

Universidad Nacional de Córdoba

Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales

Práctica Supervisada: Ingeniería Civil

“DISEÑO DE UN PUENTE CON
ESTRIBO INTEGRAL”

Autor: Max Aníbal, Choquevilca Zotar

Tutor Docente: Carlos, Gerbaudo

Supervisor Externo: Guillermo, Gerbaudo



ARGENTINA, CÓRDOBA, SEPTIEMBRE DE 2014

RESUMEN

En la presente Práctica Supervisada se presenta un estudio conceptual de estribos de puentes denominados integrales.

El desarrollo de la práctica se realizó en distintas etapas, según el siguiente detalle:

En una primera etapa, se realizó un análisis de antecedentes bibliográficos y publicaciones técnicas sobre puentes con estribo integral, presentándose una breve reseña sobre la historia, antecedentes y evolución de puentes integrales, su razón de ser, así como los aspectos más singulares de su comportamiento estructural, mencionando ventajas y limitaciones respecto a estribos tradicionales. Asimismo, se definieron los principales indicadores y aspectos para el diseño de estribos integrales. Esta etapa se presenta desarrollada en los Capítulos 1 y 2 del informe.

En una segunda etapa, se desarrollo el análisis estructural y diseño preliminar de un puente corto de un tramo de tablero con estribo integral, estableciéndose la geometría tanto del tablero como de la infraestructura del puente, y el posterior análisis de estados y combinaciones de carga. Este desarrollo se presenta en el Capítulo 3 del informe.

En la tercera etapa, se realizó la modelación numérica del estribo integral, con cálculo de solicitaciones y verificación estructural de los principales componentes del estribo, que se desarrolla en el Capítulo 4 del presente trabajo.

Finalmente, a partir de los estudios y desarrollos realizados, en el Capítulo 5 se presentan los comentarios y conclusiones sobre el comportamiento estructural y aspectos del diseño de puentes cortos con estribos integrales, enunciando también posibilidades de uso de esta tipología de estribo en nuestro medio.

AGRADECIMIENTOS

Quiero aprovechar estas líneas para agradecer a todas las personas que me han ayudado y me han apoyado a lo largo de estos años en la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, de la Ciudad de Córdoba.

Primeramente agradecer el apoyo recibido por parte de toda mi familia, padres y hermanos. A mis padres, que siempre me han apoyado y estado a mi lado, desde que empezara a estudiar esta hermosa y dura carrera como es la de Ingeniería Civil, brindándome sabios consejos, no solo vividos a causa de mis estudios sino como consecuencia de la vida. A mis hermanos, por sus palabras de aliento constante, durante toda la carrera.

Quiero mostrar mi más sincero agradecimiento a mis compañeros de clase y amigos, que me acompañaron durante todo el cursado de la carrera, haciendo más amena y llevadera, y por qué no, divertido todo el proceso formativo.

Quería hacer una mención especial a mis compañeros y amigos, Rómulo Brunner, Bruno Aiassa, Rodrigo Winderholer, Mauro Perotti y Juan Manuel Freiria, que durante y en diferentes oportunidades de la carrera me han brindado su afecto, compañerismo y amistad, y que desde el principio me trataron muy bien, como a uno más.

No quería pasar por alto la oportunidad de agradecer a todos los profesores que he tenido durante mi vida académica, no sólo de esta facultad, sino también desde pequeño, porque entre todos han formado la base para que hoy pueda ser lo que soy. Quiero agradecer especialmente a mis tutores, Ing. Carlos Gerbaudo e Ing. Guillermo Gerbaudo, por recibirme y aceptar en su oficina de proyectos, dándome la posibilidad de trabajar en este proyecto.

Por último, agradecer a la Universidad Nacional de Córdoba y a la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, por aceptarme y permitir mis estudios de grado.

Por todo esto quiero darles las gracias.

INDICE DE CONTENIDOS

CAPITULO 1. EL PUENTE CON ESTRIBO INTEGRAL.....	13
1.1 INTRODUCCIÓN.....	13
1.1.1 <i>Objetivos.....</i>	13
1.2 EVOLUCIÓN HACIA EL CONCEPTO DE PUENTE INTEGRAL.....	13
1.3 RAZÓN DE SER DEL PUENTE INTEGRAL.....	17
1.4 VENTAJAS DE LOS PUENTES INTEGRALES.....	18
1.4.1 <i>Mantenimiento y funcionalidad.....</i>	18
1.4.2 <i>Comportamiento adecuado ante un evento dinámico.....</i>	19
1.4.3 <i>Ausencia de fractura en la superestructura y en los estribos.....</i>	19
1.5 LIMITACIONES E INCONVENIENTES DE LOS PUENTES INTEGRALES.....	20
 CAPITULO 2. ANALISIS DE ANTECEDENTES.....	 22
2.1 INTRODUCCIÓN.....	22
2.2 ASPECTOS GENERALES DE LOS ESTRIBOS.....	22
2.2.1 <i>Terminología y elementos.....</i>	22
2.3 CLASIFICACIÓN DE LOS ESTRIBOS.....	23
2.3.1 <i>Clasificación según características específicas.....</i>	23
2.3.2 <i>Clasificación según la contención del derrame.....</i>	24
2.3.3 <i>Clasificación según esquema estático.....</i>	27
2.4 EL ESTRIBO INTEGRAL.....	30
2.4.1 <i>Tipos de estribos integrales.....</i>	31
2.5 ASPECTOS DE DISEÑO DEL ESTRIBO INTEGRAL.....	33
2.5.1 <i>Vinculación entre el estribo integral y la superestructura.....</i>	34
2.5.2 <i>Unión de las vigas con la losa del tablero.....</i>	34
2.5.3 <i>Movimientos y restricciones de las fuerzas.....</i>	37
2.5.4 <i>Unión del tablero con el estribo.....</i>	37
2.5.5 <i>Momento negativo entre estribo integral y la superestructura.....</i>	39

2.5.6	<i>Unión aleta estribo.....</i>	39
2.5.7	<i>Losa de transición.....</i>	39
2.5.8	<i>Juntas de dilatación.....</i>	44
2.5.9	<i>Cimentación profunda.....</i>	45
2.5.10	<i>Cimentación directa.....</i>	45
CAPITULO 3. ANALISIS ESTRUCTURAL.....		47
3.1	INTRODUCCIÓN.....	47
3.2	GEOMETRÍA Y MATERIALES DEL PUENTE.....	47
3.2.1	<i>Geometría de la superestructura del puente.....</i>	47
3.2.2	<i>Geometría de la subestructura del puente.....</i>	50
3.2.3	<i>Materiales.....</i>	50
3.3	VIGAS PRINCIPALES.....	51
3.3.1	<i>Geometría y propiedades de la sección.....</i>	51
3.4	CARGAS DE CÁLCULO SOBRE LOS ESTRIBOS	52
3.4.1	<i>Modelo de superestructura en Sap2000: Introducción de datos.....</i>	53
3.4.2	<i>Modelo 3D SAP2000.....</i>	64
3.4.3	<i>Asignación de cargas sobre el puente.....</i>	66
3.5	SOLICITACIONES: RESULTADOS OBTENIDOS.....	68
3.5.1	<i>Carga Muerta – Dead.....</i>	68
3.5.2	<i>Carga Viva.....</i>	70
3.5.3	<i>Carga móvil peatonal.....</i>	73
3.5.4	<i>Cargas por superestructura sobre cabezal o viga dintel.....</i>	74
3.5.5	<i>Carga de Viento.....</i>	75
3.5.6	<i>Otras: Fuerza de frenado (BR)</i>	75
3.5.7	<i>Otras: Fuerza Sísmica: Método de fuerza equivalente- Método simplificado (EQ).....</i>	77
3.5.8	<i>Otras: Fuerza centrífuga.....</i>	82
3.5.9	<i>Otras: Efectos térmicos (SH).....</i>	82

3.5.10	<i>Otras: Empuje de suelo (EH)</i>	83
3.6	OTRAS ACCIONES: LOSA APROXIMACIÓN	86
3.6.1	<i>Carga losa de aproximación sobre el estribo integral</i>	87
3.6.2	<i>Carga viva sobre losa de aproximación</i>	87
3.7	ESTADOS LIMITES Y COMBINACIÓN DE CARGAS	87
3.7.1	<i>Estados Limites</i>	87
3.7.2	<i>Estado limite de Servicio</i>	87
3.7.3	<i>Estado limite de Fatiga y Fractura</i>	88
3.7.4	<i>Estado Limite de Resistencia</i>	88
3.7.5	<i>Factor de Ductilidad</i>	88
3.7.6	<i>Factor de Redundancia</i>	89
3.7.7	<i>Factor de importancia operativa</i>	89
3.7.8	<i>Factor de resistencia “n”</i>	90
3.8	COMBINACIÓN DE CARGAS	90
 CAPITULO 4. DISEÑO DE ESTRIBO INTEGRAL		94
4.1	MÉTODOS DE DISEÑO PARA ESTRIBO INTEGRAL	94
4.1.1	<i>Modelo de interacción suelo-estructura: Método equivalente Cantilever</i>	95
4.1.2	<i>Modelo de interacción suelo-estructura: con influencia del suelo</i>	98
4.1.3	<i>Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD)</i>	98
4.2	MODELACIÓN DEL ESTRIBO INTEGRAL	99
4.2.1	<i>Cargas a aplicar en modelo</i>	99
4.2.2	<i>Coeficiente de balasto horizontal: interacción pilote-suelo</i>	100
4.3	MODELO NUMERICO CON INFLUENCIA DEL SUELO	103
4.3.1	<i>Definición de Materiales</i>	103
4.3.2	<i>Definición de Secciones</i>	104
4.3.3	<i>Dimensiones necesarias para modelo</i>	106
4.3.4	<i>Representación de modelo Estribo-Columna-Pilote</i>	107

4.3.5	<i>Definición de Patrones de Carga</i>	108
4.3.6	<i>Definición de Casos de Carga</i>	108
4.3.7	<i>Definición de Combinación de Carga</i>	109
4.3.8	<i>Asignación de Cargas en el Modelo</i>	111
4.3.9	<i>Introducción de Spring o módulo de balasto horizontal</i>	119
4.3.10	<i>Rigidez del tablero: Restricción horizontal impuesto por tablero</i>	120
4.4	DISEÑO DE SISTEMA ESTRIBO – COLUMNA - PILOTE (ECP)	121
4.4.1	<i>Solicitaciones Requeridas</i>	122
4.4.2	<i>Diseño Columna 1 - Pilote 1</i>	130
4.4.3	<i>Refuerzo Transversal</i>	138
4.4.4	<i>Verificación de Axil de Diseño</i>	144
4.4.5	<i>Verificación de Corte de Diseño</i>	145
4.4.6	<i>Unión Columna – Viga Dintel</i>	146
4.5	REDIMENSIONADO DE PILOTE	146
4.5.1	<i>Rediseño Pilote 1</i>	147
4.5.2	<i>Refuerzo Transversal Pilote Ø 0,80 m</i>	150
4.5.3	<i>Verificación Axil de Diseño Pilote Ø0,80 m</i>	152
4.5.4	<i>Verificación Corte de Diseño Pilote Ø0,80 m</i>	152
4.6	INFLUENCIA DEL DESPLAZAMIENTO DE LA SUPERESTRUCTURA	153
4.6.1	<i>Modelo interacción suelo-estructura: Método equivalente Cantilever</i>	153
4.6.2	<i>Modelo interacción suelo – estructura: Modelo Estribo Integral Sap2000</i>	154
4.6.3	<i>Solicitaciones Requeridas Columna 1 – Pilote 1</i>	156
4.6.4	<i>Esfuerzos o Cargas Generalizadas</i>	158
4.6.5	<i>Determinación de la cuantía geométrica de armadura</i>	159
4.6.6	<i>Refuerzo transversal por confinamiento</i>	163
4.6.7	<i>Verificación de armadura por corte</i>	164
4.6.8	<i>Verificación de Axil de diseño</i>	165
4.6.9	<i>Verificación de Corte de Diseño</i>	165

CAPITULO 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	166
5.1 INTRODUCCION.....	166
5.2 CONCLUSIONES SOBRE EL ESTUDIO DEL ESTRIBO INTEGRAL	166
5.3 COMENTARIOS SOBRE LA MODALIDAD Y ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO.....	167
BIBLIOGRAFÍA.....	169

INDICE DE FIGURAS

CAPITULO 1

<i>Fig. 1.1 Esquema de evolución hacia los puentes integrales.....</i>	15
--	-----------

CAPITULO 2

<i>Fig. 2.1 Partes componentes de estribo</i>	22
<i>Fig. 2.2 Estribo tipo “silleta”.....</i>	23
<i>Fig. 2.3 Estribo de cuerpo continuo.....</i>	24
<i>Fig. 2.4 Estribo cerrado.....</i>	25
<i>Fig. 2.5 Tipos de muros de ala en estribos cerrados</i>	25
<i>Fig. 2.6 Estribo celular cerrado.....</i>	26
<i>Fig. 2.7 Estribo abierto.....</i>	26
<i>Fig. 2.8 Falso estribo.....</i>	27
<i>Fig. 2.9 Estribo de gravedad</i>	28
<i>Fig. 2.10 Típicos muros rígidos de gravedad y semigravedad.....</i>	28
<i>Fig. 2.11 a) Estribo de gravedad con aletas, b) Estribo con contrafuertes. Esquema de fuerzas sobre estribo</i>	29
<i>Fig. 2.12 Esquema de fuerza sobre estribo, ménsula equivalente.....</i>	29
<i>Fig. 2.13 Esquema de estribos tipo pantalla.....</i>	29
<i>Fig. 2.14 Esquema de un típico estribo integral</i>	30
<i>Fig. 2.15 Estribo integral, fundado con pilotes.....</i>	32
<i>Fig. 2.16 Estribo integral, con neopreno fijo y móvil, sobre columna o zapata de fundación.....</i>	32
<i>Fig. 2.17 Estribo integral, tipo marco rígido, monolítico.....</i>	33
<i>Fig. 2.18 Estribo semi-integral, con viga de hormigón.....</i>	33
<i>Fig. 2.19 Unión de superestructura y estribo integral.....</i>	34
<i>Fig. 2.20 Acero de continuidad en losa de rodamiento.....</i>	35

Fig. 2.21 Articulación de la columna.....	35
Fig. 2.22 Adaptación de losas por continuidad.....	36
Fig. 2.23 Construcción de juntas A, B, C y continuidad de la conexión en el estribo con la superestructura D.....	37
Fig. 2.24 Unión estribo pilote.....	38
Fig. 2.25 Empotramiento pilote viga estribo.....	38
Fig. 2.26 Losa transición nivel coincidente con pavimento.....	40
Fig. 2.27 Losa transición nivel no coincidente con pavimento.....	41
Fig. 2.28 Disposición de armadura unión losa transición estribo.....	42
Fig. 2.29 Solución tradicional de la losa articulada.....	42
Fig. 2.30 Propuesta de losa empotrada.....	42
Fig. 2.31 Diversas soluciones americanas para la transición del firme.....	44
Fig. 2.32 Fundación directa Estribo semi-integral. Esquema de cálculo para zapata.....	45
Fig. 2.33 Deformación tablero-losa.....	46

CAPITULO 3

Fig. 3.1 Sección transversal de puente. Vigas prefabricadas, con cabezales superiores para unión monolítica con losa corrida de tablero hormigonada in-situ.....	48
Fig. 3.2 Sección longitudinal del puente. Pilotes de fundación.....	48
Fig. 3.3 Viga tipo AASTHO V, dimensiones sección transversal.....	49
Fig. 3.4 Esquema básico del puente con estribo integral. Esquema tipo pórtico.....	49
Fig. 3.5 Estribo integral diseñado.....	50
Fig. 3.6 Esquema de carga y posición de vehículo de diseño N°1.....	59
Fig. 3.7 Esquema de carga y posición de vehículo de diseño N°2.....	59
Fig. 3.8 Esquema de carga y posición de vehículo de diseño N°3.....	59
Fig. 3.9 Modelo Sap2000: Losa superior y diafragma extremo.....	64
Fig. 3.10 Modelo Sap2000: Vigas principales y diafragmas.....	65
Fig. 3.11 Modelo Sap2000: Vigas principales, AASTHO V.....	65
Fig. 3.12 Modelo Sap2000: Viga porta baranda.....	66
Fig. 3.13 Modelo Sap2000: Viga porta baranda 3D.....	66
Fig. 3.14 Camión H- AASHTO 96.....	71
Fig. 3.15 Camión HS- AASHTO 96.....	71
Fig. 3.16 Características del camión de diseño.....	76
Fig. 3.17 Sección transversal, dimensiones para cálculo de k.....	79
Fig. 3.18 Espectro elástico de pseudoaceleraciones para zona sísmica 1 con e=5%.....	81
Fig. 3.19 Diagrama de presión y empuje lateral de suelo.....	83
Fig. 3.20 Diagrama de fuerzas del empuje activo del suelo.....	84

Fig. 3.21	<i>Variación de K_{AE} en función de K_h para $i=0$, $K_v=0$.....</i>	85
Fig. 3.22	<i>Empuje lateral de suelo sobre estribo y columnas - pilotes.....</i>	86
CAPITULO 4		
Fig. 4.1	<i>Sistema Cantilever equivalente.....</i>	96
Fig. 4.2	<i>Modelo de deformación en una pila.....</i>	97
Fig. 4.3	<i>Sistema pila-suelo.....</i>	98
Fig. 4.4	<i>Linearización equivalente.....</i>	98
Fig. 4.5	<i>Espectro de desplazamiento.....</i>	98
Fig. 4.6	<i>Modelo pilote-suelo, coeficiente de balasto.....</i>	101
Fig. 4.7	<i>Viga Dintel y Viga Transversal.....</i>	106
Fig. 4.8	<i>Dimensión longitudinal Viga Dintel y Transversal.....</i>	106
Fig. 4.9	<i>Modelo Sap2000: Sistema Estribo-Columna-Pilote.....</i>	108
Fig. 4.10	<i>Ubicación de empuje horizontal, Estribo –Columna –Pilote.....</i>	114
Fig. 4.11	<i>Modelo Sap2000: Aplicación de empuje.....</i>	115
Fig. 4.12	<i>Fuerza de frenado para cada sentido circulación.....</i>	115
Fig. 4.13	<i>Modelo Sap2000: Fuerza de frenado en modelo.....</i>	116
Fig. 4.14	<i>Modelo Sap2000: Sismo transversal, suelo compacto.....</i>	116
Fig. 4.15	<i>Modelo Sap2000: Sismo longitudinal, suelo compacto.....</i>	117
Fig. 4.16	<i>Modelo Sap2000: Sismo transversal, suelo blando.....</i>	117
Fig. 4.17	<i>Modelo Sap2000: Sismo longitudinal, suelo blando.....</i>	118
Fig. 4.18	<i>Modelo Sap2000: Fuerza por temperatura.....</i>	118
Fig. 4.19	<i>Modelo Sap2000: Introducción de coeficiente de balasto o springs.....</i>	120
Fig. 4.20	<i>Modelo Sap2000: Diagrama de Esfuerzo normal-suelo compacto</i>	122
Fig. 4.21	<i>Modelo Sap2000: Diagrama de Corte 2- 2- suelo compacto.....</i>	123
Fig. 4.22	<i>Modelo Sap2000: Diagrama de Corte 3- 3- suelo compacto.....</i>	123
Fig. 4.23	<i>Modelo Sap2000: Diagrama de Momento 2- 2- suelo compacto.....</i>	125
Fig. 4.24	<i>Modelo Sap2000: Diagrama de Momento 3- 3-suelo compacto.....</i>	125
Fig. 4.25	<i>Modelo Sap2000: Diagrama de Esfuerzo normal- suelo blando.....</i>	126
Fig. 4.26	<i>Modelo Sap2000: Diagrama de Corte 2- 2- suelo blando.....</i>	127
Fig. 4.27	<i>Modelo Sap2000: Diagrama de Corte 3- 3- suelo blando.....</i>	128
Fig. 4.28	<i>Modelo Sap2000: Diagrama de Momento 2- 2- suelo blando.....</i>	129
Fig. 4.29	<i>Modelo Sap2000: Diagrama de Momento 3- 3- suelo blando.....</i>	129
Fig. 4.30	<i>Secciones de cálculo, esquema Estribo -Columna 1- Pilote 1.....</i>	131
Fig. 4.31	<i>Diagrama de interacción. Para punto A en columna, Suelo Compacto y Suelo Blando.....</i>	133
Fig. 4.32	<i>Diagrama de interacción. Para punto B en columna, Suelo Compacto y Suelo Blando.....</i>	134

Fig. 4.33	<i>Diagrama de interacción. Para punto C en pilote, Suelo Compacto y Suelo Blando.....</i>	135
Fig. 4.34	<i>Diagrama de interacción. Para punto D en pilote, Suelo Compacto y Suelo Blando.....</i>	136
Fig. 4.35	<i>a) Detalle armadura longitudinal Columna Rectangular, sección A. b) Detalle armadura longitudinal Columna Rectangular, sección B.....</i>	137
Fig. 4.36	<i>Detalle armadura longitudinal Pilote, sección C y D.....</i>	137
Fig. 4.37	<i>Separación refuerzo longitudinal.....</i>	138
Fig. 4.38	<i>Separación de refuerzo transversal.....</i>	139
Fig. 4.39	<i>Detalle armadura estribo simple en columna, sección A y B.....</i>	143
Fig. 4.40	<i>Detalle armadura estribo zunchado pilote, sección C y D.....</i>	144
Fig. 4.41	<i>Conexión monolítica entre columna - superestructura.....</i>	146
Fig. 4.42	<i>Diagrama de interacción. Para punto C y D en Pilote, Suelo Compacto y Suelo Blando.....</i>	149
Fig. 4.43	<i>Detalle armadura longitudinal Pilote Ø0,80 m, sección C y D... ..</i>	150
Fig. 4.44	<i>Detalle armadura estribo zunchado pilote, sección C y D.....</i>	152
Fig. 4.45	<i>Modelo Sap2000: Desplazamiento de superestructura.....</i>	154
Fig. 4.46	<i>Modelo Sap2000: Deformación de estribo por desplazamiento de tablero.....</i>	155
Fig. 4.47	<i>Modelo Sap2000: Diagrama de Momento 2-2 por desplazamiento en suelo compacto.....</i>	156
Fig. 4.48	<i>Modelo Sap2000: Diagrama de Momento 3-3 por desplazamiento en suelo compacto.....</i>	156
Fig. 4.49	<i>Modelo Sap2000: Diagrama de Momento 2-2 por desplazamiento en suelo blando.....</i>	157
Fig. 4.50	<i>Modelo Sap2000: Diagrama de Momento 3-3 por desplazamiento en suelo blando.....</i>	157
Fig. 4.51	<i>Diagrama de interacción. Para punto A en Columna, Suelo Compacto y Suelo Blando.....</i>	160
Fig. 4.52	<i>Diagrama de interacción. Para punto B en Columna, Suelo Compacto y Suelo Blando.....</i>	161
Fig. 4.53	<i>Diagrama de interacción. Para punto C y D en Columna, Suelo Compacto y Suelo Blando.....</i>	162

INDICE DE TABLAS

CAPITULO 1

Tabla 1.1	<i>Longitudes máximas en diferentes tipos de puentes, establecidas por DTW</i>	20
------------------	--	----

CAPITULO 3

Tabla 3.1	<i>Sobrecarga peatonal.....</i>	73
Tabla.3.2	<i>Combinaciones de carga y Factores de carga.....</i>	92
Tabla 3.3	<i>Factores de carga para cargas Permanentes γ_p.....</i>	92
Tabla 3.4	<i>Combinaciones de carga.....</i>	93

CAPITULO 4

Tabla 4.1	<i>Combinación de Cargas.....</i>	109
Tabla 4.2	<i>Diámetro y numero de barras, columna y pilote.....</i>	137
Tabla 4.3	<i>Requerimiento de refuerzo por corte, en columna y pilote.....</i>	139
Tabla 4.4	<i>Tabla diámetro de estribo.....</i>	140
Tabla 4.5	<i>Diámetro de estribo por confinamiento, en columna.....</i>	141
Tabla 4.6	<i>Verificación de armadura de confinamiento a corte, en columna y pilote.....</i>	143
Tabla 4.7	<i>Verificación axil de diseño, columna y pilote.....</i>	145
Tabla 4.8	<i>Verificación corte de diseño, columna y pilote.....</i>	146
Tabla 4.9	<i>Diámetro y numero de barras, pilote \varnothing 0,80 m.....</i>	150
Tabla 4.10	<i>Requerimiento de refuerzo por corte, pilote \varnothing 0,80 m.....</i>	151
Tabla 4.11	<i>Verificación de armadura de confinamiento a corte, pilote \varnothing 0,80 m.....</i>	152
Tabla 4.12	<i>Verificación axil de diseño, pilote \varnothing0,80 m.....</i>	152
Tabla 4.13	<i>Verificación corte de diseño, pilote \varnothing 0,80 m.....</i>	153
Tabla 4.14	<i>Diámetro de estribo por confinamiento, en columna.....</i>	164
Tabla 4.15	<i>Verificación de armadura de confinamiento a corte, en columna y pilote.....</i>	165
Tabla 4.16	<i>Verificación axil de diseño, columna y pilote.....</i>	165
Tabla 4.17	<i>Verificación corte de diseño, columna y pilote.....</i>	165

CAPITULO 1 EL PUENTE CON ESTRIBO INTEGRAL

1.1 INTRODUCCION

En la presente práctica supervisada se presenta el estudio y análisis de antecedentes de puentes con estribos integrales y se desarrolla una propuesta de diseño conceptual de un estribo integral aplicable a puentes de luces cortas de características similares a los utilizados con gran profusión en nuestro medio.

1.1.1 Objetivos

El objetivo general de la presente práctica supervisada es el estudio y análisis conceptual del comportamiento estructural de un estribo integral y el desarrollo de una propuesta de diseño de estribo integral para un puente corto.

En cumplimiento de estos objetivos, en el presente trabajo se han desarrollado con la participación activa del alumno los siguientes aspectos:

- Análisis de antecedentes sobre diseño estructural de puentes con estribo integral y funcionamiento estructural de estribos integrales.
- Análisis estructural de un puente corto con estribo integral, definiéndose los estados y combinaciones de carga, modelación del tablero y obtención de reacciones sobre el estribo y modelación numérica de un estribo integral, representando los componentes del estribo y la interacción suelo-estructura de su fundación.
- Desarrollo de una propuesta de diseño de estribo integral para un puente corto, con la verificación estructural de sus principales componentes.
- Finalmente, como resultado del trabajo realizado, se presentará un análisis del comportamiento estructural del puente con estribo integral, y comentarios y conclusiones sobre las posibilidades de uso de esta tipología de estribo en nuestro medio.

1.2 EVOLUCION HACIA EL CONCEPTO DE PUENTE INTEGRAL

Desde edades muy antiguas fue necesario recurrir a la construcción de puentes para salvar los obstáculos geográficos que se presentaban sobre el camino. Analizando los primeros puentes construidos de madera y de piedra, se observa que se trataban de puentes integrales. La evolución en los últimos 100 años en la concepción y diseño de puentes cortos parte del uso generalizado y extendido de tableros isostáticos, de múltiples vigas con losa superior, con utilización de numerosas juntas y apoyos.

Esta evolución en la tecnología constructiva, fue consecuencia principalmente del desarrollo del pretensado en los años 60, que condujo a soluciones de vigas prefabricadas, isostáticas, apoyadas en numerosos diafragmas transversales que aseguraban la indeformabilidad transversal del tablero y facilitaban notablemente su cálculo.

La nueva tendencia en el diseño de puentes cortos vislumbra la posibilidad de eliminación de juntas intermedias y reducción del número de apoyos, mediante el diseño de puentes con estribo integral. Los países más avanzados en esa tendencia son los Estados Unidos

que realizan puentes integrales desde los años 50, el Reino Unido en los últimos 20 años, y más recientemente España.

La gran potencia de cálculo con la aparición de las computadoras de escritorio permitió el desarrollo de métodos matriciales, elementos finitos, métodos numéricos, etc., y fomentaron el uso de otras tipologías estructurales. Los inconvenientes funcionales y el costo de conservación de las juntas de calzada, condujeron a dar continuidad a la losa del tablero de vigas, dotándola de gran flexibilidad y una poderosa armadura que aseguraba el control de fisuración y la ductilidad en su comportamiento. Así, los tableros de vigas prefabricadas mejoraban su competitividad, funcionalidad y durabilidad, frente a las soluciones de losas discontinuas; que con muy diversas geometrías, empezaron a usarse con frecuencia en numerosos países tecnológicamente avanzados.

En la Figura 1.1, mediante esquemas se resume lo expuesto anteriormente, haciendo referencia a los puentes de hormigón pretensado. Podemos hablar de cuatro generaciones distintas en el diseño de puentes cortos:

- **1^o Generación:** los tableros de múltiples vigas isostáticas se apoyan sobre las pilas y estribos de hormigón, mediante apoyos de neopreno. Estos diseños disponen de una junta entre tablero y estribo en cada extremo del puente, y de juntas de dilatación del tablero sobre las pilas.
- **2^o Generación:** estos puentes se han proyectado, en su mayor parte, como tableros continuos, con la disposición de juntas solo en los apoyos extremos sobre el estribo y apoyos simples de neopreno entre el tablero continuo y la pila.
- **3^o Generación:** La diferencia respecto de la anterior, es que, las pilas se empotran en el tablero, conservando la junta y los apoyos de neopreno en los estribos. Podemos decir que se trata de una solución tipo pórtico.
- **4^o Generación:** Se eliminan todo los aparatos de apoyo y juntas, obteniendo un monolitismo entre tablero, pilas y estribos. Mediante empotramiento de pilas flexibles en tableros, siempre que la naturaleza del puente lo facilite. Esta solución estructural es la que se denomina **“Puente Integral”**.

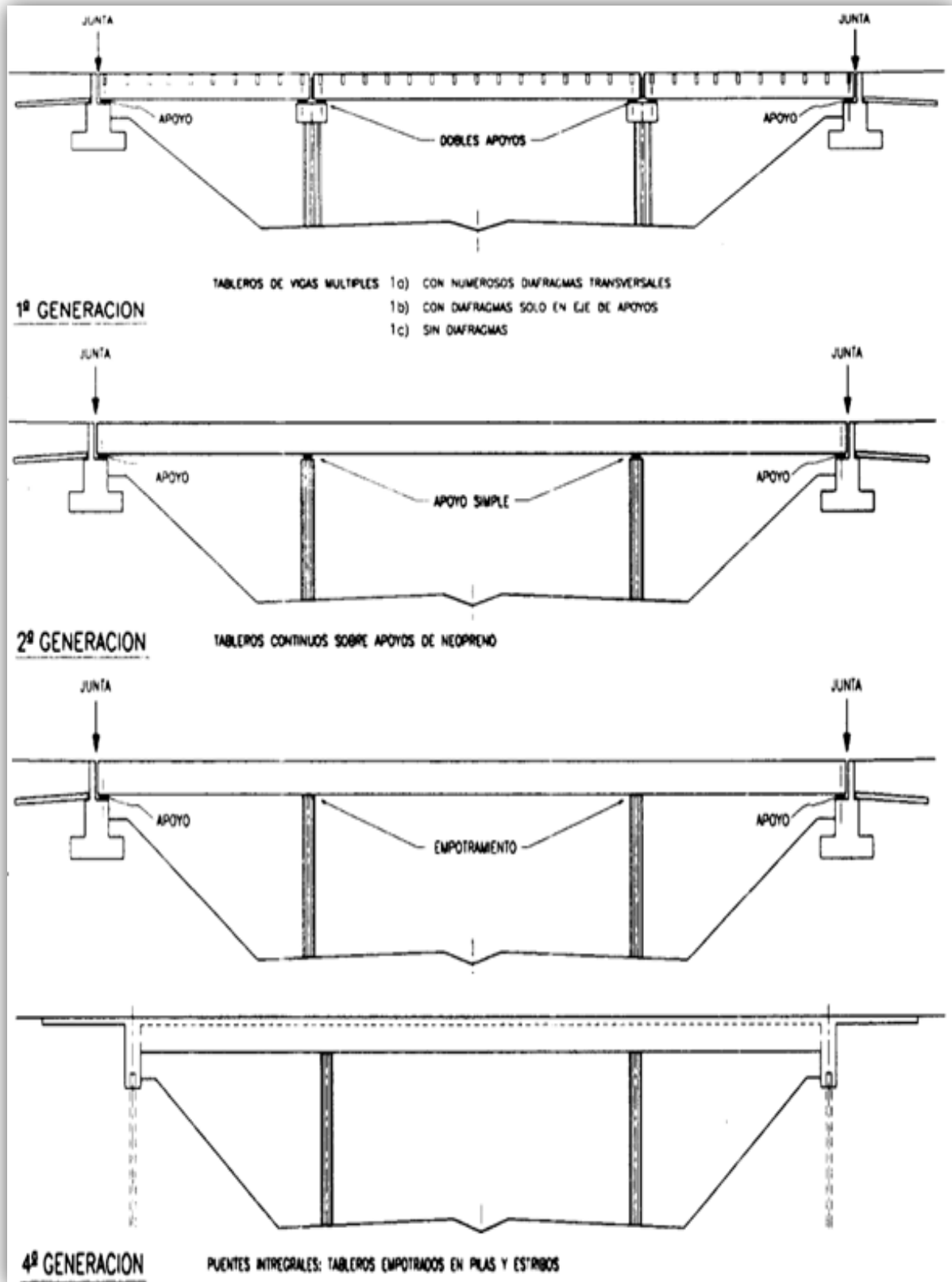
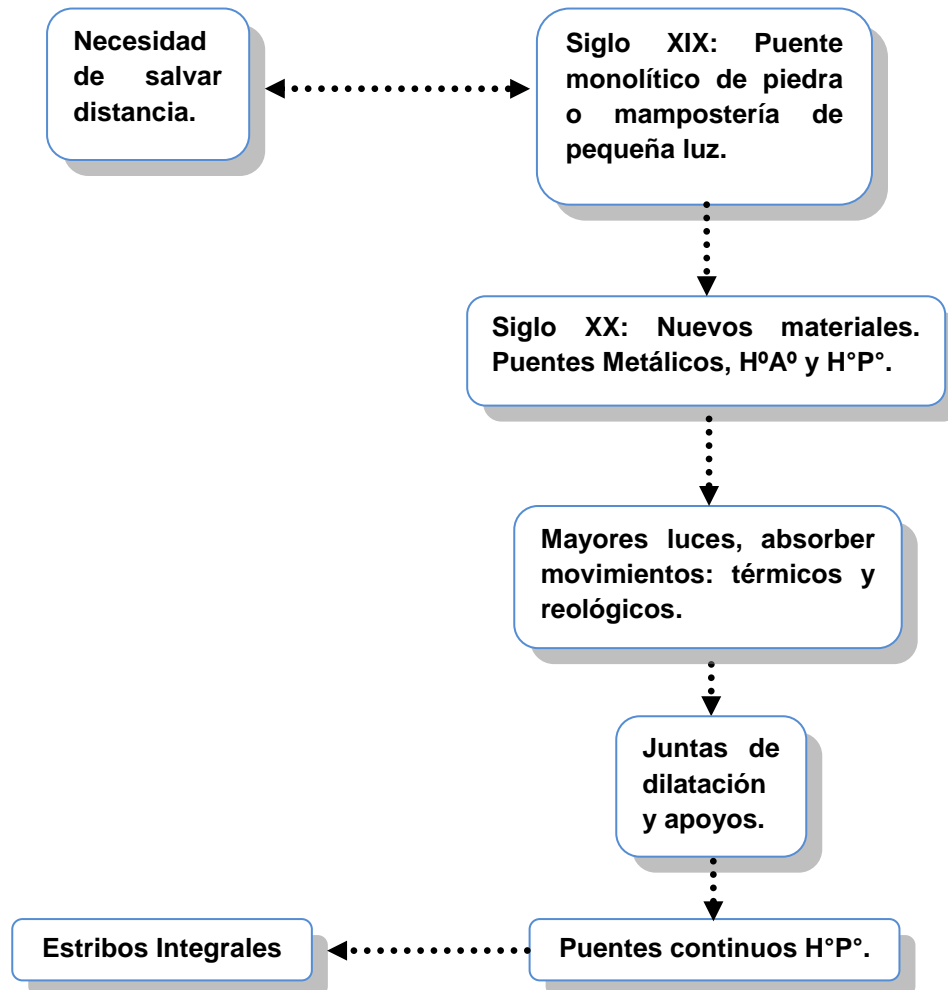


Figura 1.1 Esquema de evolución hacia los puentes integrales

A continuación se presenta un esquema de la evolución del diseño de puentes:



En el cuadro anterior se sintetiza la evolución en el uso de puentes. En los primeros tiempos, la necesidad de salvar una distancia generó la construcción de los primeros puentes, cuya estructuración era lo que hoy conocemos como puente integral (puentes de piedra, mampuestos, etc., contruidos monolíticamente, como una unidad), que solo tenían buen comportamiento para pequeñas luces. Posteriormente y junto con la revolución industrial, la producción y utilización del acero, y luego el uso del hormigón armado, posibilitaron rediseñar la estructura de los puentes para salvar luces mayores. Pero este cambio en los materiales y las mayores luces utilizadas trajo nuevos inconvenientes, como son los movimientos por efectos térmicos, tanto en el acero como en el hormigón (expansión y contracción) y reológicos (hormigón). Presentado el problema, la solución aplicada fue la incorporación de juntas de dilatación y apoyos que minimicen los movimientos generados. Con la incorporación de juntas, aparecieron problemas relacionados al mantenimiento, el confort, daños en las carpetas de rodadura, dificultad de ejecución, etc. Esto fue analizado llegándose a la conclusión que la construcción de puentes continuos o integrales, sin juntas, de construcción monolítica entre superestructura e infraestructura era una buena solución, especialmente para puentes de luces cortas.

1.3 RAZON DE SER DEL PUENTE INTEGRAL

Los apoyos y juntas de dilatación que se disponen en un puente para mitigar las consecuencias de los movimientos inevitables que lo acompañarán durante toda su vida, suelen ser fuente de numerosos problemas. Por ello, su utilización debe limitarse en la medida de lo posible, ya que las juntas y apoyos son singularidades que restan monolitismo a la estructura y pueden generar algunas de las siguientes consecuencias:

- **Funcionalidad del puente:** El usuario percibe con claridad la existencia de estas singularidades en el tablero, especialmente con las actuales velocidades de circulación.
- **Operaciones de conservación:** Los apoyos y, sobre todo, las juntas tienen en cualquier caso una vida inferior a la del resto del puente; por otra parte, son elementos que exigen una colocación cuidadosa. Están sometidos a esfuerzos dinámicos sistemáticos, a los efectos de la intemperie y se colocan en zonas en las que se canaliza el agua que llega al tablero del puente, exigiendo frecuentes y costosas reparaciones, además de interrumpir el tráfico.
- **Deformabilidad:** la mayor deformabilidad de puentes con apoyos y juntas de dilatación puede producir daños en los elementos auxiliares del puente y, en particular, en veredas, desagües y barandas.
- Las discontinuidades generadas por las juntas provocan mayores esfuerzos y riesgo de fatiga de los materiales, que provocados por los impactos del vehículo sobre las juntas.
- En la zona de estribos, se manifiestan problemas originados por la deformabilidad de los terraplenes de acceso y del terreno natural que los soporta, ya sea por deficiencias en la compactación del relleno, acumulación de agua en el trasdós de los estribos, por los movimientos del tablero, por la discontinuidad debida a la junta de dilatación, por el agua que se filtra a través de la junta, etc.
- Incertidumbres respecto a las cargas y empujes para los que hay que dimensionar los estribos, dando en la práctica una gran heterogeneidad de soluciones (y de costos), para resolver problemas análogos.

Analizando estos puntos se observa que el puente ideal sería aquél que no requiriese juntas y que no necesitase apoyos especiales, elementos que suponen singularidades en la estructura y que no tienen la robustez ni la potencial durabilidad de la estructura propiamente dicha del puente. Desde esta perspectiva, en lugar de preguntarse cuándo son posibles los puentes integrales, quizá se debería preguntar cuándo no son posibles. Las limitaciones en su utilización son la consecuencia de las limitaciones en nuestros conocimientos acerca de la cuantificación de los movimientos en las estructuras y de los efectos de estos movimientos.

Por último, cabe señalar que si, en su concepción más pura, las soluciones integrales solamente pueden ser utilizadas en puentes de luces cortas, precisamente estos puentes constituyen la gran mayoría de los que se construyen. Ello justifica el interés de profundizar en el conocimiento del comportamiento de puentes de dimensiones

moderadas, y luego la mejora en dichos conocimientos se podría aplicar al diseño de obras de mayor longitud.

1.4 VENTAJAS DE LOS PUENTES INTEGRALES

A continuación se enumeran una serie de ventajas y aspectos positivos de los puentes integrales.

1.4.1 Mantenimiento y Funcionalidad

En una primera concepción el diseño de los puentes, inicialmente solo se pensaba en producir estructuras con un adecuado grado de funcionalidad y resistencia sin tener en cuenta la vida útil de la estructura ni su durabilidad. Actualmente la preocupación por la durabilidad de los puentes es muy importante en todos los países desarrollados, tanto en la ampliación de su vida útil, como así también lograr la mayor durabilidad de las estructuras a construir.

Junto con la necesidad de conservar los puentes existentes se puede y se debe, desde el punto de vista del proyectista procurar concebir estructuras que reduzcan al mínimo las necesidades futuras de conservación. Esto se debe acompañar con una rigurosa elección y nivel de control de materiales, recubrimientos y exigencias en estado límite de servicio. Muchas veces estos puntos son puestos en segundo plano, sin interpretar su verdadera importancia y participación.

Este concepto se traduce, siempre que sea técnicamente posible y aconsejable, en reducir el uso de los elementos que con mayor frecuencia exigen operaciones de mantenimiento y conservación y que pueden afectar a la durabilidad de otros elementos estructurales, es decir *los apoyos y juntas*, que poseen una vida útil muy inferior a la de los puentes y que por tanto requieren de operaciones de inspección, mantenimiento y sustitución periódicas.

A partir de estos conceptos surge el razonamiento que *“los puentes integrales resultan más económicos que los puentes convencionales tanto desde el punto de vista de la construcción como del mantenimiento”*. En efecto, los aparatos de apoyo y juntas suelen ser caros de adquirir, instalar, mantener, reparar y sustituir. Los mayores costos de mantenimiento en puentes son debidos a problemas originados por juntas en mal estado. Las juntas están sometidas al paso continuo del tránsito y al fuerte impacto de cargas cíclicas así como a los movimientos de expansión y contracción causados por los cambios de temperatura, retracción, fluencia y movimientos diferidos causados por posibles asientos diferenciales y movimientos de los estribos debidos al empuje del terreno.

Otro punto importante que hace a los puentes integrales se refiere a la mejora en la transición entre el terraplén de acceso y la estructura, que debido a los asientos de los terraplenes y a las difíciles compactaciones tras los estribos producen escalones, que no solamente provocan incomodidad a los conductores sino que se pueden producir accidentes a grandes velocidades. Reparar dichos escalones es costoso y requiere cortes de tránsito.

En los puentes integrales se optimiza esta transición por las siguientes razones:

- La losa al tener continuidad con el tablero se configura como un elemento de transición entre el firme de la calzada y el pavimento del puente, evitando que se pueda producir un escalón y favoreciendo la seguridad y comodidad del tránsito.

- Al no tener un estribo convencional la compactación del terraplén se realiza en dos fases, una primera hasta el plano de apoyo del estribo integral, posteriormente se realizan los pilotes del estribo, se ejecuta éste y se termina de rellenar y compactar, el posible asiento de éste modo será menor y no se percibirá gracias a la losa de transición, que al no disponer de junta evita la filtración de agua al terraplén y evita que se deteriore su comportamiento.
- Otra posibilidad que brindan los puentes integrales se produce en la reutilización, siempre que sea viable, de estructuras, ya que los estribos integrales pueden ser construidos alrededor de las cimentaciones existentes sin requerir su sustitución completa.

Estructuralmente, al ser muy hiperestáticos, frente a acciones dinámicas como las producidas por el sismo, estos, resultan más seguros. Las juntas constituyen un potencial mecanismo de colapso en la estructura. Los estribos integrales eliminan la causa de daño más frecuente en caso de sismo; la falta de apoyo del tablero (especialmente en puentes de vigas).

Otro problema que se minimiza con los puentes integrales es el de las tolerancias constructivas que se requieren en puentes con apoyos y juntas.

1.4.2 Comportamiento adecuado ante un evento dinámico

El comportamiento de estas estructuras ante cualquier eventualidad de la naturaleza tiene un resultado satisfactorio. Los fenómenos naturales que pueden afectar la estructura de un puente son: ráfagas de viento, sismo, tormentas de lluvia, tormentas de nieve, etc. Los fenómenos que más nos interesan son el sismo y el viento, ya que estos influyen muy significativamente en el diseño. Ante el evento de un sismo, toda la estructura se moverá como una sola pieza, si la estructura coincide con la dirección del sismo. Si este actúa perpendicular al puente, los momentos de torsión y giros se deberán calcular y considerar para ser absorbidos físicamente por el puente. Sin embargo, el puente también estará diseñado para aceptar movimientos sísmicos con carácter oscilatorio.

Algo similar ocurre con el viento. Para la construcción de puentes integrales en zonas donde las ráfagas de viento son considerables, los efectos del momento torsor y de giro se calcularán y considerarán para ser tomados por el puente.

1.4.3 Ausencia de fractura en la superestructura y en los estribos

Las roturas, de cualquier tipo y en cualquier dirección, se eliminan con un buen diseño de la superestructura. Por ello, es muy importante que el acero de refuerzo sea colocado en las direcciones tal cual se indican en las memorias de cálculo y los planos. Las fracturas tanto en los estribos como en los apoyos, debidas a la rotación y a la contracción, se eliminan limitando el giro y la orientación de las pilas hacia ejes susceptibles a la flexión, y diseñando las cimentaciones para cada caso en particular.

1.5 LIMITACIONES E INCONVENIENTES DE LOS PUENTES INTEGRALES

Las principales limitaciones e inconvenientes para el uso de puentes integrales son:

- Limitación de longitud:** Tradicionalmente se ha considerado como luces máximas admisibles para la realización de puentes integrales entre 80 y 100 m. Aproximadamente el 80 % de los puentes que se construyen en el mundo tienen longitudes inferiores a 100 m y por tanto serían susceptibles de adoptar esta tipología. En Estados Unidos se realizan puentes integrales de hormigón (generalmente de vigas prefabricadas) hasta 240 m y metálicos hasta 120 m. Las especificaciones de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) no incluyen el diseño ni las prácticas detalladas para puentes integrales. Sin embargo, en el Departamento de Transportes de Washington (DTW), en Washington DC, Estados Unidos, se cuenta con la mayor experiencia en el ámbito de los puentes integrales y puentes semi-integrales, para su diseño y análisis. Sus investigaciones están reflejadas y modeladas en manuales de diseño. En la Tabla 1 se establecen las longitudes máximas que se utilizan para la construcción de este tipo de puentes.

Tabla 1.1 Longitudes máximas en diferentes tipos de puentes, establecidas por DTW

Tipo de puente	Máxima longitud ^A (m)	
	Antes de 1994	Después de 1994
Puentes de acero	91	91 ^B
Puentes de concreto postensado	106.5	106.5
Puentes de concreto con pilas coladas in situ	122	106.5
Puentes con vigas de concreto presforzado	137	106.5

Nota:

^A Son longitudes medidas de extremo a extremo del puente, antes de las juntas de expansión.

^B Únicamente claros. Usa apoyos con juntas de expansión para múltiples claros del puente.

(1) Art. Jointless Bridges and Bridge Deck Joints in Washington State. Transportation Research Record 1000, 1990, FHWA

- **Limitación de esviaje:** en algunos países se limita a 30° (medidos desde una línea perpendicular al eje del puente), recomendación habitual en la mayoría de los estados de Estados Unidos, donde sin embargo se han llegado a realizar puentes integrales con esviajes de hasta 70° . El problema del esviaje es debido a la fuerza necesaria para estabilizar la rotación del estribo, según los estudio realizados, para un esviaje de 30° se necesita movilizar el 50% del empuje pasivo del trasdós del estribo y para un esviaje de 45° el 70%, estos valores exceden la resistencia por rozamiento del relleno contra el estribo o la resistencia al corte del relleno, por lo que en casos de gran esviaje sería necesario realizar tacones pasivos o utilizar la solución semi-integral con apoyos de neopreno en los estribos.
- **Limitación de radio de curvatura en puentes curvos:** el radio se suele limitar a 10 veces la anchura del tablero y el ángulo de apertura a 40° .
- **Terrenos rocosos:** o muy deformables no resulta adecuada la solución de puente integral, siendo más recomendable la tipología de puente semi-integral.
- **Limitación de asientos máximos admisibles:** se limita la distorsión angular a 0,4% en vías principales y 0,8% en vías secundarias y no se recomiendan en terraplenes muy elevados y en obras asentadas sobre terrenos muy deformables.
- **Incertidumbre en el cálculo:** El mayor problema del dimensionamiento de los puentes integrales consiste en las incertidumbres que se plantean tanto en la determinación de los desplazamientos horizontales a los que va a estar sometido el estribo, como en la interacción del terreno de asiento del estribo-estructura y asiento de la calzada de acceso. Con la utilización de instrumentos de medición y creación de modelos numéricos más reales que simulen la interacción terreno-estructura este punto se podría resolver.

CAPITULO 2. ANALISIS DE ANTECEDENTES

2.1 INTRODUCCION

Es este capítulo se presenta el análisis de antecedentes sobre el diseño de estribos integrales de puentes, realizando en primer término, un estudio y descripción general de las tipologías convencionales de estribos de puentes, y luego, en la segunda parte, se presenta el estudio y análisis de los estribos integrales, presentándose una descripción de sus principales características y de los aspectos relevantes del diseño de los sistemas de estribos integrales para puentes.

2.2 ASPECTOS GENERALES DE LOS ESTRIBOS

El estribo de un puente puede definirse como una combinación de un muro de contención del suelo y una cimentación que soporta un extremo de la superestructura o tablero de un puente, transmitiendo las cargas al suelo de fundación y reteniendo el relleno de tierra ubicado en su trasdós, funcionando también como estructura de protección contra la erosión en puentes situados sobre cursos de agua. Las diferencias que se pueden mencionar entre los estribos y los muros de sostenimiento convencionales son:

- a) Los estribos soportan las reacciones extremas de la luz del puente.
- b) los estribos están restringidos en la parte superior por el tablero del puente, especialmente en los estribos integrales.

2.2.1 Terminología y elementos

Los elementos constitutivos de un estribo de puente se detallan a continuación:

- 1- Viga de apoyo-Viga dintel-Viga cabezal
- 2- Espaldón-Murete frontal
- 3- Muro de ala-Aletas
- 4- Contrafuertes-Columnas
- 5- Fundaciones
- 6- Dados de apoyo
- 7- Eje de apoyo
- 8- Muro de cierre laterales
- 9- Muro de contención-Pantallas frontales y laterales

En la Figura 2.1 se presentan los componentes del estribo enumerados anteriormente.

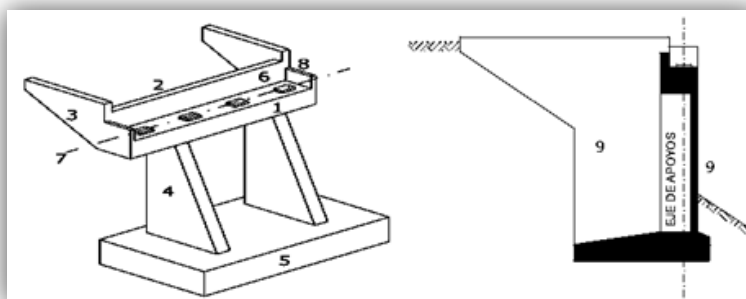


Figura 2.1. Partes componentes de estribo

La viga dintel o viga cabezal es la parte del estribo donde se apoyan las vigas del tablero o superestructura del puente. El cuerpo del estribo es el que sostiene la viga dintel y soporta el empuje de suelo del terraplén de acceso al puente. Los muros de ala o aletas son construidos generalmente de hormigón armado y en algunos casos también podrían ser estructuras independiente de mampostería de ladrillo o piedra, y tienen por objeto contener lateralmente el relleno de suelo de los accesos, y en caso de puentes en cursos de agua proteger al terraplén contra la erosión. El cuerpo del estribo y los muros de ala pueden ser monolíticos, es decir, las aletas unidas en voladizo al cuerpo, o estructuras independientes con fundaciones separadas. En el caso que las aletas estén vinculadas al cuerpo del estribo, deberán proveerse refuerzos especiales producto de una combinación de momentos verticales y horizontales, esfuerzo de corte y torsión. Si las aletas están separadas del cuerpo, se deberán prever juntas especiales necesarias para prevenir fisuras y desalineamientos.

2.3 CLASIFICACIÓN DE LOS ESTRIBOS

A continuación se realizara una descripción de los principales tipos de estribos que se utilizan en los puentes.

2.3.1 Clasificación según características específicas

Estribos tipo “silleta”

El estribo tipo “silleta”, denominado también “viga cargadero” son estructuras construidas después de que el terraplén de acceso al puente alcanza su nivel final. Este tipo de estribo es utilizado cuando el suelo de fundación es de buena calidad y se pueden construir terraplenes estables con talud natural o con estructuras de suelo mecánicamente estabilizadas, o para estribos fundados en macizos rocosos. Estos estribos son relativamente fáciles de construir ya que elimina la dificultad de la compactación del suelo del relleno interior y adyacente de los estribos cerrados. En la Figura 2.2 se presenta el estribo tipo “silleta”.

