

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO EN TRAMOS ELEVADOS DE LA AUTOPISTA VALLE-COCHE

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela

Por los Brs.:

Duque Bello, Raymond José
Montaño Martín, Jason Agustín

Para optar al Título de

Ingeniero civil

Caracas, 2013

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO EN TRAMOS ELEVADOS DE LA AUTOPISTA VALLE-COCHE

TUTOR ACADÉMICO: Prof. Oscar A. López

TUTOR INDUSTRIAL: Ing. Gilberto De Gouveia

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela

Por los Brs.:

Duque Bello, Raymond Jose

Montaño Martin, Jason Agustin

Para optar al Título de

Ingeniero civil

Caracas, 2013

ACTA

El día _____ se reunió el jurado formado por los profesores:

Con el fin de examinar el Trabajo Especial de Grado titulado “**EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO EN TRAMOS ELEVADOS DE LA AUTOPISTA VALLE-COCHE**”. Presentado ante la Ilustre Universidad Central de Venezuela para optar al Título de **INGENIERO CIVIL**. Una vez oída la defensa oral que los bachilleres hicieron de su Trabajo Especial de Grado, este jurado decidió las siguientes calificaciones:

NOMBRE	CALIFICACIÓN	
	Números	Letras
Br. Jason Agustin Montaña Martin		
Br. Raymond Jose Duque Bello		

Recomendaciones: _____

FIRMAS DEL JURADO

Caracas, ____ de ____ de 20__

DEDICATORIA

A Dios Primeramente el dador de la vida, El que nos proveyó de sabiduría y discernimiento para poder culminar esta meta terrenal, para su gloria y su honra.

A mi madre Yadira Bello Atencio, que con mucha humildad siempre me supo guiar en todo momento y me pudo dar ese apoyo y amor de madre.

A mi padre Douglas José Duque, que a pesar de las dificultades siempre estuvo allí.

A mi hermano Rayner Soto, el cual cuida y ayuda a mi mamá permitiendo que sea feliz.

Por último les dedico esta tesis a todas las personas que me ayudaron durante mi carrera, son muchos los cuales me tendieron la mano y ellos siempre estarán en mi corazón.

RAYMOND DUQUE...

Primero que nada quiero dedicarle este logro tan importante en mi vida a mi ausente pero presente Abuelo Pancho, aunque no te encuentres presente físicamente siempre lo estarás en mi corazón, gracias por siempre estar aquí querido abuelo.

Una persona que no puede faltar es mi madre Zenaida, he tenido la fortuna de tenerte como madre en esta afortunada vida, ella ha sido el sostén de mis éxitos y una ayuda incondicional en todos los aspectos de mi vida, sin ella no fuera quien soy, no solo te dedico este éxito tan importante, si no cualquier otro éxito que llegue a mi vida profesional.

Mi padre Jason, una persona que con sus consejos y conocimientos de la vida me ha orientado en los momentos difíciles.

Por ultimo les dedico este TRABAJO ESPECIAL DE GRADO a todas aquellas personas que en las buenas y en las malas estuvieron a mi lado, ayudándome, aconsejándome y nunca dejando de confiar en mí.

JASON MONTAÑO

AGRADECIMIENTOS

Isaías 40:29 El da esfuerzo al cansado, y multiplica las fuerzas al que no tiene ningunas.

Durante el trayecto de toda mi carrera, siempre tuve dificultades y no había podido encontrar alguien o algo que diera paz a mi alma... Hasta que a mi vida llegó Cristo y pude encontrar una verdadera esperanza a la cual aferrarme en los momentos en los que nada pudo darme tranquilidad!!!

Por eso dedico este trabajo especial de grado a mi salvador Cristo por su infinita Gracia (Regalo inmerecido) el cual Dio en la Cruz por mí, para que hoy en día yo pueda ser libre, eligiendo servirle a Él en todo momento, gracias Dios...

Agradezco a mi madre Yadira bello Atencio, Mujer de lucha fuerte, servicial, y con un gran amor proveniente de Cristo. Ella nunca escatimó nada para darme lo que estaba a su alcance y así poder yo culminar mis estudios, LA AMO y siempre voy a dar lo mejor de mí para ella.

Mi padre Douglas Duque se ha negado muchas cosas para poder ayudarme a mí y siempre estaré ahí para él, lo quiero padre.

