debe considerarse en los cálculos de elementos de Hormigón reforzado sometidos a flexión y a carga axial” (p. 42)

“Para  $f_c$  entre 170 y 280  $\text{kg/cm}^2$ , el factor  $\beta_1$  se debe tomar como 0.85. Para  $f_c$  superior a 280  $\text{kg/cm}^2$ ,  $\beta_1$  se debe disminuir en forma lineal a razón de 0.05 por cada 70  $\text{kg/cm}^2$  de aumento sobre 280  $\text{kg/cm}^2$ , sin embargo,  $\beta_1$  no debe ser menor de 0.65” (p. 42).

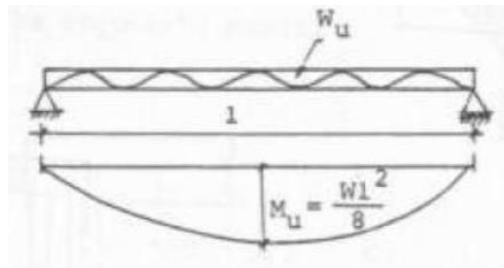
#### 3.2.2.2.1 Diseño de escaleras por flexión:

Se realizará mediante un análisis de la sección, asumiendo una distribución lineal de la deformación unitaria y un bloque de compresión de acuerdo al código ACI-318.

“La resistencia que aporte el refuerzo longitudinal en la zona de compresión será despreciada” (NEC-SE-HM, 2015 p. 44).

“Para el análisis por flexión, la escalera se considera como si fuera una viga con las características de apoyo según sea el caso de que se trata.”(Antonio & Chea, 2014, p. 35)

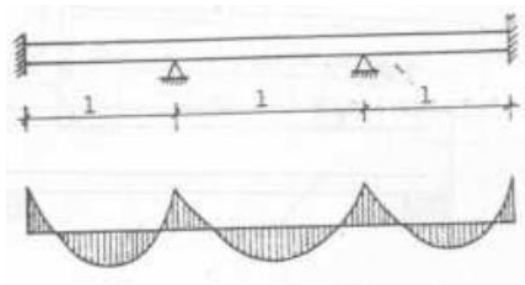
Si es una viga simplemente apoyada, el  $M_u$  será igual a  $1/8 Wl^2$



**Ilustración 9.** Momentos en Vigas de Escalera (viga simplemente apoyada)

**Fuente:** (Análisis y diseño de escaleras, Antonio & Chea, 2014).

Si es una viga hiperestática:



**Ilustración 10.** Momentos en Vigas de Escalera (viga empotrada).

**Fuente:** (Análisis y diseño de escaleras, Antonio & Chea, 2014).

“En este caso el momento de diseño se determina por cualquiera de los tipos de análisis para estructuras, (método de Hardy Cross). y de acuerdo a los momentos encontrar la cantidad de  $A_s$  necesario para cada sección.” (Antonio & Chea, 2014 p. 36)

De acuerdo al libro de Concreto Reforzado (Jack C McCormac, 2013), el cual se basa directamente en la norma ACI318-08 “el acero necesario para una viga de hormigón armado, se determina mediante la ecuación”:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

- Donde:

$\rho$  = porcentaje de acero de tensión

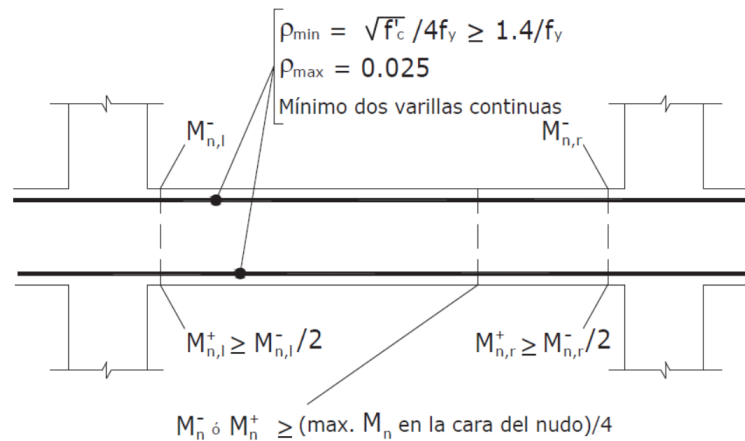
$$\rho = 0.85f_c/f_y [\sqrt{(1-2R_n/0.85f_c)}] \quad (\text{Ecuación 3-3 de la ACI})$$

$$R_n = M_u / (\Phi b d^2)$$

$b$  = base de la sección de la viga.

$d$  = distancia entre el centroide del acero a tensión y la fibra externa a compresión.

En cambio, la norma ecuatoriana indica los valores mínimos de acero a tracción, que deben ir en la sección de una viga (véase *ilustración 11*),



**Ilustración 11.** Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos a flexión.

Fuente: (NEC-SE-HM, 2015) (p. 46)

### 3.2.2.2.2 Diseño de escaleras por corte.

El cortante se analiza a una distancia  $d$  del extremo de la viga, por lo que el “ $V_d$ ” deberá ser menor al admisible por el concreto, de no ser así se procede a colocar estribos de confinamiento, el análisis de estos valores se detallarán a continuación:

El esfuerzo cortante último se determina mediante la ecuación:

$$\tau_u = V_d / (\Phi \cdot b \cdot d) \quad \Phi = 0.75$$

Capacidad que soporta el concreto:

$$\tau_c = 0.53 \sqrt{f_c}$$

Capacidad que debe soportar el acero:

$$\tau_s = \tau_u - \tau_c$$

Separación mínima:

$$S = A_v \cdot F_y / (\tau_s \cdot b)$$

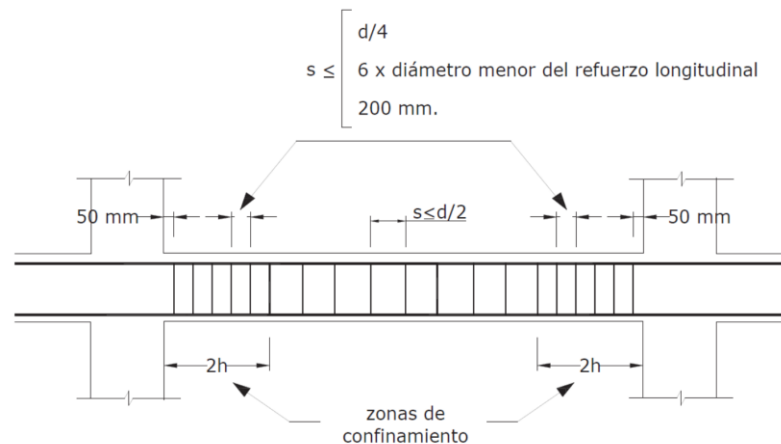
- Donde:

$A_v$ : El área de la varilla seleccionada para estribo en  $\text{cm}^2$

Para todo  $V_d$  se deberá cumplir que

$$\tau_u < \Phi \tau_n$$

Del mismo modo la (NEC-SE-HM, 2015) establece, los valores mínimos de separación (S) entre estribos de una viga, por lo que, el resultado de nuestro cálculo, deberán regirse a los valores expuestos de la ilustración 12.



**Ilustración 12.** Separación de Estribos.

**Fuente:** (NEC-SE-HM, 2015) (p. 49)

### 3.2.2.2.3 Control de deflexiones.

“Para las vigas no pres forzadas que no soporten, ni estén ligadas a particiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes, la altura total de la viga  $h$ , no debe ser menor que los limites dados en la Tabla 9.” (ACI 318SUS-14, 2014 p. 138)

**Tabla 9.** Altura mínima de vigas y losas en una dirección (no preesforzadas).

Condición de apoyo	Altura mínima "h"
Simplemente apoyada	$l/16$
Con un extremo continuo	$l/18.50$
Ambos extremos continuos	$l/21$
En Voladizo	$l/8$

**Fuente:**(ACI 318SUS-14, 2014) p. 138

“Estos valores son aplicables al concreto de peso normal, y  $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ , para otros casos los valores debe modificarse de acuerdo con 9.3.1.1.1 a 9.3.1.1.3 del código” (ACI 318SUS-14, 2014 p. 138)

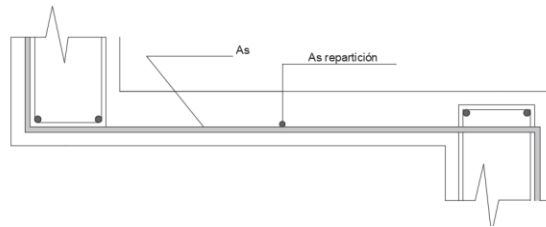
### 3.2.2.3 Huella.

La huella, se prevee diseñar como si fuese una losa unidireccional, debido a que en dimensión, su largo es mucho mayor al doble de su ancho, una característica de las losas unidireccionales.

Con base en la Tesis de (Rosero, 2012) “esta se calcula por metro de ancho, como una viga simplemente apoyada en sus extremos.”

“Para evitar el efecto de vibración se asume un peralte mínimo de 10 cm” (Antonio & Chea, 2014 p. 56)

El armado de la huella se muestra en la ilustración 3.

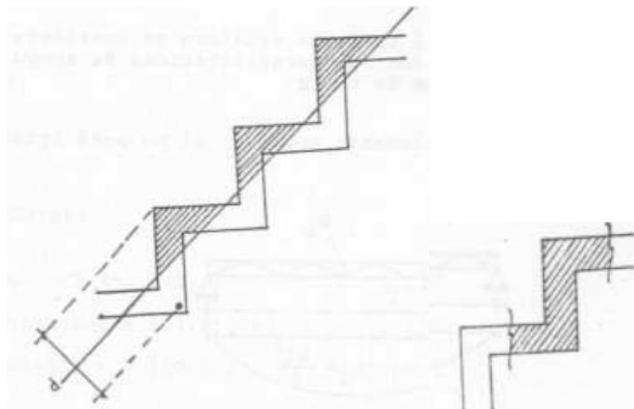


**Ilustración 13.** Armado de la Huella

**Fuente:** Tesis: Diseño de Graderíos (Rosero, 2012)

### 3.2.2.4 Contrahuella.

Para el análisis de la contrahuella se debe considerar la parte superior del eje, pues es la que soporta principalmente los esfuerzos de flexión.

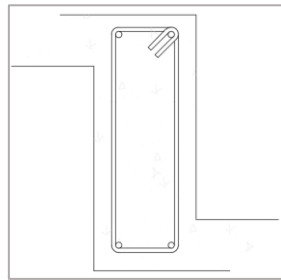


**Ilustración 14.** Análisis de la Contrahuella

“Para un análisis más correcto se puede considerar la sección de un paso como si tratase de una viga T.” (Antonio & Chea, 2014)

“En este caso se debe ver si la viga funciona como viga T o como viga rectangular, en este caso siempre actúa como viga rectangular así que el  $A_s$ , viene dado por la fórmula:  $A_s = M_u / \phi f_y (a - d/2)$ ” (Antonio & Chea, 2014)

Como existen  $M_+$  y  $M_-$  lógicamente deben existir  $A_{s+}$  y  $A_{s-}$  que se colocan como se muestra en la ilustración 15.



**Ilustración 15.** *Detalle de Armado en Contrahuellas.*

Para el cortante se lo analizará a una distancia  $d$  de la cara de la viga, analizando de la misma forma como si fuese una viga.

### **3.2.2.5 Cabezales:**

Se considera como si fuesen ménsulas, las cuales se diseñan para cortante de acuerdo con el código (ACI 318SUS-14, 2014) capítulo 16.5.



Para concreto de peso normal, las dimensiones de las ménsulas deben seleccionarse de manera que  $V_u/\Phi$  no exceda el menor de:

$$a) 0.2f_c \cdot b_w \cdot d$$

$$b) (480 + 0.08f_c) \cdot b_w \cdot d$$

$$c) 1600 \cdot b_w \cdot d$$

La sección en la cara de apoyo debe diseñarse para resistir simultáneamente el cortante mayorado  $V_u$ , la fuerza mayorada de tracción horizontal  $N_{uc}$  y el momento mayorado  $M_u$  dado por:

$$M_u = V_u \cdot a_v + N_{uc} (h - d)$$

En ningún caso  $N_{uc}$  debe considerarse menor que  $0.2V_u$  a menos que se tomen precauciones para evitar que las fuerzas de tracción afecten la ménsula.

El área de refuerzo principal de tracción  $A_{sc}$  debe ser al menos la mayor de:

$$a) A_f + A_n$$

$$b) (2/3) A_{vf} + A_n$$

$$c) 0.04 f_c / f_y (b_w \cdot d)$$

Resistencia nominal a flexión ( $A_f$ ):

Se calcula de acuerdo con las solicitaciones y formulas del ACI318-14 capítulo 22.90.

Resistencia nominal a tracción ( $A_n$ ):

$$N_n = A_n F_y$$

Resistencia nominal a cortante ( $A_{vf}$ ):

La resistencia nominal a cortante proporcionado por  $A_{vf}$  debe calcularse de acuerdo con los requisitos para fricción-cortante del Capítulo 22.9 del código ACI el cual nos indica que:

$$V_n = \mu \cdot A_{vf} \cdot F_y$$

Donde:

$\mu$  = Coeficiente de fricción de acuerdo con la tabla 22.9.4.2 de la ACI.

**Tabla 10. Coeficientes de Fricción**

<b>Estado de la superficie de contacto</b>	<b>Coeficiente de fricción <math>\mu</math></b>
Concreto construido monolíticamente	1.40 $\lambda$
Concreto colocado contra concreto endurecido que está limpio, libre de lechada, e intencionalmente rugoso con una amplitud total de aproximadamente 1/4 de pulg.	1.00 $\lambda$
Concreto colocado contra concreto endurecido que está limpio, libre de lechada, y que no se hizo intencionalmente rugoso	0.60 $\lambda$
Concreto construido contra acero estructural que está tal como fue laminado, sin pintar, y con el cortante transferido a través de la superficie de contacto por medio de pernos con cabeza o por medio de barras o alambres corrugados soldados	0.70 $\lambda$

**Fuente:** ACI-318-14 Tabla 22.9.4.2

$\lambda = 1.0$  para concreto de peso normal,  $\lambda = 0.75$  para concreto totalmente ligero.

El área total de estribos cerrados o estribos paralelos al refuerzo principal de tracción  $A_h$ , debe ser al menos:

$$A_h = 0.5 (A_{sc} - A_n)$$

### 3.3 Cubierta Metálicas.

Una vez calculado las fuerzas axiales P de cada elemento de la cercha, se procede a diseñar los perfiles de acuerdo con la norma AISC-10.

#### 3.3.1 Elementos a Tensión.

El esfuerzo en un miembro axialmente cargado en tensión, está dado por:

$$\Phi P_n = \Phi F_y \cdot A_g \text{ resistencia nominal por fluencia.}$$

$$\Phi P_n = \Phi F_u \cdot A_e \text{ resistencia nominal por rotura.}$$

Donde:

$A_g$ : es el área bruta de la sección.

$A_e$ : es el área neta efectiva de la sección

Siendo:  $A_e = U \cdot A_n$  para conexiones con pernos.

$A_e = U \cdot A_g$  para conexiones soldadas.

- $U=1.0$  para  $l=2w$
- $U=0.87$  para  $1.5w \leq l \leq 2w$
- $U=0.75$  para  $1w \leq l \leq 1.50w$

$l$ = longitud de soldadura  $> w$

$w$ = distancia entre sueldas.

#### 3.3.2 Elementos a Compresión:

Se puede estimar el esfuerzo en un miembro axialmente cargado a compresión, mediante la ecuación:

$$\Phi P_n = \Phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_g \qquad \Phi_c = 0.85$$

Donde:

$F_{cr}$ : Esfuerzo crítico de pandeo.

- Si  $kl/r \leq 4.71 \sqrt{E/F_y}$  o  $(F_y/F_e \leq 2.25)$   $F_{cr} = [0.658 F_y/F_e] \cdot F_y$
- Si  $kl/r > 4.71 \sqrt{E/F_y}$  o  $(F_y/F_e > 2.25)$   $F_{cr} = 0.877 \cdot F_e$

$$F_e = \pi^2 E / (kl/r)^2$$

### Correas:

Las cargas que se aplican en dirección vertical producen flexión con respecto a los dos ejes principales de la sección.

Al estar la correa ligada a la cubierta de lámina, esta le proporciona cierta restricción a la flexión lateral del patín superior. “Es aceptable considerar que esta restricción es suficiente para evitar problemas de pandeo lateral, pero que no contribuye a resistir la flexión en el sentido del eje de menor momento de inercia de la sección, por lo que deberá revisarse por flexión biaxial” (Piralla, 2002 pág. 231).

El esfuerzo admisible viene dado por la expresión:

$$f_{adm.} = 0.60 F_y$$

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Acero A36)}$$

La revisión de los esfuerzos se hace con la fórmula de la escuadría para flexión biaxial.

$$M_y/S_y + M_x/S_x \leq f_{adm.}$$

**Tensores:**

Los Tensores se colocan para proporcionar apoyos laterales a las cerchas, para mantenerlas alineadas durante el proceso de montaje, evitando el fallo por esbeltez, para ello debe cumplir la siguiente condición:

$$(K.L)/R \leq 500$$

$K = 0.8$  (soldados en un extremo y roscado en el otro).

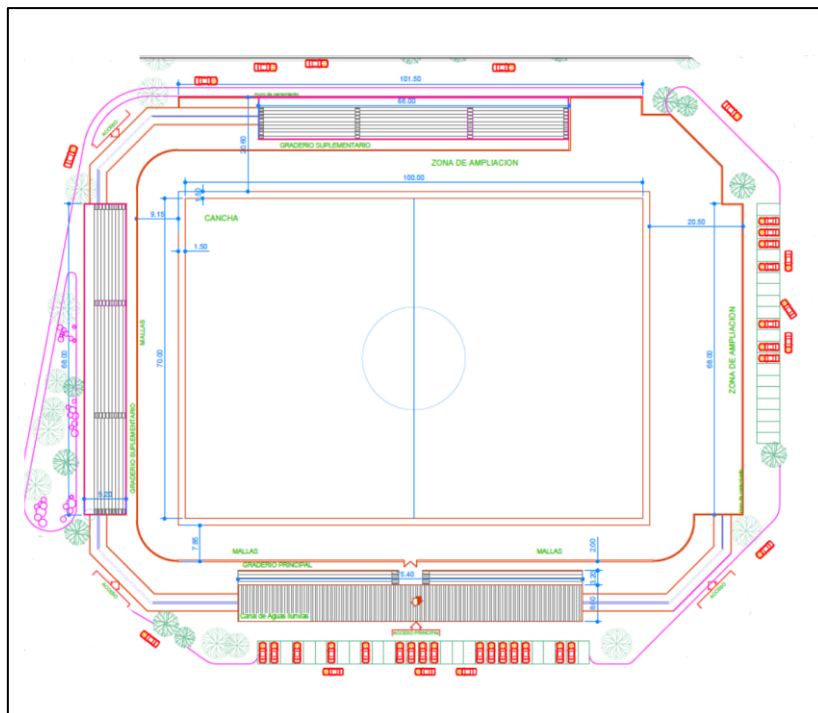
$R = 0.25\phi$ : Radio de Giro.

## Capítulo 4.- Diseño Estructural

### 4.1 Consideraciones Generales.

La estructura está formada por tres graderíos para el público, dos generales, dimensionadas para albergar a 2000 personas (1000 c/gradería), y una tribuna para albergar 1000 personas.

La tribuna está cubierta por una cercha en voladizo, la cual cubre 7.80 metros de luz.



**Ilustración 18.** *Planta Arquitectónica del Proyecto*

**Fuente:** (DPGT-GADMICET, 2015)

**Elaborado por:** Arq. Milton Ávila, Ing. Jorge Bravo.

## 4.2 Cubierta.

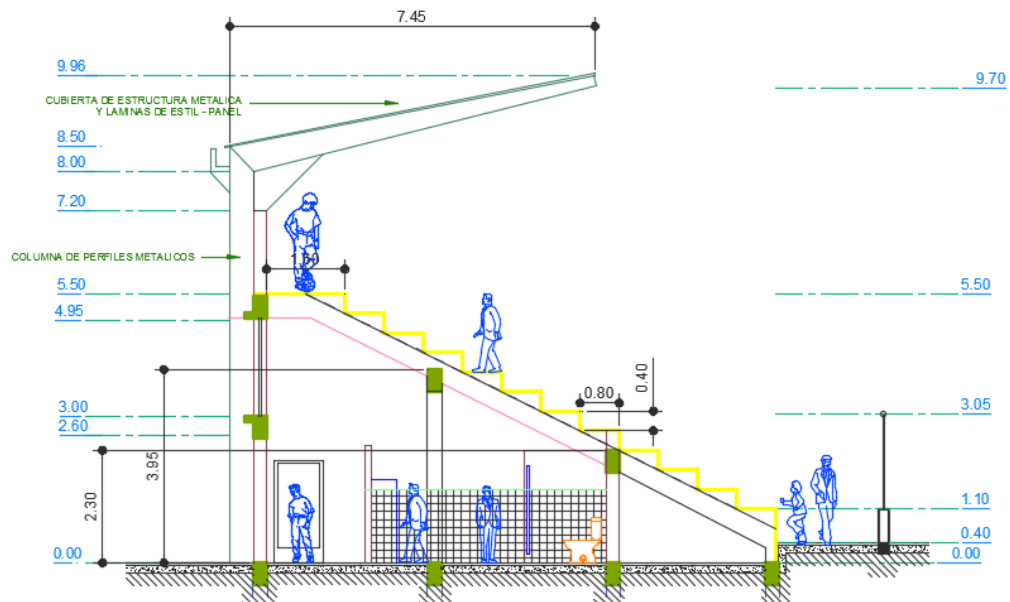
### 4.2.1 Consideraciones para la Cubierta.

#### 4.2.1.1 Descripción Arquitectónica

La cubierta de la tribuna del estadio está diseñada en acero estructural tipo cercha, de 10 metros de altura, véase ilustración 19.

Está apoyada sobre cabezales de hormigón, ubicados en las columnas de los graderíos, cada 4.35 metros.

La Cubierta es tipo Steel Panel de 0.4 mm de espesor, estas descansan sobre correas tipo G, separadas un metro, entre ellas.



**Ilustración 19.** Propuesta Arquitectónica, Elevación Tribuna,

Realizado por: Arq. Milton Ávila, Ing. Jorge Bravo

Ángulo y pendiente de la cubierta:

- Ángulo:  
 $\alpha = \tan^{-1}(1.50\text{m}/7.45\text{m}) = 11^{\circ}23'2''$
- Pendiente:  
 $m = 1.50/7.45 (100\%) = 20\%$

#### **4.2.1.2 Cargas de Diseño.**

Las cargas consideradas en el análisis estructural de la cubierta son:

- Carga muerta.- Debida al peso propio de la estructura, de correas, de la cubierta metálica, etc.
- Carga viva.- Se considera la carga de personal de mantenimiento y montaje de la estructura.
- Cargas ambientales.- Se considera la carga producida por el viento, granizo y/o sismo.

##### **4.2.1.2.1 Carga Muerta.**

- Peso propio de la estructura: Cálculo automático.
- Peso propio de correas: Varían dependiendo del perfil del elemento.
- Peso propio de la cubierta metálica: Con base en catálogos, para el tipo Steel Panel de 0.4 mm de espesor. ( $P = 3.60 \text{ Kg/m}^2$ ).
- Peso de Tensores, Accesorios, Instalaciones: ( $P = 5.0 \text{ Kg/m}^2$ ).

##### **4.2.1.2.2 Carga Viva.**

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC15:  $L = 70 \text{ Kg/m}^2$ .

Nota: De acuerdo a la (NEC-SE-CG, 2015) “En la región andina y sus estribaciones, sobre la cota de 1000 msnm, no se permite la reducción de carga viva en cubiertas para prevenir caídas de granizo o ceniza.” (p. 13)

#### **4.2.1.2.3 Cargas Ambientales.**

- Carga de Viento (W): Se diseña para la velocidad de viento más desfavorable; ( $V=100$  Km/h), y se analiza con base a la Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- Carga de Granizo (S): Se estima un valor de  $50$  Kg/m<sup>2</sup> para regiones de la sierra ecuatoriana. (NEC-SE-CG, 2015).
- Carga de Sismo (E): Considera necesario un incremento del 10% de la carga muerta total de la estructura.

#### **4.2.1.3 Materiales.**

##### **Materiales Estructurales a utilizar.**

- Acero laminado en frío A36 (Norma ASTM),  $F_y=2530$  kg/cm<sup>2</sup>

#### **4.2.1.4 Reglamentos Utilizados.**

- Deutsches Institut für Normung, Instituto Alemán de Normalización (DIN).
- Specification for Structural Steel Building (AISC).
- Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC2015): Cargas no Sísmicas.

#### **4.2.2 Predimensionamiento de Elementos Estructurales.**

A continuación se indicaran los criterios y recomendaciones prácticas para el dimensionamiento de los elementos estructurales.

##### **4.2.2.1 Predimensionamiento de Correas.**

Basado en tablas de fabricantes de perfilierías, para determinar el peralte se recomienda usar la siguiente expresión:

- $h = L_c/30$   
 $h = 435/30 = 145$ mm.

Por lo tanto se asume una correa tipo G150x50x15x3 mm.

### 4.2.3 Cuantificación de Cargas.

Para el cálculo de la estructura, todas las cargas se analizan por metro lineal.

#### 4.2.3.1 Cuantificación de Cargas para Correas.

##### 4.2.3.1.1 Carga Muerta (no proyectada).

El peso para un perfil G 150x50x15x3 según el catálogo de perfilerías es: 6.13 kg/ml.

Estimamos los pesos por superficie cuadrada:

- Peso propio de la correa:  
 $PPc = (Pc) (\#Correas) \div Luz$   
 $PPc = (6.13) (9) \div 7.80 = 7.07 \text{ kg/m}^2$
- Peso de las planchas de acero AR2000= 3.60 kg/m<sup>2</sup>
- Peso Propio de tensores, accesorios, instalaciones= 5 Kg/m<sup>2</sup>

Carga Muerta (no proyectada):  $CM = 15.67 \text{ Kg/m}^2$

Carga Muerta (no proyectada):  $CM = (15.67 \text{ Kg/m}^2) (4.35 \times 1.0) \div 4.35$

$$D = 15.67 \text{ Kg/ml.}$$

##### 4.2.3.1.2 Carga Viva (no proyectada CVp).

Carga Viva (no proyectada):  $CVnp = 70 \times \text{Cos } \alpha = 68.62 \text{ Kg/m}^2$

$CVnp = (68.62 \text{ Kg/m}^2) (4.35 \times 1.0) \div 4.35$

$$L = 68.62 \text{ Kg/ml.}$$

##### 4.2.3.1.3 Carga de Viento (NEC-SE-CG, 2015)

La norma ecuatoriana de la construcción establece que: la velocidad máxima del viento se multiplicará por un coeficiente de corrección  $\bar{\sigma}$  que depende de la altura y las características topográficas y/o de edificación del entorno, de acuerdo con la Tabla 14.

**Tabla 11.** *Coficiente de corrección  $\bar{\sigma}$* 

Altura (m)	Sin obstrucción (Categoría A)	Obstrucción baja (Categoría B)	Zona edificada (Categoría C)
5	0.91	0.86	0.80
10	1.00	0.90	0.80
20	1.06	0.97	0.88
40	1.14	1.03	0.96
80	1.21	1.14	1.06
150	1.28	1.22	1.15

**Fuente:** *Tabla 5. de la (NEC-SE-CG, 2015)*

- Categoría A (sin obstrucción): edificios frente al mar, zonas rurales o espacios abiertos sin obstáculos topográficos.
- • Categoría B (obstrucción baja): edificios en zonas suburbanas con edificación de baja altura, promedio hasta 10m.
- • Categoría C (zona edificada): zonas urbanas con edificios de altura.

Si:  $V_{\text{viento}} = 100 \text{ km/h} = 27.78 \text{ m/s}$

Se considera una estructura sin obstrucción (Categoría B), a una altura máxima de 10 metros, la Tabla 14 nos indica que:

$$\bar{\sigma} = 1.0$$

Por lo tanto  $V_b = 1.0 (27.78) = 27.78 \text{ m/s}$ .

La presión de cálculo P se determina mediante la siguiente expresión:

$$P = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot Vb^2 \cdot C_e \cdot C_f$$

- Donde:

P= Presión de cálculo expresada en Pa (N/m<sup>2</sup>)

ρ= Densidad del aire expresada en kg/m<sup>3</sup> (En general, se puede adoptar 1.25 kg/m<sup>3</sup>)

C<sub>e</sub>= Coeficiente de entorno/altura (véase. Tabla15).

C<sub>f</sub>= Coeficiente de forma (véase. Tabla16).

Coeficiente de entorno altura:

**Tabla 12.** *Coeficiente de entorno/altura*

ENTORNO DEL EDIFICIO	Altura del elemento sobre el nivel del suelo exterior (m)					
	3	5	10	20	30	50
Centro de grandes ciudades.	1.63	1.63	1.63	1.63	1.68	2.15
Zonas urbanas.	1.63	1.63	1.63	1.96	2.32	2.82
Zonas rurales.	1.63	1.63	<b>1.89</b>	2.42	2.75	3.20
Terreno abierto sin obstáculos.	1.63	1.93	2.35	2.81	3.09	3.47

*Fuente: (NEC-SE-CG, 2015)*

$$C_e = 1.89$$

Coeficiente de forma:

**Tabla 13.** *Determinación del factor de forma.*

Construcción	Barlovento	Sotavento
Superficies verticales de edificios	+0.8	
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido del viento	+1.5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0.7	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección cuadrada o rectangular	+2.0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda los 45°	+0.8	-0.5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0.3 a 0	-0.6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0.3 a +0.7	-0.6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0.8	-0.6

*Fuente: Tabla 6. (NEC-SE-CG, 2015)*

Para superficies inclinadas entre 15° y 60°

$C_f = 0.70$  Barlovento

$C_f = -0.6$  Sotavento

Los resultados de la presión de viento se detallan a continuación:

ALTURA (m)	$\sigma$	Vb (Km/h)	Vb (m/s)	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	Cf	Ce	P (N/m <sup>2</sup> )	P (Kg/m <sup>2</sup> )	TIPO DE VIENTO
10	1.0	100	27.78	1.25	0.70	1.89	638.02	65.08	BARLOVENTO
10	1.0	100	27.78	1.25	-0.6	1.89	-546.08	-55.78	SOTAVENTO

Considerando únicamente la presión que ejerce el viento sobre la cubierta, tenemos que:

$$W = (65.08 \text{ Kg/m}^2) (4.35 \times 1.0) \div 4.35$$

$$W = 65.08 \text{ kg/ml.}$$

#### 4.2.3.1.4 Carga de Granizo (NEC-SE-CG, 2015)

Para regiones del país con más de 1500 msnm, la carga de granizo, se determina mediante la siguiente formulación:

$$S = \rho_s \cdot H_s$$

- Donde:

$\rho_s$  = Peso específico del granizo (en defecto: 100 kg/m<sup>3</sup>)

$H_s$  = Altura de acumulación (m)

Se considera para nuestro diseño, una altura de acumulación de 5 cm.

$$\therefore S = 0.5 \times 1000$$

$$S = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$S = (50 \text{ Kg/m}^2) (4.35 \times 1.0) \div 4.35$$

$$S = 50 \text{ kg/ml.}$$

#### 4.2.3.2 Cuantificación de Cargas de la Estructura

##### 4.2.3.2.1 Carga Muerta:

Peso Propio de la Estructura (Normas DIN):

- $W_{se} = K \cdot a \cdot \left(\frac{b+1}{b}\right)$   $k = 0.9$  Para armadura ligera de luz menor a 10 m.

$$W_{se} = (0.90) (7.80) [(4.35+1) \div 4.35]$$

$$W_{se} = 8.63 \text{ kg/m}^2$$

- Peso de las planchas de acero AR2000= 3.60 kg/m<sup>2</sup>
- Peso propio de tensores, accesorios, instalaciones= 5.0 Kg/m<sup>2</sup>.

$$\text{Carga muerta total } D = W_{se} + P_{\text{planchas}} + P_{\text{tensores}} + P_{\text{correas.}}$$

$$D = 24.31 \text{ kg/m}^2$$

#### 4.2.3.2.2 Carga Sísmica:

Consideramos el 10% de la carga muerta.

$$E = 10\% D$$

$$E = 10\% (24.31)$$

$$E = 2.43 \text{ kg/m}^2$$

#### 4.2.3.2.3 Presión del Viento (NEC-SE-CG, 2015, p. 15).

$$W = 65.10 \text{ kg/m}^2$$

#### 4.2.3.2.4 Carga de granizo (NEC-SE-CG, 2015, p. 17).

$$S = 50 \text{ kg/m}^2$$

#### 4.2.3.2.5 Carga Viva (NEC-SE-CG, 2015, p. 27).

De acuerdo con la (NEC-SE-CG, 2015): “Para cubiertas planas inclinadas y curvas la carga viva uniforme es igual a :” (p. 27)

$$L = 70 \text{ kg/m}^2$$

#### 4.2.4 Combinaciones para el diseño por última resistencia (NEC-SE-CG, 2015).

“Las estructuras, componentes y cimentaciones, deberán ser diseñadas de tal manera que la resistencia de diseño iguale o exceda los efectos de las cargas incrementadas, de acuerdo a las siguientes combinaciones” (NEC-SE-CG, 2015 pág.19):

Combinación 1

<b>1.4 D</b>
--------------

Combinación 2

<b>1.2 D + 1.6 L + 0.5max[L<sub>r</sub> ; S ; R]</b>
--

Combinación 3\*

<b>1.2 D + 1.6 max[L<sub>r</sub> ; S ; R] + max[L ; 0.5W]</b>
---

Combinación 4\*

<b>1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 max[L<sub>r</sub> ; S ; R]</b>
---

Combinación 5\*

<b>1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S</b>
----------------------------------

Combinación 6

<b>0.9 D + 1.0 W</b>
----------------------

Combinación 7

<b>0.9 D + 1.0 E</b>
----------------------

*\*Para las combinaciones 3, 4 y 5: L=0.5 kN/m<sup>2</sup> si L0≤4.8 kN/m<sup>2</sup> (excepto para estacionamientos y espacios de reuniones públicas).*

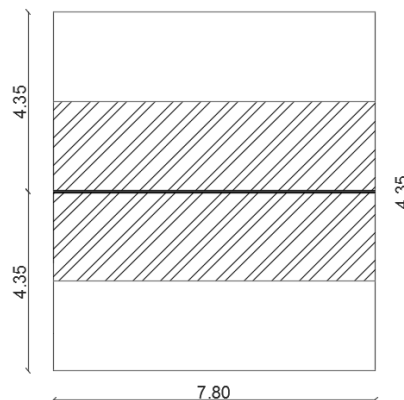
**Ilustración 20. Combinaciones de Carga según (NEC-SE-CG, 2015)**

- D** Carga permanente
- E** Carga de sismo
- L** Sobrecarga (carga viva)
- L<sub>r</sub>** Sobrecarga cubierta (carga viva)
- S** Carga de granizo
- W** Carga de viento

## 4.2.5 Análisis Estructural.

### 4.2.5.1 Cargas.

Se determinan las cargas puntuales que actúan en los nudos de la cercha metálica, que forma la cubierta, por tanto, se multiplica todas las cargas calculadas por el área colaborante correspondiente, y dividimos el resultado para la luz total de la cubierta dándonos los valores mostrados en la Tabla 17.



**Ilustración 21.** Área Colaborante para el cálculo de la Cubierta.

**Tabla 14.** Resumen de cargas por metro lineal, que actúan en la cubierta.

Cargas Distribuidas Para la Armadura Principal		
Área Colaborante=	33.93	m <sup>2</sup>
Carga Muerta=	105.73	kg/m
Carga Viva=	304.50	kg/m
Carga de Sismo=	10.57	kg/m
Carga de Viento=	283.10	kg/m
Carga de Granizo=	217.5	kg/m

Se establece que dichas cargas actúen en cada nudo de la cercha, donde exista una correa.

Al existir 9 nudos en el pre diseño, las cargas anteriores se distribuyen conforme se muestra en la Tabla 15 y 16:

**Tabla 15.** *Distribución de cargas aplicadas en los nudos (D, L, E, S).*

#Nudos.	Distancia (m.)	Carga Muerta. D (kg)	Carga Viva. L (Kg)	Carga Sismo. E (Kg)	Carga Granizo. S (Kg)
1	0	52.87	152.25	5.29	108.75
2	1.00	105.73	304.50	10.57	217.50
3	2.00	105.73	304.50	10.57	217.50
4	3.00	105.73	304.50	10.57	217.50
5	4.00	105.73	304.50	10.57	217.50
6	5.00	105.73	304.50	10.57	217.50
7	6.00	105.73	304.50	10.57	217.50
8	7.00	95.16	274.05	9.52	195.75
9	7.80	42.29	121.80	4.23	87.00

**Tabla 16.** *Distribución de cargas aplicadas en los nudos (W)*

#Nudos.	Distancia (m.)	Carga(Kg.)	Proyecciones Ortogonales	
			x	y
1	0	141.55	26.73	139.00
2	1.00	283.10	53.46	278.00
3	2.00	283.10	53.46	278.00
4	3.00	283.10	53.46	278.00
5	4.00	283.10	53.46	278.00
6	5.00	283.10	53.46	278.00
7	6.00	283.10	53.46	278.00
8	7.00	254.79	48.12	250.20
9	7.80	113.24	21.38	111.20

En la tabla 17 y 18 se calculan los valores de la carga última para cada combinación de carga, según establece la NEC15. (véase. Ilustración 20)

**Tabla 17.** *Cargas últimas de diseño, para cargas verticales, según NEC15.*

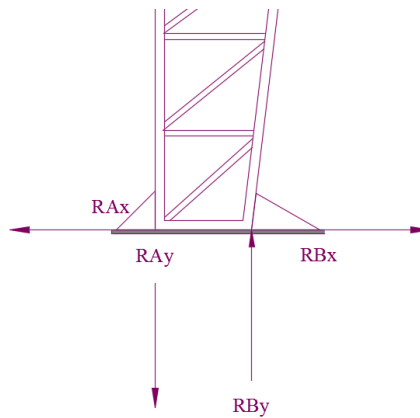
#nudos.	Distancia (m.)	CMB 1	CMB 2	CMB 3	CMB 4	CMB 5	CMB 6	CMB 7
1	0.00	74.01	313.57	415.79	387.32	199.23	186.58	52.87
2	1.00	148.03	627.13	831.58	774.64	398.46	373.17	105.73
3	2.00	148.03	627.13	831.58	774.64	398.46	373.17	105.73
4	3.00	148.03	627.13	831.58	774.64	398.46	373.17	105.73
5	4.00	148.03	627.13	831.58	774.64	398.46	373.17	105.73
6	5.00	148.03	627.13	831.58	774.64	398.46	373.17	105.73
7	6.00	148.03	627.13	831.58	774.64	398.46	373.17	105.73
8	7.00	133.23	564.42	748.42	697.17	358.61	335.85	95.16
9	7.80	59.21	250.85	332.63	309.85	159.38	149.27	42.29

**Tabla 18.** *Cargas últimas de diseño, para cargas horizontales, según NEC15.*

#Nudos.	Distancia (m.)	CMB 4	CMB 6	CMB 7
1	0.00	26.73	26.73	5.29
2	1.00	53.46	53.46	10.57
3	2.00	53.46	53.46	10.57
4	3.00	53.46	53.46	10.57
5	4.00	53.46	53.46	10.57
6	5.00	53.46	53.46	10.57
7	6.00	53.46	53.46	10.57
8	7.00	48.12	48.12	9.52
9	7.80	21.38	21.38	4.23

Finalmente, se opta por emplear las cargas últimas de la combinación 3 de la NEC15 para cargas últimas verticales, y la combinación 4 para cargas últimas horizontales.