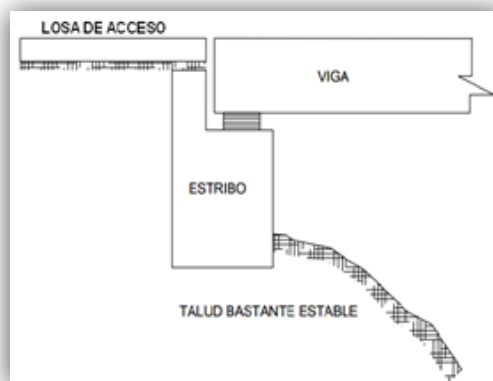


Figura 2.2. Estribo tipo “silleta”

Estribos de cuerpo continuo

Estos estribos son estructuras continuas con una viga dintel o cabezal soportada por columnas o contrafuertes que se extienden por arriba del nivel natural del terreno, o

también soportada por cajones cerrados o un conjunto de pilotes-columnas, con su respectiva cimentación ubicada por debajo del terreno natural.

En general, estas tipologías de estribos son construidos antes de efectuar el relleno del terraplén de acceso al puente, y son utilizados cuando es necesario transmitir las cargas a un suelo de fundación que se encuentra en profundidad. Estos estribos presentan la dificultad en la compactación del suelo alrededor de las columnas y del cabezal del estribo. En la Figura 2.3 se observa una representación esquemática de un estribo de cuerpo continuo.

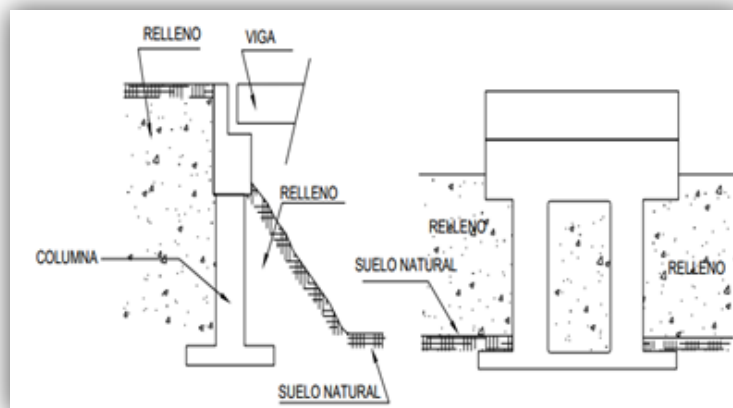


Figura 2.3. Estribo de cuerpo continuo

2.3.2 Clasificación según la contención del derrame

En función de la contención del derrame del suelo del terraplén de acceso, se puede realizar la siguiente clasificación de los estribos.

Estribos cerrados

Estos estribos formados por pantallas de contención del suelo frontales y laterales retienen la elevación total de los terraplenes de acceso al puente. Este tipo de estribo presenta la estructura más costosa, pero por otro lado, reduce el costo total del puente al poder disminuir el largo de la luz del tablero, y son muy utilizados donde es necesario garantizar un gálibo horizontal para el camino o vía inferior, o para estribos situados sobre el cauce de avenida, protegiendo al terraplén de acceso frente a la erosión.

Los estribos cerrados pueden ser colados monolíticamente con la superestructura (estribo integral) o estar unidos a ella a través de apoyos móviles o fijos, disponiéndose en este caso de una junta de dilatación entre el tablero y murete frontal del estribo. En la Figura 2.4 se presenta una representación de un estribo cerrado. Una de las ventajas más importantes de esta tipología de estribo es la eficiencia en el control de la erosión para estribos ubicados en el cauce de avenida.

Por otro lado, este tipo de estribos presenta la dificultad asociada con la colocación y compactación del terraplén de acceso, debiéndose ejecutar por capas y con equipos livianos de manera de no provocar un desalineamiento vertical en el proceso de compactación del material del terraplén de acceso.

En el caso de puentes para distribuidores viales sobre nivel, los estribos cerrados pueden presentar una baja amplitud horizontal, reduciendo el triángulo de visibilidad y aumentando el peligro de colisión.

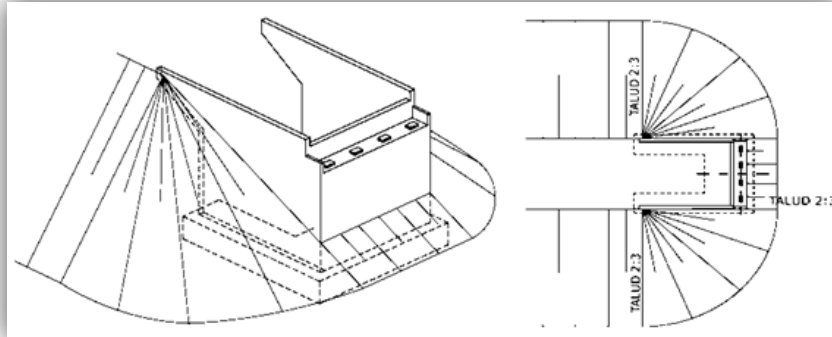


Figura 2.4. Estribo cerrado

En esta tipología de estribo de estribo cerrado se puede diseñar con diferentes disposiciones de muros de ala o aletas, según se observa en la Figura 2.5.

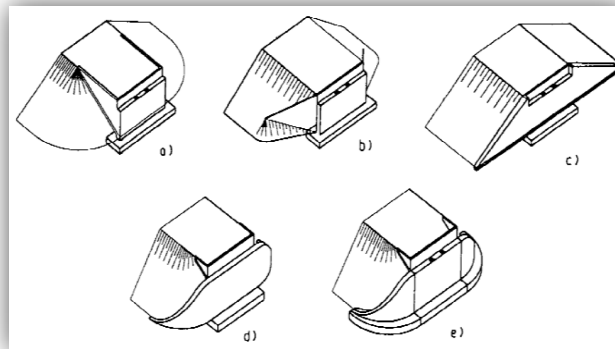


Figura 2.5. Tipos de muros de ala en estribos cerrados

Estribos celulares cerrados

Estos estribos generalmente son una combinación de una pila o muro frontal con un estribo tipo "silleta", unidos entre sí a través de vigas, según se observa en la Figura 2.6. Los muros laterales actúan como cortinas que ocultan lo que en realidad es una luz corta terminal. Los estribos celulares son frecuentemente usados donde la luz principal de la superestructura requiere un estribo tipo silleta muy alto, o donde se necesite acortar la longitud de la luz principal del puente.

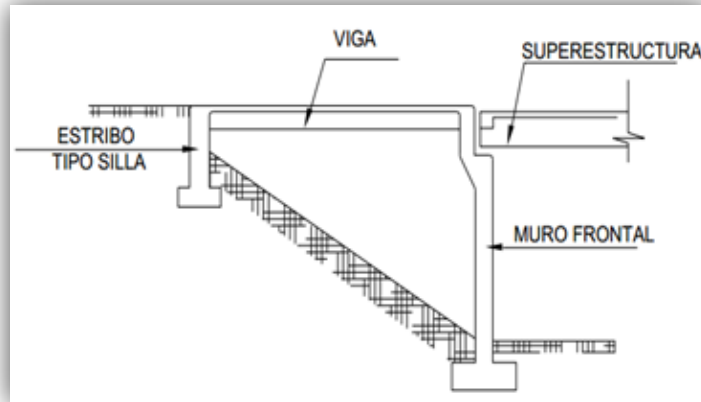


Figura 2.6. Estribo celular cerrado

Estribo abierto

Los estribos abiertos están compuestos por el cabezal o viga dintel, y las columnas o contrafuertes que lo sostienen, que a su vez se apoyan en una fundación que puede ser superficial o profunda mediante pilotes.

Al colocar el terraplén, este se derrama entre las columnas o contrafuertes, formando un talud cuya pendiente, en dirección perpendicular al estribo, está limitada de acuerdo al tipo de protección que se emplee, según se observa en la Figura 2.7.

Esta tipología de estribo requiere de un tablero más largo, ya que es necesario disponer de una distancia horizontal adicional a cada lado para permitir el desarrollo del derrame del talud, sin afectar el área o vano útil del puente.

En los pasos superiores, resulta una solución adecuada desde el punto de vista del diseño vial, ya que este tipo de solución es más transparente que el estribo cerrado.

En el estribo abierto el empuje de tierras variará en función de la distancia entre los pilares. Cuando esta distancia es pequeña, se produce un efecto de arco en el terreno que producirá un empuje equivalente al de un estribo cerrado. A medida que el espaciamiento aumenta, el empuje es menor, actuando sólo una parte sobre un ancho efectivo de las columnas y otra parte sobre el cabezal y las pantallas de cierre.

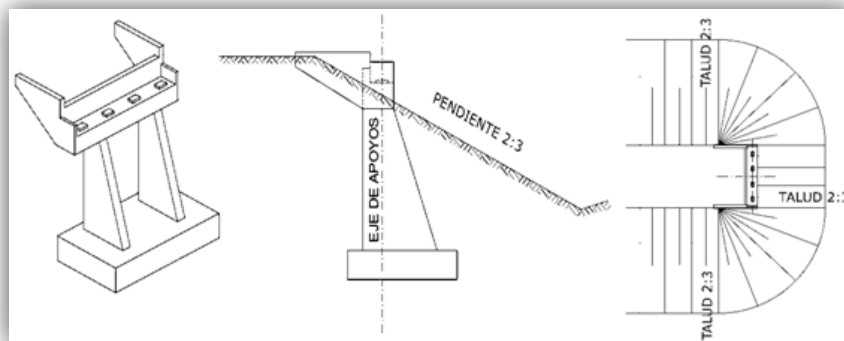


Figura 2.7. Estribo abierto

Falso estribo

Este tipo de solución denominada “falso estribo” es una estructura formada por una pantalla frontal corta y por muras de ala colgadas de la propia estructura del tablero, se aprecia en la Figura 2.8.

Este tipo de estribo permite contener el extremo superior del talud del derrame del terraplén de acceso, lográndose un área abierta entre el estribo y la carretera.

Como desventaja se menciona que las erosiones locales que se producen por el escurrimiento superficial del agua en los extremos del puente suelen provocar el descalce del terraplén y asentamientos pronunciados en las losas de acceso al puente.

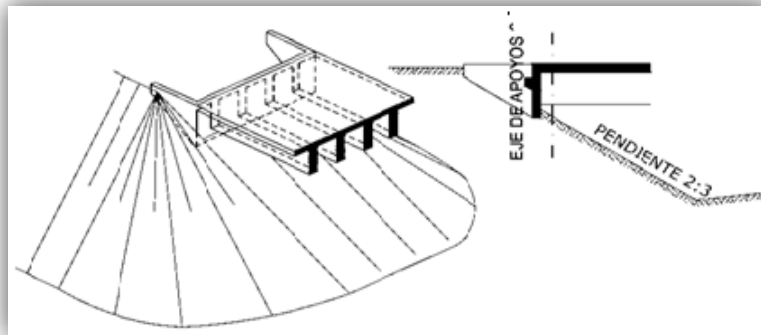


Figura 2.8. Falso estribo

2.3.3 Clasificación según esquema estático

Estribos tipo muro de gravedad

Son construidos generalmente a base de mampostería de piedra aunque se le proporciona en la parte superior una pieza de hormigón armado, con el objeto de soportar a la superestructura del puente y distribuir las cargas concentradas, logrando así eliminar esfuerzos concentrados que puedan ser perjudiciales para la mampostería de piedra, según se observa en la Figura 2.9.

Los estribos de gravedad son comunes para alturas de hasta 4.0 m, y los estribos de contrafuertes son más usados para alturas de 7.0 m o mayores. Sin embargo, la altura no es una limitación estricta para el tipo de estribo. La elección del tipo de estribo se hace teniendo en cuenta varios criterios como: el costo de construcción y mantenimiento, corte y relleno del terreno, seguridad en la construcción, estética y semejanza con estructuras adyacentes, etc. En la Figura 2.10 podemos ver algunas tipologías de estribos de gravedad y semigravedad.

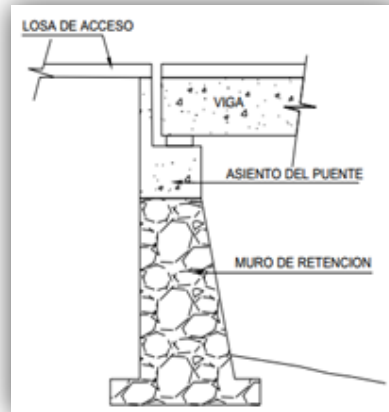


Figura 2.9 Estribo de gravedad

Los estribos tipo muro de gravedad presentan la siguiente ventaja: El costo de los materiales es relativamente bajo, especialmente cuando hay canteras cerca del emplazamiento del puente. Las desventajas de los estribos tipo muro de gravedad son: la piedra colocada en bruto y unida con mortero no es un material homogéneo, aunque así se considere para efectos del análisis. Su proceso constructivo es lento y fácilmente se incurre en fallas constructivas (piedra sucia, vacíos dispersos en todo el volumen, mortero mal proporcionado o mal mezclado, etc.).

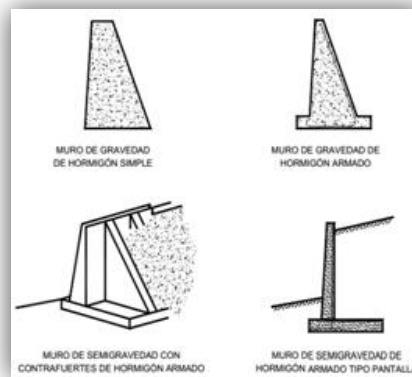


Figura 2.10 Típicos muros rígidos de gravedad y semigravedad

Comparativamente, los volúmenes de materiales utilizados para retener una cuña de terreno específica, son muchos mayores que los utilizados en otro tipo de estribo, ver Figuras 2.11 y 2.12. Esto se debe a que el tipo de muro en mención trabaja básicamente por pesos, lo que es perjudicial en caso de tener suelos de cimentación con baja capacidad de carga.

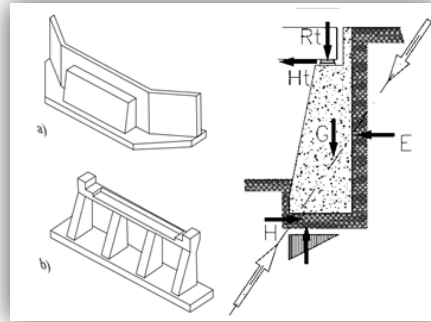


Figura 2.11 a) Estribo de gravedad con aletas, b) Estribo con contrafuertes. Esquema de fuerzas sobre estribo

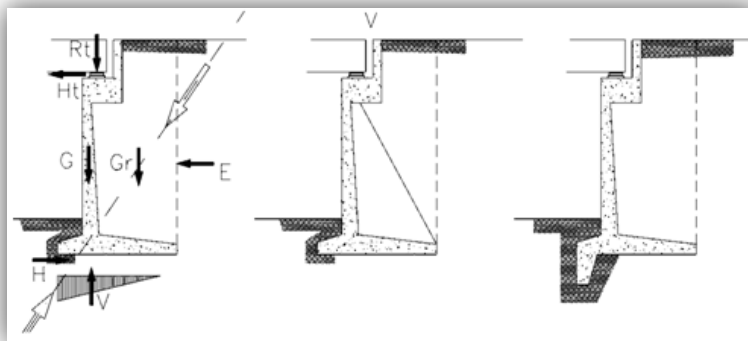


Figura 2.12 Esquema de fuerza sobre estribo, ménsula equivalente

Estribo tipo pantalla

Es una estructura de sostenimiento cuya resistencia lateral se deriva del empotramiento de elementos tipo muros verticales en voladizo y un sistema de revestimiento.

Los estribos tipo pantalla pueden ser con muros adosados a una estructura de pilotes-columna, o estructuras de suelo mecánicamente estabilizado con una pantalla o muro formada por paneles prefabricados de hormigón. En la Figura 2.13 se presentan esquemas de soluciones de estribos tipo pantalla.

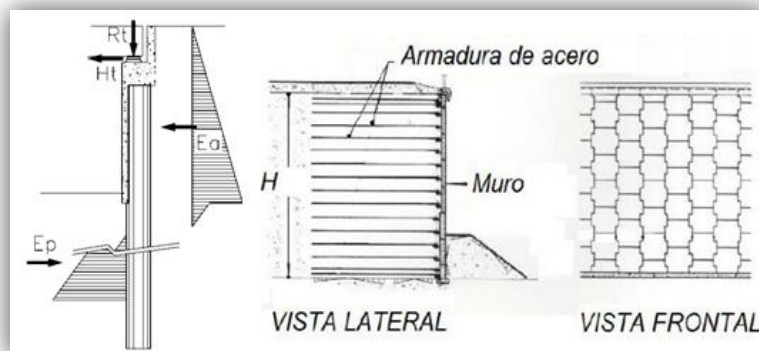


Figura 2.13 Esquema de estribos tipo pantalla

2.4 EL ESTRIBO INTEGRAL

La tipología de estribo motivo del presente trabajo es el denominado “Estribo Integral”, donde el tablero es vinculado al estribo para trabajar de forma conjunta.

Este tipo de estribo es muy utilizado en puentes de luces pequeñas, o para los puentes de pocos tramos, generalmente de uno hasta tres tramos de tablero. Como se observa en la Figura 2.14, el diafragma del estribo se vincula monolíticamente con la superestructura y puede ser soportado por pilotes o una base de fundación. El diafragma actúa como un muro de sostenimiento, mientras que la superestructura actúa como un puntal entre los estribos.

El comportamiento sísmico de estos estribos ha sido satisfactorio, evitando problemas tales como los daños en el relleno y los apoyos asociados con el movimiento de los estribos y reduciendo la carga lateral tomada por las columnas o pilas. Por otra parte, la superestructura transmite mayores fuerzas inerciales longitudinales y transversales directamente al relleno, por lo cual se deben tomar recaudos para contar con una adecuada resistencia pasiva del suelo a fin de evitar desplazamientos relativos excesivos, y también diseñar adecuadamente el cuerpo del estribo integral para soportar estos esfuerzos.

Aunque los estribos convencionales con estructura independiente auto estables, por ejemplo estribos tipo muros de gravedad o tipo pantalla, le proporcionan al diseñador un mayor control sobre el desarrollo de las fuerzas en el suelo, el apoyo del tablero sobre el estribo introduce un potencial mecanismo de colapso en la estructura, por deslizamiento y pérdida de apoyo durante un evento sísmico. Para evitar este mecanismo de colapso, los estribos integrales son particularmente recomendables para puentes en Zona Sísmica 3 y 4.

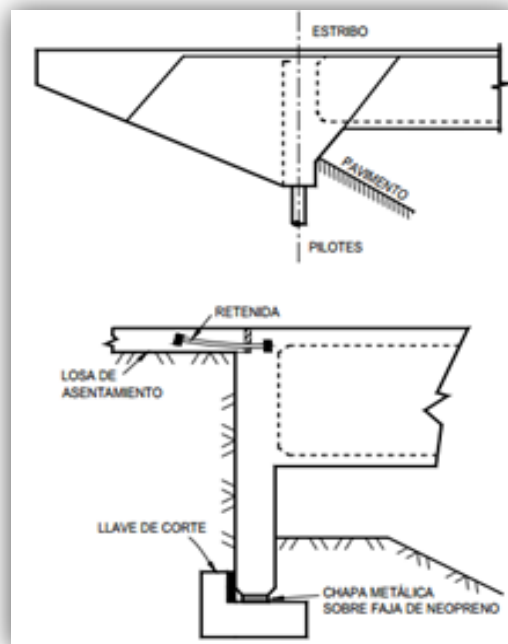


Figura 2.14 Esquema de un típico estribo integral

Para los estribos integrales, los efectos de las deformaciones de la superestructura deben de ser consideradas en el diseño, de manera que resistan y/o absorban las deformaciones por fluencia lenta, contracción y efectos térmicos de la superestructura.

El concepto del estribo integral está basado en el supuesto que, debido a la flexibilidad de los pilotes, los esfuerzos generados en la superestructura son transferidos a la subestructura por medio de la conexión rígida existente entre ambas.

Para evitar que ingrese agua detrás del estribo la losa de acceso deberá estar conectada directamente al estribo (no a los muros del ala), y se deberán tomar provisiones adecuadas para permitir el drenaje del agua que pudiera quedar atrapada.

Los estribos integrales usualmente transmiten sus cargas a pilotes de acero o concreto. El uso de pilotes disminuye la rigidez del estribo y permiten que este se desplace en la dirección longitudinal del puente.

La conexión entre los estribos y la superestructura debe ser asumida como fija en el análisis y diseño. En la etapa de diseño de la superestructura, debe revisarse los efectos adversos en la conexión con los estribos, como lo es la concentración de esfuerzos en la unión. Debido a que la presión lateral de tierra sobre los dos extremos de los estribos es resistida por compresión de la superestructura, los pilotes que soportan a los estribos integrales, que son similares a los que soportan estribos convencionales, no necesitan ser diseñados para resistir cargas de tierra sobre los estribos.

2.4.1 Tipos de Estribos Integrales

Existen diferentes tipos de estribos integrales, cuyo diseño depende en gran medida de las posibilidades de fundación en función del tipo de suelo donde se pretenda construir el puente.

La magnitud de los desplazamientos y del empuje pasivo del terreno que se desarrollan en ellos depende de sus características, tales como:

- Uso de material granular seleccionado sin compactar para el relleno de los accesos, en conjunto con losas de aproximación unidas al soporte, las cuales inhiben el efecto de las cargas vivas.
- Forma y flexibilidad de los estribos: uso de pilotes, tipo de pilotes, etc.
- Uso de estribos semi-integrales para eliminar el empuje pasivo por debajo de los apoyos.

En las Figuras 2.15 a 2.18, se muestran diferentes esquemas de estribos integrales y semi-integrales.

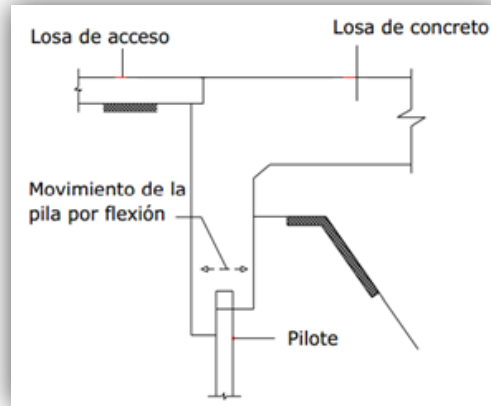


Figura 2.15 Estribo integral, fundado con pilotes

En la Figura 2.15 se observa un estribo integral fundado con pilotes, donde el remate de la superestructura forma una sola pieza, donde se empotran los pilotes, en general ejecutados con perfiles de acero con su eje débil perpendicular al eje longitudinal del puente, con el objeto de reducir la flexión en el pilote debido a los movimientos de la superestructura por acortamiento de retracción, fluencia, movimientos térmicos, movimientos sísmicos, etc.

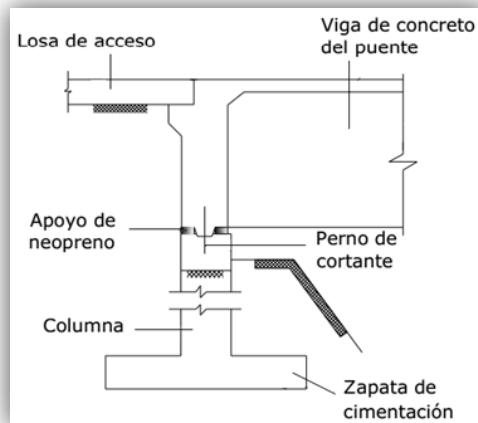


Figura 2.16 Estribo integral, con neopreno fijo y móvil, sobre columna o zapata de fundación

El estribo integral mostrado en la Figura 2.16, el remate de la superestructura se realiza sobre unos apoyos de neopreno que se encuentran sobre las columnas, si las tuviese o sobre la zapata o base de fundación. Todo el corte proveniente de la superestructura es transmitida a la columna o pilote, por medio de pernos de corte y/o una unión tipo machihembrada.

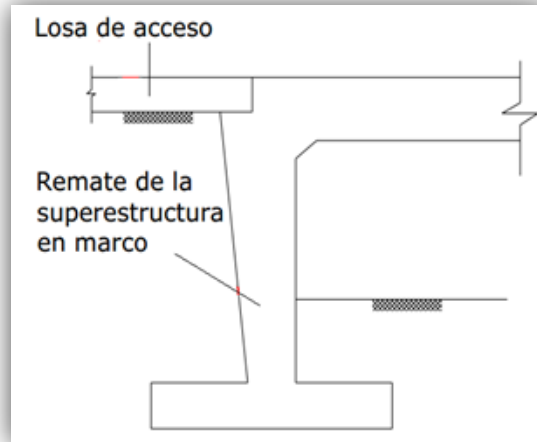


Figura 2.17 Estribo integral, tipo marco rígido, monolítico

El estribo integral de la Figura 2.17, trabaja como un pórtico monolítico, muy rígido, formándose un nudo rígido entre el remate de la superestructura y la columna del pórtico, que a su vez se encuentra empotrada en la base de fundación o cabezal de pilote.

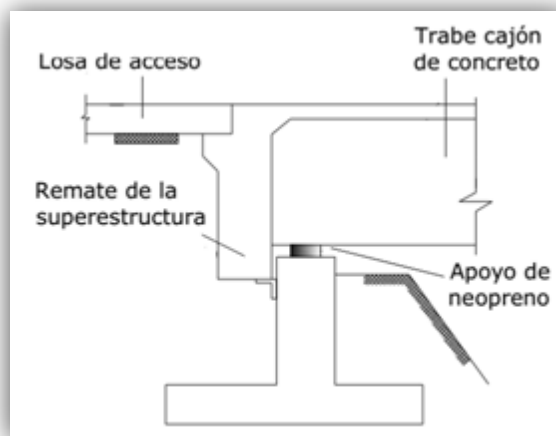


Figura 2.18 Estribo semi-integral, con viga de hormigón

En la Figura 2.18 el remate de la superestructura no se conecta o vincula directamente con la zapata de fundación. Esta tipología se trata de un estribo denominado “semi integral” dado que se usan unos apoyos de neopreno, sobre la zapata de fundación, que absorben los movimientos horizontales. Se diferencia del estribo mostrado en la Figura 2.15, en que aquí son las vigas las que se apoyan sobre los aparatos de neopreno y no el remate de la superestructura en sí.

2.5 ASPECTOS DE DISEÑO DEL ESTRIBO INTEGRAL

El diseño de los estribos integrales es similar al diseño de estribos de puentes convencionales. La principal diferencia entre los estribos integrales y los de puentes convencionales, es que las primeras deben permitir movimientos laterales en la

superestructura, y deben estar diseñadas para adaptar los movimientos de la superestructura. Por ello es que vamos a nombrar algunos aspectos a tener en cuenta a la hora de diseñar los estribos.

2.5.1 Vinculación entre el estribo integral y la superestructura

El detalle principal que diferencia un puente convencional de un puente integral es la conexión de la superestructura con los estribos, ver Figura 2.19. Las vigas principales son colocadas sobre los estribos, y unidas por medio de diafragmas de hormigón o de acero según el diseño. La losa de la superestructura es continua sobre los estribos, mientras que la losa de acceso se une a los estribos con acero de refuerzo en esa zona. Algunos especialistas en puentes prefieren poner una junta de dilatación en la losa de acceso al muro pantalla de retención. Se pueden utilizar diferentes tipos de materiales, de tal forma que se tenga el mejor movimiento rotacional en los estribos.

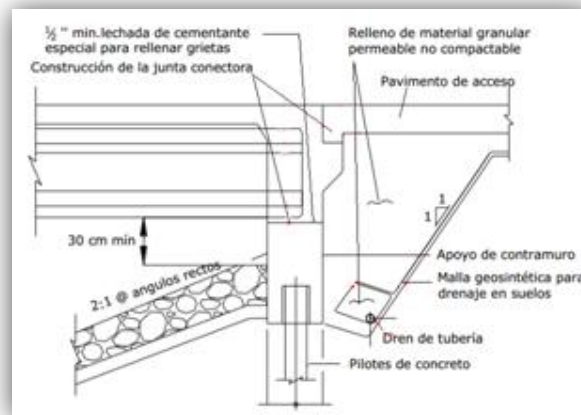


Figura 2.19 Unión de superestructura y estribo integral

Tal como se mencionó, la superestructura se une con acero de refuerzo, colocado adecuadamente, para evitar que se presenten momentos en los estribos integrales del puente, aunque teóricamente las vigas pueden girar e inducir momentos a los estribos. El giro de las vigas puede ser minimizado colando el extremo final de la superestructura al mismo tiempo que el muro de retención. Para puentes especiales, los momentos que provoquen la losa y los momentos que provoquen las vigas serán considerados en todo momento en el diseño del puente.

2.5.2 Unión de las vigas con la losa del tablero

Existe diferencia entre la continuidad de la losa y la continuidad de las vigas con los cabezales. Para que un puente sea clasificado como un puente integral, es necesario que la losa deba ser físicamente continua. La falta de continuidad de la viga con el estribo disminuye el exceso de la carga muerta (CM) en la superestructura e incrementa su vulnerabilidad ante el incidente de un daño con el estribo e incluso con el cabezal de apoyo de una columna intermedia. La continuidad de la superestructura sobre pilas continuas, no sólo elimina la intrusión de agua por las juntas de expansión o contracción, sino que además es la base fundamental para los puentes integrales.

La superestructura deberá tener continuidad para cargas vivas (CV) y cargas muertas (CM). En una estructura típica, la continuidad entre vigas se logra mediante el acero que se tiene en la superestructura y por la colocación de concreto entre los extremos finales de la viga, ver Figuras 2.20 y 2.21. También se usan cables postensados para dar continuidad a la viga.

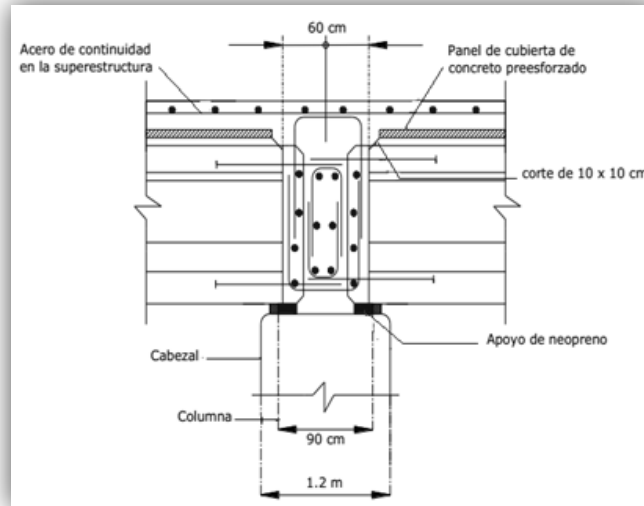


Figura 2.20 Acero de continuidad en losa de rodamiento

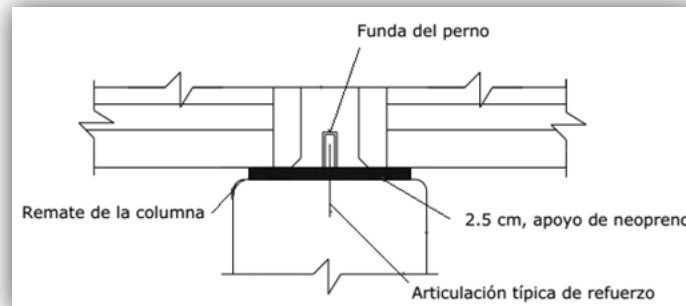


Figura 2.21 Articulación de la columna

Las vigas principales de un puente se diseñan para soportar su peso propio, el de la superestructura y las cargas tanto muertas como cargas vivas. Para controlar la fisuración, usualmente se propone el procedimiento mostrado en la Figura 2.22, en la que se muestra como se puede lograr la continuidad para eliminar las juntas en las losas. El detalle del armado que se presenta en dicha figura sólo es aplicable a puentes con claros cortos no mayores a 30 m y que no tengan más de dos claros continuos. Si la losa presentara agrietamientos a la mitad de su longitud, estos agrietamientos, debido a la flexión, también podrían presentarse en las pilas intermedias. Sin embargo, los problemas asociados a estos agrietamientos son menores que los problemas presentados en las juntas. Si las juntas se eliminan, se debe asegurar que ambos estribos en los extremos del puente que soportan las vigas, sean capaces de absorber y permitir los movimientos horizontales de la estructura.

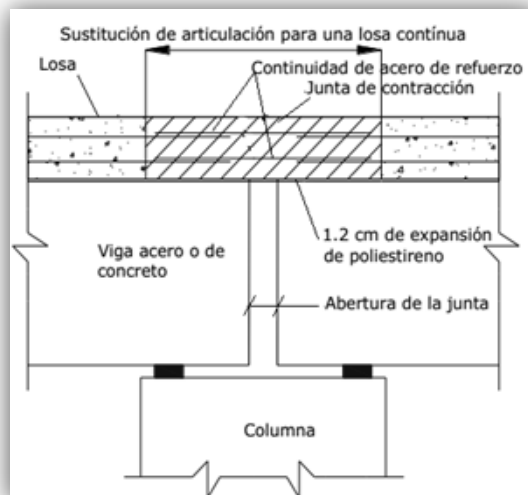


Figura 2.22 Adaptación de losas por continuidad

Muchos ingenieros proyectistas de puentes recomiendan dar continuidad a la losa de hormigón con la losa de acceso, con acero de refuerzo extra en los estribos. Así, para el diseño de vigas pretensadas no se deben disminuir los momentos positivos, por carga muerta y carga viva, a la mitad de la luz del puente. Aunque resulta un poco conservador llevar a cabo este tipo de diseños, la continuidad para los puentes integrales es primordial y se debe considerar en el diseño. Además, los beneficios relativos de la conexión en que se presenta el momento positivo entre el estribo y las vigas es la parte más importante en todo el procedimiento de diseño. También es importante supervisar que en el montaje de las vigas se respete su lugar de colocación sobre los estribos, para que no sufran algún efecto de volcadura, durante el armado y colado de la losa de rodamiento de la superestructura, ya que la inclinación o el giro de la viga inducirían momentos sobre el cabezal de apoyo, lo cual debe ser indicado en los planos de detalles. Una superestructura de hormigón pretensada será significativamente más rígida que los cabezales de apoyo y experimentará momentos despreciables.

Algunos códigos especifican muy puntualmente el tipo de acero a utilizar en este tipo de estructuras, ya que es indispensable en toda estructura buscar que el acero fluya antes que el hormigón, por lo que además deben considerarse en los cálculos de diseño la posibilidad de una falla frágil. Si se utilizara acero de alta resistencia, la cuantía requerida aumentaría y elevaría el costo del proyecto.

Antes de seguir con el procedimiento constructivo, el ingeniero proyectista debe evaluar las condiciones del sistema losa-viga, bajo los efectos de combinación de carga muerta en la losa, movimientos debidos a la temperatura por presencia de contracción en la losa y en la viga. Es importante notar que debido al peralte de las vigas tipo "I" y cajón grandes, se requiere temporalmente de un apuntalamiento para evitar su volcadura, durante el colado de la losa.

El diseño de la superestructura con los estribos integrales, es tal, que las vigas empotradas en los estribos inducirán momentos en la parte superior de las pilas de cimentación, pero estos momentos pueden ser ignorados en algunos diseños para puentes con trazo horizontal o vertical; y en otros casos los momentos sí deben ser considerados.

2.5.3 Movimientos y restricciones de las fuerzas

Las superestructuras construidas con vigas prefabricadas y pretensadas tienen una importante ventaja sobre el colado del hormigón in-situ y el uso de los aceros de alta resistencia y aceros dulces para puentes integrales. Ya que las primeras, experimentan menos movimientos debidos a la expansión y contracción, por efecto de la temperatura, que las superestructuras de acero construidas in-situ.

Este fenómeno se refleja en las especificaciones de la AASHTO, las cuales permiten reducir las variaciones de temperatura en el diseño para superestructuras de hormigón, no así para las de acero. En un clima moderado, una superestructura de hormigón tenderá a contraerse y a expandirse aproximadamente 1.2 cm, en un puente con una luz de 30 m; ello también depende del lugar donde este el puente y de la estación de año. No obstante, una superestructura típica de acero se expandirá y contraerá aproximadamente 2.5 cm para la misma luz. Como se puede observar, la expansión y contracción de puentes con estructura de acero es el doble que la de hormigón, por lo que es preferible utilizar hormigón para este tipo de puentes.

Los pilotes y los estribos también inducen fuerzas de tensión y compresión a la superestructura debido a los movimientos por temperatura, sin embargo, con diseños adecuados de suelo-estructura, estas fuerzas son mínimas y despreciables en el diseño, ver Figura 2.23.

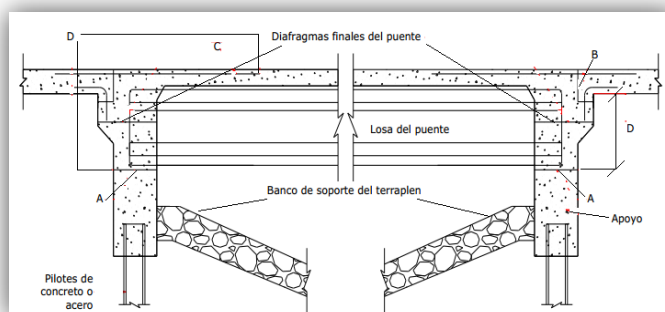


Figura 2.23 Construcción de juntas A, B, C y continuidad de la conexión en el estribo con la superestructura D

2.5.4 Unión del tablero con el estribo

Cada puente requerirá un detalle específico, según sea el tipo de tablero (losa o vigas prefabricadas de hormigón, tablero mixto con cajón o vigas metálicas), las características y situación de los pilotes. Sin embargo, hay una serie de rasgos comunes que conviene señalar:

- La armadura de la losa de transición debe estar correctamente anclada y, en particular, la situada en la cara superior, junto al empotramiento, debe estar integrada con la armadura correspondiente del tablero.
- Los pilotes metálicos deben estar embebidos en la viga transversal que constituye el encuentro del tablero, losa de transición y pilotes, en una profundidad no inferior a 1.5 veces la dimensión del pilote paralela al eje del tablero.

- c) La profundidad debe ser por otra parte, tal que la cabeza del pilote no perturbe otros elementos integrados a las vigas, como por ejemplo, los anclajes de los cables de losas postensadas o la cabeza de las vigas prefabricadas de hormigón.
- d) Este criterio puede condicionar el canto requerido en la viga transversal, esto es, la profundidad de su descuelgo en relación con el canto del tablero.
- e) Hay que asegurar la transición del nudo de hormigón a los pilotes. Las cargas verticales, conservadoramente, se pueden transmitir mediante dispositivos mecánicos, véase Figura 2.24, entre los que se pueden citar los siguientes:
- Placa de cabeza
 - Pernos conectadores en la zona del empotramiento
 - Angulares horizontales soldados
 - Pletinas perforadas.

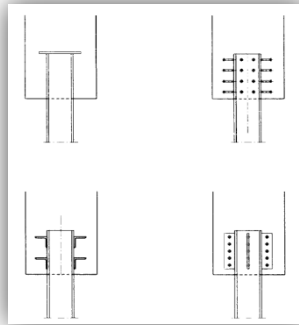


Figura 2.24 Unión estribo pilote

El tipo más adecuado, dependerá en buena medida de las posibilidades de ejecución en cada caso concreto.

- f) EL empotramiento del pilote en la viga de estribo puede provocar fisuras longitudinales, paralelas al eje de dicha viga, por lo que conviene dimensionar la viga de manera que dicha potencial fisuración esté controlada. Para ello, un esquema lógico de dimensionamiento, puede ser el mostrado en la Figura 2.25.

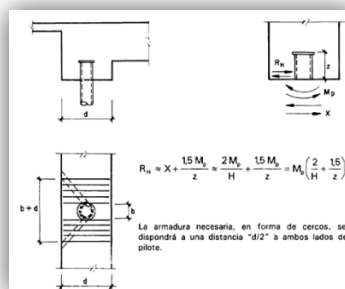


Figura 2.25 Empotramiento pilote viga estribo

g) En el caso de tableros mixtos, es posible y deseable unir el cajón o las vigas metálicas a los pilotes por medio de alguna viga transversal u otro dispositivo similar. Si dicho dispositivo está adecuadamente concebido, no será necesario otro procedimiento de anclaje para la transmisión de las cargas verticales del pilote. La armadura horizontal de anclaje debe también disponerse en estos casos.

2.5.5 Momento negativo entre estribo integral y la superestructura

La conexión rígida entre la superestructura y el estribo integral causa el desarrollo de momentos negativos en esta posición. Se ha visto que estribos integrales inicialmente mostraron fisuración de la losa paralela a los estribos integrales, en la sección final de la losa debido a la falta de refuerzo apropiado para oponerse a este momento. Esta fisura puede ser prevenida colocando el refuerzo adicional que une la losa a la espalda del estribo.

Este refuerzo puede ser diseñado para oponerse al momento máximo que puede ser transferido del estribo integral a la superestructura (fundación). Este momento es igual a la suma de los momentos plásticos generados en los estribos integrales. La longitud de estas barras se toma típicamente igual a la profundidad de viga más el grosor de la losa.

2.5.6 Unión aleta estribo

Típicamente se utilizan aletas en U (paralela al eje longitudinal del puente) en conjunción con estribos integrales. Un chaflán de aproximadamente 0.30 m, es usado entre el estribo y la aleta (parte interior) para reducir al mínimo la fisuración, causada por el cambio abrupto del espesor en la conexión.

2.5.7 Losa de transición

Se consideran los aspectos siguientes del diseño:

- Necesidad
- Profundidad
- Conexión con el estribo
- Geometría
- Dimensionamiento
- Encuentro con la calzada

Necesidad de la losa de transición

En general, se considera que la losa de transición tiene por finalidad principal mitigar las consecuencias de los desplazamientos verticales diferenciados que se producen entre la calzada de acceso a un puente y el estribo en el que apoya el tablero. Desde esta perspectiva, es lógico no disponer losas de transición cuando no es previsible que se produzcan estos asientos diferenciales (caso, de suelos muy competentes) o cuando por la reducida importancia de la obra o del tráfico, los asientos tolerables sean mayores que los esperables y, en las operaciones de reparación resulten fáciles de ejecutar y signifiquen un costo importante. Sin embargo, la losa de transición puede, además, entenderse como un elemento de transición entre la calzada por la que se accede al

puente y el pavimento dispuesto sobre el tablero de aquel. Desde este punto de vista no cabe duda de que una losa de transición, incluyendo la losa, favorece la comodidad y seguridad del tránsito.

Por otra parte, desde la perspectiva de la seguridad vial, es deseable que las barreras de contención de vehículos que se disponen en los puentes, ancladas a los tableros, no queden bruscamente interrumpidas en los límites de estos, sino que exista una transición a la podría contribuir la losa como elementos en el que se ancla la barrera. La losa de transición, por otra parte, al dificultar la filtración de agua al terraplén de acceso, favorece su comportamiento.

Todo lo anterior aconseja que en los puentes integrales se utilice siempre la losa de transición para mejorar la comodidad y la seguridad de la conducción, para reducir las consecuencias de los asientos diferenciales entre el terraplén y puente, también, para disponer de una plataforma de anclaje para las barreras contenedoras de vehículos. Por consiguiente, podemos considerar a la losa como consustancial al concepto de puente integral y cuando se plantee que una losa no es necesaria, se planteara, al mismo tiempo, si está justificada la utilización del concepto de puente integral.

Desarrollo de la losa de transición

En general, se pueden seguir dos tipos de soluciones:

- Losas de transición para firmes rígidos con pavimento asfáltico, véase Figura 2.26. En este caso, el nivel superior de la losa de transición coincide con el tablero, manteniéndose sobre la losa el mismo espesor de pavimento asfáltico previsto en el puente.

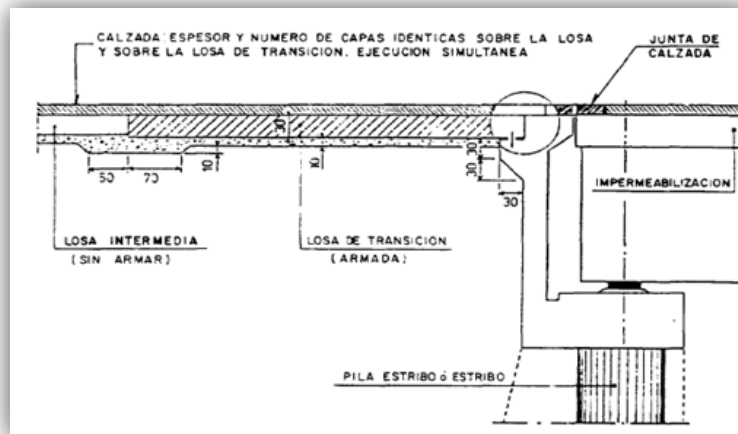


Figura 2.26 Losa transición nivel coincidente con pavimento

- Losas de transición para firmes flexibles. En este caso, se plantea la losa por debajo del paquete de la calzada, tal como muestra la Figura 2.27.

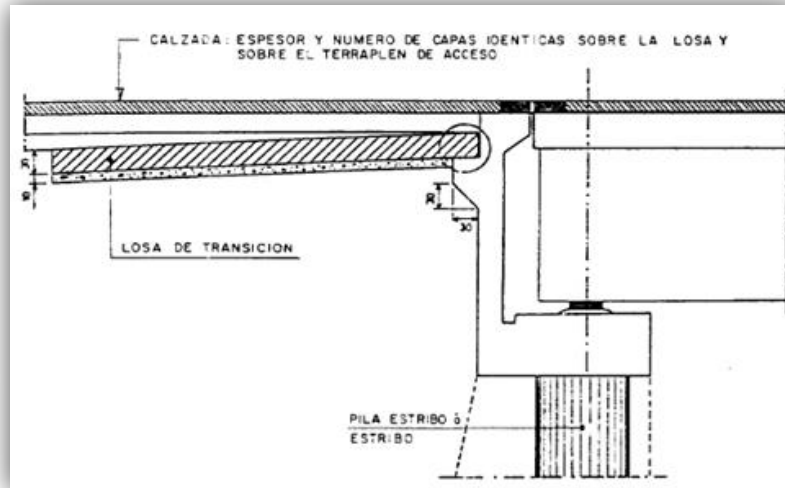


Figura 2.27 Losa transición nivel no coincidente con pavimento

Es importante señalar que no existe ninguna razón esencial que exija que la losa de transición se sitúe bajo el firme flexible.

Lo más lógico es que la losa se prolongue del tablero y, al estar adecuadamente armada, permita puentear la diferencia de asientos entre terraplén de acceso y tablero. Por otra parte, en este criterio se clarifica la geometría en planta de la losa y se identifica con más nitidez la problemática que plantean el esviaje y la curvatura en planta de los puentes. Al estar, además, la losa en superficie y es por ello más accesible, podrían identificarse con más claridad y eficacia figuraciones y otras manifestaciones de inadecuado comportamiento. Por lo tanto, parece lógico que, al menos en el caso de puentes integrales, la losa de transición se sitúe al nivel, y como prolongación, de la losa del tablero de puente.

Conexión con el estribo

En la mayoría de las soluciones empleadas en los EE UU, la losa de transición se apoya en una ménsula o resalte provisto en la coronación de la viga que sirve como estribo. No se dispone de armadura de empotramiento de la losa en estribo, aunque en muchos casos se suele disponer una armadura pasante para evitar el riesgo del desplazamiento relativo entre ambos elementos. Este detalle viene a equivaler a una articulación heterodoxa cuyo comportamiento real, frente a asientos del terreno bajo la losa, no puede ser muy eficiente. De hecho, en estas condiciones una rotación de la losa provocará una concentración de tensiones muy importante en el borde de la ménsula de apoyo, ver Figura 2.28 y el riesgo de rotura localizada de dicho borde.

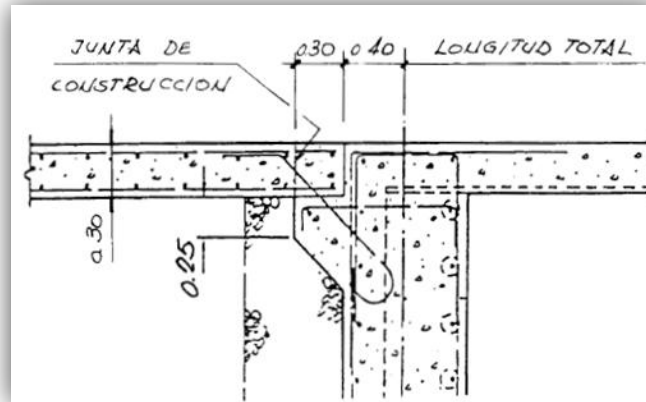


Figura 2.28 Disposición de armadura unión losa transición estribo

En otras soluciones se dispone una especie de rotula de hormigón, que se logra como es tradicional creando un cuello de hormigón de 8 cm de ancho atravesado por un pasador de $\varnothing 8$ c/20. No es un detalle sencillo de ejecutar correctamente y desde luego no es fácil, y quizás no sea posible, comprobar la eficacia y durabilidad de los detalles construidos de este tipo. Parece que la forma más practica y sencilla de conectar la losa al estribo es simplemente empotrándola, véase Figuras 2.29 y 2.30.

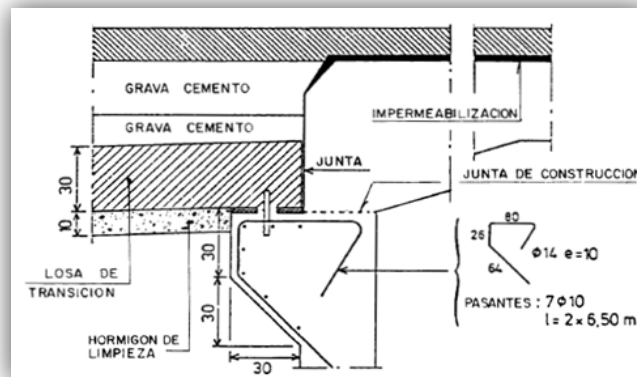


Figura 2.29 Solución tradicional de la losa articulada

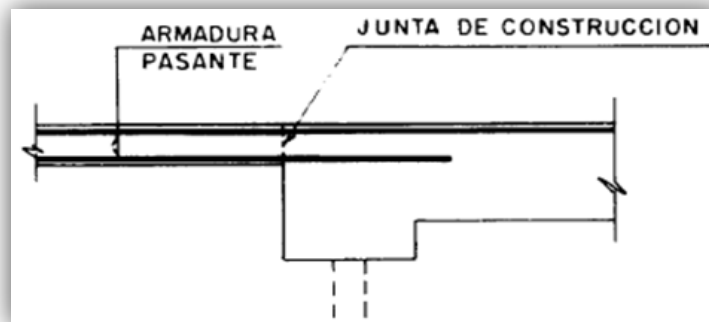


Figura 2.30 Propuesta de losa empotrada

La losa empotrada, convenientemente armada, es muy dúctil y, por ello, en caso de asientos importantes puede crearse una rótula plástica en el empotramiento. La aparición de fisuras significativas en la zona de empotramiento pondría de manifiesto la existencia de asientos diferenciales importantes, lo que obligaría a tomar medidas. De los limitantes de estos asientos se tratará al hacerlo del dimensionamiento de la losa.

Geometría de la losa de transición

Longitud, ancho, espesor y limitaciones en el caso de puentes curvos o enviados, son los conceptos que definen la geometría de la losa de transición. En la práctica estadounidense, no existe un criterio definido para definir la longitud de esta losa, aunque en general el encuentro con el firme de la carretera de acceso se suele situar a menos de cinco metros del borde del estribo, ver soluciones americanas Figura 2.31. Por otra parte, en los casos más habituales, los problemas de asiento junto a los estribos se localizan lógicamente muy cerca de estos y no suele ser el factor determinante para la determinación de la longitud de la losa.

Debe existir una cierta coherencia entre asiento máximo tolerable (tratar de no alcanzar), longitud de la losa, apoyo mínimo de la losa sobre el terraplén para poder transferir las cargas, pendiente máxima aceptable, espesor de la losa, tipo de conexión con el estribo y armaduras dispuestas. Teniendo en cuenta los numerosos parámetros que intervienen y la dificultad de cuantificar algunos de los más importantes, puede ser conveniente establecer una longitud tipo, que podría ser de 5 m a 6 m. En Estados Unidos, el ancho de la losa coincide con el ancho del tablero del puente y con el del pavimento de la carretera de acceso. En otros diseños, el ancho se reduce al de la calzada de circulación más un sobreancho de 0.50 a 1.0 m a cada lado de la calzada.

En el caso en estudio, en coherencia con la decisión de situar la losa como prolongación del tablero del puente, su ancho debe coincidir con el ancho total de este, de manera que haya espacio para el anclaje de los elementos de contención de vehículos en la losa. En cuanto al espesor de la losa, en general en EE UU, se fija en 30 cm, Su elección debe ser coherente con el criterio de cálculo establecido y con las armaduras dispuestas. Son razonables espesores de 20, 25 y 30 cm. Cuanto mayor sea el espesor, menor será su capacidad rotacional, a igualdad de las restantes condiciones.