A mi iglesia UBF (Universidad Bíblica de Fraternidades) La cual es mi cuerpo en Cristo, y a la cual debo mi formación bíblica a través de mi pastor Juan Carlos Vivas, Y guiado bajo la guía del misionero Juan Seo.

Seguidamente quiero agradecer a mis tías Yasmin franco y Milagros Jesús mis Primos, los cuales estuvieron dándome aliento y palabras para no decaer, además de apoyo moral y valores en todo momento.

A mis hermanos de estudio, compañeros de buenos y no tan buenos momentos: Alegrías, tristezas, lágrimas, sudor y esfuerzo. Jason montaña, Paola Arzola, Gerswin Perez, Aury Carrasco. Todos fueron partícipes de esta formación académica y humana, siempre estuvimos apoyándonos los unos a los otros, gracias muchachos.

A mis Tutores: Prof. Oscar A. López y Ing. Gilberto De Gouveia, sin ellos no hubiese sido posible este trabajo, su guía fue obra de Dios para nosotros.

A todos mis profesores, que contribuyeron en la formación de mi carrera universitaria. Desde primer hasta el último semestre, fueron imprescindibles para mi crecimiento académico.

Por último veo el principio de esta carrera y el final tan maravilloso que ha tenido, y solo me queda agradecer y agradecer a todos porque por cada uno de ustedes llevaré el título de Ingeniero. Gracias

RAYMOND DUQUE...

AGRADECIMIENTOS

Primero que nada quiero agradecer a DIOS, por haberme dado la oportunidad de tener unos Padres tan maravillosos, que me han mostrado el camino al éxito desde muy pequeño.

Estaré siempre agradecido con mi Madre Zenaida, ella sin duda es parte de este éxito, no tengo palabras para agradecerle lo mucho que ha hecho en estos ya más de 5 años. Mil gracias MAMA.

Padre igual estoy muy agradecido, tus consejos me doy cuenta hoy que han valido la pena, me enseñaste muchas cosas en el desarrollo de la carrera, y me ayudaste en gran medida a mi adaptación a una nueva vida.

Mi familia en Cagua, una pequeña familia pero que en verdad la amo, mi abuelita Hilda, siempre pendiente de mí, y ayudándome en lo que fuese necesario, mis tíos Heridania y Francisco, de verdad muchas gracias por apoyarme en cada momento, como olvidar otra persona importante en mi familia Elio, igualmente estoy muy agradecido contigo siempre estuviste allí a mi lado. A todos ustedes Mil Gracias.

Quiero agradecer a mi novia Liliana, sin duda has sido un pedazo de este gran éxito, siempre que necesité de ti allí estuviste, me aconsejaste cuando era necesario, me entendiste y lo más importante me esperaste en este periodo de tiempo. Siempre estaré muy agradecido contigo.

Como no agradecer a mi hermano y amigo incondicional Dionisio, gracias por apoyarme y creer siempre en nuestras metas. Muchas gracias.

Al mismo tiempo quiero agradecer a mi compañero de estudio, de extrasnocho, de estrés y de tesis, Raymond Duque, muchas gracias por permitirme desarrollar toda la carrera universitaria tu lado. Gracias Hermano.

Por último quiero agradecer a ese pequeño grupo de estudio y de amistad que se desarrolló desde que estude en Cagua, Gerswin, Paola, Aury, amigos que nunca olvidare, y siempre estaré muy agradecido en todos estos éxitos tan importantes en mi vida. Amigos los quiero.

JASON MONTAÑO

Duque B. Raymond J.

Montaño M. Jason A.

EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO EN TRAMOS ELEVADOS DE LA AUTOPISTA VALLE-COCHE

Tutor Académico: Prof. Oscar A. López

Tutor Industrial: Ing. Gilberto De Gouveia

Trabajo Especial de Grado. Caracas, U.C.V. Facultad de Ingeniería.

Escuela de Ingeniería Civil. 2013, nº pág. 145.

Palabras Clave: Demanda, Capacidad, Sismo, Puentes, Vulnerabilidad, Riesgo.

Resumen.