#### 4.2.5.2 Reacciones en la Base.



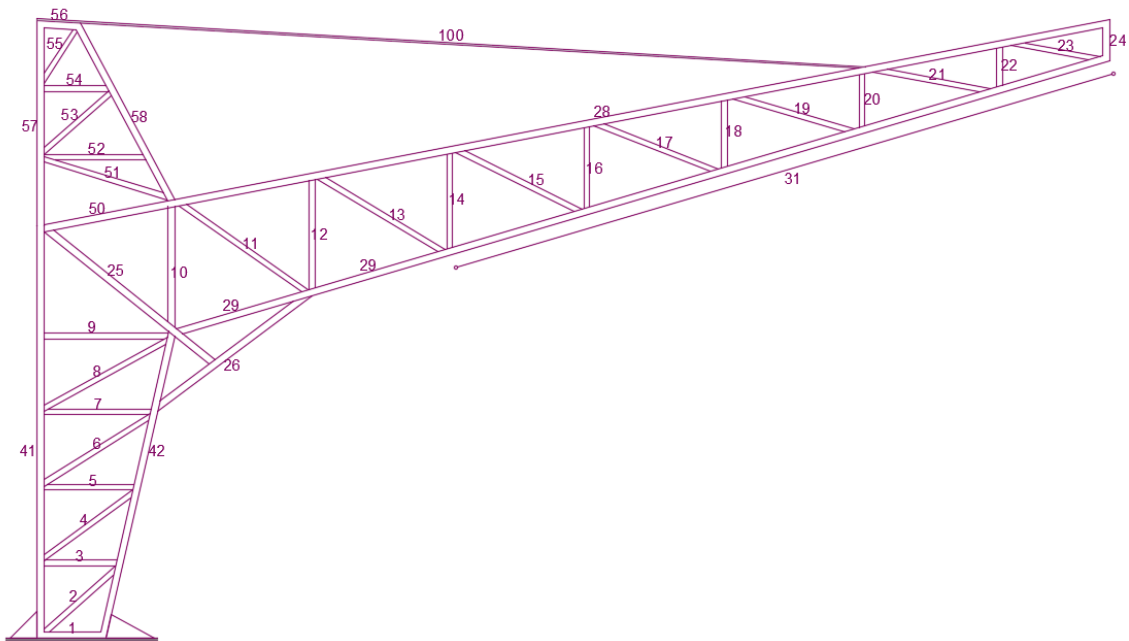
**Ilustración 22.** Fuerzas de reacción en la base de la cercha

**Tabla 19.** Reacciones en la base correspondiente a cada carga (cálculo estático).

Reacciones (kg)	$R_{Ax}$	$R_{Ay}$	$R_{Bx}$	$R_{By}$
CMB3	11111.67	43516.2	11111.67	50002.52
CMB4	1099.95	3073.33	682.96	3073.33

#### 4.2.4.3 Fuerzas Axiales.

Mediante el método de nudos y secciones calculamos, las fuerzas axiales que resiste cada elemento que conforma la cercha, determinando si estas trabajan a tensión o a compresión.



**Ilustración 23.** Elementos que conforman la cubierta metálica del estadio.

**Tabla 20.** Fuerzas axiales de cada elemento de la cercha (carga última).

ELEMENTO	U	COMPORTAMIENTO	ELEMENTO	U	COMPORTAMIENTO
2	13203.30	TENSIÓN	21	2165.19	TENSIÓN
3	8477.75	COMPRESIÓN	22	1006.17	COMPRESIÓN
4	11411.80	TENSIÓN	23	720.19	TENSIÓN
5	7709.92	COMPRESIÓN	24	336.80	COMPRESIÓN
6	8943.84	TENSIÓN	25	14975.10	COMPRESIÓN
7	7850.17	COMPRESIÓN	26	2772.93	COMPRESIÓN
8	9024.10	TENSIÓN	28	4323.29	TENSIÓN
9	132.42	TENSIÓN	29	10227.00	COMPRESIÓN
10	10941.00	COMPRESIÓN	41	34027.40	TENSIÓN
11	2390.72	TENSIÓN	42	50668.10	COMPRESIÓN
12	2878.21	COMPRESIÓN	50	11728.50	TENSIÓN
13	3144.29	TENSIÓN	51	1687.08	COMPRESIÓN
14	2326.71	COMPRESIÓN	52	33.30	COMPRESIÓN
15	2498.50	TENSIÓN	53	2776.13	TENSIÓN
16	1703.06	COMPRESIÓN	54	2914.06	COMPRESIÓN
17	1644.76	TENSIÓN	55	5203.09	TENSIÓN
18	1025.40	COMPRESIÓN	56	104.89	TENSIÓN
19	447.33	TENSIÓN	57	7044.50	TENSIÓN
20	231.48	COMPRESIÓN	58	7781.22	COMPRESIÓN

#### 4.2.5 Diseño de elementos estructurales.

##### 4.2.5.1 Verificación de correas.

##### 4.2.5.1.1 Carga última en correas (véase combinaciones de carga).

- Cmb 1:  $U = 1.40 D$

$$U = 21.94 \text{ Kg/ml.}$$

- Cmb 2:  $U = 1.20D + 1.60L + 0.5Lr$

$$U = 133.114 \text{ Kg/ml.}$$

- Cmb 3:  $U = 1.20D + 1.60Lr + 0.5W$

$$U = 154.95 \text{ Kg/ml.}$$

- Cmb 4:  $U = 1.20D + 1.0W + L + 0.5Lr$

$$U = 155.82 \text{ Kg/ml.}$$

- Cmb 5:  $U = 0.90D + 1.0W$

$$U = 66.813 \text{ Kg/ml.}$$

Se toma la mayor:

$$\text{Por lo tanto: } U = 155.82 \text{ Kg/ml.}$$

Esta carga se aplica en dirección vertical, de manera que produce flexión con respecto a los dos ejes principales de la sección.

El ángulo de la línea de aplicación de la carga con respecto al eje es:

$$\alpha = \tan^{-1}(1.5/7.80) = 10.88^\circ$$

$$\cos\alpha = 0.982$$

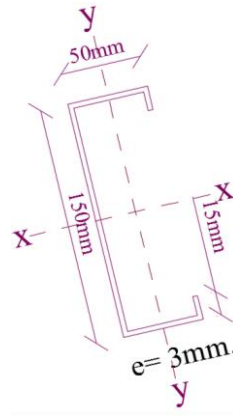
$$\sin\alpha = 0.189$$

Por lo tanto las componentes que producen flexión serán igual a:

$$W_x = 153.01 \text{ kg.}$$

$$W_y = 29.29 \text{ kg.}$$

Se propone una sección con las características de la figura siguiente, cuyo esfuerzo nominal de fluencia es de 2530 kg/cm<sup>2</sup>



**Ilustración 24.** Sección transversal de la correa.

**Tabla 21.** Propiedades de la correa.

PERFIL G150x50x3mm							
H (mm)	B (mm)	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	C <sub>x</sub>	C <sub>y</sub>	S <sub>x</sub> (cm <sup>3</sup> )	S <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )
150	50	255.25	23.49	7.5	2.5	34.03	9.40

Al estar la correa ligada a la cubierta de lámina, esta le proporciona cierta restricción a la flexión lateral del patín superior. “Es aceptable considerar que esta restricción es suficiente para evitar problemas de pandeo lateral, pero que no contribuye a resistir la flexión en el sentido del eje de menor momento de inercia de la sección, por lo que deberá revisarse por flexión biaxial” (Piralla, 2002 pág. 231).

El esfuerzo admisible viene dado por la expresión:

$$f_{adm.} = 0.60f_y = 1518 \text{ kg/cm}^2$$

La revisión de los esfuerzos se hace con la fórmula de la escuadría para flexión biaxial.

$$M_y/S_y + M_x/S_x \leq f_{adm.}$$

Para una viga simplemente apoyada con luz= 4.35 m.

$$M_x = 153.01 (4.35)^2 \div 8 = 36191 \text{ kg-cm}$$

$$M_y = 29.29 (4.35)^2 \div 8 = 6928 \text{ kg-cm}$$

Por lo tanto:

$$36191/34.03 + 6928/9.40 = 1503 \text{ kg/cm}^2 < f_{adm.}$$

$$1503 \text{ kg/cm}^2 < f_{adm}$$

Diseño final de la correa: G150X50X15X3mm.

#### 4.2.5.2 Angulo de apoyo.

Sirve para dar estabilidad a la correa, por lo general se usa ángulos del mismo espesor de la correa.

1L 40x40x3mm

#### 4.2.5.3 Diseño de Tensores.

Los Tensores o Tirantes se colocan para proporcionar apoyos laterales a las correas y para mantenerlas alineadas durante el montaje estas fallan más por esbeltez que por falta de sección por lo que debe cumplir la siguiente condición:

$$(K.L) \div R \leq 500$$

K= 0.8 (para tensores soldados en un extremo y roscado en el otro con  $\phi=12\text{mm}$ ).

L= 1.20 m.

- Radio de giro.-

$$R = 0.25\phi$$

$$R = 0.25 (12 \text{ mm.})$$

$$R = 0.30 \text{ cm.}$$

Por lo tanto:

$$(0.80)(120) \div 0.3 \leq 500$$

$320 \leq 500$  Los Tensores no fallarán

Diseño final de tensores: 1Ø12mm.

#### 4.2.5.4 Diseño de elementos a tensión.

Se calcula la capacidad de cada elemento a tensión, estos deben ser mayores a los esfuerzos axiales que posee un perfil comercial escogido.

Los cálculos y resultados se detallan a continuación:

Perfil 2L:

**Tabla 22.** *Diseño de la cercha metálica. Método AISC. Perfil 2L (Tensión)*

Elemento:	Carga axial P (kg)	Perfil tipo (mm.)	Área Sección (cm <sup>2</sup> )	ΦPn FLUENCIA	ΦPn ROTURA	Verificación:
2	13203.30	2L40x40x4	2.90	13206.60	21298	CUMPLE
4	11411.80	2L40x40x4	2.90	13206.60	21298	CUMPLE
6	8943.84	2L40x40x4	2.90	13206.60	21298	CUMPLE
8	9024.10	2L40x40x4	2.90	13206.60	21298	CUMPLE
9	132.42	2L40x40x3	2.23	7423.02	16377	CUMPLE
11	2390.72	2L40x40x3	2.23	7423.02	16377	CUMPLE
13	3144.29	2L40x40x3	2.23	7423.02	16377	CUMPLE
15	2498.50	2L40x40x3	2.23	7423.02	16377	CUMPLE
17	1644.76	2L40x40x3	2.23	7423.02	16377	CUMPLE
19	447.33	2L40x40x3	2.23	7423.02	16377	CUMPLE
21	2165.19	2L40x40x3	2.23	7423.02	16377	CUMPLE
23	720.19	2L40x40x3	2.23	7423.02	16377	CUMPLE
53	2776.13	2L40x40x3	2.23	7423.02	16377	CUMPLE
55	5203.09	2L40x40x3	2.23	7423.02	16377	CUMPLE

## Perfil C:

**Tabla 23.** *Diseño de la cercha metálica. Método AISC. Perfil C (Tensión)*

Elemento:	Carga axial P (kg)	Perfil tipo (mm.)	Área sección (cm <sup>2</sup> )	ΦPN FLUENCIA	ΦPN ROTURA	Verificación:
28	4323.29	C200x50x2	5.87	13365.99	21554.64	CUMPLE
41	34027.39	C200x50x3 C100x50x4	8.70 7.47	19809.90 17009.19	31946.40 27429.84	CUMPLE
50	11728.47	C200x50x2	5.87	13365.99	31946.40	CUMPLE
56	104.89	C200x50x2	5.87	13365.99	31946.40	CUMPLE
57	7044.496	C200x50x2	5.87	13365.99	31946.40	CUMPLE

**4.2.5.5 Diseño de elementos a compresión.**

Se calcula la capacidad de cada elemento a compresión. Estos deberán ser mayores a los esfuerzos axiales que posee un perfil comercial escogido.

Los cálculos y resultados se detallan en la Tabla 24 y 25.

- Para:

KL/r= Relación de esbeltez máxima.

K= Factor de longitud efectiva.

L= longitud no soportada del elemento a compresión.

r= radio de giro del elemento.

## Perfil 2L:

**Tabla 24.** *Diseño de la cercha metálica, método AISC, perfil 2L (Compresión).*

Elemento:	Carga Axial P (kg)	Perfil tipo (mm.)	KL/r	$4.71\sqrt{E/Fy}$	Fe	Fy/Fe	Fcr	$\Phi P_n$	Verificación:
3	8477.75	2L50x50x3	39.81	135.70	4163.02	0.61	1961.78	9438.13	CUMPLE
5	7709.92	2L50x50x3	47.77	135.70	2890.99	0.88	1754.06	8438.77	CUMPLE
7	7850.16	2L50x50x3	55.73	135.70	2123.99	1.19	1536.74	7947.73	CUMPLE
12	2878.20	2L40x40x3	68.00	135.70	1426.76	1.77	1204.45	4566.08	CUMPLE
14	2326.78	2L40x40x3	60.00	135.70	1832.60	1.38	1419.62	5381.77	CUMPLE
16	1703.06	2L40x40x3	52.00	135.70	2439.85	1.04	1639.19	6214.18	CUMPLE
18	1025.40	2L40x40x3	44.80	135.70	3287.10	0.77	1833.22	6949.72	CUMPLE
20	231.48	2L40x40x3	37.60	135.70	4666.52	0.54	2016.37	7644.05	CUMPLE
22	1006.17	2L40x40x3	30.00	135.70	7330.38	0.35	2189.69	8301.13	CUMPLE
51	1687.08	2L40x40x3	84.00	135.70	935.00	2.71	815.19	3090.39	CUMPLE
52	33.33	2L40x40x3	66.80	135.70	1478.48	1.71	1236.14	4686.19	CUMPLE
54	2914.06	2L40x40x3	45.60	135.70	3172.78	0.80	1812.06	6869.51	CUMPLE

## Perfil C:

**Tabla 25.** *Diseño de la cercha metálica, método AISC, perfil C (Compresión).*

Elemento:	Carga Axial P (kg)	Perfil tipo (mm.)	KL/r	$4.71\sqrt{E/Fy}$	Fe	Fy/Fe	Fcr	$\Phi P_n$	Verificación:
24	336.8	C200x50x3	21.43	135.70	14367.55	0.18	2350.24	17380.00	CUMPLE
25	14975.11	C200x50x4	89.93	135.70	815.79	3.10	1306.73	15750.00	CUMPLE
26	2772.93	C200x50x4	100.72	135.70	650.34	3.89	496.56	4841.23	CUMPLE
29	10227	C200x50x4	73.38	135.70	1225.18	2.07	1066.00	10392.92	CUMPLE
31	7373.94	C200x50x3	72.86	135.70	1242.87	2.04	1079.19	7980.62	CUMPLE
42	50668.05	C200x50x5 C100x50x4	41.61 36.54	135.70	3811.19 4941.61	0.66 0.51	1916.25 2042.00	31867.00 18913.53	CUMPLE
58	7781.22	C200x50x3	35.71	135.70	5172.32	0.49	2061.61	15245.63	CUMPLE
10	10940.956	C200x50x4	67.63	135.70	1442.59	1.75	1214.30	11838.85	CUMPLE

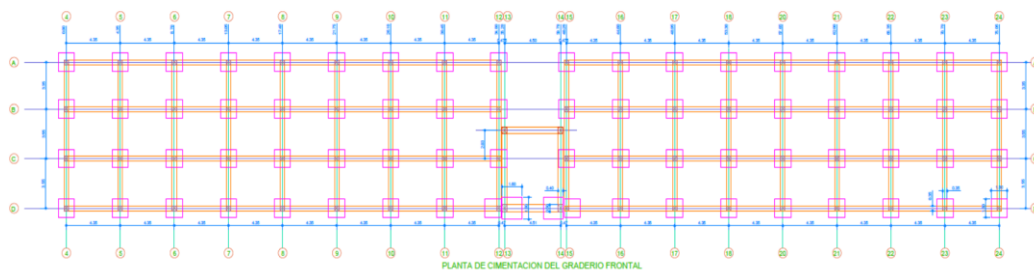
## 4.3 Graderíos (Tribuna Norte).

### 4.3.1 Consideraciones para los graderíos.

#### 4.3.1.1 Descripción Arquitectónica

Se presenta un sistema de escaleras con pórticos cuya altura máxima son 5.50 metros, con un espaciamiento transversal entre columnas de 4.35 metros, formando un total de 16 vanos, más un vano central que es utilizado para el acceso de espectadores de 4.50 metros de ancho, sumando así una distancia de 74.10 metros.

La tribuna transversalmente posee una distancia de 10.45, dividida en tres vanos, dos de 3.55 metros y una de 3.35 metros.



**Ilustración 25.** Vista en *Planta de los Graderíos de Tribuna del Estadio Plano Arquitectónico.*

#### 4.3.1.2 Estructuración.

La estructura fue concebida como un conjunto de pórticos unidos mediante vigas de amarre, sobre la que se asienta un conjunto de vigas y losas que son las que forman las gradas de la estructura.

Para la modelación de las losa de las graderías se plantearon dos sistemas, uno de vigas longitudinales continuas de una altura de 40 centímetros, de acuerdo con las exigencias arquitectónicas (contrahuellas) y uno de losas (huellas) apoyadas sobre las anteriores, losa maciza de 10cm de espesor, apoyada en la viga inclinada del pórtico.

Se diseñará dos bloques independientes de graderíos de 8 vanos y de aproximadamente 34,80 metros de largo por 10,45 metros de anchura, dejando así el bloque central libre de 4.50 metros, esto dispuesto para el acceso de espectadores.

#### **4.3.1.3 Cargas de Diseño.**

Las Cargas actuantes usadas en el análisis estructural para graderíos son:

- Cargas muertas.- Se consideran el peso de las losas y vigas que conforman el graderío,
- Carga viva.- La (NEC-SE-CG, 2015) “considera una carga de 500 kg/m<sup>2</sup> para estructuras de uso público como Estadios.” (p. 28)
- Carga de sismo.- Para determinar los efectos que un evento sísmico, puede tener sobre la estructura, se utilizó el método 1 (DBF)<sup>3</sup> de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015), para el cual se tomaron valores de los parámetros de riesgo sísmico y de importancia de la obra de acuerdo a la zona en que se encuentra emplazado el proyecto.

#### **4.3.1.4 Materiales.**

Materiales Estructurales necesarios.

- Hormigón armado para vigas, columnas, losas y cabezales,  $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Acero estructural corrugado:  $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

#### **4.3.1.5 Reglamentos Utilizados.**

- Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-HM, 2015): Estructuras de Hormigón Armado.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015): Peligro Sísmico.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-CG, 2015): Cargas no sísmicas.
- Norma Técnica de Edificación E-010. Cargas.

---

<sup>3</sup> Diseño Basado en fuerzas Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 Peligro Sísmico.

- Norma Técnica de Edificación E-040. Concreto Armado.
- ACI American Concrete Institute.(ACI 318SUS-14, 2014).

#### **4.3.2 Predimensionamiento de Elementos Estructurales.**

A continuación se indicaran los criterios y recomendaciones prácticas para el dimensionamiento de los elementos estructurales, Las cuales nos indicaran además las cargas permanentes de los elementos estructurales.

##### **4.3.2.1 Predimensionamiento de la Losa (Graderíos).**

Datos:

Luz (L)= 4.35 mts.

Ancho (B)= 0.80 mts.

##### **4.3.2.1.1 Espesor de la Losa (Losa Unidireccional).**

$B/L = 0.80/4.35 = 0.185$

$0.185 < \frac{1}{2} \quad \therefore$  Se comporta como una losa unidireccional.

$t = B/16$  Para losas simplemente apoyadas (véase tabla 9.).

$t = 80/16 = 5.0$  cm.

Para evitar el efecto de vibración se asumirá:

$t = 10$  cm.

##### **4.3.2.2 Predimensionamiento de Vigas.**

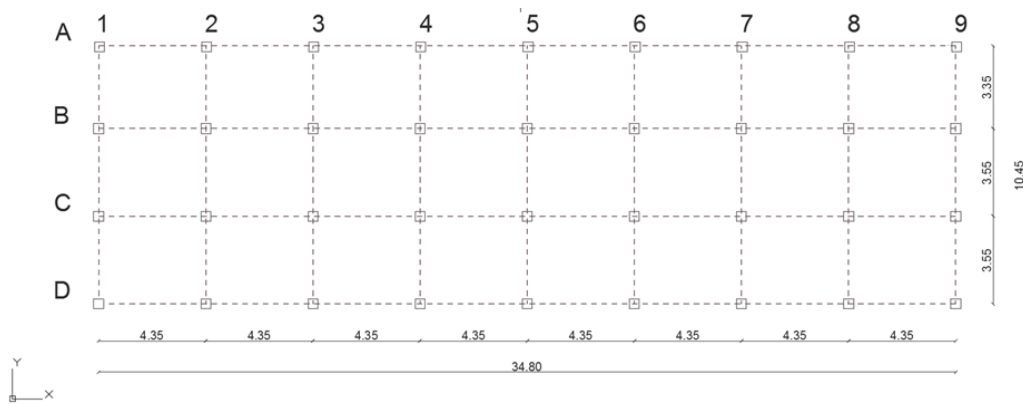
Para evitar deflexiones el código (ACI 318SUS-14, 2014) establece que:

$H = L/18.50$  (véase tabla 9)

$0.3h = bw = 0.5h$

Dónde:

- L= Luz libre.
- H= Altura de la viga.
- bw= Ancho de la viga,  
bw<sub>mín</sub>= 25cm.(NEC-SE-HM, 2015)



**Ilustración 26.** *Bloque de graderíos, Vista en planta.*

Para vigas longitudinales:  $H = 435 \div 18.50 = 23.51\text{cm.}$

Para vigas transversales:  $H = 355 \div 18.50 = 19.19\text{cm.}$

V25x25cm. para vigas longitudinales.

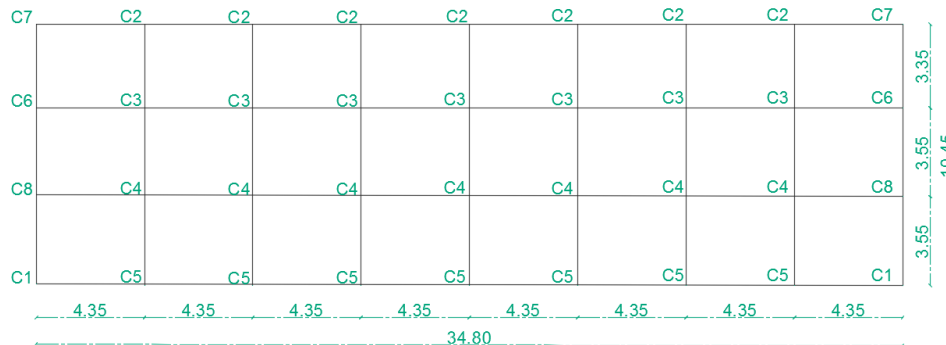
V25x20cm. para vigas transversales.

De acuerdo a las solicitaciones de cargas, asumimos que:

V25x30cm. para vigas longitudinales.

V30x35cm. para vigas transversales.

### 4.3.2.3 Predimensionamiento de Columnas.



**Ilustración 27.** *Bloque de diseño, Tipo de columnas.*

De acuerdo con la (Norma E040), el lado de la columna tendrá que ser, entre el 70% y 80% del peralte de la viga para evitar que en ellas se formen rotulas plásticas.

Se debe cumplir que:

$$I_{\text{columna}} > I_{\text{viga}}$$

En la Tabla 26, se iteran las dimensiones de columnas, hasta obtener secciones adecuadas.

**Tabla 26. Predimensionamiento de Columnas (Método E030).**

DIRECCION XX								
NOMBRE:	VIGAS			NOMBRE:	COLUMNAS			VERIFICACION
	b (cm)	h(cm)	I(cm4)		b (cm)	h(cm)	I(cm4)	
V1	25	30	56250.00	C1	35	35	125052	OK
V2	25	30	56250.00					
V2	25	30	56250.00	C2	35	35	125052	OK
			∑ 112500.00					
V3	25	30	56250.00					
V3	25	30	56250.00	C3	45	40	240000	OK
			∑ 112500.00					
V4	25	30	56250.00					
V4	25	30	56250.00	C4	45	40	240000	OK
			∑ 112500.00					
V5	25	30	56250.00					
V5	25	30	56250.00	C5	35	35	125052	OK
			∑ 112500.00					
V6	25	30	56250.00	C6	45	35	160781	OK
V7	25	30	56250.00	C7	35	35	125052	OK
V8	25	30	56250.00	C8	45	35	160781	OK
DIRECCION YY								
NOMBRE:	VIGAS			NOMBRE:	COLUMNAS			VERIFICACION
	b (cm)	h(cm)	I(cm4)		b (cm)	h(cm)	I(cm4)	
V1	30	35	107187.50	C1	35	35	125052	OK
V2	30	35	107187.50	C2	35	35	125052	OK
V3	30	35	107187.50					
V3	30	35	107187.50	C3	40	45	303750	OK
			∑ 214375.00					
V4	30	35	107187.50					
V4	30	35	107187.50	C4	40	45	303750	OK
			∑ 214375.00					
V5	30	35	107187.50	C5	35	35	125052	OK
V6	30	35	107187.50					
V6	30	35	107187.50	C6	35	45	265781	OK
			∑ 214375.00					
V7	30	35	107187.50	C7	35	35	125052	OK
V8	30	35	107187.50					
V8	30	35	107187.50	C8	35	45	265781	OK
			∑ 214375.00					

A partir de esto se obtienen las siguientes dimensiones para cada tipo de columna:

**Tabla 27.** *Predimensionamiento de columnas (Secciones).*

Tipo	Sección Columna (cm).
C1	35x35
C2	35x35
C3	45x40
C4	45x40
C5	35x35
C6	45x35
C7	35x35
C8	45x35

- Para el diseño, se seleccionan las columnas centrales C2, C3, C4, C5 del bloque de graderíos, por recibir más cargas.
- La columna C5 aumenta de sección, debido a solicitaciones de cargas adicionales (Cubierta + Cabezal).

Finalmente:

Tipo	Sección Columna (cm).
C1	45x45
C2	35x35
C3	45x40
C4	45x40
C5	45x45
C6	45x40
C7	35x35
C8	45x40

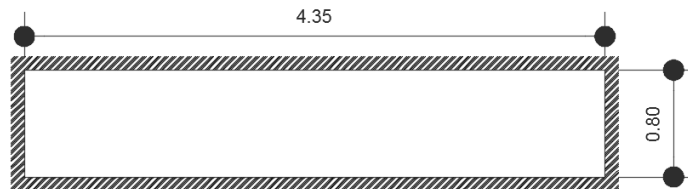
**Ilustración 28.** *Secciones utilizadas en el diseño de columnas.*

**Fuente:** *El Autor*

### 4.3.3 Cuantificación de Cargas.

#### 4.3.3.1 Cuantificación de Cargas Escaleras (Losetas).

##### 4.3.3.1.1 Huella (Graderíos).



**Ilustración 29.** *Huella, vista en planta,*

**Fuente:** *Propuesto en planos arquitectónicos.*

#### **Carga Muerta.**

- Peso propio de loseta=  $(0.10) (0.80) (2400) = 192 \text{ kg/ml}$ .
- Peso del recubrimiento=  $(0.025) (0.80) (2300) = 46 \text{ kg/ml}$ .

$$\text{CM} = 238 \text{ Kg/ml.}$$

#### **Carga Viva.**

$$\text{CV} = 500 \text{ kg/m}^2 \text{ (NEC-SE-CG, 2015, p. 28)}$$

- Se considera adicionalmente una carga de impacto, de un máximo del 30% de CV.

$$I = 15 / (B + 38)$$

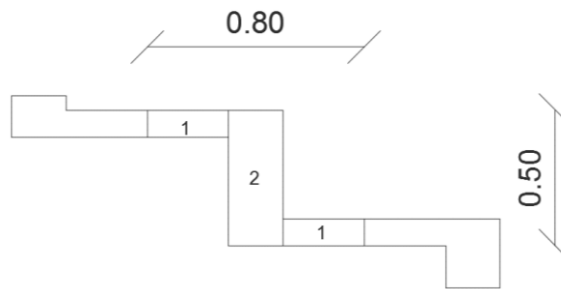
$$I = 0.39 > 0.3$$

$$I = (30\%) \text{ CV.}$$

$$\text{Por lo tanto: CV} = (500) (1.30) (0.8)$$

$$\text{CV} = 520 \text{ Kg/ml.}$$

#### 4.3.3.1.2 Contrahuellas (Graderíos).



**Ilustración 30.** *Contrahuella propuesta, elementos para cuantificación de cargas.*

**Fuente:** *Propuesto en planos arquitectónicos.*

#### Carga Muerta:

$$PP (1) = 2(0.10) (0.3) (2400) = 144 \text{ kg/ml.}$$

$$PP (2) = (0.20) (0.5) (2400) = 240 \text{ kg/ml.}$$

$$P_{\text{Rec}} = (0.025) (1.20) (2300) = 69 \text{ kg/ml.}$$

$$\mathbf{CM = 453 \text{ kg/ml.}}$$

#### Carga Viva:

$$\mathbf{CV (CV+IMP) = 520 \text{ kg/ml.}}$$

#### 4.3.3.2 Cuantificación de Cargas para Vigas.

##### 4.3.3.2.1 Vigas Longitudinales (Inclinadas).

#### Carga Muerta:

#### Peso Propio de la Viga:

$$\text{Peso Propio de la Viga (proyectada)} = bw \cdot H \cdot \gamma_{\text{Hormigón.}}$$

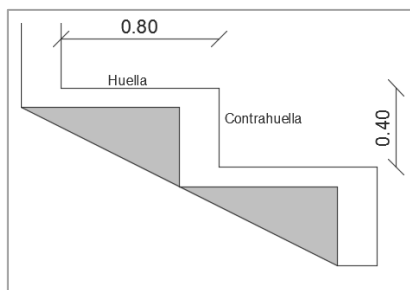
- $PP_{\text{viga (LONGITUDINAL)}} = 252 \text{ kg/ml.}$   
Peso Propio de la Viga (no proyectada).

$$\tan \Theta = 4.50/10.45$$

$$\Theta = 22.79^\circ$$

$$PP_{\text{viga (LONGITUDINAL)}} = 252/\cos(22.79^\circ) = 273.35 \text{ kg/ml.}$$

**Peso espacios rellenos de hormigón ente loseta y viga:**



*Ilustración 31. Espacios libres entre viga y losa en las escaleras.*

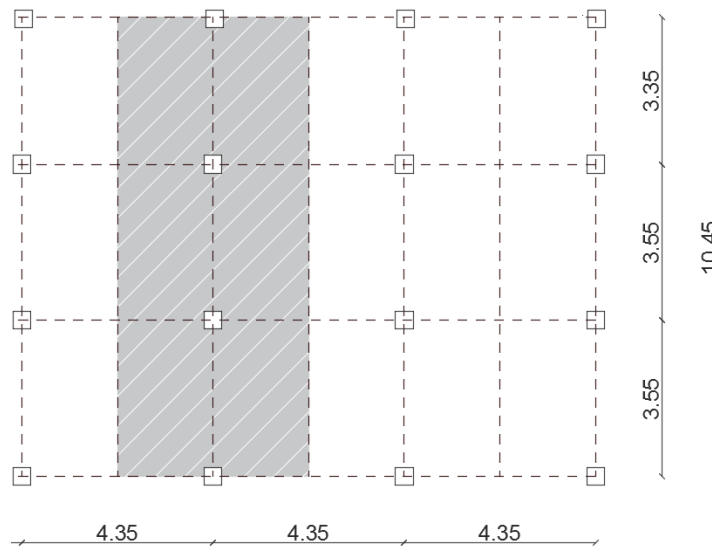
- $PP_{\text{espacios}} = (0.80)(0.40)(0.30)(2400)(13) \div (2 \times 10.45)$   
 $PP_{\text{espacios}} = 144 \text{ kg/m.}$

**Cargas Transmitidas (Escaleras):**

Primero se determina la carga muerta de la losa, por unidad de área:

$$\text{Si } CM = 453 \text{ kg/ml.}$$

$$CM = 453/0.80 = 566.25 \text{ Kg/m}^2.$$



**Ilustración 32.** Áreas tributarias en planta.

Las cargas que actúan en las vigas, se calculan mediante la expresión:

- $q = (\text{Área Tributaria}) (CM) \div \text{Luz}$
- $\text{Área Tributaria} = (4.35) (10.45) = 45.46 \text{ m}^2$   
 $\therefore q = 2463 \text{ kg/ml}$

Sumando los valores de CM anteriores tenemos:

$$\mathbf{CM_T = 2881 \text{ kg/ml.}}$$

### **Carga Viva:**

Partiendo del mismo análisis anterior, para la carga viva:

- $q = (\text{Área Tributaria}) (CV) \div \text{Luz}$
- $q = 45.46 \times 500 \div 4.35 = 2175 \text{ kg/ml}$

Incrementando un 30% más debido a la carga de impacto.

$$\mathbf{CV_T = 2828 \text{ kg/ml.}}$$

#### 4.3.3.3 Cuantificación de Cargas para Columnas.

##### Carga Muerta:

##### Cargas transmitidas por las vigas:

- $P_m = W \cdot L^2 / 2$   
 $P_{m1} = (2881) (3.55)^2 / 2 = 18153.90 \text{ kg}$   
 $P_{m2} = (2881) (3.35)^2 / 2 = 16166.01 \text{ kg}$

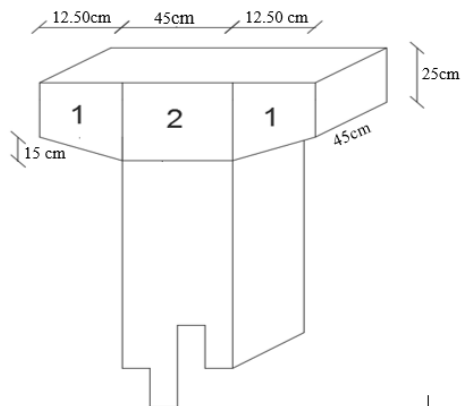
##### Cubierta Metálica:

- $CM = 24.31 \text{ kg/m}^2$
- $CV = 70 \text{ kg/m}^2$

Carga total de la cubierta sobre una columna:

- $P_u = 50002.52 \text{ kg}$
- $M_u = 25296.72 \text{ kg-m}$

##### Cabezal de soporte para estructura metálica:



**Ilustración 33.** Cabezal de Soporte  $H^{\circ}A^{\circ}$

- $PP(1) = (0.25 + 0.40) (0.125) (0.45) (2400) = 87.75 \text{ kg}$
  - $PP(2) = (0.45) (0.40) (0.45) (2400) = 194.40 \text{ kg}$
- $PP \text{ cabezal} = 282.15 \text{ kg}$

**Carga Viva:**

**Cargas transmitidas por las vigas:**

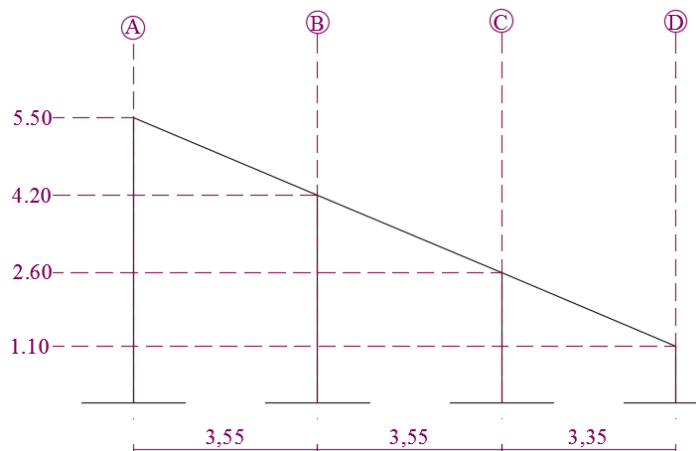
$$P_v = W \cdot L_{uz}^2 / 2$$

$$P_{v1} = (2828) (3.55)^2 / 2 = 17819.93 \text{ kg}$$

$$P_{v2} = (2828) (3.35)^2 / 2 = 15868.62 \text{ kg}$$

#### 4.3.4 Análisis Estructural

##### 4.3.4.1 Análisis de Columnas:



**Ilustración 34.** Pórtico de graderíos, altura de columnas.

Debido a las grandes alturas que poseen las columnas en los graderíos, se verifica si estas sufren los efectos de esbeltez

Por ello, será necesario saber si una columna se comporta como corta o esbelta, en base al análisis dispuesto en el código (ACI 318SUS-14, 2014).

Para no marcos riostrados los efectos de esbeltez pueden ignorarse si:

$$Kl_u/r < 22.22 \text{ Relación de esbeltez (Ecuación 10-6 de la ACI)}$$

- Donde:

$l_u$  = longitud no soportada de la columna:

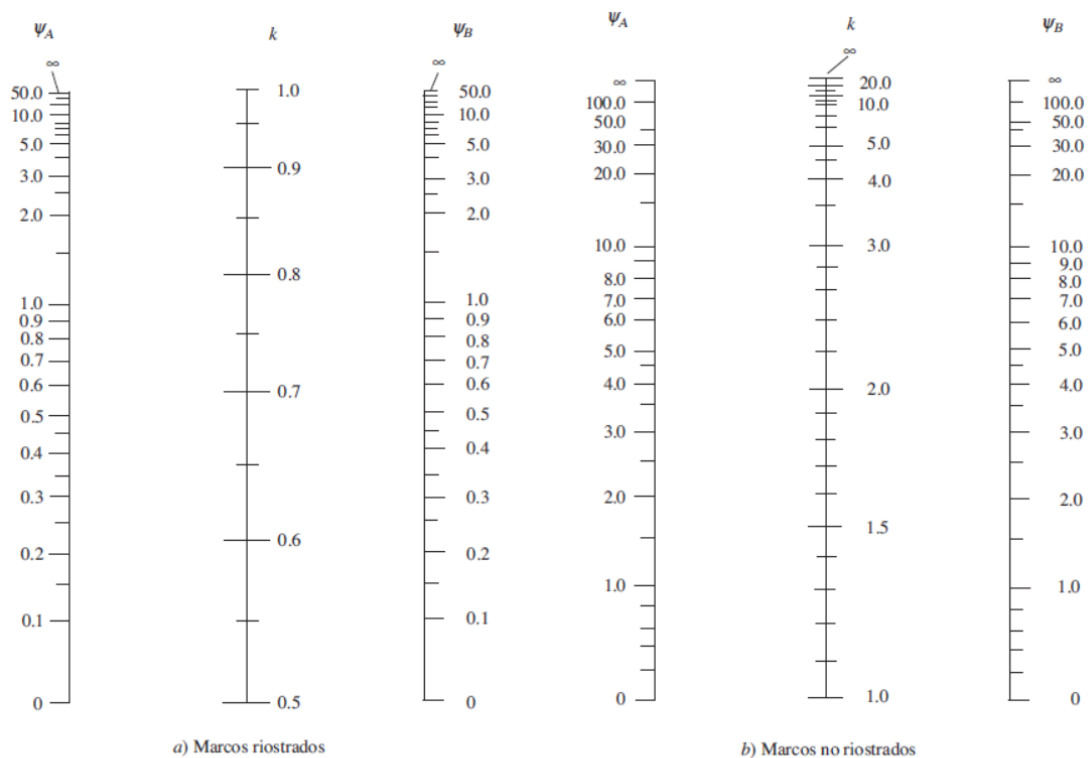
$$l_u \text{ (h= 1.10m)} = 0.75 \text{ m.}$$

$$l_u \text{ (h= 2.60m)} = 2.25 \text{ m.}$$

$$l_u \text{ (h= 4.20m)} = 3.85 \text{ m.}$$

$$l_u \text{ (h= 5.50m)} = 5.15 \text{ m.}$$

Para marcos no riostrados el factor de longitud efectiva “K” se determina mediante nomogramas presentados en la ilustración 35.



**Figura 11.3** Factores de longitud efectiva.  $\psi$  = razón de  $\Sigma(EI/\ell)$  de los miembros a compresión a  $\Sigma(EI/\ell)$  de los miembros a flexión en un plano en un extremo de un miembro a compresión.  $k$  = factor de longitud efectiva.

### **Ilustración 35.** Nomogramas dispuestos por la ACI para el cálculo del factor $K$

**Fuente:** Figura 11.3 (Jack C McCormac, 2013) pág316.

Para calcular los valores  $\Psi$  es necesario usar valores realistas para los momentos de inercia. Las traveses suelen estar bastante agrietadas en sus lados de tensión, en tanto que las columnas probablemente tienen sólo unas cuantas grietas.