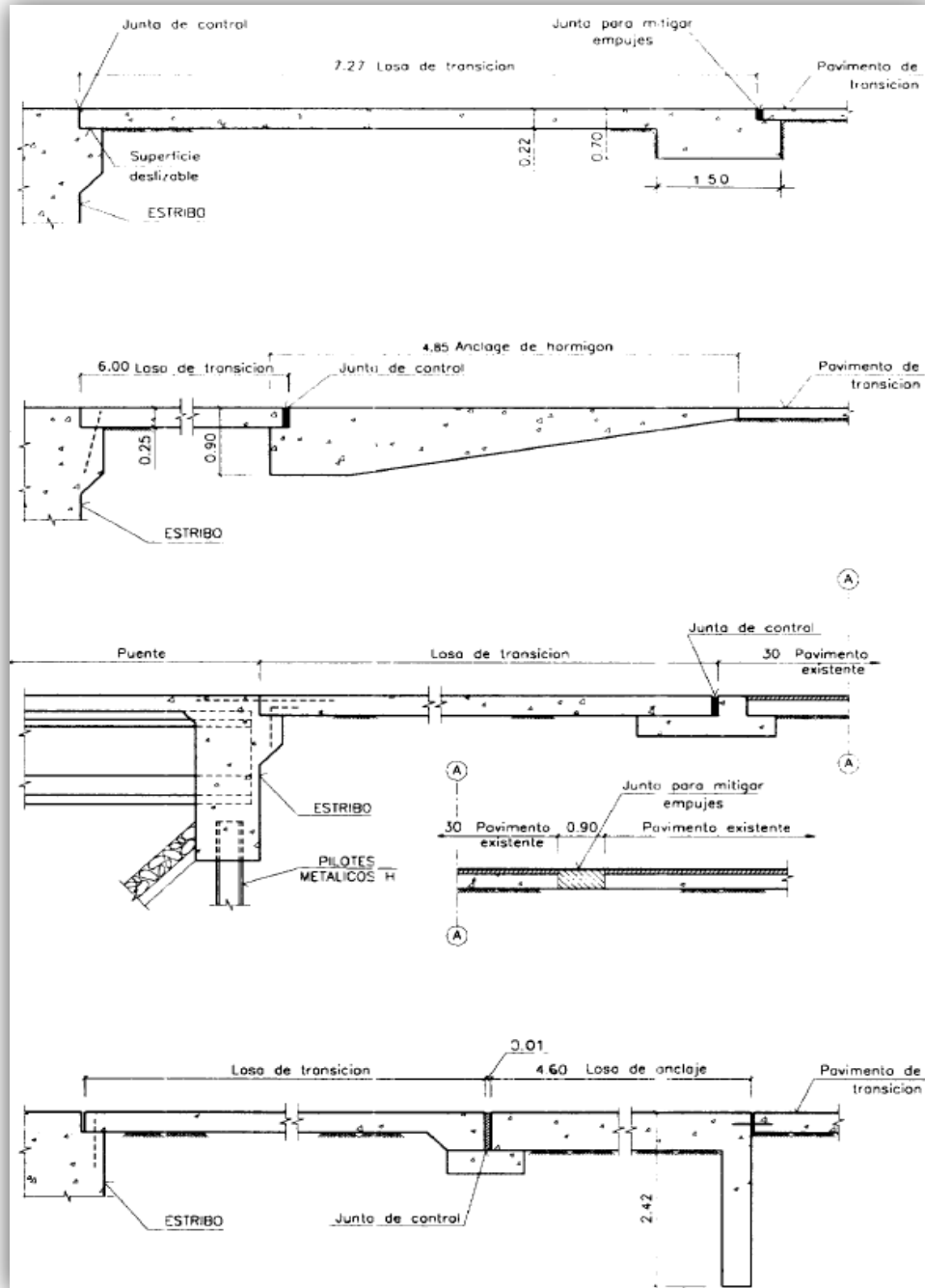


Figura 2.31 Diversas soluciones americanas para la transición del firme

2.5.8 Juntas de dilatación

Se trata de no ejecutar ningún tipo de unión en el interfaz entre la losa del tablero y el pavimento de calzada cuando la longitud total del puente es relativamente pequeña y la calzada sea de pavimento flexible. Para otros casos, una unión de extensión típicamente es usada.

2.5.9 Cimentación profunda

En puentes integrales, lo más habitual es cimentar los estribos con una sola hilera de pilotes, muy flexibles lateralmente, cuya misión es transmitir las cargas verticales que llegan al estribo a capas profundas competentes, sin coaccionar los movimientos horizontales del tablero y manteniendo su capacidad portante a lo largo de la vida útil del puente. En general, en Estados Unidos los pilotes más utilizados son metálico o de hormigón armado, hincados al terreno.

2.5.10 Cimentación directa

En los casos en que el terreno de fundación sea muy competente, es lógico cimentar directamente el estribo. Se podría considerar el apoyo directo del estribo en el terreno, aceptando que el rozamiento y eventual acuñado que se produciría en el contacto no impediría sus movimientos cíclicos, lo que se podría favorecer situando una cama de arena, o colchón embreado, o un producto similar entre estribo y terreno.

No existen, sin embargo, experiencias válidas que animen a recurrir a esta solución. Por otra parte, existe una extensísima experiencia en la utilización de apoyos de neopreno zunchado, con garantías sobre su durabilidad, por lo que es razonable cimentar el estribo sobre una zapata corrida con apoyos de neopreno intermedios. El esquema de la solución será el de la Figura 2.32.

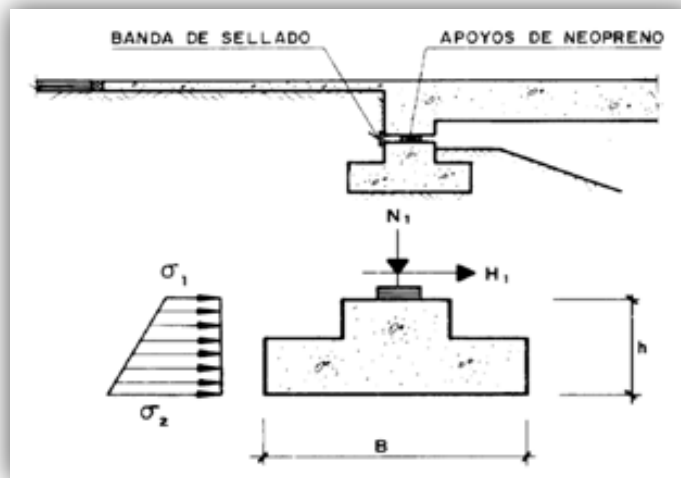


Figura 2.32 Fundación directa Estribo semi-integral. Esquema de cálculo para zapata

Donde:

N_1 : carga transmitida por el tablero que dimensionará la geometría en planta del apoyo de neopreno; H_1 : esfuerzo horizontal generado por la deformación impuesta al tablero; σ_1 y σ_2 : tensiones provocadas por el empuje del terreno que se pueden determinar considerando el empuje al reposo de las tierras.

La anchura B debería tener al menos una dimensión mínima de 1,20 metros y la altura h debería ser lo más reducida posible, compatible con la geometría escalonada que hace posible la protección del talón con las tierras y el revestimiento del talud.

Este tipo de soluciones, denominadas *semi-integrales*, pueden ser convenientes en terrenos rocosos o muy competentes, pero también pueden serlo cuando se tenga que situar la silla de cimiento en terrenos deformables. En estos casos, la deformación del conjunto tablero-losa de transición, puede tener el aspecto mostrado en la Figura 2.33.

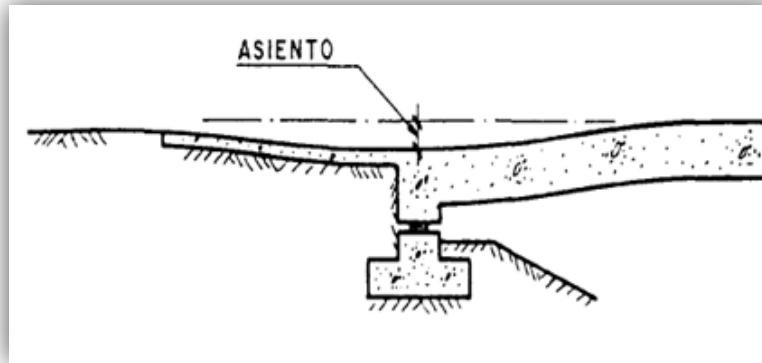


Figura 2.33 Deformación tablero-losa

Es posible, entonces, que las deformaciones de la losa de transición no sean determinantes porque al acompañar a los significativos asentamientos del terreno, su geometría no haya sufrido grandes variaciones en relación con la geometría original. En cambio, la curvatura del tablero puede ser el condicionante principal, bien por la disfuncionalidad de la rasante de la calzada, bien por la incapacidad del tablero para alcanzar las curvaturas requeridas sobre la pila más próxima al estribo. En estas condiciones, suelen existir incertidumbres sobre la magnitud y evolución en el tiempo de los asentamientos del terraplén y, por ello, es conveniente prever la posibilidad de recuperar parte de los asentamientos *gateando* el tablero y calzando los apoyos. Es una solución posible con los puentes *semi-integrales* y no lo es con los puentes integrales cimentados con pilotes.

Por otra parte, en estos casos es problemático cimentar el estribo con pilotes que eviten su descenso: como el descenso del terraplén es inevitable, se manifestará en forma brusca y localizada en las proximidades del estribo, lo que resulta inadmisibles tanto desde el punto de vista del confort de los usuarios como de la seguridad vial de la carretera.

CAPITULO 3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

3.1 INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se realiza el análisis estructural de un puente constituido por un único tramo, con tablero de múltiples vigas de hormigón pretensado con losa superior e infraestructura con estribo integral. La elección de la tipología de puente se corresponde con estructuras muy utilizadas en nuestro medio, y tiene por objeto alcanzar una propuesta de diseño conceptual de estribo integral que podría ser utilizado en reemplazo de los estribos diseñados con estructura convencional.

En primer término se presenta la geometría y propiedades de los materiales del puente, luego el estudio y análisis de estados y combinaciones de carga, la modelación del tablero del puente y la determinación de solicitaciones que se utilizarán para el diseño del estribo integral.

A los fines del presente análisis se utiliza el módulo de cálculo del Programa SAP2000 basado en la norma *AASHTO-LRFD Especificaciones para el Diseño de Puentes*, ya que el trabajo tiene por finalidad analizar y evaluar el comportamiento y funcionamiento estructural del estribo integral.

3.2 GOOMETRIA Y MATERIALES DEL PUENTE

Se detallaran la geometría y materiales a utilizar en el modelo del puente corto, para poder introducirlos en el software Sap2000.

3.2.1 Geometría de la superestructura del puente

- **Tipo de Superestructura:** Tablero de múltiples vigas pretensado con losa superior maciza de hormigón armado.
- **Luz de tablero:** Un tramo de 25 metros.
- **Ancho de tablero:** 13.0 m de ancho total del tablero, compuesto por 2.35 m de banquina interna y externa y calzada de dos carriles 3,65 m de ancho cada uno. Para el diseño de la superestructura, y de acuerdo a las recomendaciones de cálculo se considera un total de 4 carriles.
- **Barandas:** Guardarruedas con defensa metálica.
- **Espaciamiento de vigas:** El espaciamiento entre vigas principales es 2.65 m.
- **Tipo Viga:** Tipo AASHTO N° V, 1.60 m de alto, 1.06 m ancho ala superior y 0.71 m ancho ala inferior.
- **Pretensado de vigas:** Por adherencia tipo recto, anclado en los extremos de las vigas
- **Vigas transversales:** Se asume un diafragma intermedio, de 30 x1,42 m, en el medio de cada vano y apoyo extremo.

En las siguientes Figuras 3.1 y 3.2 se muestran un corte transversal y longitudinal de la superestructura, respectivamente.

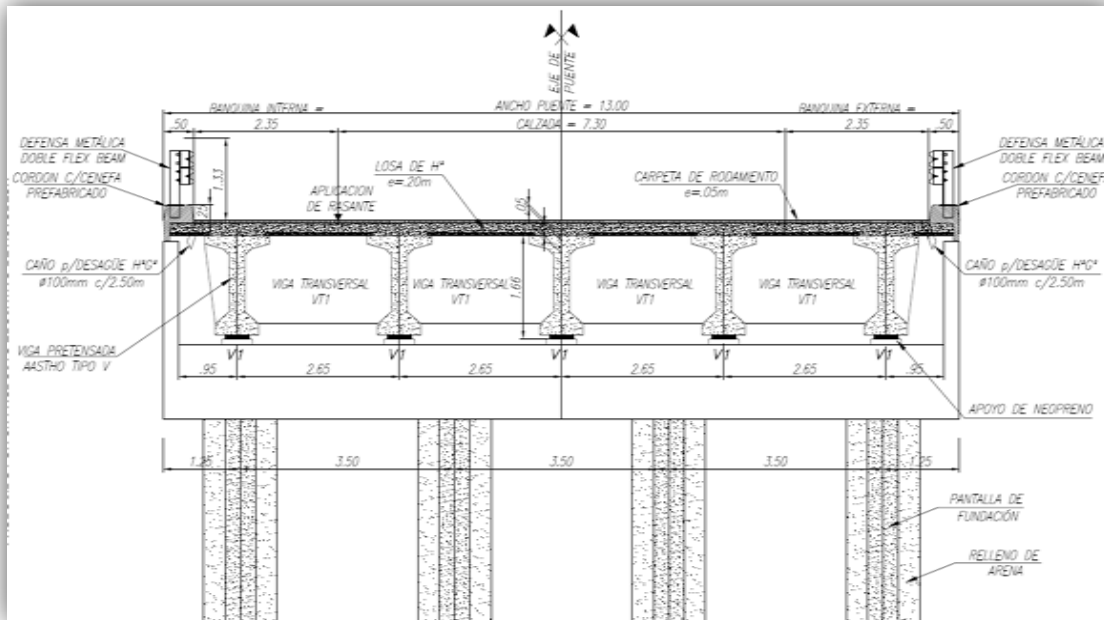


Figura 3.1 Sección transversal de puente. Vigas prefabricadas, con cabezales superiores para unión monolítica con losa corrida de tablero hormigonada in-situ

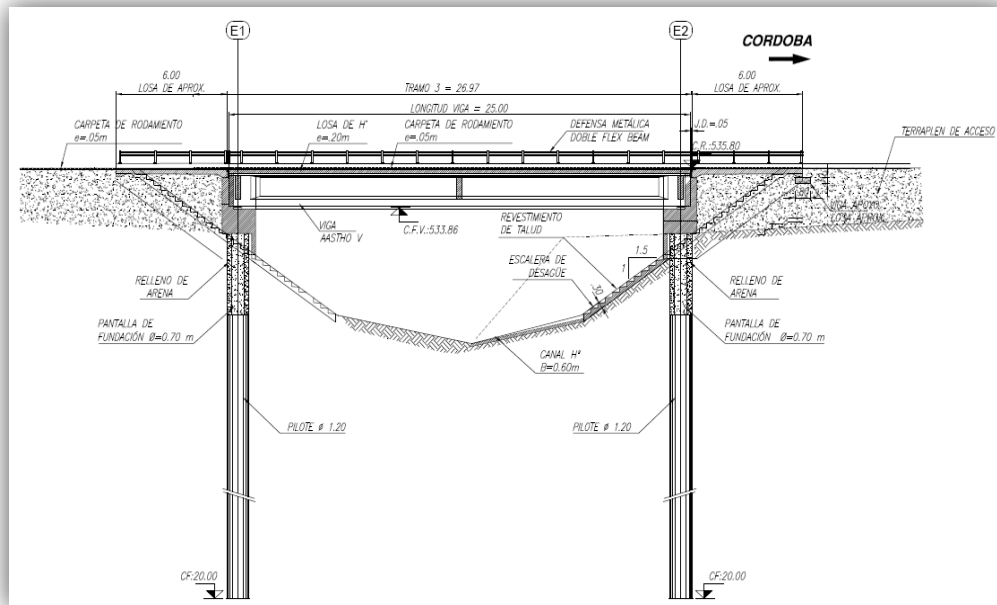


Figura 3.2 Sección longitudinal del puente. Pilotes de fundación

En las Figuras 3.3 y 3.4 se muestran las dimensiones de la viga, esquema estructural del puente, lugares de apoyo.

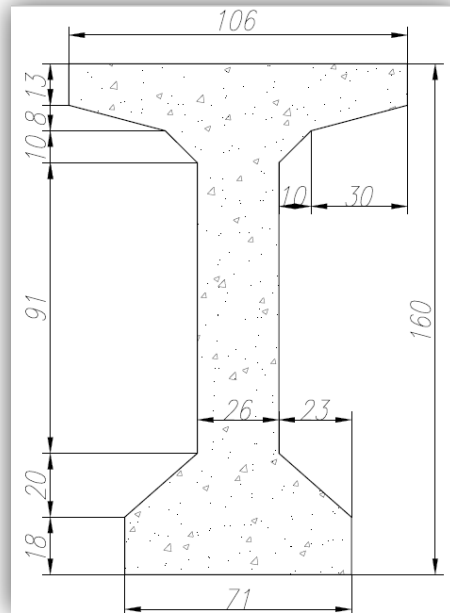


Figura 3.3 Viga tipo AASTHO V, dimensiones sección transversal

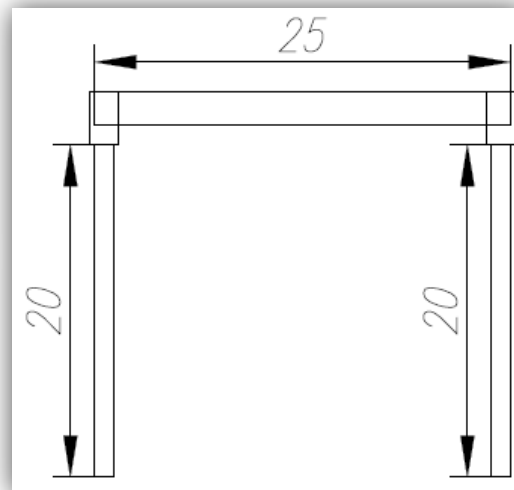


Figura 3.4 Esquema básico del puente con estribo integral. Esquema tipo pórtico

El predimensionado y tamaño inicial de la viga se selecciona teniendo en cuenta la luz del puente. Una práctica común se basa en la utilización de tablas, donde se determina el tamaño de la viga más probable para cada combinación de longitud de tramo y distancia entre vigas. La Norma AASTHO desarrollo tablas para una carga viva determinada, por ejemplo para el vehículo HS-25.

La disposición de las vainas y el número de cordones de pretensado se determina en base a la experiencia, donde posteriormente se puede refinar mediante la utilización de algún software.

Típicamente, la disposición más económica para las vainas es lo más cerca posible de la parte inferior de las vigas.

3.2.2 Geometría de la subestructura del puente

- Apoyo extremo:** Para este caso, los estribos tienen un doble propósito, el de transferir las cargas de la superestructura y el de soportar el empuje del suelo detrás de él. Se ejecutan estribos integrales apoyados sobre una línea de 4 pilotes de hormigón. El estribo tiene alas laterales que permiten contener mejor el suelo, dándole la forma de U. Según la forma en que resisten, podemos decir que lo hacen como ménsula o en cantiliver, es decir, queda en voladizo a partir del relleno de la cimentación de los pilotes. La losa de aproximación se apoya sobre el estribo integral en un extremo y sobre un durmiente de hormigón en el otro extremo. Ver Figura 3.5 para la geometría del estribo integral.

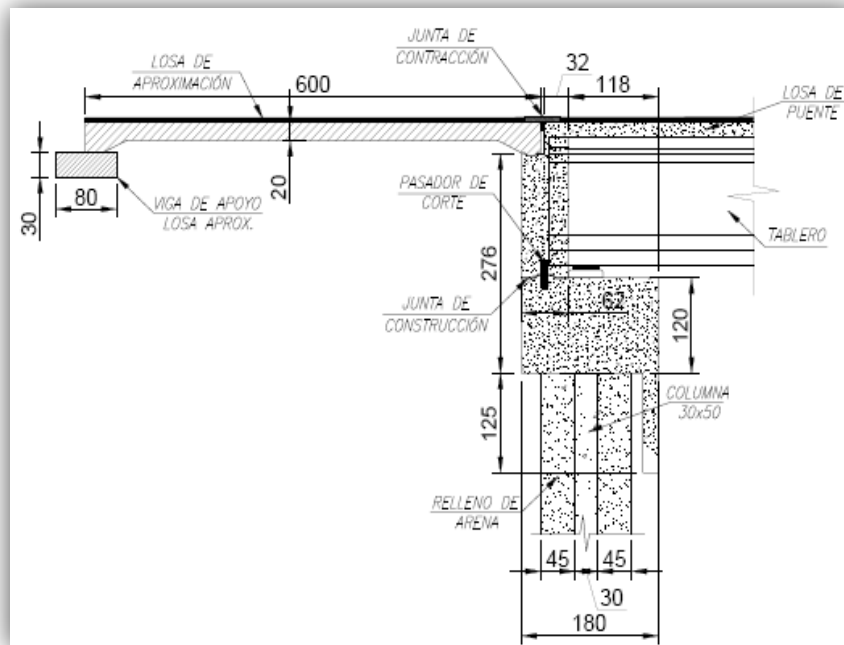


Figura 3.5 Estribo integral diseñado

3.2.3 Materiales

Resistencia del hormigón

- Vigas pretensadas: Resistencia a la compresión del hormigón en el momento de aplicar el tesado inicial: $f'_{ci} = 4,8 \text{ Ksi} = 33 \text{ Mpa}$.
 Resistencia a los 28 días: $f'_{ci} = 6 \text{ Ksi} = 42 \text{ Mpa}$.
- Losa de pavimento: $f'_c = 4 \text{ Ksi} = 28 \text{ Mpa}$.
- Subestructura: $f'_{ci} = 3 \text{ Ksi} = 21 \text{ Mpa}$.
- Barandas: $f'_{ci} = 3,5 \text{ Ksi} = 24 \text{ Mpa}$.

Módulo de elasticidad del hormigón

- Viga: Módulo de elasticidad final: $E_c = 4,696 \text{ Ksi} = 33000 \text{ Mpa}$
- Viga: Módulo de elasticidad inicial: $E_c = 4,2 \text{ Ksi} = 30000 \text{ Mpa}$
- Losa de pavimento: $E_s = 3,834 \text{ Ksi} = 27000 \text{ Mpa}$

Acero de refuerzo

- Tensión de fluencia: $f_y = 60 \text{ Ksi} = 420 \text{ Mpa}$

Cables de pretensado

Diámetro de 1,27 cm de baja relajación, hebras de grado 270.

- Área de armadura tesa ubicada en la zona traccionada: $A_{ps} = 0,153 \text{ in}^2 = 0,99 \text{ cm}^2$
- Tensión de fluencia especificado acero pretensado: $f_{py} = 243 \text{ Ksi} = 1676 \text{ Mpa}$
- Tensión de rotura especificada acero pretensado: $f_{py} = 270 \text{ Ksi} = 1862 \text{ Mpa}$
- Modulo elástico acero de pretensado: $E_p = 28,5 \text{ Ksi} = 197 \text{ Mpa}$

Otros parámetros que afectan el análisis

- Viga: Tiempo de transferencia= 1 día
Promedio de Humedad= 70%
- Para el análisis y diseño de los elementos estructurales se utilizó hormigón con un peso volumétrico de 2.4 ton/m^3
- El coeficiente de expansión térmica: $\alpha = 1 \times 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}$
- La relación de Poisson $\nu = 0,2$

3.3 VIGAS PRINCIPALES

Se darán las propiedades de la sección de las vigas AASTHO tipo V, usadas en el puente corto.

3.3.1 Viga: geometría y propiedades de la sección

Propiedades básicas de la sección

- Largo de viga, $L = 25 \text{ m}$
- Altura= $1,60 \text{ m}$
- Espesor de alma= $0,255 \text{ m}$

La siguiente Figura corresponde a las propiedades obtenidas con el programa Sap2000 al introducir la viga AASTHO V, las unidades son en tn, cm.

Property Data

Section Name: FSEC1

Properties			
Cross-section (axial) area	6535,4708	Section modulus about 3 axis	267247,9
Torsional constant	1612202,6	Section modulus about 2 axis	47784,03
Moment of Inertia about 3 axis	21692425	Plastic modulus about 3 axis	347898,2
Moment of Inertia about 2 axis	2548800,1	Plastic modulus about 2 axis	98595,5
Shear area in 2 direction	3337,4645	Radius of Gyration about 3 axis	57,6124
Shear area in 3 direction	5875,6641	Radius of Gyration about 2 axis	19,7483

OK

3.4 CARGAS DE CÁLCULO SOBRE LOS ESTRIBOS

Un puente, como toda estructura, debe ser diseñado para ser capaz de soportar las cargas a que va a estar sometido durante toda su vida útil. Estas cargas y fuerzas solicitantes, son de diferentes tipos y orígenes y pueden actuar solas o en forma combinada.

Las principales cargas que actúan en un puente son:

- Carga Muerta.
- Carga Viva.
- Carga de Impacto o efecto dinámico de la carga viva.
- Cargas de Viento.
- Otras Cargas:
 - Fuerzas longitudinales de Frenado.
 - Fuerzas Sísmicas.
 - Fuerzas centrífugas.
 - Fuerzas térmicas.
 - Empuje de tierras.
 - Presión de agua.
 - Cargas debido a heladas o nieve.

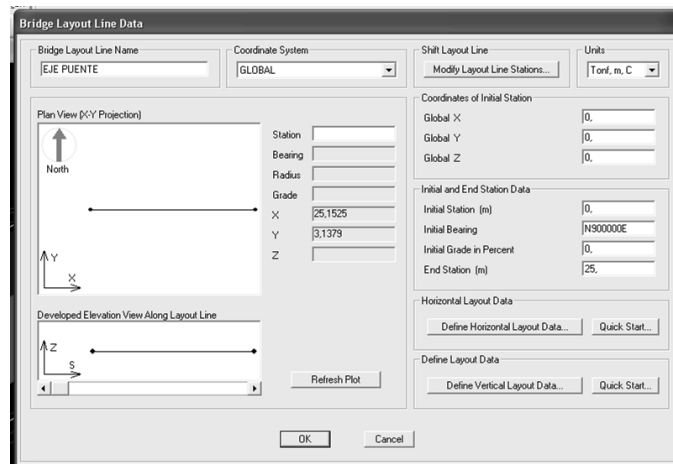
El dimensionamiento de los distintos elementos de la estructura puede efectuarse por el método de las cargas de servicio: (Allowable Stress Design), o por el método de los factores de carga (LFD: Load Factor Design). No se calculan todas las cargas, solo aquellas a las que estará sometido el puente y las que se consideren importantes.

Para facilitar el cálculo, se puede realizar el modelo de losa sobre vigas tipo AASTHO de hormigón para obtener las solicitaciones que se generan en los apoyos extremos, por los distintos tipos de carga, mediante la utilización del Asistente Bridge de sap2000. Ya que la finalidad es conocer la respuesta y comportamiento del estribo integral, y para ello se deberá saber bajo qué condiciones de carga estará sometido. En el modulo Bridge se siguen una serie de pasos para completar el diseño del puente.

3.4.1 Modelo de superestructura en Sap2000: Introducción de datos

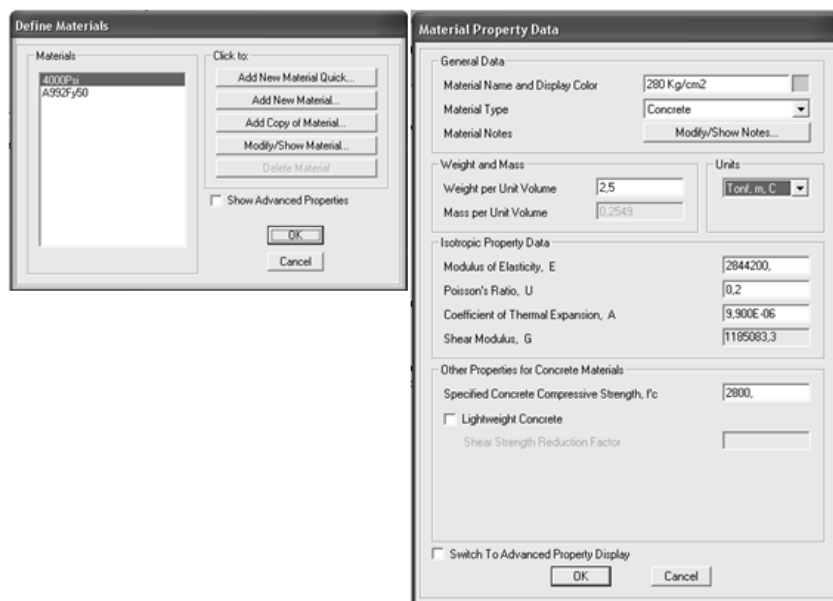
Paso 1: Esquemas de Líneas

El primer paso es definir la línea de diseño. Líneas de diseño son las líneas de referencia utilizados para definir la alineación horizontal y vertical del puente y los carriles para vehículos. Líneas de diseño pueden ser rectas, dobladas o curvadas, tanto horizontal como verticalmente. En este caso se trata de un puente recto, sin curvaturas verticales ni horizontales.

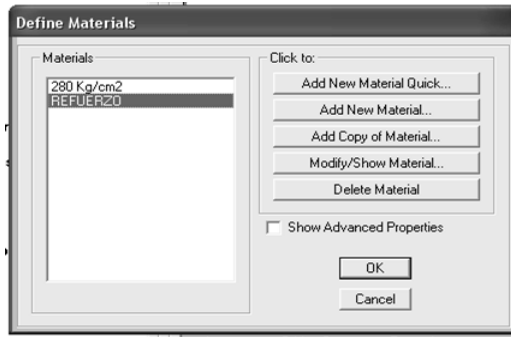
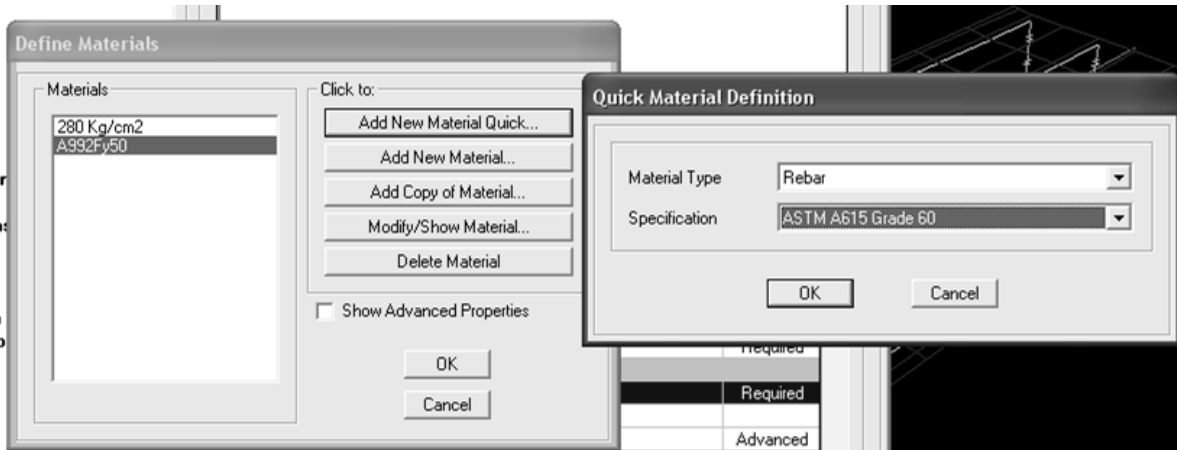


Paso 2: Definición de materiales

En Sap2000 las propiedades de los materiales se pueden definir en el momento que se necesitan, o, si se prefiere, se pueden predefinir aquí. Varias propiedades de los materiales se definen por defecto automáticamente cuando se crea un modelo. Se debe modificar las que existen o crear nuevas. Estas propiedades se utilizan tanto para definir las vigas, losas, etc. Se debe agregar el tipo de hormigón y acero de refuerzo con los parámetros indicados anteriormente

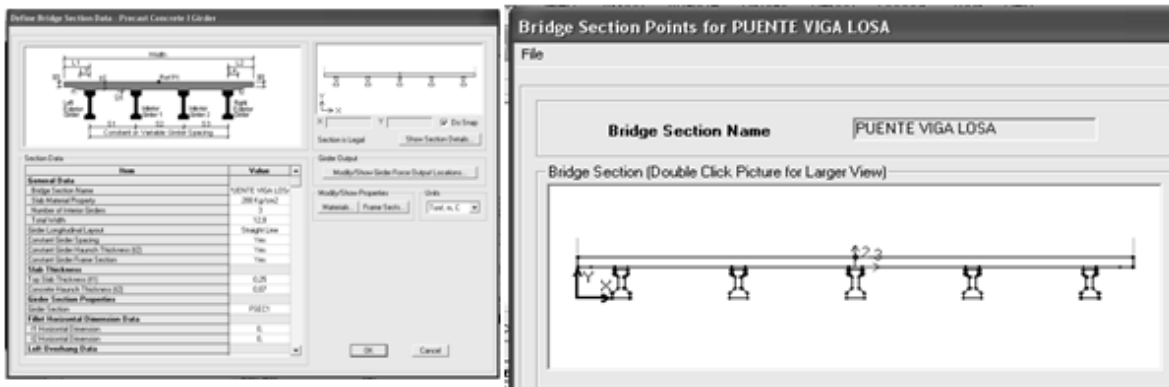


Definimos el refuerzo o acero, definiendo nuevo material.



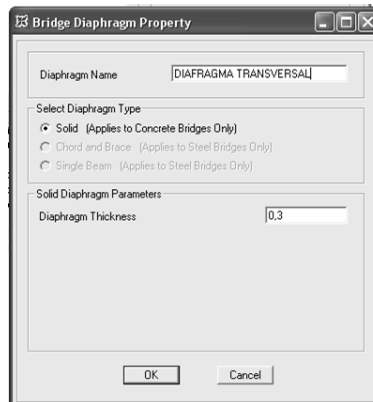
Paso 3: Definición Sección losa de tablero

Esta sección se utiliza para definir la superestructura del puente. Tanto sus secciones como características geométricas, incluyen viga de hormigón cajón, losa plana de hormigón, elementos prefabricados como vigas de hormigón y tramos de losa apoyados sobre vigas de acero. A lo largo del puente la sección no varía, por lo que es bastante uniforme las características de la sección. Modificamos la que ha creado el programa por defecto, introduciendo nuestra sección transversal. Nuestra sección transversal está constituida por la ala de la viga y la losa hormigonada “in situ”, constituyendo una construcción mixta. El procedimiento constructivo mixto= losa de hormigón “in situ” con vigas transversales, también hormigonadas “in situ”, facilita el establecimiento de la continuidad.



Paso 4: Definición de diafragma o Vigas transversales

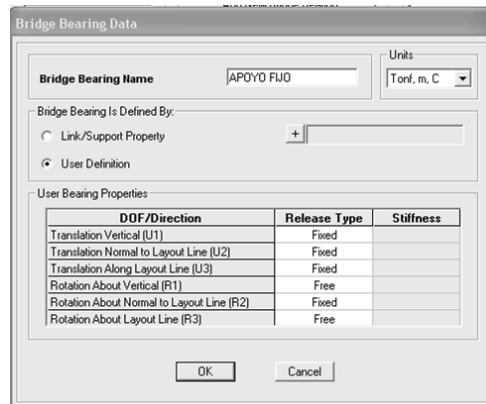
Definir y especificar las propiedades del diafragma (vigas riostras) que se ubican transversalmente a través del puente. Estas pueden ser de hormigón armado o acero. Para el puente en estudio usar vigas de hormigón para arriostrar las vigas longitudinales, ya que estas pueden pandear lateralmente cuando son solicitadas a flexión. También usar un solo tipo de sección para el diafragma, y lo que ingreso fue el espesor, que será de 0.30 m.



Después de la definición de diafragma, estos se deben distribuir transversalmente a lo largo del puente, espaciados igualmente en lo posible, ver paso 7.

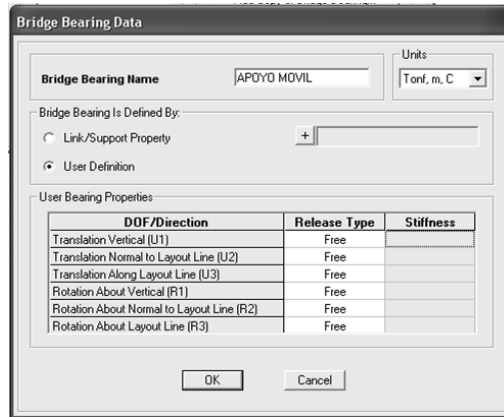
Paso 5: Definición de Apoyos

Aquí se especificaran los datos para apoyos de puentes. En pilas, se pueden usar apoyos móviles entre las vigas y la subestructura. Se modifico el apoyo por defecto que se creó y definió dos tipos de apoyo, uno fijo y otro móvil. Donde el al apoyo se le va a especificar que cada uno de los seis grados de libertad, dependiendo si es fijo, móvil o parcialmente restringido, con una constante de elasticidad especificado.



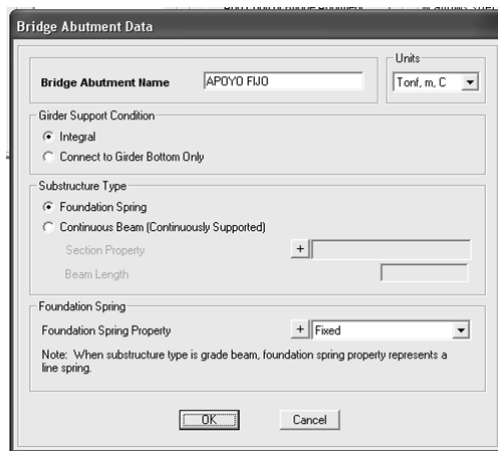
Si alguna parte de la estructura contiene apoyos móviles (solo restricción vertical, tipo rodillo), los creamos y adicionamos en el programa.

Donde U1 son movimiento en un eje transversal al puente, U2 en un eje longitudinal y U3 es para un eje vertical al puente.

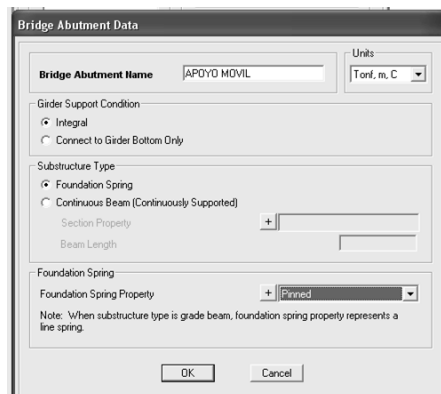


Paso 6: Definición de Estructura de apoyo- Estribo

Aquí se especifican las condiciones de apoyo en los extremos del puente. Una primera definición puede ser mediante una propiedad Link / Soporte especificado o ingresando las condiciones de soporte definida. La condición de apoyo se puede ingresar, dotando a cada uno de los grados de la libertad, según sean fijo, libre o parcialmente restringida con un constante de resorte especificado.



En foundation spring property ponemos Fixed (se refiere al resorte que asume el programa en la fundación) y para el apoyo móvil pondremos Pinned, esto es importante cuando tenemos más de un tramo, entonces hay que especificarle al programa donde tenemos los apoyos fijos y móviles.

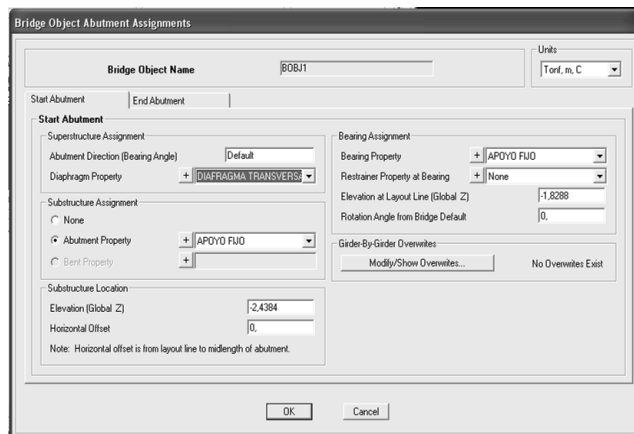


Paso 7: Definición del Objeto Puente

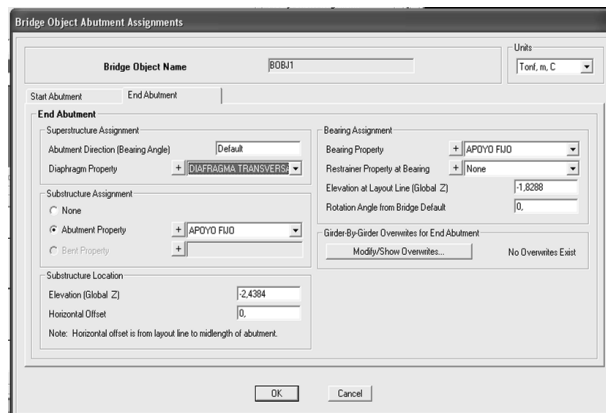
La definición del objeto del puente es el principal componente del modelador puente Sap2000. Las principales partes a definir son:

- Pálmos puente se definen
- Propiedades de la sección de la losa, asignación a cada tramo.
- Apoyos (estribos y pilas), incluyendo sus inclinaciones, se asignan a cada extremo del puente.
- Curvaturas, incluyendo inclinaciones, se asignan en cada tramo.
- Los diafragmas, incluyendo sus inclinaciones, puede ser a lo largo de cada tramo.
- Bisagras, incluyendo sus inclinaciones, pueden ser asignados a lo largo de cada tramo.
- Puntos de discretización adicionales, incluyendo sus inclinaciones, puede ser asignado a lo largo de cada tramo.
- Peraltes.
- Cordón de pretensado pueden ser asignados a las vigas.

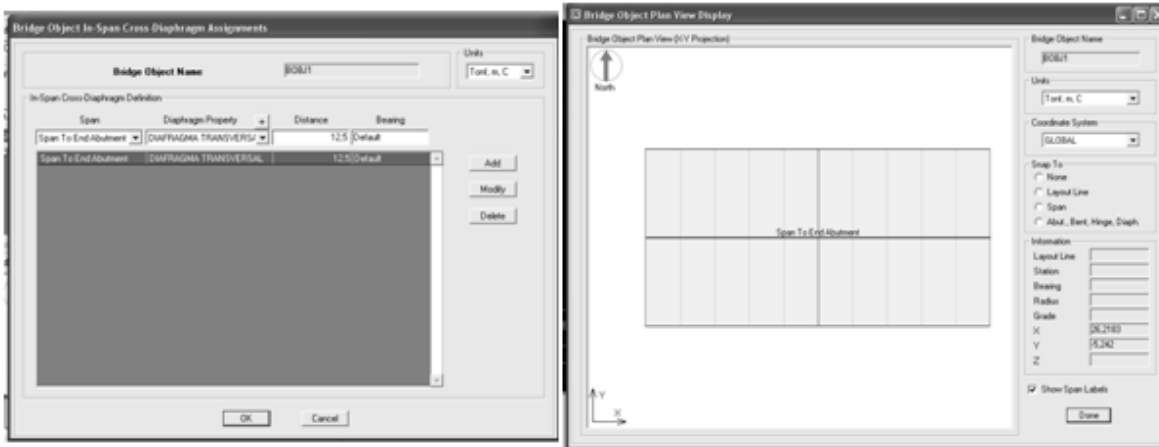
Es decir en Este punto asignamos las propiedades definidas en puntos anteriores al puente. Solo modificaremos algunas de estas, solo aquellas que sean de importancia para el estudio en cuestión. En Abutment (apoyos) modificamos, en la sección 0 (comienzo del puente) asignamos el uso del diafragma y un apoyo tipo fijo.



Para el final del puente, ósea para la longitud 25 m, definimos el uso del diafragma y un apoyo tipo fijo, ya que se trata de un puente con estribo integral.

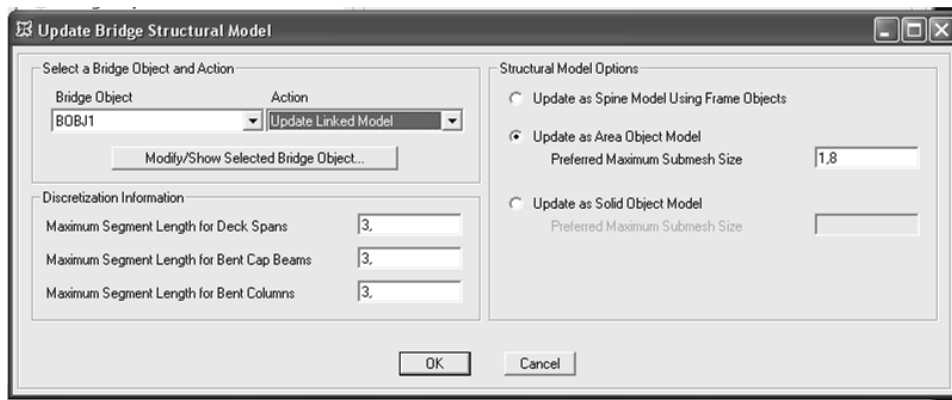


En la opción de In-Span Cross Diaphragms, se especifica en qué sitio colocar las vigas transversales, en este caso, en el medio y en los extremos.



Paso 8: Definición Tipo de Modelo

Definir el modelo de análisis con el que va a trabajar sap2000. Como Sap2000 trabaja con elementos tipo Frame, Área y Sólidos, es conveniente para el caso de puentes trabajar con modelo objeto tipo área.



Paso 9: Definición de Carril

Definir los ejes de vías o carriles para generar los máximos esfuerzos, por las cargas vivas, ósea los vehículos. Los carriles pueden definirse con referencia a cualquiera de las líneas de diseño existentes. Los carriles se pueden definir con su ancho si se desea. Esta definición se utiliza en la definición de movimiento para los casos de análisis de tipo de carga y en los casos de carga Live en el Puente. En este caso, se utilizó la norma AASTHO LRFD, y el vehículo de carga será determinado en el paso 10. Que dependiendo de cómo estén ubicados en el ancho del carril tendremos distintas sollicitación, en las Figuras 3.6, 3.7 y 3.8 se muestra un esquema de la posición del vehículo.

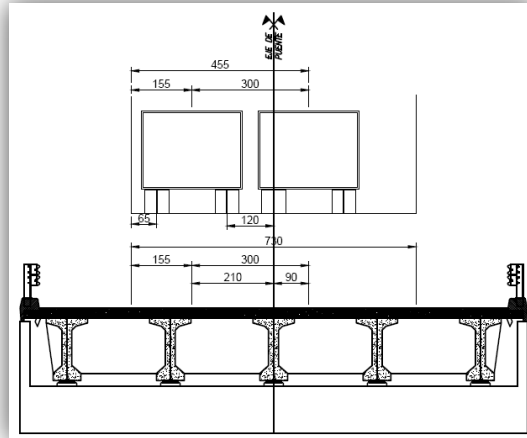


Figura 3.6 Esquema de carga y posición de vehículo de diseño N°1

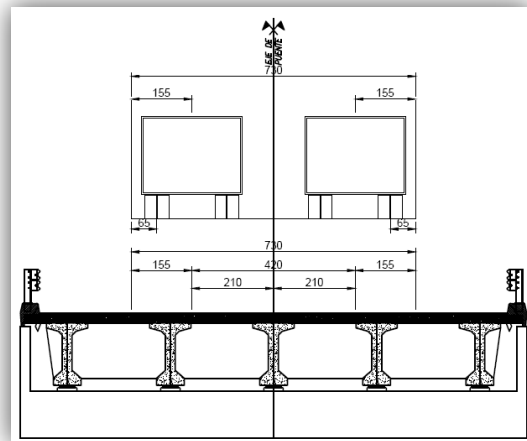


Figura 3.7 Esquema de carga y posición de vehículo de diseño N°2

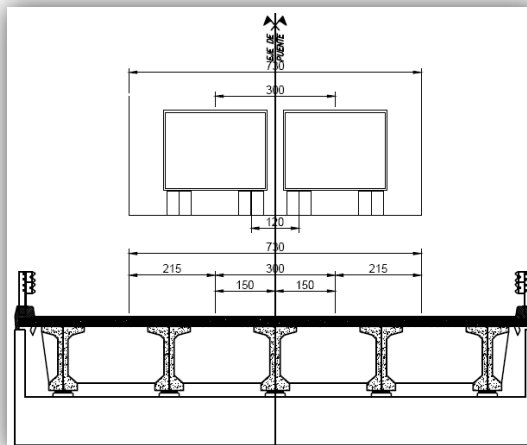


Figura 3.8 Esquema de carga y posición de vehículo de diseño N°3

A simple vista podemos ver que la posición 1 es la que genera máximos esfuerzos, en el caso que haya pilas intermedias habría que analizar todos los casos. Por defecto el programa genera dos carriles, LINE 1 y LINE 2, los que se modifican, introduciendo las variables de la posición 1. Los carriles se definieron respecto del centroide de la sección del puente, tanto para un lado como para el otro, uno en sentido positivo (CARRIL 1) y otro negativo (CARRIL 2).

Para el CARRIL 1

Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m
EJE PUENTE	25	2.1	3.65
EJE PUENTE	0	2.1	3.65
EJE PUENTE	-25	2.1	3.65

Para el CARRIL 2

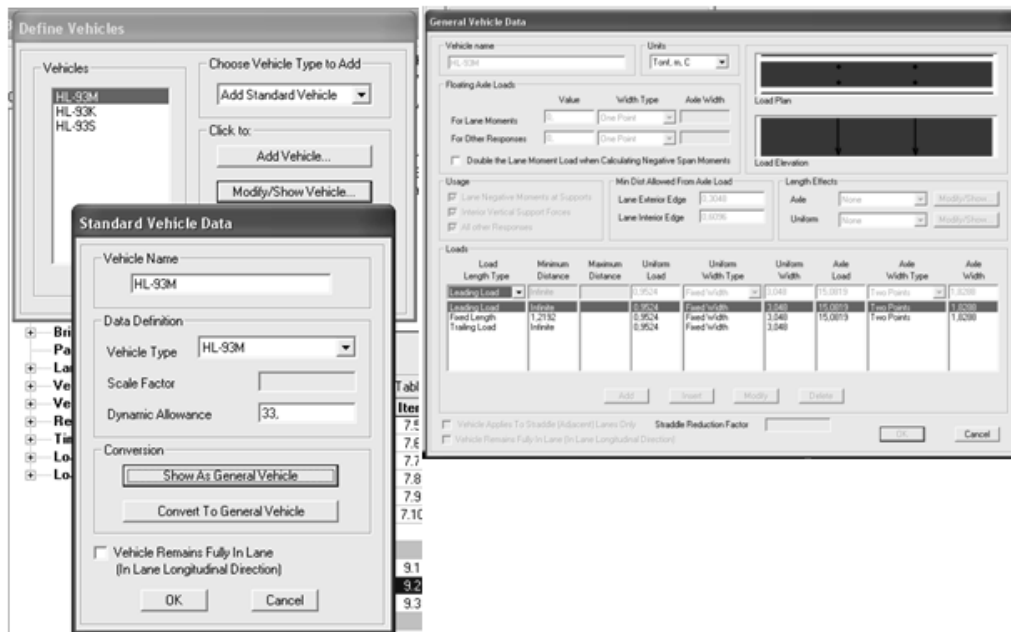
Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m
EJE PUENTE	0	-0.9	3.65
EJE PUENTE	25	-0.9	3.65
EJE PUENTE	-25	-0.9	3.65

Paso 10: Definición de Vehículo

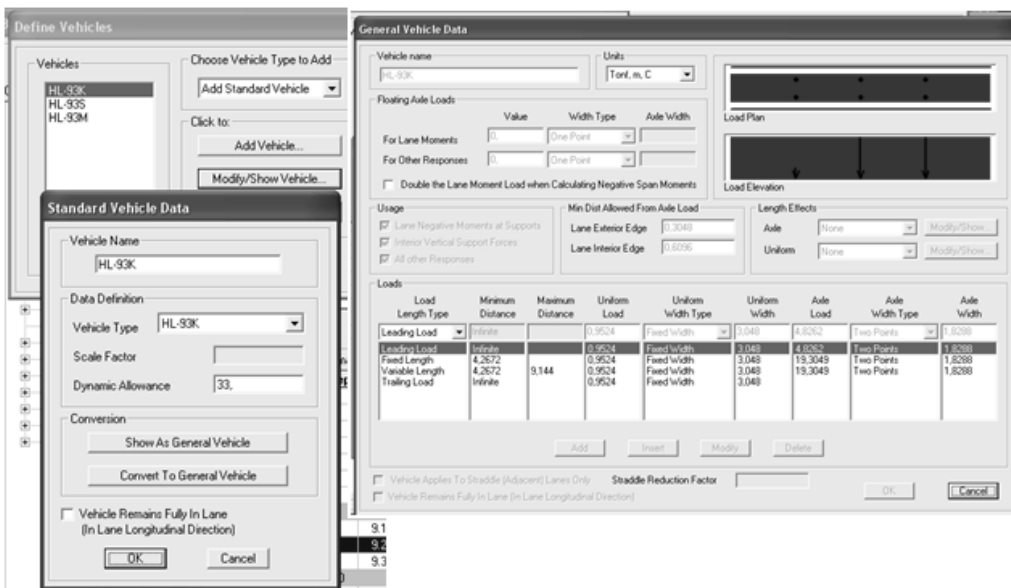
Los vehículos deben ser definidos para analizar la influencia de los mismos en el puente. En SAP2000 las cargas por vehículos se aplican a la estructura a través de los carriles definidos en el paso anterior. Cuando utiliza un caso de análisis, de tipo carga en movimiento, tenemos la opción de definir uno o más clases de vehículos, donde una clase de vehículo es simplemente un grupo de uno o más vehículos para el cual el análisis de la carga en movimiento se lleve a cabo (un vehículo a la vez). Se podría usar un vehículo estándar de alguna norma o definir el propio, aquí se utilizó un vehículo de carga estándar

de la norma AASTHO. El programa por defecto crea 3 tipos de vehículos a utilizar M(tándem), K (tridem), S(especial), donde los S se consideran para puentes de más de un tramos (pilas intermedias) donde puede existir inversión de momentos en las vigas . Si consideramos un vehículo distintos a los estándar ir a la opción add general vehicle y asignamos las cargas por eje, separación de ejes, carga uniforme, etc. La amplificación dinámica por impacto (33%) ya está considerada para el modulo bridge con la norma de AASHTO, pero para un puente nuevo hay que incorporarlo, el cual amplifica el momento generado por la sobrecarga. Se usaron los camiones con ejes tándem (M) y tridem (K), modificando sus propiedades.