La ciudad capital está ubicada en una alta zona sísmica (zona sísmica de nivel 5 donde la aceleración es 0,30g). Actualmente las edificaciones como edificios, carreteras y puentes son construidas con las normas sismo resistentes nacionales e internacionales lo que las hace menos vulnerable a este tipo de eventos, sin embargo en la misma existen un gran número de estructuras que datan del siglo pasado, construidas con las normas para dicha época, las cuales eran menos exigentes. Los puentes y viaductos no escapan de esta realidad; éstos son grandes conectores de vías principales de la ciudad, ante el colapso de una estructura de esta magnitud se generaría un caos vial y en consecuencia una paralización del sistema de transporte, debido a estos factores FUNVISIS inicia una línea de investigación orientada a investigar fallas posibles de vulnerabilidad

sísmica en puentes y viaductos de la ciudad capital, dentro de la cual se inserta este trabajo.

El objetivo de este trabajo especial de grado es: Evaluar el desempeño ante acciones sísmicas del tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23)” bajo el marco de las normas (FONDONORMA, 2001; AASTHO 2002).

A continuación se presenta un resumen de la metodología seguida:

- Verificación de la correspondencia y credibilidad de los planos compilados, mediante inspecciones.
- Desarrollo de planos estructurales y videos.
- Desarrollo de modelos matemáticos de los puentes en estudio, a través del uso de programas de análisis estructural, para establecer la respuesta a los sismos bajo el marco de las normas nacionales e internacionales de análisis y diseño.
- Determinación del desempeño sísmico del tramo elevado y evaluación de las relaciones demanda/capacidad asociadas a la longitud de apoyo de tableros y flexocompresión en columnas.

De los planos recopilados y verificados a través de las inspecciones se corrobora que la superestructura en estudio es del tipo losa sobre viga cajón de concreto, continua a lo largo de toda su extensión, apoyada sobre juntas; la infraestructura es un sistema de pórticos de dos columnas circulares con diámetros variables entre los 60 cm y 70 cm.

Del análisis efectuado se concluye que el viaducto no cumple con los requisitos de las presentes normas sísmicas de construcción en puentes utilizadas en Venezuela. En primer lugar el 100% de las pilas verificadas a través del análisis dinámico presentaron fallas a flexocompresión, lo que puede atribuirse a los

pequeños diámetros de las secciones de concreto, así como la insuficiencia del acero de refuerzo longitudinal.

Otra de las fallas detectadas fueron las longitudes de apoyo que soportan el tablero; éstas demostraron ser insuficientes respecto a lo exigido por el procedimiento indicado en la AASHTO, 2002.

Debido a la magnitud e importancia de los resultados obtenidos se recomienda:

- Reforzar el sistema de pilas, aumentando la sección y el refuerzo longitudinal y transversal de las columnas
- Reforzar el tramo elevado con dispositivos para restringir los desplazamientos horizontales, aportando rigidez a la estructura y evitar que el tablero colapse por la insuficiencia de la longitud de apoyo en la junta. Alternativamente, si pudiese aumentar la longitud de apoyo en las pilas para evitar que el mismo ceda y colapse.

ÍNDICE	Pág.
ÍNDICE DE CONTENIDO	XII
LISTA DE TABLAS	XVII
LISTA DE IMÁGENES Y GRÁFICOS	XX
LISTA DE SÍMBOLOS Y ABREVIATURAS	XXVI
INTRODUCCIÓN	1
CAPITULO I: FUNDAMENTOS DE LA INVESTIGACIÓN	3
1.1. Planteamiento del problema	3
1.2. Objetivos	6
1.2.1. Objetivo General	6
1.2.2. Objetivos Específicos	6
1.3. Antecedentes y Justificación	7
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	9
2.1. Tectónica y sismicidad global	9
2.2. Fallas geológicas	11
2.3. Mecanismo focal	12
2.4. Ondas sísmicas	13
2.5. Generalidades de puentes	14
2.6. Puentes de losa llena de concreto	15
2.7. Causas principales de las fallas de un puente	16
2.8. Índice de priorización de puentes para la gestión de riesgo sísmico en la ciudad de Caracas	18
2.8.1. Índice de priorización de puentes	18
2.8.2. Índice de amenaza sísmica(<i>IA</i>)	19
2.8.3. Índice de vulnerabilidad sísmica(<i>IV</i>)	19
2.8.4. Índice de importancia (<i>I</i>)	20
CAPÍTULO III: MÉTODO	21
3.1. Recopilación y revisión de los planos existentes	21