“Si los valores de Inercia para las traveses se subestiman un poco, los factores  $k$  de la columna serán un poco mayores, quedando así del lado de la seguridad.” (Jack C McCormac, 2013 p. 256)

El código ACI establece que, para aproximar las rigideces de vigas y columnas se debe considerar:  $0.35I_{\text{viga}}$  y  $0.70I_{\text{columna}}$

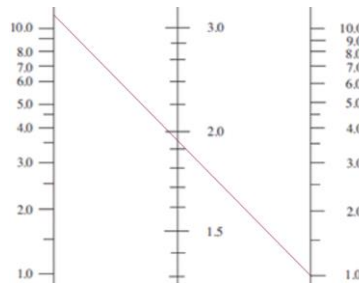
**Para H= 1.10 m:**

$$I_{\text{COL (35x35)}} = (35) (35)^3 / 12 = 125052 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{VIGA (30x35)}} = (30) (35)^3 / 12 = 107188 \text{ cm}^4$$

$$\Psi_{A1} = [0.70 * (125052) / 75] \div [0.35 * (107188) / 363] = 11.29$$

$\Psi_{B1} = 1.0$  Lado Empotrado.



$$K = 1.95$$

$$\therefore (1.95 \times 0.75) \div (0.30 \times 0.35) = 13.93 < 22.22$$

**Es una Columna Corta**

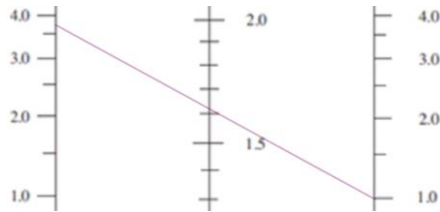
**Para H= 2.60 m:**

$$I_{\text{COL (45x40)}} = (45) (40)^3 / 12 = 240000 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{VIGA (30x35)}} = 107188 \text{ cm}^4$$

$$\Psi_{A2} = [0.70 \cdot (240000) / 225] \div [0.35 \cdot (107188) / 383 + 0.35 \cdot (107188) / 363] = 3.72$$

$\Psi_{B2} = 1.0$  Lado Empotrado.



$$K = 1.51$$

$$\therefore (1.51 \times 2.25) \div (0.30 \times 0.45) = 25.17 > 22.22$$

**Es una Columna Esbelta**

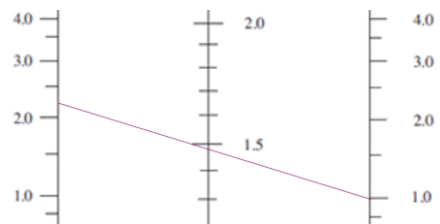
**Para H= 4.20 m:**

$$I_{COL (45 \times 40)} = (45) (40)^3 / 12 = 240000 \text{ cm}^4$$

$$I_{VIGA (30 \times 35)} = 107188 \text{ cm}^4$$

$$\Psi_{A3} = [0.70 \cdot (240000) / 385] \div [0.35 \cdot (107188) / 383 + 0.35 \cdot (107188) / 383] = 2.24$$

$\Psi_{B3} = 1.0$  Lado Empotrado.



$$K = 1.49$$

$$\therefore (1.49) (3.85) \div (0.30 \times 0.45) = 42.49 > 22.22$$

**Es una Columna Esbelta.**

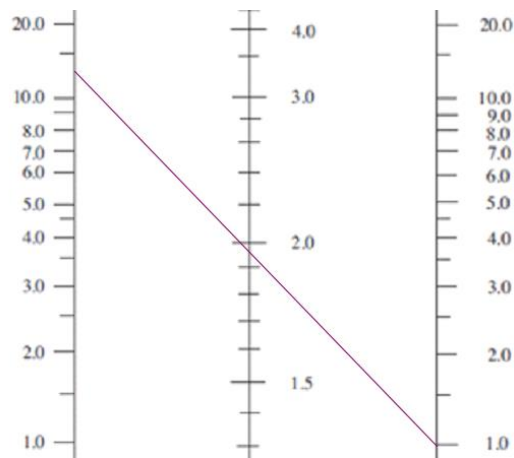
**Para H= 5.50 m:**

$$I_{COL (45 \times 45)} = (45) (45)^3 / 12 = 341719 \text{ cm}^4$$

$$I_{VIGA (30 \times 35)} = 107188 \text{ cm}^4$$

$$\Psi_{A4} = [0.70 * (341719) / 515 + 0.70 * (341719) / 300] \div [0.35 * (107188) / 383] = 12.95$$

$$\Psi_{B4} = 1.0 \text{ Lado Empotrado.}$$



$$K = 1.96$$

$$\therefore (1.96) (5.15) \div (0.30 \times 0.45) = 74.77 > 22.22$$

**Es una Columna Esbelta.**

Para el diseño de columnas esbeltas se usará el método de amplificación de momentos, de acuerdo con el código ACI318SUS14.

### 4.3.5 Análisis Sísmico con la NEC.<sup>4</sup>

El análisis permite determinar la respuesta de la estructura estáticamente a una fuerza horizontal causada por un sismo.

#### 4.3.5.1 Parámetros para definir la fuerza sísmica.

Periodo de vibración (T)

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015 6.3.3})$$

Dónde:

$C_t$  Coeficiente que depende del tipo de edificio

$h_n$  Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

T Periodo de vibración

**Tabla 28.** Tipo de Estructura. Determinación de ( $h_n$ ).

Tipo de estructura	$C_t$	$\alpha$
<b>Estructuras de acero</b>		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
<b>Pórticos especiales de hormigón armado</b>		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

**Fuente:** (NEC-SE-DS, 2015) Peligro Sísmico (pág. 62)

Para pórticos especiales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras:

$$C_t = 0.05$$

$$\alpha = 0.9$$

<sup>4</sup> Norma Ecuatoriana de la Construcción MIDUVI 2015.

$$\therefore T_x = T_y = (0.055) (5.50)^{0.9} = 0.255 \text{ seg}$$

Calculo de la cortante basal de diseño (V). (NEC-SE-DS 6.3.2)

$$V = [I \cdot S_a (T_a) \div (R \cdot \Phi_e \cdot \Phi_p)] W$$

Dónde

$S_a (T_a)$	Espectro de diseño en aceleración; véase en la sección [3.3.2]
$\Phi_p$ y $\Phi_e$	Coefficientes de configuración en planta y elevación; véase en la sección [5.3]
I	Coefficiente de importancia; se determina en la sección [4.1]
R	Factor de reducción de resistencia sísmica; véase en la sección [6.3.4]
V	Cortante basal total de diseño
W	Carga sísmica reactiva; véase en la sección [6.1.7]
$T_a$	Periodo de vibración; véase en la sección [6.3.3]

#### **Coefficiente de configuración estructural en planta $\Phi_p$ (NEC-SE-DS 5.3).**

El Coeficiente se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad de las plantas en la estructura, descritas en la Tabla 13. Se utilizará la expresión:

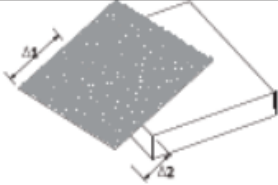
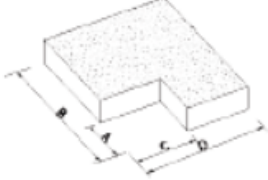
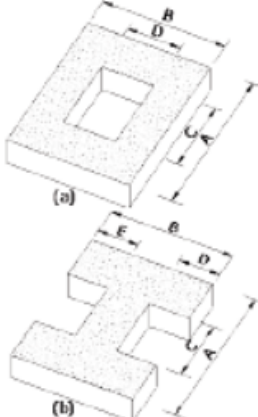
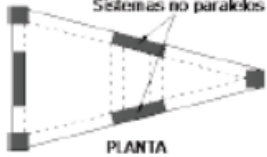
$$\Phi_p = \Phi_{PA} \times \Phi_{PB}$$

Dónde

$\Phi_p$	Coefficiente de regularidad en planta
$\Phi_{PA}$	Mínimo valor $\Phi_{pi}$ de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1, 2 y/o 3
$\Phi_{PB}$	Mínimo valor $\Phi_{pi}$ de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 4
$\Phi_{pi}$	Coefficiente de configuración en planta

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritas en la Tabla 13, en ninguno de los pisos,  $\Phi_p$  tomará el valor de 1 y se le considerará como regular en planta.

**Tabla 29.** Coeficientes de irregularidad en planta,

<p><b>Tipo 1 - Irregularidad torsional</b>  <math>\phi_{PI}=0.9</math>  <math>\Delta &gt; 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}</math></p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p><b>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas</b> <math>\phi_{PI}=0.9</math>  <math>A &gt; 0.15B</math> y <math>C &gt; 0.15D</math></p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p><b>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso</b>  <math>\phi_{PI}=0.9</math>  a) <math>C \times D &gt; 0.5A \times B</math>  b) <math>[C \times D + C \times E] &gt; 0.5A \times B</math></p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p><b>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos</b>  <math>\phi_{PI}=0.9</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: Tabla 13 (NEC-SE-DS, 2015) pág.50

Verificación de cada tipo.

**Tipo 1:** Irregularidad torsional.

Se calculan el centro de masas y centro de rigideces de la estructura y se verificará si existe excentricidad entre los centros.

Centro de Masas:

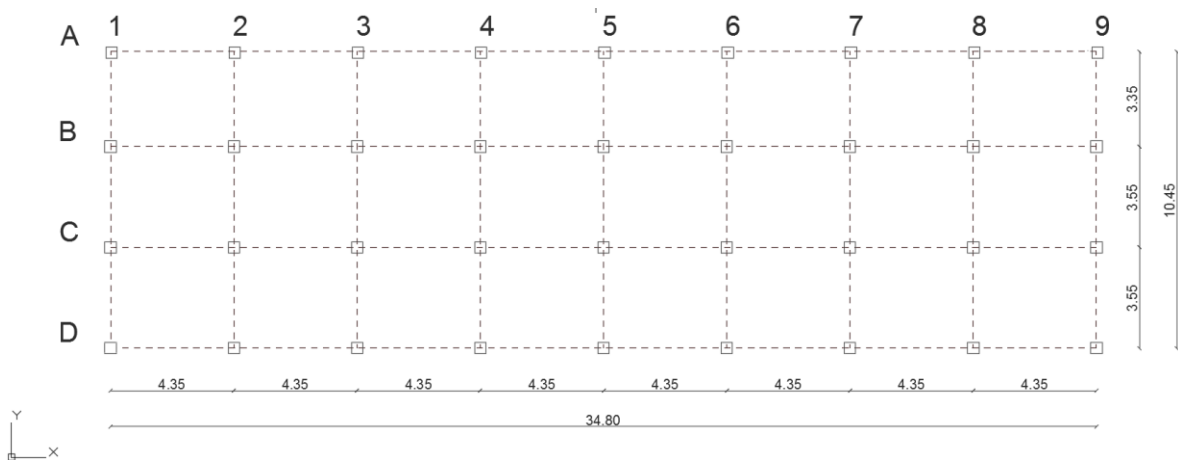
En un piso genérico (i) el centro de masas o centro de gravedad es el punto por donde pasa la resultante de las cargas de las columnas de todo el piso que se analiza, y se lo calcula con las siguientes ecuaciones.

$$X_{cg} = \frac{\sum A_i X_i}{\sum A_i}; Y_{cg} = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i}$$

Donde:

$A_i$  = Área del piso.

$X_i$ - $Y_i$ =Longitud desde el origen hasta el centro de gravedad de la figura.



**Ilustración 36.** Bloque de escaleras, vista en planta.

$$X_{cg} = (35.25) (10.85) (17.60) \div (35.25 \times 10.85) = 17.60\text{m.}$$

$$Y_{cg} = (35.25) (10.85) (5.43) \div (35.25 \times 10.85) = 5.43\text{m.}$$

<b>CENTRO DE MASAS</b>		
<b>PISOS</b>	Xi (mts.)	Yi (mts.)
<b>1</b>	17.60	5.43

Centro de Rigidez o de Torsión:

El centro de rigidez o de torsión de un determinado nivel (i) de las estructuras es el punto donde al aplicar la fuerza de corte horizontal correspondiente el piso solo se traslada horizontalmente, sin rotar con respecto a un nivel inferior y sus coordenadas se calculan con las siguientes ecuaciones.

$$X_{ct} = \frac{\sum K_{y-y} X_i}{\sum K_{y-y}} ; Y_{ct} = \frac{\sum K_{x-x} Y_i}{\sum K_{x-x}}$$

Donde:

- K=Rigidez de pórtico en sentido X o en sentido Y.
- $X_i$ - $Y_i$ =Longitud desde el origen hasta el eje de las columnas.
- $K=12EI/H^3$
- K: Rigidez a corte ya que las columnas se encuentra bi-empotradas en sus dos extremos.

Sabemos que:

$$I=bh^3/12$$

I: Inercia de un elemento estructural siendo h la altura de la sección, en la cual se está realizando el cálculo.

$$E= 2173706 \text{ T/m}^2.$$

Basado en el predimensionamiento se procede a calcular la rigidez para cada columna.

Ejemplo:

Pórtico A.

- Columna tipo (2 y 7): 35x35cm.

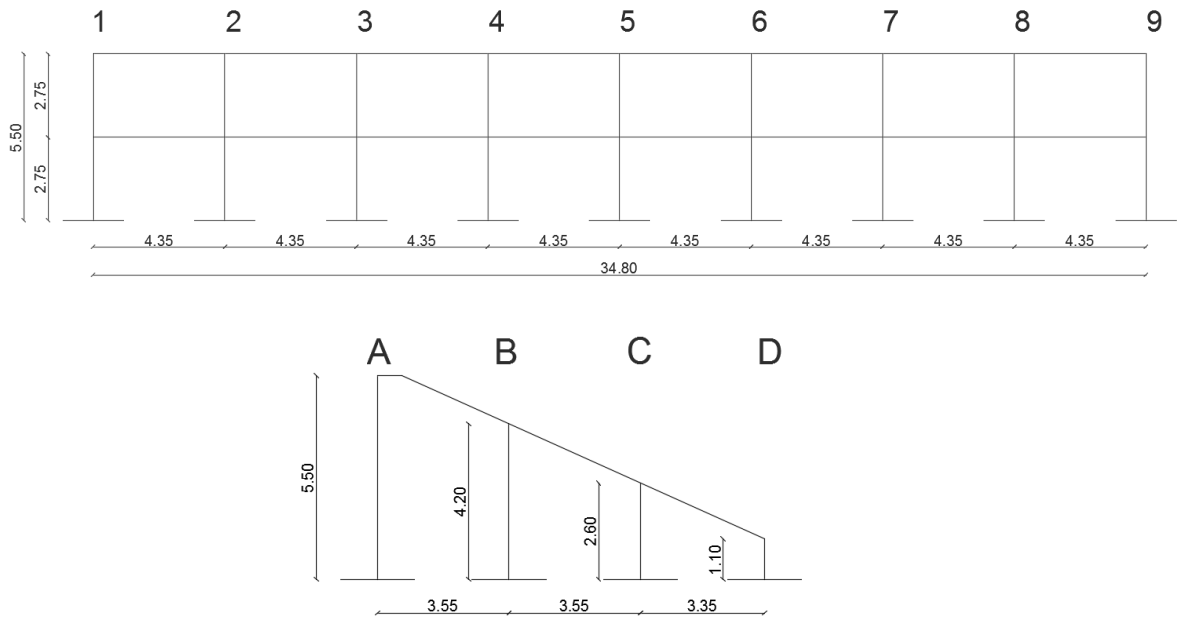
$$I = (0.35) (0.35)^3 / 12 = 0.00125 \text{ m}^4$$

$$K = 12 (2173706) (0.00125) \div 1.10 = 29641.44 \text{ T/m.}$$

$$K_{1(X-X)} = [K_{(X-X)}.A1 + K_{(X-X)}.A2 + K_{(X-X)}.A3 + K_{(X-X)}.A4 + \dots + K_{(X-X)}.A9] (Y1)$$

$$K_{1(X-X)} = 6298999 \text{ ton.}$$

En las Tablas 34 y 35, se calculan las rigideces para los pórticos B, C, D en el eje XX, y para los pórticos del 1-9 en el eje y



**Ilustración 37.** *Elevación Frontal y Lateral de los graderíos.*

**Tabla 30. Cálculo de Rigideces Kx-x**

CÁLCULO DE LA RIGIDEZ (K x-x)									
PISO	Altura de Piso (m.)	PÓRTICOS	MODULO DE ELASTICIDAD (E) CONCRETO T/m <sup>2</sup> 2173906				Rigidez (T/m)	(Yi)	Pórtico.(T)
			COLUMNAS						
	1.1	Pórtico A	Columna 7						
			No	b(m)	h(m)	I(m <sup>4</sup> )			
1			9	0.45	0.45	0.00342	602775.05		
						Σ	602775.05	10.45	6298999.31
	2.60	Pórtico B	Columna 6						
			No	b(m)	h(m)	I(m <sup>4</sup> )			
1			9	0.45	0.4	0.00240	32059.42		
						Σ	32059.42	7.1	227621.91
	4.2	Pórtico C	Columna 8						
			No	b(m)	h(m)	I(m <sup>4</sup> )			
1			9	0.45	0.4	0.00240	7605.50		
						Σ	7605.50	3.55	26999.53
	5.50	Pórtico D	Columna 1						
			No	b(m)	h(m)	I(m <sup>4</sup> )			
1			9	0.35	0.35	0.00125	1764.69		
							Σ: 1764.69	0	0.00
							Σ: 644204.67	Σ: 6553620.75	
								Y:	10.17

**Tabla 31. Cálculo de Rigideces Ky-y**

CÁLCULO DE LA RIGIDEZ (K y-y)									
PISO	Altura de Piso	PÓRTICOS	MODULO DE ELASTICIDAD (E) CONCRETO T/m <sup>2</sup> 2173906				Rigidez (T/m)	(Yi)	Pórtico.(T)
			COLUMNAS						
			Columna 5						
	5.50		No	b(m)	h(m)	I(m <sup>4</sup> )			
			1	0.45	0.45	0.00342		535.80	
			Columna 4						
	4.2		No	b(m)	h(m)	I(m <sup>4</sup> )			
			1	0.45	0.40	0.00240		845.06	
1		Pórtico 1-9	Columna 3						
	2.60		No	b(m)	h(m)	I(m <sup>4</sup> )			
			1	0.45	0.40	0.00240		3562.16	
			Columna 2						
	1.10		No	b(m)	h(m)	I(m <sup>4</sup> )			
			1	0.35	0.35	0.00125		24509.52	
							Σ:	29452.54	
Pórtico	Rigidez (T/m)	Distancia (Yi)	Rigidez Pórtico.(T)						
1	29452.54	34.8	1024948						
2	29452.54	30.45	896830						
3	29452.54	26.1	768711						
4	29452.54	21.75	640593						
5	29452.54	17.4	512474						
6	29452.54	13.05	384356						
7	29452.54	8.7	256237						
8	29452.54	4.35	128119						
9	29452.54	0	0						
Σ	265072.85		4612268						
X:	17.4	mts.							

**Tabla 32.** *Análisis del centro de masa y centro de rigidez en la estructura*

COMPARACIÓN ENTRE EL CENTRO DE MASAS Y CENTRO DE RIGIDEZ						
PISO	CENTRO DE MASAS		CENTRO DE RIGIDEZ		EXCENTRICIDAD	
	Xcg	Ycg	Xcr	Ycr	ex	ey
1	17.6	5.43	17.4	10.17	0.2	4.74

Existirán problemas de torsión.

**Tipo2:** Retrocesos excesivos en las esquinas.

Conclusión:

En nuestra estructura no existen esquinas entrantes, porque la dimensión en planta es regular.

**Tipo3:** Discontinuidades en el sistema de piso.

Conclusión:

No tenemos discontinuidad de Diagramas, porque no tenemos áreas abiertas en toda el área del diafragma.

**Tipo4:** Ejes estructurales no paralelos.

Conclusión:

Todos los ejes son paralelos tanto en el eje X como en el eje Y.

Por lo tanto:

$$\Phi_P = \Phi_{PA} \times \Phi_{PB}$$

$$\Phi_P = 0.9 \times 1$$

$$\Phi_P = 0.9$$

**Coefficiente de configuración estructural en elevación  $\Phi_E$ . (NEC-SE-DS 5.3).**

El coeficiente  $\Phi_E$  se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, descritas en la Tabla. Se utilizará la expresión:

$$\Phi_E = \Phi_{EA} \times \Phi_{EB}$$

Dónde:

$\Phi_E$  Coeficiente de regularidad en elevación

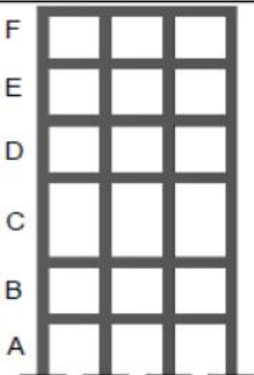
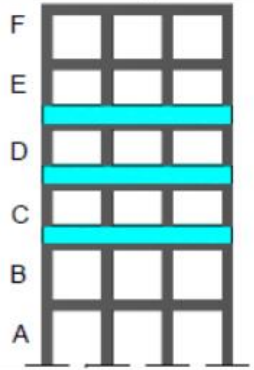
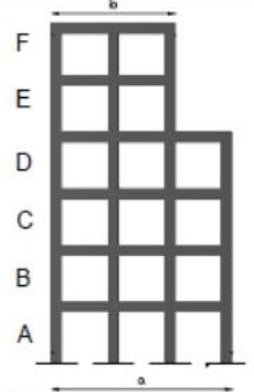
$\Phi_{EA}$  Mínimo valor  $\Phi_{Ei}$  de cada piso  $i$  de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1;  $\Phi_{Ei}$  en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1

$\Phi_{EB}$  Mínimo valor  $\Phi_{Ei}$  de cada piso  $i$  de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1;  $\Phi_{Ei}$  en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 2 y/o 3

$\Phi_{Ei}$  Coeficiente de configuración en elevación

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidad descritos en las tablas en ninguno de sus niveles  $\Phi_E=1$  y se le considerará como regular en elevación.

**Tabla 33. Coeficientes de irregularidad en elevación**

<p><b>Tipo 1 - Piso flexible</b>  <math>\phi_{EI}=0.9</math>  Rigidez <math>K_c &lt; 0.70</math> Rigidez <math>K_D</math>  <math>Rigidez &lt; 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p><b>Tipo 2 - Distribución de masa</b>  <math>\phi_{EI}=0.9</math>  <math>m_D &gt; 1.50 m_E</math> ó  <math>m_D &gt; 1.50 m_C</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p><b>Tipo 3 - Irregularidad geométrica</b>  <math>\phi_{EI}=0.9</math>  <math>a &gt; 1.3 b</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: Tabla 14 (NEC-SE-DS, 2015) p. 51

**Tipo1.**

Conclusión:

La estructura de graderíos consta de un solo piso, sin embargo sus niveles son diferentes por lo que, las rigideces de cada nivel también lo son:

Rigidez nivel 1 (h= 1.10)= 24509 ton.

Rigidez nivel 2 (h= 2.60)= 3562 ton.

Rigidez nivel 3 (h= 4.20)= 845 ton.

Rigidez nivel 4 (h= 5.50)= 535 ton.

$$K_2 < 0.70K_1 \quad 3562 < 17156 \quad (\text{OK})$$

$$K_1 < 0.80 (K_2+K_3+K_4) \div 3 \quad 24509 > 1318 \quad (\text{NO})$$

Piso Flexible

**Tipo2.**

Conclusión:

La estructura de graderíos posee un piso de masa constante por lo que este tipo de irregularidad no se considera.

Tipo3. Irregularidad Geométrica

Conclusión:

Considerando el desnivel en elevación de los graderíos, podemos notar que para un a= 10.45 y un b= 0.80 m.

$$a \gg 1.3b$$

$$\Phi_E = \Phi_{EA} \times \Phi_{EB}$$

$$\Phi_E = 0.90 \times 0.90$$

$$\Phi_E = 0.81$$

**Categoría de edificio y coeficiente de Importancia I (NEC-SE-DS 4.1).**

**Tabla 34.** *Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.*

<b>Categoría</b>	<b>Tipo de uso, destino e importancia</b>	<b>Coefficiente I</b>
<b>Edificaciones esenciales</b>	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras substancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras substancias peligrosas.	1.5
<b>Estructuras de ocupación especial</b>	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
<b>Otras estructuras</b>	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

**Fuente:** *Tabla 6 (NEC-SE-DS, 2015) p. 39*

$$I = 1.30$$

### Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico (NEC-SE-DS-3.2.1)

**Tabla 35.** Clasificación de los perfiles de suelo.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ KPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$

F	Los perfiles de suelo tipo <b>F</b> requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:
	<b>F1</b> —Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.
	<b>F2</b> —Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).
	<b>F3</b> —Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.5 m con índice de Plasticidad IP >75)
	<b>F4</b> —Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H >30m)
	<b>F5</b> —Suelos con contrastes de impedancia $\alpha$ ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.
	<b>F6</b> —Rellenos colocados sin control ingenieril.

**Fuente:** *Tabla 2 (NEC-SE-DS, 2015) p. 30*

La estructura será construida en un perfil de roca de rigidez media.

Tipo de perfil: B

### Zonificación sísmica y factor de zona Z (NEC-SE-DS 3.1.1)

**Tabla 36.** *Valores del factor Z (Tabla 1 NEC-PS).*

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

**Fuente:** *Tabla 1 (NEC-SE-DS, 2015) p. 29*

La estructura al ser construida en el Cantón el Tambo, provincia del Cañar:

Zona Sísmica III y Factor  $Z= 0.3$  g.

### Coefficientes de perfil de suelo $F_a$ , $F_d$ y $F_s$ . (NEC-SE-DS 3.2.2)

$F_a$ : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó.

**Tabla 37.** Tipo de suelo y factores de sitio  $F_a$ .

TIPO DE PERFIL DEL SUBSUELO	ZONA SISMICA Y FACTOR Z					
	I	II	III	IV	V	VI
A	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	0.5
B	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
C	1	1	1	1	1	1
D	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
E	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6
F	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

**Fuente:** Tabla 3 de (NEC-SE-DS, 2015) p. 31

$F_d$ : Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

**Tabla 38.** Tipo de Suelo y factores de sitio  $F_d$ .

TIPO DE PERFIL DEL SUBSUELO	ZONA SISMICA Y FACTOR Z					
	I	II	III	IV	V	VI
A	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	0.5
B	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
C	1	1	1	1	1	1
D	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
E	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
F	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

**Fuente:** Tabla 4 de (NEC-SE-DS, 2015) p. 31

$F_s$ : Comportamiento no lineal de suelos.

**Tabla 39.** Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo  $F_s$ .

TIPO DE PERFIL DEL SUBSUELO	ZONA SISMICA Y FACTOR Z					
	I	II	III	IV	V	VI
SUBSUELO	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.4
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4 NEC15-DS					

**Fuente:** Tabla 5 de (NEC-SE-DS, 2015) p. 32

### Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica $R$ (NEC-SE-DS 6.3.4).

**Tabla 40.** Coeficiente  $R$  para sistemas estructurales dúctiles.

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural $R$ , Sistemas Estructurales Dúctiles	
<b>Sistemas Duales</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	7

Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5
Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	

**Fuente:** Tabla 15 de (NEC-SE-DS, 2015) p. 65

Se considera como un sistema de pórticos especiales sismo resistente, de hormigón armado con vigas descolgadas.

$$R= 6.0$$

Amplificación espectral  $\eta$  (NEC-SE-DS 3.3.1)

- $\eta= 1.80$  Provincias de la Costa excepto Esmeraldas.
- $\eta= 2.48$  Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.
- $\eta= 2.60$  Provincias del Oriente.

$$\eta= 2.48 \quad \text{“Cantón El Tambo”}$$

### Carga Sísmica reactiva $W$ (NEC-SE-DS 6.1.7)

Independientemente del método de análisis descrito en la sección 6.2 de la NEC15 se usará la siguiente carga sísmica reactiva ( $W$ ).

Caso General.

$$W=D$$

Dónde

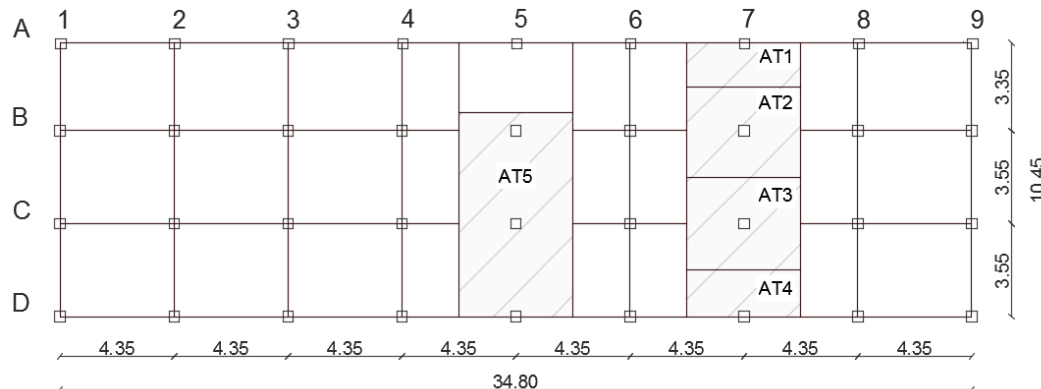
$D$  Carga muerta total de la estructura

Casos especiales:

$$W=D+0.25L_i$$

#### 4.3.5.2 Análisis de la Carga Sísmica reactiva ( $W$ ).

En nuestro sistema estructural no poseemos pisos, como en un edificio, por lo que se hallará la carga sísmica reactiva, para cada columna en el sistema, mediante áreas tributarias.



**Ilustración 38.** Áreas tributarias para el cálculo de ( $D$ )

### Áreas Tributarias:

$$A_{T1} = 7.29 \text{ m}^2$$

$$A_{T2} = 15.01 \text{ m}^2$$

$$A_{T3} = 15.44 \text{ m}^2$$

$$A_{T4} = 7.72 \text{ m}^2$$

$$A_{TCubierta} = 33.93 \text{ m}^2$$

### Cálculo de cargas:

$$W = D + 0.25L$$

$$W = CM + 0.25*(CV + C.Imp^5)$$

$$W_1 = (A_{T1}) [(566.25 \text{ kg/m}^2) + 0.25*(500 \text{ kg/m}^2 + 150 \text{ kg/m}^2)] = 4288.34 \text{ kg.}$$

$$W_2 = (A_{T2}) [(566.25 \text{ kg/m}^2) + 0.25*(500 \text{ kg/m}^2 + 150 \text{ kg/m}^2)] = 8660.50 \text{ kg.}$$

$$W_3 = (A_{T3}) [(566.25 \text{ kg/m}^2) + 0.25*(500 \text{ kg/m}^2 + 150 \text{ kg/m}^2)] = 8906.82 \text{ kg.}$$

$$W_4 = (A_{T4}) [(566.25 \text{ kg/m}^2) + 0.25*(500 \text{ kg/m}^2 + 150 \text{ kg/m}^2)] = 4534.66 \text{ kg.}$$

$$W_{cubierta} = (A_{Tc}) [(1.20 \times 24.31 \text{ kg/m}^2) + 0.25*(1.60 \times 73.31 \text{ kg/m}^2)] = 1984.63 \text{ kg.}$$

#### 4.3.5.3 Combinaciones de Carga

Las hipótesis de carga consideradas para el análisis de las graderías fueron las siguientes:

- CMB 1.  
1.2 D + 1.60 L
- CMB 2.  
1.20 D + 1.0 L + 1.0 E

---

<sup>5</sup> Carga de Impacto= 30% de la Carga Viva.

Siendo D la carga muerta considerada, L la carga viva que actúa sobre la estructura y E la carga sísmica que interviene sobre la misma.

#### 4.3.5.4 Coeficiente de Cortante Basal:

$$C = I.Sa_{(T_a)} \div (R \cdot \Phi_E \cdot \Phi_P)$$

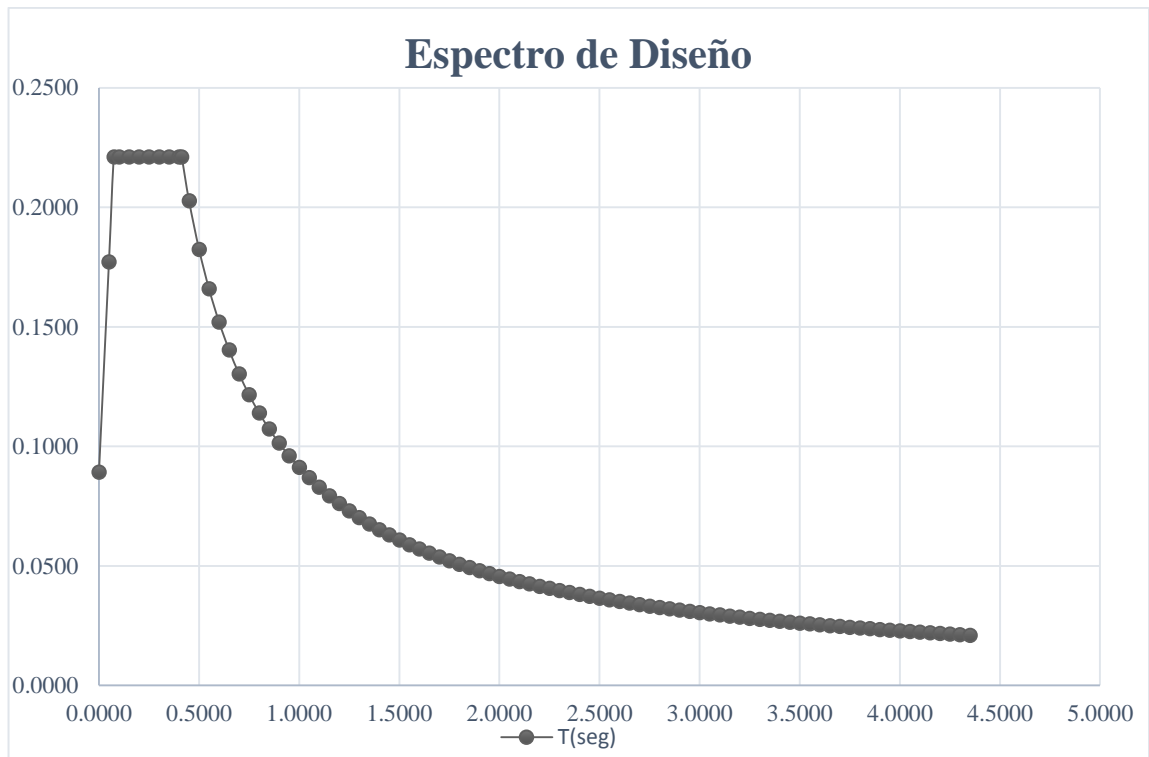
$$Sa = \eta \cdot Z \cdot Fa \quad \text{para: } 0 \leq T \leq T_c.$$

$$Sa = n \cdot Z \cdot Fa (T_c/T)^r \quad \text{para: } T \geq T_c$$

$$Sa = Z \cdot Fa \cdot [1 + (n-1) \times T/T_o] \quad \text{para: } T \leq T_o$$

- $\eta = 2.48$
- $Fa = 1.0$
- $Fd = 1.0$
- $Fs = 0.75$
- $Z = 0.30$
- $I = 1.30$
- $R = 6.0$
- $\Phi_P = 0.90$
- $\Phi_E = 0.81$

Con los datos anteriores obtenemos los valores del espectro de diseño (véase ilustración 39), para los diferentes periodos de diseño:



**Ilustración 39.** *Espectro de diseño inelástico.*

Para un periodo de vibración  $T = 0.255$  segundos, el coeficiente de cortante basal es:

$$C = 0.2211$$

#### 4.3.5.1 Distribución vertical de fuerzas laterales (NEC-SE-DS 6.3.5)

$$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum W_i h_i^k} \cdot C$$

**Tabla 41. Determinacion de k**

Valores de T (s)	k
$\leq 0.50$	1
$0.50 \leq T \leq 2.50$	$0.75 + 0.50 T$
$\geq 2.50$	2

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015) p. 67

$$K = 1$$

**Tabla 42. Fuerzas Horizontales en columnas.**

Columna Tipo:	H (m.)	$H^k$	W (ton)	$W \times H^k$	$F_x$ (ton)	Cortante de piso
C2	1.10	1.10	4.29	4.72	0.28	0.28
C3	2.60	2.60	8.66	22.52	1.33	1.61
C4	4.20	4.20	8.91	37.41	2.20	3.81
C5	5.50	5.50	4.53	24.94	1.47	5.28
Cubierta:	8.50	8.50	1.98	16.87	0.99	<b>6.27 ton.</b>
		$\Sigma$ :	28.37	106.45		

Comprobación:

- $F_x = W.C$

$$F_x = (28.37) (0.2211) = \mathbf{6.27 \text{ ton.}}$$

#### 4.3.5.5.2 Excentricidad accidental.

$$e_x = 0.05 L_x = 0.05 \times 34.80 = 1.74 \text{ m}$$

$$e_y = 0.05 L_y = 0.05 \times 10.45 = 0.5225 \text{ m}$$

#### 4.3.5.6 Control de desplazamientos laterales.

“La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la Tabla 43.” (NEC-SE-DS, 2015, p. 40)

**Tabla 43.** Valores de la deriva máxima de piso, expresados como fracción de la altura de piso.

Estructuras de:	$\Delta_M$ máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: Tabla 7 de la (NEC-SE-DS, 2015) p. 40

Se hará un control de deformaciones, a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso  $\Delta_M$ , la cual se debe calcular mediante (NEC-SE-DS, 2015 p. 60):

$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$	
Dónde:	
$\Delta_M$	Deriva máxima inelástica
$\Delta_E$	Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas
<b>R</b>	Factor de reducción de resistencia (véase la sección <a href="#">6.3.4</a> )

En la tabla 43 y 44 se verifica que:  $\Delta x < \Delta M$  máx

**Tabla 44.** Control de desplazamientos laterales, dirección X, según NEC15.

NIVEL	DIRECCION X				$\Delta M_{máx}$ (cm.)	Observación:	
	CMB	CMB	CMB	CMB			
	1	2	1	2			
	$\Delta x$ (cm.)	$\Delta x$ (cm.)	$\Delta M$ (cm.)	$\Delta M$ (cm.)			
<b>N+1.10</b>	0.136	0.110	0.61	0.50	2.20	Cumple	Cumple
<b>N+2.60</b>	0.137	0.111	0.62	0.50	5.20	Cumple	Cumple
<b>N+2.75</b>	0.223	0.176	1.00	0.79	5.50	Cumple	Cumple
<b>N+4.20</b>	0.139	0.112	0.63	0.50	8.40	Cumple	Cumple
<b>N+5.50</b>	0.128	0.103	0.58	0.46	5.50	Cumple	Cumple

**Tabla 45.** Control de desplazamientos laterales, dirección Y, según NEC15.

NIVEL	DIRECCION Y		$\Delta M$ (cm.)	$\Delta M$ (cm.)	$\Delta M_{Máx}$ (cm.)	Observación:	
	CMB 1	CMB 2					
N+1.10	0.002	0.007	0.009	0.03	2.20	Cumple	Cumple
N+2.60	0.002	0.067	0.009	0.30	5.20	Cumple	Cumple
N+2.75	0.002	0.142	0.009	0.64	5.50	Cumple	Cumple
N+4.20	0.001	0.218	0.005	0.98	8.40	Cumple	Cumple
N+5.50	0.001	0.282	0.005	1.27	5.50	Cumple	Cumple

Para:

$$\text{CMB 1} = 1.20 \text{ CM} + 1.60 \text{ CV}$$

$$\text{CMB 2} = 1.20 \text{ CM} + 1.0 \text{ CS} + 1.0 \text{ CV}$$

#### 4.3.5.7 Estabilidad.

Para que una estructura sea estable se deberá cumplir que:

$$\text{Momento estático} \div \text{Momento de Vuelco} > 2$$

Tomando momentos con respecto al punto D2 (véase ilustración 32) obtenemos los valores mostrados en las Tablas 47 y 48.