Para M

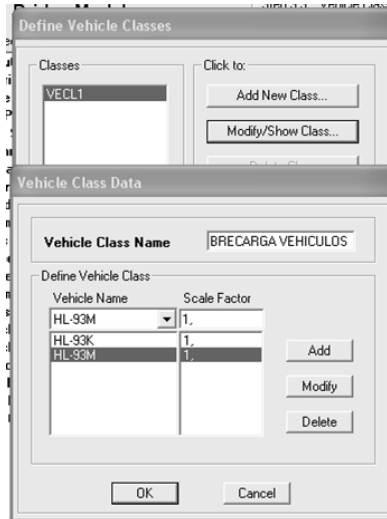


Para K



Paso 11: Clases de vehículos

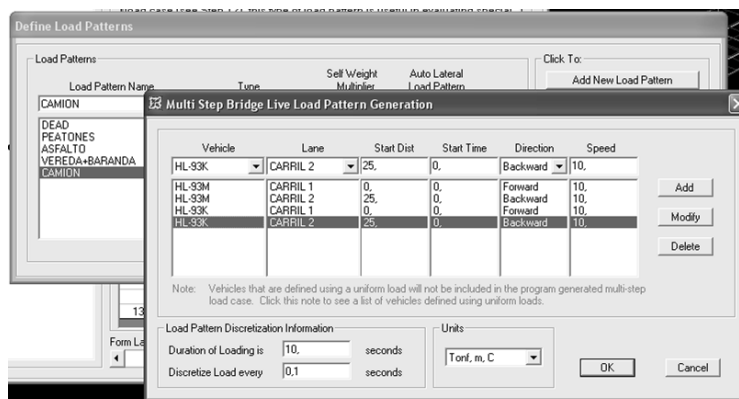
Deben ser definidos para analizar el puente para cargas vivas vehiculares en movimiento utilizando un caso de carga. Se considero que la sobrecarga vehicular está constituida por M, K y S con sus correspondiente casos de carga.

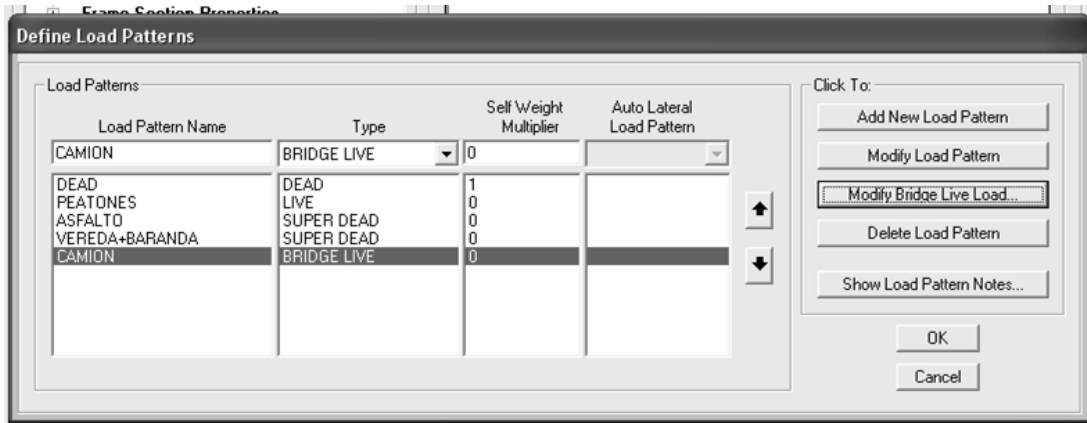


Paso 12: Patrón de Carga

Un patrón de carga es una distribución espacial especificada de fuerzas, desplazamientos, temperaturas y otros efectos que actúan sobre la estructura. Un patrón de carga por sí misma no causa ninguna respuesta en la estructura. Estos patrones de carga deben ser aplicadas en casos de carga con el fin de producir resultados. En Sap2000 se aplica el modelo de carga del puente vivo, es decir, se permite especificar uno o más vehículos anteriormente especificados, para que se mueven a través del puente. Para cada vehículo se especifica una vez que se inicia la carga del puente, la ubicación inicial del vehículo, el sentido de la marcha y la velocidad.

Para el puente en estudio se definen los tipos de carga, cargas vivas, muertas, etc. También hay una opción de superponer carga muerta sobre la muerta SUPERDEAD, es decir se adiciona a la existente. Las cargas a adicionar son Veredas+Baranda (no tenemos vereda), Peatonal, Asfalto y también adicionaremos los vehículos HL-93M (tándem) y HL-93K (tridem) para que actué sobre el puente en ida y vuelta para una velocidad de 10 Km/h.



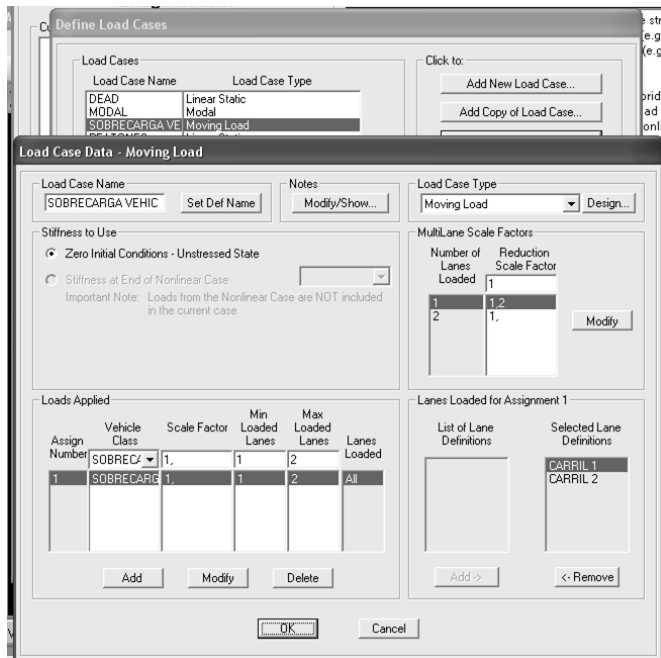


Paso 13: Casos de Carga

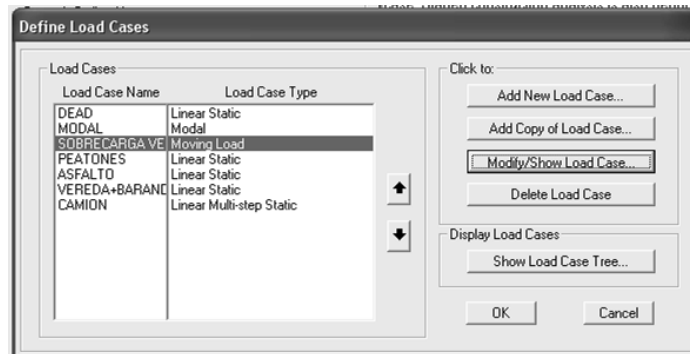
Acá se define la forma en que las cargas se aplican a la estructura, estática o dinámicamente, y como responde la estructura ante las mismas, ya sea linealmente o no, y cómo el análisis se va a realizar, de forma modal o por-integración directa. Para el análisis sísmico, estático, con espectro de respuesta, los tipos de casos de carga son útiles.

Hay varias opciones de análisis que están especializados para el análisis de las cargas vivas de vehículos. Los casos de carga de vehículos en movimiento, calculan las líneas de influencia para diversas cantidades y resuelven todas las posiciones de la carga en pista para obtener las cantidades máximas y mínimas de respuesta.

Debido a que el puente es continuo a nivel de losa en el estribo es necesario realizar un análisis modal del mismo. El programa crea el caso MOVE 1, que corresponde a la sobrecarga vehicular del modulo Bridge, el cual se modifico:

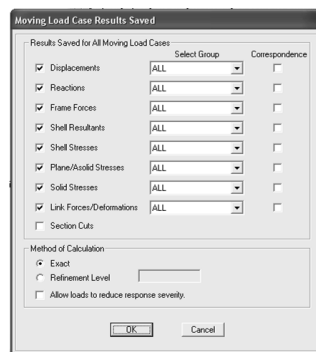


Donde, la norma AASHTO, provee un factor de ajuste de múltiple presencia de camiones, cuando tenemos un carril el factor de reducción es 1.2 (se reduce el 20%) y cuando tenemos dos carriles es 1 (no se reduce nada, toma el 100%). Además la SOBRECARGA VEHICULAR oscila desde un carril a dos carriles cargados.



Paso 14: Resultados mostrados

Se deberá especificar qué resultados deben ser mostrados, previo cálculo, se eligió que se muestren todos.



3.4.2 Modelo 3D SAP2000

Con todas las definiciones anteriores resulto el modelo en estudio, cuyo resultado es el mostrado en la siguiente Figura. En la Figura 3.9 se observa la losa superior y el diafragma o viga transversal en el extremo.

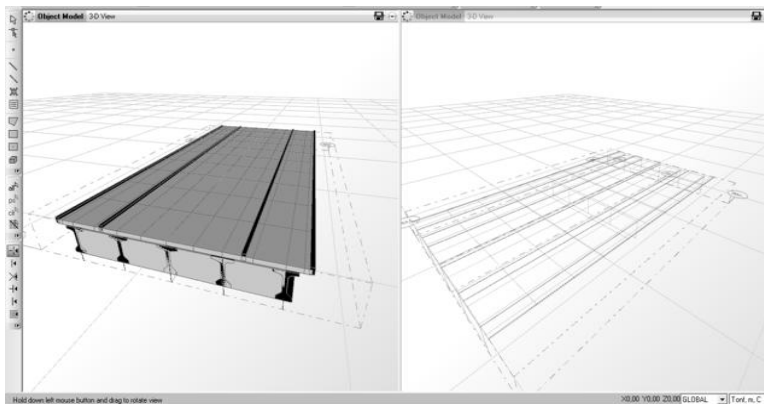


Figura 3.9 Modelo Sap2000: Losa superior y diafragma extremo

Diafragma o vigas longitudinales a lo largo de toda la longitud del puente, véase Figura 3.10.

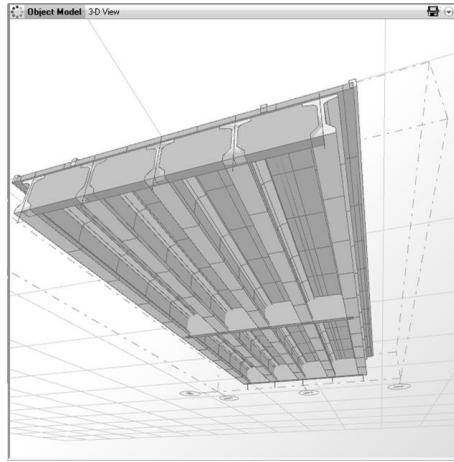


Figura 3.10 Modelo Sap2000: Vigas principales y diafragmas

Vista de las vigas longitudinales principales AASTHO tipo V, véase Figura 3.11.

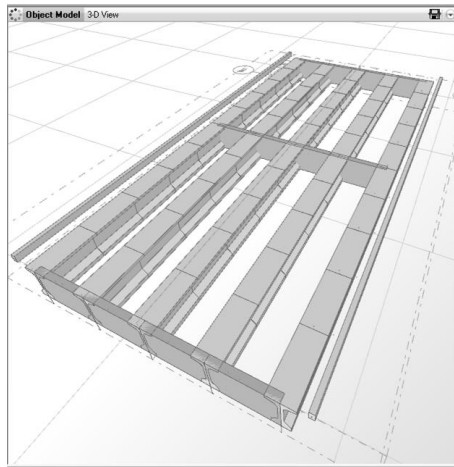
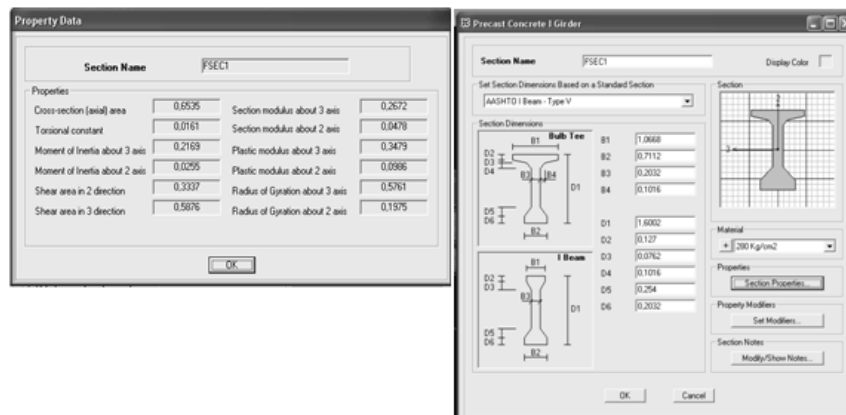


Figura 3.11 Modelo Sap2000: Vigas principales, AASTHO V

Las dimensiones de la sección se muestran en la siguiente Figura.



Introducción de Baranda en modelo

En el modelo en estudio se deberá incorporar las barandas que se muestran en la Figura de la sección transversal del puente. Se usan elementos frame de apoyo donde se apoyaran las mismas, es decir, se creó una viga de 20x35, no se considera su peso.

Usamos la herramienta Draw Frame para asignar en toda la longitud lateral la viga de 0,20 x 0,35 m creada anteriormente, ver Figuras 3.12 y 3.13.

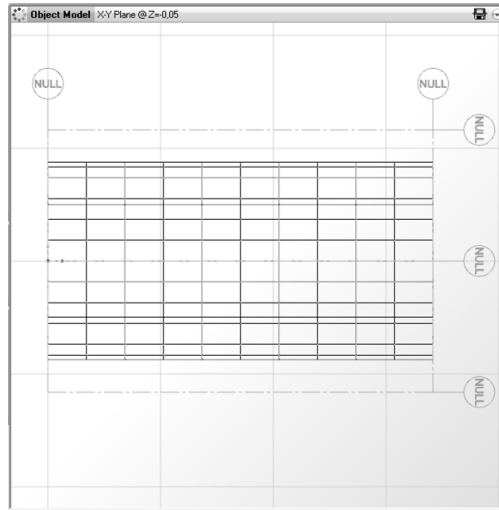


Figura 3.12 Modelo Sap2000: Viga porta baranda

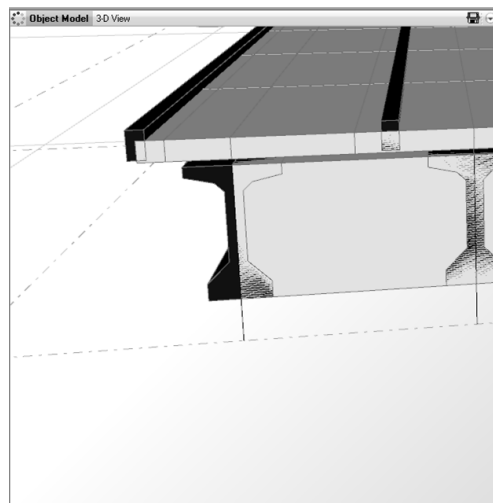
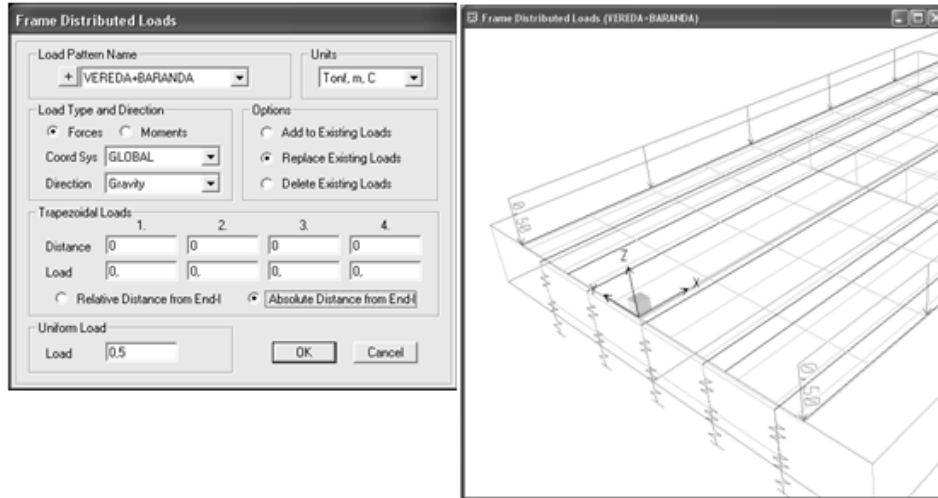


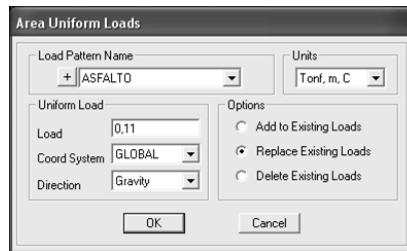
Figura 3.13 Modelo Sap2000: Viga porta baranda 3D

3.4.3 Asignación de cargas sobre el puente

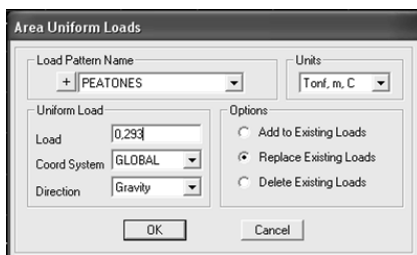
- Vereda + Baranda: Primeramente seleccionamos las vigas de apoyo, y le aplicamos una carga lineal de 0,5 tn/m.



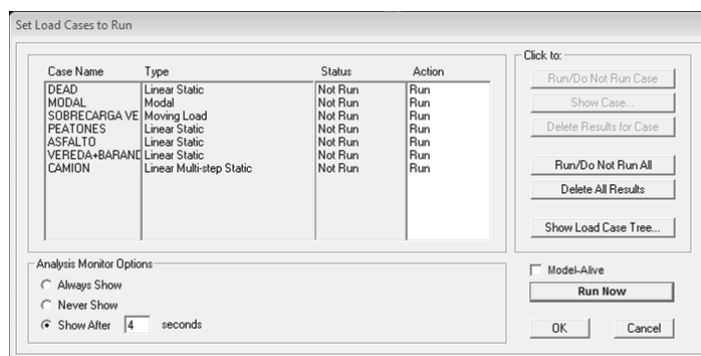
- Asfalto: Seleccionamos las áreas que ocupa solo la calzada, para un espesor de 5 cm y una densidad de 2200 Kg/cm^3 , tendrá una carga de $0,11 \text{ tn/m}^2$.

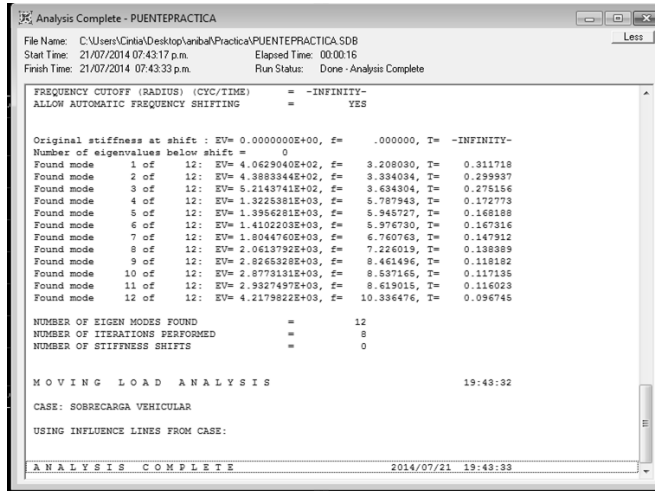


- Peatones: como no tenemos veredas definidas, ocasionalmente podríamos tener este tipo de carga sobre las banquetas laterales, para la cual según la AASTHO en puentes de menos de 30 m, podemos considerar una carga de $0,293 \text{ tn/m}^2$.



Con todos los datos ingresados se corrió el programa.





3.5 SOLICITACIONES: RESULTADOS OBTENIDOS

3.5.1 Carga Muerta-Dead

Como Carga Muerta se considera: el peso propio de la estructura completa, incluyendo el tablero, veredas, las barandas, la carpeta de rodamiento, tuberías, conductos, cables, y otros servicios de utilidad pública, si existiesen.

La acción de la carga muerta se considera uniformemente repartida en todo lo ancho del puente, con independencia de que la misma pueda estar ligeramente concentrada en partes del mismo, como son las veredas peatonales y barandas, tal como se vio en la sección anterior.

Para viga interior 1

CARGA GRAVITATORIA: PESO PROPIO (DC)		
Viga Interior 1	Max	Min
Momento M3	97,88 tnm	-175,51 tnm
Corte V2	42,36 tn	-42,36 tn
Normal	-4,81 tn	-10,91 tn

CARGA GRAVITATORIA: ASFALTO (DW)		
Viga Interior 1	Max	Min
Momento M3	9,04 tnm	-15,86 tnm
Corte V2	3,81 tn	-3,81 tn
Normal	-0,47 tn	-0,97 tn

Para viga interior 2

CARGA GRAVITATORIA: PESO PROPIO (DC)		
Viga Interior 2	Max	Min
Momento M3	98,02 tnm	-176,27 tnm
Corte V2	42,51 tn	-42,51 tn
Normal	-5,10 tn	-10,83 tn

CARGA GRAVITATORIA: ASFALTO (DW)		
Viga Interior 2	Max	Min
Momento M3	9,07 tnm	-16,04 tnm
Corte V2	3,85 tn	-3,85 tn
Normal	-0,52 tn	-0,94 tn

Para viga interior 3

CARGA GRAVITATORIA: PESO PROPIO (DC)		
Viga Interior 3	Max	Min
Momento M3	97,88 tnm	-175,45 tnm
Corte V2	42,36 tn	-42,36 tn
Normal	-4,81 tn	-10,92 tn

CARGA GRAVITATORIA: ASFALTO (DW)		
Viga Interior 3	Max	Min
Momento M3	9,04 tnm	-15,86 tnm
Corte V2	3,82 tn	-3,82 tn
Normal	-0,47 tn	-0,97 tn

Para viga exterior Izquierda

CARGA GRAVITATORIA: PESO PROPIO (DC)		
Viga Exterior Izquierda	Max	Min
Momento M3	94,10 tnm	-167,50 tnm
Corte V2	40,67 tn	-40,67 tn
Normal	-3,32 tn	-12,24 tn

CARGA GRAVITATORIA: ASFALTO (DW)		
Viga Exterior Izquierda	Max	Min
Momento M3	8,69 tnm	-14,78 tnm
Corte V2	3,53 tn	-3,53 tn
Normal	-0,33 tn	-1,05 tn

Para viga exterior derecha

CARGA GRAVITATORIA: PESO PROPIO (DC)		
Viga Exterior Derecha	Max	Min
Momento M3	94,10 tnm	-167,50 tnm
Corte V2	40,67 tn	-40,67 tn
Normal	-3,32 tn	-12,24 tn

CARGA GRAVITATORIA: ASFALTO (DW)		
Viga Exterior Derecha	Max	Min
Momento M3	8,69 tnm	-14,78 tnm
Corte V2	3,53 tn	-3,53 tn
Normal	-0,33 tn	-1,05 tn

3.5.2 Carga Viva

La carga viva es la que tiene en cuenta el peso de todas las cargas que se encuentran en movimiento sobre el puente, ellas son: los vehículos y los peatones.

Carga Móvil Vehicular

Con el fin de simplificar el cálculo, todas las normas vigentes en el mundo definen un camión estándar, que representa la Carga Tipo Vehicular empleada para el diseño.

En Argentina se emplea para el diseño de puentes de carreteras la Norma AASHTO, en la cual la carga tipo está formada por un camión estándar que puede ser de dos formas; sin remolque o trailer (dos ejes), que la norma lo designa con la letra H o un camión semi trailer (de tres ejes) que la norma lo designa con la letra HS.

La separación entre los ejes traseros del camión se considera variable, debido a que este parámetro varía según los camiones actuales, y además, permite considerar la ubicación de las cargas, para así provocar los esfuerzos máximos en las vigas solicitadas.

Para cada tipo de camión (H o HS) la norma define dos clases de carga o peso, una de 15 ton y otra de 20 toneladas, o sea que la primera es 25% más liviana que la otra. Por lo tanto, según su carga y forma se tienen cuatro tipos de camiones designados de la siguiente manera: H-20-44, H-15-44, HS-15-44 y HS-20-44.

El camión H 20-44 tiene un peso de 3.63 tn y 14,52 tn en los ejes delantero y trasero respectivamente. En cambio, el camión H 15-44 tiene un peso de 2,72 tn y 10,88 tn en sus respectivos ejes, que corresponde a un 75% del camión H 20-44.

El camión HS 20-44 tiene un peso de 3.63 tn en el eje delantero y de 14,52 tn en cada uno de los ejes posteriores, actualmente es usado en Argentina. El camión HS 15-44 tiene un peso de 2.72 tn en el eje delantero y de 10.88 tn en cada uno de sus ejes posteriores, que corresponde a un 75% del camión HS 20-44, ver Figuras 3.14 y 3.15

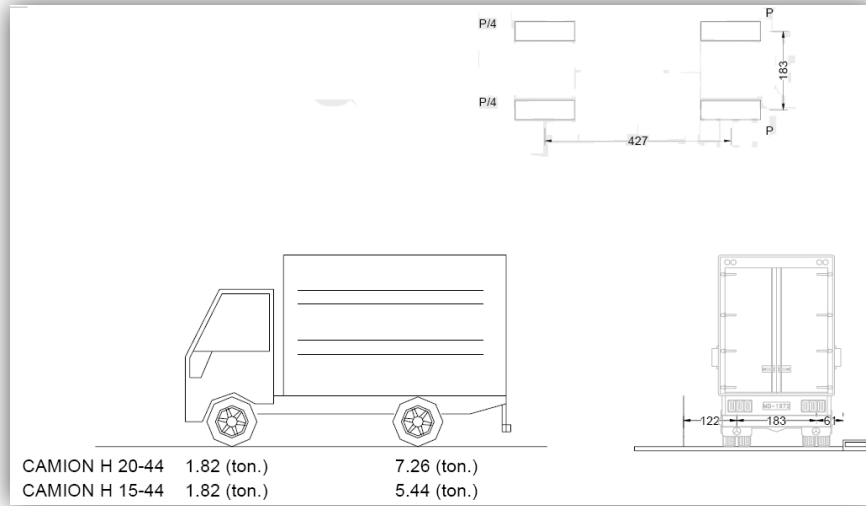


Figura 3.14 Camión H- AASHTO 96

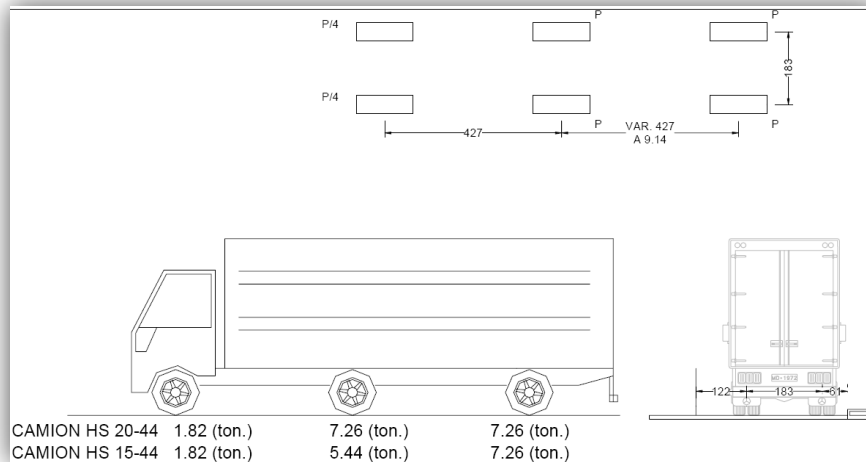


Figura 3.15 Camión HS- AASHTO 96

Según la norma AASHTO STANDARD, para el cálculo de momentos y cortes, diferentes cargas concentradas deben ser usadas. Las cargas concentradas más ligeras deben ser usadas para calcular los esfuerzos por flexión, y las cargas concentradas más pesadas deben ser usadas para calcular los esfuerzos por corte.

La carga móvil vehicular a usar en el cálculo, será el camión estándar de la AASTHO HS 20-44.

Vías de Tránsito

El camión de diseño especificado en la norma AASHTO, ocupa un ancho de 3.05 m, colocado en una vía de tránsito de ancho de 3.65 m, este camión se posiciono en cada vía de tránsito a lo largo de la calzada, tal como se mostro en la sección anterior.

Cuando más de dos camiones son ubicados en un ancho de puente determinado se aplican los coeficientes de reducción por vía paralela, este coeficiente tiene en cuenta la

menor probabilidad de que más de dos camiones tipo puedan realmente encontrarse en un solo instante sobre el puente. El coeficiente de reducción especificado por la AASHTO es de 90 % para tres vías cargadas y 75 % para 4 o más vías, tal como se vio en la sección anterior de introducción de datos.

Coeficiente Dinámico o de Impacto C_i de la carga viva

El efecto dinámico de la carga viva va a ser realizado mediante un análisis estático asumiendo un incremento de su acción normal que incluye todo lo referido a la acción del movimiento, vibraciones e impactos y comúnmente se denomina Coeficiente de Impacto. El Coeficiente de Impacto no es un coeficiente de mayoración por lo tanto debe ser aplicado a todas las combinaciones de cargas normativa que lo requieran salvo prohibición expresa de la misma.

Se aplica a las cargas vivas en el diseño de los elementos de la superestructura y también a las pilas (Grupo A, indicado en el apartado 3.8.1.1 de la norma AASHTO Standard), no se aplica al diseño de estribos, fundaciones, estructuras de madera, ni carga peatonal (Grupo B).

Se aplica al diseño de elementos de hormigón pretensado aún cuando estos son diseñados por tensiones admisibles. El coeficiente de impacto, se calcula como uno más el porcentaje de impacto, ver Ecuación 3.1.

$$C_i = 1 + \frac{15.24}{L + 38} \leq 1.33 \quad (\text{Ec. 3.1})$$

Donde:

L: Longitud en (m) de la porción de la luz que es cargada para producir las máximas sollicitaciones en la estructura.

Tal como se definió en la introducción de datos, el porcentaje de impacto empleado fue de 33%, resultando

$$C = 1.33$$

Para viga interior 1

CARGA GRAVITATORIA: SOBRECARGA VEHICULAR (LL)		
Viga Interior 1	Max	Min
Momento M3	50,61 tnm	-85,79 tnm
Corte V2	25,94 tn	-25,94 tn
Normal	2,36 tn	-7,33 tn

Para viga interior 2

CARGA GRAVITATORIA: SOBRECARGA VEHICULAR (LL)		
Viga Interior 2	Max	Min
Momento M3	65,75 tnm	-121,15 tnm
Corte V2	42,22 tn	-42,22 tn
Normal	4,24 tn	-10,85 tn

Para viga interior 3

CARGA GRAVITATORIA: SOBRECARGA VEHICULAR (LL)		
Viga Interior 3	Max	Min
Momento M3	61,26 tnm	-109,93 tnm
Corte V2	33,76 tn	-33,76 tn
Normal	2,45 tn	-8,00 tn

Para viga exterior izquierda

CARGA GRAVITATORIA: SOBRECARGA VEHICULAR (LL)		
Viga Exterior Izquierda	Max	Min
Momento M3	43,47 tnm	-42,56 tnm
Corte V2	6,92 tn	-6,92 tn
Normal	1,62 tn	-9,34 tn

Para viga exterior derecha

CARGA GRAVITATORIA: SOBRECARGA VEHICULAR (LL)		
Viga Exterior Derecha	Max	Min
Momento M3	43,47 tnm	-42,56 tnm
Corte V2	6,92 tn	-6,92 tn
Normal	1,62 tn	-9,34 tn

3.5.3 Carga móvil peatonal

Si bien el puente en estudio no tiene veredas para tránsito peatonal, a los fines de la práctica se introduce una sobrecarga peatonal para las veredas, pasarelas y sus apoyos adyacentes, consiste en una carga viva de 415 kg/m^2 según la Norma AASHTO.

Para el cálculo de las vigas que soportan los pasillos y el tablero, la carga peatonal se debe tomar como se muestra en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1 Sobrecarga peatonal

LUZ DEL PUENTE	CARGAPEATONAL
0.0 - 8.0 m	415 kg/m^2
8.0 - 30.5 m	293 kg/m^2

Si bien el puente en estudio no presenta veredas definidas sobre las cuales actúen la carga peatonal, considero que eventualmente, por las banquetas se podría tener presencia de carga peatonal, por ello se colocó en el modelo una carga de 293 kg/m^2 sobre las banquetas.

Para viga interior 1

CARGA GRAVITATORIA: PEATONES (PL)		
Viga Interior 1	Max	Min
Momento M3	8,48 tnm	-10,83 tnm
Corte V2	2,03 tn	-2,03 tn
Normal	0,54 tn	-1,63 tn

Para viga interior 2

CARGA GRAVITATORIA: PEATONES (PL)		
Viga Interior 2	Max	Min
Momento M3	8,44 tnm	-7,47 tnm
Corte V2	1,19 tn	-1,19 tn
Normal	1,15 tn	-2,52 tn

Para viga interior 3

CARGA GRAVITATORIA: PEATONES (PL)		
Viga Interior 3	Max	Min
Momento M3	8,48 tnm	-10,83 tnm
Corte V2	2,03 tn	-2,03 tn
Normal	0,55 tn	-1,63 tn

Para viga exterior izquierda

CARGA GRAVITATORIA: PEATONES (PL)		
Viga Exterior Izquierda	Max	Min
Momento M3	8,04 tnm	-20,59 tnm
Corte V2	6,07 tn	-6,07 tn
Normal	1,57 tn	-2,44 tn

Para viga exterior derecha

CARGA GRAVITATORIA: PEATONES (PL)		
Viga Exterior Derecha	Max	Min
Momento M3	8,04 tnm	-20,59 tnm
Corte V2	6,07 tn	-6,07 tn
Normal	1,57 tn	-2,44 tn

3.5.4 Cargas por superestructura sobre cabezal o viga dintel

Las reacciones de la viga interior y exterior, son necesarios para el diseño del cabezal de pilote o viga dintel. Antes de empezar, diremos que ni las pilas ni la viga dintel son infinitamente rígidas. Por lo tanto, las cargas sobre los pilotes debido a cargas vivas se ven afectados por la ubicación de la carga viva través de la anchura del pilar integral, tal como lo describe en capítulos anteriores. Como simplificación, se supuso que la carga

viva existe en todos los carriles de circulación y se distribuye por igual a todas las vigas en la sección transversal del puente. La suma de todas las cargas vivas y muertas en el estribo integral se distribuye por igual a todos los pilotes de apoyo.

- El número máximo de carriles de circulación según la sección transversal del puente es:

$$N_{\text{carriles}} = 4$$

- Viga interior: de los resultados obtenidos en el modelo creado en Sap2000, sacar el máximo valor obtenido de Corte V2, que es equivalente a la reacción de la viga, para cada tipo de carga y sumarlos para obtener la carga por viga.

$$P_{\text{viga } 1} = 42,36tn + 3,81tn + 25,94tn + 2,03tn = 74,14 \text{ tn}$$

$$P_{\text{viga } 2} = 42,51tn + 3,85tn + 42,22tn + 1,19tn = 89,77 \text{ tn}$$

$$P_{\text{viga } 3} = 42,36tn + 3,83tn + 33,76tn + 2,03tn = 81,97 \text{ tn}$$

- Viga exterior: ídem viga interior.

$$P_{\text{viga izquierda}} = 3,53tn + 6,92tn + 6,07tn = 16,52 \text{ tn}$$

$$P_{\text{viga derecha}} = 3,53tn + 6,92tn + 6,07tn = 16,52 \text{ tn}$$

No se aplicaron las combinaciones de carga y se sumaron los cortes V2 sin mayorar, ya que este paso será realizado cuando se construya el modelo del estribo en la siguiente sección.

3.5.5 Carga de viento

La carga de viento en la gran mayoría de los casos no es considerada en los cálculos, esto es debido a que la estructura de un puente es extremadamente rígida en el sentido transversal que coincide con el sentido de acción de esta carga.

La carga de viento debe ser considerada en zonas donde los vientos son reconocidamente elevados tales como gargantas de cerros y en puentes ubicados en zonas de gran altura. No se considera esta acción.

3.5.6 Otras: Fuerza de frenado (BR)

Esta puede ser especificada en los pliegos de proyecto o ser adoptado de alguna norma específica. Para el modelo en estudio tomaremos la indicada en la norma AASTHO, donde la fuerza de frenado será el mayor valor de:

- 25 por ciento de la carga por eje del camión de diseño o de diseño tándem. El camión de diseño se muestra en la Figura 3.16.

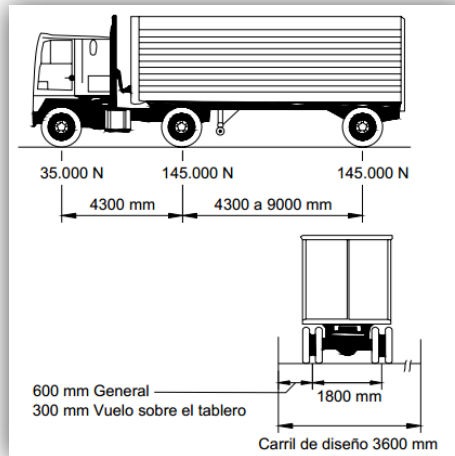


Figura 3.16 Características del camión de diseño

Carga por eje= 145000 N= 14,79 tn
= 35000 N= 3,57 tn

Que corresponde al camión de diseño HS 20-44 (camión semi tráiler, de tres ejes), luego:

$$FF_1 = 0,25 * (3,57 + 14,79 + 14,79) * 4 \text{ carriles} * 0,5 = 16,57 \text{ tn} \quad (\text{Ec. 3.2})$$

- 5 por ciento del camión de diseño más carriles de carga o 5 por ciento del tándem de diseño más la carga de carril.

$$FF_2 = 0,05 * [(3,57 \text{ tn} + 14,79 \text{ tn} + 14,79 \text{ tn}) + 2,85 \text{ tn}] = 1,8 \text{ tn} \quad (\text{Ec. 3.3})$$

Por lo tanto, la fuerza de frenado se tomará como el obtenido en la Ecuación 3.2 dividida en 5 vigas.

$$FF_{\text{por viga}} = \frac{16,57 \text{ tn}}{5} = 3,31 \text{ tn} \quad (\text{Ec. 3.4})$$

- La fuerza de frenado se coloca en todos los carriles de diseño que se consideraron y que transportan tráfico en la misma dirección. Estas fuerzas se supone que actúan horizontalmente a una altura de 1,82 m encima de la superficie de calzada en cualquier dirección longitudinal para causar los máximos esfuerzos.

Brazo de momento = 1,82 m + espesor losa + profundidad viga

$$= 1,82 \text{ m} + 0,25 \text{ m} + 1,60 \text{ m} = 3,67 \text{ m}$$

El momento será:

$$MF_{\text{por viga}} = 3,31 \text{ tn} * 3,67 \text{ m} = 12,15 \text{ tnm} \quad (\text{Ec. 3.5})$$

3.5.7 Otras: Fuerza Sísmica: Método de Fuerza equivalente - Método simplificado (EQ)

Esta carga depende del lugar de ubicación del puente, puede que los efectos sísmicos sean irrelevantes o puede que gobiernen el diseño del sistema resistente a cargas laterales. Se aplica este método simplificado, ya que se trata de un puente regular, de un solo tramo, recto, sin curvas, sus dimensiones son relativamente menores. En este método el estribo se modela como un sistema de un grado de libertad que tiene rigidez k y masa m ; de tal manera que el período fundamental T se halla aplicando la Ecuación 3.6.

$$T = 2 \pi \sqrt{\frac{W}{g k}} \quad (\text{Ec. 3.6})$$

Donde:

W : que es el peso de la superestructura (Vigas, Tablero, Carpeta asfáltica, Veredas; Pasamanos, Carga Viva considerada para análisis sísmico) y de la subestructura (Peso de Estribo o Pila); g : es la aceleración de la gravedad.

La ecuación para el cálculo de rigidez puede ser aplicada tanto en sentido longitudinal como transversal. De igual forma el análisis, puede hacerse con el puente completo (Estribos y Vigas) o por separado (Solo Estribo), para este estudio se aplico el análisis del estribo por separado. Una vez que se halla el período se ingresa al espectro elástico y se obtiene la pseudoaceleración espectral elástica S_a , con la cual calculamos la fuerza sísmica equivalente F o basal.

$$F = \frac{W * S_a}{R} \quad (\text{Ec. 3.7})$$

Donde:

R : es el factor de reducción de las fuerzas sísmicas. Se deberá tomar $R=1$ ya que se trabaja con un modelo elemental, donde $m=W/g$: es la masa.

- **Cálculo del Peso total de la estructura**

Peso del cabezal del pilote o viga dintel

Se va a calcular w y P , que se refieren a la carga por unidad de longitud y la carga total, respectivamente. Las dimensiones para este componente se dan en la Figura 3.5.

Longitud de la viga dintel: 12,50 m (solo considero hasta donde comienza el muro lateral).

$$w_{dintel} = 1,20m * 1,80m * \frac{2,40tn}{m^3} = 5,18 \frac{tn}{m} \quad (\text{Ec. 3.8})$$

$$P_{dintel} = 5,18 \frac{tn}{m} * 12,50m = 64,75tn \quad (\text{Ec. 3.9})$$

Peso del diafragma extremo

Se va a calcular el volumen de dicha viga, aproximadamente, dadas las dimensiones mostradas en la Figura transversal del estribo.

Longitud del diafragma: 12,50 m (solo considero hasta donde comienza el muro lateral).

$$w_{\text{diafragma}} = (0,62m * 1,56m + 0,30m * 0,32m) * \frac{2,40tn}{m^3} = 2,55 \frac{tn}{m} \quad (\text{Ec. 3.10})$$

$$P_{\text{diafragma}} = 2,55 \frac{tn}{m} * 12,50m = 31,87tn \quad (\text{Ec. 3.11})$$

Peso pared lateral

Se trata del muro lateral que se extiende hacia adelante y hacia atrás.

Alto: 1,86 m

Largo: 1,80 m

Ancho: 0,25 m

$$w_{\text{ala}} = (1,86m * 0,25m) * \frac{2,40tn}{m^3} = 1,116 \frac{tn}{m} \quad (\text{Ec. 3.12})$$

$$P_{\text{ala}} = 1,116 \frac{tn}{m} * 1,80m = 2tn \quad (\text{Ec. 3.13})$$

Peso de estribos

ESTRIBO	PESO
Estribo izquierdo	98,62 tn
Estribo derecho	98,62 tn
TOTAL	197,24 tn

Carga muerta por viga debido a superestructura

VIGA	DC+DW	DW	DC+DW
Viga Interior 1	42,36 tn	3,81 tn	46,17 tn
Viga Interior 2	42,51 tn	3,85 tn	46,36 tn
Viga Interior 3	42,36 tn	3,82 tn	46,18 tn
Viga Exterior Izquierda	40,67 tn	3,53 tn	44,20 tn
Viga Exterior Derecha	40,67 tn	3,53 tn	44,20 tn
TOTAL			227,11 tn

Carga viva por viga

VIGA	LL	PL	LL+PL
Viga Interior 1	25,94 tn	2,03 tn	27,97 tn
Viga Interior 2	42,22 tn	1,19 tn	43,41 tn
Viga Interior 3	33,76 tn	2,03 tn	35,79 tn
Viga Exterior Izquierda	6,92 tn	6,07 tn	12,99 tn
Viga Exterior Derecha	6,92 tn	6,07 tn	12,99 tn
TOTAL			133,15 tn

$$W = 197,24 \text{ tn} + 227,11 \text{ tn} + 133,15 \text{ tn} = 557,50 \text{ tn} \quad (\text{Ec. 3.14})$$

- **Cálculo de rigidez k**

Se va a determinar la rigidez equivalente del sistema de un grado de libertad k.

$$k = \frac{12 E I}{h^3(1+4\phi)} \quad (\text{Ec 3.15}) \quad \phi = \frac{3 \beta E I}{G A h^2}$$

Donde:

I: momento de inercia de la sección transversal en la dirección de análisis sísmico considerada; A: área de la sección en dirección considerada; β : factor de forma debido al corte, para secciones rectangulares vale 1.2; ϕ : factor que toma en cuenta el efecto del corte; $G=0,4 * E$: módulo de corte.

En la Figura 3.17, se muestra que dimensiones tomar para calcular la rigidez, no se considero la parte superior.

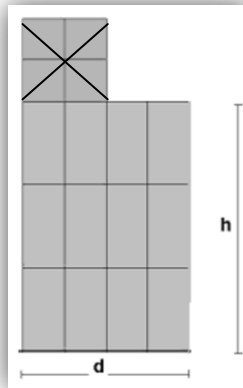


Figura 3.17 Sección transversal, dimensiones para cálculo de k

Dirección Longitudinal

$$\beta = 1,2$$

$$E = 30 \text{ Mpa} = 3000 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$G = 0,4 \quad E = 0,4 * 3000 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} = 1200 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$h = 1,20 \text{ m}$$

$$b = 1,50 \text{ m}$$

$$A = 1,50\text{m} * 1,20\text{m} = 1,80 \text{ m}$$

$$I = \frac{b * h^3}{12} = \frac{1,50\text{m} * (1,20\text{m})^3}{12} = 0,216 \text{ m}^4$$

$$\phi = \frac{3 * 1,2 * 3000 \text{tn} / \text{m}^2 * 0,216 \text{m}^4}{1200 \text{tn} / \text{m}^2 * 1,80 \text{m}^2 * (1,20 \text{m})^2} = 0,75$$

$$k_{\text{longitudinal}} = \frac{12 * 3000 \text{tn} / \text{m}^2 * 0,216 \text{m}^4}{(1,20 \text{m})^3 * (1 + 4 * 0,75)} = 1125 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

Dirección transversal

$$\beta = 1,2$$

$$E = 30 \text{ Mpa} = 3000 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$G = 0,4 E = 0,4 * 3000 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} = 1200 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$h = 1,20 \text{ m}$$

$$d = 1,80 \text{ m}$$

$$A = 1,80 \text{m} * 1,20 \text{m} = 2,16 \text{ m}$$

$$I = \frac{d * h^3}{12} = \frac{1,80 \text{m} * (1,20 \text{m})^3}{12} = 0,259 \text{ m}^4$$

$$\phi = \frac{3 * 1,2 * 3000 \text{tn} / \text{m}^2 * 0,259 \text{m}^4}{1200 \text{tn} / \text{m}^2 * 2,16 \text{m}^2 * (1,20 \text{m})^2} = 0,749$$

$$k_{\text{transversal}} = \frac{12 * 3000 \text{tn} / \text{m}^2 * 0,259 \text{m}^4}{(1,20 \text{m})^3 * (1 + 4 * 0,749)} = 1350,3 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

- **Cálculo de Periodo**

$$W = 557,50 \text{ tn}$$

$$g = 9,8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$T_{\text{longitudinal}} = 2 \pi \sqrt{\frac{557,50}{9,8 * 1125}} = 1,41 \text{ seg} \text{ (Ec. 3.16)}$$

$$T_{\text{transversal}} = 2 \pi \sqrt{\frac{557,50}{9,8 * 1350,3}} = 1,28 \text{ seg} \text{ (Ec. 3.17)}$$

- **Zona sísmica y tipo de suelo**

Zona sísmica=1

Tipo de suelo= Blando (tipo III) y compacto (tipo I), ambos dinámicamente estables.

• **Espectro de respuesta**

Dado que los periodos obtenidos en las Ecuaciones 3.16 y 3.17 son elevados, en el espectro se pueden tener valores de aceleración menores a los producidos en la realidad. Por ello se debe considerar los periodos comprendidos entre T_1 y T_2 , correspondientes al plafón. En la Figura 3.18 se ingresa con el periodo hasta interceptar la curva correspondiente y luego obtener la pseudoaceleración.

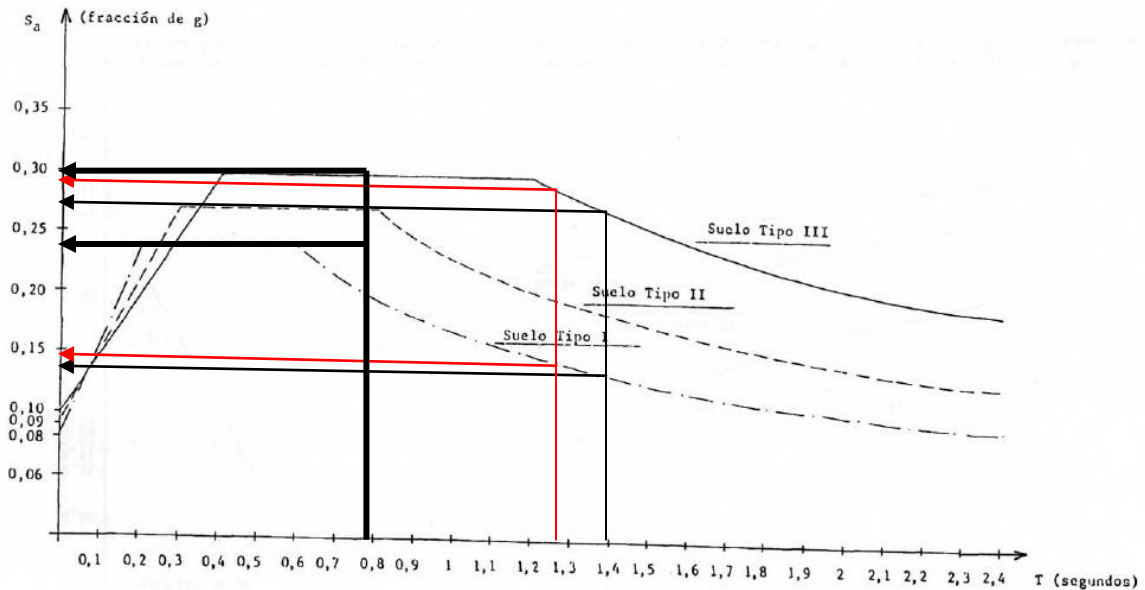


Figura 3.18 Espectro elástico de pseudoaceleraciones para zona sísmica 1 con $e=5\%$

• **Pseudoaceleracion**

De la grafica anterior tenemos

DIRECCIÓN	Suelo Tipo I - Compacto	Suelo Tipo III - Blando
Longitudinal	0,235	0,30
Transversal	0,235	0,30

• **Fuerza sísmica equivalente**

DIRECCIÓN	Pseudoaceleración S_a (seg) Suelo Tipo I - Compacto	Peso W (tn)	R	F (tn)
Longitudinal	0,235	557,50	1	131
Transversal	0,235	557,50	1	131

DIRECCIÓN	Pseudoaceleración Sa (seg) Suelo Tipo III - Blando	Peso W (tn)	R	F (tn)
Longitudinal	0,30	557,50	1	167,25
Transversal	0,30	557,50	1	167,25

3.5.8 Otras: Fuerza centrífuga

Los puentes que se encuentran ubicados en vías con trazado curvo se encuentran afectados por la acción de esta fuerza que se hace relevante principalmente en aquellos puentes ubicados en los accesos de los pasos superiores en los cuales el trazo curvo resulta bien cerrado. En el puente en estudio no se tiene en cuenta, ya que no se presenta trazo curvo.

3.5.9 Otras: Efectos térmicos (SH)

Las fuerzas y temperatura de contracción afectan la longitud superestructura, debido al cambio de temperatura y, en algunos casos, debido a la retracción del hormigón, esto se considera en el análisis de la subestructura. Además del cambio en la longitud superestructura, algunos miembros de subestructura cambian de longitud debido a cambios de temperatura y la retracción del hormigón.

Para el caso de expansiones térmicas los desplazamientos promedios de los estribos para un cambio ΔT pueden ser estimados de acuerdo a la Ecuación 3.18, para un estribo tipo pórtico:

$$\delta = \alpha * \Delta T * \frac{L}{2} \quad (\text{Ec. 3.18})$$

Donde:

α : coeficiente de expansión del tablero; L: luz del puente.

Se supondrá en general que la temperatura podrá sufrir una variación de $\pm 20^\circ\text{C}$ a $\pm 30^\circ\text{C}$ respecto a la temperatura media de ejecución de la obra, según cuál sea la región del país donde se construya.

$$\alpha = 1 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$L = 25 \text{ m}$$

$$\delta = 1 \times 10^{-5} * 30^\circ\text{C} * \frac{25\text{m}}{2} = 3,75 \times 10^{-3} \text{ m} = 3,75 \text{ mm}$$

De la teoría de la Elasticidad, se obtiene que al aplicar una fuerza de modulo F sobre una barra de longitud L y sección transversal Ac, la barra se dilata o contrae según la ecuación:

$$\delta = \alpha \Delta T L = \frac{FL}{AcE}$$

$$Ac = 0,20 \text{ m} * 12 \text{ m} = 2,4 \text{ m}^2 = 24000 \text{ cm}^2$$

$$E = 3059148 \text{ kg/m}^2 = 3059,148 \text{ tn/m}^2$$

$$F = \alpha \Delta T A c E = 1 \times 10^{-5} * 30 * 2,4 \text{ m}^2 * 3059148 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 2202,58 \text{ kg} = 2,2 \text{ tn} \quad (\text{Ec. 3.19})$$

3.5.10 Otras: Empuje de suelo (EH)

La presión de suelo ejercida en el estribo, puede ser clasificada en reposo, en condición activa y pasiva. Cuando el muro se mueve alejándose del relleno, la presión del suelo disminuye (presión activa) y cuando se mueve acercándose al relleno, la presión del suelo se incrementa (presión pasiva). Se asume que el empuje lateral del suelo es linealmente proporcional a la altura del suelo y que actúa a una altura igual a $H/3$ desde la base del muro o cara inferior del estribo, siendo H la altura total del muro o estribo, tal como se muestra en la Figura 3.19.