3.2. Inspecciones	21
3.3. Procedimiento para el cálculo del índice de priorización de puentes	22
3.3.1. Cálculo de índice de vulnerabilidad sísmica	22
3.3.2. Cálculo de índice de amenaza sísmica	27
3.3.3. Cálculo de índice de importancia	29
3.4. Desarrollo de planos estructurales en 2D, 3D y videos de animación de la estructura	29
3.5. Desarrollo de modelos matemáticos del puente en estudio, a través del uso del programa de análisis estructural SAP 2000®	30
3.5.1. Idealización de la estructura	30
3.5.2. Espectros, componentes sísmicas y combinaciones de cargas	30
3.6. Establecer la respuesta a los sismos bajo el marco de las normas nacionales e internacionales de análisis y diseño	31
3.6.1 Comparación demanda/capacidad	31
CAPITULO IV: INSPECCIÓN DE PUENTES Y ASIGNACIÓN DE ÍNDICE DE PRIORIZACIÓN	32
4.1. Inspección # 1 “Primer reconocimiento del tramo elevado Autopista Valle Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23)” (11/01/2012)	32
4.1.1. Registro Fotográfico Inspección # 1	33
4.2. Inspección # 2 “Obtención de datos fundamentales en las columnas del tramo elevado” (22/05/2012)	35
4.2.1. Comparación de resultados obtenidos en la inspección respecto a los suministrados por el proyecto original	38
4.3. Inspección # 3 “Verificación del refuerzo longitudinal en el tramo elevado a través del detector de metales” (13/07/2012)	39
4.3.1. Comparación de resultados obtenidos en la inspección respecto a los datos suministrados por el proyecto original	40

4.4. Inspección # 4 “Puente Veracruz II, Distribuidor El Cien Pies- Las Mercedes (15/02/2013)”	41
4.4.1 Registro fotográfico de la inspección # 4	43
4.5. Cálculo de índice de priorización del tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23)”	45
4.5.1. Índice de vulnerabilidad	45
4.5.2. Índice de amenaza sísmica	47
4.5.3. Índice de importancia	47
4.5.4. Índice de priorización	47
4.6. Cálculo de índice de priorización del “Puente Veracruz II, Distribuidor El Cien Pies- Las Mercedes”	48
4.6.1. Índice de vulnerabilidad	48
4.6.2. Índice de amenaza sísmica	50
4.6.3. Índice de importancia	50
4.6.4. Índice de priorización	50
4.7. Cálculo del índice de vulnerabilidad del tramo elevado “Marga Marga, Viña del Mar- Chile”	51
4.7.1. Índice de vulnerabilidad	52
4.8. Análisis de índices de vulnerabilidad y priorización de los puentes y tramos estudiados	54
CAPITULO V: PLANOS Y VIDEOS	55
5.1. Características y descripción de los planos del tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23)”	55
5.2. Plano de perfil longitudinal	56
5.3. Planos de sección transversal del tablero en tramos	56
5.4. Planos de pilas	57
5.5. Planos de planta	58

5.6. Planos 3D del tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23)”	65
5.7. Video de animación digital	68
CAPITULO VI: ESTUDIO DETALLADO DEL TRAMO ELEVADO	71
6.1. Materiales	72
6.2. Idealización estructural	72
6.2.1. Definición de ejes estructurales	72
6.2.2. Propiedades de los materiales	74
6.3. Modelado de columnas, vigas y tableros	75
6.4. Pesos y masas	83
6.5. Rigidez de la estructura	85
6.6. Condición de juntas y apoyos	85
6.7. Condición de apoyos en pilas y columnas	86
6.8. Rigidez efectiva de los elementos	87
6.9. Espectros, componentes sísmicas y combinaciones de cargas	87
6.9.1. Selección del factor de reducción	87
6.9.2. Espectros de respuesta	89
6.9.3. Componentes sísmicas	91
6.9.4. Combinaciones de cargas	92
CAPITULO VII: RELACIÓN DEMANDA/CAPACIDAD	95
7.1. Flexocompresión en columnas	95
7.1.1. Resultados del tramo 20	96
7.1.2. Resultados del tramo 21	103
7.1.3. Resultados del tramo 22	109
7.1.4. Resultados del tramo 23	115
7.2. Longitudes de apoyo y juntas de expansión	121
7.3. Fuerzas de corte en las columnas	123