**Tabla 46.** Momento de vuelco en el pórtico 1

Fh	H	Fh x H
0.28	1.10	0.31
1.33	2.60	3.45
2.20	4.20	9.26
1.47	5.50	8.08
0.99	8.50	8.45
$\Sigma$ :		29.55 ton-m

**Tabla 47.** *Momento estático en el pórtico 1*

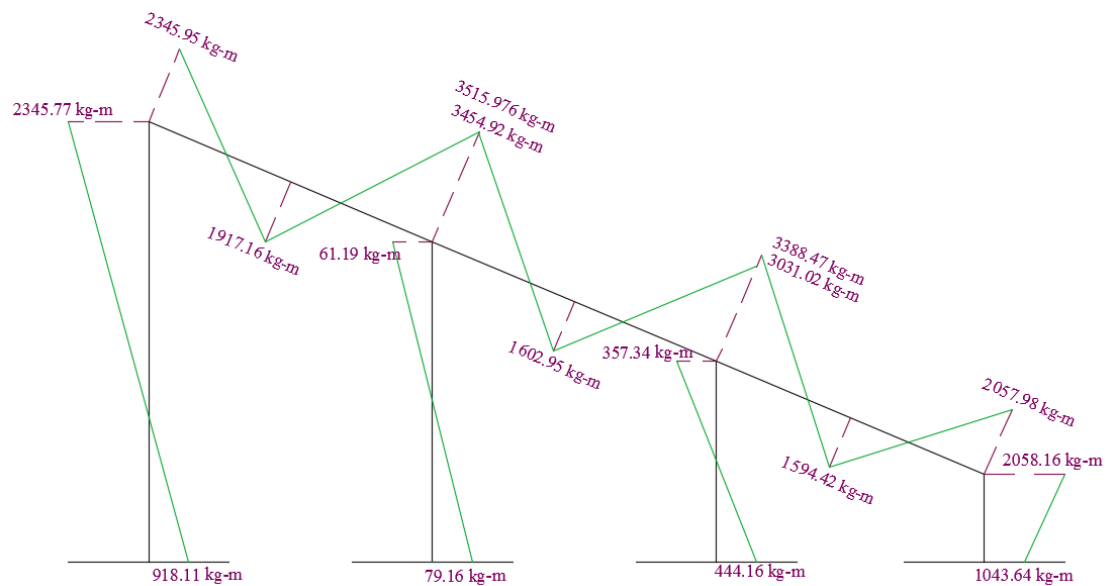
Wi	d	Wi.d
4.29	10.45	44.81
8.66	6.90	59.76
8.91	3.55	31.62
4.53	0.00	0.00
1.98	5.07	10.06
	$\Sigma$ :	146.25 ton-m

- Factor de Seguridad Fs:

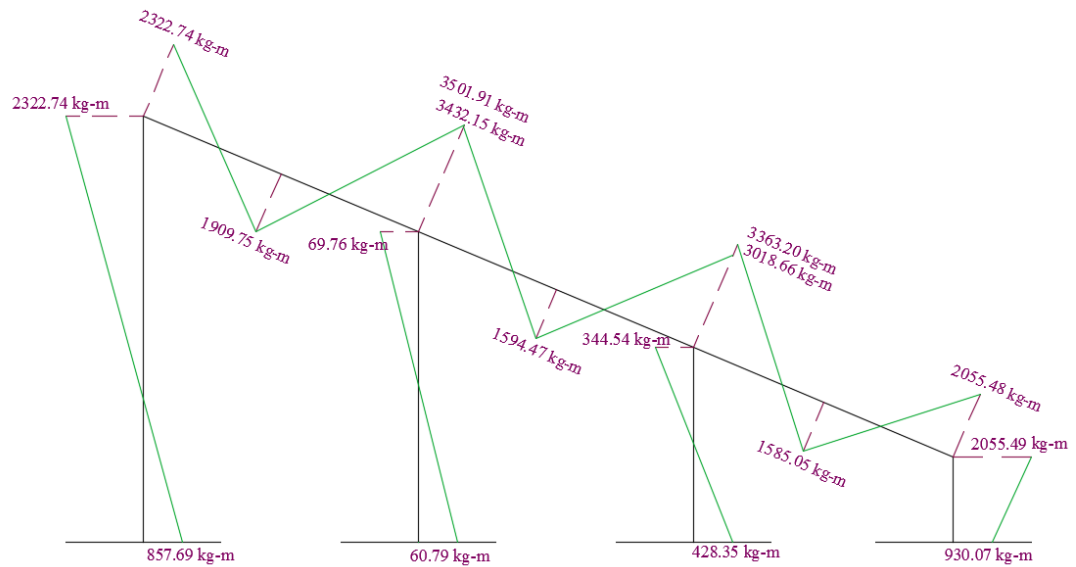
$$146.25 \div 29.55 = 5$$

5 > 2 Cumple.

#### 4.3.5.8 Gráficos de Momentos y Cortantes



**Ilustración 40.** *Diagrama de momentos producidos por cargas muertas (Metodo de Hardy Cross, 1930).*

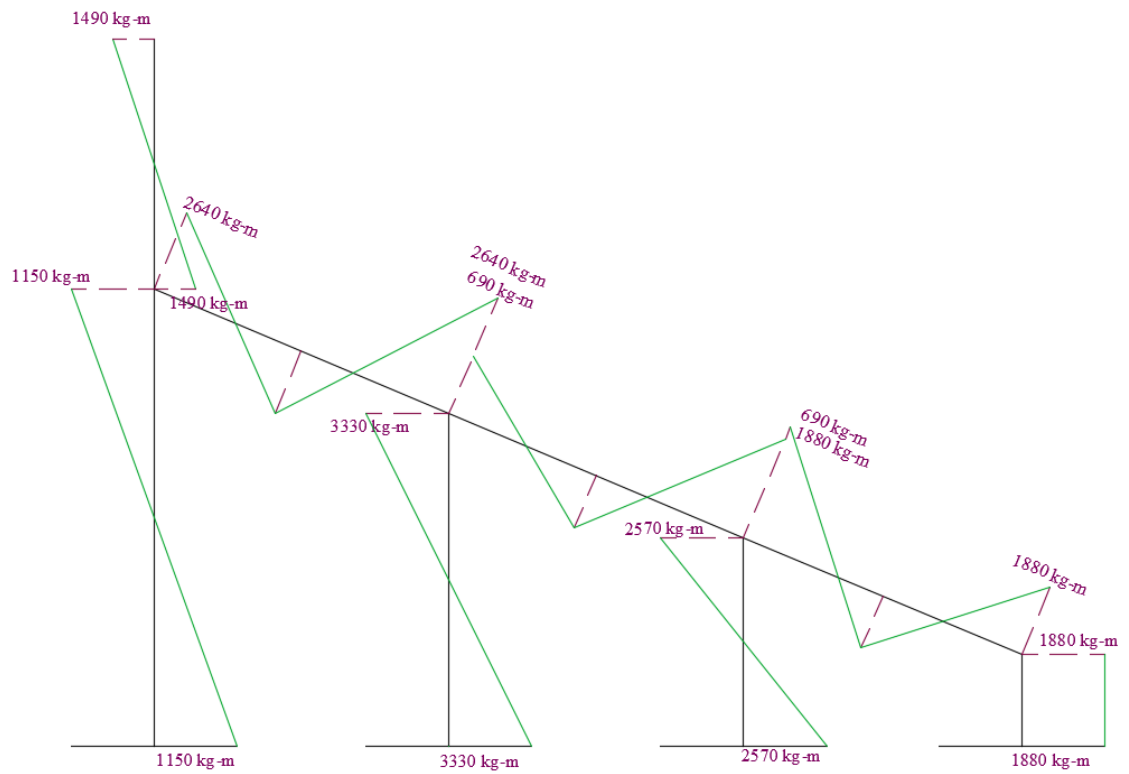


**Ilustración 41.** Diagrama de momentos producidos por cargas vivas (Metodo de Hardy Cross, 1930).

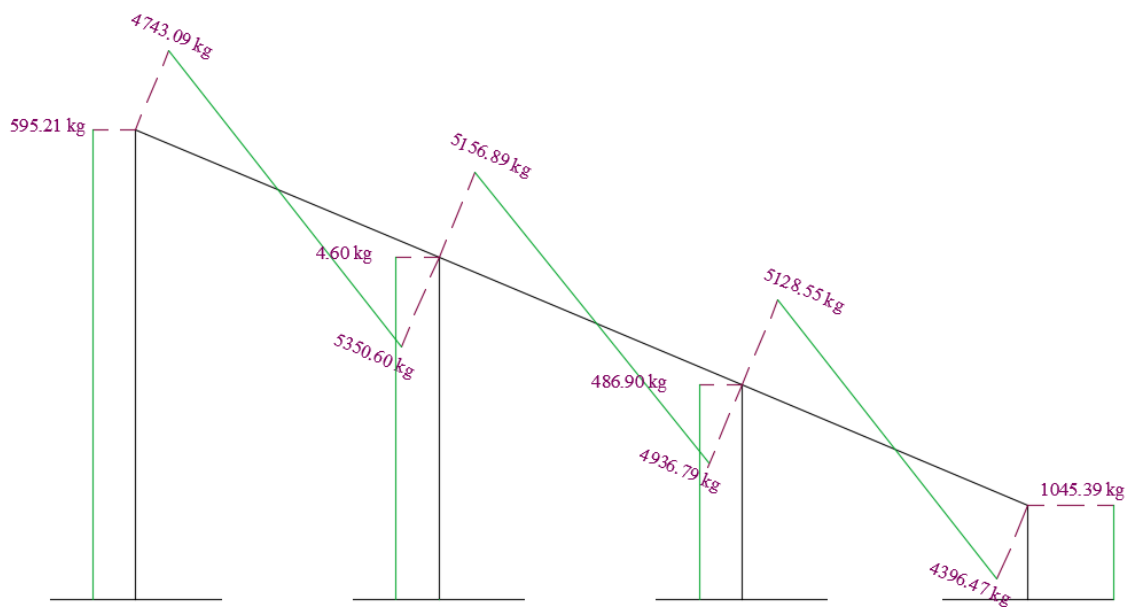
De acuerdo con los cálculos mostrados en la tabla, podemos encontrar los momentos en las vigas y columnas, cuando al pórtico se le aplican fuerzas horizontales.

**Tabla 48.** Cortantes y momentos en columnas, producidas por fuerzas horizontales

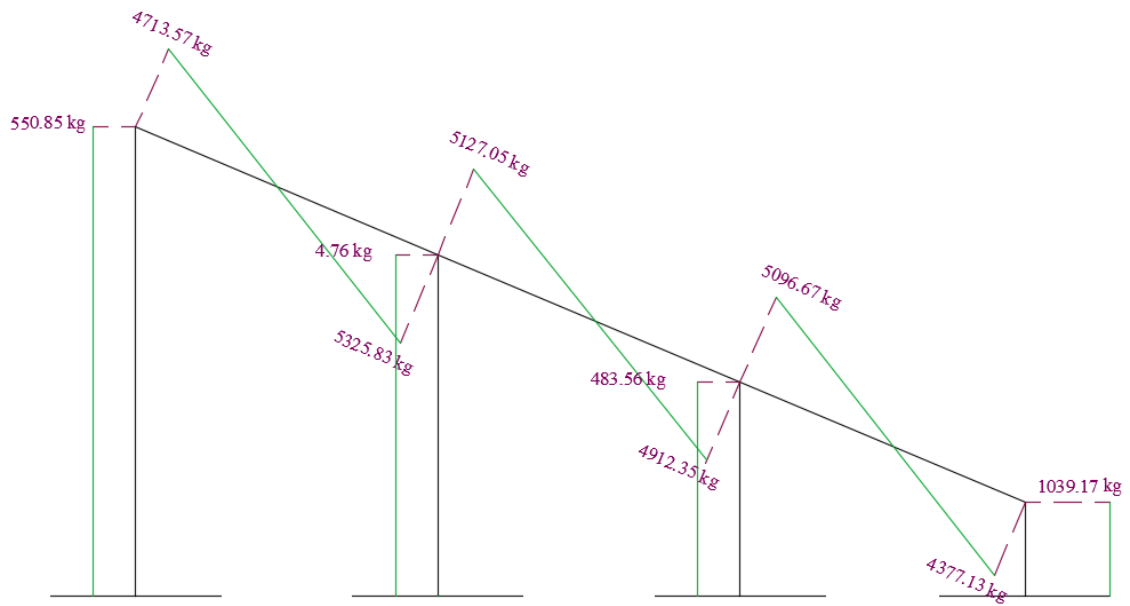
MOMENTOS EN COLUMNAS (método del portal)				
Nivel	Fx	Vx	hi (m)	Mu (Ton-m)
C2	6.27	1.01	1.10	0.55
C3	6.00	1.98	2.60	2.57
C4	4.67	1.59	4.20	3.33
C5	2.46	0.42	5.50	1.15
Cubierta	0.99	0.99	3.00	1.49



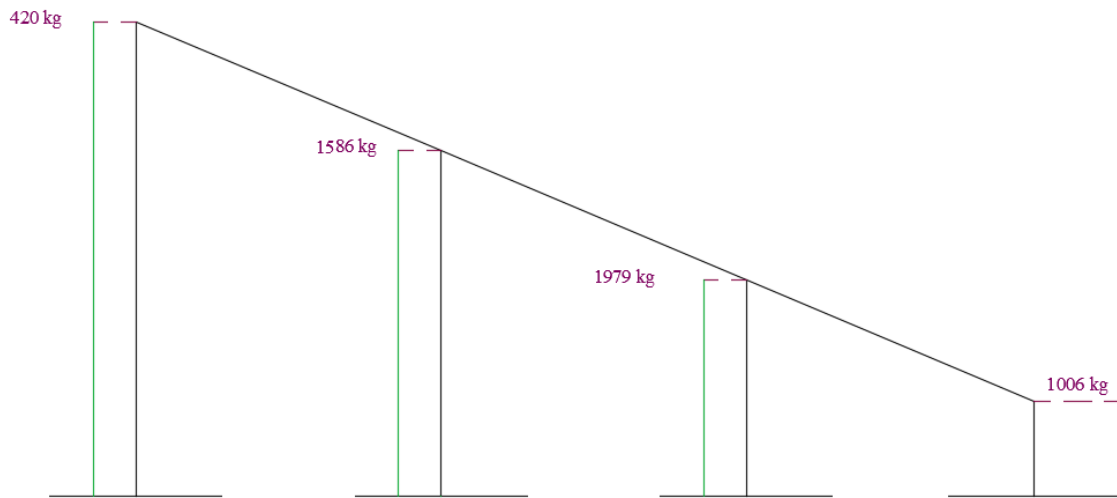
**Ilustración 42.** Diagrama de momentos producidos cargas sísmicas (Metodo del Portal)



**Ilustración 43.** Diagrama de cortante producido por cargas muertas.



**Ilustración 44.** Diagrama de cortante producido por cargas vivas.



**Ilustración 45.** *Diagrama de cortante producido por cargas horizontales.*

### 4.3.6 Diseño de elementos estructurales.

#### 4.3.6.1 Diseño de Cabezales.

Al tener mayor sección base de la estructura metálica se producen ménsulas en el cabezal por lo cual el código ACI-318-2014 capítulo 16 establece las dimensiones mínimas y el proceso de diseño para resistir el cortante dado:

Datos:

- $Nuc=3026$  kg
- $Vu=24817$  kg
- $bw= 45$ cm
- $d= 30$  cm
- $av= 10$ cm

De acuerdo a la ACI 318-14 la ménsula deberá cumplir los siguientes parámetros:

## 1. Fuerza Horizontal

$$Nuc > 0.2Vu$$

$$Nuc > 4967.4 \text{ kg} > 3026 \text{ kg}$$

## 2. Cortante:

$$Vu/\Phi = 33089 \leq \begin{cases} 0.2fc \cdot bw \cdot d = 76099.34 \text{ kg} \\ (480 + 0.08fc) \cdot bw \cdot d = 76099.34 \text{ kg} \\ 1600 \cdot bw \cdot d = 152198.7 \text{ kg} \end{cases}$$

Cumple.

## 3. Momento:

$$Mu = Vu \cdot Av + Nuc (h-d)$$

$$Mu = 263300 \text{ kg-cm}$$

**4.3.6.1.1 Cálculo de Aceros:**

## 1. Resistencia Nominal a Cortante (Horizontal):

$$Nn = An \cdot Fy$$

$$An = 4967.4 / 4200$$

$$\mathbf{An = 1.183 \text{ cm}^2}$$

## 2. Resistencia Nominal a Cortante (Vertical):

$$Vn = \mu \cdot Avf \cdot Fy$$

$$Avf = Vn / \mu \cdot Fy$$

Donde:

$$\mu = 0.70\lambda$$

$$\lambda = 1 \text{ Concreto de Peso Normal.}$$

$$\mathbf{Avf = 11.18 \text{ cm}^2}$$

## 3. Resistencia Nominal a Flexión

$$Af = \rho \cdot bw \cdot d$$

Donde  $\rho$  se calcula de acuerdo al código ACI-318 Cap. 22

$$\rho = 0.0018 < 14/F_y$$

$$\therefore A_f = (0.0033) (45) (30)$$

$$A_f = 4.45 \text{ cm}^2$$

#### 4.3.5.1.2 Diseño de la Ménsula:

##### 1. Límites de Refuerzo:

El Área de Refuerzo principal “ $A_{sc}$ ” debe ser al menos, la mayor de:

$$a) A_f + A_n = 5.64 \text{ cm}^2$$

$$b) 2/3 (A_{vf}) + A_n = 8.64 \text{ cm}^2$$

$$a) 0.04 (f_c/f_y) (b_w \cdot d) = 2.70 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 8.64 \text{ cm}^2$$

Equivalente a 6 varillas de 14 mm = 9.236 cm<sup>2</sup>

##### 2. Estribos:

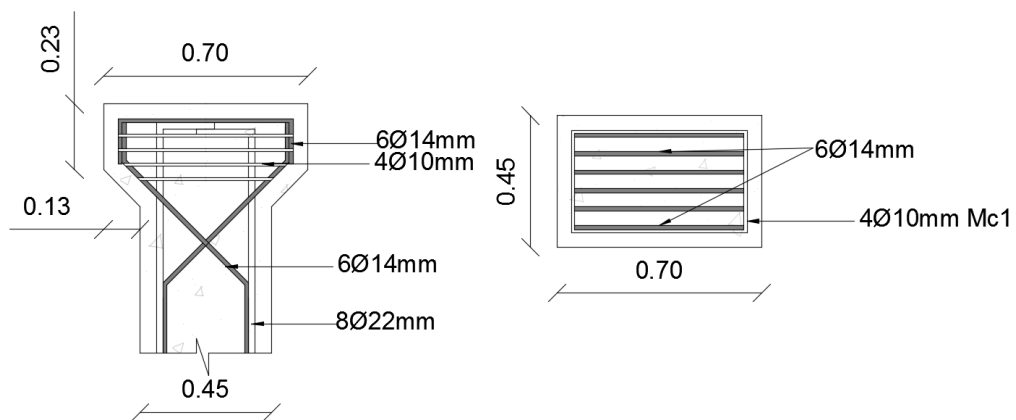
El Área Total de Estribos cerrados o paralelos al refuerzo principal de tracción “ $A_h$ ” debe ser al menos:

$$A_h = 0.50 (A_{sc} - A_n) = 7.656 \text{ cm}^2$$

$$A_h = 2.935 \text{ cm}^2$$

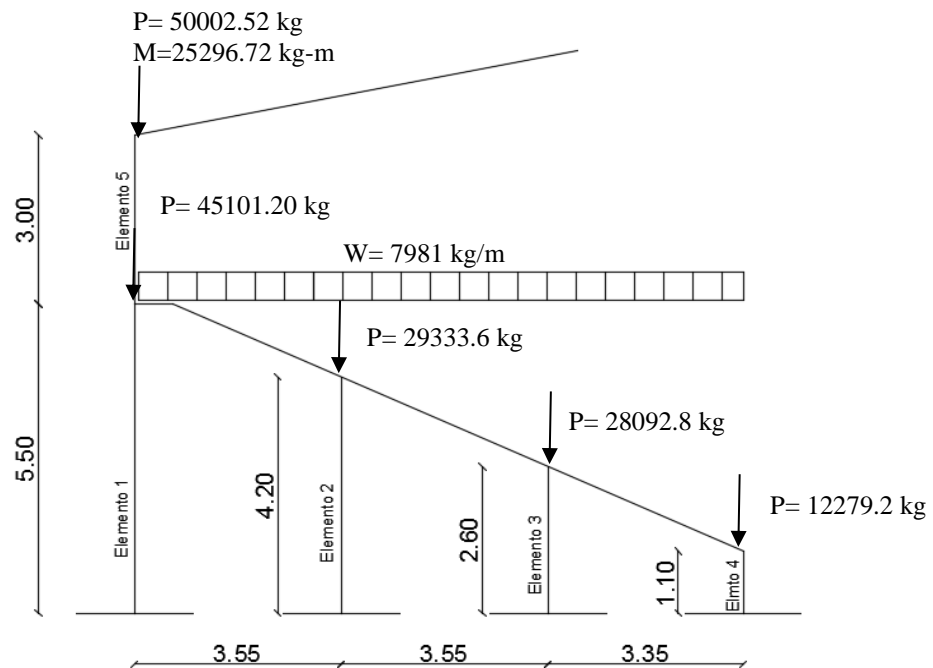
Equivalente a 1 varillas de 10 mm @ 5cm.

#### 4.3.6.1.3 Detalle de Armado:



**Ilustración 46.** Armadura principal del Cabezal.

#### 4.3.6.2 Diseño de Columnas:



**Ilustración 47.** Cargas para pre diseño de columnas.

### Columna eje nivel de + 5.50 a + 8.50 (Elemento 5)

Datos:
Recubrimiento= 5 cm.
b= 45 cm.
h= 45 cm.
fc= 210 kg/cm <sup>2</sup>
Fy= 4200 kg/cm <sup>2</sup>
Pu (máx.)= 50002.52 kg.
Mu (máx.)= 0 kg-m.

Capacidad por carga axial de una columna cuadrada con estribos

$$\Phi P_n = 0.65 (0.80) [0.85 f_c (A_g - A_s) + F_y \cdot A_s] \quad (\text{Ecuación 10-2 ACI, 08})$$

$$50002.52 = 0.65 (0.80) [0.85 (210) (2025 - A_s) + 4200 \cdot A_s]$$

$$A_s = 20.25 \text{ cm}^2$$

Correspondiente a: 6  $\Phi$  de 20mm.

### Columna eje nivel de + 0.00 a + 5.50 (Elemento 1)

Datos:
Recubrimiento= 5 cm.
b= 45 cm.
h= 45 cm.
fc= 210 kg/cm <sup>2</sup>
Fy= 4200 kg/cm <sup>2</sup>
V <sub>uD</sub> = 4743.09 kg.
V <sub>uL</sub> = 47130.57 kg.
P <sub>CABEZAL</sub> = 282.15 kg
P <sub>C<sub>Sup</sub></sub> = 24816.30 kg
M <sub>uD</sub> = 2345.77 kg-m.
M <sub>uL</sub> = 2322.74 kg-m.
M <sub>uE</sub> = 1150 kg-m.

$$P_{C_{Sup}} = (0.45) (0.45) (3.0) (2400) = 1458 \text{ kg.}$$

$$P_u = 1.20 [(P_{C_{Sup}} + P_{CABEZAL} + P_{C_{Sup}} + V_{uD})] + 1.60 [V_{uL}] = 45101.20 \text{ kg.}$$

$$P_n = P_u / 0.65$$

$$P_n = 69386.46 \text{ kg}$$

Momento que supone no hay desplazamiento lateral.

$$M_{ns} = 1.20 M_{uD} + 1.60 M_{uL} = 6531.308 \text{ kg-m}$$

Momento que supone si hay desplazamiento lateral.

$$M_s = 1.20 M_{uD} + 1.0 M_{uL} + 1.0 M_{uE} = 6287.66 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = M_{ns} + (\delta_s) M_s \quad (\text{Ecuación 10-19, ACI318-08})$$

$$M_2 = 12976.70 \text{ kg-m}$$

$$e = 12976.70 \div 69386.46 = 0.18 \text{ m.}$$

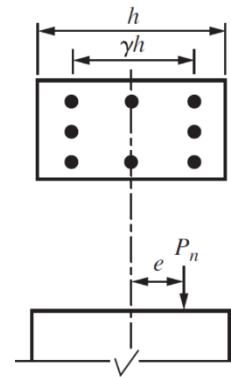
$$\gamma = 35/45 = 0.77$$

Valores de  $K_n$  y  $R_n$ :

$$K_n = P_n \div (f_c \cdot A_g) = 0.122$$

$$R_n = P_n \cdot e \div (f_c \cdot A_g \cdot h) = 0.104$$

Utilizando los graficas 7 y 8 del Anexo 1, tenemos que:



Interpolando valores:	$\gamma$	$\rho_z$
	0.70	0.0125
	0.80	0.012
	$\therefore 0.77$	0.0125

Por lo tanto:

- $A_s = \rho_z \cdot A_g$
- $A_s = (0.0125) (45) (45) = 25.31 \text{ cm}^2$

Correspondiente a: 8  $\Phi$  de 20mm.

**Columna eje nivel de + 0.00 a + 4.20 (Elemento 2)**

Datos:
Recubrimiento= 5 cm.
b= 45 cm.
h= 40 cm.
fc= 210 kg/cm <sup>2</sup>
Fy= 4200 kg/cm <sup>2</sup>
Vu <sub>D</sub> = 10507.49 kg.
Vu <sub>L</sub> = 10452.88 kg.
Mu <sub>D</sub> = 79.16 kg-m.
Mu <sub>L</sub> = 69.76 kg-m.
Mu <sub>E</sub> = 3330 kg-m.

$$P_u = 1.20 (V_{uD}) + 1.60 (V_{uL}) = 29333.60 \text{ kg.}$$

$$P_n = P_u / 0.65$$

$$\mathbf{P_n = 45128.61 \text{ kg}}$$

Momento que supone no hay desplazamiento lateral.

$$M_{ns} = 1.20 M_{uD} + 1.60 M_{uL} = 192.25 \text{ kg-m}$$

Momento que supone si hay desplazamiento lateral.

$$M_s = 1.20 M_{uD} + 1.0 M_{uL} + 1.0 M_{uE} = 3485.78 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = M_{ns} + (\delta_s) M_s \quad (\text{Ecuación 10-19, ACI318-08})$$

$$\mathbf{M_2 = 3765.47 \text{ kg-m}}$$

$$e = 3765.47 \div 45128.61 = 0.08 \text{ m.}$$

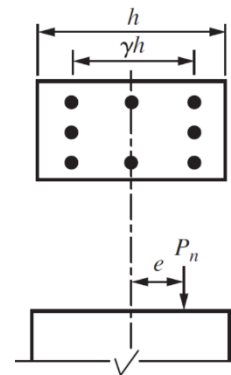
$$\gamma = 35/45 = 0.77$$

Valores de Kn y Rn:

$$K_n = P_n \div (f_c \cdot A_g) = 0.089$$

$$R_n = P_n \cdot e \div (f_c \cdot A_g \cdot h) = 0.019$$

Utilizando los graficas 7 y 8 del Anexo 1, tenemos que:



Interpolando valores:	$\gamma$	$\rho_z$
	0.70	0.010
	0.80	0.010
	$\therefore 0.77$	0.010

Por lo tanto:

$$A_s = \rho_z \cdot A_g$$

$$A_s = (0.01) (45) (40) = 18 \text{ cm}^2$$

Correspondiente a: 8  $\Phi$  de 18mm.

### Columna eje nivel de + 0.00 a + 2.60 (Elemento 3)

Datos:
Recubrimiento= 5 cm.
b= 45 cm.
h= 40 cm.
$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
$V_{uD} = 10065.34 \text{ kg.}$
$V_{uL} = 10009.02 \text{ kg.}$
$M_{uD} = 444.16 \text{ kg-m.}$
$M_{uL} = 428.35 \text{ kg-m.}$
$M_{uE} = 2570 \text{ kg-m.}$

$$P_u = 1.20 (V_{uD}) + 1.60 (V_{uL}) = 28092.80 \text{ kg.}$$

$$P_n = P_u / 0.65$$

$$P_n = 43219.70 \text{ kg}$$

Momento que supone no hay desplazamiento lateral.

$$M_{ns} = 1.20 M_{uD} + 1.60 M_{uL} = 1218.35 \text{ kg-m}$$

Momento que supone si hay desplazamiento lateral.

$$M_s = 1.20 M_{uD} + 1.0 M_{uL} + 1.0 M_{uE} = 3531.34 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = M_{ns} + (\delta_s) M_s \quad (\text{Ecuación 10-19, ACI318-08})$$

$$M_2 = 4838.28 \text{ kg-m}$$

$$e = 4838.28 \div 43219.70 = 0.11 \text{ m.}$$

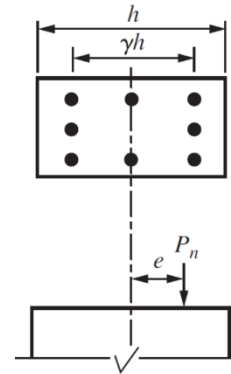
$$\gamma = 35/45 = 0.77$$

Valores de  $K_n$  y  $R_n$ :

$$K_n = P_n \div (f_c \cdot A_g) = 0.085$$

$$R_n = P_n \cdot e \div (f_c \cdot A_g \cdot h) = 0.0022$$

Utilizando los graficas 7 y 8 del Anexo 1, tenemos que:



Interpolando valores:	$\gamma$	$\rho_z$
	0.70	0.010
	0.80	0.010
	$\therefore 0.77$	0.010

Por lo tanto:

$$A_s = \rho_z \cdot A_g$$

$$A_s = (0.01) (45) (40) = 18 \text{ cm}^2$$

Correspondiente a: 8  $\Phi$  de 18mm.

#### Columna eje nivel de + 0.00 a + 1.10 (Elemento 4)

Datos:
Recubrimiento= 5 cm.
$b = 35 \text{ cm.}$
$h = 35 \text{ cm.}$
$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
$V_{uD} = 4396.47 \text{ kg.}$
$V_{uL} = 4377.13 \text{ kg.}$
$M_{uD} = 2058.16 \text{ kg-m.}$
$M_{uL} = 2055.49 \text{ kg-m.}$
$M_{uE} = 1880 \text{ kg-m.}$

$$P_u = 1.20 (V_{uD}) + 1.60 (V_{uL}) = 12279.20 \text{ kg.}$$

$$P_n = P_u / 0.65$$

$$P_n = 18891.08 \text{ kg}$$

$$M_u = 1.20 M_{uD} + 1.60 M_{uL} = 6405.28 \text{ kg-m}$$

$$M_u = 1.20 M_{uD} + 1.0 M_{uL} + 1.0 M_{uE} = 5758.57 \text{ kg-m}$$

Tomamos el mayor

$$M_u = 6405.28 \text{ kg-m}$$

$$e = 6405.28 \div 18891.08 = 0.33 \text{ m.}$$

$$\gamma = 25/35 = 0.714$$

Valores de  $K_n$  y  $R_n$ :

$$K_n = P_n \div (f_c \cdot A_g) = 0.055$$

$$R_n = P_n \cdot e \div (f_c \cdot A_g \cdot h) = 0.033$$

Utilizando los graficas 7 y 8 del Anexo 1, tenemos que:

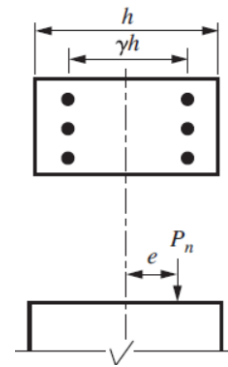
Interpolando		
valores:	$\gamma$	$\rho_z$
	0.70	0.010
	0.80	0.010
	$\therefore 0.77$	0.010

Por lo tanto:

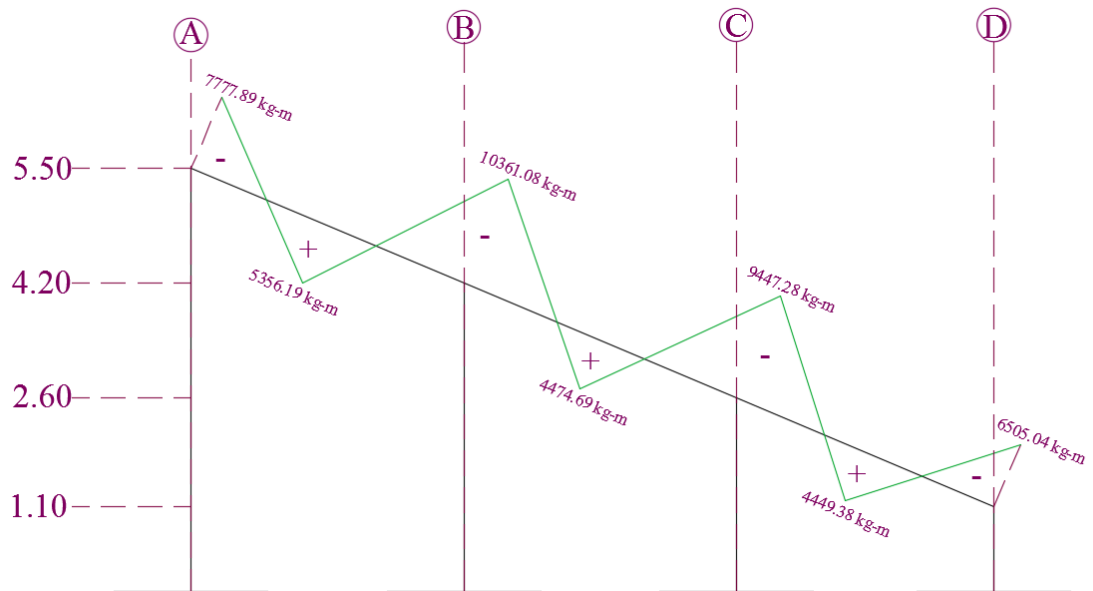
$$A_s = \rho_z \cdot A_g$$

$$A_s = (0.01) (35) (35) = 12.25 \text{ cm}^2$$

Correspondiente a: 6  $\Phi$  de 18mm.



### 4.3.6.3 Diseño de Vigas:



**Ilustración 48.** Momentos positivos y negativos máximos en la viga.

Cuantía Balanceada:

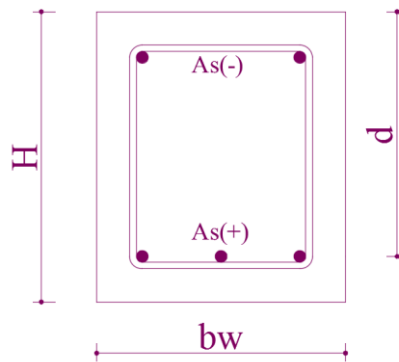
- $\rho_b = 0.85\beta_1(6300/6300 + F_y)$ ;  $0.65 \leq \beta \leq 0.85$   
 $\rho_b = 0.722$

Cuantía Máxima y Mínima:

- $\rho_{\text{máx}} = 0.5\rho_b = 0.36$
- $\rho_{\text{mín}} = 14/F_y = 0.00333$

Cálculo:

DATOS:
Ancho: $b_w = 30 \text{ cm}$
Peralte: $H = 35 \text{ cm}$
Recubrimiento: $4 \text{ cm}$
Resistencia del Hormigón (compresión): $210 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia del Acero (fluencia): $4200 \text{ kg/cm}^2$



### Tramo A-B

$$M_u (-) = 777789 \text{ kg-cm}$$

$$R_n = M_u / (\Phi b_w d^2) \quad \Phi = 0.90$$

$$R_n = 29.98 \text{ cm}$$

Cuantía necesaria ( $\rho$ ):

$$\rho = 0.85 f_c / f_y [1 - \sqrt{1 - (2 \cdot R_n / 0.85 \cdot f_c)}]$$

$$\rho = 0.0051 > \rho_{\text{mín}} = 14 / F_y$$

$$A_s = \rho \cdot b_w \cdot d$$

$$A_s (-) = 7.31 \text{ cm}^2$$

Equivalente a 5  $\Phi$  de 14mm.

$$\mathbf{Mu (+) = 535619 \text{ kg-cm}}$$

$$R_n = 20.64 \text{ cm}$$

Cuantía necesaria ( $\rho$ ):

$$\rho = 0.0052 > \rho_{\text{mín}} = 14/F_y$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot w \cdot d.$$

$$A_{s(+)} = 4.87 \text{ cm}^2$$

Equivalente a 2  $\Phi$  de 12mm. + 2  $\Phi$  de 14mm.

$$\mathbf{Mu (-) = 1036108 \text{ kg-cm}}$$

$$R_n = 39.93 \text{ cm}$$

Cuantía necesaria ( $\rho$ ):

$$\rho = 0.0109 > \rho_{\text{mín}} = 14/F_y$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot w \cdot d.$$

$$A_{s(-)} = 10.14 \text{ cm}^2$$

Equivalente a 2  $\Phi$  de 14mm. + 2  $\Phi$  de 18mm. + 1  $\Phi$  de 16mm.

### **Tramo B-C**

$$\mathbf{Mu (+) = 447469 \text{ kg-cm}}$$

$$R_n = 17.25 \text{ cm}$$

Cuantía necesaria ( $\rho$ ):

$$\rho = 0.0043 > \rho_{\text{mín}} = 14/F_y$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot w \cdot d.$$

$$A_s(+)= 4.02 \text{ cm}^2$$

Equivalente a 4  $\Phi$  de 12mm.

$$\mathbf{Mu (-) = 944728 \text{ kg-cm}}$$

$$R_n = 36.41 \text{ cm}$$

Cuantía necesaria ( $\rho$ ):

$$\rho = 0.0098 > \rho_{\text{mín}} = 14/F_y$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot w \cdot d.$$

$$A_s(+)= 9.11 \text{ cm}^2$$

Equivalente a 2  $\Phi$  de 14mm. + 3  $\Phi$  de 16mm.

### **Tramo C-D**

$$\mathbf{Mu (+) = 444938 \text{ kg-cm}}$$

$$R_n = 17.15 \text{ cm}$$

Cuantía necesaria ( $\rho$ ):

$$\rho = 0.0043 > \rho_{\text{mín}} = 14/F_y$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot w \cdot d.$$

$$A_s(+)= 4.00 \text{ cm}^2$$

Equivalente a 4  $\Phi$  de 12mm.

$$M_u (-) = 640504 \text{ kg-cm}$$

$$R_n = 24.69 \text{ cm}$$

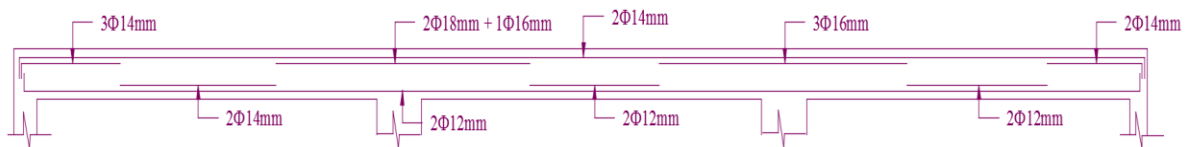
Cuantía necesaria ( $\rho$ ):

$$\rho = 0.0064 > \rho_{\text{mín}} = 14/F_y$$

$$A_s = \rho \cdot b_w \cdot d.$$

$$A_s(+) = 5.91 \text{ cm}^2$$

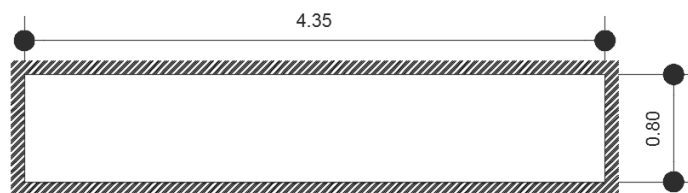
Equivalente a 4  $\Phi$  de 14mm.