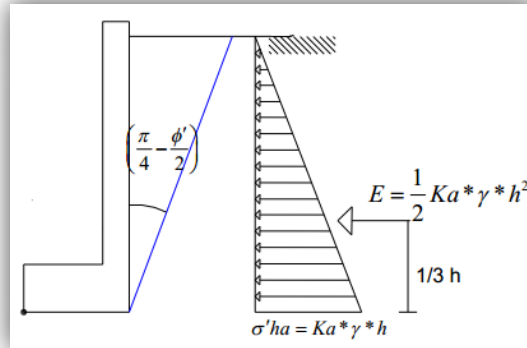


Figura 3.19 Diagrama de presión y empuje lateral de suelo

- K_a : coeficiente de empuje lateral activo, se usa para estribos y muros de retención convencionales, muro tipo pantalla y muros anclados, para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar la condición mínima activa. Se muestran los valores para estribos y muros de retención convencionales.

Se uso la teoría de Rankine (en este caso, el empuje unitario o tensión horizontal sobre el muro es normal al paramento vertical, es decir no hay componente tangencial. Equivalente a decir que el rozamiento muro – terreno δ es nulo, y la fuerza resultante es paralela a la superficie libre del talud), resultando:

$$k_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - (\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)^{1/2}}{\cos \beta + (\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)^{1/2}} \quad (\text{Ec. 3.20})$$

Donde:

β : ángulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal, ϕ : ángulo de fricción interna. Para

$$\beta=0$$

$$\phi=30^\circ$$

$$k_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 0,33$$

- La presión a la altura z , se calcula como:

$$p_h = k * \gamma_s * h \quad (\text{Ec. 3.21})$$

Donde:

P_h : presión lateral del suelo (tn/m^2), γ_s : densidad del suelo (tn/m^3), h : profundidad del suelo debajo de la superficie (m), k : coeficiente de empuje lateral tomado como:

Para la densidad del suelo tomamos

$$\gamma_s = 1,90 \text{ tn/m}^3$$

$$h = 1,25 \text{ m} + 2,76 \text{ m} = 4,01 \text{ m}$$

$$p_h = 0,33 * 1,90 \frac{tn}{m^3} * 4,01m = 2,51 \frac{tn}{m^2} \text{ (Ec. 3.22)}$$

- La ley de empujes unitarios tiene una variación lineal creciente con la profundidad al igual que las tensiones verticales. El empuje total, para un metro de ancho de muro, es:

$$E = \frac{1}{2} k_a * \gamma_s * h^2 = \frac{1}{2} p_s * h = \frac{1}{2} * 2,51 \frac{tn}{m^2} * 4,01m = 5,03 \frac{tn}{m} \text{ (Ec. 3.23)}$$

- El punto de aplicación esta aplicado a:

$$\frac{1}{3} * h = \frac{1}{3} * 4,01m = 1,34m \text{ (Ec. 3.24)}$$

Cuando se considera el sismo, el empuje tendrá una comportamiento dinámico, para ello se aplica el método de Mononobe-Okabe.

El método estático desarrollado por Mononobe y Okabe (1926) es el usado con más frecuencia en el cálculo de las fuerzas sísmicas del suelo actuando sobre el estribo de un puente. El análisis es una extensión de la teoría de falla de Coulomb, tomando en cuenta las fuerzas de inercia horizontal y vertical en el suelo. De las consideraciones de equilibrio de la cuña de suelo sobre el estribo, tal como se muestra en la Figura 3.20, conducen a un valor, E_{AE} , de la fuerza activa ejercida sobre la masa de suelo mediante el estribo y viceversa. Cuando el estribo esta en el punto de falla, E_{AE} está dada por la Ecuación 3.23:

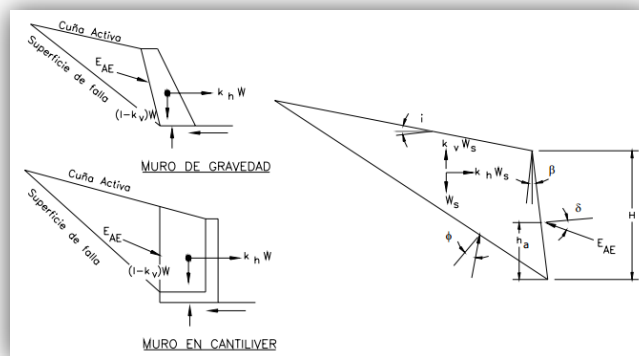


Figura 3.20 Diagrama de fuerzas del empuje activo del suelo

$$E_{AE} = \frac{1}{2} * \gamma_s * K_{AE} * h^2 * (1 - k_v) \quad (\text{Ec. 3.25})$$

Donde el coeficiente dinámico de presión de suelo activo, K_{AE} , esta dado por:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta)\cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad (\text{Ec. 3.26})$$

Donde:

ϕ : ángulo de fricción del suelo.

$$\theta = \arctan\left[\frac{k_h}{(1 - k_v)}\right] \quad (\text{Ec. 3.27})$$

δ : ángulo de fricción entre el suelo y el estribo; k_h : coeficiente de aceleración horizontal; k_v : coeficiente de aceleración vertical; i : ángulo de inclinación del relleno; β : pendiente de la cara de suelo.

$i=0^\circ$

$\beta=0$.

$\phi=30^\circ$

$\delta = \phi/2 = 30/2 = 15^\circ$

$k_h=0,15$

Seed (1970) y Terzariol et al. (1987b) estudiaron la influencia de alguno de estos parámetros, como la pendiente de relleno, el ángulo de rozamiento suelo-muro y el ángulo de fricción interna del suelo con el coeficiente sísmico, tal como se muestra la Figura 3.21. De esos estudios puede concluirse que el ángulo δ no tiene prácticamente influencia, mientras que el ángulo de fricción interna ϕ es la variable más significativa. La pendiente del relleno i debe estar limitada para que la fórmula no sea indeterminada.

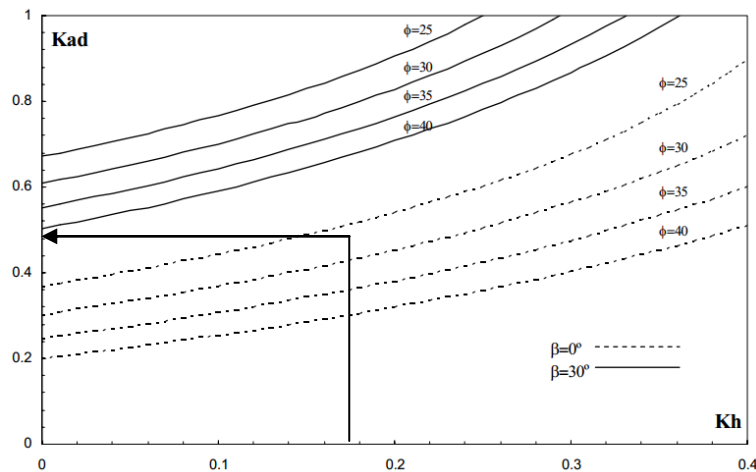


Figura 3.21 Variación de K_{AE} en función de K_h para $i=0$, $K_v=0$

$$K_{AE} = 0,4$$

$$E_{AE} = \frac{1}{2} * \gamma_s * K_{AE} * h^2 * (1 - k_v) = \frac{1}{2} * 1,9 \frac{tn}{m^3} * 0,4 * (4,01m)^2 * (1 - 0) = 6,11 \frac{tn}{m}$$

Incremento de empuje, por acción dinámica, esta dado por la ecuación 4.30.

$$\Delta E = E_{AE} - E = 6,11 \frac{tn}{m} - 5,03 \frac{tn}{m} = 1,08 \frac{tn}{m} \text{ (Ec. 3.28)}$$

Este empuje deberá ser tomado por los pilotes de fundación del estribo. Cada pilote resistirá una parte del empuje total, el cual se obtiene, multiplicando, simplifícadamente, el ancho tributario de cada pilote, véase Figura 3.22.

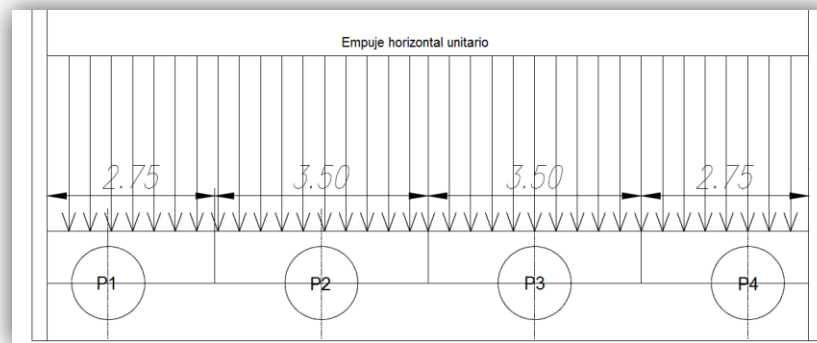


Figura 3.22 Empuje lateral de suelo sobre estribo y columnas - pilotes

El empuje que toma cada columna es:

- Pilote P1

$$E_{P1} = 6,11 \frac{tn}{m} * 2,75m = 18,80 \text{ tn}$$

- Pilote P2

$$E_{P2} = 6,11 \frac{tn}{m} * 3,50m = 21,38 \text{ tn}$$

- Pilote P3

$$E_{P3} = 6,11 \frac{tn}{m} * 3,50m = 21,38 \text{ tn}$$

- Pilote P4

$$E_{P4} = 6,11 \frac{tn}{m} * 2,75m = 18,80 \text{ tn}$$

3.6 OTRAS ACCIONES: LOSA APROXIMACION

Se va a calcular los pesos de las partes componentes del estribo, también otras cargas actuantes, no provenientes de la superestructura.

3.6.1 Carga de losa de aproximación sobre el estribo integral

- Longitud de losa de aproximación: 6 m.
- Ancho de losa de aproximación: 12 m.
- Espesor de losa de aproximación: 0,20 m.
- $w_{losa\ aprox} = \frac{1}{2} * (6m * 0,20m) * \frac{2,40tn}{m^3} = 1,44 \frac{tn}{m}$
- $P_{losa\ aprox} = 1,44 \frac{tn}{m} * 12m = 17,28tn$

3.6.2 Carga viva sobre losa de aproximación

Simplificadamente voy a tomar un valor porcentual de la carga viva calcula para la superestructura del puente. De la mayor carga obtenida en el análisis de la superestructura del puente, voy tomar el 80 % para los dos carriles del medio y 60 % para las banquetas laterales, dando un carga P por carril.

- $P_{carril\ central} = 0,80 * 42,36tn = 33,88tn$
- $P_{carril\ lateral} = 0,60 * 42,36tn = 25,41tn$

3.7 ESTADOS LÍMITES Y COMBINACION DE CARGAS

3.7.1 Estados Límites

Todos los componentes y conexiones deberán satisfacer la siguiente ecuación para cada estado límite a menos que se especifique otra cosa.

$$n \sum \gamma_i q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (\text{Ec. 3.29})$$

$$\text{Para lo cual: } n = n_D n_R n_I > 0.95 \quad (\text{Ec. 3.30})$$

γ_i : Factor de carga (es un multiplicador obtenido estadísticamente que se aplica a los efectos de fuerza), ϕ : Factor de resistencia (es un multiplicador obtenido estadísticamente que se aplica a los valores de resistencia nominal), n : Factor de resistencia que relaciona ductilidad, redundancia e importancia operativa, n_D : Factor de ductilidad, n_R : Factor de Redundancia, n_I : Factor de importancia operativa, q_i : Efectos de fuerza, R_n : Resistencia nominal, R_r : Resistencia factorizada.

El término de la izquierda, en la Ecuación 3.29 se verá en la sección 3.8.

3.7.2 Estado Límite de Servicio

El estado límite de servicio será tomado en cuenta como una restricción sobre los esfuerzos, deformaciones y ancho de grietas bajo condiciones regulares de servicio. El estado límite de servicio da experiencia relacionada a provisiones, las cuales no siempre pueden ser derivadas solamente de resistencia o condiciones estadísticas. Se va a aplicar para el diseño del estribo.

3.7.3 Estado Límite de Fatiga y Fractura

El estado límite de fatiga será tomado en cuenta como un juego de restricciones en el rango de esfuerzos causados por un solo camión de diseño que ocurre en el número especificado de ciclos correspondiente a ese rango de esfuerzos. El estado límite de fractura será tomado en cuenta como un juego de requerimientos de tenacidad del material. No se considera para el modelo en estudio.

3.7.4 Estado Límite de Resistencia

El estado límite de resistencia será tomado en cuenta para asegurar la resistencia y estabilidad. Bajo este estado límite podría ocurrir daño estructural, pero la integridad completa de la estructura se espera que se mantenga. De acuerdo a las especificaciones AASHTO, a menos que otros estados límites sean especificados, los factores de resistencia ϕ serán los siguientes:

- Flexión y tracción de concreto reforzado 0.90
- Flexión y tracción de concreto pre esforzado 1.00
- Corte y torsión:
 - Concreto de densidad normal 0.90
 - Concreto de baja densidad 0.70
- Compresión axial con espirales y estribos excepto en las zonas Sísmicas 3 y 4 en el estado límite de eventos extremos 0.75
- Aplastamiento del concreto 0.70
- Compresión de modelos reticulado 0.70
- Compresión en zonas de anclajes:
 - Concreto de densidad normal 0.80
 - Concreto de baja densidad 0.65
- Tracción en el acero en zonas de anclaje 1.00

Se aplica para el diseño del estribo.

3.7.5 Factor de Ductilidad

El sistema estructural del puente será concebido de tal forma que asegure en los estados límites de resistencia y evento extremo, el desarrollo de deformaciones inelásticas visibles antes de que ocurra la falla. Los valores n_D para el estado límite de resistencia son:

$n_D = 1.05$ para componentes y secciones no dúctiles.

$n_D = 0.95$ para componentes dúctiles.

Los valores n_D para los demás estados límite:

$n_D = 1.0$

- Estado limite de Resistencia: Para Estribo, componente dúctil.

$$n_D=0,95$$

- Estado limite de servicio: Para Estribo, componente dúctil.

$$n_D=1$$

3.7.6 Factor de Redundancia

Aquellos elementos cuya falla causaría el colapso del puente serán diseñados en falla crítica y el sistema estructural asociado será no redundante. Alternativamente, los miembros con falla crítica en tensión pueden ser diseñados en fractura crítica. Los elementos cuya falla no se espera que produzcan el colapso del puente no se diseñarán en falla crítica y el sistema estructural asociado será redundante.

Los valores n_R para el estado límite de resistencia son:

$n_R = 1.05$ para componentes y secciones no redundantes.

$n_R = 0.95$ para componentes redundantes.

Los valores n_R para los demás estados límite:

$$n_R = 1.0$$

- Estado limite de Resistencia: Para Estribo, su falla causa el colapso. No redundante.

$$n_D=1.05$$

- Estado limite de servicio: Para Estribo.

$$n_D=1$$

3.7.7 Factor de importancia operativa

El propietario debe declarar si un puente o un componente tienen importancia operativa. En todos los casos n_I estará comprendido entre los valores de 1.05 y 0.95, en función de su importancia.

- Estado limite de Resistencia: Para Estribo

$$n_I=1.05$$

- Estado limite de servicio: Para Estribo.

$$n_I = 1$$

3.7.8 Factor de resistencia “n”

Estado Limite	n_R	n_D	n_I	n	$n > 0,95$
Resistencia	0,95	1,05	1,05	1,047	OK
Servicio	1	1	1	1	OK

Como se observa en la tabla, $n=1$, tanto para el Estado de Resistencia, como para el Estado de servicio.

3.8 COMBINACIÓN DE CARGAS

Debido a que todas las cargas no actúan simultáneamente, las normas de AASHTO especifican varias combinaciones de cargas y fuerzas a las cuales debe estar sujeta la estructura. A continuación presentamos la notación para las diferentes cargas:

Cargas permanentes:

DD: Fuerza de arrastre hacia abajo.

DC: Carga muerta de componentes estructurales y no estructurales.

DW: Carga muerta de superficie de rodadura y dispositivos auxiliares.

EH: Presión de tierra horizontal.

ES: Carga superficial en el terreno.

EV: Presión vertical del relleno.

Cargas transitorias:

BR: Fuerza de frenado.

CE: Fuerza centrífuga vehicular.

CR: “Creep” del concreto.

CT: Fuerza de choque vehicular.

CV: Fuerza de choque de barcos.

EQ: Sismo.

FR: Fricción.

IC: Carga del hielo.

IM: Impacto.

LL: Carga viva vehicular.

LS: Carga viva superficial.

PL: Carga viva peatonal.

SE: Asentamiento.

SH: Contracción.

TG: Gradiente de temperatura.

TU: Temperatura uniforme.

WA: Carga de agua y presión del flujo.

WL: Carga de viento sobre la carga viva.

WS: Carga de viento sobre la estructura.

La carga total factorizada será el termino izquierdo de la Ecuación 3.29:

$$Q = n \sum \gamma_i q_i$$

Donde:

n: Factor de resistencia que relaciona ductilidad, redundancia e importancia operativa (calculado en la sección anterior), q_i : Carga especificada, γ_i = Factores de carga especificados en las tablas 3.2 y 3.3.

Esta ecuación tendrá que ser cumplida, para los fines de este trabajo, por los estados límites de resistencia y servicio siguientes:

- **Resistencia I:** Combinación básica de carga relacionada con el uso vehicular normal, sin considerar el viento.
- **Resistencia II:** Combinación de carga relacionada al uso del puente mediante vehículos de diseños especiales especificados por el propietario y/o vehículos que permiten la evaluación, sin considerar el viento.
- **Resistencia III:** Combinación de carga relacionada al puente expuesto al viento con una velocidad mayor a 90 Km/h.
- **Resistencia IV:** Combinación de carga relacionada a relaciones muy altas de la carga muerta a la carga viva.
- **Resistencia V:** Combinación de carga relacionada al uso vehicular normal del puente considerando el viento a una velocidad de 90 Km/h.

Como el viento no se ha considerado para este trabajo, los estados límite de Resistencia II y V, no son aplicables.

- **Servicio I:** Combinación de carga relacionada al uso operativo normal del puente con viento a 90 km/h y con todas las cargas a su valor nominal (sin factorizar). También está relacionada con el control de deflexiones.
- **Servicio II:** Combinación de carga considerada para controlar la fluencia de estructuras de acero y el deslizamiento de las secciones críticas, debidas a la carga viva vehicular.
- **Servicio III:** Combinación de carga relacionada solamente a la fuerza de tensión en estructuras de concreto pretensado, con el objetivo de controlar las grietas.

Como el viento no se ha considerado para este trabajo, el estado límite de Servicio I, no es aplicable.

Tabla 3.2 Combinaciones de carga y Factores de carga

Combinación de cargas	DC DD DW EH EV ES	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	Usar solamente uno de los indicados en estas columnas en cada combinación					
									SE	EQ	IC	CT	CV	
Estado Limite														
RESISTENCIA I	γ_p	1.75	1.00			1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
RESISTENCIA II	γ_p	1.35	1.00			1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
RESISTENCIA III	γ_p		1.00	1.40		1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
RESISTENCIA IV Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1.5		1.00			1.00	0.50/1.20							
RESISTENCIA V	γ_p	1.35	1.00	0.40	0.40	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1.00			1.00				1.00				
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0.50	1.00			1.00					1.00	1.00	1.00	
SERVICIO I	γ_p	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
SERVICIO II	γ_p	1.30	1.00			1.00	1.00/1.20							
SERVICIO III	γ_p	0.80	1.00			1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
FATIGA Sólo LL, IM, CE.		0.75												

Tabla 3.3 Factores de carga para cargas Permanentes γ_p

TIPO DE CARGA	FACTOR DE CARGA	
	Máximo	Mínimo
DC: Componentes y Auxiliares	1.25	0.90
DD: Fuerza de arrastre hacia abajo	1.80	0.45
DW: Superficies de Rodadura y Accesorios	1.50	0.65
EH: Presión horizontal de tierra		
Activa	1.50	0.90
En reposo	1.35	0.90
EV: Presión vertical de tierra		
Estabilidad global	1.35	N/A
Estructuras de retención	1.35	1.00
Estructuras rígidas empotradas	1.30	0.90
Pórticos rígidos	1.35	0.90
Estructuras flexibles empotradas	1.95	0.90
excepto alcantarillas metálicas		
Alcantarillas Metálicas	1.50	0.90
ES: Carga superficial en el terreno	1.50	0.75

En este práctico solo se consideraron y calcularon las siguientes cargas, con sus correspondientes factores, véase Tabla 3.4.

Tabla 3.4 Combinaciones de carga

	DC	DW	LL	PL	EH	BR	SH	EQ
COMBINACIÓN DE CARGAS	Carga muerta de componentes estructurales y no estructurales	Carga muerta de superficie de rodadura y dispositivos auxiliares.	Carga viva vehicular.	Carga viva peatonal.	Empuje de suelo horizontal.	Fuerza de frenado.	Fuerza Térmica	Fuerza sísmica
RESISTENCIA I	1,25	1,50	1,75	1,75	1,50	1,75	1,20	1,00
RESISTENCIA III	1,25	1,50	-	-	1,50	-	1,20	1,00
RESISTENCIA IV	1,50	1,50	-	-	1,50	-	1,20	1,00
SERVICIO II	1,25	1,50	1,30	1,30	1,50	1,30	1,20	1,00
SERVICIO III	1,25	1,50	0,80	0,80	1,50	0,80	1,20	1,00

Cuando se modela el estribo, se debe incorporar estos coeficientes para las distintas cargas sobre el estribo, obteniendo las combinaciones de carga, y las máximas sollicitaciones. Esto se verá en el próximo capítulo.

CAPITULO 4. DISEÑO DE ESTRIBO INTEGRAL

En el presente capítulo se presenta una propuesta de diseño conceptual de un estribo integral para el puente constituido por un único tramo, con tablero de múltiples vigas de hormigón pretensado con losa superior, definido en el Capítulo 3.

4.1 MÉTODOS DE DISEÑO PARA ESTRIBO INTEGRAL

En la actualidad, se reconocen dos enfoques en el diseño de estribos integrales, según los siguientes conceptos:

- Un primer enfoque simplificado, válido para puentes cortos, donde el estribo y sus fundaciones se diseñan para resistir únicamente cargas gravitacionales y de empuje de suelo aplicadas sobre los estribos. No se consideran desplazamientos horizontales en el extremo superior del estribo que se considera apoyado en el propio tablero.
- El segundo enfoque, incluye los efectos de cargas adicionales de coacción en el estribo que se producen por los movimientos horizontales del tablero vinculado al estribo, que debe ser aplicado para puentes largos.

Además, es necesario tener presente los criterios específicos de diseño para el diseño de estribos integrales, que de acuerdo a la bibliografía especializada son los siguientes:

- El máximo ángulo de esviaje para el diseño de puentes con estribos integrales debe ser 30° .
- La conexión debe ser detallada para que sea capaz de resistir y transmitir todas las cargas aplicadas a la superestructura.
- Los estribos deben ser soportados por pilotes, estos deben capaces de transmitir todas las fuerzas al suelo de manera eficaz. Se pueden usar pilotes de acero o pilotes colados in situ.
- La capacidad a momento plástico en la longitud confinada de los pilotes debe ser calculada. Los pilotes deben orientarse en el eje fuerte para resistir flexión.
- Los pilotes deben diseñarse para ser flexibles bajo fuerzas y momentos actuando sobre el estribo. En el caso de puentes largos, se deberán considerar en el diseño de los pilotes las cargas laterales, verticales y la flexión inducida por el movimiento de la superestructura. Las cargas axiales deben estar basadas en las reacciones del diseño de la superestructura.
- La sección transversal inicial propuesta debe estar basada en las recomendaciones contenidas en el estudio geotécnico.
- La carga viva de impacto o el coeficiente de impacto dinámico debe ser incluida en el diseño de los pilotes de los estribos integrales.

Es importante mencionar que se tienen que calcular las reacciones de la superestructura sobre el estribo en todos sus puntos de apoyo, ya que al tener los pilotes y columnas del estribo una alta rigidez axial frente al tablero, las cargas sobre las columnas y pilotes debido a la sobrecarga móvil son afectadas por la posición de la carga viva a través del ancho del tablero, cambiando la posición de la reacción de carga viva a través del estribo con el número de carriles de circulación usados, recargando algunas columnas y pilotes.

En puentes cortos con tableros de ancho normal, puede asumirse la simplificación que la sobrecarga móvil se aplica en todos los carriles de circulación y se distribuye en partes iguales en todas las vigas del tablero del puente. De esta forma, la suma de todas las cargas muertas y vivas sobre el estribo es distribuida igualmente a todos los pilotes en que apoya el estribo.

Los modelos estructurales que se utilizan para el diseño de estribos integrales son:

4.1.1 Modelo de interacción suelo-estructura: Método equivalente Cantilever

Como es sabido, toda estructura interactúa con su suelo de fundación, por consiguiente los sismos y los severos daños que éstos han causado a diferentes tipos de estructuras, han dado origen al avance de nuevas metodologías de análisis y diseño de puentes, entre estos, aquellos basados en desplazamientos y la importancia de incluir la flexibilidad del suelo de fundación. En la práctica de diseño sísmico es muy frecuente simplificar el problema de la interacción suelo estructura, reemplazando al sistema suelo-pilote por una columna de longitud equivalente, adoptando un punto de empotramiento a una profundidad estimada bajo el nivel del suelo. Esta simplificación se da mediante la utilización de formulas empíricas (Davisón y Robinson 1965 y Chen 1997), que incluyen la rigidez que el suelo añade a la estructura, evitando así de esta manera el difícil tema de modelar el suelo.

Para puentes integrales, un análisis estructural bidimensional es suficiente para determinar los efectos de las cargas verticales y cargas horizontales en la estructura. Sin embargo, para puentes integrales se requiere de un análisis estructural tridimensional. Para cada tipo de puente con estas características, en los modelos se deben considerar las condiciones de sitio específicas y las cargas reales.

Lo más importante del análisis estructural realizado a un puente integral, son los cálculos e hipótesis que se consideren sobre la rigidez de la cimentación, ya que es la base principal del puente.

Para un puente integral típico, de corta longitud, con efectos mínimos de torsión y columnas flexibles, comúnmente se considera una rigidez nula contra la rotación y los movimientos laterales. Por tanto, las restricciones entre la superestructura y los estribos, son despreciables en el diseño de la superestructura. Las columnas se diseñan sólo para recibir las cargas verticales, no se consideran los efectos de flexión debido a los cambios por temperatura, expansión, contracción, deslizamientos o movimientos longitudinales y efectos "P- Δ ".

En puentes más largos, donde el proceso constructivo requiere de múltiples luces y donde se usan columnas semi-rígidas, los refinamientos en el análisis pueden ser necesarios para distribuir las fuerzas externas y las fuerzas debido a movimientos de la superestructura.

El método equivalente de “Cantilever” considera al pilote-columna del estribo totalmente empotrada a una cierta profundidad bajo el nivel del suelo y la condición de carga es exclusivamente axial. La longitud de empotramiento L_f es determinada con ecuaciones empíricas 4.1 y 4.2 (Davisón y Robinson 1965) obteniendo así una rigidez total del sistema suelo-pilote, véase Figura 5.1. Este método se utiliza para obtener la rigidez inicial de la cimentación. El procedimiento se ilustrará a continuación y es similar para un grupo de pilotes.

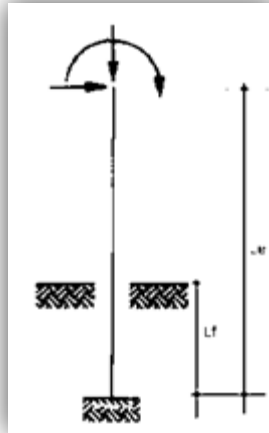


Figura 4.1 Sistema Cantilever equivalente

$$L_f = 1.4 * \left[\frac{I_{py} * E_p}{E_c} \right]^{0.25} \text{ para arcilla (Ec. 4.1)}$$

$$L_f = 1.8 * \left[\frac{I_{py} * E_p}{n_h} \right]^{0.20} \text{ para arena (Ec. 4.2)}$$

Donde:

L_f : es la profundidad hasta donde se considera que el pilote esta empotrado; E_p : módulo de elasticidad del pilote; I_{py} : inercia del pilote (m^4); E_c : modulo elástico del suelo (Mpa); n_h : tasa de incremento del módulo del suelo en función de la profundidad para las arenas (Mpa/mm); 1.4-1.8: Son coeficientes empíricos obtenidos de una prueba al medir la curvatura y colapso.

Este modelo tiene la desventaja de que no considera el amortiguamiento que el suelo aporta a la estructura; además que los momentos calculados a partir de este modelo son aproximados. Para solucionar este inconveniente se han desarrollado métodos como DDBD (Suárez, 2005) que consideran el amortiguamiento viscoso equivalente y que determinan los momentos en forma adecuada.

Un modelo simplificado de la deformación del pilote se muestra en la Figura 4.2. La longitud equivalente “ L_e ” se puede determinar considerando la interacción suelo-pilote. Para lograr esto, el suelo se modelara con una serie de resortes de traslación resistente a los movimientos horizontales de las pilas. Para la simplicidad, se puede tomar la rigidez lateral de la masa de suelo como constante en la profundidad (modulo de reacción del

suelo constante en Kg/m³). Para la mayoría de los tipos de suelo, la rigidez lateral de la masa de suelo aumentaría conforme se incremente la profundidad. El modelo mostrado en la Figura 4.2 fue desarrollado por un programa bidireccional.

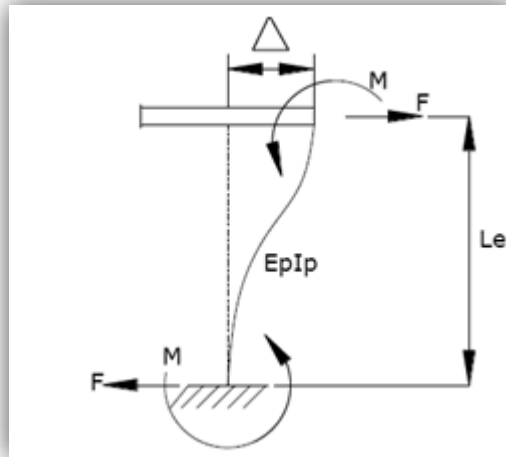


Figura 4.2 Modelo de deformación en una pila

Donde:

$$F = \frac{12 * E_p * I_p * \Delta}{L_e^3} \quad (\text{Ec. 4.3}) \quad M = \frac{6 * E_p * I_p * \Delta}{L_e^2} \quad (\text{Ec. 4.4})$$

El valor de la rigidez k, depende del modulo de reacción (Kh en Kg/cm³), tanto para un suelo compacto o un suelo blando. Luego k se calcula con la Ecuación 4.5.

$$k = Kh * d * s \quad (\text{Ec. 4.5})$$

Donde:

Kh: modulo de reacción del suelo (Kg/cm³); d: diámetro de la pila (m); s: espacio entre resortes del modelo (m).

Los desplazamientos y momentos en la parte superior del cabezal debido a una carga horizontal F, deben ser calculados, luego despejando de la formulas anteriores despejar Le para el tipo de suelo correspondiente, y por ultimo con Le calculamos la rigidez k del pilote. Dado los valores de Le, calculados basados en F y M, no son iguales para cada densidad de suelo, puede concluirse que en el modelo simplificado de la pila es sólo una representación aproximada de la interacción suelo-pila. Sin embargó para aplicaciones normales de diseño, el modelo simplificado puede ser adecuado cuando se tiene solo un tipo de suelo en toda la longitud de la pila. En la práctica, generalmente se encuentran muchos tipos de suelos y en dichas situaciones se pueden emplear una amplia gama de programas, que consideran varios tipos de suelos, para determinar la longitud efectiva de la pila Le. Estos programas tiene capacidad de incluir momentos y deflexiones, obteniendo así las Le.

4.1.2 Modelo de interacción suelo-estructura: con influencia del suelo

Es un modelo que reemplaza al suelo por una serie de resortes espaciados uniformemente a lo largo de la longitud empotrada de la pila y estribo, véase Figura 4.3. Estos resortes tienen la función de representar el comportamiento no lineal del suelo bajo la acción de una fuerza sísmica, calibradas por medio de experimentos reales como por ejemplo: arcillas de consistencia media saturadas por Matlock (1970), y para arcillas duras por Reese (1975).

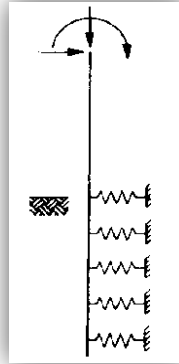


Figura 4.3 Sistema pila-suelo

4.1.3 Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD)

Es una herramienta que ha sido desarrollada para el diseño sísmico por desempeño de puentes (Priestley 1993, Kowalsky et al, 1995; Kowalsky, 2002; Álvarez, 2004; Dwairi, 2005) y edificios (SEAOC, 2004; Priestley y Kowalsky, 2000), contraria a la práctica de diseño basado en fuerzas, en este método las fuerzas son obtenidas para un nivel de desempeño deseado basadas en un sistema de respuesta inelástico. DDBD utiliza el método de linealización equivalente (Shibata y Sozen, 1976) en el que la estructura real es reemplazada por un sistema equivalente de un grado de libertad (SDOF), de masa equivalente, rigidez efectiva, período efectivo y amortiguamiento viscoso equivalente. Un sistema inelástico de UGL es substituido por un sistema elástico, con período efectivo T_{eff} basado en una rigidez secante al punto de respuesta máxima, y amortiguamiento viscoso equivalente ξ_{eff} que es función de la ductilidad en el sistema y de la forma del ciclo histerético de la estructura. Una representación gráfica del método de linealización se presenta en la Figura 4.4.

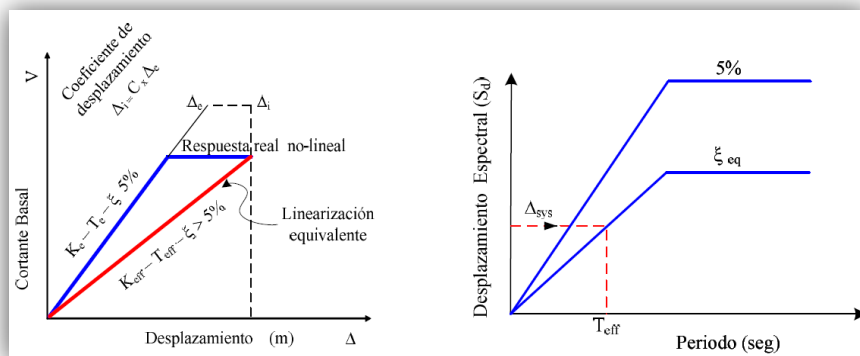


Figura 4.4 Linearización equivalente **Figura 4.5** Espectro de desplazamiento

El diseño es representado por un espectro de desplazamientos que es reducido para un nivel de amortiguamiento de la estructura, véase Figura. 4.5 y antes de empezar el diseño debe ser definido un objetivo en base al nivel de desempeño y desarrollo sísmico. La finalidad del procedimiento de diseño es obtener el cortante basal desde un desplazamiento máximo y un nivel de ductilidad que podría ser estimado desde la estructura y geometría de los elementos.

4.2 MODELACION DEL ESTRIBO INTEGRAL

En este apartado se describen los pasos realizados para la modelación numérica del estribo integral.

4.2.1 Cargas a aplicar en modelo

Para realizar el modelo de análisis se deben determinar las descargas de la superestructura a la subestructura, descargas por apoyo de cargas permanentes y carga viva, según lo presentado en el Capítulo 3, obteniendo:

- Carga muerta por viga

VIGA	DC+DW	DW	DC+DW
Viga Interior 1	42,36 tn	3,81 tn	46,17 tn
Viga Interior 2	42,51 tn	3,85 tn	46,36 tn
Viga Interior 3	42,36 tn	3,82 tn	46,18 tn
Viga Exterior Izquierda	40,67 tn	3,53 tn	44,20 tn
Viga Exterior Derecha	40,67 tn	3,53 tn	44,20 tn
TOTAL			227,11 tn

- Carga viva por viga

VIGA	LL	PL	LL+PL
Viga Interior 1	25,94 tn	2,03 tn	27,97 tn
Viga Interior 2	42,22 tn	1,19 tn	43,41 tn
Viga Interior 3	33,76 tn	2,03 tn	35,79 tn
Viga Exterior Izquierda	6,92 tn	6,07 tn	12,99 tn
Viga Exterior Derecha	6,92 tn	6,07 tn	12,99 tn
TOTAL			133,15 tn

- Carga frenado por viga

VIGA	BR
Viga Interior 1	3,31 tn
Viga Interior 2	3,31 tn
Viga Interior 3	3,31 tn
Viga Exterior Izquierda	3,31 tn
Viga Exterior Derecha	3,31 tn
TOTAL	16,57 tn

- Carga por efectos térmicos

DIRECCIÓN	ELEMENTO	SH
Longitudinal	Por calzada	1,1 tn
TOTAL		2,2 tn

- Carga Sismo por pilote: Suelo Tipo I - Compacto

DIRECCIÓN	PILOTE	EQ
Longitudinal	P1-P2-P3-P4	32,75 tn
Transversal	P1-P4	131 tn

- Carga Sismo por pilote: Suelo Tipo III - Blando

DIRECCIÓN	PILOTE	EQ
Longitudinal	P1-P2-P3-P4	41,81 tn
Transversal	P1-P4	167,25 tn

*Para el sentido transversal en ambos casos se toma la totalidad de la fuerza del sismo.

- Carga Empuje de suelo por pilote

PILOTE	EH
P1	18,80 tn
P2	21,38 tn
P3	21,38 tn
P4	18,80 tn
TOTAL	80,36 tn

- Carga Losa de Aproximación

LOSA APROXIMACIÓN	DC
Carga Distribuida	1,44 tn/m
Carga Puntual	17,28 tn

- Carga Viva sobre Losa de Aproximación

CARRIL	LL
Central	33,88 tn
Banquina	25,41 tn

4.2.2 Coeficiente de balasto horizontal: interacción pilote-suelo

La fundación es uno de los componentes más importantes de un puente. Una falla en la fundación podría implicar un colapso total del puente, y aunque dicho colapso no ocurra resultaría difícil inspeccionar daños en las fundaciones. De aquí surgen las recomendaciones de códigos de diseño (AASHTO, 1996) para que la fundación sea el elemento estructural más fuerte del puente.

La flexibilidad de la fundación es función de la interacción entre el suelo y la estructura que conforma la misma. Actualmente se utilizan en la práctica y durante la etapa de diseño, modelos lineales de fundaciones para considerar la interacción suelo-estructura. Estos modelos lineales son en algunos casos apropiados, sin embargo en otros casos no representan el verdadero comportamiento.

A los fines del análisis, se considero en forma general un suelo blando y otro compacto o denso. También se supuso que la parte superior de la pantalla de fundación o columna está conectada a un cabezal (“pile cap”), que a su vez se deforma como un cuerpo rígido.

En el modelo en estudio utilizado en este trabajo para obtener la rigidez traslacional del pilote, se muestra en la Figura 4.6, tal como se observa en la figura, se inserto una serie de resortes elásticos que representan el suelo a lo largo de una barra que representa el pilote. Este modelo, permite considerar la variación de las distintas capas de suelo en el perfil mediante el uso de resortes con diferentes valores de rigidez, pero para simplificar el proceso, suponemos que el suelo es uniforme en toda la profundidad, tanto para suelo blando como compacto. La constante de los resortes se determinó utilizando el coeficiente de balasto horizontal del suelo k_h , que representa la resistencia horizontal del suelo.

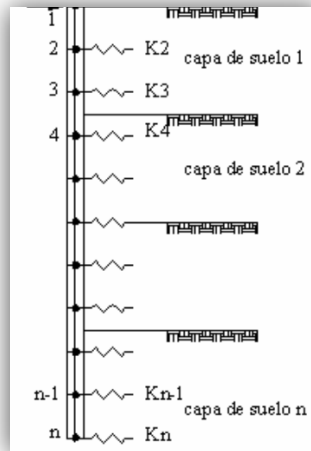


Figura 4.6 Modelo pilote-suelo, coeficiente de balasto

En cuanto a la determinación del módulo de reacción del suelo existen diferentes alternativas dentro de las cuales se destacan:

- Ensayos de carga lateral en pilotes a escala real.
- Ensayos de placa de carga.
- Relaciones empíricas con otras propiedades del suelo.

En el presente trabajo se utilizo la tercera alternativa, usando correlaciones empíricas. Para suelos cohesivos (excluyendo las arcillas blandas normalmente consolidadas), Vesic (1961) propuso la siguiente expresión:

$$k_h = \frac{0,65}{D} \sqrt[12]{\frac{E_s D^4}{E_p I_p}} \frac{E_s}{1 - \mu^2} \quad (\text{Ec. 4.6})$$

Donde:

k_h : módulo de balasto horizontal del suelo; E_s : modulo de elasticidad del suelo; D : diámetro o ancho del pilote, μ : coeficiente de Poisson del suelo; E_p : modulo de elasticidad del pilote; I_p : momento de inercia de la sección.

- Para suelo blando

$$E_s = 100 \frac{kg}{cm^2} = 1000 \frac{tn}{m^2}$$

$$\mu = 0,35$$

$$D = 1,20 \text{ m}$$

$$I_p = \frac{\pi}{4} r^4 = \frac{\pi}{4} 0,60^4 = 0,10 \text{ m}^4$$

$$E_p = 30 \text{ Mpa} = 3000 \frac{tn}{m^2}$$

$$k_{vesic} = \frac{0,65}{1,20} \sqrt[12]{\frac{(1000tn/m^2)(1,20m)^4}{(3000tn/m^2)(0,10m^4)}} \frac{1000tn/m^2}{1-0,35^2} = 725,19 \frac{tn}{m^2}$$

Para pilote con carga lateral, Kishida y Nakai (1977) proponen:

$$k_h = 2 * k_{vesic} = 1450,38 \frac{tn}{m^2} \text{ (Ec 4.7)}$$

- Para suelo compacto

$$E_s = 1000 \frac{kg}{cm^2} = 10000 \frac{tn}{m^2}$$

$$\mu = 0,35$$

$$D = 1,20 \text{ m}$$

$$I_p = \frac{\pi}{4} r^4 = \frac{\pi}{4} 0,60^4 = 0,10 \text{ m}^4$$

$$E_p = 30 \text{ Mpa} = 3000 \frac{tn}{m^2}$$

$$k_{vesic} = \frac{0,65}{1,20} \sqrt[12]{\frac{(10000tn/m^2)(1,20m)^4}{(3000tn/m^2)(0,10m^4)}} \frac{10000tn/m^2}{1-0,35^2} = 8785,88 \frac{tn}{m^2} \text{ (Ec. 4.8)}$$

Para pilote con carga lateral, Kishida y Nakai (1977) proponen:

$$k_h = 2 * k_{vesic} = 17571,76 \frac{tn}{m^2} \text{ (Ec. 4.9)}$$

SUELO	k_h
Blando	1450,38 tn/m ²
Compacto	17571,76 tn/m ²

En la sección 4.3.9 se verá como introducimos estos valores en el modelo.

4.3 MODELO NUMERICO CON INFLUENCIA DEL SUELO

A continuación se presenta la modelación numérica del estribo integral realizada con el programa de cálculo SAP-2000.

4.3.1 Definición de Materiales

- Hormigón: llamado en SAP2000 con el nombre de CONC se define como un material isotrópico y con todas las propiedades dadas en el capítulo anterior.
 - El coeficiente de Poisson, $\nu = 0,2$
 - Módulo de Young: $E_c = 30000\text{Mpa}$ (Ec. 4.10)
 - Resistencia del hormigón, $f'_{ci} = 3\text{ Ksi} = 3000\text{ psi} = 2124,4036\text{tn/m}^2 = 21\text{ Mpa}$.
 - Peso volumétrico, $\gamma = 2.4\text{ ton/m}^3$

The image shows two screenshots from the SAP2000 software interface. The left screenshot is the 'Quick Material Definition' dialog box, where 'Material Type' is set to 'Concrete' and 'Specification' is 'f'c 3000 psi'. The right screenshot is the 'Material Property Data' dialog box for concrete, showing the following values: Material Name and Display Color: 3000Psi; Material Type: Concrete; Weight and Mass: Weight per Unit Volume = 2.4, Mass per Unit Volume = 0.2447; Isotropic Property Data: Modulus of Elasticity, E = 3059.148; Poisson's Ratio, U = 0.2; Coefficient of Thermal Expansion, A = 9.900E-06; Shear Modulus, G = 1274.645; Other Properties for Concrete Materials: Specified Concrete Compressive Strength, f'c = 2141.4036; Lightweight Concrete: unchecked; Shear Strength Reduction Factor: empty; Switch To Advanced Property Display: unchecked.

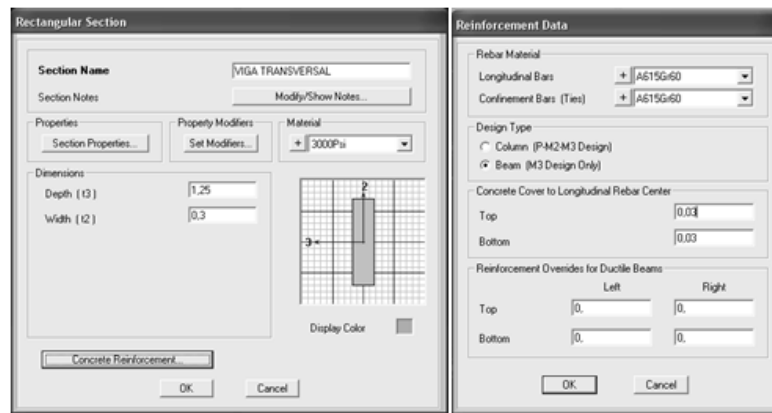
- Acero de Refuerzo: llamado en SAP2000 con el nombre de REBAR se define como un material isotrópico y con todas las propiedades dadas en el capítulo anterior.
 - El coeficiente de Poisson, $\nu = 0,3$
 - Módulo de Young es $E_s = 20389019\text{ t/m}^2$
 - Tensión de fluencia, $f_y = 60\text{ Ksi} = 42184,17694\text{ tn/m}^2 = 420\text{ Mpa}$

The image shows two screenshots from the SAP2000 software interface. The left screenshot is the 'Quick Material Definition' dialog box, where 'Material Type' is set to 'Rebar' and 'Specification' is 'ASTM A615 Grade 60'. The right screenshot is the 'Material Property Data' dialog box for rebar, showing the following values: Material Name and Display Color: A615G60; Material Type: Rebar; Weight and Mass: Weight per Unit Volume = 7.849, Mass per Unit Volume = 0.0004; Uniaxial Property Data: Modulus of Elasticity, E = 20389019; Poisson's Ratio, U = 0; Coefficient of Thermal Expansion, A = 1.170E-05; Shear Modulus, G = 0; Other Properties for Rebar Materials: Minimum Yield Stress, Fy = 42184.18; Minimum Tensile Stress, Fu = 63276.27; Expected Yield Stress, Fye = 46402.6; Expected Tensile Stress, Fue = 69603.89; Switch To Advanced Property Display: unchecked.

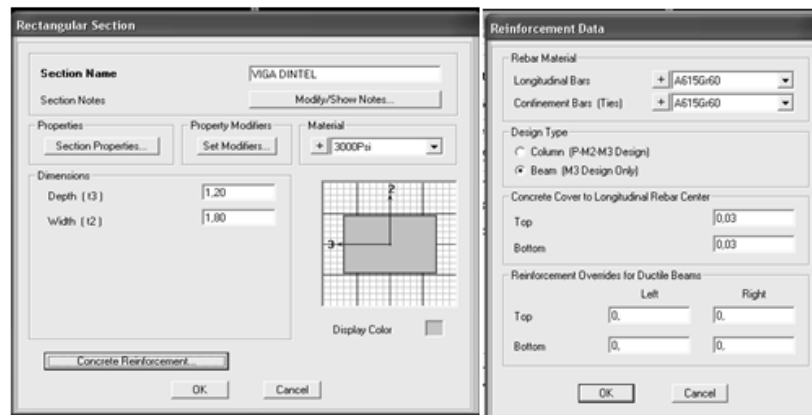
4.3.2 Definición de Secciones

Se tienen que definir las distintas secciones que se tienen en el estribo. Estas son la Viga Transversal extrema que vincula las vigas principales, la Viga Dintel o Cabezal, donde apoyan las vigas principales, la Barra de Unión entre las dos anteriores, es vertical, la usamos para convertir nuestro estribo en integral, es decir, la incorporación de ésta, hace posible la representación de cómo trabaja el estribo, y por último la sección de las Pantallas de Fundación o Columnas (rectangulares) y Pilotes de Fundación.

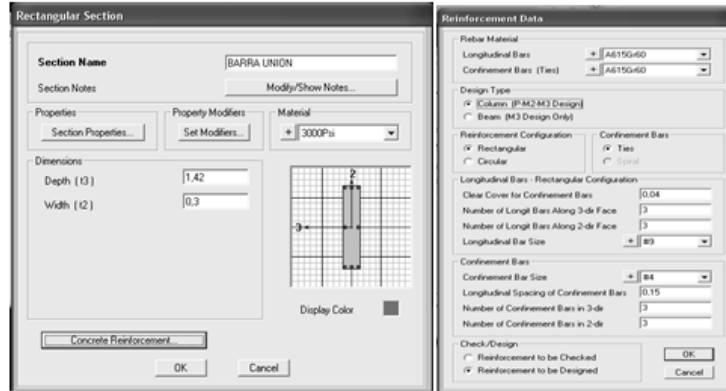
- Viga Transversal
 - Dimensión: 0,30 m x 1,25 m
 - Material: Concreto – Hormigón



- Viga Dintel o Cabezal
 - Dimensión: 1,80 m x 1,20 m
 - Material: Concreto – Hormigón

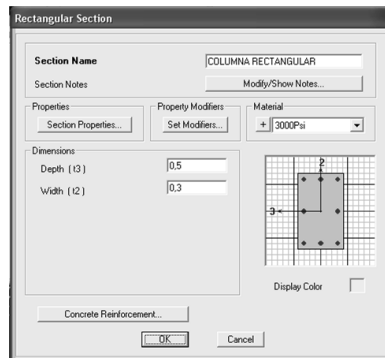


- Barra Unión
 - Dimensión: 0,30 m x 1,42 m
 - Material: Concreto – Hormigón

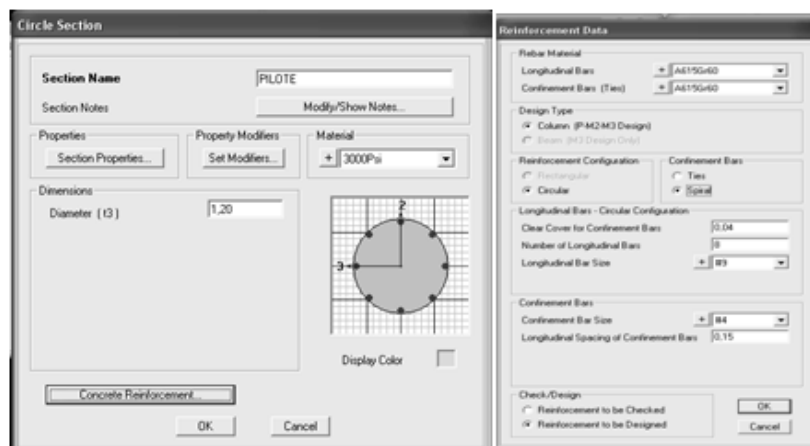


Para tener en cuenta la influencia del tablero, su rigidez, se modifico la propiedad de inercia de la sección para ambos ejes, aumentando 10 veces el mismo.

- Pantalla de Fundación - Columna
- Dimensión: 0,30 m x 0,50 m
- Material: Concreto – Hormigón



- Pilote
- Diámetro: 1,20 m
- Material: Concreto – Hormigón



4.3.3 Dimensiones necesarias para modelo

Para la ubicación de las frame correspondientes a las distintas secciones definidas anteriormente, las distancias tanto verticales como horizontales serán respecto del baricentro de dichas secciones.

- Distancia entre la Viga Transversal y Viga Dintel= 2,76 m, véase Figura 4.7.

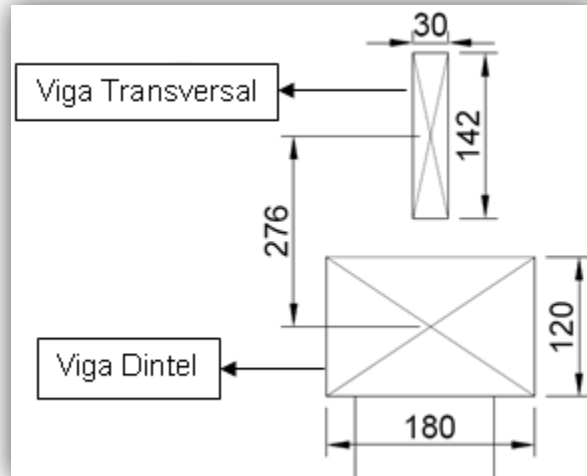


Figura 4.7 Viga Dintel y Viga Transversal

En la distancia de 2,76 m, se va a colocar la Barra de Unión.