7.3.1. Cálculo tipo de las fuerzas de corte en columnas del tramo 20-03 (dirección transversal), siguiendo los lineamientos de la división I-A de AASHTO 2002	123
7.3.2. Resultados de fuerzas de corte en las columnas (dirección transversal)	131
7.3.3. Cálculo tipo de las fuerzas de corte en columnas del tramo 20-03 (dirección longitudinal), siguiendo los lineamientos de la división I-A de AASHTO 2002	133
7.3.4. Resultados de fuerzas de corte en las columnas (dirección longitudinal)	138
7.4. Refuerzo transversal de confinamiento en las columnas	139
7.4.1 Cálculo tipo de la relación volumétrica requerida según la sección 7.6.2 (D) de la división I-A de AASHTO 2002 para la columna de 70 cm de diámetro	138
7.5. Anclaje del refuerzo longitudinal en las columnas	143
CAPITULO VIII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	146
REFERENCIAS	149
ANEXO 1: PLANILLAS DE INSPECCIÓN DE PUENTES	151
ANEXO 2: DETECCIÓN DE METALES	160
ANEXO 3: PLANOS ESTRUCTURALES	176

LISTA DE TABLAS	Pág.
Tabla 3.1 Valores del índice de vulnerabilidad sísmica I_i	22
Tabla 3.2 Valores del índice de vulnerabilidad asociado al año de construcción (I1)	23
Tabla 3.3 Valores del Índice de vulnerabilidad asociado al tipo de subestructura (I2)	23
Tabla 3.4 Valores del Índice de vulnerabilidad asociado a las discontinuidades en la superestructura (I3)	23
Tabla 3.5 Valores del índice de vulnerabilidad asociado a la posibilidad de pérdida de asiento en apoyos (I4)	24
Tabla 3.6 Valores del índice de vulnerabilidad asociado a irregularidades estructurales (I5)	25
Tabla 3.7 Valores del índice de vulnerabilidad asociado a la susceptibilidad de licuación del suelo (I7)	26
Tabla 3.8 Valores del índice de vulnerabilidad asociado al grado de deterioro de la estructura (I8)	27
Tabla 3.9 Valores del índice de amenaza Sísmica (IV)	28
Tabla 3.10 Valores del índice de Importancia (II)	29
Tabla 4.1 Inspección detallada de la columna izquierda, correspondiente al tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23)”	36
Tabla 4.2. Inspección detallada de la columna derecha, correspondiente al tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23)”	37
Tabla 4.3. Inspección detallada de distancias entre columnas pertenecientes a una misma pila del tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23)”	38
Tabla 5.1 Dimensiones de columnas y acero longitudinal existente en pilas en estudio	57
Tabla 6.1 Factores de reducción (R) para puentes	88

Tabla 7.1 Modos de vibración y periodos (tramo 20)	96
Tabla 7.2 Desplazamientos longitudinales y transversales en las juntas (tramo 20)	96
Tabla 7.3. Masas participativas (tramo 20)	97
Tabla 7.4 Relaciones demanda/capacidad en columnas a flexocompresión (d/c) tramo 20	99
Tabla 7.5. Modos de vibración y periodos (tramo 21)	103
Tabla 7.6 Desplazamientos longitudinales y transversales en las juntas (tramo 21)	103
Tabla 7.7. Masas participativas (tramo 21)	104
Tabla 7.8 Relaciones demanda/capacidad en columnas a flexocompresión (d/c) tramo 21	106
Tabla 7.9. Modos de vibración y periodos (tramo 22)	109
Tabla 7.10 Desplazamientos longitudinales y transversales en las juntas (tramo 22)	109
Tabla 7.11. Masas participativas (tramo 22)	110
Tabla 7.12 Relaciones demanda/capacidad en columnas a flexocompresión (d/c) tramo 22	112
Tabla 7.13. Modos de vibración y periodos (tramo 23)	115
Tabla 7.14 Desplazamientos longitudinales y transversales en las juntas (tramo 23)	115
Tabla 7.15. Masas participativas (tramo 23)	116
Tabla 7.16. Relaciones demanda/capacidad en columnas a flexocompresión (d/c) tramo 23	118
Tabla 7.17. Comparación demanda/capacidad en longitudes de apoyos de los tramos elevados en estudio	123