**Ilustración 49.** Armado de viga inclinada.

#### 4.3.6.4 Diseño de Huella y Contrahuella (Losetas de Graderíos)

##### 4.3.6.4.1 Diseño de la Huella.



**Ilustración 50.** Vista en planta de la Huella de graderíos.

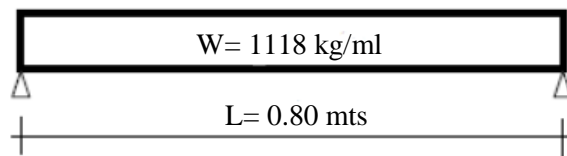
DATOS:
Ancho: $b_w = 100 \text{ cm}$ .
Peralte: $t = 10 \text{ cm}$ .
Largo: $L = 80 \text{ cm}$ .
Recubrimiento: $4 \text{ cm}$ .
Resistencia del Hormigón (compresión): $210 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia del Acero (fluencia): $4200 \text{ kg/cm}^2$

**Cálculo:**

Carga última:  $W = 1.2CM + 1.6CV$

$$W = 1.2 (238) + 1.6 (520)$$

$$W = 1118 \text{ kg/ml}$$



$$M_{\text{máx}} = ql^2/8$$

$$M_{\text{máx}} = 8941 \text{ kg-cm}$$

$$V_{\text{máx}} = ql/2$$

$$V_{\text{máx}} = 447 \text{ kg}$$

Determinamos la cuantía necesaria de acero:

$$\rho = 0.85 f_c / f_y [1 - \sqrt{1 - (2 \cdot R_n / 0.85 \cdot f_c)}]$$

$$R_n = M_{\text{max}} / (\Phi \cdot b_w \cdot d^2)$$

$$R_n = 1.766 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 0.00046 \leq \rho_{\text{mín}}$$

Por lo tanto:  $A_s = \rho_{\text{mín}} b.d$

$$A_s = 2.49 \text{ cm}^2$$

**Corresponde a 1 Ø de 10 mm @ 25 cm.**

**Chequeo a Flexión:**

$$d_{fc} = (5/384) (q.L^4) / (E. I_x)$$

$$I_x = L.t^3/12$$

$$I_x = 6666.7 \text{ cm}^4$$

$$d_{fc} = 0.0046 \text{ cm.}$$

La deflexión adicional a largo plazo que resulta de la fluencia y contracción de los elementos sujetos a flexión debe determinarse multiplicando la deflexión máxima inmediata por el factor:

$$\lambda = e / (1 + 50L_r)$$

Donde:

$e$  = factor que depende del tiempo de uso.

$L_r$  = valor de la mitad del claro para elementos apoyados, continuos y en el punto de apoyo para voladizos expresada en metros.

Considerando un servicio mínimo de 10 años sin la intervención de agentes externos que puedan mermar la resistencia de sus elementos.

$$\lambda = 2 / (1 + 50 \times 0.40)$$

$$\lambda = 0.095$$

$$\Delta d_{fc} = 0.095 \times 0.0046 = 0.00044 \text{ cm.}$$

Lo que implica que la deflexión máxima será:

$$Df_{\max} = df_c + \Delta df_c$$

$$Df_{\max} = 0.0051 \text{ cm.}$$

Considerando que la deflexión admisible es  $L/360$ .

$$Df_{\text{adm}} = 80/360 = 0.22 \text{ cm.}$$

$$Df_{\max} \leq Df_{\text{adm}} \text{ "CUMPLE".}$$

### **Chequeo a Corte:**

El chequeo a corte se lo realiza a una distancia  $d$  de la cara de apoyo.

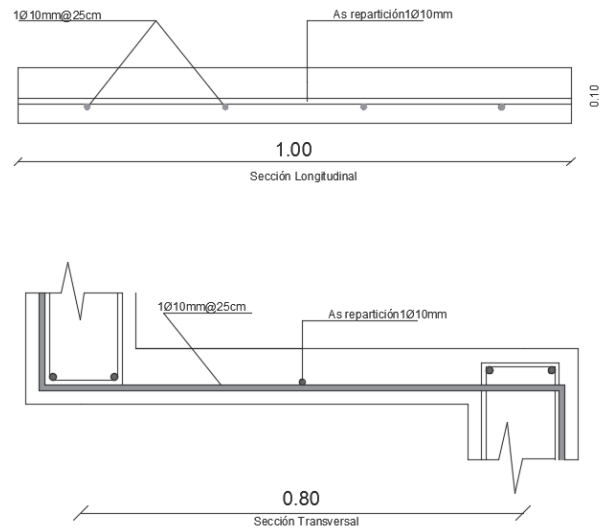
$$V_u = V_{u_{\max}} / (\Phi \cdot b \cdot d) \quad \Phi = 0.85$$

$$V_u = 487 / (0.85 \times 100 \times 7.50) = 0.764 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{\text{adm}} = 0.53 \sqrt{f_c}$$

$$V_{\text{adm}} = 7.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_u \leq V_{\text{adm}} \text{ "CUMPLE".}$$



**Ilustración 51.** *Sección Longitudinal y Transversal de la loseta de graderíos.*

#### 4.3.6.4.2 Diseño de la Contrahuella.

Usando el Método de Croos para la resolución de vigas continuas con una carga total de 1514 kg/ml.

Se obtienen los siguientes resultados:

$$Mu_{m\acute{a}x} (-) = 2000 \text{ kg-m}$$

$$Mu_{m\acute{a}x} (+)^6 = 2408.62 \text{ kg-m}$$

$$Mu_{m\acute{a}x} (+)^7 = 2187.31 \text{ kg-m}$$

Necesitamos saber si la viga se comportará como una viga rectangular o viga T, para ello usamos el método de la (ACI 318SUS-14, 2014), para determinar si el área de compresión se localiza en el ala o en el alma de la viga.

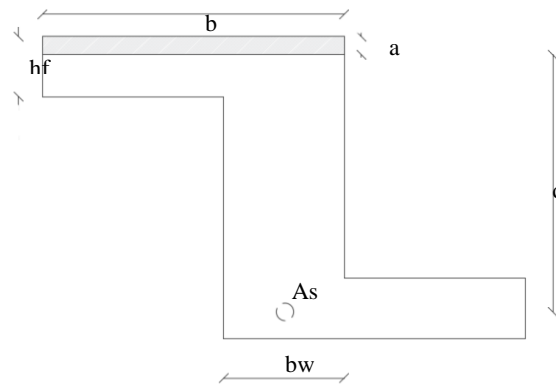
<sup>6</sup> Para Tramos Intermedios.

<sup>7</sup> Para Tramo Inicial y Final.

Análisis de la Viga T, según el código ACI (Jack C McCormac, 2013 p.110)

Datos:

- $b_w=20\text{cm}$ .
- $d=47.5\text{cm}$ .
- $h_f=10\text{cm}$ .
- Brazo de Palanca Z:  
 $Z=d - (a/2)$ ;  $Z=0.9d$  (para la primera iteración)  
 $Z=42.75\text{ cm}$ .



**Ilustración 52.** Perfil de la viga T (graderíos).

- Ancho efectivo del patín:  
 $b= 6hf + b = 80\text{ cm}$   
 $b= \text{distancia libre entre almas}/2= 45\text{ cm}$   
 $b= \text{luz}/12= 35\text{ cm}$   
 Tomamos el menor valor.

Suponiendo que trabaja como viga rectangular  $A_s$  será igual a:

$$A_s = M_u / (\Phi \cdot f_y \cdot Z) \quad \Phi = 0.9$$

$$A_s = 118500 / (0.9 \times 4200 \times 42.75) = 0.733\text{ cm}^2$$

Recalculo de los valores de a y Z partiendo de la ecuación:

$$0.85 \times f_c \times A_c = A_s \times f_y$$

$$A_c = (0.733 \times 4200) / (0.85 \times 210)$$

$$A_c = 17.25 \text{ cm}^2 \leq (b \times h_f) = 350 \text{ cm}^2 \text{ (actúa como viga rectangular)}$$

Después de la 3<sup>era</sup> iteración los valores dados se asemejan, y dan como resultado:

$$A_s (-) = 0.663 \text{ cm}^2 \leq A_{s\text{mín}}$$

$$A_{s(\text{mín})} = (14/f_y) \cdot b \cdot d = 3.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Por lo Tanto } A_s = 3.17 \text{ cm}^2$$

Con un análisis similar calculamos “As” correspondiente a momentos positivos:

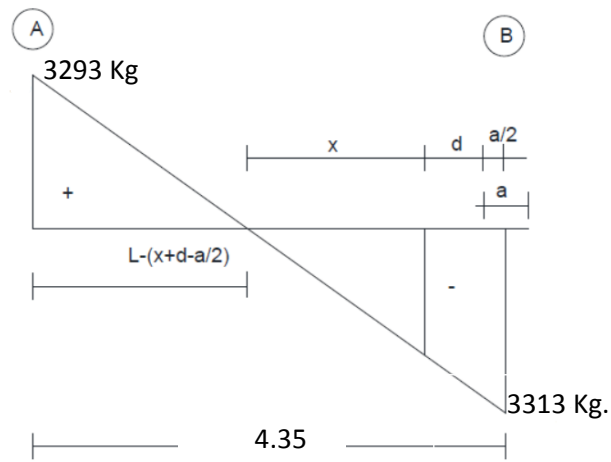
$$A_s (+) = 1.225 \text{ cm}^2 \leq A_{s\text{mín}}$$

$$A_s (+) = 1.351 \text{ cm}^2 \leq A_{s\text{mín}}$$

$$\mathbf{A_s (-) = A_s (+) = 3.17 \text{ cm}^2}$$

Lo que corresponde a 3  $\Phi$  12mm.

**Chequeo a Corte (a una distancia  $d$  de la cara de apoyo).**



$a$  = ancho impuesto de la viga = 25 cm.

$d$  = peralte efectivo de la contrahuella = 47.5 cm.

Determinamos  $X$  por relación de triángulos:

$$\frac{3133.02}{X + d + \frac{a}{2}} = \frac{3075.18}{L - \left(X + d + \frac{a}{2}\right)}$$

$X = 168.93$  cm.

$V_x = 2580.95$  Kg.

$V_u = V_x / (\Phi \cdot b \cdot d) \quad \Phi = 0.85$

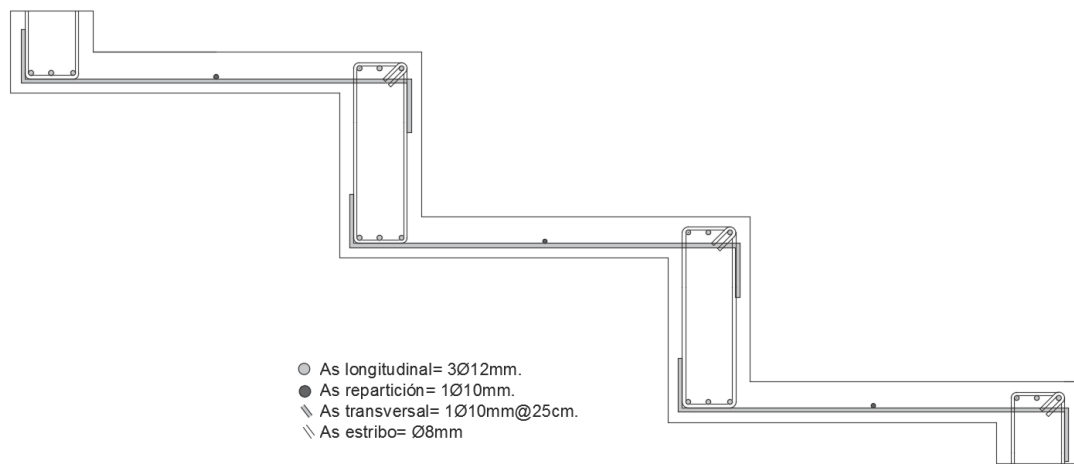
$V_u = 3.20$  kg/cm.

$V_{adm.} = 0.53 \sqrt{f_c} = 7.68$  kg/cm.

$V_u < V_{adm.}$  "Cumple"

A pesar de cumplir se colocan estribos para formar la canastilla, y varillas centrales de 8 mm para facilitar el amarre de las varillas longitudinales.

Por efecto constructivo, la armadura calculada para huellas, se prolongaran verticalmente uniendo las varillas longitudinales de la contrahuella, sirviendo como armadura de repartición vertical, además se colocara acero de repartición en el sentido longitudinal en los medios de las huellas y las contrahuellas con varilla de 10mm de diámetro.



**Ilustración 53.** *Diseño final de Graderíos.*

Del mismo modo se analizan los elementos estructurales para los graderíos de la general, las hojas de cálculo de la misma se presentan en los anexos del presente trabajo junto con sus planos estructurales.

Concluido el diseño de la superestructura, se dispone a calcular los presupuestos y dibujar los planos correspondientes al mismo, como se estableció en el alcance de este trabajo, la infraestructura no se analiza por lo que quedara pendiente su diseño.

## **Capítulo 5. Conclusiones y recomendaciones.**

### **5.1 Conclusiones.**

Se ha diseñado los graderíos y sus componentes basado en normativas locales (NEC2015) y extranjeras ACI, E030; obteniendo dimensiones que soporten adecuadamente las cargas de diseño.

El diseño de la losa se divide en dos partes, una posee refuerzo longitudinal (contrahuellas), y otro refuerzo transversal (huellas) a lo largo de su sección.

Durante el diseño de escaleras, se optó por colocar varillas de 8 mm en el centro de la sección, las cuales permitirán a que las varillas longitudinales se mantengan en su lugar al momento de colado de hormigón.

La cubierta se presenta como una estructura en voladizo, esto provoca en el análisis, un aumento excesivo de esfuerzos axiales, debido a este aumento, se propone aumentar la inercia de los elementos sometidos a estas grandes cargas mediante la colocación de un perfil adicional (C100x50x15mm), el cual cumple con no obstaculizar la colocación de diagonales (L40x40x3mm).

Al analizar la estructura en voladizo, se observó que los esfuerzos axiales que se producían en la cercha eran de gran magnitud, lo que provocaba una deflexión mayor a la admisible (25cm de deformación teniendo como límite 2cm), por ello se optó por diseñar una extensión en la columna y usar un cable a tensión, el cual garantiza control completo de la deflexión en la estructura (2cm), y dando como resultado una estructura en volado más liviana, garantizando un adecuado control de carga sísmica y con la deformación permisible.

Cumpliendo con los objetivos de este trabajo, se presenta el diseño de la superestructura de los graderíos, en base a esto, se dibujan los planos estructurales, y se estima el costo total del proyecto, quedando pendiente la infraestructura para otro estudio, una vez revisado y aprobado este proyecto por el GAD del cantón

En planos arquitectónicos, la cubierta se presenta como una estructura independiente a la estructura de graderíos, se optó por cambiar este sistema y formar una sola estructura, con el objetivo de que los elementos metálicos que conforman la cubierta, estén en menor contacto con los asistentes, evitando así posibles daños al acero.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción rige el análisis de cargas ambientales en la estructura, puesto que analiza las variables propias de nuestro entorno y entrega resultados mayores a los analizados con otros métodos extranjeros.

Es recomendable que las cargas actúen sobre los nudos de la cercha donde se encuentran las correas, para su correcta distribución, esto garantiza que los elementos trabajen esfuerzos axiales de tensión y/o compresión y no a esfuerzos de flexión.

La columna y la cubierta están unidos, mediante una placa de anclaje colocada sobre un cabezal de hormigón armado, diseñado como doble ménsula, de acuerdo a códigos internacionales (ACI) estas se diseñan para estabilizar la estructura metálica formando así un solo elemento.

La distribución de fuerzas sísmicas en las columnas, se determinan en función de áreas tributarias, y no por niveles como en edificaciones, esto al poseer un diferente sistema estructural, las cargas permanentes de cada columna, se multiplican por el coeficiente de cortante basal para determinar las fuerzas horizontales, igual a lo expuesto en la normativa.

Los pórticos inclinados van unidos entre sí mediante vigas de amarre, los cuales proporcionan estabilidad a los graderíos, sin embargo al presentarse columnas esbeltas, se optó por el diseño de vigas de piso, cuya función es evitar el pandeo excesivo de las columnas, y así disminuir el efecto de esbeltez, además de controlar la deformación lateral de la estructura en general.

## **5.2 Recomendaciones.**

Se recomienda que el GAD cantonal, por medio de la institución que le compete, se finalice el diseño referente a la cimentación, estudiando el suelo donde va a asentarse el proyecto.

Una vez finalizada la cimentación se podrá continuar con la construcción y cumplir con el objetivo de fortalecer la actividad deportiva en el Cantón.

Se recomienda al constructor, respetar los detalles constructivos, armado de hierros y especificaciones técnicas para la obtención del correcto funcionamiento de la estructura.

## Bibliografía.

- ACI 318SUS-14. (2014). *Requisitos de reglamento para concreto estructural*.
- Antonio C, & Chea, f. (2014). *Análisis y diseño de escaleras* (1st ed.). Lima peru.
- DPGT-GADMICET. (2015). *Plan de ordenamiento territorial del canton el tambo 2015* (1st ed., vol. 1). Canton el tambo: 2015.
- INEC. (2010). Evolución de las variables investigadas en los censos de población y vivienda del ecuador 1950, 1962, 19749 1982, 1990, 2001 y 2010. *Inec*. Retrieved from [Http://www.ecuadorencifras.gob.ec/documentos/web-INEC/publicaciones/evolución\\_variables\\_1950\\_2010\\_24\\_04\\_2014.pdf](Http://www.ecuadorencifras.gob.ec/documentos/web-INEC/publicaciones/evolución_variables_1950_2010_24_04_2014.pdf)
- INHAMI. (2013). Determinación de ecuaciones para el cálculo de intensidades máximas de precipitación.
- Jack C McCormac, r. H. B. (2013). *Diseño de concreto reforzado* (8th ed.). Mexico df: alfaomega.
- NEC-SE-CG. (2015). Cargas (no sísmicas). Ecuador.
- NEC-SE-DS. (2015). Peligro sísmico, 2, 148.
- NEC-SE-HM. (2015). Estructuras de hormigón armado. Ecuador.
- Parro.com (2012). Definiciones y traducciones. Retrieved from <http://www.parro.com.ar/definicion-de-p%f3rtico>
- Piralla, m. (2002). Diseño estructural. *Unam*, 2, 200.
- Provincial, G. (2016). Gobierno provincial del cañar, 1, 1.
- Real Academia Española. (2018). Diccionario de la lengua española. Retrieved from <http://www.rae.es>

Rosero, R. (2012). *Diseño de graderío y visera del estadio central de la parroquia huachi grande del cantón Ambato*. Universidad Tecnica de Ambato.

Universidad Francisco Marroquín. (2017). Retrieved from <https://educacion.ufm.edu/estadio-o-estadio/>

William T.Segui. (2002). *Diseño de estructuras de acero con LRFD 2da edicion*. (i. T. Editores, ed.) (2nd ed.). Memphis.

ANEXO 1

HOJAS DE CÁLCULO  
PARA EL DISEÑO DE  
GRADERÍOS.

DISEÑO VIGA INCLINADA

fc	210 kg/cm <sup>2</sup>
fy	4200 kg/cm <sup>2</sup>
CUANTIAS BALANCEADAS, MAX. Y MIN.	
$\rho_b = \beta_1 \cdot 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right)$	$p_{max} = 0.5pb$ 0.025
$0.65 \leq \beta_1 \leq 0.85$	$p_{min} = \frac{14}{F_y}$ 0.00333
pb:	0.02125

NEC

DATOS:

Mu=	10537.38 kg-m
b=	35 cm
h=	35 cm
rec=	3 cm
d=	32 cm
Rn=	32.67 cm
p=	0.0087
p=	< pmax
As	9.95 cm <sup>2</sup>

Diametro Varilla (mm)	Numero (varillas)	# Varillas	Espaciamiento entre varillas > 2,54cm.	
12	8.798	9	2.08	NO CUMPLE
14	6.464	7	2.93	CUMPLE
16	4.949	5	4.85	CUMPLE
18	3.910	4	6.73	CUMPLE
2	2	0		
18	18	16	6.73	
5.09	5.09	0.00	CUMPLE	
10.18				

\* VIGA DOBLEMENTE REFORZADA

Mu=	16235.88 kg-m
Rn=	50.33 cm
p=	0.0144
p=	> pmin
As	16.10 cm <sup>2</sup>

0.0204

Diametro Varilla (mm)	Numero (varillas)	# Varillas	Espaciamiento entre varillas > 2,54cm.	
12	14.236	15	0.67	NO CUMPLE
14	10.459	11	1.20	NO CUMPLE
16	8.007	9	1.63	NO CUMPLE
18	6.327	7	2.47	NO CUMPLE
2	4	0		
18	18	16	3.32	
5.09	10.18	0.00	CUMPLE	
15.27				

Mu=	7994.29 kg-m
Rn=	24.78 cm
p=	0.0064
p=	< pmax
As	7.15 cm <sup>2</sup>

Diametro Varilla (mm)	Numero (varillas)	# Varillas	Espaciamiento entre varillas > 2,54cm.	
12	6.318	7	3.17	CUMPLE
14	4.642	5	5.10	CUMPLE
16	3.554	4	7.00	CUMPLE
18	2.808	3	11.00	CUMPLE
2	2			
16	14	7.13		
4.02	3.08	CUMPLE		
7.10				

Mu=	7557.68 kg-m
Rn=	23.43 cm
p=	0.0060
p=	> pmin
As	6.72 cm <sup>2</sup>

Diametro Varilla (mm)	Numero (varillas)	# Varillas	Espaciamiento entre varillas > 2,54cm.	
12	5.944	6	4.04	CUMPLE
14	4.367	5	5.10	CUMPLE
16	3.344	4	7.00	CUMPLE
18	2.642	3	11.00	CUMPLE
2	2			
16	14	7.13		
4.02	3.08	CUMPLE		
7.10				

\* VIGA DOBLEMENTE REFORZADA

Mu=	14923.91 kg-m
Rn=	46.27 cm
p=	0.0130
p=	< pmax
As	14.57 cm <sup>2</sup>

Diametro Varilla (mm)	Numero (varillas)	# Varillas	Espaciamiento entre varillas > 2,54cm.	
12	12.880	13	0.98	NO CUMPLE
14	9.463	10	1.49	NO CUMPLE
16	7.245	8	2.09	NO CUMPLE
18	5.724	6	3.32	CUMPLE
2	4	0		
18	18	16	3.32	
5.09	10.2	0.00	CUMPLE	
15.27				

\* VIGA DOBLEMENTE REFORZADA

Mu=	9360.65 kg-m
Rn=	29.02 cm
p=	0.0076
p=	> pmin
As	8.75 cm <sup>2</sup>

Diametro Varilla (mm)	Numero (varillas)	# Varillas	Espaciamiento entre varillas > 2,54cm.	
12	7.737	8	2.54	CUMPLE
14	5.684	6	3.80	CUMPLE
16	4.352	5	4.85	CUMPLE
18	3.439	4	6.73	CUMPLE
2	2	0		
18	16	0	6.87	
5.09	4.02	0.00	CUMPLE	
9.11				



METODO DE HARDY CROSS (VIGAS CONTINUAS):

K:													
k1:	0.248	Q= 1375.6 kg											
k2:	0.238	Momentos Máximos.											
k3:	0.238	M1 -1811.78											
k4:	0.238	M2 1948.47											
k5:	0.248	M3 2036.93											
		M4 2036.93											
		M5 1948.47											
		M6 1811.78											
nudo	Mequilibrio												
0	0												
1	165.00												
2	0.00												
3	0.00	1948.47		2036.93		2036.93		1948.47		1811.78			
4	-165.00	0.64		-0.93		0.93		-0.61		0.00			
5	0	0.00		0.62		-1.25		1.25		-0.64			
0	0	1.29		-2.50		2.50		-1.23		0.00			
1	0.00	0.00		2.47		-2.52		2.52		-2.58			
2	-40.37	5.15		-5.05		5.05		-4.94		0.00			
3	40.37	0.00		0.00		-10.09		10.09		0.00			
4	0.00	0.00		-20.19		20.19		0.00		0.00			
5	0.00	0.00		40.37		0.00		0.00		-42.13			
0	0	84.26		0.00		0.00		-80.74		0.00			
1	10.09	1857.13		2022.13		2022.13		2022.13		1857.13			
2	-10.09	0.51		0.50		0.50		0.49		0.00			
3	10.09	0.00	4.03	0.49	4.20	0.50	4.20	0.50	4.20	0.51	4.03		
4	-10.09	-1857.13		-2022.13		-2022.13		-2022.13		-1857.13			
5	0.00	0.00		80.74		0.00		0.00		-84.26			
0	0	42.13		0.00		0.00		-40.37		0.00			
1	2.52	0.00		0.00		-20.19		20.19		0.00			
2	-4.99	0.00		-10.09		10.09		0.00		0.00			
3	4.99	0.00		4.94		-5.05		5.05		-5.15			
4	-2.52	2.58		-2.52		2.52		-2.47		0.00			
5	0.00	0.00		1.23		-2.50		2.50		-1.29			
0	0	0.64		-1.25		1.25		-0.62		0.00			
1	1.25	0.00		0.61		-0.93		0.93		-0.64			
2	-1.87	-1811.78		-1948.47		-2036.93		-2036.93		-1948.47			
3	1.87												
4	-1.25												
5	0.00												
CORTANTES:													
Isostaticos	2768.395	2768.395	2888.76	2888.76	2888.76	2888.76	2888.76	2888.76	2888.76	2768.4	2768.4	2768.40	
Hiperstaticos	-33.96	33.96	-21.06	21.06	0.00	0.00	21.06	0.00	21.06	-21.06	33.96	-33.96	
TOTAL:	2734.44	2802.35	2867.70	2909.82	2888.76	2888.76	2888.76	2909.82	2888.76	2867.70	2802.35	2734.44	

Método de Hardy Cross para determinación de momentos en tramos continuos de la losa.

DISEÑO DE COLUMNAS										
TIPO:	SECCION		INERCIA	Lu	FACTOR K					
VIGA	35	35	125052.0833	480	$\Psi_A$	3.92	M.riostrado	M. no riostrado		
COLUMNA	45	40	240000	470	$\Psi_B$	1	K 0.95	K ( $\Psi < 2$ )	1.49	COLUMNA
					> 2		K 0.90	K ( $\Psi > 2$ )	1.96	ESBELTA
							klu/r 31.33	klu/r 51.9		
VIGA	35	35	125052.0833	480	$\Psi_A$	2.05	M.riostrado	M. no riostrado		
VIGA	35	35	125052.0833	475	$\Psi_B$	1.00	K 0.85	K ( $\Psi < 2$ )	1.47	COLUMNA
COLUMNA	45	35	160781	300	< 2		K 0.90	K ( $\Psi > 2$ )	1.43	ESBELTA
							klu/r 18.94	klu/r 32.6		
TRABE	35	35	125052.0833	475	$\Psi_A$	8.63	M.riostrado	M. no riostrado		
COLUMNA	35	35	125052	110	$\Psi_B$	1	K 1.18	K ( $\Psi < 2$ )	1.95	COLUMNA
					> 2		K 0.90	K ( $\Psi > 2$ )	1.88	CORTA
							klu/r 9.43	klu/r 19.7		

FACTOR DE AMPLIFICACION DE MOMENTOS ACI-318SUS08			
1)	COLUMNA ESBELTA	COLUMNA ESBELTA	COLUMNA CORTA
2)	Ec 3604997 lb/plg2	Ec 3604997 lb/plg2	Ec 3604997 lb/plg2
3)	Ig 5766.02 plg4	Ig 3862.78 plg4	Ig 3004.39 plg4
4)	$\beta_d$ 0.439	$\beta_d$ 0.438	$\beta_d$ 0.438
5)	EI 5779781962	EI 3872667406	EI 3012582634
6)	Pc 341105 kg	Pc 578288 kg	Pc 2038836 kg

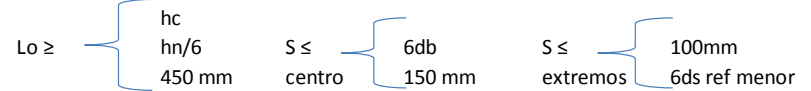
$\Sigma P_c$	2958230 kg
$\Sigma P_u$	68823.9 kg
$\delta$	1.032

Momentos Hardy Cross		Momentos Hardy Cross		Momentos Hardy Cross		Momentos Hardy Cross		Momentos Sismo		COMBINACION NEC		COMBINACION NEC			
Cortante en Vigas CM		Cortante en Vigas CV		Momentos en Vigas CM		Momentos en Vigas CV		Momentos en Vigas		1.2CM+1CS+1CV		1.2CM+1.60CV			
Tramo 1		Tramo 1		Tramo 1		Tramo 1		Tramo 1							
L	4.45	L	4.45	L	4.45	L	4.45	L	4.45						
Vu	5990.11 kg	Vu	5751.22 kg	Mu (-)	3858.44 kg-m	Mu (-)	3692.03 kg-m	Mu (-)	1130 kg-m	9452.16 kg-m	10537.38 kg-m				
Vu	6650.51 kg	Vu	6397.28 kg	Mu (+)	2916.09 kg-m	Mu (+)	2809.36 kg-m	Mu (+)			7994.29 kg-m				
Tramo 2		Tramo 2		Tramo 2		Tramo 2		Tramo 2							
L	4.40	L	4.40	Mu (-)	5444.76 kg-m	Mu (-)	5243.88 kg-m	Mu (-)	2110 kg-m	13887.59 kg-m	14923.91 kg-m				
Vu	6794.29 kg	Vu	6524.29 kg	Mu (+)		Mu (+)		Mu (+)							
Vu	5704.3 kg	Vu	5487.71 kg	Mu (-)	5937.09 kg-m	Mu (-)	5694.61 kg-m	Mu (-)	2110 kg-m	14929.12 kg-m	16235.88 kg-m				
				Mu (+)	2761.61 kg-m	Mu (+)	2652.34 kg-m	Mu (+)	2110 kg-m		7557.68 kg-m				
				Mu (-)	3348.29 kg-m	Mu (-)	3232.7 kg-m	Mu (-)	2110 kg-m	9360.65 kg-m	9190.27 kg-m				
Combinacion NEC															
1.20CM+1.60CV															
Columna 1		Columna 2		Momentos en Columnas										Momento Amplificado	
PuD	5990.11 kg	PuD	13444.8 kg	Columna 1	Columna 1	Columna 1									
PuL	5751.22 kg	PuL	12921.57 kg	L	4.70	L	4.70	L	4.70						
PU	16390.1 kg	PU	36808.3 kg	Mu	3505.64 kg-m	Mu	3358.61 kg-m	Mu	1130 kg-m	8695.38 kg-m	9580.54 kg-m	18554.29 kg-m			
		Columna 3		Mu	1664.86 kg-m	Mu	1531.56 kg-m	Mu	1130 kg-m	4659.39 kg-m	4448.33 kg-m	9256.88 kg-m			
		PuD	5704.3 kg	Columna 2		Columna 2		Columna 2							
		PuL	5487.71 kg	L	3.00	L	3.00	L	3.00						
		PU	15625.5 kg	Mu	365.898 kg-m	Mu	334.61 kg-m	Mu	3240 kg-m	4013.69 kg-m	974.45 kg-m	5116.63 kg-m			
				Mu	724.27 kg-m	Mu	667.88 kg-m	Mu	3240 kg-m	4777.00 kg-m	1937.73 kg-m	6867.66 kg-m			
				Columna 3		Columna 3		Columna 3							
				L	1.10	L	1.10	L	1.10						
				Mu	2868.46 kg-m	Mu	2783.15 kg-m	Mu	2110 kg-m	8335.30 kg-m	7895.19 kg-m				
				Mu	1587.9 kg-m	Mu	1584.36 kg-m	Mu	2110 kg-m	5599.84 kg-m	4440.46 kg-m				

fy=	60000 lb/plg2
fc=	4000 lb/plg2

DISEÑO								
COLUMNA EJE 0.00 HASTA 4.70			COLUMNA EJE 0.00 HASTA 3.00			COLUMNA EJE 0.00 HASTA 1.10		
Pu	55591	lb	Pu	124843	lb	Pu	52997	lb
Mu	1610442	lb-plg	Mu	596087	lb-plg	Mu	685273	lb-plg
b	18	plg	b	18	plg	b	14	plg
h	16	plg	h	14	plg	h	14	plg
exc:	28.97	plg	exc:	4.77	plg	exc:	12.9	plg
exc mín:	1.13	plg	exc mín:	1.13	plg	exc mín:	1.01	plg
Mu mín	62901	lb-plg	Mu mín	141260	lb-plg	Mu mín	53707	lb-plg
y= h/H	0.718		y= h/H	0.718		y= h/H	0.637	
Kn=	0.050		Kn=	0.128		Kn=	0.070	
Rn=	0.092		Rn=	0.044		Rn=	0.065	
0.70	γ	0.8	0.70	γ	0.8	0.70	γ	0.8
0.013	0.013	0.012	0.01	0.010	0.01	0.01	0.010	0.01
As:	3.577	plg2	As:	2.441	plg2	As:	1.899	plg2
As:	23.08	cm2	As:	15.75	cm2	As:	12.25	cm2
Diametro Varilla (mm)	# Varillas	As (cm2)	Diametro Varilla (mm)	# Varillas	As (cm2)	Diametro Varilla (mm)	# Varillas	As (cm2)
16	8	16.08	16	8	16.08	16	6	12.06
18	8	20.36	18	8	20.36	18	6	15.27
20	8	25.13	20	8	25.13	20	6	18.85
22	8	30.41	22	8	30.41	22	6	22.81
25	8	39.27	25	8	39.27	25	6	29.45
6	2		4	4		2	4	
20	18		16	16		18	16	
18.85	5.09		8.04	8.04		5.09	8.04	
23.94			16.08			13.13		
CUMPLE			CUMPLE			CUMPLE		

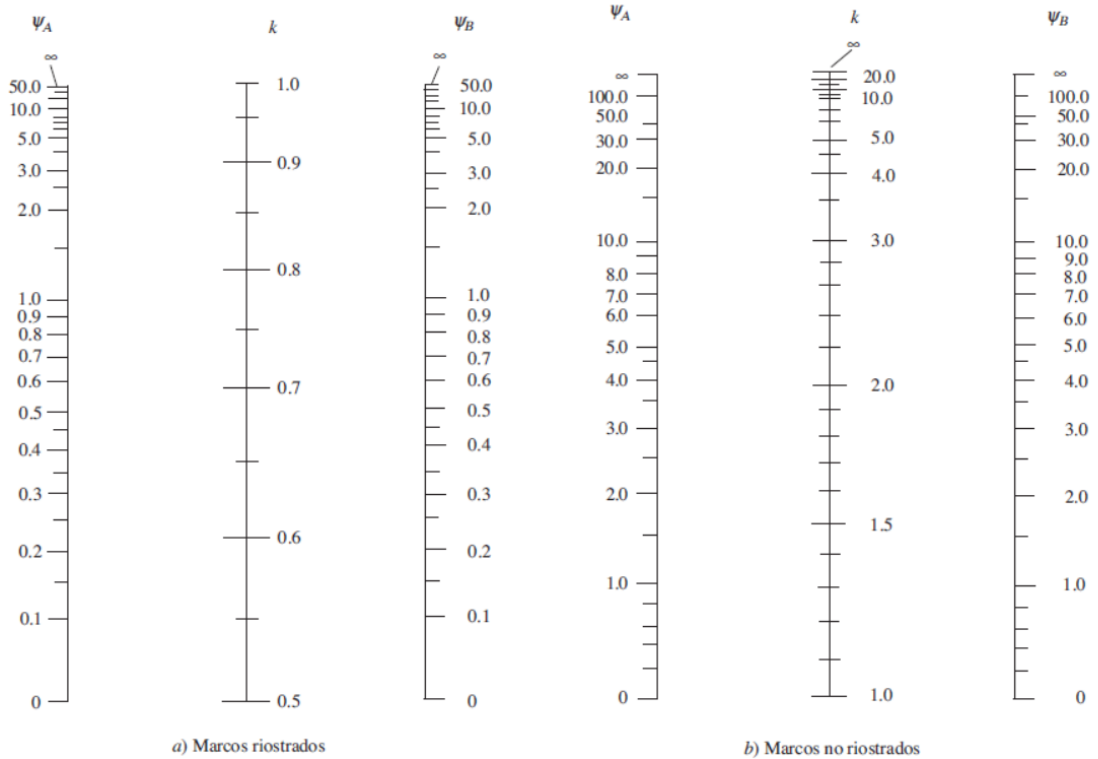
ESTRIBOS NORMA ECUATORIANA



Lo	78	cm	Lo	50	cm	Lo	45	cm
S	12	cm	S	9.6	cm	S	10.8	cm
s	10	cm	s	9.6	cm	s	9.6	cm

ANEXO 2

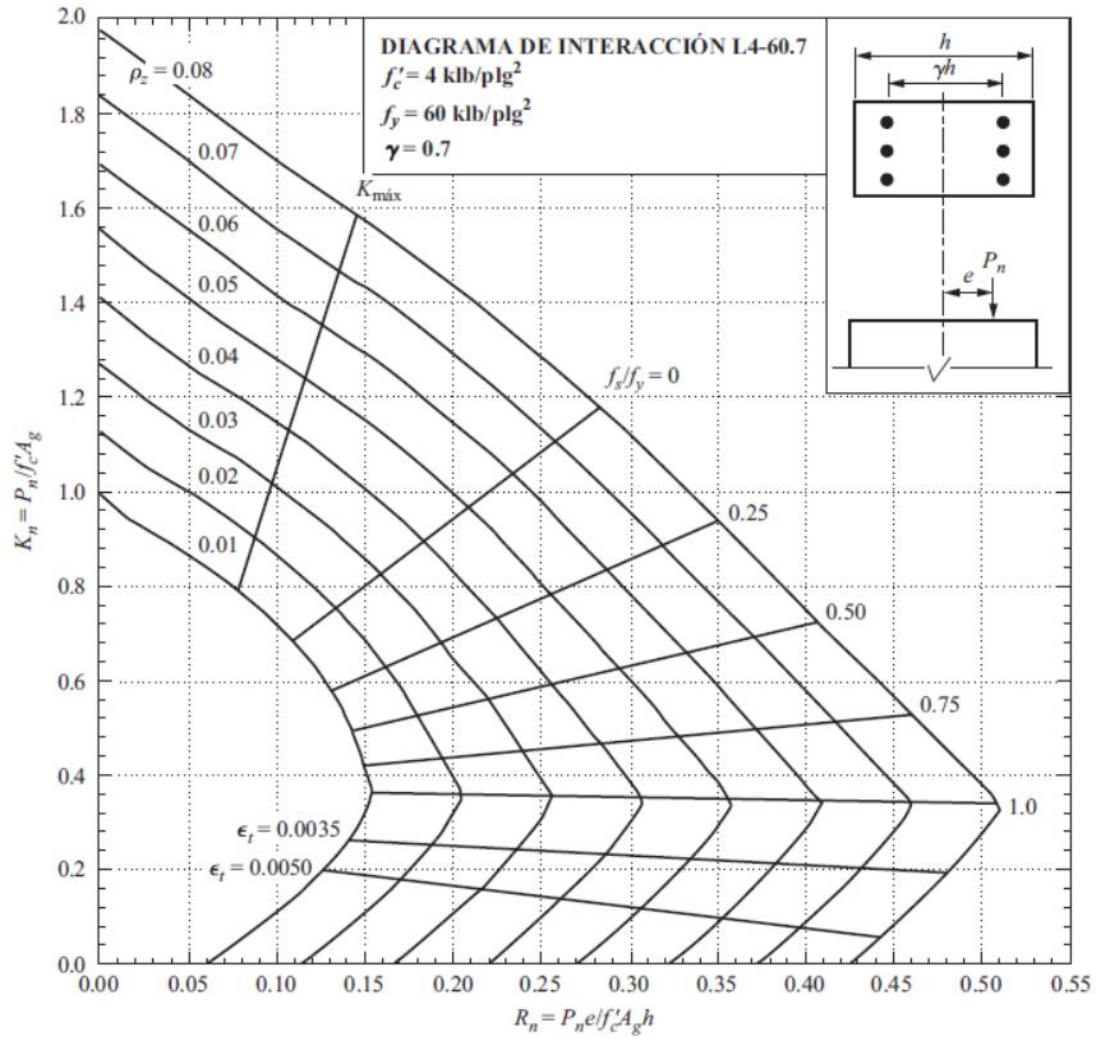
TABLAS Y DIAGRAMAS  
UTILIZADOS EN EL  
DISEÑO DE COLUMNAS.