- Longitud de Viga Transversal= 10,60 m.
- Longitud de Viga Dintel= 13,00 m.

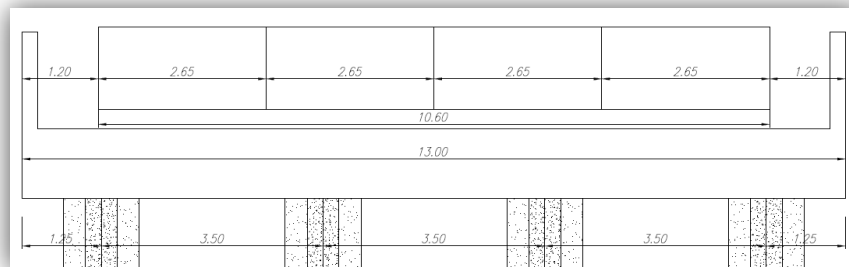


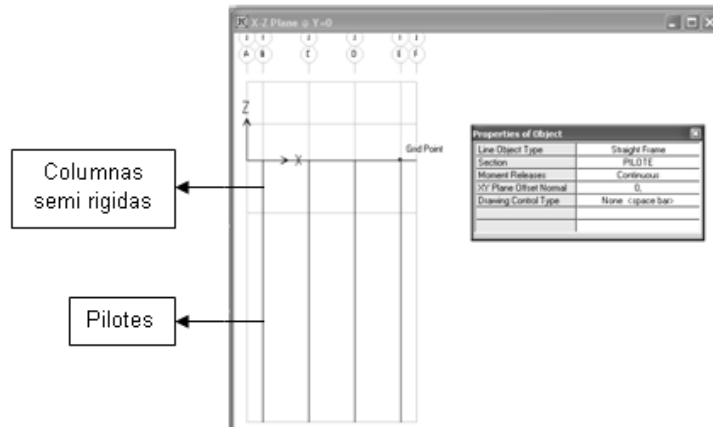
Figura 4.8 Dimensión longitudinal Viga Dintel y Transversal

La viga Transversal se encuentra dividida en 5 barras verticales, donde cada barra representa la posición de las vigas principales correspondientes. En el modelo de Sap2000 quedara representada por la barra de unión, ver Figura 4.8.

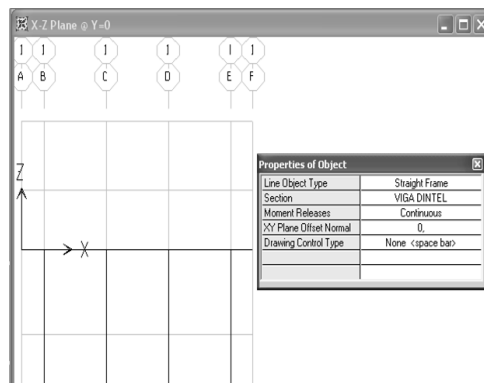
4.3.4 Representación de modelo Estribo-Columna-Pilote

Se analizó la incorporación de columnas rectangulares semi-rígidas que se conectan con el estribo.

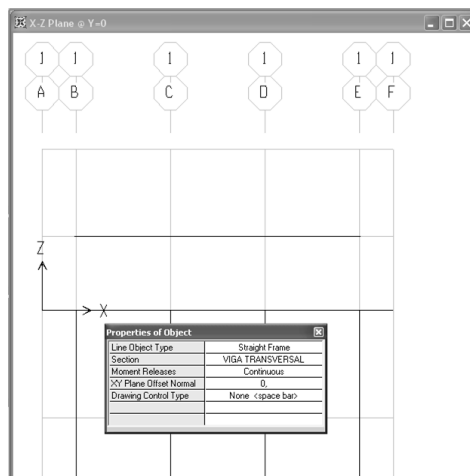
- Draw Frame: Dibujo de Pilotes, donde se dibujaron los 16 metros inferiores, y en los 4 superiores las columnas semi rígidas, completando los 20 metros.



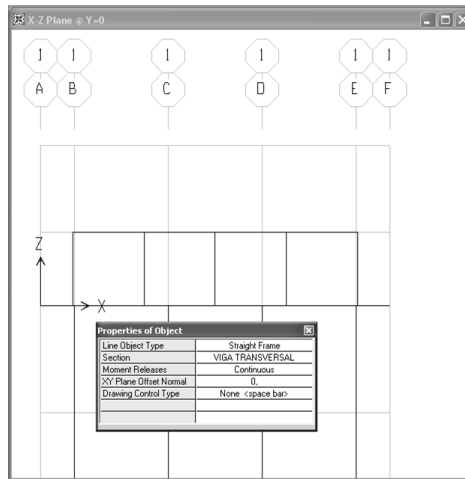
- Draw Frame: Dibujo de Viga Dintel



- Draw Frame: Dibujo de Viga Transversal



- Draw Frame: Dibujo de Barra de Unión.



Resultando, en el programa, la estructura de la Figura 4.9, donde se observa el modelo analizado.

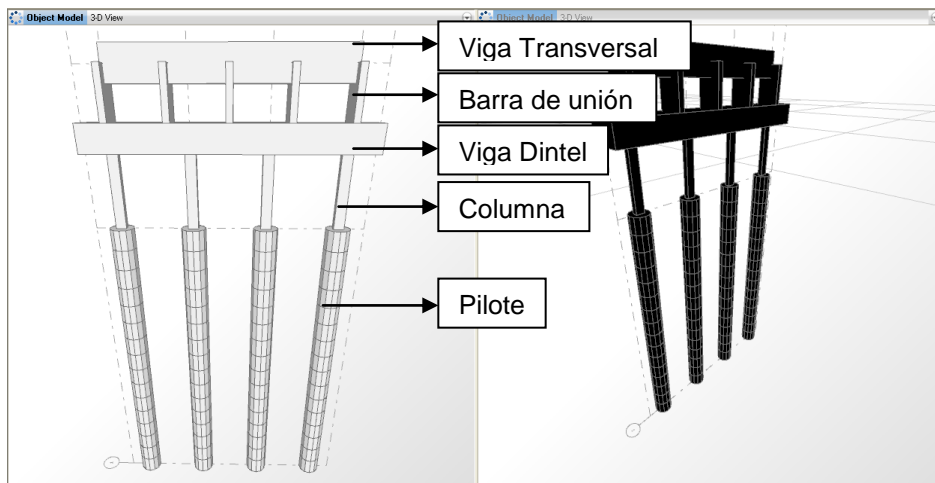
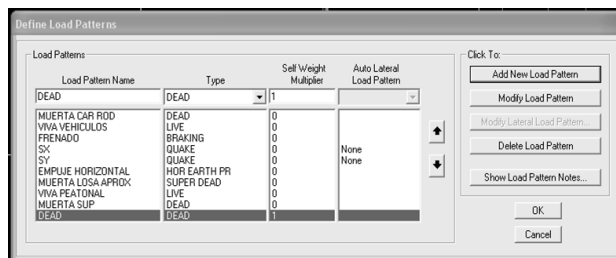


Figura 4.9 Modelo Sap2000: Sistema Estribo-Columna-Pilote

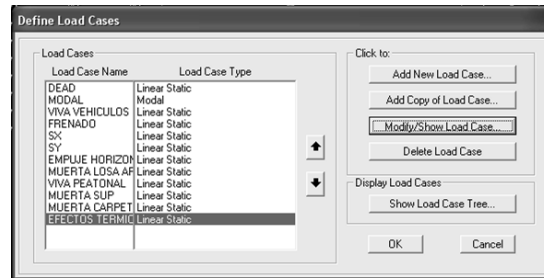
4.3.5 Definición de Patrones de carga



4.3.6 Definición de Casos de Carga

Antes de aplicarle las cargas al modelo es necesario definir los sistemas de carga (por ejemplo Muerta, Viva, Sismo, etc.). En este paso no se aplican las cargas, solamente se definen cuáles serán utilizados. En este problema en particular solamente se van a

aplicar: Carga Muerta, Carga Viva, Fuerza de Frenado, Empuje de Suelo, Fuerza por efectos térmicos y Fuerza Sísmica.



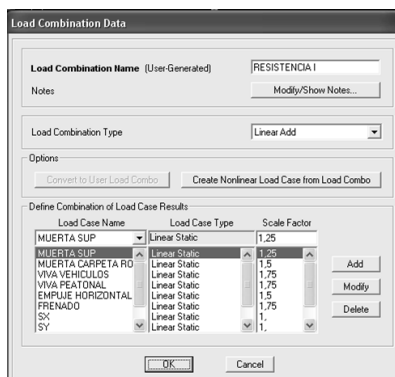
4.3.7 Definición de Combinación de Carga

A continuación se definieron las combinaciones de carga y así obtener las solicitaciones últimas, el cual es la combinación de los casos de carga definidos anteriormente, donde cada uno tiene un coeficiente de mayoración para el caso de diseño por resistencia y servicio último. Se uso el modo Linear Add, es decir, que todos los resultados de los casos o combinaciones se multiplican por su factor y se suman incluyendo su signo. Este tipo de combinación se utiliza para contemplar cargas gravitacionales, viento o sísmicas, etc. Se incorporaron las combinaciones dadas en el capítulo anterior, Tabla 4.1:

Tabla 4.1 Combinación de Cargas

COMBINACIÓN DE CARGAS	DC	DW	LL	PL	EH	BR	SH	EQ
	Carga muerta de componentes estructurales y no estructurales	Carga muerta de superficie de rodadura y dispositivos auxiliares.	Carga viva vehicular.	Carga viva peatonal.	Empuje de suelo horizontal.	Fuerza de frenado.	Fuerza Térmica	Fuerza sísmica
RESISTENCIA I	1,25	1,50	1,75	1,75	1,50	1,75	1,20	1,00
RESISTENCIA III	1,25	1,50	-	-	1,50	-	1,20	1,00
RESISTENCIA IV	1,50	1,50	-	-	1,50	-	1,20	1,00
SERVICIO II	1,25	1,50	1,30	1,30	1,50	1,30	1,20	1,00
SERVICIO III	1,25	1,50	0,80	0,80	1,50	0,80	1,20	1,00

Resistencia I



Resistencia III

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated) RESISTENCIA III

Notes

Load Combination Type Linear Add

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
MUERTA SUP	Linear Static	1.25
MUERTA SUP	Linear Static	1.25
MUERTA CARPETA ROD	Linear Static	1.5
EMPLUJE HORIZONTAL	Linear Static	1.5
SX	Linear Static	1.
SY	Linear Static	1.
DEAD	Linear Static	1.25
EFFECTOS TERMICOS	Linear Static	1.2

Resistencia IV

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated) RESISTENCIA IV

Notes

Load Combination Type Linear Add

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
MUERTA SUP	Linear Static	1.5
MUERTA SUP	Linear Static	1.5
MUERTA CARPETA ROD	Linear Static	1.5
EMPLUJE HORIZONTAL	Linear Static	1.5
SX	Linear Static	1.
SY	Linear Static	1.
DEAD	Linear Static	1.5
EFFECTOS TERMICOS	Linear Static	1.2

Servicio II

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated) SERVICIO II

Notes

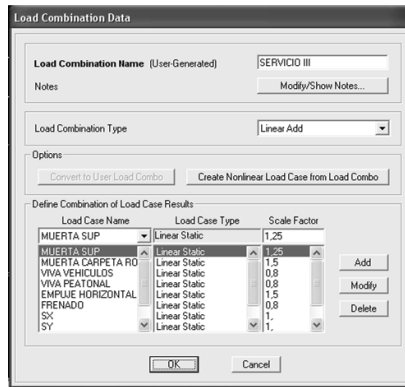
Load Combination Type Linear Add

Options

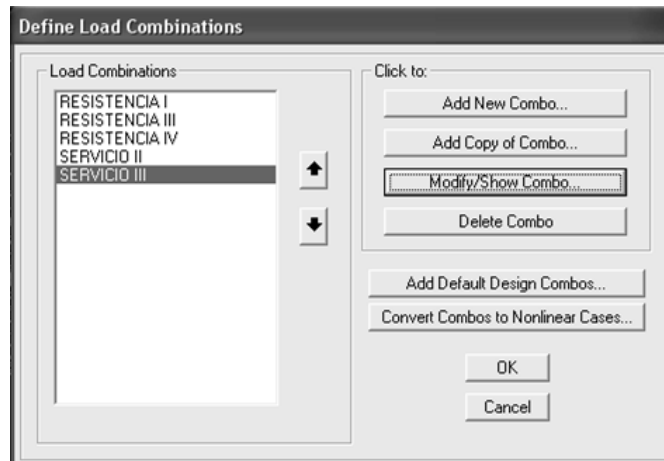
Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
MUERTA SUP	Linear Static	1.25
MUERTA SUP	Linear Static	1.25
MUERTA CARPETA ROD	Linear Static	1.5
VIVA VEHICULOS	Linear Static	1.3
VIVA PEATONAL	Linear Static	1.3
EMPLUJE HORIZONTAL	Linear Static	1.5
FRENADO	Linear Static	1.3
SX	Linear Static	1.
SY	Linear Static	1.

Servicio III



Resultando las siguientes combinaciones.

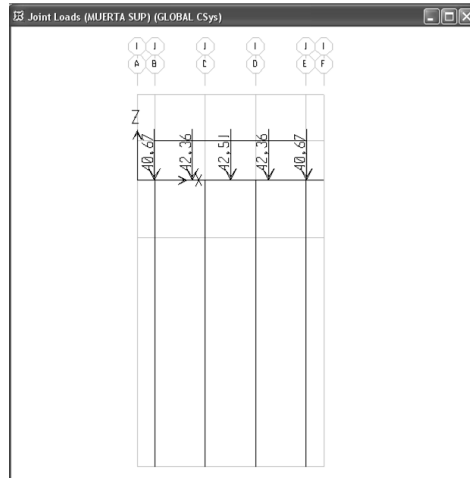


4.3.8 Asignación de Cargas en el Modelo

- Carga Muerta: Proveniente de la superestructura. Las correspondientes reacciones de las vigas principales, son:

CARGA GRAVITATORIA: PESO PROPIO SUPERESTRUCUTURAC (DC)	
Elemento	Corte V2
Viga Interior 1	42,36 tn
Viga Interior 2	42,51 tn
Viga Interior 3	42,36 tn
Viga Exterior izquierda	40,67 tn
Viga Exterior derecha	40,67 tn

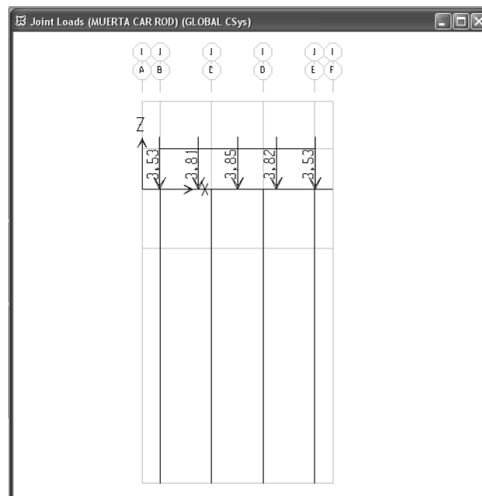
Las cargas se aplican en cada apoyo de las vigas.



- Carga Muerta: Carpeta de rodamiento Proveniente de la superestructura. Las correspondientes reacciones de las vigas principales, son:

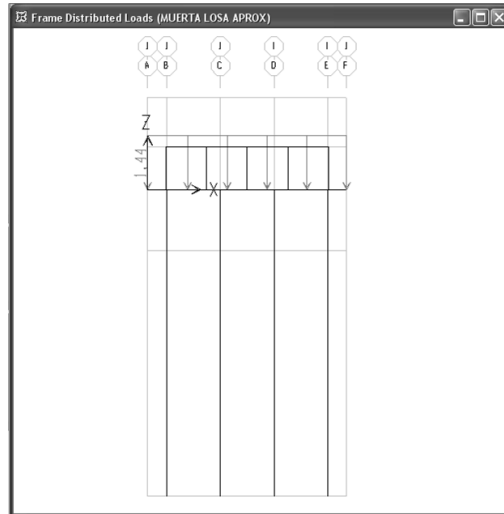
CARGA GRAVITATORIA: CARPETA DE RODAMIENTO (DW)	
Elemento	Corte V2
Viga Interior 1	3,81 tn
Viga Interior 2	3,85 tn
Viga Interior 3	3,82 tn
Viga Exterior izquierda	3,53 tn
Viga Exterior derecha	3,53 tn

Las cargas se aplican en cada apoyo de las vigas.



- Carga Muerta: De losa de aproximación, la vamos a incorporar como una carga distribuida linealmente en el ancho del estribo.

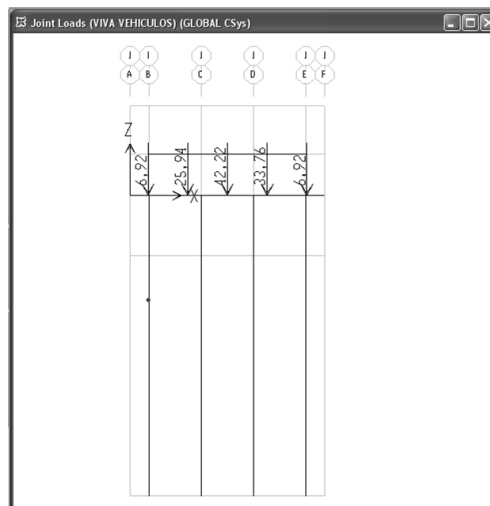
$$w_{losa \text{ aprox}} = \frac{1}{2} * (6m * 0,20m) * \frac{2,40tn}{m^3} = 1,44 \frac{tn}{m}$$



- Carga Viva: Debidas a la sobrecarga vehicular. Las correspondientes reacciones de las vigas principales, son:

CARGA VIVA: SOBRECARGA VEHICULAR (LL)	
Elemento	Corte V2
Viga Interior 1	25,94 tn
Viga Interior 2	42,22 tn
Viga Interior 3	33,76 tn
Viga Exterior izquierda	6,92 tn
Viga Exterior derecha	6,92 tn

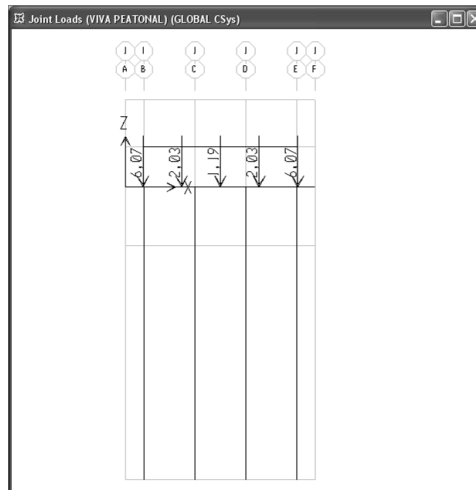
Las cargas se aplican en cada apoyo de las vigas.



- Carga Viva: Debidas carga peatonal ocasional. Las correspondientes reacciones de las vigas principales, son:

CARGA VIVA: CARGA PEATONAL (PL)	
Elemento	Corte V2
Viga Interior 1	2,03 tn
Viga Interior 2	1,19 tn
Viga Interior 3	2,03 tn
Viga Exterior izquierda	6,07 tn
Viga Exterior derecha	6,07 tn

Las cargas se aplican en cada apoyo de las vigas.



- Empuje Horizontal: Debidas al suelo detrás del estribo. El empuje por pilote es:

EMPUJE HORIZONTAL (EH)	
Elemento	E
Pilote 1	18,80 tn
Pilote 2	21,38 tn
Pilote 3	21,38 tn
Pilote 4	18,80 tn

Se aplican en la unión de la columna con viga dintel, ya que la ubicación del empuje ($1/3 \cdot h$) resulta aproximadamente en esa ubicación, ver Figuras 4.10 y 4.11.

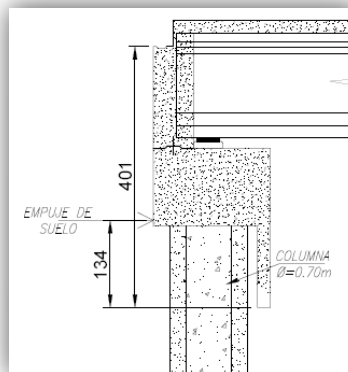


Figura 4.10 Ubicación de empuje horizontal, Estribo –Columna –Pilote

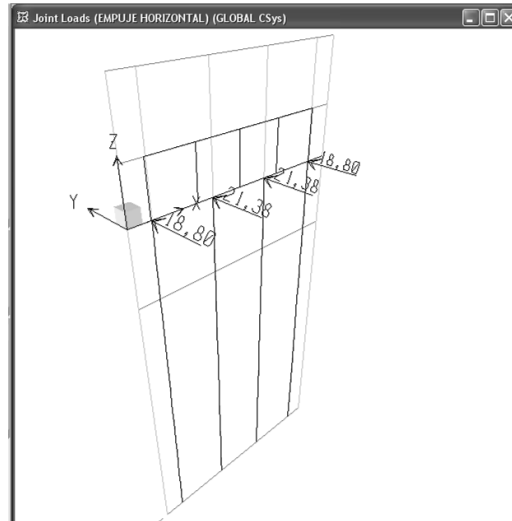


Figura 4.11 Modelo Sap2000: Aplicación de empuje

- Fuerza de Frenado: Para cada sentido de circulación. La Fuerza de Frenado por viga principal es:

FUERZA DE FRENADO (BR)	
Elemento	E
Viga Interior 1	3,31 tn
Viga Interior 2	3,31 tn
Viga Interior 3	3,31 tn
Viga Exterior izquierda	3,31 tn
Viga Exterior derecha	3,31 tn

Se aplicaron en el nivel superior de las vigas. Para ambos sentidos de circulación y en todos los carriles de diseño que se consideraron. Para la viga central, viga 2, se anulan las fuerzas de frenado, ver Figuras 4.12 y 4.13.

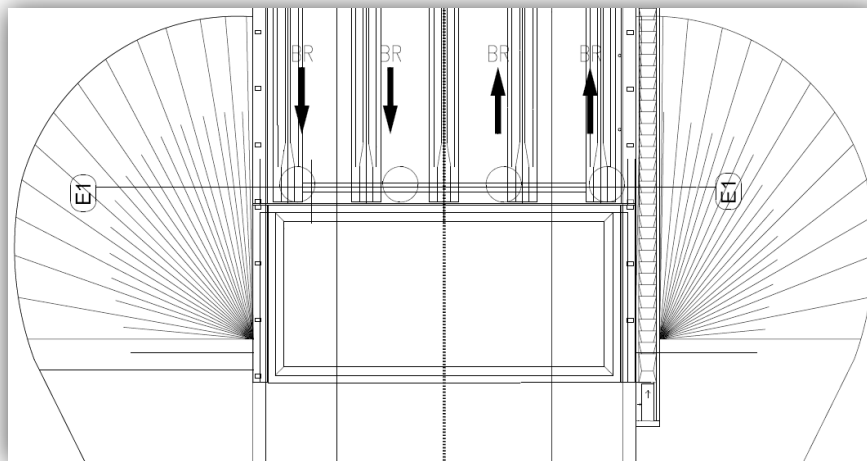


Figura 4.12 Fuerza de frenado para cada sentido circulación

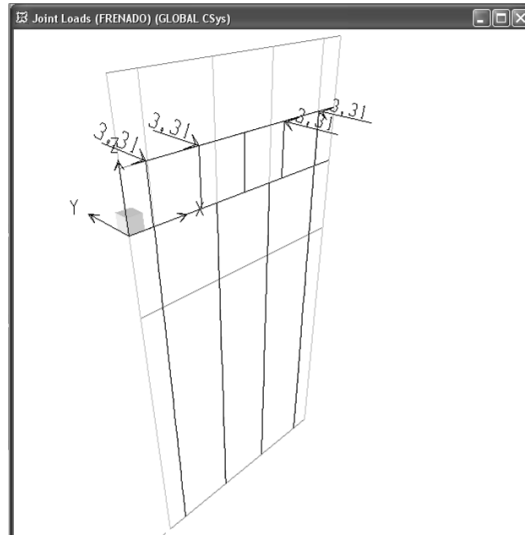


Figura 4.13 Modelo Sap2000: Fuerza de frenado en modelo

- Fuerza Sísmica: Para dirección longitudinal y transversal, para suelo blando y compacto, ver Figuras 4.14 a 4.17. De método estático equivalente resulta:

SISMO Sx - Suelo Tipo I - Compacto	
DIRECCIÓN	131 tn
Transversal	

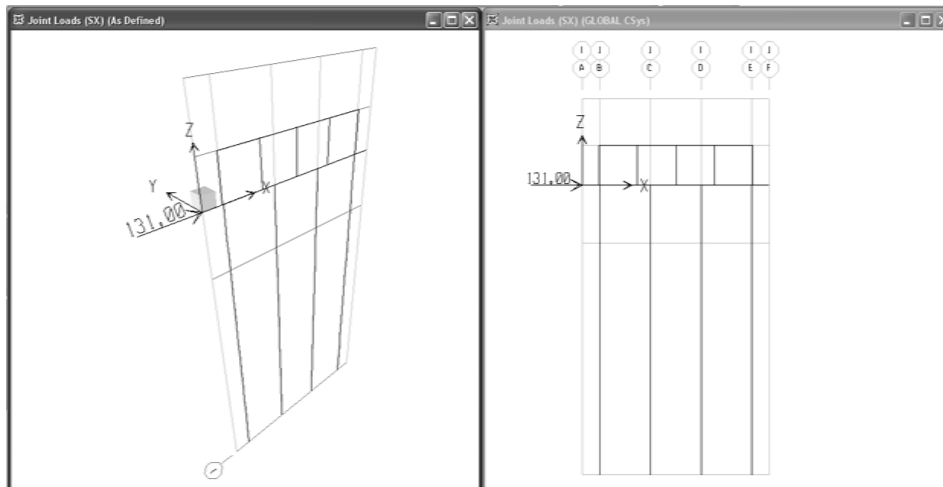


Figura 4.14 Modelo Sap2000: Sismo transversal, suelo compacto

SISMO Sy - Suelo Tipo I - Compacto	
DIRECCIÓN	
Longitudinal	32,75 tn

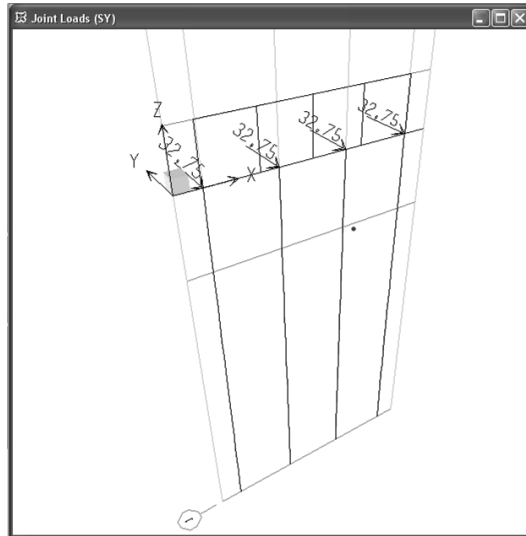


Figura 4.15 Modelo Sap2000: Sismo longitudinal, suelo compacto

Para la dirección longitudinal se dividió el valor total para cada pilote y columna.

SISMO Sx - Suelo Tipo III - Blando	
DIRECCIÓN	167,25 tn
Transversal	

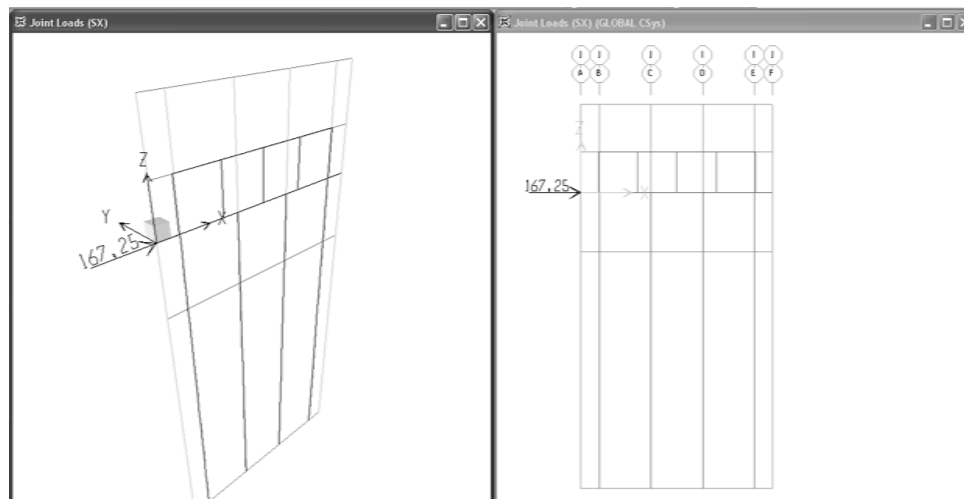


Figura 4.16 Modelo Sap2000: Sismo transversal, suelo blando

SISMO Sy - Suelo Tipo III - Blando	
DIRECCIÓN	41,81 tn
Longitudinal	

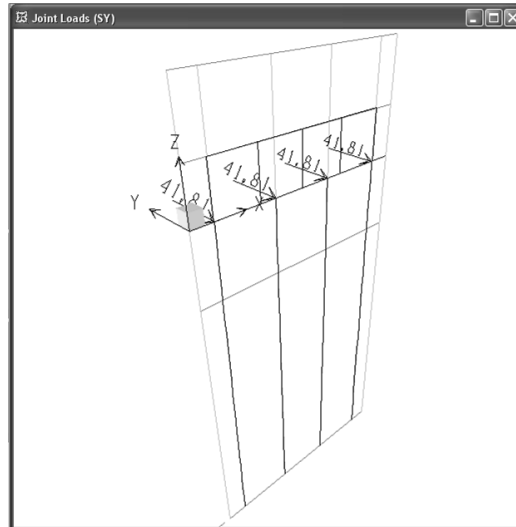


Figura 4.17 Modelo Sap2000: Sismo longitudinal, suelo blando

Para la dirección longitudinal se dividió el valor total para cada pilote y columna.

- Efecto de Temperatura: Para dirección longitudinal corresponde un desplazamiento y su fuerza resultante, ver Figura 4.18.

DIRECCIÓN	ELEMENTO	SH
Longitudinal	Por cabeza de viga	0,44 tn
TOTAL		2,2 tn

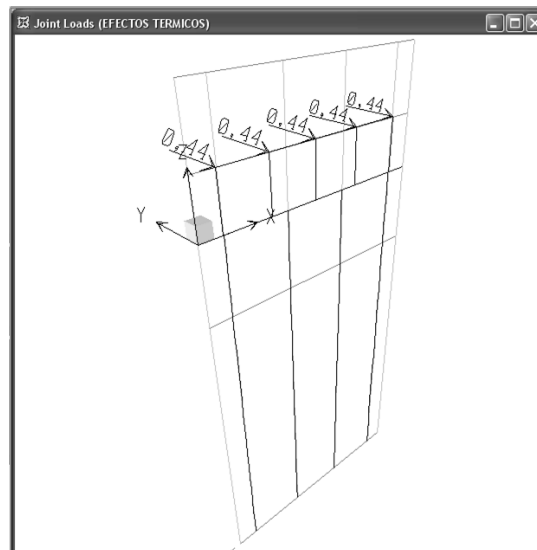


Figura 4.18 Modelo Sap2000: Fuerza por temperatura

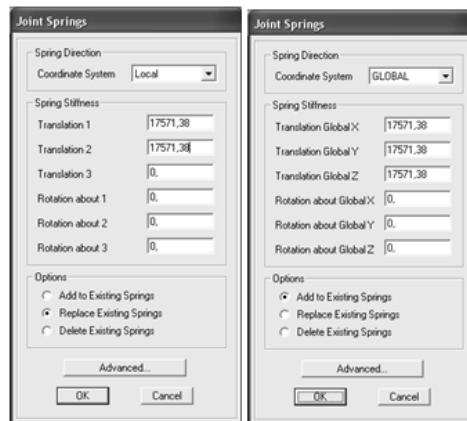
4.3.9 Introducción de Spring o módulo de balasto horizontal

En el modelo se colocaron los springs cada 1 metro a lo largo del pilote, excepto en los 4 m superiores donde tenemos una pantalla de fundación o columna, en el resto del pilote, es decir en los 16 m restantes se colocan espaciados 1 m, ver Figura 4.19.

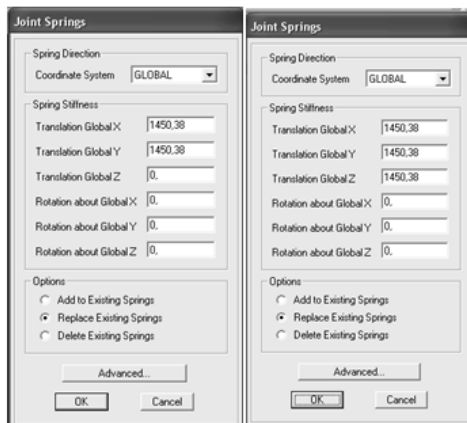
Primero seleccionamos los pilotes, vamos a edit/ edit line/ divide frame para dividir el pilote en 16 partes. Después le asignamos los springs, seleccionamos los puntos divididos y en assing/ joint/ spring y en global colocamos los valores de k_h para cada dirección, para la punta del pilote si coloco k_h en Z, en los puntos medios no. Para cada perfil de suelo, anteriormente obtuvimos:

SUELO	k_h
Blando	1450,38 tn/m ²
Compacto	17571,76 tn/m ²

- Para suelo Compacto



- Para suelo Blando



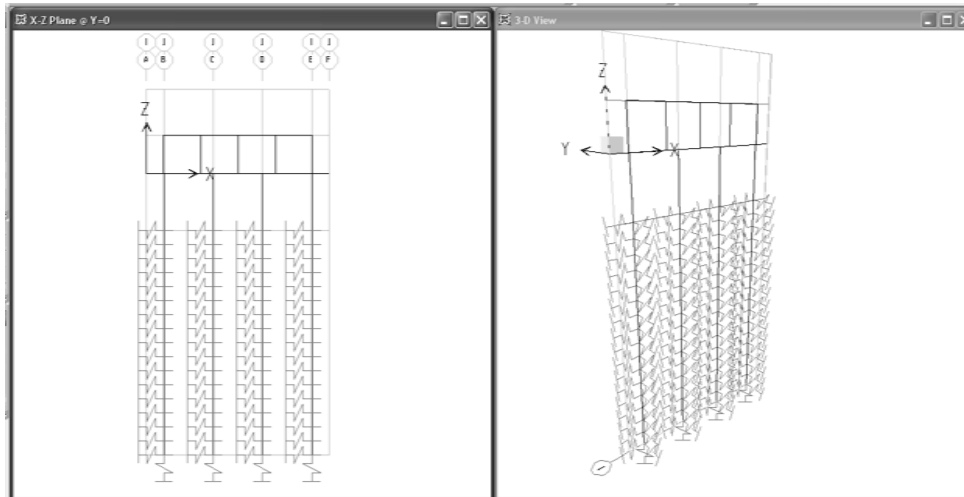
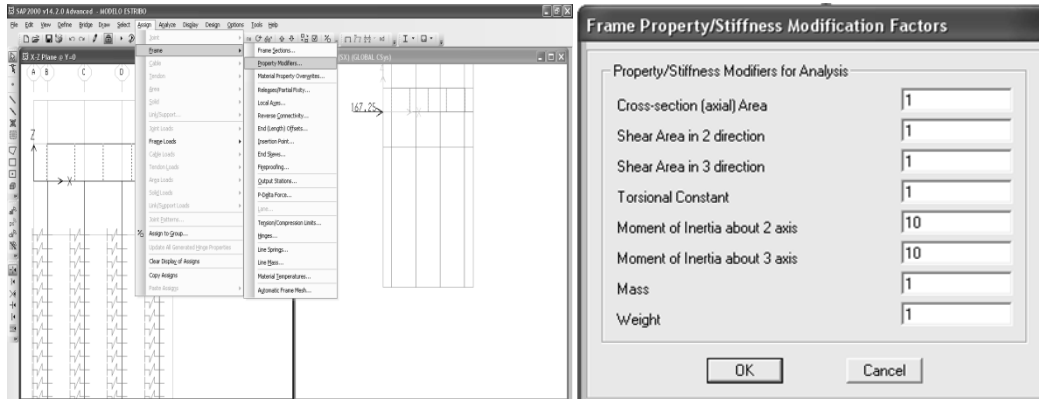


Figura 4.19 Modelo Sap2000: Introducción de coeficiente de balasto o springs

4.3.10 Rigidez del tablero: Restricción horizontal impuesto por tablero

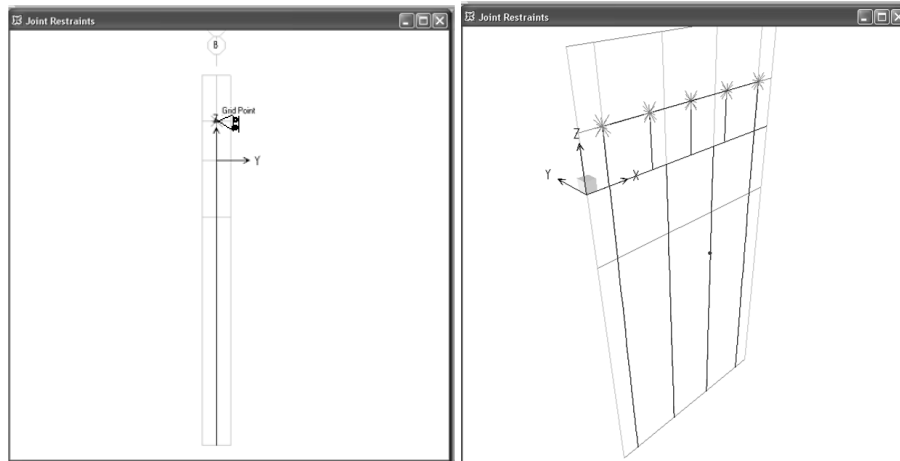
Dado que el tablero se comporta como una barra muy rígida respecto al estribo, en el modelo se incorpora esta rigidez del tablero, aumentando la rigideces de las barras de unión, las vamos a incrementar 10 para ambos ejes. De esta manera se tiene en cuenta la influencia del tablero en el modelo. Por otro lado se agrega un apoyo fijo que restringe el desplazamiento horizontal del estribo, tal como lo aría el tablero. Esto se realizo para el modelo de estribo-columnas-pilote y para ambos tipos de suelos, blando y compacto.



Además se restringe el movimiento en el eje global Y (U2).



El modelo resulta como la siguiente imagen, es decir se aplico un apoyo tipo “rodillo”.



4.4 DISEÑO DE SISTEMA ESTRIBO – COLUMNA - PILOTE (ECP)

En la sección anterior se modeló el estribo y corrió el programa, obteniendo los esfuerzos solicitantes, con los cuales vamos a diseñar y calcular la armadura necesaria para el esfuerzo normal y momento solicitante, en las secciones indicadas más adelante para las columnas y pilotes, debido a la máxima solicitación. Se tendrá en cuenta el suelo blando y compacto, utilizado en los modelos, y así, obtener una idea de la variación en la cantidad de armadura para un tipo de suelo dado.

Con las combinaciones de carga definidas en el capítulo 3, se obtuvieron los máximos esfuerzos para la combinación de Resistencia I y Servicio II. Para el diseño vamos a usar la combinación de Resistencia I, ya que está provocando el máximo momento en cada dirección (M2 y M3), la máxima carga axial (P) y máximo corte en cada dirección (V2 y V3).

Para el diseño a flexo-compresión, vamos a seguir los siguientes pasos:

- Determinar las solicitaciones requeridas. **Sección 4.4.1**
- Con las dimensiones propuestas del pilote, recubrimiento y acciones de diseño, determinar la cuantía de refuerzo longitudinal utilizando gráficas de interacción para el diseño de columnas. Revisar las cantidades máximas y mínimas de refuerzo longitudinal. Revisar separación del refuerzo longitudinal. **Sección 4.4.2**
- Revisar si se requiere refuerzo por cortante. Determinación de refuerzo transversal si es necesario. Revisar la separación del refuerzo transversal. **Sección 4.4.3**
- Determinar la resistencia nominal a carga axial de la columna y pilote. Revisar que las resistencias de diseño M_d y P_d son mayores o iguales que las resistencias requeridas M_u y P_u . **Sección 4.4.4**
- Realizar el diseño por cortante de la columna y pilote, verificar. **Sección 4.4.5**
- Conexión de columna con la viga dintel. **Sección 4.4.6**

4.4.1 Solicitaciones Requeridas

Suelo Compacto

- Axil Requerido

La máxima carga axil requerida corresponde a la combinación de Resistencia I, tal como se muestra la Figura 4.20, obtenida del modelo.

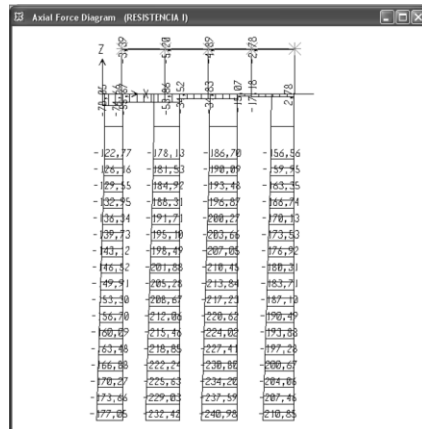


Figura 4.20 Modelo Sap2000: Diagrama de Esfuerzo normal-suelo compacto

COLUMNA 1 - PILOTE 1		
Ubicación	Profundidad (m)	P _{requerida} (tn)
Capitel (A)	0	-120,97
Base (B)	-4	-122,76
Cota fundación (D)	-20	-177,05

COLUMNA 2 - PILOTE 2		
Ubicación	Profundidad (m)	P _{requerida} (tn)
Capitel (A)	0	-176,34
Base (B)	-4	-177,13
Cota fundación (D)	-20	-232,42

COLUMNA 3 - PILOTE 3		
Ubicación	Profundidad (m)	P _{requerida} (tn)
Capitel (A)	0	-184,89
Base (B)	-4	-186,69
Cota fundación (D)	-20	-240,98

COLUMNA 4 - PILOTE 4		
Ubicación	Profundidad (m)	P _{requerida} (tn)
Capitel (A)	0	-154,76
Base (B)	-4	-156,56
Cota fundación (D)	-20	-210,85

• **Corte Requerido**

El corte requerido total se determina como la raíz cuadrada de los cortes V2 y V3, para la combinación de Resistencia I, ver Figuras 4.21 y 4.22.

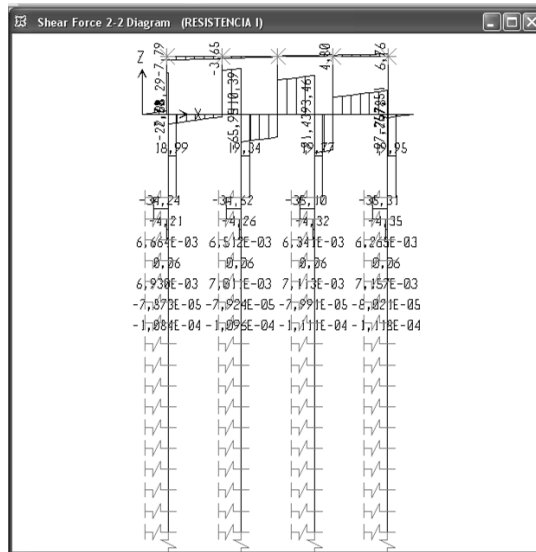


Figura 4.21 Modelo Sap2000: Diagrama de Corte 2-2- suelo compacto

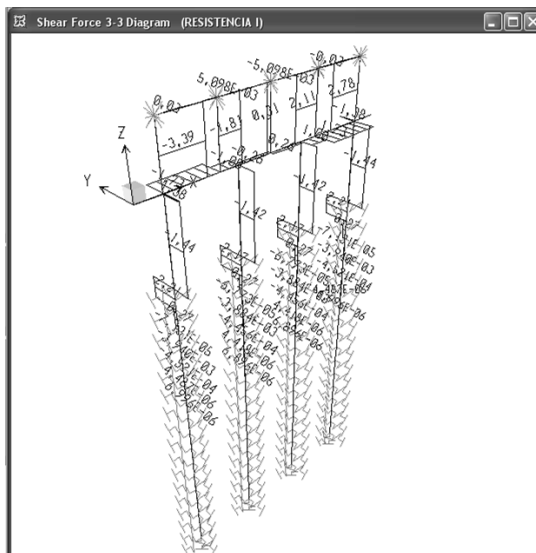


Figura 4.22 Modelo Sap2000: Diagrama de Corte 3-3- suelo compacto

COLUMNA 1- PILOTE 1		PLANO YZ	PLANO XZ	
Ubicación	Profundidad (m)	V2 (tn)	V3 (tn)	V _{requerido} (tn)
Capitel (A)	0	18,98	-1,44	19,03
Base (B)	-4	18,98	-1,44	19,03
Capitel pilote (C)	-4	-34,23	2,20	34,30
Cota fundación (D)	-20	0,00	0,00	0,00

COLUMNA 2 - PILOTE 2		PLANO YZ	PLANO XZ	
Ubicación	Profundidad (m)	V2 (tn)	V3 (tn)	V _{requerido} (tn)
Capitel (A)	0	19,34	-1,42	19,39
Base (B)	-4	19,34	-1,42	19,39
Capitel pilote (C)	-4	-34,62	2,17	34,68
Cota fundación (D)	-20	0,00	0,00	0,00

COLUMNA 3 - PILOTE 3		PLANO YZ	PLANO XZ	
Ubicación	Profundidad (m)	V2 (tn)	V3 (tn)	V _{requerido} (tn)
Capitel (A)	0	19,76	-1,42	19,81
Base (B)	-4	19,76	-1,42	19,81
Capitel pilote (C)	-4	-35,10	2,17	35,17
Cota fundación (D)	-20	0,00	0,00	0,00

COLUMNA 4 - PILOTE 4		PLANO YZ	PLANO XZ	
Ubicación	Profundidad (m)	V2 (tn)	V3 (tn)	V _{requerido} (tn)
Capitel (A)	0	19,95	-1,44	20,00
Base (B)	-4	19,95	-1,44	20,00
Capitel pilote (C)	-4	-35,31	2,20	35,38
Cota fundación (D)	-20	0,00	0,00	0,00

- **Momento Requerido**

El momento requerido total se determina como la raíz cuadrada de los momentos M2 y M3, para la combinación de Resistencia I, ver Figuras 4.23 y 4.24.

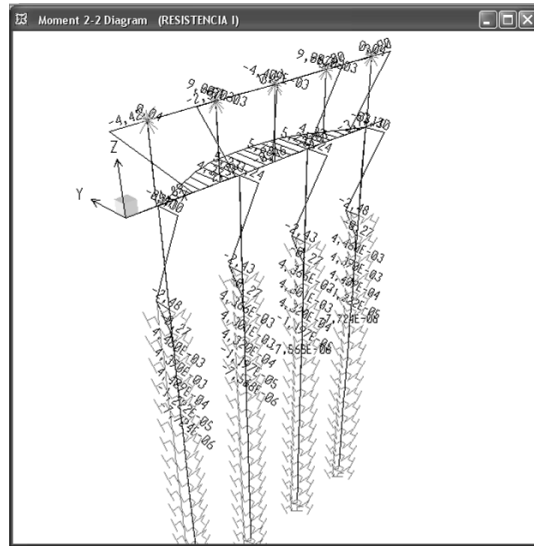


Figura 4.23 Modelo Sap2000: Diagrama de Momento 2- 2- suelo compacto

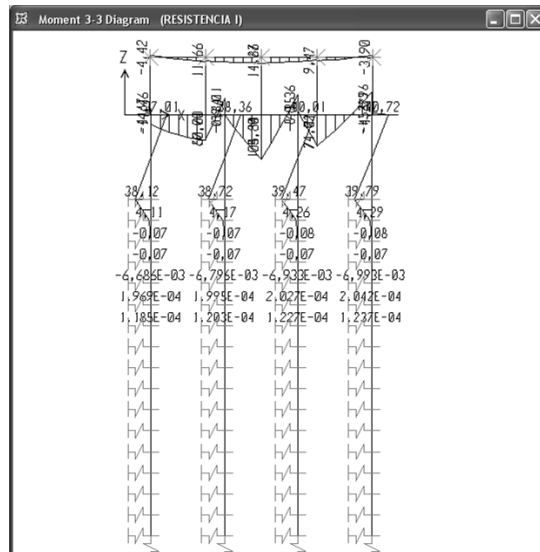


Figura 4.24 Modelo Sap2000: Diagrama de Momento 3- 3-suelo compacto

COLUMNA 1 - PILOTE 1		PLANO YZ	PLANO XZ	
Ubicación	Profundidad (m)	M2 (tn m)	M3 (tn m)	M _{requerido} (tn m)
Capitel (A)	0	3,28	-36,89	37,03
Base (B)	-4	-2,47	38,12	38,19
Cota fundación (D)	-20	0,00	0,00	0,00

COLUMNA 2 - PILOTE 2		PLANO YZ	PLANO XZ	
Ubicación	Profundidad (m)	M2 (tn m)	M3 (tn m)	M _{requerido} (tn m)
Capitel (A)	0	3,23	-38,25	38,38
Base (B)	-4	-2,43	38,60	38,67
Cota fundación (D)	-20	0,00	0,00	0,00

COLUMNA 3 - PILOTE 3		PLANO YZ	PLANO XZ	
Ubicación	Profundidad (m)	M2 (tn m)	M3 (tn m)	M _{requerido} (tn m)
Capitel (A)	0	3,24	-39,89	40,02
Base (B)	-4	-2,42	39,35	39,42
Cota fundación (D)	-20	0,00	0,00	0,00

COLUMNA 4 - PILOTE 4		PLANO YZ	PLANO XZ	
Ubicación	Profundidad (m)	M2 (tn m)	M3 (tn m)	M _{requerido} (tn m)
Capitel (A)	0	3,29	-40,60	40,73
Base (B)	-4	-2,48	39,68	39,76
Cota fundación (D)	-20	0,00	0,00	0,00

Suelo Blando

- **Axil Requerido**

La máxima carga axil requerida corresponde a la combinación de Resistencia I, tal como se muestra la Figura 4.25, obtenida del modelo.

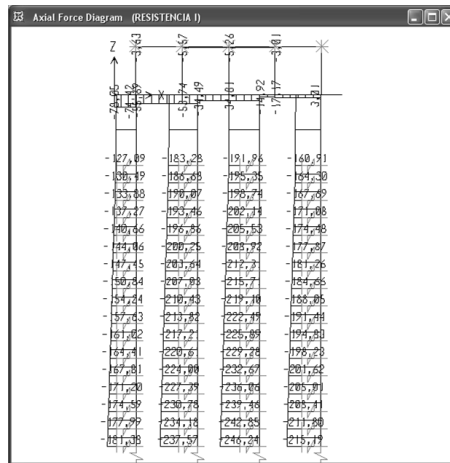


Figura 4.25 Modelo Sap2000: Diagrama de Esfuerzo normal- suelo blando

COLUMNA 1 - PILOTE 1		
Ubicación	Profundidad (m)	P _{requerido} (tn)
Capitel (A)	0	-125,29
Base (B)	-4	-127,09
Cota fundación (D)	-20	-181,38

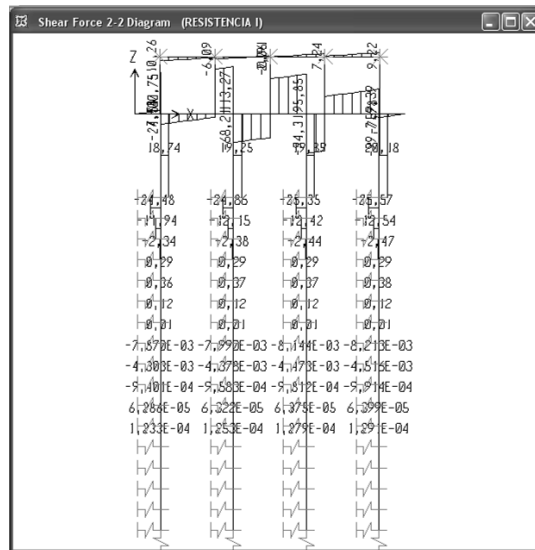
COLUMNA 2 - PILOTE 2		
Ubicación	Profundidad (m)	P _{requerido} (tn)
Capitel (A)	0	-181,41
Base (B)	-4	-183,28
Cota fundación (D)	-20	-237,57

COLUMNA 3 - PILOTE 3		
Ubicación	Profundidad (m)	P _{requerido} (tn)
Capitel (A)	0	-190,16
Base (B)	-4	-191,95
Cota fundación (D)	-20	-246,24

COLUMNA 4 - PILOTE 4		
Ubicación	Profundidad (m)	P _{requerido} (tn)
Capitel (A)	0	-159,11
Base (B)	-4	-160,90
Cota fundación (D)	-20	-215,19

• **Corte Requerido**

El corte requerido total se determina como la raíz cuadrada de los cortes V2 y V3, para la combinación de Resistencia I, ver Figuras 4.26 y 4.27.