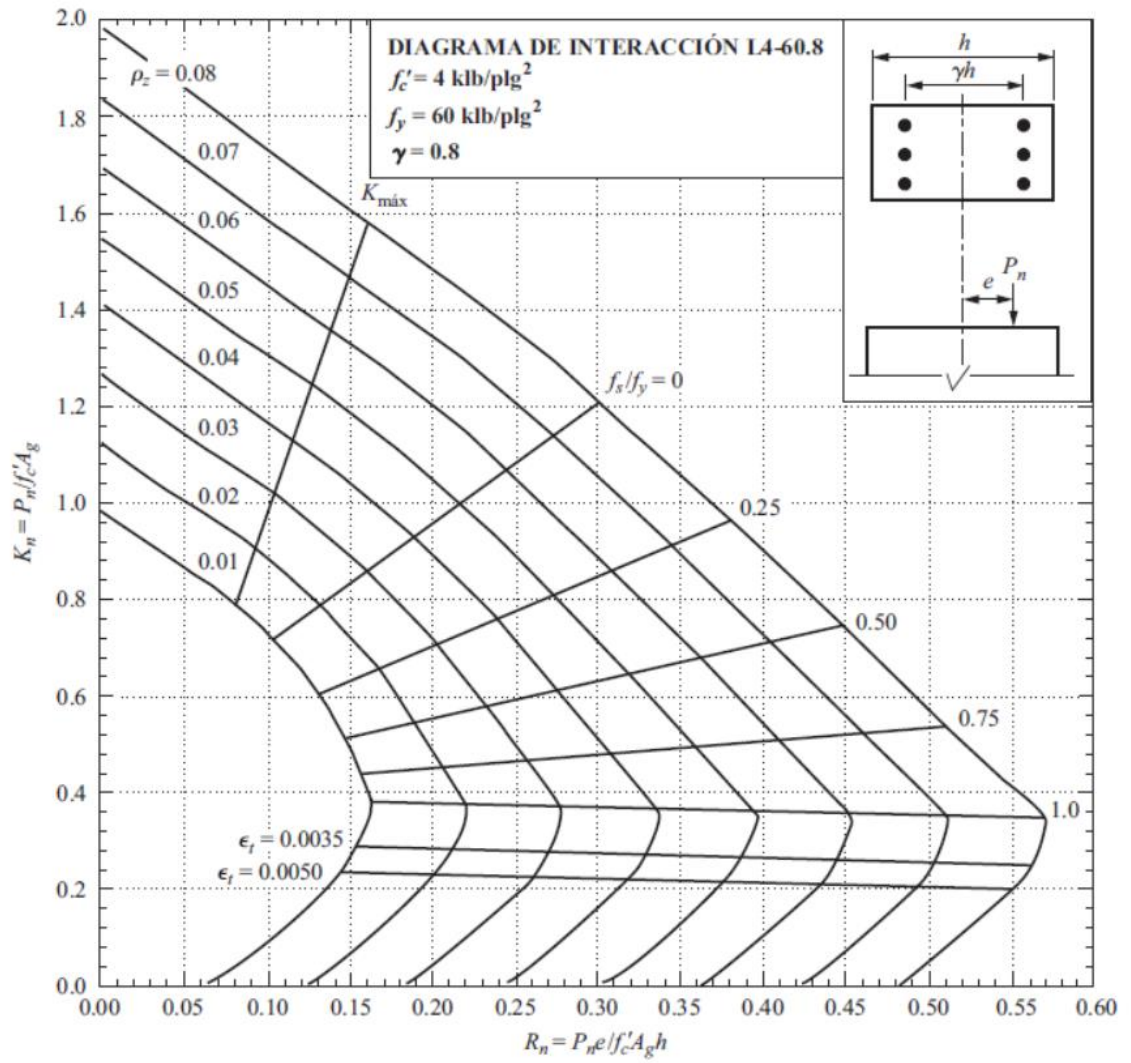


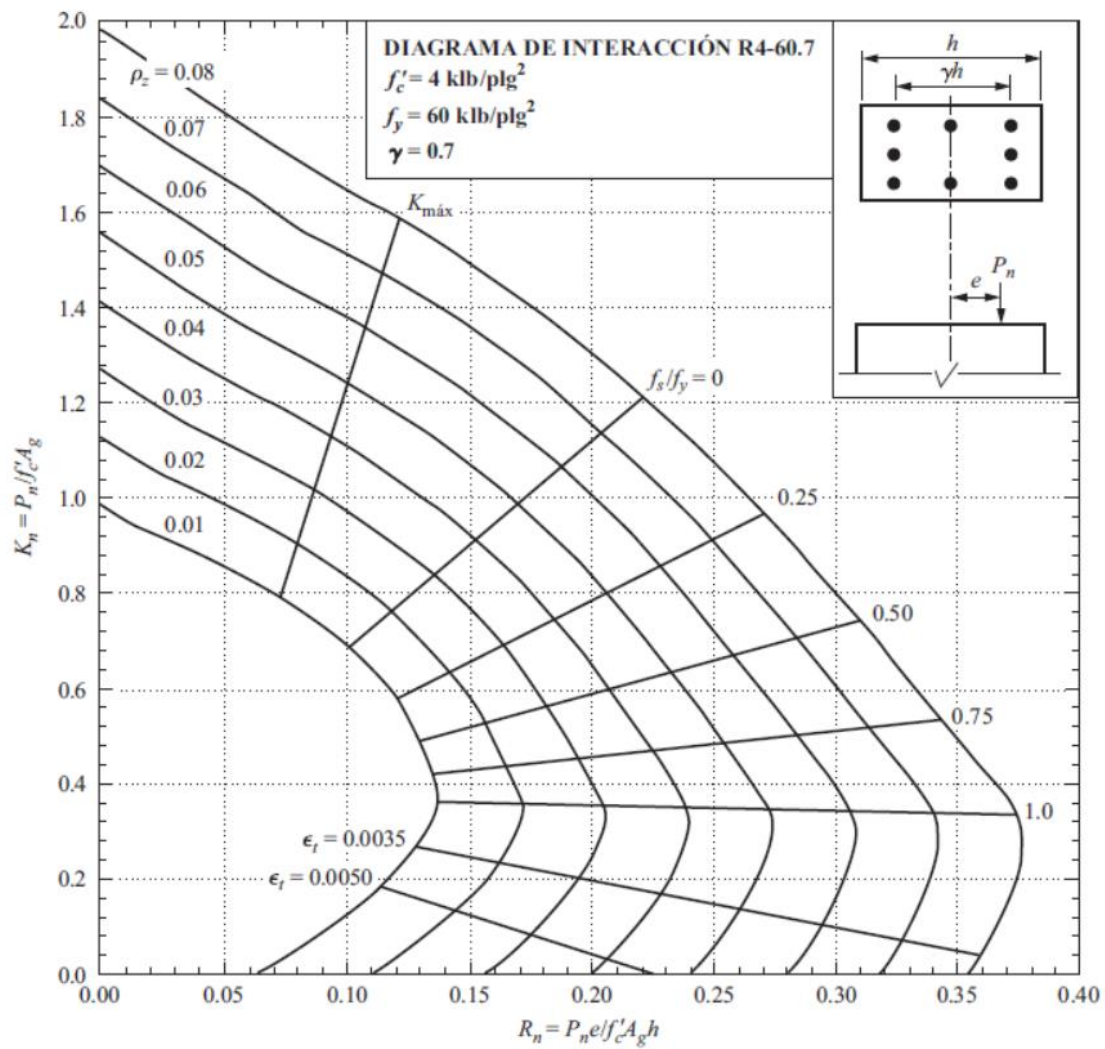
Factores de longitud efectiva.  $\Psi$  razón de  $\psi$  ( $EI/L$ ) de los miembros a compresión a  $\psi$  ( $EI/L$ ) de los miembros a flexión en un plano en un extremo de un miembro a compresión.

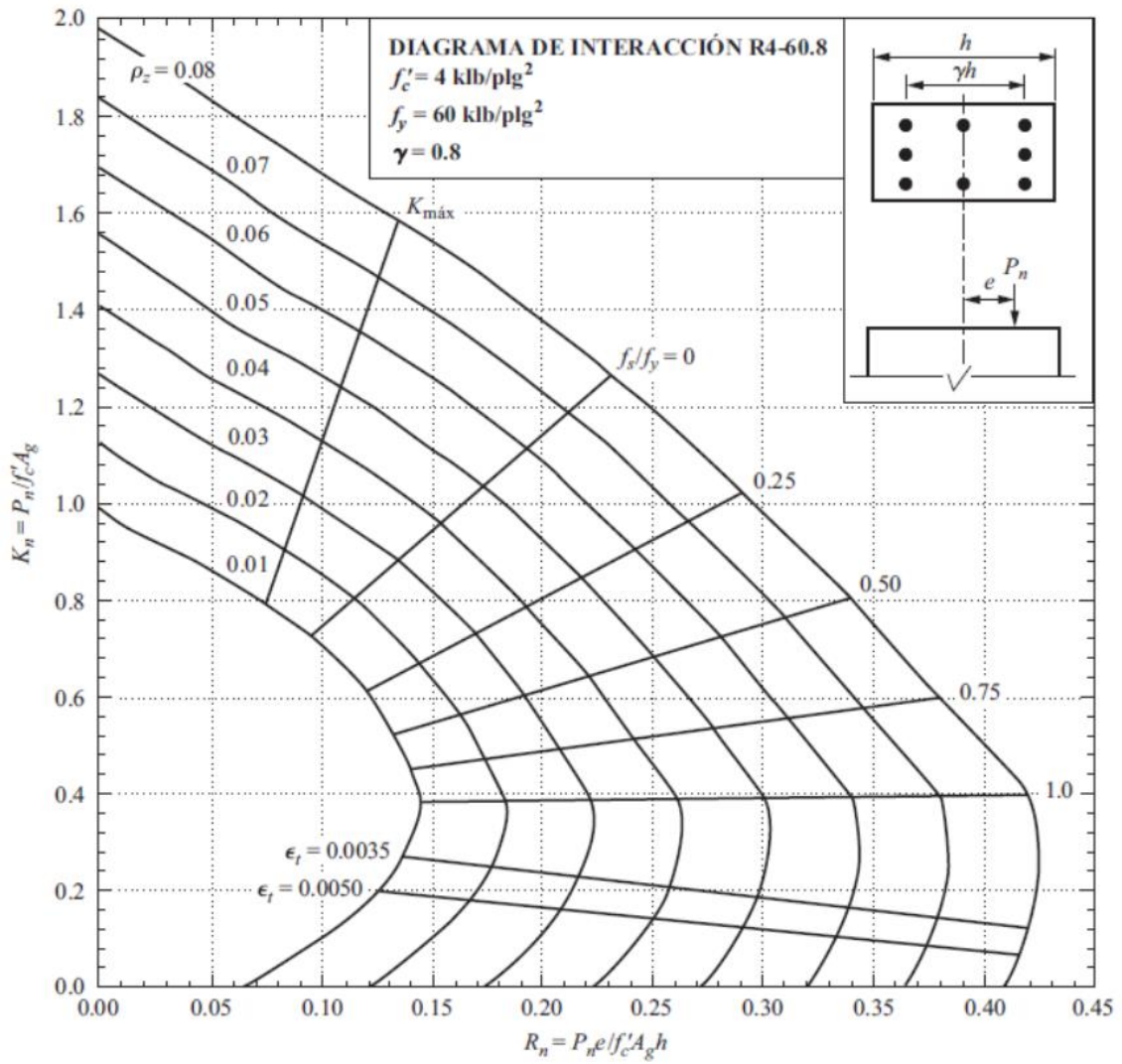
$k$  = factor de longitud efectiva.

Diagramas de Interacción de la American Concrete Institute para diseño de columnas.

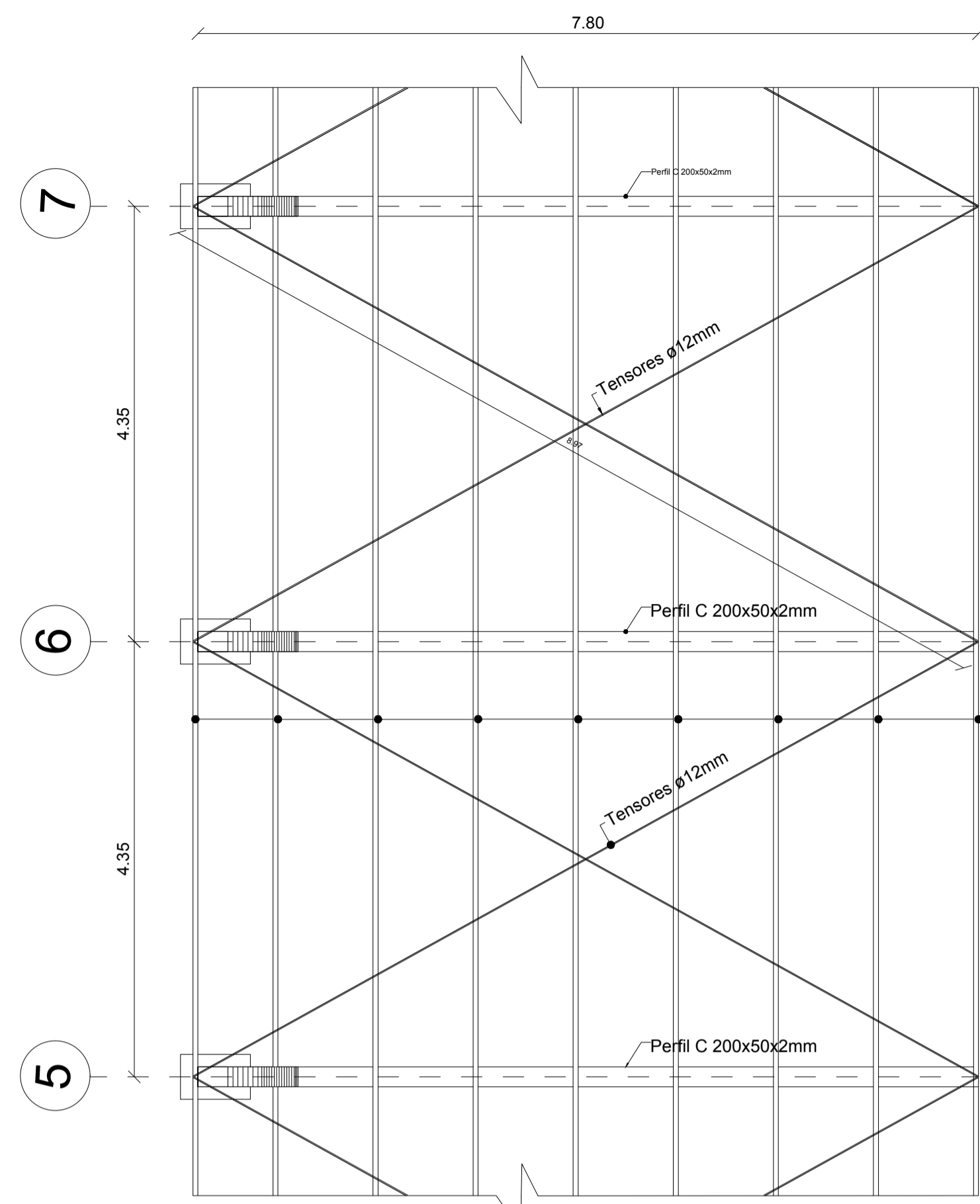




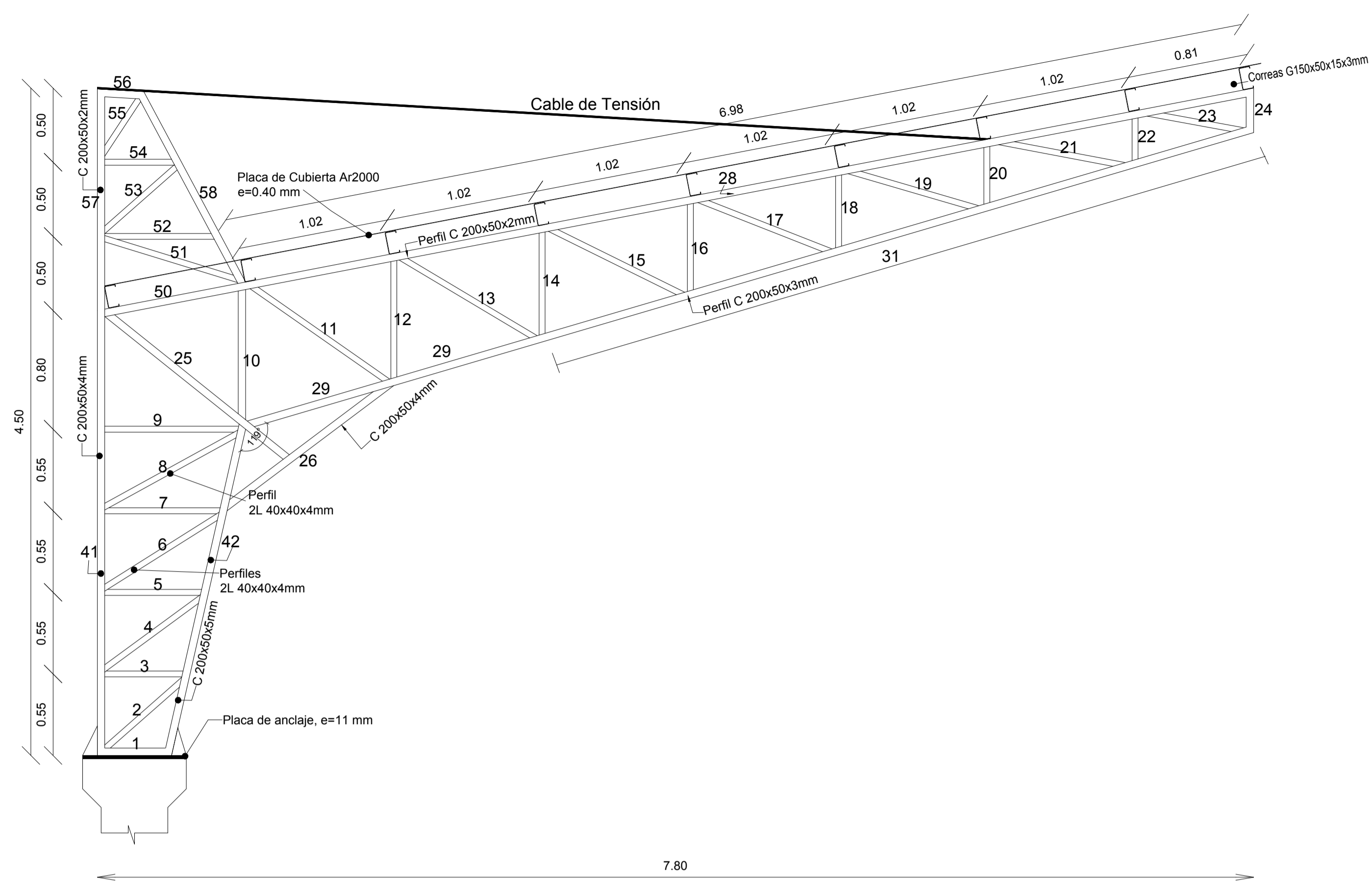




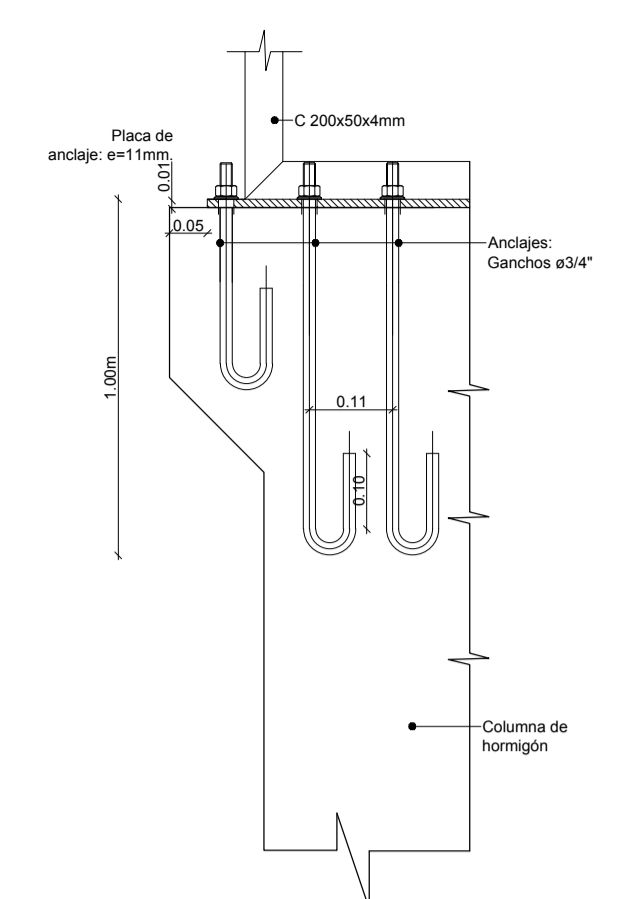
PLANOS DE LA  
SUPERESTRUCTURA.



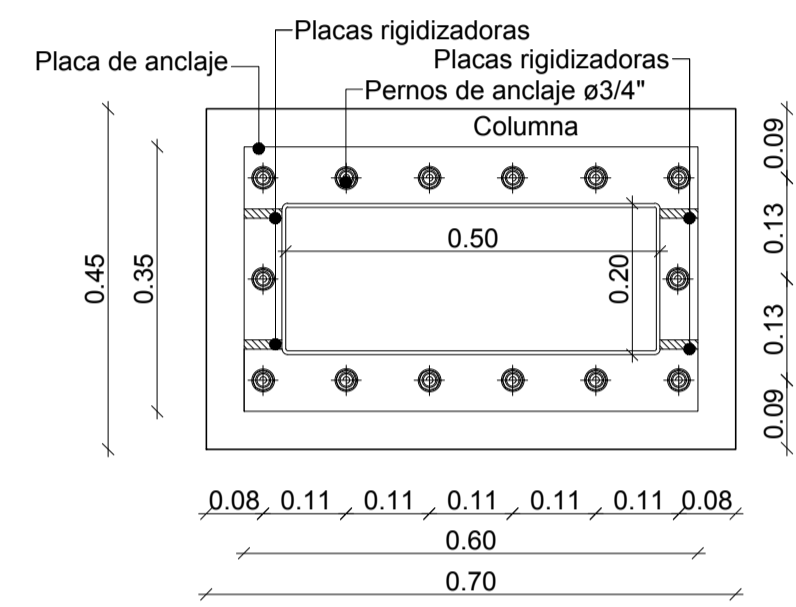
PLANTA DE CELOSIAS Y CORREAS  
Esc 1:50



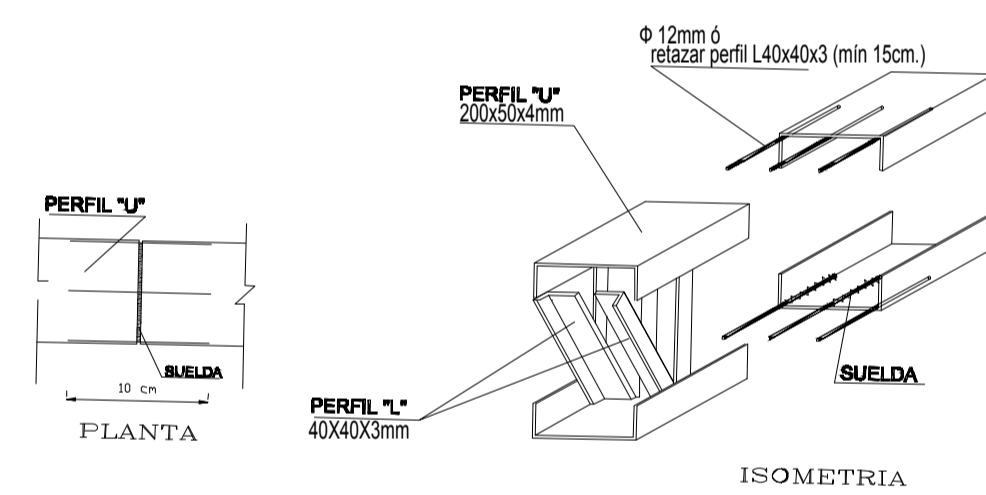
CERCHA TIPO PARA CUBIERTA  
Esc 1:25



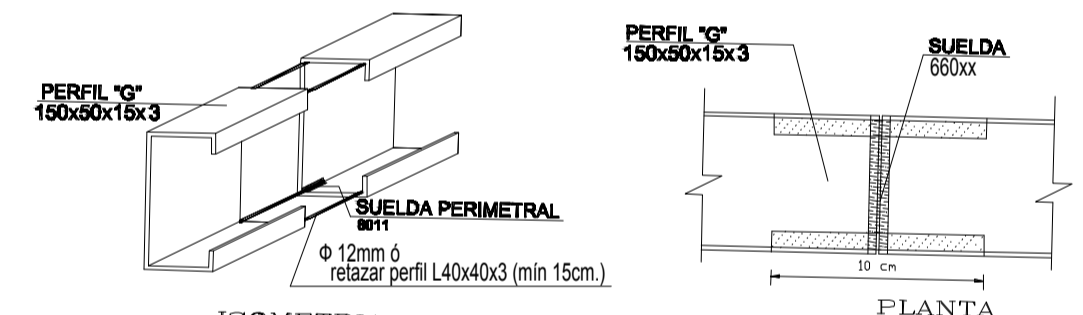
DETALLE DE ANCLAJES  
Cercha Metálica  
Esc 1:10



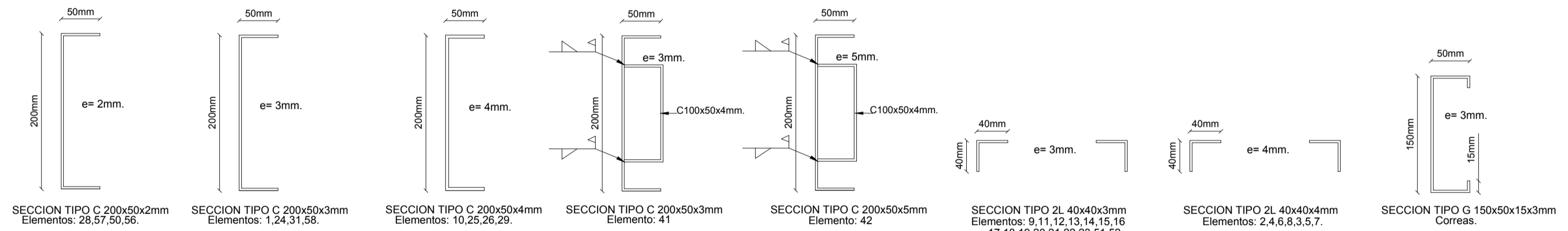
VISTA EN PLANTA DE LA PLACA DE ANCLAJE  
Detalle de distribución de pernos de anclajes  
Esc 1:10



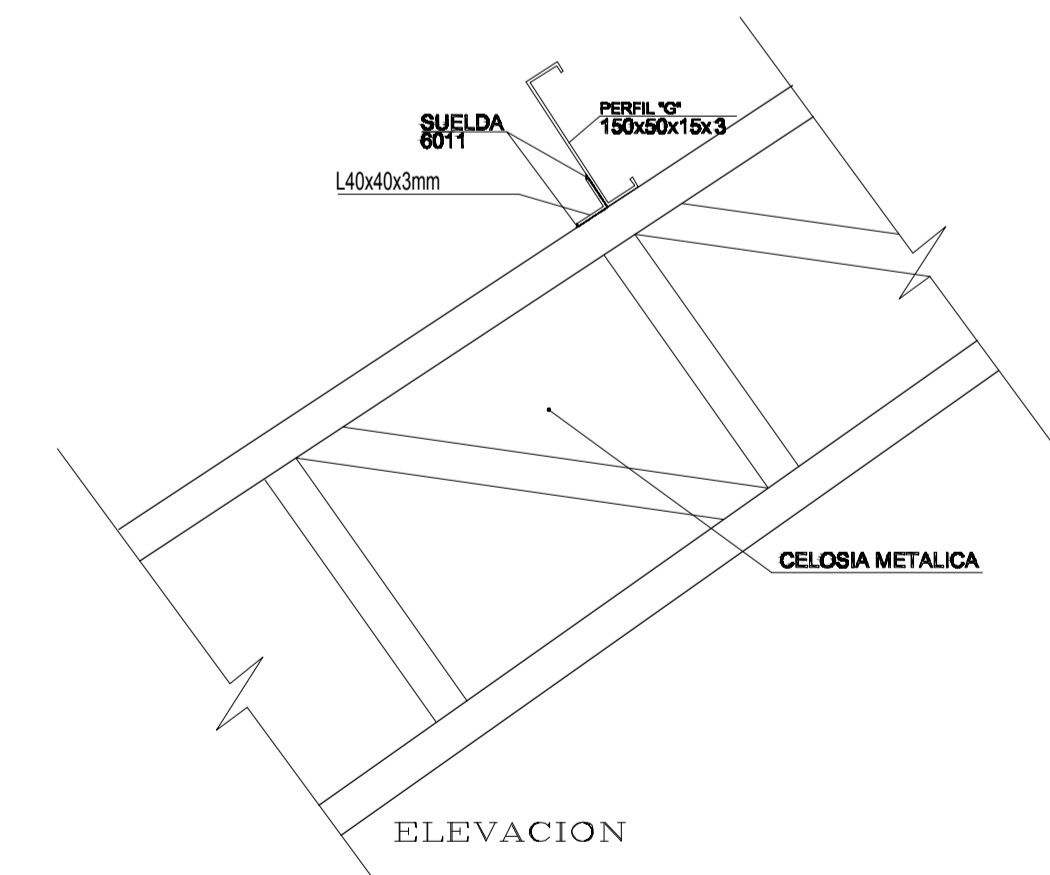
DETALLE DE ARMADO DE CELOSIA  
Esc 1:40



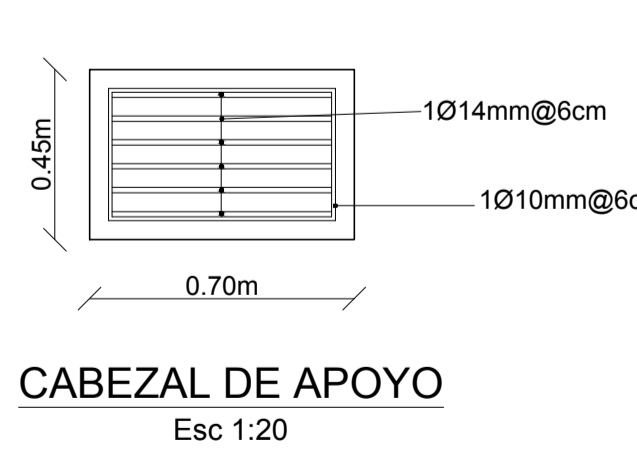
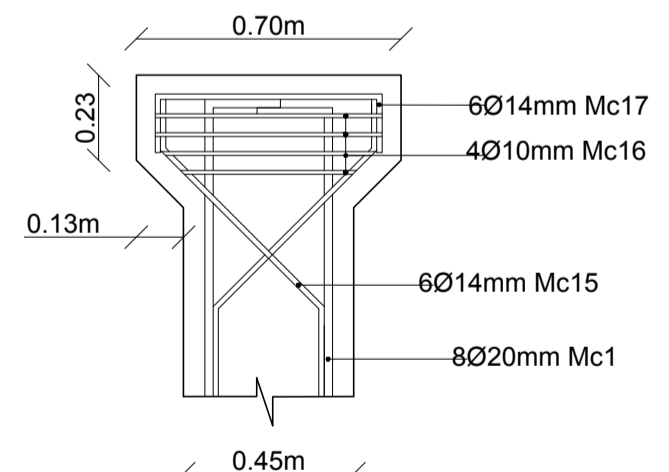
DETALLE DE TRASLAPE DE CORREAS  
Esc 1:40



SECCIONES TIPO  
Esc 1:50



DETALLE DE SUJECION DE CORREAS  
Esc 1:40



CABEZAL DE APOYO  
Esc 1:20

PLANILLA DE HIERROS - CABEZAL										
MARCA (Mc)	CANTIDAD	TIPO	DIAMETRO (mm)	DIMENSIONES (m)			LONGITUD (m)	OBSERVACIONES		
				a	b	c				
CABEZAL	15	216	P	14	0.65	0.15	0.25	1.05	226.80	Cabezal de apoyo
	16	72	O	10	0.60	0.35	0.06	2.02	145.44	Cabezal de apoyo
	17	108	C	14	0.60	0.17		0.94	101.52	Cabezal de apoyo
	1	144	S	20	6.50	0.30	0.30	7.10	1022.40	Columnas Tipo 1

PLANILLA DE PERFILES							
TIPO DE PERFIL:	ELEMENTO:	CANTIDAD (u)	CORTE (m)	LONGITUD TOTAL (m)	PESO METRO (kg)	PESO TOTAL (kg)	
2L40x40x3mm	9	36	1.00	36.00	1.75	63.00	
	11	36	1.20	43.20	1.75	75.60	
	12	36	0.85	30.60	1.75	53.55	
	13	36	1.15	41.40	1.75	72.45	
	14	36	0.75	27.12	1.75	47.46	
	15	36	1.10	39.73	1.75	69.52	
	16	36	0.66	23.72	1.75	41.51	
	17	36	1.07	38.41	1.75	67.22	
	18	36	0.56	20.32	1.75	35.56	
	19	36	1.04	37.36	1.75	65.38	
	20	36	0.47	16.92	1.75	29.61	
	21	36	1.02	36.60	1.75	64.05	
	22	36	0.38	13.52	1.75	23.66	
	23	36	0.81	29.28	1.75	51.23	
	51	36	1.05	37.67	1.75	65.92	
	52	36	0.84	30.07	1.75	52.62	
	53	36	0.76	27.23	1.75	47.66	
	54	36	0.57	20.43	1.75	35.76	
	55	36	0.5831	20.99	1.75	36.74	
	2L40x40x4mm	2	36	0.85	30.60	2.28	69.77
4		36	0.94	33.84	2.28	77.16	
6		36	1.04	37.44	2.28	85.36	
8		36	1.15	41.40	2.28	94.39	
3		36	0.63	22.50	2.28	51.30	
5		36	0.75	27.00	2.28	61.56	
7		36	0.88	31.50	2.28	71.82	
25		18	1.84	29.50	6.95	264.01	
26		18	1.41	25.37	6.95	227.09	
29		18	2.08	37.45	6.95	335.18	
C100x50x4mm	42	18	2.30	41.40	5.81	240.53	
	28	18	6.92	124.64	4.59	572.10	
	57	18	1.50	27.00	4.59	123.93	
	50	18	1.02	18.33	4.59	84.13	
	56	18	0.30	5.40	4.59	24.79	
	1	18	0.50	9.00	6.80	61.20	
	24	18	0.30	5.40	6.80	36.72	
	31	18	4.99	89.88	6.80	611.19	
	41	18	3.00	54.00	6.80	367.20	
	58	18	1.48	26.70	6.80	181.54	
C200x50x2mm	10	18	0.95	17.10	8.95	153.05	
	25	18	1.84	29.50	8.95	264.01	
	26	18	1.41	25.37	8.95	227.09	
	29	18	2.08	37.45	8.95	335.18	
	42	18	2.30	41.49	11.05	458.42	
	C200x50x3mm	11	18	4.35	62.64	6.13	389.83
		15	18	3.00	288.00	0.89	256.32
		16	18	4.35	62.64	2.28	1428.19
		18	18	0.00	0.04	7850.00	296.73
		C200x50x4mm	12	18	1.02	18.33	4.59
13			18	1.15	20.99	4.59	106.62
14			18	1.07	19.02	4.59	106.62
17			18	0.56	10.08	4.59	46.74
19			18	1.04	18.33	4.59	106.62
20			18	0.47	10.08	4.59	46.74
21	18		1.02	18.33	4.59	106.62	
22	18		0.38	10.08	4.59	46.74	
23	18		0.81	18.33	4.59	106.62	
24	18		0.76	13.68	4.59	66.96	
C200x50x5mm	10	18	1.02	18.33	4.59	106.62	
	11	18	1.15	20.99	4.59	106.62	
	12	18	1.07	19.02	4.59	106.62	
	13	18	0.56	10.08	4.59	46.74	
	14	18	1.04	18.33	4.59	106.62	
	15	18	0.47	10.08	4.59	46.74	
	16	18	1.02	18.33	4.59	106.62	
	17	18	0.38	10.08	4.59	46.74	
	18	18	0.81	18.33	4.59	106.62	
	19	18	0.76	13.68	4.59	66.96	
2L40x40x3mm	9	36	1.00	36.00	1.75	63.00	
	11	36	1.20	43.20	1.75	75.60	
	12	36	0.85	30.60	1.75	53.55	
	13	36	1.15	41.40	1.75	72.45	
	14	36	0.75	27.12	1.75	47.46	
	15	36	1.10	39.73	1.75	69.52	
	16	36	0.66	23.72	1.75	41.51	
	17	36	1.07	38.41	1.75	67.22	
	18	36	0.56	20.32	1.75	35.56	
	19	36	1.04	37.36	1.75	65.38	
20	36	0.47	16.92	1.75	29.61		
21	36	1.02	36.60	1.75	64.05		
22	36	0.38	13.52	1.75	23.66		
23	36	0.81	29.28	1.75	51.23		
51	36	1.05	37.67	1.75	65.92		
52	36	0.84	30.07	1.75	52.62		
53	36	0.76	27.23	1.75	47.66		
54	36	0.57	20.43	1.75	35.76		
55	36	0.5831	20.99	1.75	36.74		
2	36	0.85	30.60	2.28	69.77		
4	36	0.94	33.84	2.28	77.16		
6	36	1.04	37.44	2.28	85.36		
8	36	1.15	41.40	2.28	94.39		
3	36	0.63	22.50	2.28	51.30		
5	36	0.75	27.00	2.28	61.56		
7	36	0.88	31.50	2.28	71.82		
25	18	1.84	29.50	6.95	264.01		
26	18	1.41	25.37	6.95	227.09		
29	18	2.08	37.45	6.95	335.18		
42	18	2.30	41.49	11.05	458.42		
11	18	4.35	62.64	6.13	389.83		
15	18	3.00	288.00	0.89	256.32		
16	18	4.35	62.64	2.28	1428.19		
18	18	0.00	0.04	7850.00	296.73		

RESUMEN DE PERFILES			
TIPO DE PERFIL:	PESO (kg/m)	LONGITUD TOTAL (m)	PESO TOTAL (kg)
2L40x40x3mm	1.75	1196.98	2094.71
2L40x40x4mm	2.28	224.28	511.36
C100x50x4mm	5.81	95.40	554.27
C200x50x2mm	4.59	175.37	804.95
C200x50x3mm	6.80	184.98	1257.86
C200x50x4mm	8.95	109.42	979.33
C200x50x5mm	11.05	41.49	458.42
G150x50x15x3mm	6.13	626.40	3839.83
TENSORES ø12mm	0.89	288.00	256.32
PLACA BASE (m2)	7850	0.04	326.40
TOTAL:		11083.46	Kg