Figuras 4.26 Modelo Sap2000: Diagrama de Corte 2- 2- suelo blando

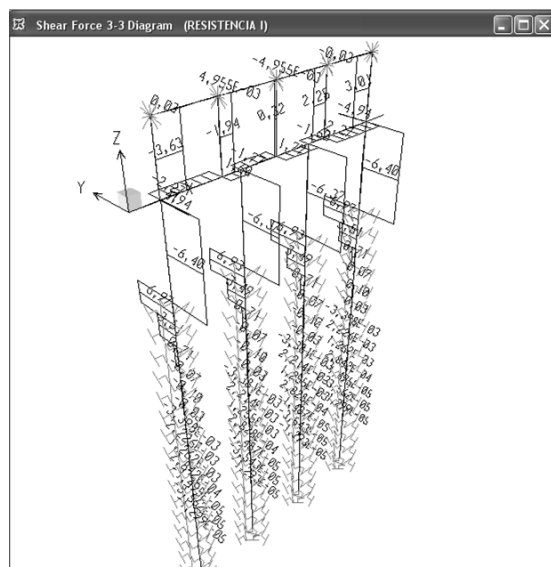


Figura 4.27 Modelo Sap2000: Diagrama de Corte 3- 3- suelo blando

COLUMNA 1 - PILOTE 1		PLANO YZ	PLANO XZ	
Ubicación	Profundidad (m)	V2 (tn)	V3 (tn)	V _{requerido} (tn)
Capitel (A)	0	18,73	-6,40	19,79
Base (B)	-4	18,73	-6,40	19,79
Capitel pilote (C)	-4	-24,47	6,97	25,44
Cota fundación (D)	-20	0,00	0,00	0,00

COLUMNA 2 - PILOTE 2		PLANO YZ	PLANO XZ	
Ubicación	Profundidad (m)	V2 (tn)	V3 (tn)	V _{requerido} (tn)
Capitel (A)	0	19,25	-6,37	20,27
Base (B)	-4	19,25	-6,37	20,27
Capitel pilote (C)	-4	-24,86	6,93	25,81
Cota fundación (D)	-20	0,00	0,00	0,00

COLUMNA 3 - PILOTE 3		PLANO YZ	PLANO XZ	
Ubicación	Profundidad (m)	V2 (tn)	V3 (tn)	V _{requerido} (tn)
Capitel (A)	0	19,89	-6,37	20,88
Base (B)	-4	19,89	-6,37	20,88
Capitel pilote (C)	-4	-25,34	6,93	26,27
Cota fundación (D)	-20	0,00	0,00	0,00

COLUMNA 4 - PILOTE 4		PLANO YZ	PLANO XZ	
Ubicación	Profundidad (m)	V2 (tn)	V3 (tn)	V _{requerido} (tn)
Capitel (A)	0	20,17	-6,40	21,16
Base (B)	-4	20,17	-6,40	21,16
Capitel pilote (C)	-4	-25,57	6,97	26,50
Cota fundación (D)	-20	0,00	0,00	0,00

• **Momento Requerido**

El momento requerido total se determina como la raíz cuadrada de los momentos M2 y M3, para la combinación de Resistencia I, ver Figuras 4.28 y 4.29.

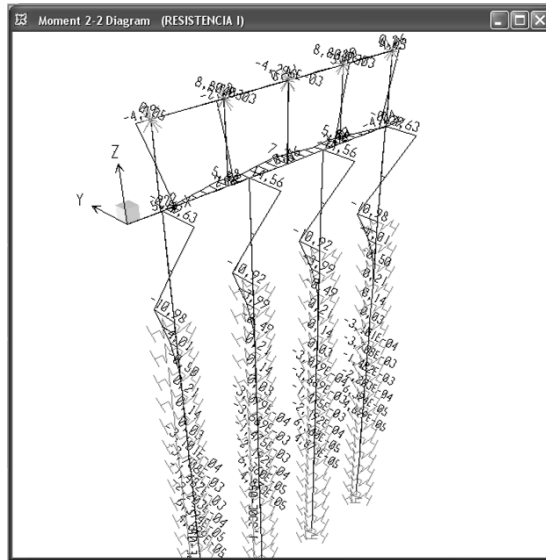


Figura 4.28 Modelo Sap2000: Diagrama de Momento 2- 2- suelo blando

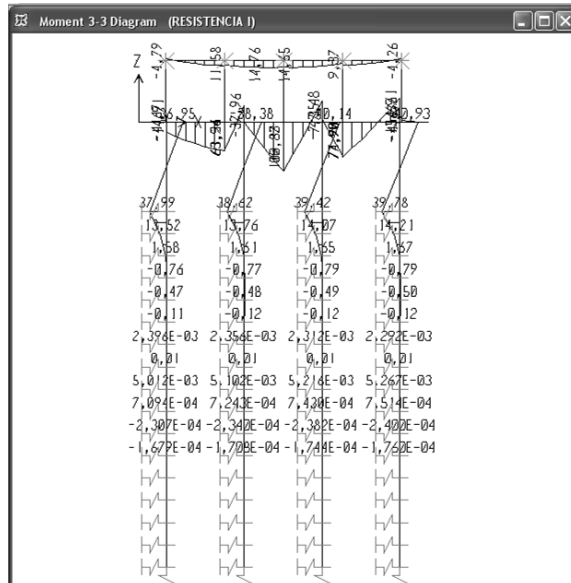


Figura 4.29 Modelo Sap2000: Diagrama de Momento 3- 3- suelo blando

COLUMNA 1 - PILOTE 1		PLANO YZ	PLANO XZ	M _{requerido} (tn m)
Ubicación	Profundidad (m)	M2 (tn m)	M3 (tn m)	
Capitel (A)	0	14,59	-36,94	39,72
Base (B)	-4	-10,94	37,88	39,43
Cota fundación (D)	-20	0,00	0,00	0,00

COLUMNA 2 - PILOTE 2		PLANO YZ	PLANO XZ	
Ubicación	Profundidad (m)	M2 (tn m)	M3 (tn m)	M _{requerido} (tn m)
Capitel (A)	0	14,52	-38,27	40,93
Base (B)	-4	-10,92	38,51	40,03
Cota fundación (D)	-20	0,00	0,00	0,00

COLUMNA 3 - PILOTE 3		PLANO YZ	PLANO XZ	
Ubicación	Profundidad (m)	M2 (tn m)	M3 (tn m)	M _{requerido} (tn m)
Capitel (A)	0	14,52	-40,14	42,68
Base (B)	-4	-10,88	39,42	40,89
Cota fundación (D)	-20	0,00	0,00	0,00

COLUMNA 4 - PILOTE 4		PLANO YZ	PLANO XZ	
Ubicación	Profundidad (m)	M2 (tn m)	M3 (tn m)	M _{requerido} (tn m)
Capitel (A)	0	14,63	-40,81	43,35
Base (B)	-4	-10,97	39,66	41,15
Cota fundación (D)	-20	0,00	0,00	0,00

4.4.2 Diseño Columna 1 - Pilote 1

Cuantía de refuerzo longitudinal - Gráficas de Interacción Generalizados

Para una sección de hormigón con armaduras de tracción y compresión dadas, y resistencia especificada del hormigón y acero, existe un diagrama de interacción para esta sección, que representa todos los pares de valores P_n , M_n que resiste la sección, desde compresión simple a tracción pura, pasando por todos los estados intermedios de flexión combinada con esfuerzo axial. Aquí se utiliza un diagrama de interacción generalizado.

Datos requeridos

- General:

$f'_c = 20$ Mpa.

$E_c = 30000$ Mpa.

$n = 4$ (cantidad)

$f_y = 420$ Mpa.

- Columna rectangular

Ancho columna, $b = 0,30$ m

Alto columna, $h = 0,50$ m

Área columna = $0,15$ m²

Recubrimiento = 5 cm

Si utilizamos barras $\phi = 25$ y estribos $\phi = 8$

Distancia a centroide de las armaduras longitudinales, $d' = 5$ cm + $0,8$ cm + $2,5$ cm / $2 = 7$ cm

Relación entre distancia a centros de capas de armaduras y altura de la columna.

$$\gamma = \frac{50\text{cm} - 2 * 7\text{cm}}{50 \text{ cm}} = 0,72 \quad (\text{Ec. 4.11})$$

- Pilote

Diámetro de pilote= 1,20 m

Área de pilote= 1,13 m²

Recubrimiento= 5 cm

Si utilizamos barras $\phi=25$ y estribos $\phi=8$

Distancia a centroide de las armaduras longitudinales, $d'=5\text{cm} + 0,8 \text{ cm} + 2,5 \text{ cm}/2= 7\text{cm}$

Relación entre distancia a centros de capas de armaduras y altura del pilote.

$$\gamma = \frac{120\text{cm} - 2 * 7\text{cm}}{120 \text{ cm}} = 0,88 \quad (\text{Ec. 4.12})$$

- Solicitaciones Requeridas

COLUMNA	PUNTO	SOLICITACION	SUELO COMPACTO	SUELO BLANDO
	A		P_u	-120,97 tn
		V_u	19,03 tn	19,79 tn
		M_u	37,03 tn m	39,72 tn m
COLUMNA	PUNTO	SOLICITACION	SUELO COMPACTO	SUELO BLANDO
	B		P_u	-122,76 tn
		V_u	19,03 tn	19,79 tn
		M_u	37,19 tn m	39,43 tn m
PILOTE	PUNTO	SOLICITACION	SUELO COMPACTO	SUELO BLANDO
	C		P_u	-122,76 tn
		V_u	34,30 tn	25,44 tn
		M_u	38,19 tn m	39,43 tn m
PILOTE	PUNTO	SOLICITACION	SUELO COMPACTO	SUELO BLANDO
	D		P_u	-177,05 tn
		V_u	0,00 tn	0,00 tn
		M_u	0,00 tn m	0,00 tn m

En la Figura 4.30 se observa las secciones en que se dividió la columna 1 y pilote 1, para los que se calcula la armadura necesaria.

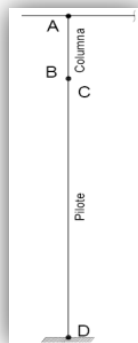


Figura 4.30 Secciones de cálculo, esquema Estribo -Columna 1-Pilote 1

- Esfuerzos o Cargas Generalizadas

$$\frac{\phi * P_n}{A_g} = \frac{P_u}{A_g} [Mpa] \quad \text{Eje de Ordenadas: Esfuerzo normal. (Ec. 4.13)}$$

$$\frac{\phi * M_n}{A_g * D} = \frac{M_u}{A_g * D} [Mpa] \quad \text{Eje de Abscisas: Momento flector reducido. (Ec. 4.14)}$$

PUNTO	SUELO	A _g (m ²)	P _u (tn)	P _u / A _g (Mpa)	
A	Compacto	0,15	-120,97	8,06	
	Blando	0,15	-125,29	8,35	
PUNTO	SUELO	A _g (m ²)	D (m)	M _u (tnm)	M _u / A _g *D (Mpa)
A	Compacto	0,15	1,20	37,03	2,06
	Blando	0,15	1,20	39,72	2,21

PUNTO	SUELO	A _g (m ²)	P _u (tn)	P _u / A _g (Mpa)	
B	Compacto	0,15	-122,76	8,18	
	Blando	0,15	-127,09	8,50	
PUNTO	SUELO	A _g (m ²)	D (m)	M _u (tnm)	M _u / A _g *D (Mpa)
B	Compacto	0,15	1,20	37,19	2,06
	Blando	0,15	1,20	39,43	2,19

PUNTO	SUELO	A _g (m ²)	P _u (tn)	P _u / A _g (Mpa)	
C	Compacto	1,13	-122,76	1,08	
	Blando	1,13	-127,09	1,12	
PUNTO	SUELO	A _g (m ²)	D (m)	M _u (tnm)	M _u / A _g *h (Mpa)
C	Compacto	1,13	1,20	38,19	0,28
	Blando	1,13	1,20	39,43	0,29

PUNTO	SUELO	A _g (m ²)	P _u (tn)	P _u / A _g (Mpa)	
D	Compacto	1,13	-177,05	1,57	
	Blando	1,13	-181,38	1,60	
PUNTO	SUELO	A _g (m ²)	D (m)	M _u (tnm)	M _u / A _g *h (Mpa)
D	Compacto	1,13	1,20	0,00	0
	Blando	1,13	1,20	0,00	0

- Determinación de la cuantía geométrica de armadura

La cuantía de armadura geométrica ρ_s , la vamos a obtener del ábaco de interacción para los datos generales y de sección anteriormente listados, véase Figuras 4.31 a 4.34.

COLUMNA RECTANGULAR		PILOTE CIRCULAR	
f' _c	20 Mpa	f' _c	20 Mpa
f _y	420 Mpa	f _y	420 Mpa
γ	0,70	γ	0,88

Referencia: Rojo: Suelo Compacto - Verde: Suelo Blando

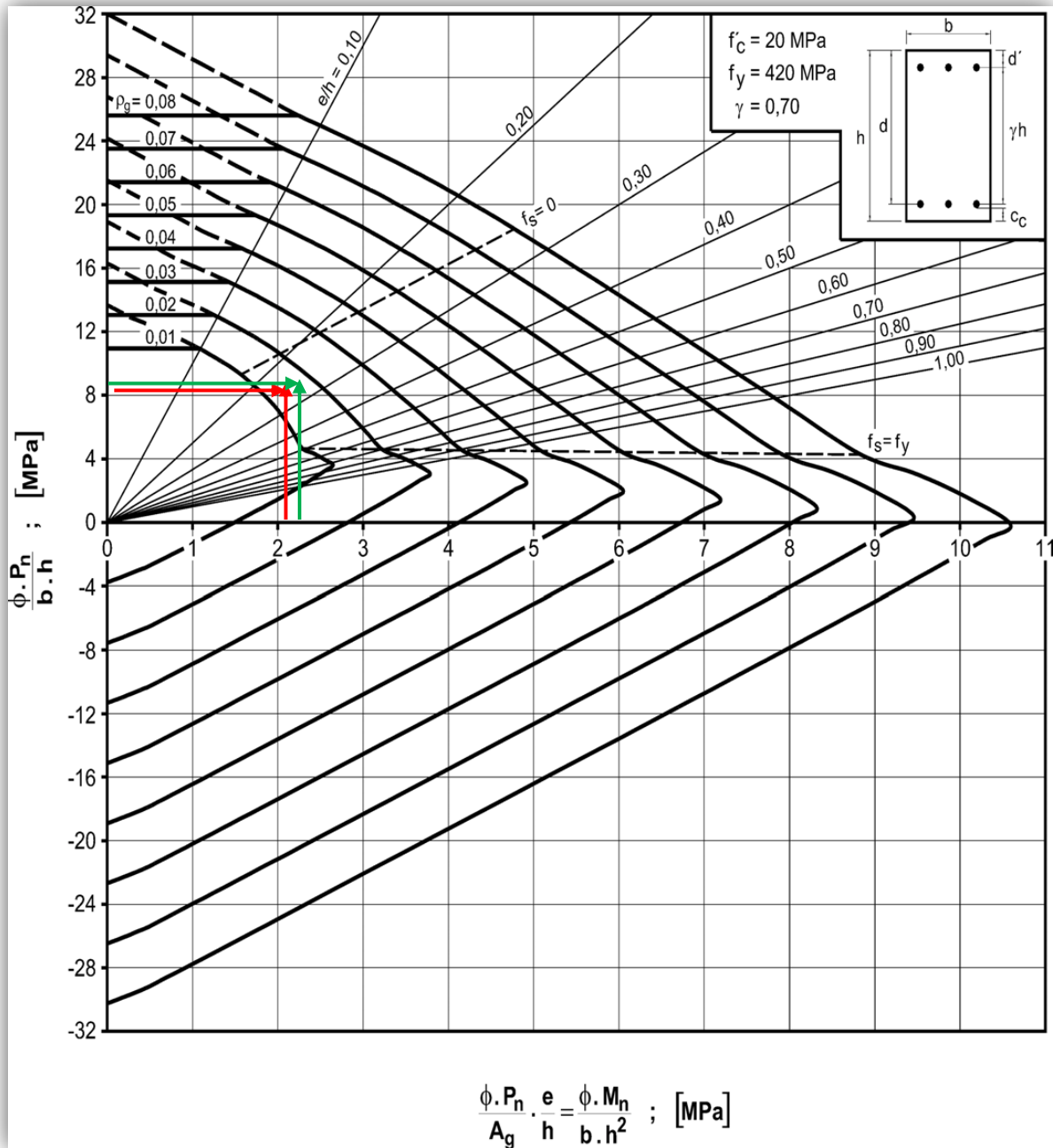
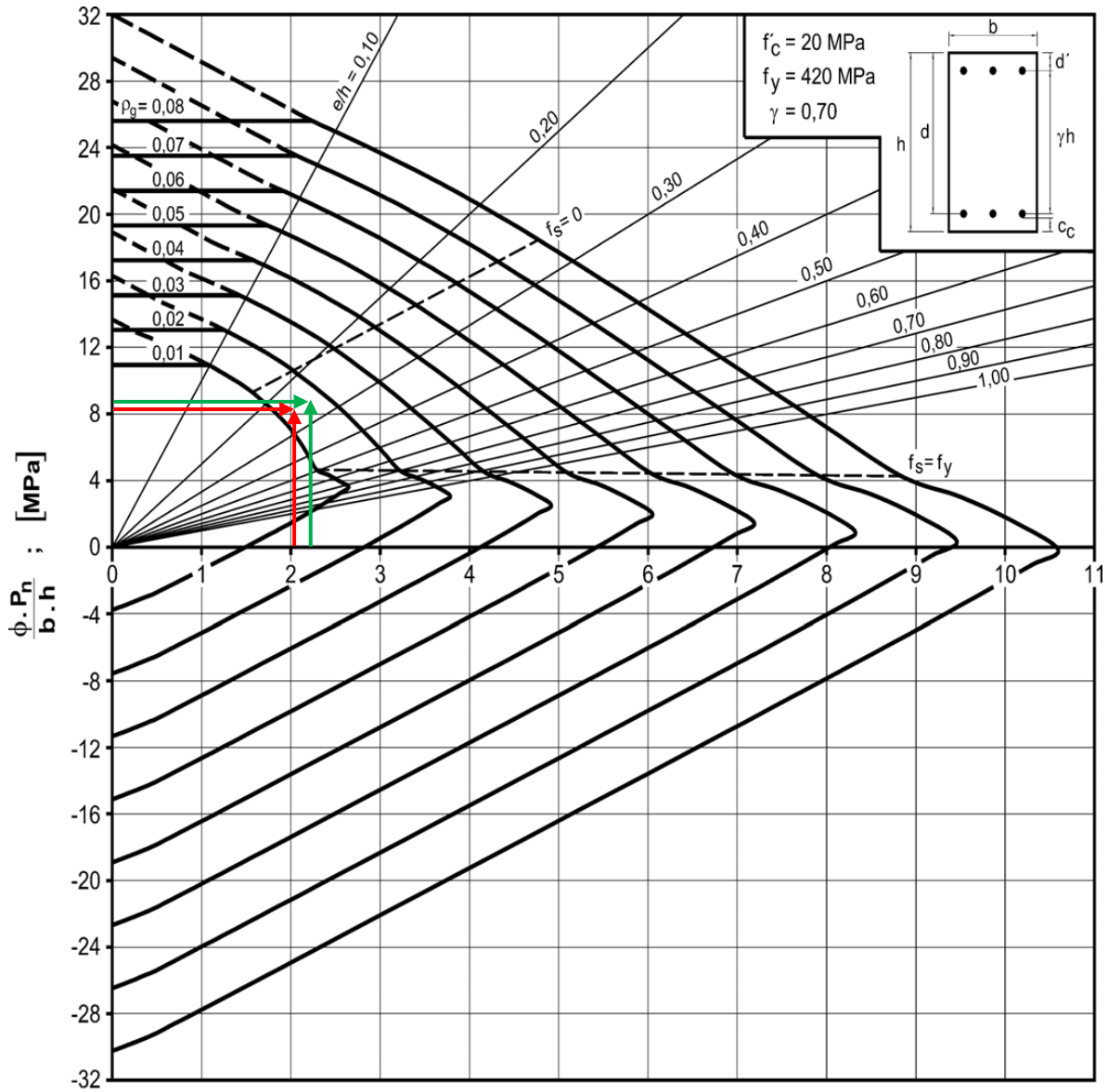


Figura 4.31 Diagrama de interacción. Para punto A en Columna, Suelo Compacto y Suelo Blando

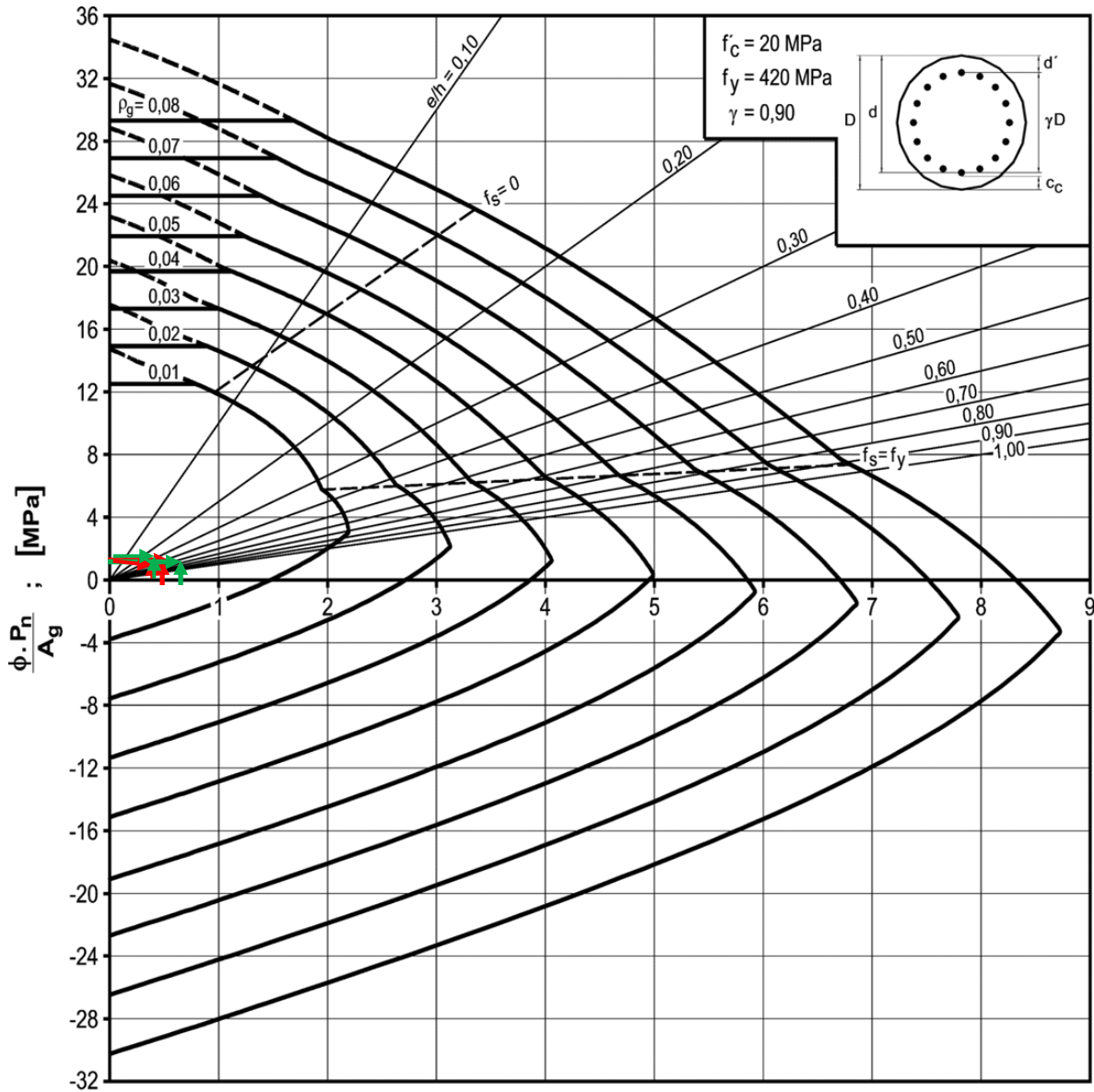
PUNTO	SUELO	ρ_g (%)
A	Compacto	0,012
	Blando	0,015



$$\frac{\phi \cdot P_n \cdot e}{A_g \cdot h} = \frac{\phi \cdot M_n}{b \cdot h^2} ; \text{ [MPa]}$$

Figura 4.32 Diagrama de interacción. Para punto B en Columna, Suelo Compacto y Suelo Blando

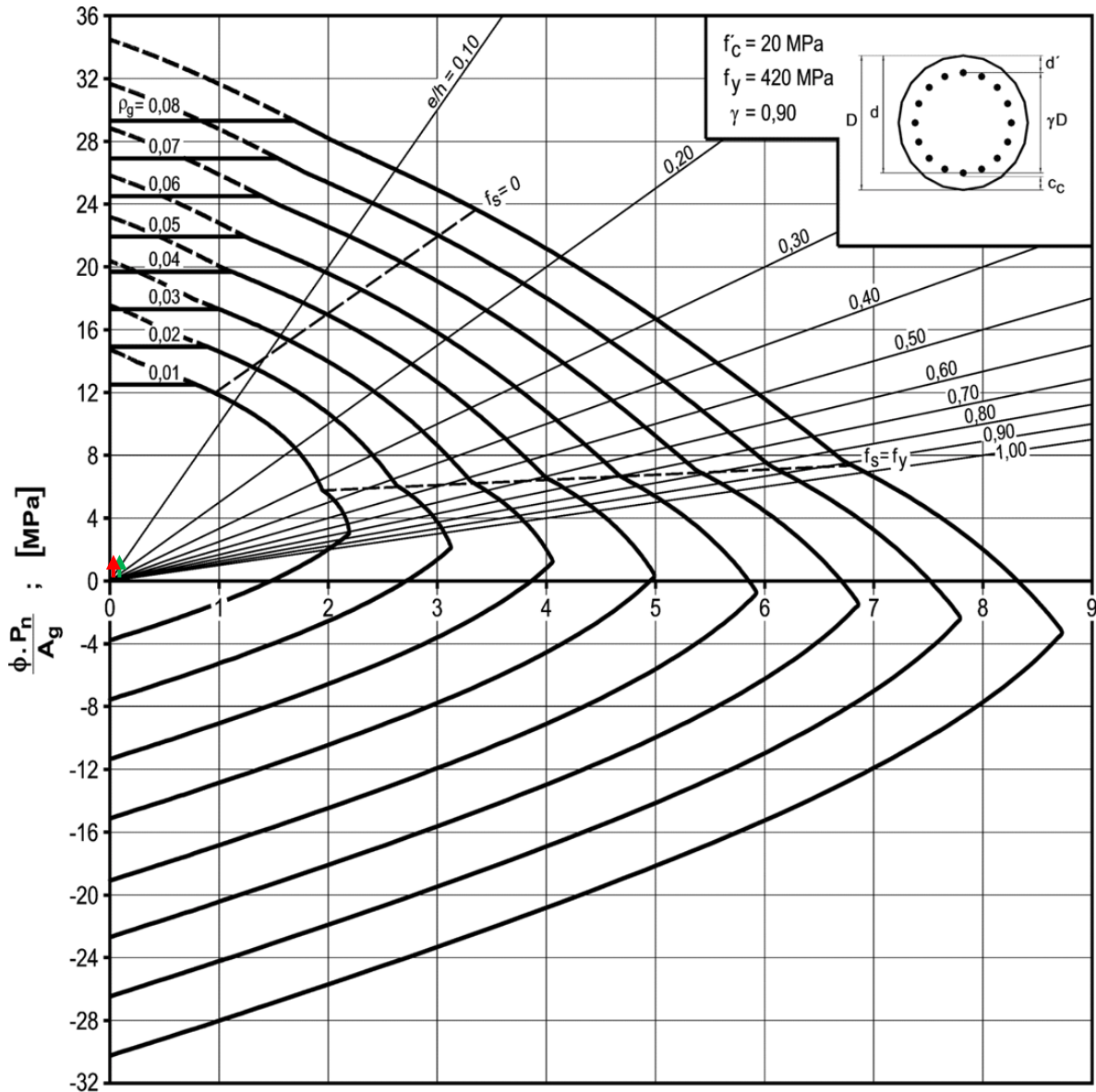
PUNTO	SUELO	ρ_g (%)
B	Compacto	0,011
	Blando	0,016



$$\frac{\phi \cdot P_n}{A_g} \cdot \frac{e}{D} = \frac{\phi \cdot M_n}{A_g \cdot D} ; \text{ [MPa]}$$

Figura 4.33 Diagrama de interacción. Para punto C en Pilote, Suelo Compacto y Suelo Blando

PUNTO	SUELO	ρ_g (%)
C	Compacto	0,01
	Blando	0,01



$$\frac{\phi \cdot P_n \cdot e}{A_g \cdot D} = \frac{\phi \cdot M_n}{A_g \cdot D} ; \text{ [MPa]}$$

Figura 4.34 Diagrama de interacción. Para punto D en Pilote, Suelo Compacto y Suelo Blando

PUNTO	SUELO	ρ_g (%)
D	Compacto	0,01
	Blando	0,01

- Armadura Total

Tabla 4.2 Diámetro y numero de barras, columna y pilote

	SUELO	ρ_g^{\min}	ρ_g^{\max}	ρ_g (%)	$\rho_g^{\min} < \rho_g < \rho_g^{\max}$	A_g (m ²)	$A_{st} = \rho_g * A_g$ (cm ²)	ϕ	Nº
A	Compacto	0,012	0,08	0,01	OK	0,15	18	20	6
	Blando	0,015	0,08	0,01	OK	0,15	22,5	20	8
B	Compacto	0,012	0,08	0,01	OK	0,15	18	20	6
	Blando	0,016	0,08	0,01	OK	0,15	24	20	8
C	Compacto	0,01	0,08	0,01	OK	1,13	113	32	14
	Blando	0,01	0,08	0,01	OK	1,13	113	32	14
D	Compacto	0,01	0,08	0,01	OK	1,13	113	32	14
	Blando	0,01	0,08	0,01	OK	1,13	113	32	14

- En las Figuras 4.35 y 4.36 observamos la cantidad y disposición de la armadura calculada.

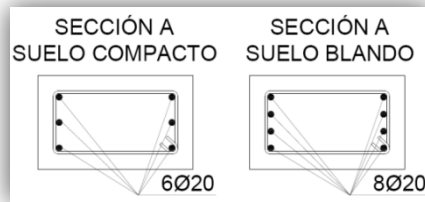


Figura 4.35 a) Detalle armadura longitudinal Columna Rectangular, sección A

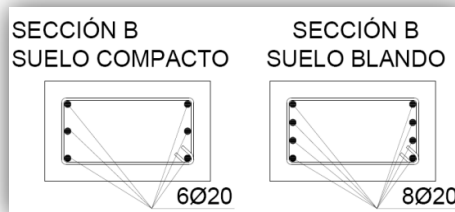


Figura 4.35 b) Detalle armadura longitudinal Columna Rectangular, sección B

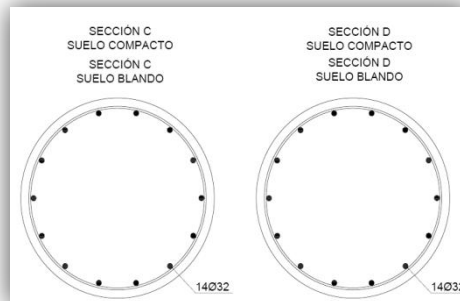


Figura 4.36 Detalle armadura longitudinal Pilote, sección C y D

- Separación de barras, ver Figura 4.37.

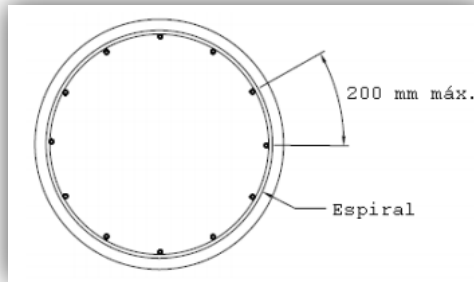


Figura 4.37 Separación refuerzo longitudinal

5.4.3 Refuerzo Transversal

- Se debe proveer de refuerzo transversal si:

$$V_u > 0,5 * \varphi * (V_c + V_p) \quad (\text{Ec. 4.15})$$

En donde:

V_u : Fuerza cortante requerida (N); V_c : Resistencia nominal a cortante del concreto (N); V_p : Componente de la fuerza de presfuerzo en la dirección de la fuerza cortante (N); φ : Factor de resistencia.

En el caso de las pilas y la columna, $V_p = 0$ pues estos elementos actualmente no se presfuerzan.

$$V_c = 0,083 * \beta * \sqrt{f_c} * b_v * d_v = \frac{1}{6} \sqrt{f_c} * b_v * d_v \quad (\text{Ec. 4.16})$$

Pero como la columna está sometida a flexión con esfuerzo normal de compresión:

$$V_c = \left[1 + \frac{P_u}{14 A_g} \right] \frac{1}{6} \sqrt{f_c} * b_v * d_v \quad (\text{Ec. 4.17})$$

En donde:

b_v : diámetro de la sección circular (mm); d_v : distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura traccionada longitudinal, mayor que $0,80 h$. (mm).

PUNTO	SUELO	b_v (mm)	d_v (mm)	f'_c (Mpa)	A_g (mm ²)	P_u (N)	V_c (N)
A	Compacto	500	430	20	150000	1209700	252564,06
	Blando	500	430	20	150000	1252900	255860,66
B	Compacto	500	430	20	150000	1227600	253930,01
	Blando	500	430	20	150000	1270900	257234,24
C	Compacto	1200	1130	20	1130000	1227600	1089131,21
	Blando	1200	1130	20	1130000	1270900	1091897,55
D	Compacto	1200	1130	20	1130000	1770500	1123815,82
	Blando	1200	1130	20	1130000	1813800	1126582,16

Tabla 4.3 Requerimiento de refuerzo por corte, en columna y pilote

PUNTO	SUELO	V_c (tn)	ϕ	$0,5^* \phi^*V_c$	V_u (tn)	$V_u > 0,5^* \phi^*V_c$	REFUERZO
A	Compacto	25,25	0,75	9,47	19,03	OK	POR CORTE
	Blando	25,58		9,59	19,79	OK	POR CORTE
B	Compacto	25,39		9,52	19,03	OK	POR CORTE
	Blando	25,72		9,65	19,79	OK	POR CORTE
C	Compacto	108,91		40,84	34,30	NO	MÍNIMO
	Blando	109,19		40,94	25,44	NO	MÍNIMO
D	Compacto	112,38		42,14	0,00	NO	MÍNIMO
	Blando	112,66		42,25	0,00	NO	MÍNIMO

- En cuanto a la separación para estribos cerrados de columnas simples y pilotes zunchados, cumplir con lo mostrado en la Figura 4.38:

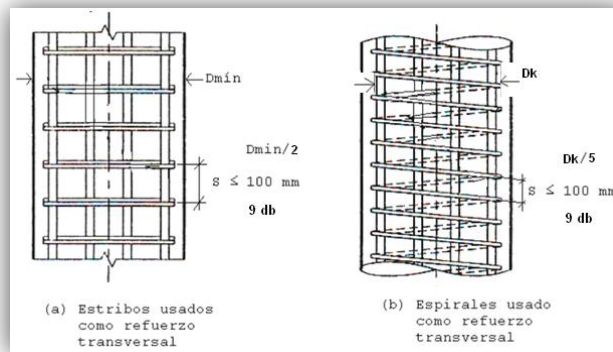


Figura 4.38 Separación de refuerzo transversal

Para columnas con estribos rectangulares, en las zonas confinadas según lo indicado en el artículo 5.6.2.5.1., la separación entre capas no podrá exceder los siguientes valores:

- Un medio de la menor dimensión de la sección de la columna.
- Nueve veces el diámetro de la armadura longitudinal susceptible de pandear.
- 10 cm.

COLUMNA	
s	$\leq D_{\min}/2=30/2= 15 \text{ cm}$
	$\leq 10 \text{ cm}$
	$< 9*d_b=9*2= 18 \text{ cm}$

Se adopta una separación de 10 cm.

Para pilote con armadura transversal circular, en las zonas confinadas según lo indicado en el artículo 5.6.2.5.1., la separación entre estribos circulares o el paso máximo s_w de la hélice, no deberá ser mayor que los siguientes valores:

- Un quinto del diámetro del núcleo d_k de la columna.
- 10 cm.
- Nueve veces el diámetro de la armadura longitudinal susceptible de pandear.

PILOTE	
s_w	$\leq D_k/5=110/5= 22 \text{ cm}$
	$\leq 10 \text{ cm}$
	$< 9*d_b=9*3,2= 28,8 \text{ cm}$

Se adopta una separación de 8 cm.

- Refuerzo transversal mínimo

Tanto para columna y pilote, el diámetro mínimo de los estribos perimetrales será de 8 mm. El diámetro de los estribos suplementarios no será menor que tres cuartos del diámetro de los estribos perimetrales. También en función del diámetro de las barras longitudinales, corresponde adoptar un estribado de 8 mm de diámetro para columna y 10 mm para el pilote, como se observa en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4 Tabla diámetro de estribo

Diámetro de las barras longitudinales [mm]	Diámetro mínimo de estribos [mm]
≤ 16	6
$16 < d_b \leq 25$	8
$25 < d_b \leq 32$	10
$d_b > 32$ y paquetes de barras	12
Se podrá utilizar alambre conformado o mallas soldadas de área equivalente.	

- Refuerzo por confinamiento

Columna con estribos rectangulares

Cuando se empleen estribos perimetrales cerrados y estribos de una rama con ganchos en los extremos (estribos suplementarios) o estribos cerrados superpuestos, la sección total de armadura transversal Ash contenida en una capa, no podrá ser menor que los valores obtenidos mediante las siguientes expresiones, y se controlará según cada una de las direcciones principales de la sección:

$$A^1_{sh} \geq (0,6 n_u + 0,15) * s * d_c * \frac{f'_c}{f_y} \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \quad (\text{Ec. 4.18})$$

$$A^2_{sh} \geq (0,2 n_u + 0,05) * s * d_c * \frac{f'_c}{f_y} \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \quad (\text{Ec. 4.19})$$

Siendo:

Un: el esfuerzo específico de compresión, dado por la relación entre la fuerza axial de compresión de diseño y la resistencia de toda la sección de hormigón:

$$n_u = \frac{P_u}{A_g * f'_c} \quad (\text{Ec. 4.20})$$

Donde:

Nu: es la fuerza axial de compresión solicitante; Ash: la sección total de estribos y estribos suplementarios contenidos en una capa, en la dirección considerada; s: la separación entre capas de armaduras transversales, medida según la dirección del eje longitudinal de la columna; dc: la dimensión del núcleo de la columna, medida perpendicularmente a la dirección analizada, considerando como bordes los extremos de los estribos perimetrales; Ac: la sección del núcleo de la columna; Ag: la sección total de la columna; f'c: valor de cálculo de la resistencia del hormigón; fy: el valor de cálculo de la tensión límite de fluencia del acero.

Tabla 4.5 Diámetro de estribo por confinamiento, en columna.

PUNTO	SUELO	Pu (N)	f'c (Mpa)	fy (Mpa)	dc (cm)	Ac (m ²)	Ag (m ²)	nu	s (cm)	A ¹ sh (cm ²)	A ² sh (cm ²)
A	Compacto	1209700	20	420	40	0,13	0,15	0,40	10	1,14	0,38
	Blando	1252900	20	420	40	0,13	0,15	0,42	10	1,18	0,39
B	Compacto	1227600	20	420	40	0,13	0,15	0,41	10	1,16	0,38
	Blando	1270900	20	420	40	0,13	0,15	0,42	10	1,18	0,39

El cálculo se realizó para la mayor dimensión en la sección, obteniendo **1 Est. ϕ 8 + 1 rama ϕ 8 c/10.**

Pilote con estribos transversales circulares

La cuantía volumétrica de armadura de confinamiento colocada en forma de hélice circular continua o de estribos circulares cerrados, no deberá ser menor que el mayor de los siguientes valores:

$$\frac{A_w^1}{A_k} \geq 0,65(n_u + 0,40) * \frac{f'_c}{f_y} \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \quad (\text{Ec. 4.21})$$

$$\frac{A_w^2}{A_k} \geq 0,15(n_u + 0,40) * \frac{f'_c}{f_y} \quad (\text{Ec. 4.22})$$

$$A_w = \frac{(\pi \cdot d_c \cdot A_{sw})}{s_w} \quad (\text{Ec. 4.23})$$

$$A_k = \frac{(\pi \cdot d_c^2)}{4} \quad (\text{Ec. 4.24})$$

Donde:

Aw: el volumen de la armadura transversal por unidad de longitud del pilote; dc: el diámetro del núcleo de columnas con armadura transversal circular; Asw: la sección de la armadura transversal; sw: la separación entre estribos circulares o paso máximo de la hélice; Ak: la sección del núcleo de columnas con armadura transversal circular; Aw/Ak: la cuantía volumétrica de la armadura transversal circular; un: el esfuerzo específico de compresión; Ab: la sección total de la columna; f'c: el valor de cálculo de la resistencia del hormigón; fy: el valor de cálculo del límite de fluencia del acero.

PUNTO	SUELO	P _u (N)	f'c (Mpa)	f _v (Mpa)	dc (cm)	A _c (m ²)	A _g (m ²)	n _u	s (cm)	A _k (cm ²)
C	Compacto	1227600	20	420	110	0,95	1,13	0,05	8	9503,3
	Blando	1270900	20	420	110	0,95	1,13	0,06	8	9503,3
D	Compacto	1770500	20	420	110	0,95	1,13	0,08	8	9503,3
	Blando	1813800	20	420	110	0,95	1,13	0,08	8	9503,3

PUNTO	SUELO	A ¹ _w (cm ³)	A ¹ _{sw} (cm ²)	A ² _w (cm ³)	A ² _{sw} (cm ²)	φ
C	Compacto	25,1	0,58	30,5	0,70	10
	Blando	25,6	0,59	31,2	0,72	10
D	Compacto	26,7	0,61	32,6	0,75	10
	Blando	26,7	0,61	32,6	0,75	10

Se coloca estribo transversal circular **φ 10 c/ 8**.

- Verificación armadura a cortante

Se considera la resistencia a cortante del hormigón y adoptando la separación antes mencionada para cada caso.

PUNTO	SUELO	V _c (tn)	φ	0,5* φ*V _c	V _u (tn)	φ*V _s = V _u - 0,5* φ*V _c (tn)
A	Compacto	25,25	0,75	9,47	19,03	9,56
	Blando	25,58		9,59	19,79	10,23
B	Compacto	25,39		9,52	19,03	9,51
	Blando	25,72		9,65	19,79	10,14
C	Compacto	108,91		40,84	34,30	-
	Blando	109,19		40,74	25,44	-
D	Compacto	112,38		42,14	0,00	-
	Blando	112,66		42,25	0,00	-

El corte resistido por la armadura será:

$$\phi V_s^* = \frac{A_{sw} * \phi * d_c * f_y}{s} \quad (\text{Ec. 4.25})$$

Tabla 4.6 Verificación de armadura de confinamiento a corte, en columna y pilote

PUNTO	SUELO	φ	dc (cm)	fy (tn/cm2)	A _{sw} (cm ²)	s (cm)	φ V _s [*] (tn)	φ V _s [*] > φ V _s
A	Compacto	0,75	40	4,20	1,14	10	14,36	OK
	Blando		40	4,20	1,18	10	14,8	OK
B	Compacto		40	4,20	1,16	10	14,6	OK
	Blando		40	4,20	1,18	10	14,8	OK
C	Compacto		110	4,20	0,70	8	30,3	OK
	Blando		110	4,20	0,72	8	31,2	OK
D	Compacto		110	4,20	0,75	8	32,5	OK
	Blando		110	4,20	0,75	8	32,5	OK

Se aprecia que la armadura calculada para confinamiento verifica al corte solicitante en columna y pilote, por lo que esta será la dispuesta en ambos. En la Figura 4.39 y 4.40 vemos el detalle de la armadura transversal.

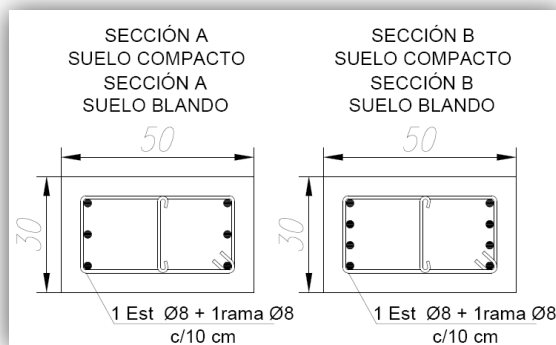


Figura 4.39 Detalle armadura estribo simple en columna, sección A y B

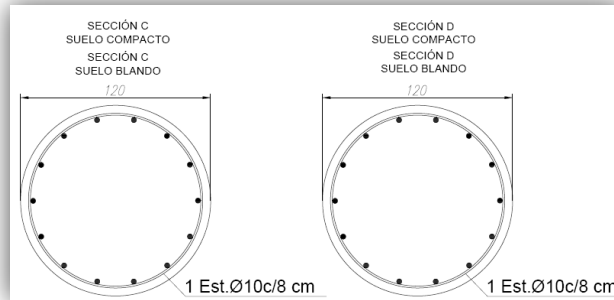


Figura 4.40 Detalle armadura estribo zunchado pilote, sección C y D

4.4.4 Verificación de Axil de diseño

Usando las siguientes ecuaciones, según el tipo de refuerzo transversal propuesto, la resistencia axial factorizada de elementos a compresión de hormigón, simétricos con respecto a ambos ejes principales debe tomarse como:

$$P_d = \phi * P_n \quad (\text{Ec. 4.26})$$

Donde:

P_n : Resistencia a la compresión nominal, ϕ : Factor de resistencia para la compresión axial, se toma 0,7 para pilotes de hormigón zunchadas. Adicionalmente se podría hacer una reducción, a fin de compensar excentricidades accidentales de cargas o excentricidades constructivas no previstas y no incluidas en el análisis, de 0,85.

La resistencia de diseño para la columna queda:

$$P_d = 0,80 * \phi * [0,85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}] \quad (\text{Ec. 4.27})$$

Para el pilote zunchado, la resistencia de diseño queda:

$$P_d = 0,85 * \phi * [0,85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}] \quad (\text{Ec. 4.28})$$

Donde:

f'_c : resistencia especificada a la compresión del hormigón, A_g : área bruta de la sección de hormigón, A_{st} : área total del pilote, f_y : tensión de fluencia del acero.

Podemos aplicar coeficientes de reducción más bajos para calcular la resistencia de diseño a la compresión, dado que existen daños causados por el tránsito, movimientos laterales, fisuras, etc., en el cuerpo de la columna.

Tabla 4.7 Verificación axial de diseño, columna y pilote

PUNTO	SUELO	f'_c (tn/cm ²)	f_y (tn/cm ²)	ϕ	A_g (cm ²)	A_{st} (cm ²)	P_d (tn)	P_u (tn)	$P_d > P_u$
A	Compacto	0,2	4,2	0,65	1500	18	170,32	120,97	OK
	Blando	0,2	4,2	0,65	1500	22,5	179,75	125,29	OK
B	Compacto	0,2	4,2	0,65	1500	18	170,32	122,76	OK
	Blando	0,2	4,2	0,65	1500	24	182,89	127,09	OK
C	Compacto	0,2	4,2	0,7	11300	113	1413,95	122,76	OK
	Blando	0,2	4,2	0,7	11300	113	1413,95	127,09	OK
D	Compacto	0,2	4,2	0,7	11300	113	1413,95	177,05	OK
	Blando	0,2	4,2	0,7	11300	113	1413,95	181,38	OK

El diseño de la columna y pilote comprimido se baso fundamentalmente en la resistencia de su sección transversal. La resistencia de la sección transversal solicitada a una combinación de flexión y carga axial debe satisfacer tanto la condición de equilibrio de fuerzas como la condición de compatibilidad de las deformaciones. Luego la resistencia a la combinación de carga axial y momento (P_n , M_n) multiplicados por el factor de reducción de la resistencia ϕ correspondientes, definen la resistencia de diseño (ϕP_n , ϕM_n) de la sección. Cuando se calculo la armadura para la sección se uso la condición de que la resistencia de diseño debe ser mayor o igual que la resistencia requerida.

$$(\phi P_n, \phi M_n) \geq (P_u, M_u) \quad (\text{Ec. 4.29})$$

Por lo que esta condición queda verificada.

4.4.5 Verificación de Corte de Diseño

Vamos a determinar la resistencia cortante de diseño factorizada mediante la ecuación:

$$V_d = \phi * V_n \quad (\text{Ec. 4.30})$$

Donde:

V_d : Resistencia a cortante factorizada; V_n : Resistencia a cortante nominal (N); ϕ : Factor de resistencia.

La resistencia nominal al cortante V_n , se debe determinar con las Ecuaciones 4.31 y 4.32.

$$V_n = V_c + V_s \quad (\text{Ec. 4.31})$$

$$V_s = \frac{A_v \left(\frac{cm^2}{m} \right) * d_c * f_y}{s} \quad (\text{Ec. 4.32})$$

V_s Corte resistido por armadura verdaderamente dispuesta

Tabla 4.8 Verificación corte de diseño, columna y pilote

PUNTO	SUELO	ϕV_s^* (tn)	V_c (tn)	ϕV_c	$V_d = \phi V_c + \phi V_s$	V_u (tn)	$V_d > V_u$
A	Compacto	14,4	25,25	18,94	33,34	19,03	OK
	Blando	14,8	25,58	19,18	33,98	19,79	OK
B	Compacto	14,6	25,39	19,04	33,64	19,03	OK
	Blando	14,8	25,72	19,29	34,09	19,79	OK
C	Compacto	30,3	108,91	81,68	111,98	34,30	OK
	Blando	31,2	109,19	81,89	113,09	25,44	OK
D	Compacto	32,5	112,38	84,28	116,78	0,00	OK
	Blando	32,5	112,66	84,45	116,95	0,00	OK

4.4.6 Unión Columna - Viga Dintel

Se considera que la longitud que la columna penetra en la viga dintel es de 0.40 m. Además debe cumplir con los requisitos mostrados en la Figura 4.41.

L_r (m)	$d_{\max}/2$	25 cm	OK
	380 mm	38 cm	OK

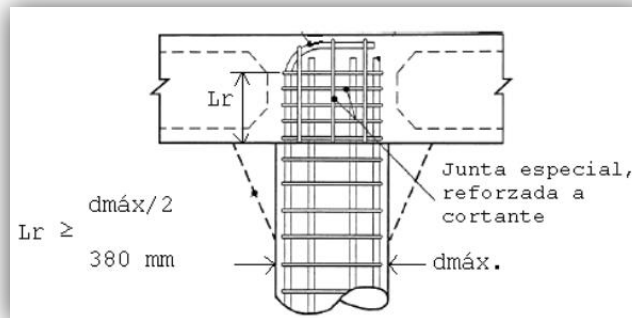


Figura 4.41 Conexión monolítica entre columna - superestructura

4.5 REDIMENSIONADO DE PILOTE

Según se vio en la sección 4.4.2, desde el punto de vista estructural los pilotes podrían ser de menor diámetro, ya que según el desarrollo presentado en el apartado anterior, para un pilote de 1,20 m de diámetro resulta una cuantía de armadura necesaria muy por debajo de la mínima requerida, por lo que el pilote podría ser de un diámetro menor y la armadura resultante inferior a la calculada.

Es importante destacar que en una etapa posterior del diseño, también será necesario verificar la capacidad geotécnica del pilote como elemento de fundación, y el diámetro resultante será el que cumpla tanto con la capacidad resistente como la geotécnica.

En esta sección se realizará un diseño del pilote con una sección de 0,80 m de diámetro, realizándose las verificaciones estructurales correspondientes.

4.5.1 Rediseño Pilote 1

- *Solicitaciones*

Se usaran las obtenidas en la sección 4.4.1.

PILOTE	PUNTO	SOLICITACION	SUELO COMPACTO	SUELO BLANDO	
	C		P_u	-122,76 tn	-127,09 tn
			V_u	34,30 tn	25,44 tn
			M_u	38,19 tn m	39,43 tn m
PILOTE	PUNTO	SOLICITACION	SUELO COMPACTO	SUELO BLANDO	
	D		P_u	-177,05 tn	-181,38 tn
			V_u	0,00 tn	0,00 tn
			M_u	0,00 tn m	0,00 tn m

- *Cuantía de refuerzo longitudinal - Gráficas de Interacción Generalizados*

Se utilizan los diagramas de interacción generalizados, para variables correspondientes.

Datos Generales:

$f'_c = 20$ Mpa.

$E_c = 30000$ Mpa.

$f_y = 420$ Mpa.

- *Pilote*

Diámetro de pilote= 0,80 m

Área de pilote= 0,50 m²

Recubrimiento= 5 cm

Si utilizamos barras $\phi = 25$ y estribos $\phi = 10$

Distancia a centroide de las armaduras longitudinales, $d' = 5\text{cm} + 1\text{ cm} + 2,5\text{ cm}/2 = 7,25\text{ cm}$

Relación entre distancia a centros de capas de armaduras y altura del pilote.

$$\gamma = \frac{80\text{cm} - 2 * 7,25\text{cm}}{80\text{ cm}} = 0,81 \quad (\text{Ec. 4.33})$$

- *Esfuerzos o cargas generalizadas*

Se usan las Ecuaciones 4.13 y 4.14 de la sección 4.4.2.