PROYECTO: **ESTADIO DE "EL TAMBO"**

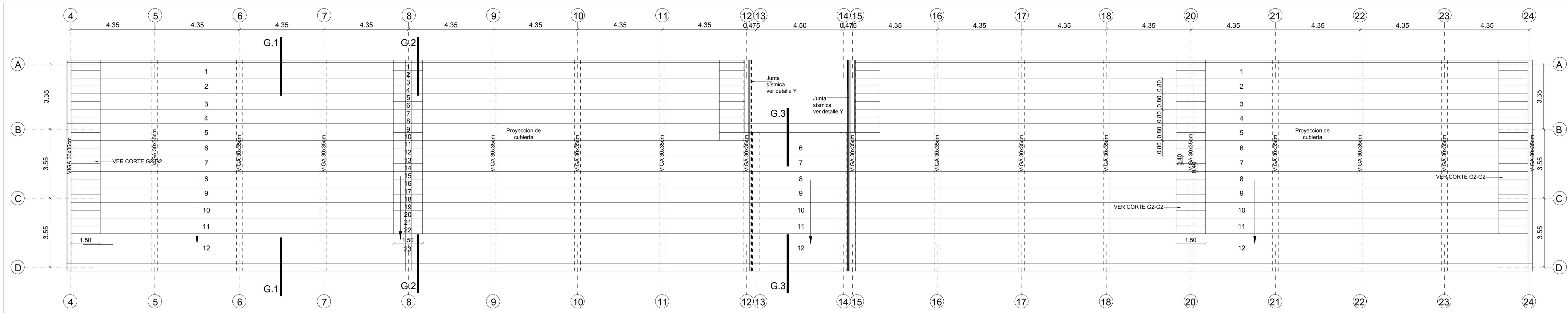
ESCALA: INDICADAS

DISEÑO ESTRUCTURAL  
UNIVERSIDAD CATOLICA DE CUENCA

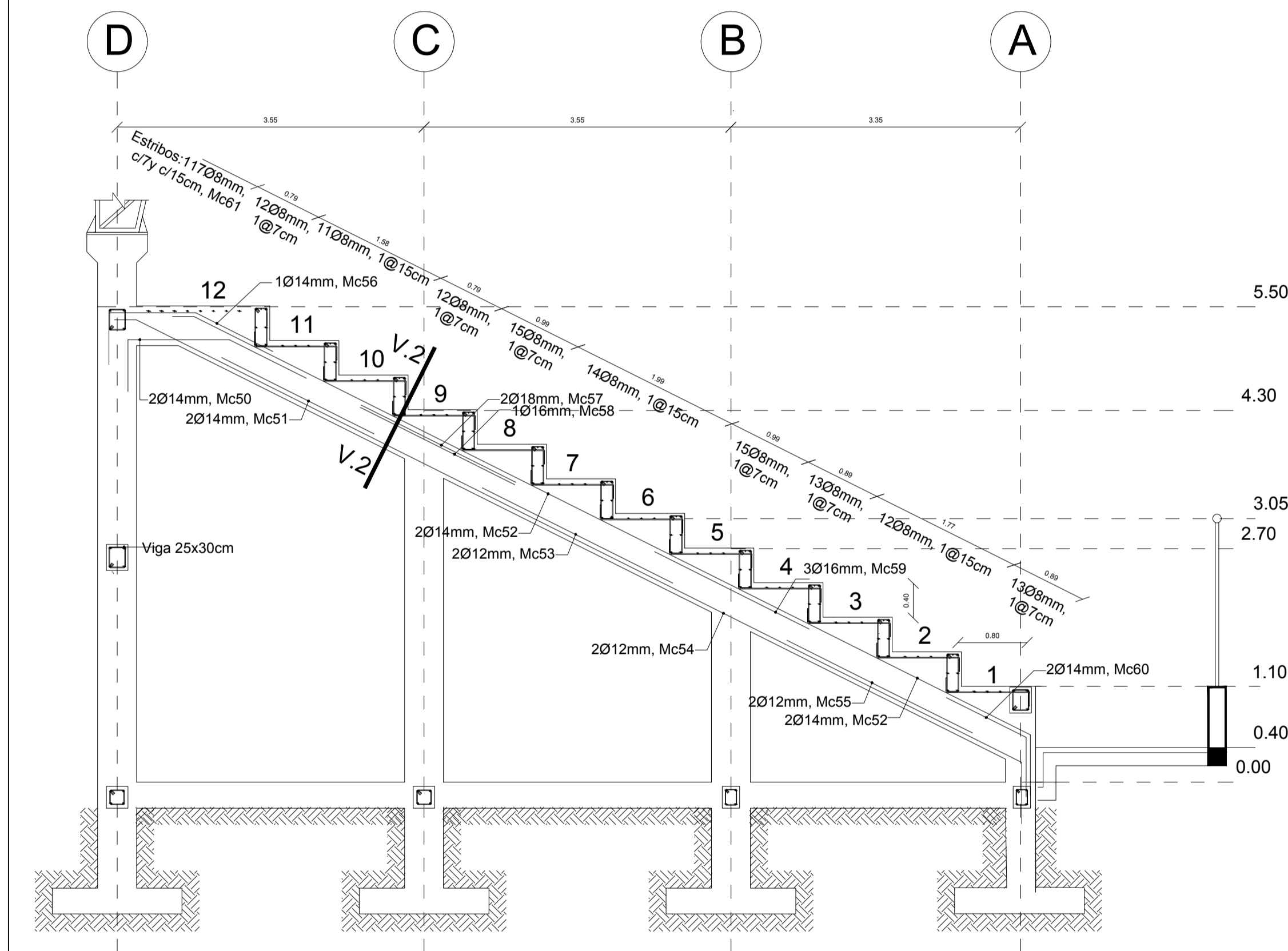
ING. XAVIER NIETO  
INGENIERO CIVIL

CONTIENE:  
CUBIERTA DE ACERO ESTRUCTURAL,  
DETALLE DE PERFILES METALICOS,  
PLACA DE ANCLAJE Y CABEZAL DE SOPORTE

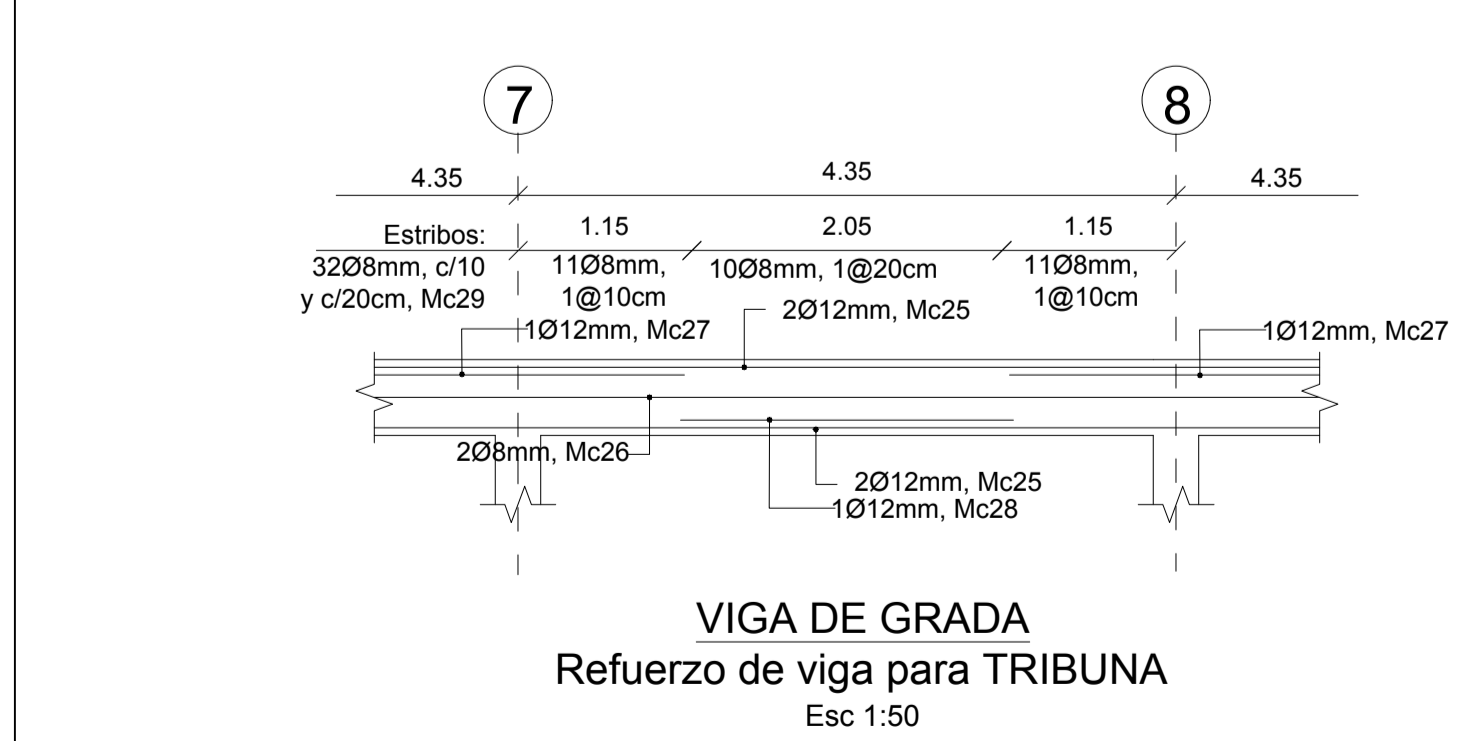
FEBRERO 2018  
LAMINA 1/6



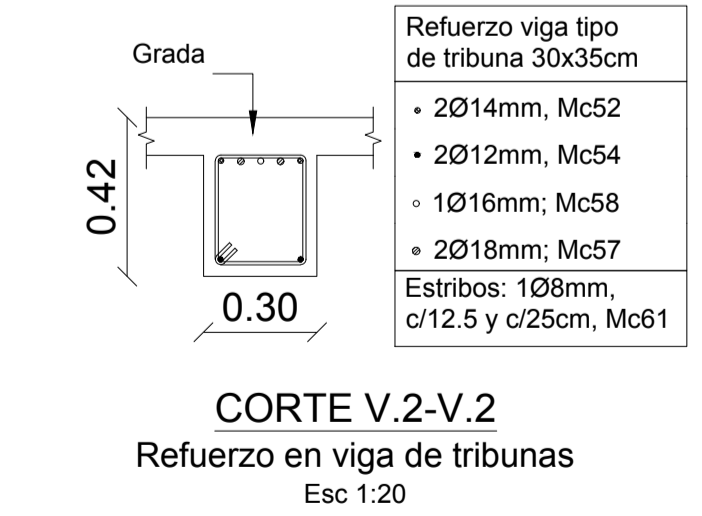
PLANTA DE GRADERIO PARA TRIBUNA  
Esc 1:100



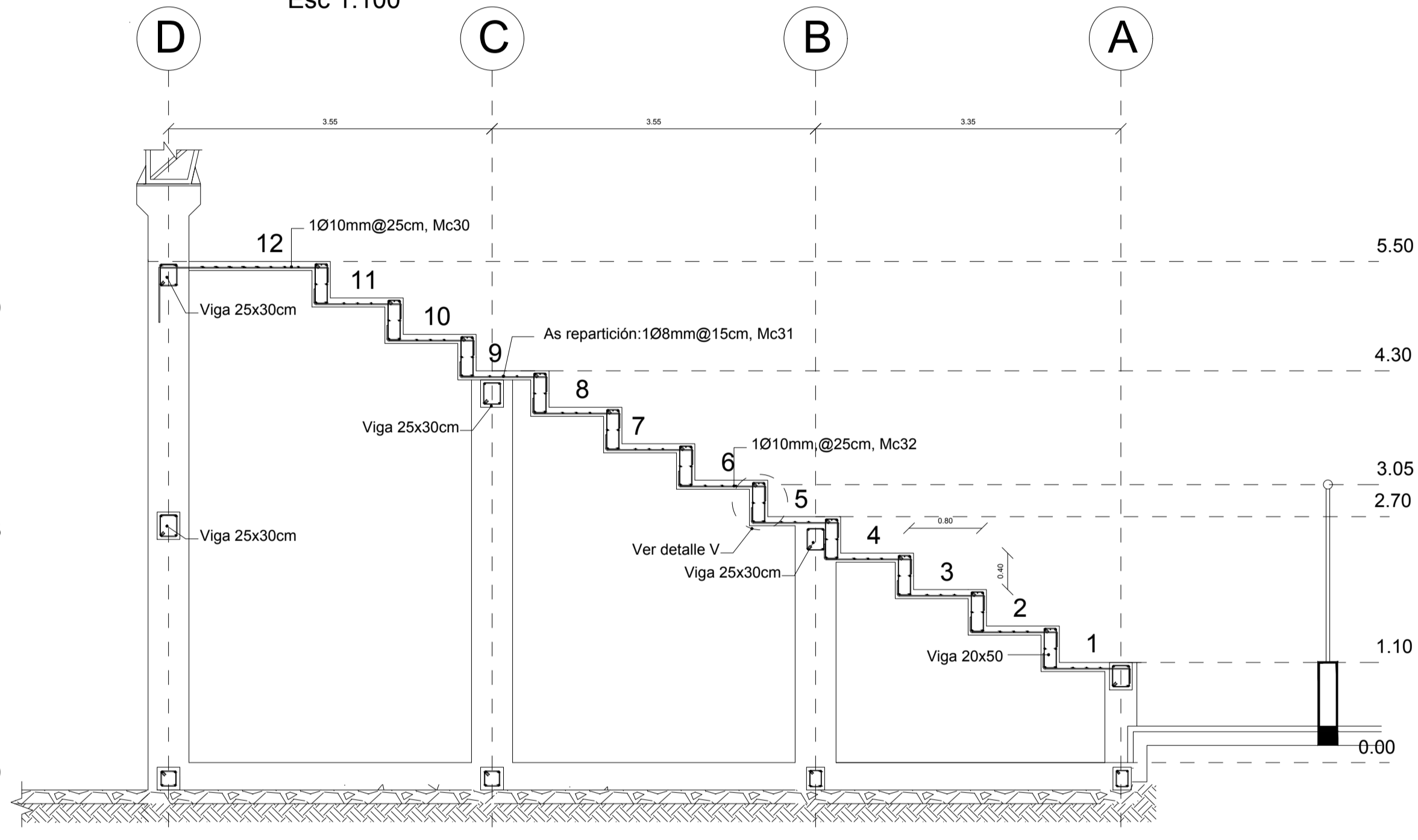
CORTE EJE 4  
Detalle de viga tipo para TRIBUNA  
Valido para ejes del 5 al 12 y del 15 al 24  
Esc 1:50



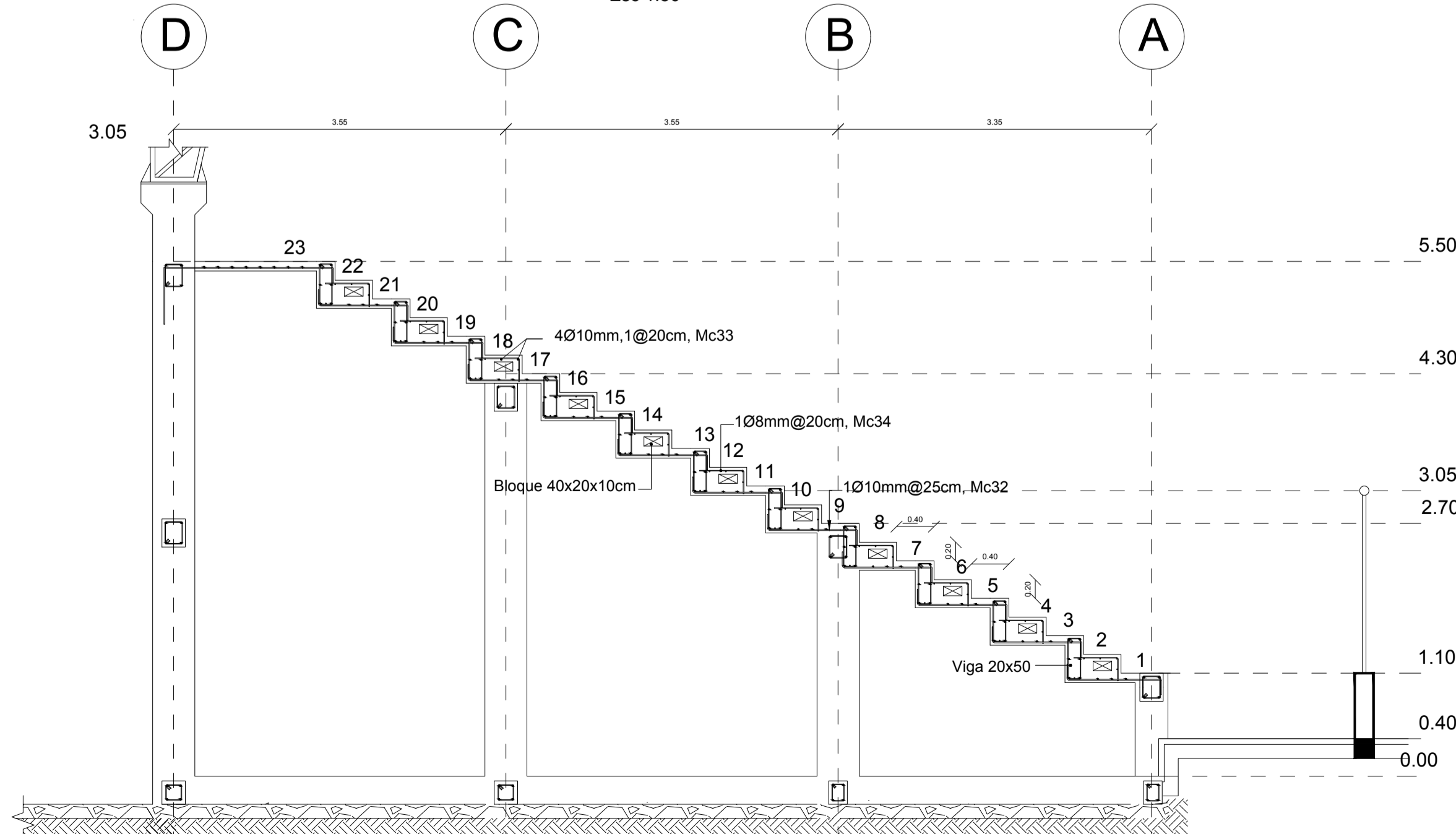
VIGA DE GRADA  
Reinforcement de viga para TRIBUNA  
Esc 1:50



CORTE V.2-V.2  
Reinforcement de viga de tribunas  
Esc 1:20



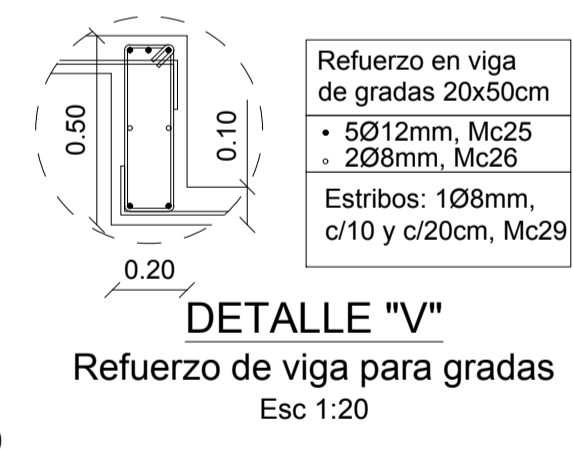
CORTE G1-G1  
Detalle de graderio para tribuna  
Esc 1:50



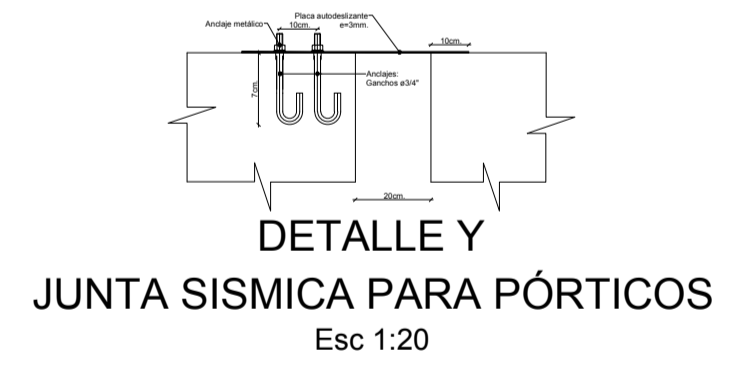
CORTE G2-G2  
Detalle de graderio para acceso a tribuna  
Esc 1:50

PLANILLA DE HIERROS -GRADAS TRIBUNA									
MARCA (Mc)	CANTIDAD	TIPO	DIAMETRO (mm)	DIMENSIONES (m)			LONGITUD (m)	LONGITUD TOTAL (m)	OBSERVACIONES
				a	b	c			
<b>VIGAS DE GRADA 20X50:</b>									
25	44	I	12	75.40			75.40	3317.60	
26	22	I	8	75.40			75.40	1658.80	
27	198	I	12	2.20			2.20	435.60	
28	176	I	12	2.20			2.20	387.20	
29	544	O	8	0.40	0.12	0.05	1.14	620.16	Estribos
<b>LOSA DE GRADA TRIBUNA</b>									
30	284	S	10	1.85	0.60	0.15	2.60	738.40	Corte G1-G1
31	41	I	8	70.90			70.90	2906.90	Corte G1-G1
32	2840	S	10	0.95	0.15	0.15	1.25	3550.00	Corte G1-G1
33	220	I	10	1.40			1.40	308.00	Corte G2-G2
34	413	L	8	0.45	0.25	0.70	2.89	1010.00	Corte G2-G2
<b>PLANILLA DE HIERROS -VIGAS TRIBUNA</b>									
MARCA (Mc)	CANTIDAD	TIPO	DIAMETRO (mm)	DIMENSIONES (m)			LONGITUD (m)	LONGITUD TOTAL (m)	OBSERVACIONES
				a	b	c			
<b>VIGAS INCLINADAS TRIBUNA 30X35:</b>									
50	36	P	14	1.15	0.60	1.00	2.75	99.00	Ejes del 4 a 12 y 15 a 24
51	36	I	14	1.90			1.90	68.40	Ejes del 4 a 12 y 15 a 24
52	36	P	14	10.80	0.30	0.60	11.70	421.20	Ejes del 4 a 12 y 15 a 24
53	36	I	12	2.45			2.45	98.20	Ejes del 4 a 12 y 15 a 24
54	36	P	12	10.80	0.30	0.60	11.70	421.20	Ejes del 4 a 12 y 15 a 24
55	36	I	12	2.40			2.40	86.40	Ejes del 4 a 12 y 15 a 24
56	18	P	14	1.00	1.00	0.60	2.60	46.80	Ejes del 4 a 12 y 15 a 24
57	36	I	18	2.00			2.00	72.00	Ejes del 4 a 12 y 15 a 24
58	18	I	16	2.00			2.00	36.00	Ejes del 4 a 12 y 15 a 24
59	54	I	16	2.00			2.00	108.00	Ejes del 4 a 12 y 15 a 24
60	36	L	14	1.05	0.7		1.75	63.00	Ejes del 4 a 12 y 15 a 24
61	2106	O	8	0.20	0.25	0.05	1.00	2106.00	Ejes del 4 a 12 y 15 a 24

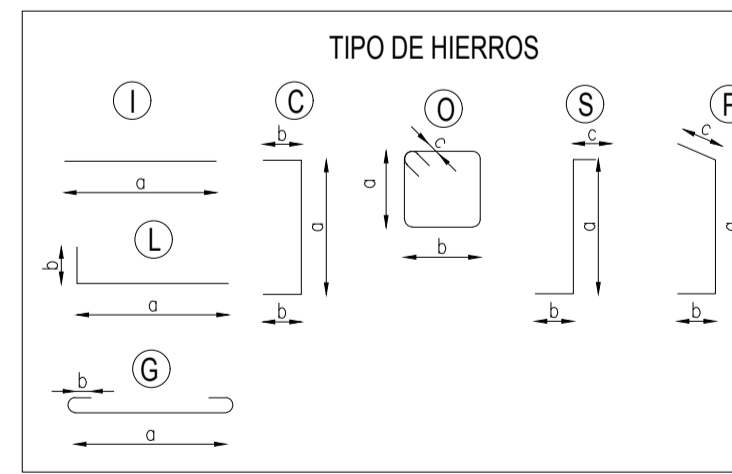
RESUMEN				
DIAMETRO (mm)	LONG. TOTAL (m)	PESO (kg/m)	PESO TOTAL (kg)	#VARILLAS
8	7580.96	0.395	2994.48	632
10	4596.40	0.617	2835.98	384
12	4736.20	0.888	4205.75	395
14	698.40	1.208	843.67	59
16	144.00	1.578	227.23	13
18	72.00	1.998	143.86	7
TOTAL:			11250.96	kg



DETALLE "V"  
Reinforcement de viga para gradas  
Esc 1:20



JUNTA SISMICA PARA PÓRTICOS  
Esc 1:20



PROYECTO: **ESTADIO DE "EL TAMBO"**

ESCALA: INDICADAS

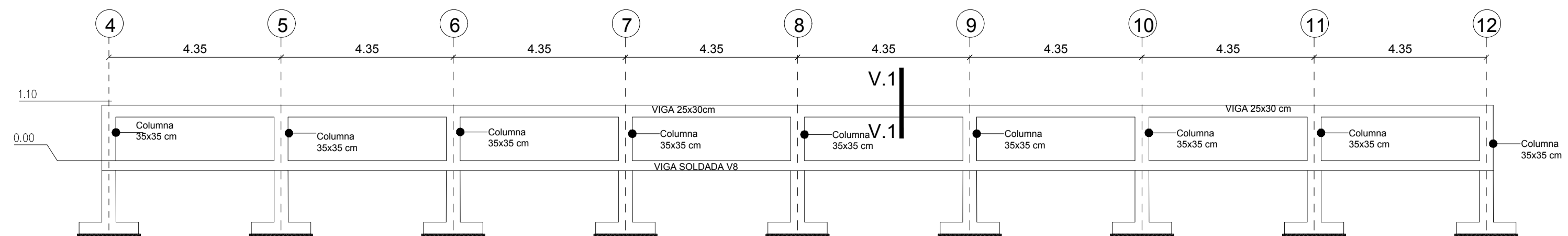
DISEÑO ESTRUCTURAL  
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

ING. XAVIER NIETO  
INGENIERO CIVIL

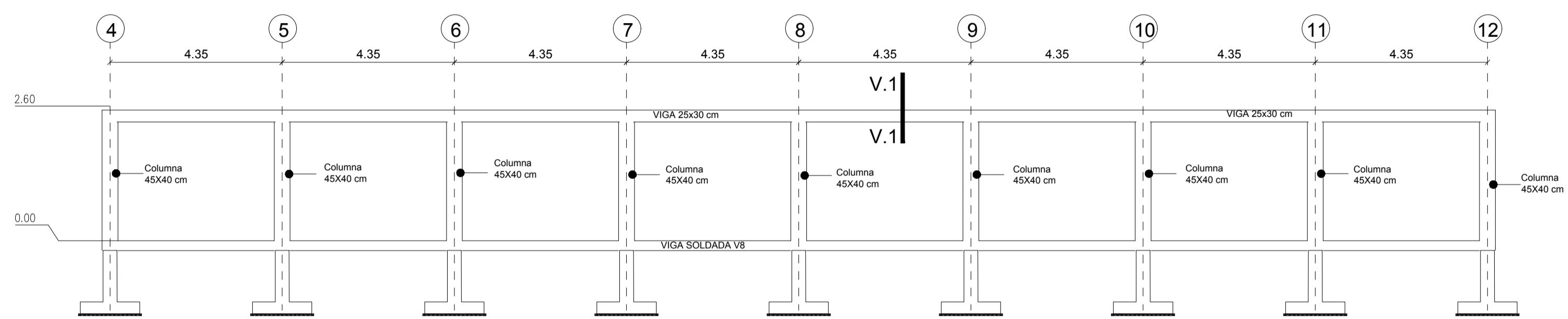
CONTIENE:  
PLANTA DE GRADERIOS DE LA TRIBUNA, CORTES  
DETALLE DE GRADAS

FEBRERO 2018  
LAMINA 2/6

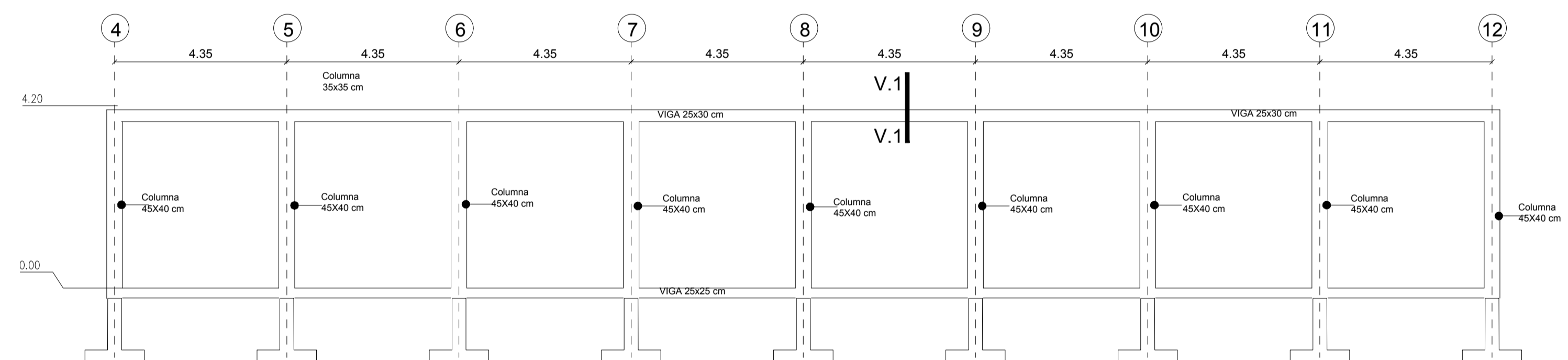




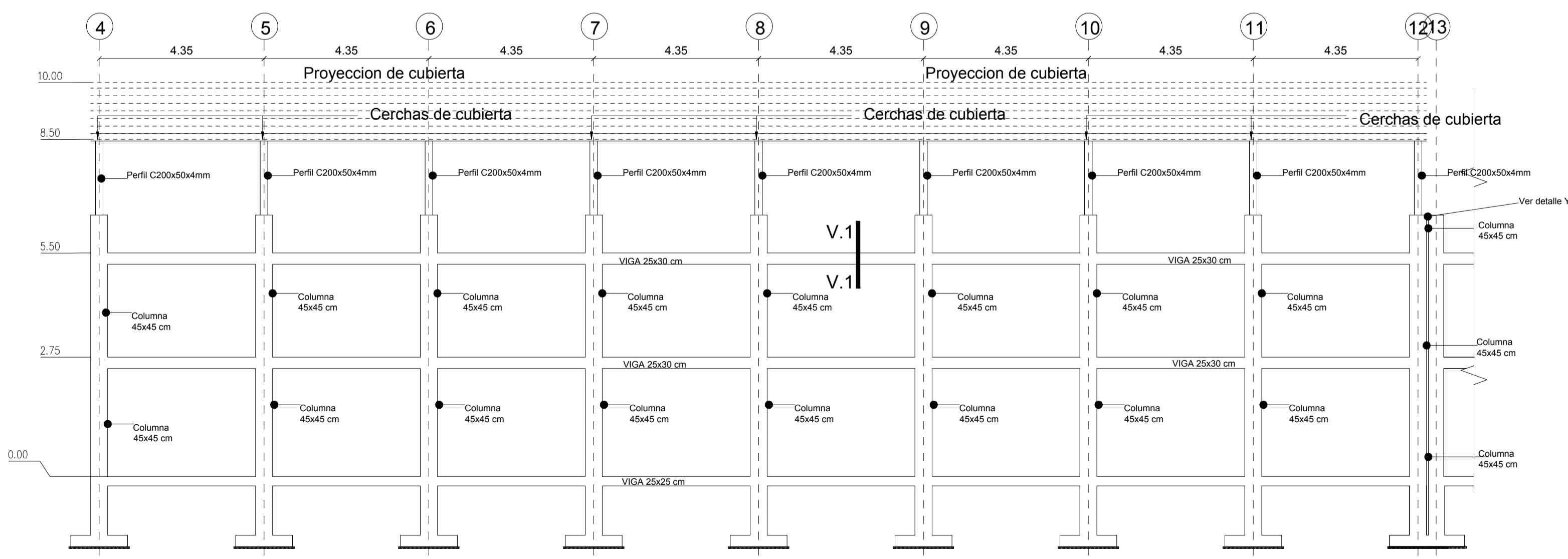
**CORTE EJE A**  
Seccion de porticos para TRIBUNA  
Esc 1:100



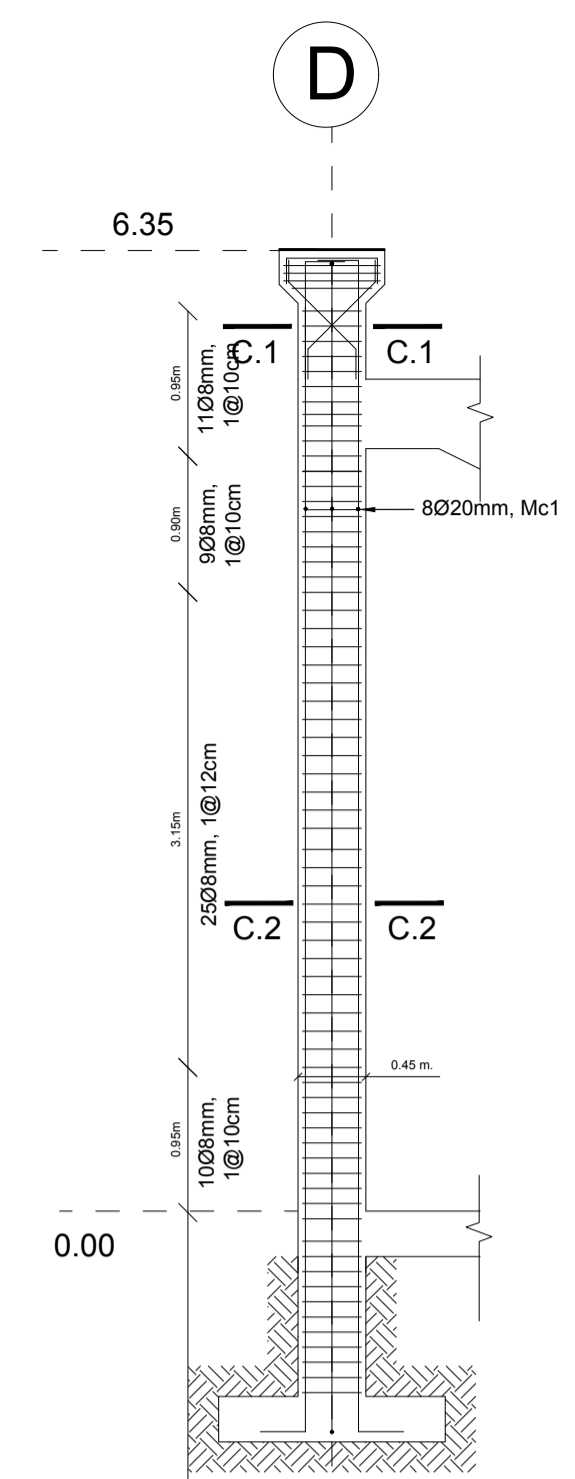
**CORTE EJE B**  
Seccion de porticos para TRIBUNA  
Esc 1:100



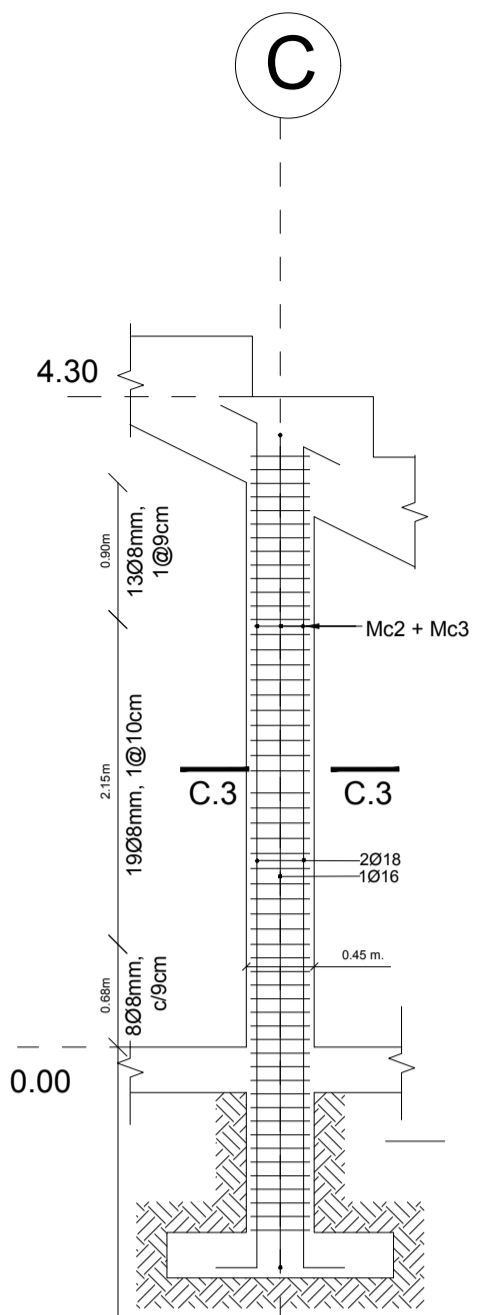
**CORTE EJE C**  
Seccion de porticos para TRIBUNA  
Esc 1:100



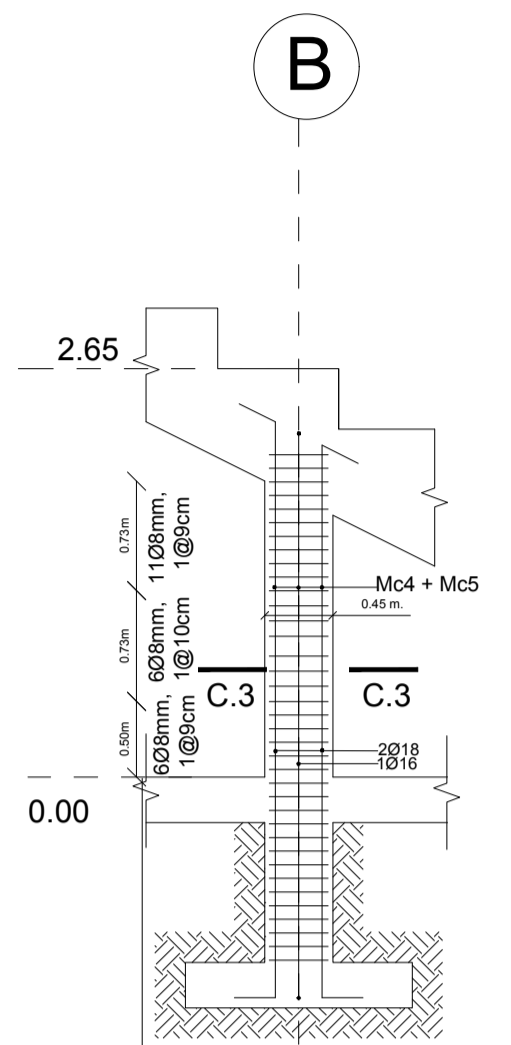
**CORTE EJE D**  
Seccion de porticos para TRIBUNA  
Esc 1:100



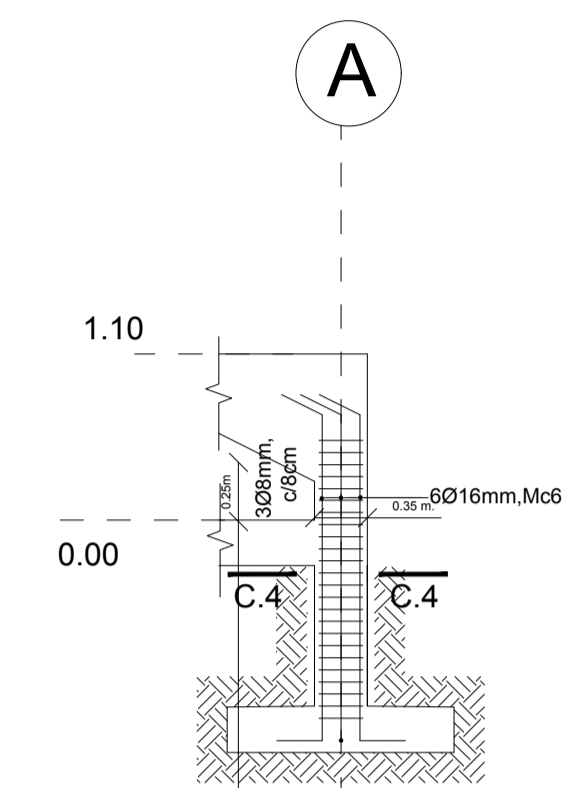
**COLUMN TIPO 1**  
Detalle de refuerzo  
Esc 1:50



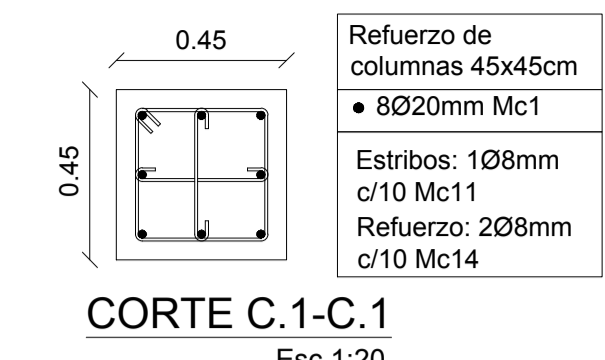
**COLUMN TIPO 2**  
Detalle de refuerzo  
Esc 1:50