PUNTO	SUELO	A_g (m ²)	P_u (tn)	P_u / A_g (Mpa)	
C	Compacto	0,50	-125,80	2,52	
	Blando	0,50	-118,54	2,37	
PUNTO	SUELO	A_g (m ²)	D (m)	M_u (tnm)	$M_u / A_g * h$ (Mpa)
C	Compacto	0,50	0,80	38,19	0,95
	Blando	0,50	0,80	39,43	0,98
PUNTO	SUELO	A_g (m ²)	P_u (tn)	P_u / A_g (Mpa)	
D	Compacto	0,50	-180,00	3,6	
	Blando	0,50	-172,83	3,5	
PUNTO	SUELO	A_g (m ²)	D (m)	M_u (tnm)	$M_u / A_g * h$ (Mpa)
D	Compacto	0,50	0,80	0,00	0
	Blando	0,50	0,80	0,00	0

- *Determinación de la cuantía geométrica de armadura*

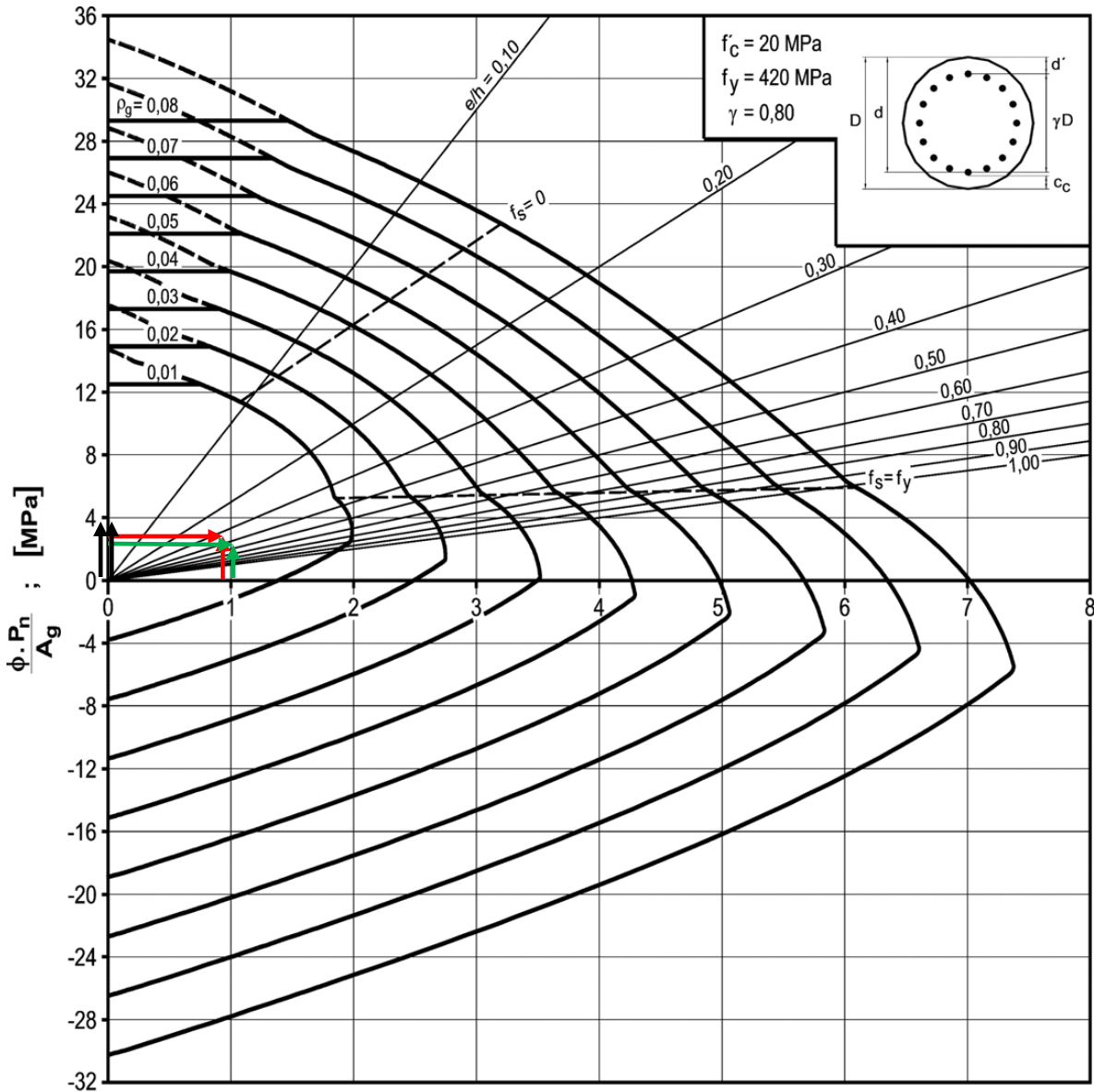
La cuantía de armadura geométrica ρ_s , se obtiene del ábaco de interacción para los datos generales y de sección anteriormente listados, véase Figuras 4.42 y 4.43.

Referencias:

Rojo: Suelo Compacto, sección C.

Verde: Suelo Blando, sección C.

Negro: Suelo Compacto y Blando, sección D.



$$\frac{\phi \cdot P_n}{A_g} \cdot \frac{e}{D} = \frac{\phi \cdot M_n}{A_g \cdot D} ; \text{ [MPa]}$$

Figura 4.42 Diagrama de interacción. Para punto C y D en Pilote, Suelo Compacto y Suelo Blando

PUNTO	SUELO	ρ_g (%)
C	Compacto	0,01
	Blando	0,01
PUNTO	SUELO	ρ_g (%)
D	Compacto	0,01
	Blando	0,01

Aun con la reducción de sección del pilote, vemos en la grafica del ábaco de interacción que el punto de diseño está por debajo de la curva de 1%, por lo que a la sección le corresponde la cuantía mínima. Pero la armadura longitudinal resulta menor que el caso anterior, ya que se ha reducido la sección transversal del pilote.

- Armadura total

Tabla 4.9 Diámetro y numero de barras, pilote Ø 0,80 m

PUNTO	SUELO	ρ_g^{\min}	ρ_g^{\max}	ρ_g	$\rho_g^{\min} < \rho_g < \rho_g^{\max}$	A_g (m ²)	$A_{st} = \rho_g * A_g$ (cm ²)	ϕ	Nº
C	Compacto	0,01	0,08	0,01	OK	0,50	50	25	10
	Blando	0,01	0,08	0,01	OK	0,50	50	25	10
D	Compacto	0,01	0,08	0,01	OK	0,50	50	25	10
	Blando	0,01	0,08	0,01	OK	0,50	50	25	10

En la Figura 4.43 se observa la cantidad y disposición de la armadura calculada.

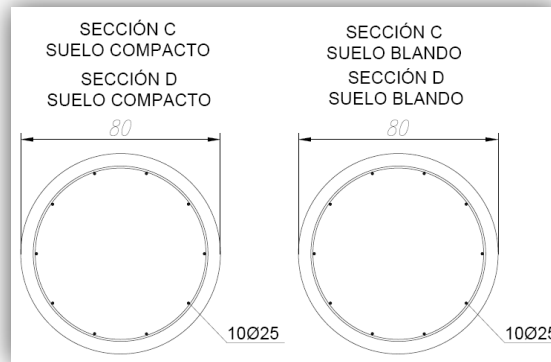


Figura 4.43 Detalle armadura longitudinal Pilote Ø0,80 m, sección C y D

4.5.2 Refuerzo Transversal Pilote Ø 0,80 m

- Se debe proveer de refuerzo transversal por corte si, se cumple lo expresado en la Ecuación 4.15. Además se calcula la contribución del hormigón al corte, con la Ecuación 4.17.

PUNTO	SUELO	b_v (mm)	d_v (mm)	f'_c (Mpa)	A_g (mm ²)	P_u (N)	V_c (N)
C	Compacto	800	727,5	20	502654,8	1227600	511344,99
	Blando	800	727,5	20	502654,8	1270900	506869,66
D	Compacto	800	727,5	20	502654,8	1770500	544755,89
	Blando	800	727,5	20	502654,8	1813800	540336,03

Tabla 4.10 Requerimiento de refuerzo por corte, pilote $\varnothing 0,80$ m

PUNTO	SUELO	V_c (tn)	ϕ	$0,5^* \phi^* V_c$	V_u (tn)	$V_u > 0,5^* \phi^* V_c$	REFUERZO
C	Compacto	51,13	0,75	19,17	34,30	OK	POR CORTE
	Blando	50,68		19,00	25,44	OK	POR CORTE
D	Compacto	54,47		20,43	0,00	NO	MÍNIMO
	Blando	50,03		18,76	0,00	NO	MÍNIMO

- Refuerzo por confinamiento

Pilote con estribos transversales circulares

Se aplican las Ecuaciones 4.21 a 4.24.

PUNTO	SUELO	P_u (N)	f'_c (Mpa)	f_v (Mpa)	d_c (cm)	A_c (m ²)	A_g (m ²)	n_u	s (cm)	$A_{k,2}$ (cm ²)
C	Compacto	1227600	20	420	70	0,38	0,50	0,12	8	3848,45
	Blando	1270900	20	420	70	0,38	0,50	0,13	8	3848,45
D	Compacto	1770500	20	420	70	0,38	0,50	0,18	8	3848,45
	Blando	1813800	20	420	70	0,38	0,50	0,18	8	3848,45

PUNTO	SUELO	A^1_w (cm ³)	A^1_{sw} (cm ²)	A^2_w (cm ³)	A^2_{sw} (cm ²)	ϕ
C	Compacto	19,6	0,70	14,3	0,52	10
	Blando	19,9	0,72	14,5	0,53	10
D	Compacto	21,8	0,78	15,9	0,57	10
	Blando	21,8	0,78	15,9	0,57	10

Se coloca estribo transversal circular ϕ **10 c/ 8**.

- Verificación de armadura por corte

Se considera la resistencia a cortante del hormigón y adoptando la separación antes mencionada para cada caso. Se calcula el corte que deberá resistir la armadura.

PUNTO	SUELO	V_c (tn)	ϕ	$0,5^* \phi^* V_c$	V_u (tn)	$\phi V_s = V_u - 0,5^* \phi^* V_c$ (tn)
C	Compacto	51,13	0,75	19,17	34,30	15,13
	Blando	50,68		19,00	25,44	6,44
D	Compacto	54,47		20,43	0,00	-
	Blando	50,03		18,76	0,00	-

El corte resistido por la armadura dispuesta será ϕV_s^* , el calculado con la Ecuación 4.25. y deberá ser mayor que el corte ϕV_s .

Tabla 4.11 Verificación de armadura de confinamiento a corte, pilote Ø 0,80 m

PUNTO	SUELO	ϕ	dc (cm)	f_y (tn/cm ²)	A_{sw} (cm ²)	s (cm)	ϕV^*s (tn)	$\phi V^*s > \phi V_s$
C	Compacto	0,75	70	4,20	0,70	8	19,3	OK
	Blando		70	4,20	0,72	8	19,8	OK
D	Compacto		70	4,20	0,78	8	21,5	OK
	Blando		70	4,20	0,78	8	21,5	OK

La armadura calculada para confinamiento verifica al corte solicitante en el pilote. En la Figura 4.44 vemos el detalle de la armadura transversal.

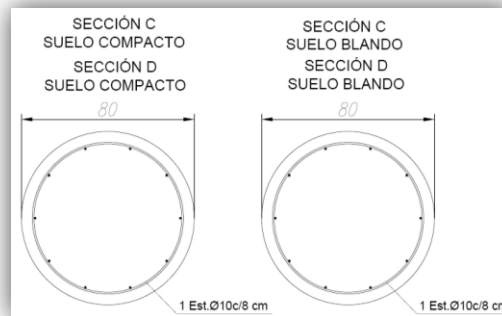


Figura 4.44 Detalle armadura estribo zunchado pilote, sección C y D

4.5.3 Verificación Axil de Diseño Pilote Ø 0,80 m

Se usa la Ecuación 4.26 y 4.28.

Tabla 4.12 Verificación axil de diseño, pilote Ø0,80 m.

PUNTO	SUELO	f'_c (tn/cm ²)	f_v (tn/cm ²)	ϕ	A_q (cm ²)	A_{st} (cm ²)	P_d (tn)	P_u (tn)	$P_d > P_u$
C	Compacto	0,2	4,2	0,7	5026,5	50	628,32	122,76	OK
	Blando	0,2	4,2	0,7	5026,5	50	628,32	127,09	OK
D	Compacto	0,2	4,2	0,7	5026,5	50	628,32	177,05	OK
	Blando	0,2	4,2	0,7	5026,5	50	628,32	181,38	OK

4.5.4 Verificación Corte de Diseño Pilote Ø 0,80 m

Se usa la Ecuación 4.30, 4.31 y 4.32.

Tabla 4.13 Verificación corte de diseño, pilote \varnothing 0,80 m

PUNTO	SUELO	ϕV_s (tn)	V_c (tn)	ϕV_c	$V_d = \phi V_c + \phi V_s$	V_u (tn)	$V_d > V_u$
C	Compacto	19,3	51,13	38,35	57,65	34,30	OK
	Blando	19,8	50,68	38,01	57,81	25,44	OK
D	Compacto	21,5	54,47	40,85	62,35	0,00	OK
	Blando	21,5	50,03	37,52	59,02	0,00	OK

4.6 INFLUENCIA DEL DESPLAZAMIENTO DE LA SUPERESTRUCTURA

Tal como se describe en el apartado 4.1.1 del Capítulo 4, en puentes con tableros largos, de múltiples luces o donde se utilizan columnas semi-rígidas, es necesario tener en cuenta en el diseño del estribo integral las fuerzas de coacción debido a los movimientos de la superestructura. En este apartado, se calculan las solicitaciones en el estribo integral debido al movimiento de la superestructura, mediante un desplazamiento impuesto aplicado en el extremo superior del modelo del estribo en dirección longitudinal del puente, y se rediseñan las secciones críticas teniendo en cuenta estas solicitaciones.

El valor del desplazamiento impuesto adoptado es de 15 mm, correspondiente al movimiento en el extremo de un tablero de 30 m de longitud debido a los efectos de retracción, fluencia y variación de temperatura para un salto térmico de 20 °C.

En primer lugar, se estiman las solicitaciones utilizando el modelo simplificado del Método equivalente Cantiléver, y en segundo término, se utiliza el modelo numérico completo del estribo realizando con Sap2000.

4.6.1 Modelo interacción suelo-estructura: Método equivalente Cantilever

Se aplica el método descrito en la sección 4.1.1. Según se observa en la Figura 4.1, es necesario calcular la longitud de empotramiento equivalente de la columna " L_f ", para luego sumarla a la longitud real de la columna, y así obtener " L_e ".

Se usa la ecuación 4.1, para ambos tipos de suelo (compacto y blando), para calcular L_f .

$$I_y = 0,00125 \text{ m}^4$$

$$E_p = 3300000 \text{ tn/m}^2$$

$$E_c^{\text{s.compacto}} = 10000 \text{ tn/m}^2$$

$$E_c^{\text{s.blando}} = 1000 \text{ tn/m}^2$$

SUELO	L_f (m)	L_{columna} (m)	$L_e = L_f + L_{\text{columna}}$
COMPACTO	1,12	4	5,12
BLANDO	2,00	4	6

Luego se calcula el momento 2-2 (en dirección longitudinal del puente), aplicando la Ecuación 4.4, para un desplazamiento de 15 mm, donde se reduce la inercia de la sección por la fisuración en las columnas.

SUELO	Le (m)	Δ (m)	Ep (tn/m ²)	Ip (m ⁴)*0,5	M (tn.m)
COMPACTO	5,12	0,015	3300000	0,001125	6,37
BLANDO	6	0,015	3300000	0,001125	4,64

Los momentos obtenidos corresponden a los extremos de la columna del estribo

4.6.2 Modelo interacción suelo – estructura: Modelo Estribo Integral Sap2000

Al modelo numérico del estribo se le aplica la restricción impuesta por el tablero en la dirección longitudinal, según la figura siguiente, en el eje global Y, y luego se aplica el desplazamiento impuesto de 15 mm por movimiento del tablero, para ambos tipos de suelos. Ver Figura

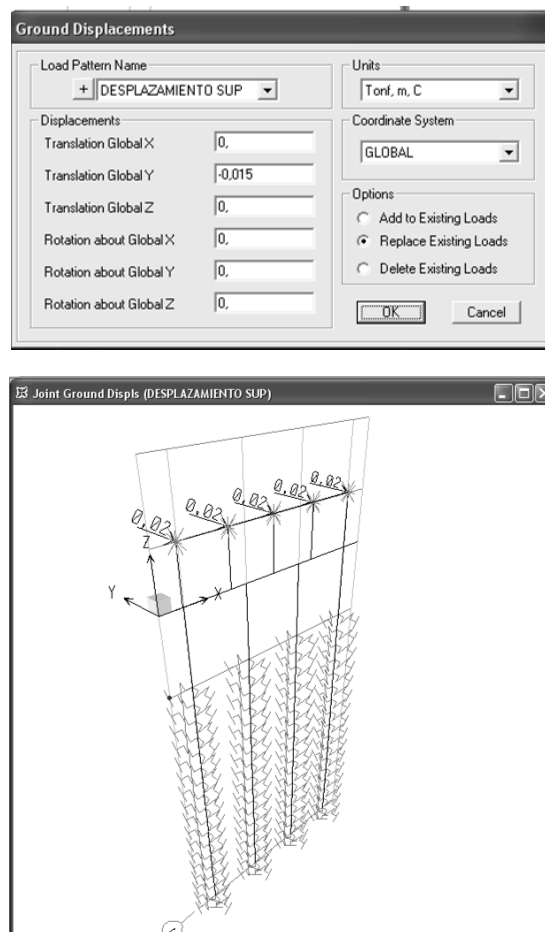
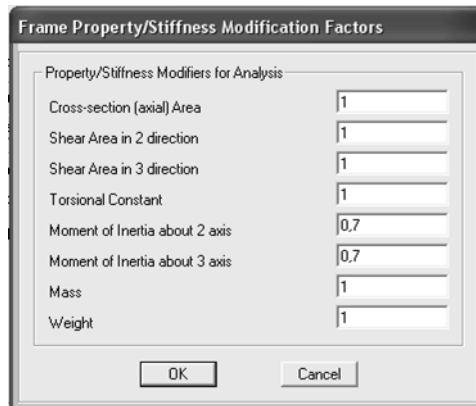


Figura 4.45 Modelo Sap2000: Desplazamiento de superestructura

Se reducen las inercias de la columna para tener en cuenta la fisuración del hormigón.



La deformación resultante del modelo se muestra en la siguiente figura:

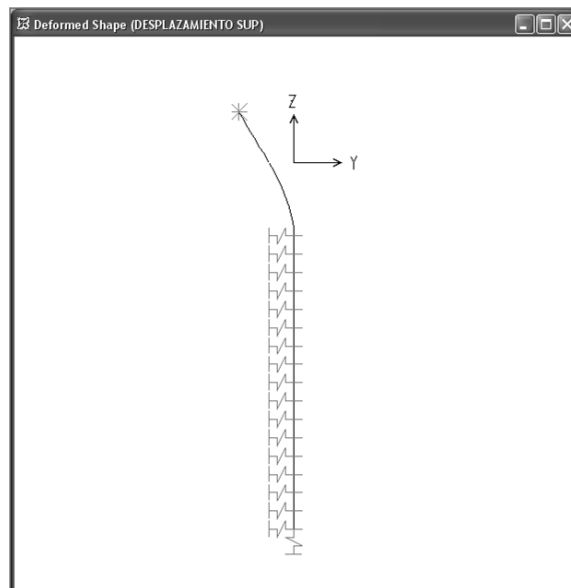


Figura 4.46 Modelo Sap2000: Deformación de estribo por desplazamiento de tablero

COLUMNA 1 - PILOTE 1		PLANO YZ	PLANO XZ	M _{requerido} (tn m)
Ubicación	Profundidad (m)	M2 (tn m)	M3 (tn m)	
Capitel (A)	0	-1,10	0,00	1,56
Base (B)	-4	-2,70	0,00	3,84
Cota fundación (D)	-20	0,00	0,00	0,00

Suelo Blando

- **Momento Requerido: Desplazamiento impuesto**

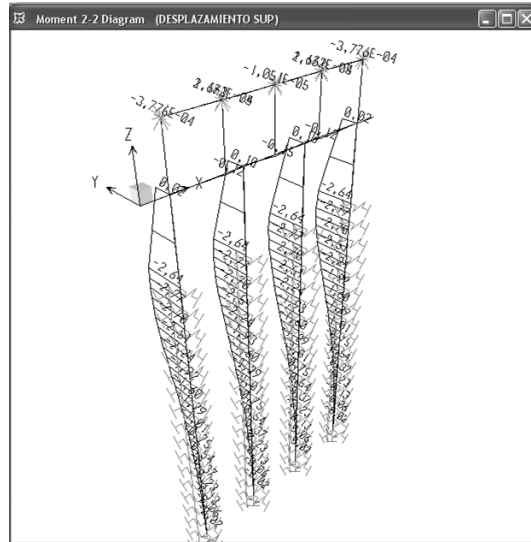


Figura 4.49 Modelo Sap2000: Diagrama de Momento 2-2 por desplazamiento en suelo blando

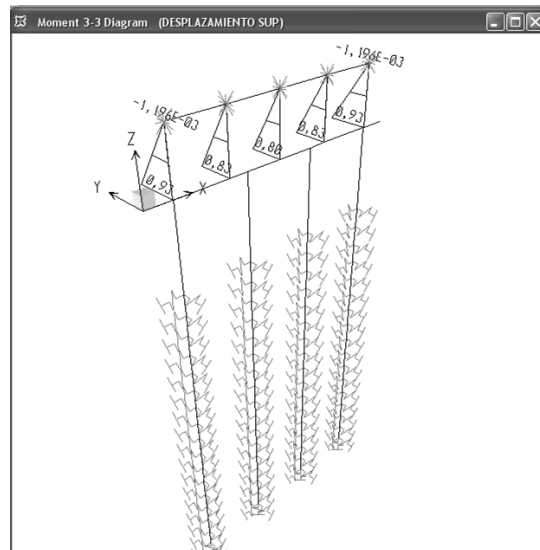


Figura 4.50 Modelo Sap2000: Diagrama de Momento 3-3 por desplazamiento en suelo blando

COLUMNA 1 - PILOTE 1		PLANO YZ	PLANO XZ	
Ubicación	Profundidad (m)	M2 (tn m)	M3 (tn m)	M _{requerido} (tn m)
Capitel (A)	0	-1,08	0,00	1,08
Base (B)	-4	-2,63	0,00	2,63
Cota fundación (D)	-20	0,00	0,00	0,00

De los resultados obtenidos por el programa, se observa que los momentos adicionales por movimiento de la superestructura, son levemente menores a los obtenidos con el Método equivalente Cantilever, dado que éste, es un método aproximado.

Los momentos obtenidos del modelo en Sap2000 debido al desplazamiento impuesto, se suman a los momentos usados para el diseño de la columna en la sección 4.4.2 del capítulo 4.

COLUMNA	PUNTO	SOLICITACION	SUELO COMPACTO	SUELO BLANDO
	A	P _u		-120,97 tn
V _u			19,43 tn	20,18 tn
M _u			38,59 tn m	40,80 tn m
COLUMNA	PUNTO	SOLICITACION	SUELO COMPACTO	SUELO BLANDO
	B	P _u		-122,76 tn
V _u			19,43 tn	20,18 tn
M _u			41,03 tn m	42,06 tn m
ILOTE	PUNTO	SOLICITACION	SUELO COMPACTO	SUELO BLANDO
	C	P _u		-122,76 tn
V _u			34,88 tn	25,76 tn
M _u			42,03 tn m	42,06 tn m
PILOTE	PUNTO	SOLICITACION	SUELO COMPACTO	SUELO BLANDO
	D	P _u		-177,05 tn
V _u			0,00 tn	0,00 tn
M _u			0,00 tn m	0,00 tn m

4.6.4 Esfuerzos o Cargas Generalizadas

Se usan las ecuaciones 4.13 y 4.14.

PUNTO	SUELO	A _g (m ²)	P _u (tn)	P _u / A _g (Mpa)	
A	Compacto	0,15	-120,97	8,06	
	Blando	0,15	-125,29	8,35	
PUNTO	SUELO	A _g (m ²)	D (m)	M _u (tnm)	M _u / A _g * D (Mpa)
A	Compacto	0,15	1,20	38,59	2,14
	Blando	0,15	1,20	40,80	2,27

PUNTO	SUELO	A_g (m ²)	P_u (tn)	P_u / A_g (Mpa)	
B	Compacto	0,15	-122,76	8,18	
	Blando	0,15	-127,09	8,50	
PUNTO	SUELO	A_g (m ²)	D (m)	M_u (tnm)	$M_u / A_g * D$ (Mpa)
B	Compacto	0,15	1,20	41,03	2,28
	Blando	0,15	1,20	42,06	2,34

PUNTO	SUELO	A_g (m ²)	P_u (tn)	P_u / A_g (Mpa)	
C	Compacto	0,50	-125,80	2,52	
	Blando	0,50	-118,54	2,37	
PUNTO	SUELO	A_g (m ²)	D (m)	M_u (tnm)	$M_u / A_g * h$ (Mpa)
C	Compacto	0,50	0,80	42,03	1,05
	Blando	0,50	0,80	42,06	1,05

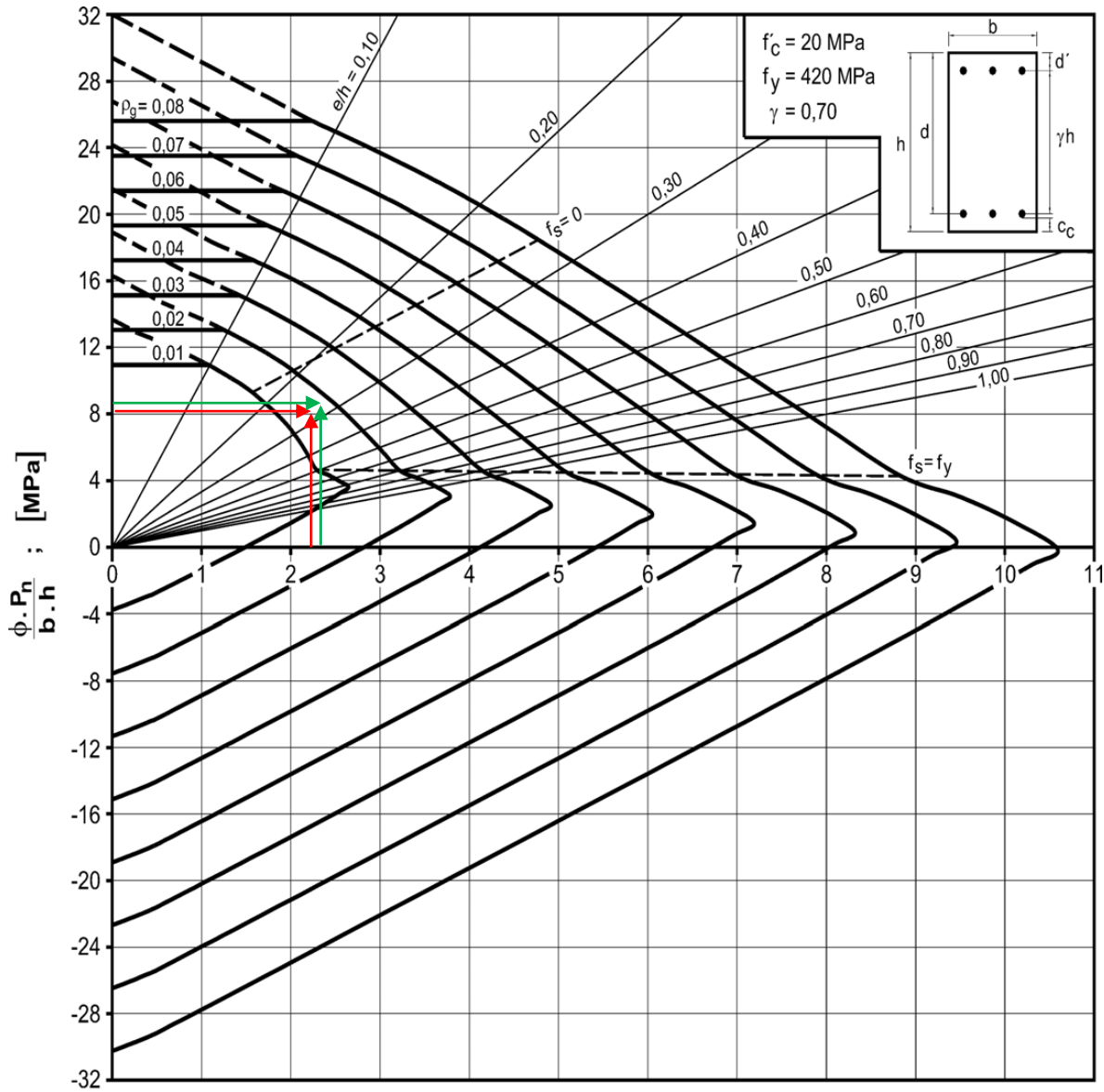
PUNTO	SUELO	A_g (m ²)	P_u (tn)	P_u / A_g (Mpa)	
D	Compacto	0,50	-180,00	3,6	
	Blando	0,50	-172,83	3,5	
PUNTO	SUELO	A_g (m ²)	D (m)	M_u (tnm)	$M_u / A_g * h$ (Mpa)
D	Compacto	0,50	0,80	0,00	0
	Blando	0,50	0,80	0,00	0

4.6.5 Determinación de la cuantía geométrica de armadura

Referencia:

Rojo: Suelo Compacto

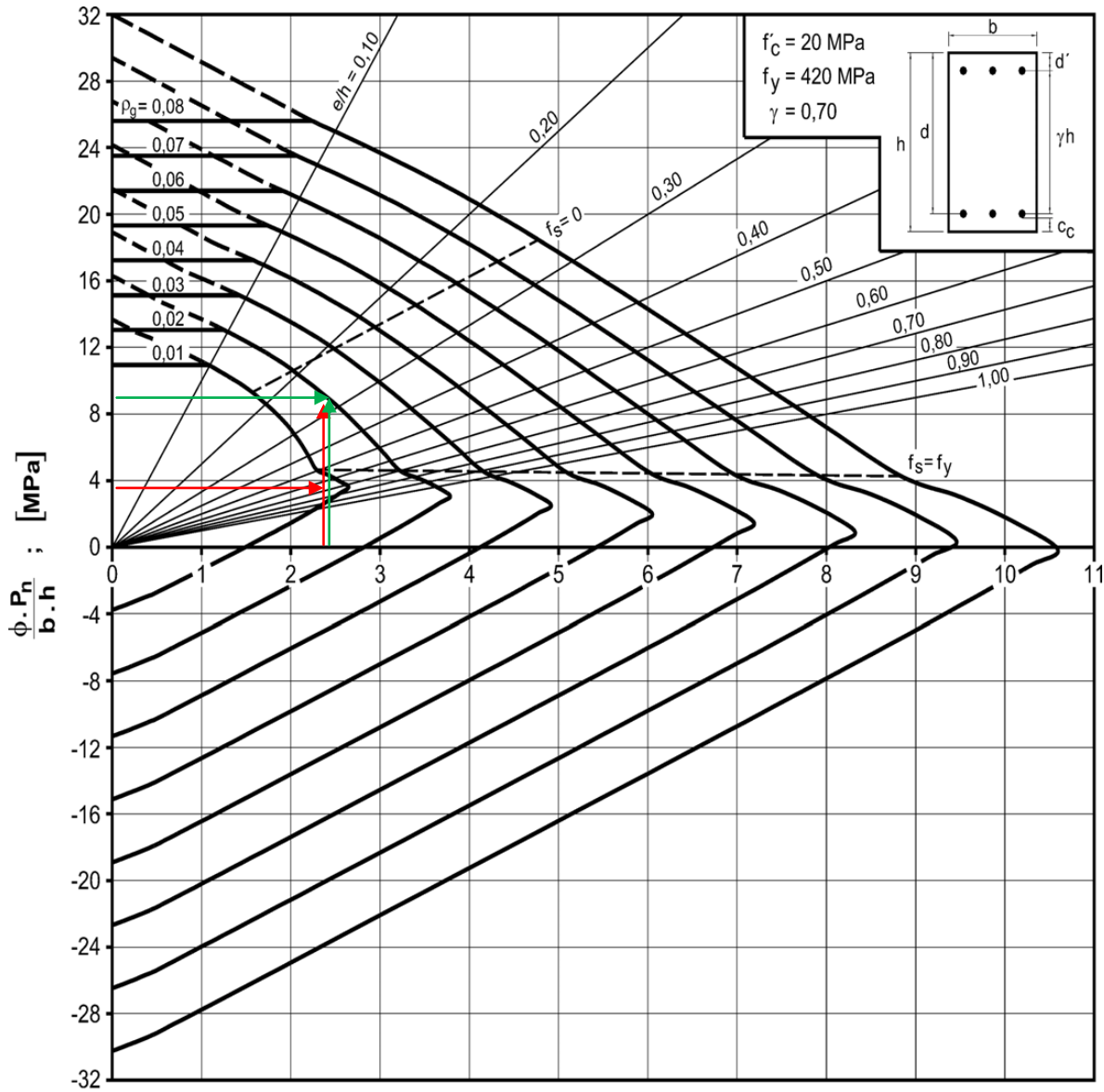
Verde: Suelo Blando



$$\frac{\phi \cdot P_n \cdot e}{A_g \cdot h} = \frac{\phi \cdot M_n}{b \cdot h^2} ; \text{ [MPa]}$$

Figura 4.51 Diagrama de interacción. Para punto A en Columna, Suelo Compacto y Suelo Blando

PUNTO	SUELO	ρ_g (%)
A	Compacto	0,015
	Blando	0,017



$$\frac{\phi \cdot P_n \cdot e}{A_g \cdot h} = \frac{\phi \cdot M_n}{b \cdot h^2} ; \text{ [MPa]}$$

Figura 4.52 Diagrama de interacción. Para punto B en Columna, Suelo Compacto y Suelo Blando

PUNTO	SUELO	ρ_g (%)
B	Compacto	0,019
	Blando	0,018

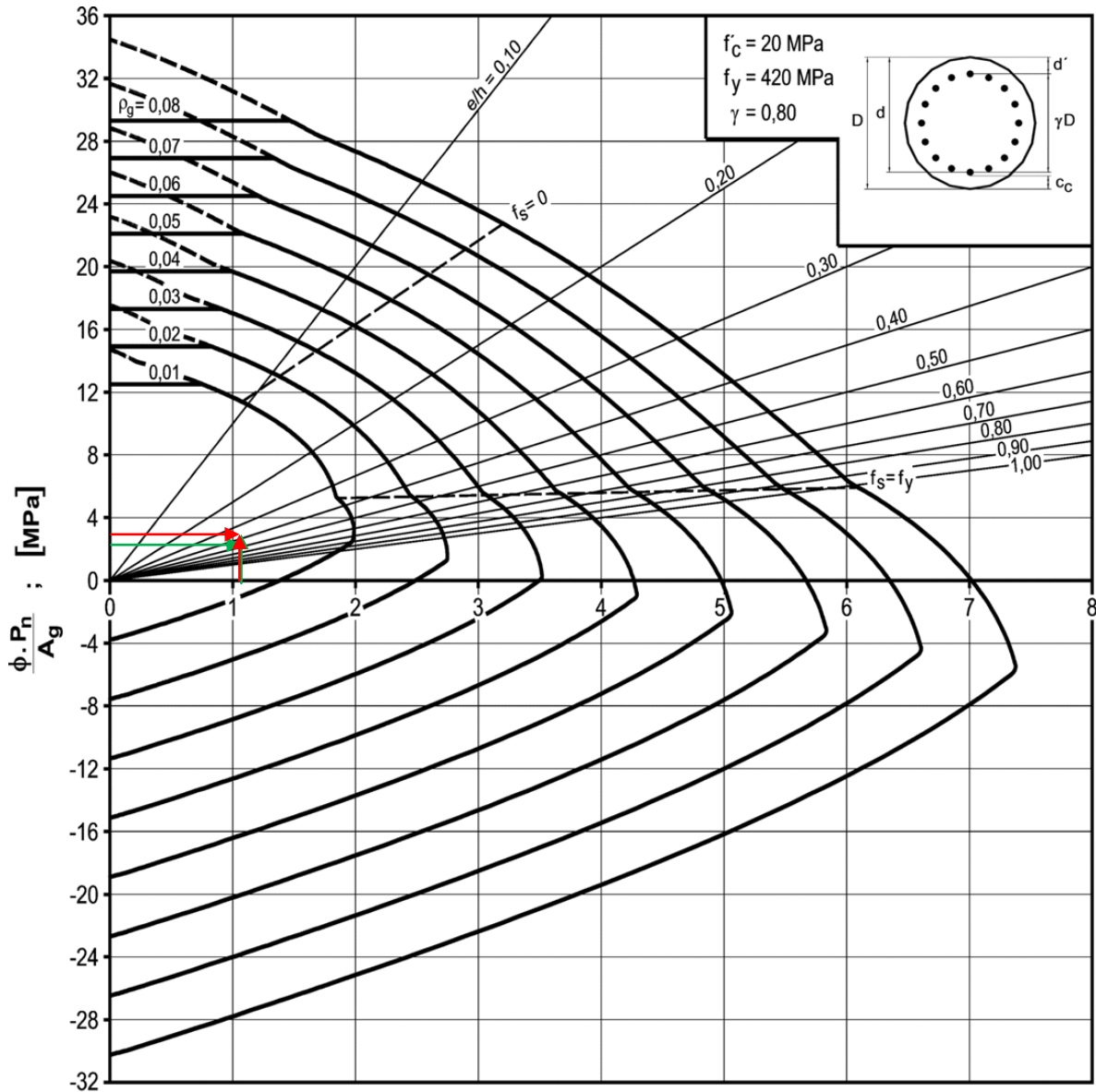


Figura 4.53 Diagrama de interacción. Para punto C y D en Columna, Suelo Compacto y Suelo Blando

PUNTO	SUELO	ρ_g (%)
C	Compacto	0,01
	Blando	0,01
PUNTO	SUELO	ρ_g (%)
D	Compacto	0,01
	Blando	0,01

Armadura Total

	SUELO	ρ_g^{\min}	ρ_g^{\max}	ρ_g	$\rho_g^{\min} < \rho_g < \rho_g^{\max}$	A_g (m ²)	$A_{st} = \rho_g * A_g$ (cm ²)	ϕ	Nº
A	Compacto	0,012	0,08	0,015	OK	0,15	22,5	22	6
	Blando	0,015	0,08	0,017	OK	0,15	25,5	25	6
B	Compacto	0,012	0,08	0,019	OK	0,15	28,5	25	6
	Blando	0,016	0,08	0,018	OK	0,15	27,0	25	6
C	Compacto	0,01	0,08	0,010	OK	0,50	50,3	25	10
	Blando	0,01	0,08	0,010	OK	0,50	50,3	25	10
D	Compacto	0,01	0,08	0,010	OK	0,50	50,3	25	10
	Blando	0,01	0,08	0,010	OK	0,50	50,3	25	10

4.6.6 Refuerzo transversal por confinamiento

Se usan las Ecuaciones 4.15 a 4.17.

PUNTO	SUELO	b_v (mm)	d_v (mm)	f'_c (Mpa)	A_g (mm ²)	P_u (N)	V_c (N)
A	Compacto	500	430	20	150000	1209700	252564,06
	Blando	500	430	20	150000	1252900	255860,66
B	Compacto	500	430	20	150000	1227600	253930,01
	Blando	500	430	20	150000	1270900	257234,24
C	Compacto	800	730	20	502654,8	1227600	511344,99
	Blando	800	730	20	502654,8	1270900	506869,66
D	Compacto	800	730	20	502654,8	1770500	544755,89
	Blando	800	730	20	502654,8	1813800	540336,03

PUNTO	SUELO	V_c (tn)	ϕ	$0,5 * \phi * V_c$	V_u (tn)	$V_u > 0,5 * \phi * V_c$	REFUERZO
A	Compacto	25,25	0,75	9,47	19,43	OK	POR CORTE
	Blando	25,58		9,59	20,18	OK	POR CORTE
B	Compacto	25,39		9,52	19,43	OK	POR CORTE
	Blando	25,72		9,65	20,18	OK	POR CORTE
C	Compacto	51,13		19,17	34,85	OK	POR CORTE
	Blando	50,68		19,00	25,76	OK	POR CORTE
D	Compacto	54,47		20,43	0,00	NO	MÍNIMO
	Blando	50,03		18,76	0,00	NO	MÍNIMO

Tabla 4.14 Diámetro de estribo por confinamiento, en columna.

PUNTO	SUELO	P_u (N)	f'_c (Mpa)	f_y (Mpa)	d_c (cm)	A_c (m ²)	A_g (m ²)	n_u	s (cm)	A^{1sh} (cm ²)	A^{2sh} (cm ²)
A	Compacto	1209700	20	420	40	0,13	0,15	0,40	10	1,14	0,38
	Blando	1252900	20	420	40	0,13	0,15	0,42	10	1,18	0,39
B	Compacto	1227600	20	420	40	0,13	0,15	0,41	10	1,16	0,38
	Blando	1270900	20	420	40	0,13	0,15	0,42	10	1,18	0,39

1 Est. ϕ 8 + 1 rama ϕ 8 c/10.

Se aplican las Ecuaciones 4.21 a 4.24.

PUNTO	SUELO	P_u (N)	f'_c (Mpa)	f_y (Mpa)	d_c (cm)	A_c (m ²)	A_g (m ²)	n_u	s (cm)	A_k (cm ²)
C	Compacto	1227600	20	420	70	0,38	0,50	0,12	8	3848,45
	Blando	1270900	20	420	70	0,38	0,50	0,13	8	3848,45
D	Compacto	1770500	20	420	70	0,38	0,50	0,18	8	3848,45
	Blando	1813800	20	420	70	0,38	0,50	0,18	8	3848,45

PUNTO	SUELO	A^1w (cm ³)	A^1sw (cm ²)	A^2w (cm ³)	A^2sw (cm ²)	ϕ
C	Compacto	19,6	0,70	14,3	0,52	10
	Blando	19,9	0,72	14,5	0,53	10
D	Compacto	21,8	0,78	15,9	0,57	10
	Blando	21,8	0,78	15,9	0,57	10

Se coloca estribo transversal circular ϕ 10 c/ 8.

4.6.7 Verificación de armadura por corte

PUNTO	SUELO	V_c (tn)	ϕ	$0,5* \phi*V_c$	V_u (tn)	$\phi*V_s= V_u - 0,5* \phi*V_c$ (tn)
A	Compacto	25,25	0,75	9,47	19,43	9,96
	Blando	25,58		9,59	20,18	10,59
B	Compacto	25,39		9,52	19,43	9,91
	Blando	25,72		9,65	20,18	10,53
C	Compacto	51,13		19,17	34,85	15,68
	Blando	50,68		19,00	25,76	6,76
D	Compacto	54,47		20,43	0,00	-
	Blando	50,03		18,76	0,00	-

El corte resistido por la armadura será calculado con la Ecuación 4.25.

Tabla 4.15 Verificación de armadura de confinamiento a corte, en columna y pilote

PUNTO	SUELO	ϕ	d_c (cm)	f_y (tn/cm ²)	A_{sw} (cm ²)	s (cm)	ϕV_s^* (tn)	$\phi V_s^* > \phi V_s$
A	Compacto	0,75	40	4,20	1,14	10	14,36	OK
	Blando		40	4,20	1,18	10	14,8	OK
B	Compacto		40	4,20	1,16	10	14,6	OK
	Blando		40	4,20	1,18	10	14,8	OK
C	Compacto		70	4,20	0,70	8	19,3	OK
	Blando		70	4,20	0,72	8	19,8	OK
D	Compacto		70	4,20	0,78	8	21,5	OK
	Blando		70	4,20	0,78	8	21,5	OK

4.6.8 Verificación de Axil de diseño**Tabla 4.16** Verificación axil de diseño, columna y pilote

PUNTO	SUELO	f'_c (tn/cm ²)	f_y (tn/cm ²)	ϕ	A_g (cm ²)	A_{st} (cm ²)	P_d (tn)	P_u (tn)	$P_d > P_u$
A	Compacto	0,2	4,2	0,65	1500	22,5	179,75	120,97	OK
	Blando	0,2	4,2	0,65	1500	25,5	186,04	125,29	OK
B	Compacto	0,2	4,2	0,65	1500	28,5	192,32	122,76	OK
	Blando	0,2	4,2	0,65	1500	27,0	189,18	127,09	OK
C	Compacto	0,2	4,2	0,7	5026,5	50,3	629,04	122,76	OK
	Blando	0,2	4,2	0,7	5026,5	50,3	629,04	127,09	OK
D	Compacto	0,2	4,2	0,7	5026,5	50,3	629,04	177,05	OK
	Blando	0,2	4,2	0,7	5026,5	50,3	629,04	181,38	OK

4.6.9 Verificación de Corte de Diseño

Se usan las ecuaciones 4.30, 4.31 y 4.32.

Tabla 4.17 Verificación corte de diseño, columna y pilote

PUNTO	SUELO	ϕV_s^* (tn)	V_c (tn)	ϕV_c	$V_d = \phi V_c + \phi V_s$	V_u (tn)	$V_d > V_u$
A	Compacto	14,36	25,25	18,94	44,19	19,43	OK
	Blando	14,8	25,58	19,18	44,76	20,18	OK
B	Compacto	14,6	25,39	19,04	44,43	19,43	OK
	Blando	14,8	25,72	19,29	45,01	20,18	OK
C	Compacto	19,3	51,13	38,34	89,47	34,85	OK
	Blando	19,8	50,68	38,01	88,69	25,76	OK
D	Compacto	21,5	54,47	40,85	95,32	0,00	OK
	Blando	21,5	50,03	37,52	87,55	0,00	OK

CAPITULO 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo, como resultado final del trabajo realizado, se presentan comentarios y conclusiones sobre comportamiento estructural del puente con estribo integral y las posibilidades de uso de esta tipología de estribo en nuestro medio.

Asimismo, se extraen conclusiones sobre la organización y realización del trabajo técnico en el marco de una organización compuesta por profesionales y técnicos.

5.2 CONCLUSIONES SOBRE EL ESTUDIO DEL ESTRIBO INTEGRAL

Respecto al estudio y análisis de antecedentes del estribo integral se pudo conocer y entender el comportamiento de estas estructuras, y se puede concluir que esta tipología de estribos son muy convenientes para el diseño principalmente de puentes cortos, ya que se elimina la utilización de juntas y mediante la vinculación del tablero con el estribo se reducen las solicitaciones de flexión en el estribo pudiéndose lograr una estructura más eficiente.

A partir del desarrollo del análisis y diseño estructural de un estribo integral para un puente corto, se pueden mencionar las siguientes conclusiones:

- A partir de la incorporación de columnas flexibles o semi rígidas tipo pantalla, fue posible disminuir los momentos flectores y reducir significativamente la cantidad de armadura longitudinal de dichas columnas, en comparación con una columna de igual sección que el pilote que se continua hasta la viga dintel, donde se requieren grandes cantidades de armadura longitudinal, siendo este último diseño anti económico.
- Para puentes cortos como el caso estudiado, no sería necesario introducir los desplazamientos producidos por la superestructura, ya que los momentos flectores adicionales por este efecto son muy pequeños. En estos casos se podría diseñar el estribo mediante un apoyo fijo en la dirección longitudinal aplicado en el extremo superior y diseñar la columna y el pilote con las solicitaciones obtenidas. Se considera que este diseño se podría aplicar en puentes cortos con tableros de hasta 20 m.
- La incorporación de las columnas rectangulares flexibles o semi rígidas tipo pantalla, aumentan la flexibilidad del estribo en la dirección longitudinal del puente, reduciendo los momentos flectores tanto en la columna como en el pilote, permitiendo reducir la sección del pilote hasta un diámetro de 0.80 m, con el consiguiente ahorro de hormigón y armadura. Es importante destacar que el diámetro final del pilote surgirá de la verificación de la capacidad geotécnica en función del estudio de suelo.
- El estudio paramétrico realizado modelando el pilote inmerso en suelo compacto y blando no muestra diferencias significativas en la flexión máxima del pilote, y se ha podido comprobar que las solicitaciones en las columnas del estribo prácticamente no se modifican por la influencia de la rigidez del suelo.

- La armadura de refuerzo transversal en los pilotes está definida principalmente por el requerimiento de confinamiento del hormigón.
- Para longitudes de puentes más largos es necesario considerar en el cálculo del estribo integral los desplazamientos impuestos por la deformación del tablero, y utilizar columnas y/o pilotes esbeltos que resulten más dúctiles, siendo importante introducir en el análisis estructural la pérdida de rigidez de las columnas debida a la fisuración.
- En el presente trabajo se realizó el cálculo de solicitaciones en el estribo para un desplazamiento impuesto introduciendo en el modelo el movimiento de los extremos del tablero. Los resultados obtenidos muestran que en el caso de introducir el desplazamiento impuesto de 15 mm, se produce un aumento de la armadura en la columna tipo pantalla respecto al puente corto donde se desprecia el desplazamiento del tablero.
- En resumen, en la sección A de la columna (extremo superior) se produce un aumento de armadura longitudinal de 4 cm^2 (0,27%) para ambos tipos de suelo, mientras que en la sección B (extremo inferior) se produce un aumento de 10 cm^2 (0,67 %) para suelo compacto o duro, y 3 cm^2 (0,20%) mas para suelo blando.
- Se destaca que en los pilotes no se produce una modificación significativa de las solicitaciones y armaduras como consecuencia del desplazamiento impuesto.
- A los fines de un prediseño es posible utilizar el método simplificado de Cantilever para evaluar las solicitaciones en las columnas debido al desplazamiento impuesto por el tablero.

5.3 COMENTARIOS SOBRE LA MODALIDAD Y ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO

Respecto a las tareas realizadas, modalidad y organización del trabajo, se pueden enunciar los siguientes comentarios:

- La organización y planificación del trabajo fue fundamental para llevarlo a cabo en tiempo y forma, en primer término, mediante el estudio y análisis de antecedentes para entender cómo funciona y se comporta un estribo integral, y en segundo lugar, la realización de las tareas de análisis y diseño estructural llevada a cabo para dimensionar un estribo integral, siguiendo una serie de pasos y procedimientos indicados por el Director del Proyecto.
- Además, el presente trabajo fue desarrollado en el ámbito de una oficina de proyecto, lo que me permitió asentar y desarrollar los conocimientos adquiridos en la carrera, y compartir el trabajo con profesionales y compañeros. La utilización como herramienta del software Sap2000, permitió optimizar el diseño al facilitar la configuración del sistema estructural del puente.
- Respecto a la modelación del tablero del puente, fue de mucha utilidad el modulo Bridge de Sap2000, donde se introducen todas las características, materiales, formas y propiedades de una manera ordenada, y de fácil corrección en caso que varíen o cambien las características transversales o longitudinales del puente. La

no inclusión del estribo en esta parte, se hizo con la finalidad de analizarlo luego de manera independiente, sometida a todas las cargas provenientes de la superestructura.

- En cuanto a la modelación numérica propiamente dicha del estribo integral, se trabajó aplicaron distintas técnicas de modelación para representar el comportamiento del estribo, tales como la acción dinámica del sismo, resortes para simular la interacción suelo-estructura, restricciones con movimientos impuestos, simulación de la interacción del tablero con el estribo mediante la aplicación de barras rígidas.

BIBLIOGRAFÍA

American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO, (2004), "*LRFD Bridge Design Specifications SI Units*". Third Edition, pag. 489-505.

American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO, (2002). "*Standard Specifications for Highway Bridges*". 17th Edition, Division II Construction, Section IV Y V, pag. 489-505.

Javier Torrico Liz, FHECOR Ingenieros Consultores, (2004), "*Artículo sobre Puentes integrales*", Madrid España, pag. 1-11 y 16.

Ministerio de Fomento, Secretaria de Estado de Infraestructuras, Dirección General de Carreteras, (2000), "*Guía para la concepción de puentes integrales en carreteras*". Closas-Orcoyen. S. L.

Modjeski and Masters, Inc. Consulting Engineers, (2003), "*Comprehensive desing example for prestressed concrete (PSC) girder superstructure bridge*". Pag. 7-1 - 7-50

National Cooperative Highway Research Program (NCHRP), (1997), "*Settlement of Bridge Approaches (The Bump at the end of the Bridge) A Synthesis of Highway Practice*". Synthesis 234, Transportation Research Board (TRB) National Research Council, pag. 4-27.

Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI), (2001), "*The State of the Art of Precast/Prestressed Integral Bridges*", First Edition, First Printing, pag. 1-35.

Roberto Aguiar Falconí y Capt. De E. Edison Gudiño, (2011), "*Dos métodos simplificados para el análisis sísmico de puentes simplemente apoyados*", Revista Ciencia. Vol. 14, 3, 1-20, pag 5 - 7.

Selma Sofia Dheming Guatemala- Juan Carlos Herrera Matute, (2009), "*Consideraciones sobre el diseño de subestructuras de puentes carreteros en zonas sísmicas*", pag 98 - 111.

Sinue de la Vega García, (2012), "*Proceso constructivo de puentes integrales cortos*".

Transportation Research Record, (1999), "*Various Bridge Design Issues: Bridges, other Structures and Hydraulics and Hydrology*", No 1688 Journal of the Transportation Research Board, pag. 116-123 y 131-138.

Yeray Salvà López, (2010), "*Estudio de la influencia de las deformaciones impuestas en el proyecto de puentes integrales de ferrocarril.*"

Páginas Web.

Asistente para modelar puentes de Sap2000, Bridge Modeler, (2012), <https://wiki.csiamerica.com/display/tutorials/Bridge+modeler>, Acceso 7/08/2014.

Cargas y Combinaciones de Carga, basadas en las especificaciones de AASHTO, (1996), http://www.biblioteca.udep.edu.pe/bibvirudep/tesis/pdf/1_141_179_93_1306.pdf, Acceso 25/08/2014.