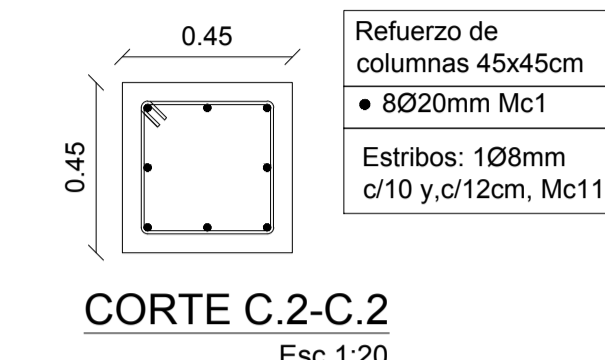
**COLUMN TIPO 3**  
Detalle de refuerzo  
Esc 1:50



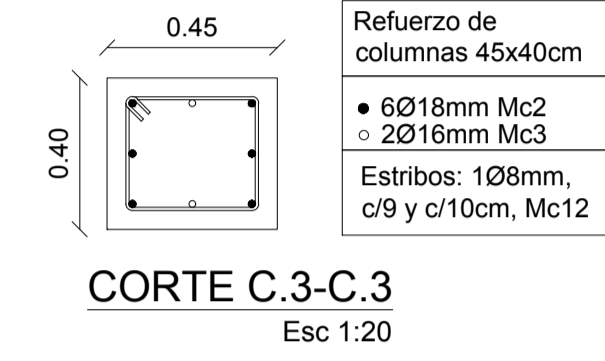
**COLUMN TIPO 4**  
Detalle de refuerzo  
Esc 1:50



**CORTE C.1-C.1**  
Esc 1:20



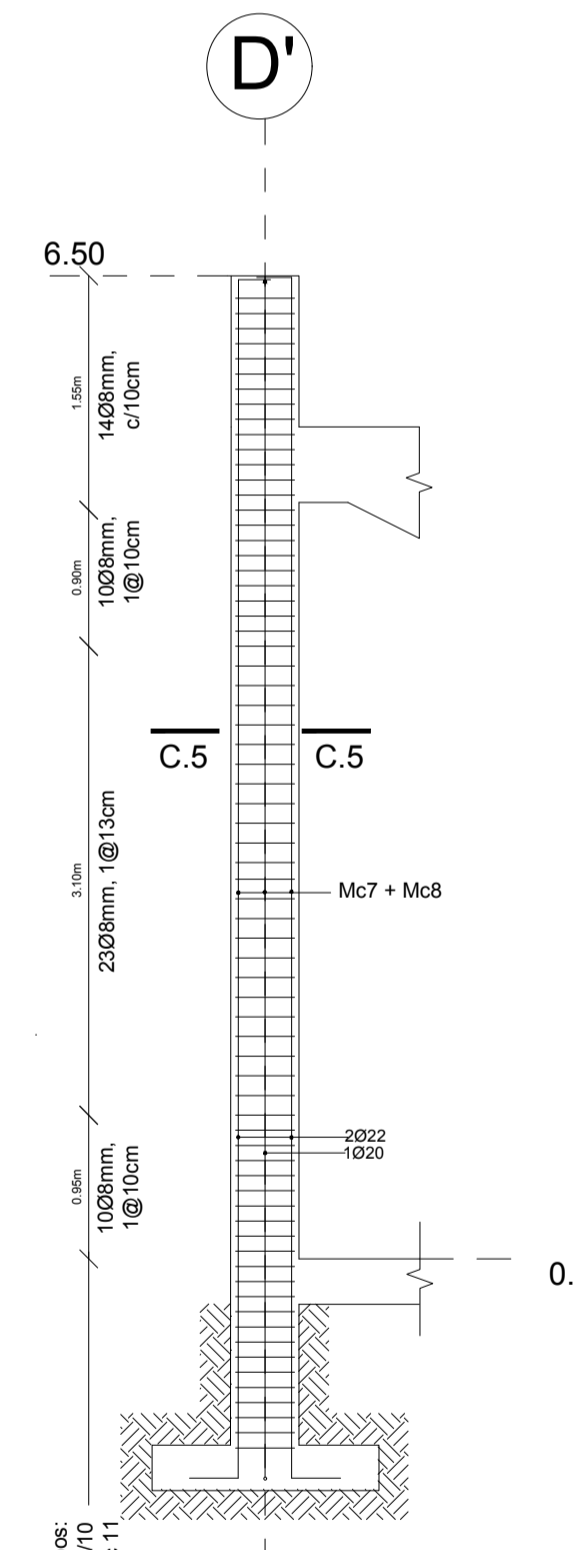
**CORTE C.2-C.2**  
Esc 1:20



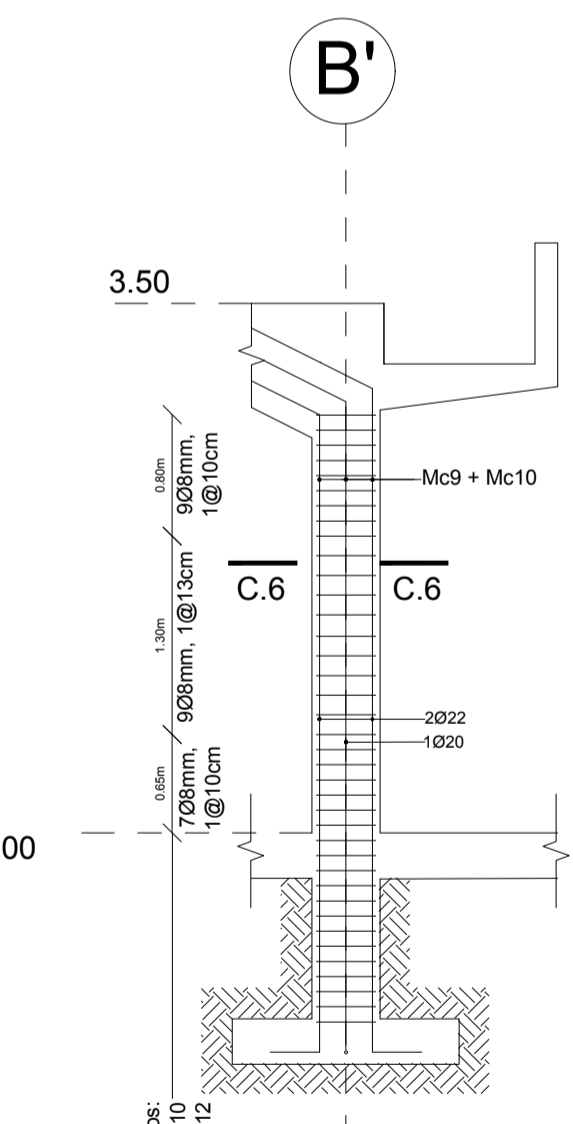
**CORTE C.3-C.3**  
Esc 1:20



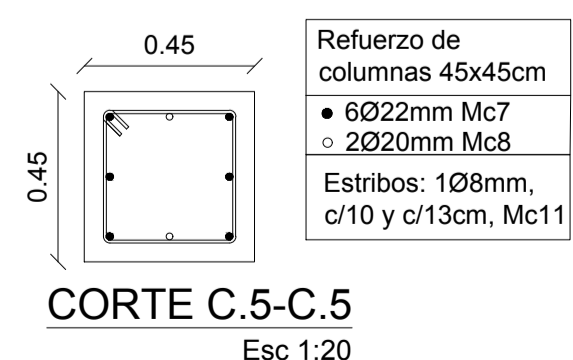
**CORTE C.4-C.4**  
Esc 1:20



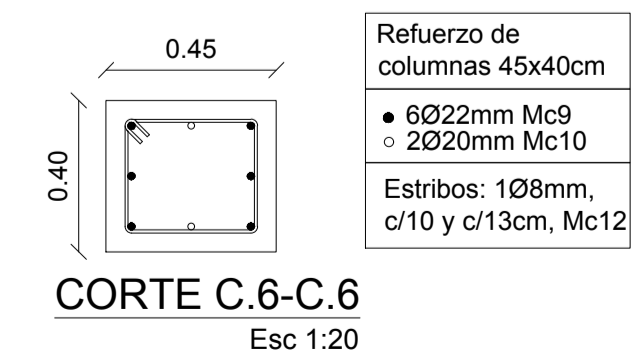
**COLUMN TIPO 5**  
Detalle de refuerzo  
Esc 1:50



**COLUMN TIPO 6**  
Detalle de refuerzo  
Esc 1:50



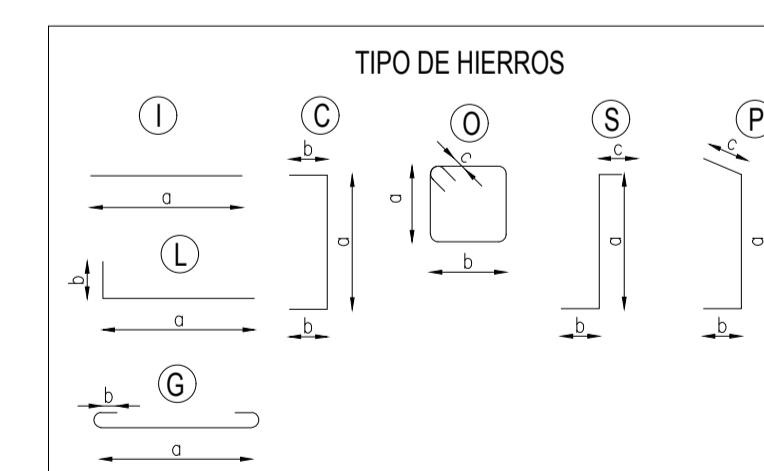
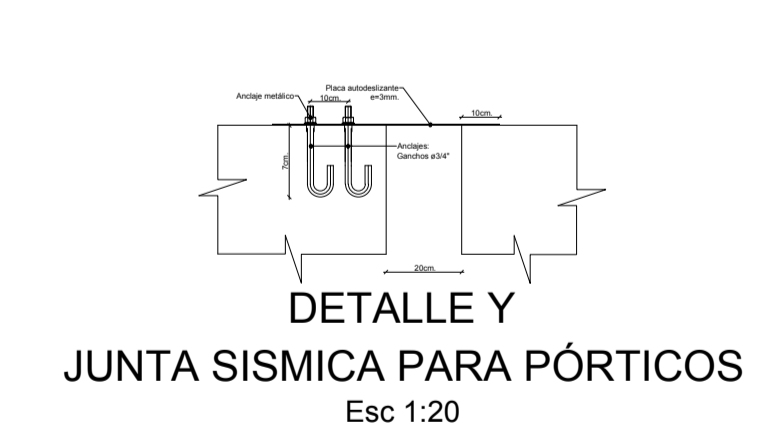
**CORTE C.5-C.5**  
Esc 1:20



**CORTE C.6-C.6**  
Esc 1:20

MARCA (Mc)	CANTIDAD	TIPO	DIAMETRO (mm)	DIMENSIONES (m)			LONGITUD (m)	LONGITUD TOTAL (m)	OBSERVACIONES
				a	b	c			
<b>COLUMNAS:</b>									
1	144	S	20	6.50	0.30	0.30	7.10	1022.40	Columnas Tipo 1
2	108	P	18	4.25	0.30	0.30	4.85	523.80	Columnas Tipo 2
3	36	P	16	4.25	0.30	0.30	4.85	174.50	Columnas Tipo 2
4	108	P	18	2.65	0.30	0.30	3.25	351.00	Columnas Tipo 3
5	36	P	16	2.65	0.30	0.30	3.25	117.00	Columnas Tipo 3
6	108	P	16	1.05	0.30	0.30	1.65	178.20	Columnas Tipo 4
7	108	S	22	6.50	0.30	0.30	7.10	766.80	Columnas Tipo 5
8	36	S	18	6.50	0.30	0.30	7.10	255.60	Columnas Tipo 5
9	108	P	22	2.95	0.30	0.30	3.55	383.40	Columnas Tipo 6
10	36	P	18	2.95	0.30	0.30	3.55	127.80	Columnas Tipo 6
11	1104	O	8	0.35	0.35	0.05	1.50	1656.00	Estribos Columna 45x45
12	1166	O	8	0.35	0.30	0.05	1.40	1632.40	Estribos Columna 45x40
13	216	O	8	0.25	0.25	0.05	1.10	237.60	Estribos Columna 35x35
14	11	G	8	0.35	0.04	0.08	0.78	8.58	Refuerzo Columna Tipo 1
15	216	P	14	0.65	0.15	0.25	1.05	226.80	Cabezal de apoyo
16	72	O	10	0.60	0.35	0.06	2.02	145.44	Cabezal de apoyo
17	108	C	14	0.60	0.17	0.34	0.94	101.52	Cabezal de apoyo

RESUMEN DE COLUMNAS TRIBUNA				
DIAMETRO (mm)	LONG. TOTAL (m)	PESO (kg/m)	PESO TOTAL (kg)	#VARILLAS
Ø	3534.58	0.395	1396.16	295
10	145.44	0.617	89.74	13
14	328.32	1.208	396.61	28
16	469.80	1.578	741.34	40
18	1258.20	1.998	2513.88	105
20	1022.40	2.466	2521.24	171
22	1150.20	2.984	3432.20	192
<b>TOTAL:</b>			<b>11091.17</b>	<b>kg</b>



**PROYECTO: ESTADIO DE "EL TAMBO"**

ESCALA: INDICADAS

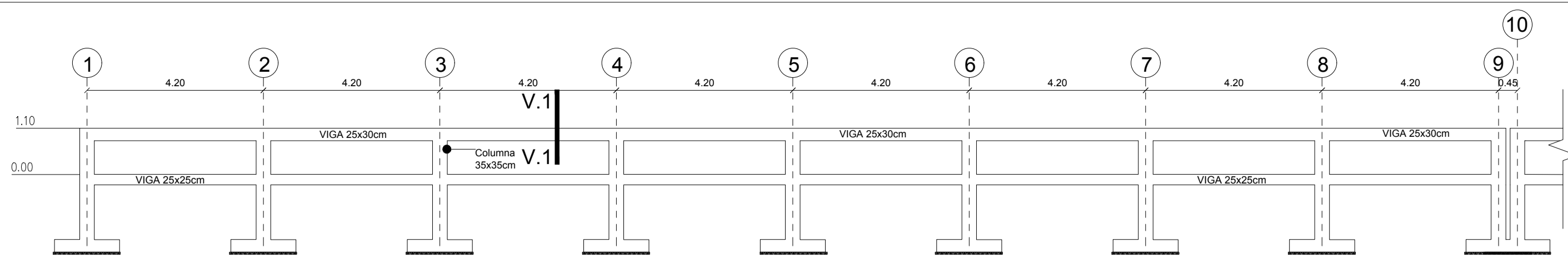
DISEÑO ESTRUCTURAL  
UNIVERSIDAD CÁTOLICA DE CUENCA

ING. XAVIER NIETO  
INGENIERO CIVIL

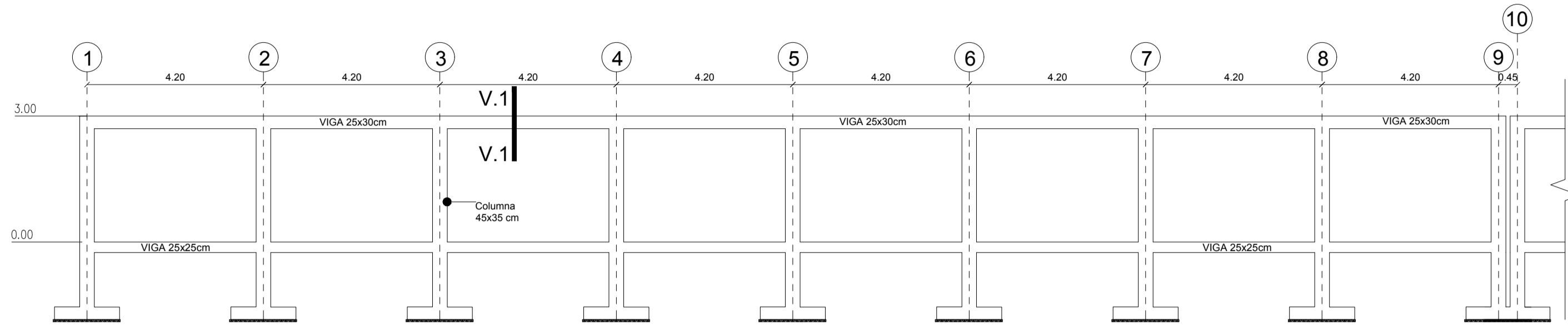
CONTIENE:  
PORTICOS DE TRIBUNA, COLUMNAS DE TRIBUNA, DETALLES.

FEBRERO 2018  
LAMINA 4/6

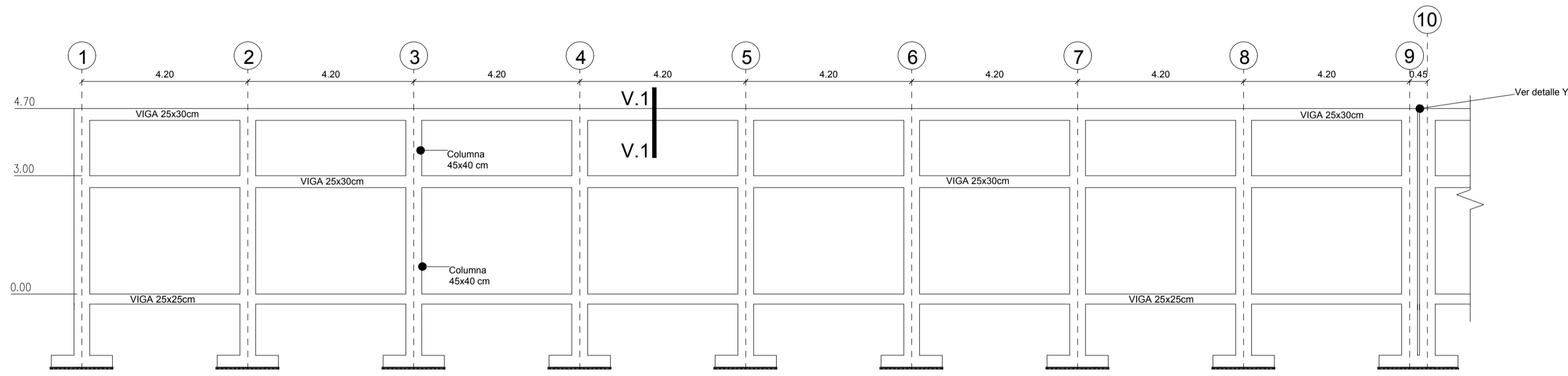




**CORTE EJE A**  
Seccion de porticos para GENERAL  
Esc 1:100

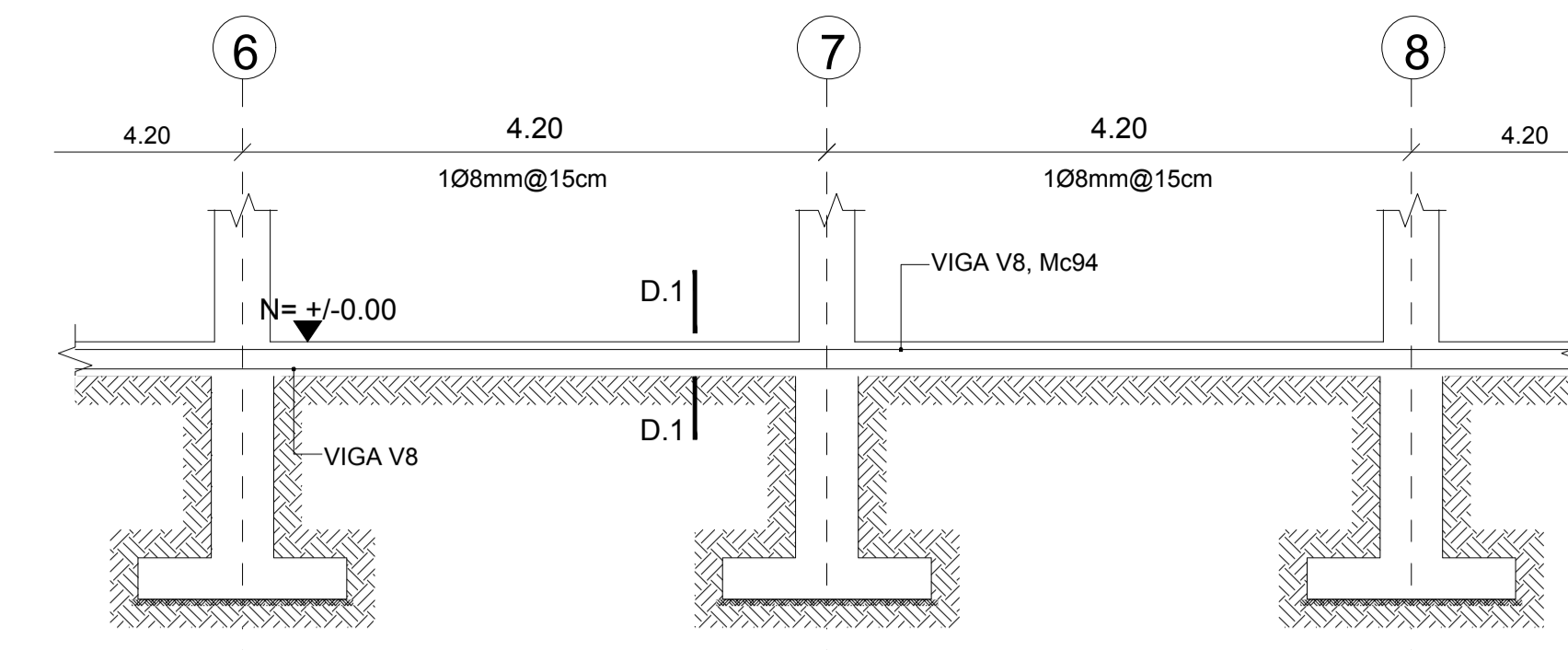


**CORTE EJE B**  
Seccion de porticos para GENERAL  
Esc 1:100

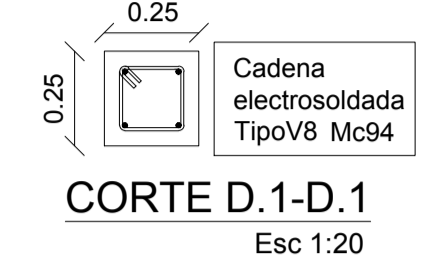


**CORTE EJE C**  
Seccion de porticos para GENERAL  
Esc 1:100

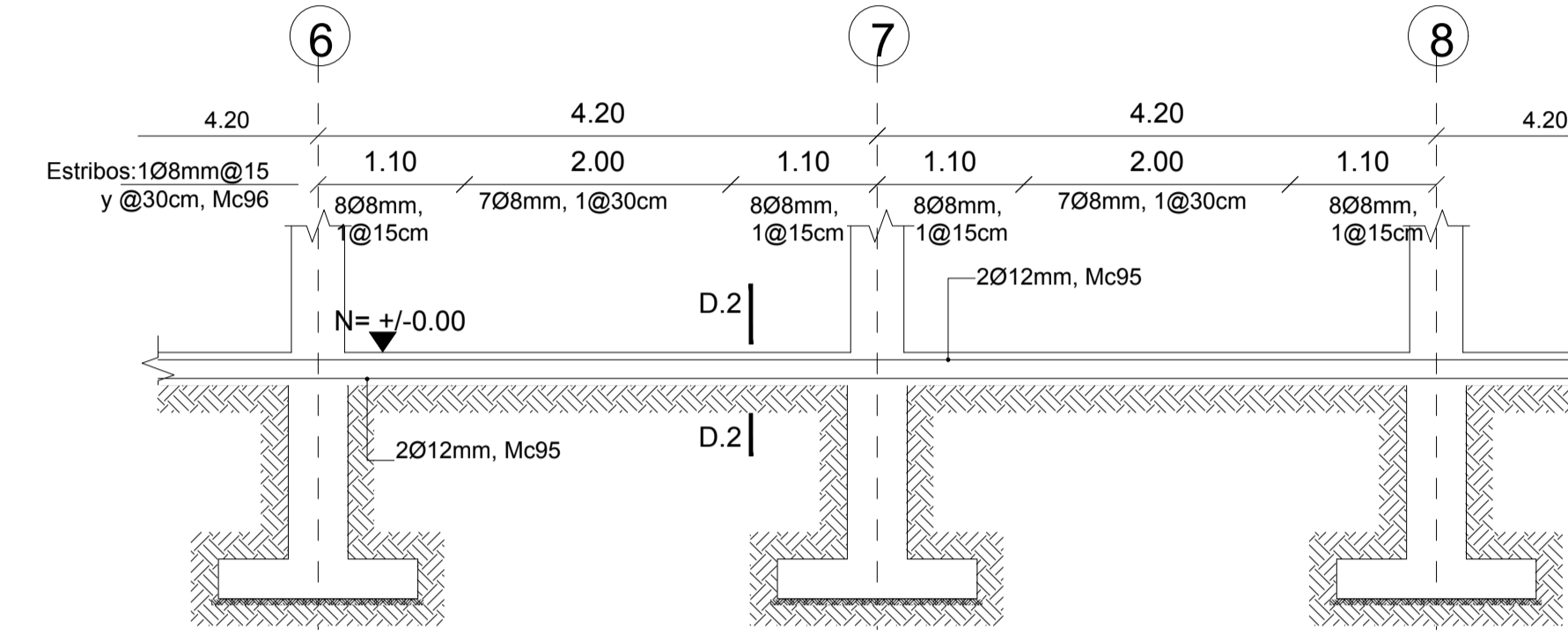
**NOTA:**  
Tramo simetrico para los ejes 10-18



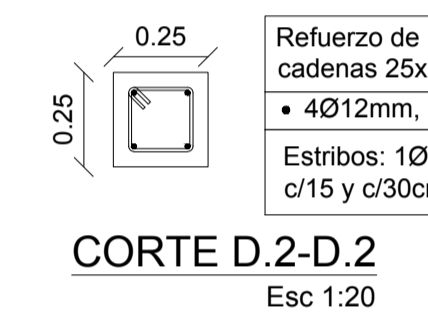
**CORTE EJE A**  
Refuerzo de cadena tipo para GENERAL  
Esc 1:50



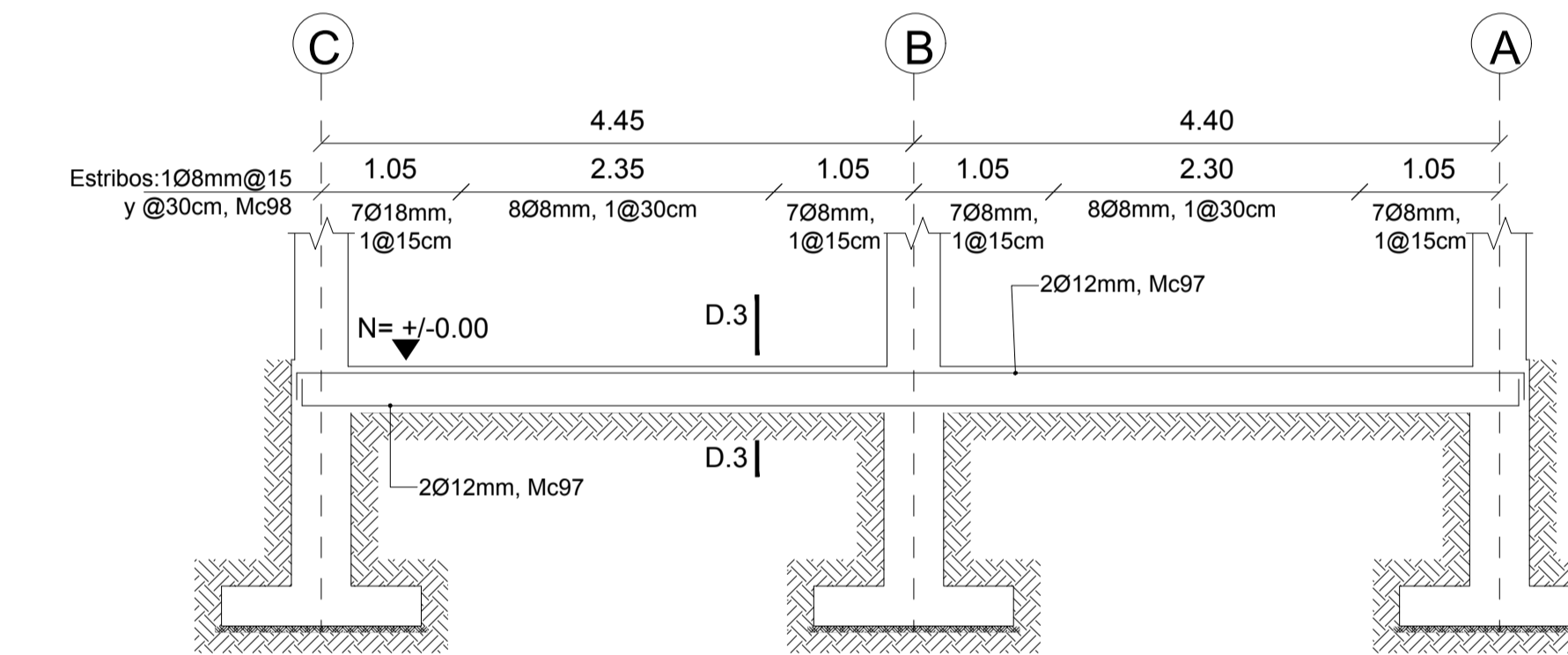
**CORTE D.1-D.1**  
Esc 1:20



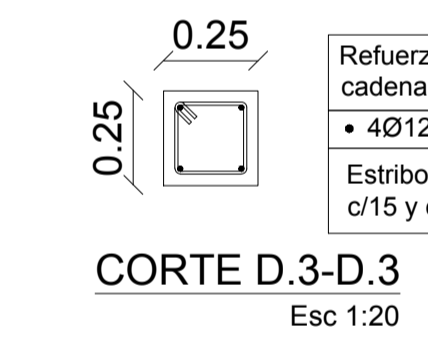
**CORTE EJE B**  
Refuerzo de cadena tipo para GENERAL  
Valido para eje C  
Esc 1:50



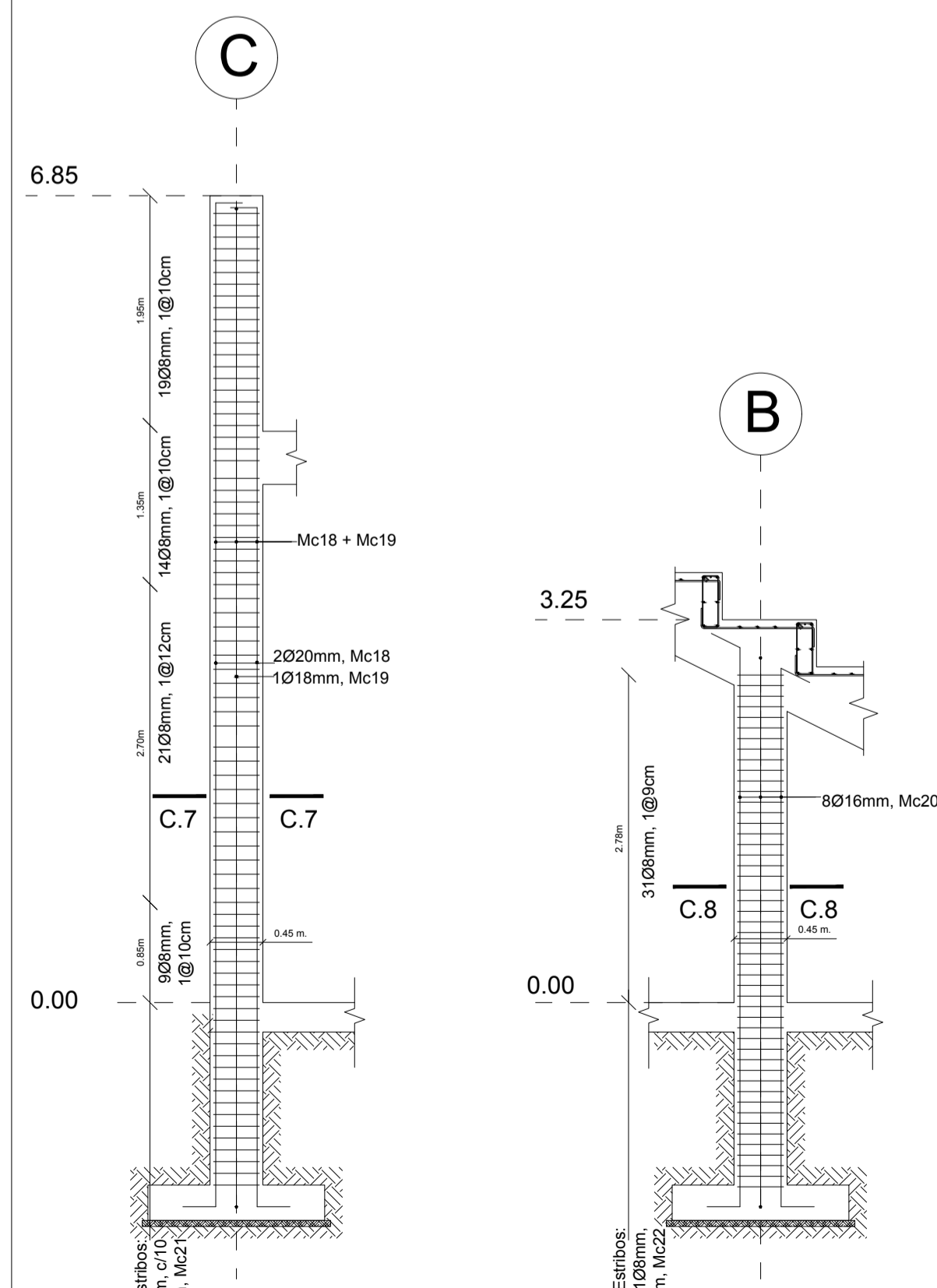
**CORTE D.2-D.2**  
Esc 1:20



**CORTE EJE 1**  
Refuerzo de cadena tipo para GENERAL  
Valido para ejes del 2 al 18  
Esc 1:50

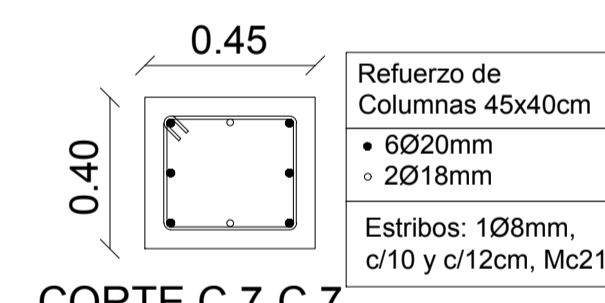


**CORTE D.3-D.3**  
Esc 1:20

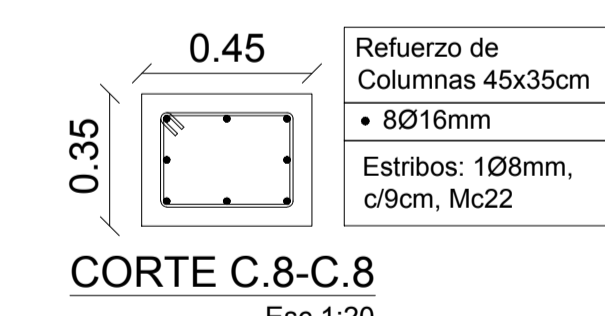


**COLUMNA TIPO 6**  
Detalle de refuerzo  
Esc 1:50

**COLUMNA TIPO 7**  
Detalle de refuerzo  
Esc 1:50



**CORTE C.7-C.7**  
Esc 1:20

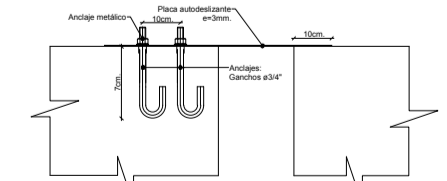


**CORTE C.8-C.8**  
Esc 1:20

PLANILLA DE HIERROS - COLUMNAS									
MARCA (Mc)	CANTIDAD	TIPO	DIAMETRO (mm)			LONGITUD (m)			OBSERVACIONES
			a	b	c		TOTAL		
<b>COLUMNAS</b>									
6	108	P	16	1.05	0.30	0.30	1.65	178.20	Columnas Tipo 4
18	108	P	20	7.00	0.30	0.30	7.60	820.80	Columnas Tipo 6
19	36	P	18	7.00	0.30	0.30	7.60	273.60	Columnas Tipo 6
20	144	P	16	3.25	0.30	0.30	3.85	554.40	Columnas Tipo 7
21	1134	O	8	0.35	0.30	0.05	1.40	1587.60	Estribos Columna 45x40
22	558	O	8	0.35	0.25	0.05	1.30	725.40	Estribos Columna 45x35
13	216	O	8	0.25	0.25	0.05	1.10	237.60	Estribos Columna 35x35

Nota: Para esta planilla de columnas se considero solo un gradierio de general

RESUMEN DE GRADAS GENERAL					
DIAMETRO (mm)	LONG. TOTAL (m)	PESO (kg/m)	PESO TOTAL (kg)	#VARILLAS	
8	8899.20	0.395	3515.18	742	
10	4347.00	0.617	2682.10	363	
12	3103.20	0.888	2755.64	259	
			<b>TOTAL:</b>	<b>8952.92</b>	<b>kg</b>

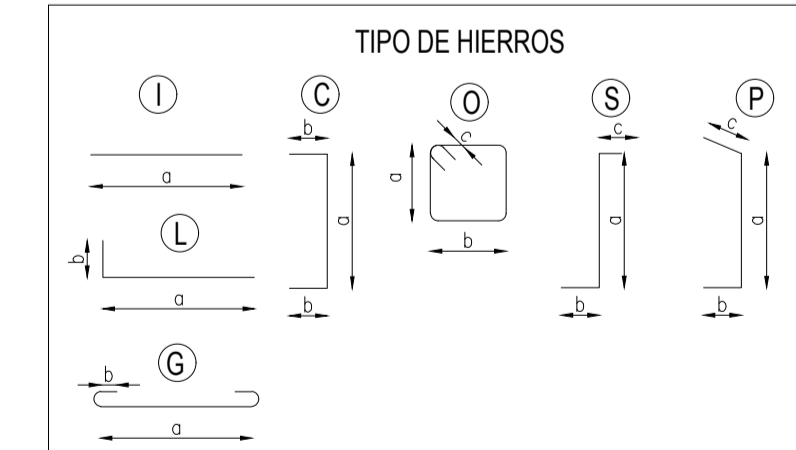


**DETALLE Y**  
JUNTA SISMICA PARA PORTICOS  
Esc 1:20

PLANILLA DE HIERROS - VIGAS GENERAL									
MARCA (Mc)	CANTIDAD	TIPO	DIAMETRO (mm)			LONGITUD (m)			OBSERVACIONES
			a	b	c		TOTAL		
<b>VIGAS DE AMARRE</b>									
90	16	C	12	67.50	0.20		67.90	1088.4	Viga de amarre 25x30
91	72	I	12	2.20			2.20	158.4	Viga de amarre 25x30
92	64	I	12	2.20			2.20	140.8	Viga de amarre 25x30
93	1728	O	8	0.19	0.24	0.05	0.96	328.32	Estribos
94	16	I	12	4.20			4.20	67.20	Viga Amada V8, eje A
95	8	C	12	67.50	0.20		67.90	543.20	Viga de amarre 25x25
96	736	O	8	0.19	0.19	0.05	0.86	632.96	Viga de amarre 25x25
97	72	C	12	9.20	0.20		9.60	691.20	Viga de amarre 25x25
98	792	O	8	0.20	0.15	0.05	0.82	646.27	Viga de amarre 25x25

Nota: Para esta planilla de vigas se considero solo un gradierio de general

RESUMEN VIGAS					
DIAMETRO (mm)	LONG. TOTAL (m)	PESO (kg/m)	PESO TOTAL (kg)	#VARILLAS	
8	1607.55	0.395	634.98	134	
12	2687.20	0.888	2386.23	224	
			<b>TOTAL:</b>	<b>3021.22</b>	<b>kg</b>



**PROYECTO:** ESTADIO DE "EL TAMBO"

ESCALA: INDICADAS

DISEÑO ESTRUCTURAL  
UNIVERSIDAD CATOLICA DE CUENCA

CONTIENE:  
PORTICOS DE LA GENERAL, COLUMNAS PARA LA GENERAL, VIGAS DE AMARRE

DIS: JOHN ZHAGRAY  
DB: JOHN ZHAGRAY  
REV: ING. XAVIER NIETO

ING. XAVIER NIETO  
INGENIERO CIVIL

FEBRERO 2018  
**LAMINA 6/6**