Tabla 7.18. Comparación entre demandas a cortes generadas por el programa de análisis estructural SAP 2000® y demandas a cortes calculadas asumiendo rotulas plásticas (dirección transversal)	132
Tabla 7.19. Fuerzas de corte en las columnas (dirección transversal). y relación demanda/capacidad	132
Tabla 7.20 Comparación entre demandas a cortes generadas por el programa de análisis estructural SAP 2000® y demandas a cortes calculadas asumiendo rotulas plásticas (dirección longitudinal)	138
Tabla 7.21 Fuerzas de corte en las columnas (dirección longitudinal) y relación demanda/capacidad	139
Tabla 7.22. Relación demanda/capacidad del refuerzo transversal de confinamiento en las columnas	143

LISTA DE IMÁGENES Y GRÁFICOS	Pág.
Imagen 2.1. Placas tectónicas de la tierra	10
Imagen 2.2. Tipos de fallas existentes	12
Imagen 2.3. Partes básicas de un puente urbano	14
Imagen 2.4. Colapso de tablero	17
Imagen 3.1. Mapa de macrozonas y microzonas de igual respuesta sísmica del Área Metropolitana de Caracas	28
Imagen 4.1. Tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23) sistema pórticos”	33
Imagen 4.2. Tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23) sistema de pórticos”	34
Imagen 4.3. Tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23) tipo losa viga cajón”	34
Imagen 4.4. Tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23) juntas de dilatación”	35
Imagen 4.5. Detección de barras de acero pila 20-02 columna izquierda.	41
Imagen 4.6. Puente Veracruz II, Distribuidor El Cien Pies- Las Mercedes. “sistema monocolumna”	43
Imagen 4.7. Puente Veracruz II, Distribuidor El Cien Pies- Las Mercedes. “junta de dilatación”	43
Imagen 4.8. Puente Veracruz II, Distribuidor El Cien Pies- Las Mercedes. “placa de identificación”	44
Imagen 4.9. Puente Veracruz II, Distribuidor El Cien Pies- Las Mercedes. “vigas prefabricadas”	44
Imagen 4.10. Puente Veracruz II, Distribuidor El Cien Pies- Las Mercedes. “Pila Multicolumna”	45
Imagen 4.11. Viaducto de Marga Marga. (Viña del Mar-Chile)	51
Imagen 5.1. Vista ilustrativa de planta de los tramos en estudio	58

Imagen 5.2 Esquema del perfil longitudinal “Autopista Valle–Coche, rampa el Pulpo tramo 20”	59
Imagen 5.3 Esquema del perfil longitudinal “Autopista Valle–Coche, rampa el Pulpo tramo 21”	59
Imagen 5.4 Esquema del perfil longitudinal “Autopista Valle–Coche, rampa el Pulpo tramo 22”	60
Imagen 5.5 Esquema del perfil longitudinal “Autopista Valle–Coche, rampa el Pulpo tramo 23”	60
Imagen 5.6. Geometría-pila 20-01	61
Imagen 5.7. Unión columna-cabecal-pila 20-01	62
Imagen 5.8. Refuerzo longitudinal-pila 20-01	62
Imagen 5.9. Refuerzo longitudinal-pila 20-01	63
Imagen 5.10. Junta de dilatación-pila 20-01	63
Imagen 5.11. Sección transversal del tablero-pila 20-01	64
Imagen 5.12. Perfil longitudinal-pila 20-01	64
Imagen 5.13. Plano 3D. Tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23)”	65
Imagen 5.14. Plano 3D. Tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23)”	66
Imagen 5.15. Plano 3D. Tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23)”	66
Imagen 5.16. Plano 3D. Tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23) detalle de junta”	67
Imagen 5.17. Foto comparativa. Tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23) detalle de junta”	67
Imagen 5.18. Video tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23)”	69

Imagen 5.19. Video tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23)”	69
Imagen 5.20. Video tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23)”	70
Imagen 6.1. Definición de ejes estructurales en el programa de análisis estructural SAP 2000® “Base de datos”	73
Imagen 6.2. Definición de ejes estructurales en programa de análisis estructural SAP 2000® “vista lateral de ejes estructurales”	73
Imagen 6.3. Definición de materiales en programa de análisis estructural SAP 2000® “resistencia nominal del concreto”	74
Imagen 6.4. Definición de materiales en programa de análisis estructural SAP 2000® “resistencia del acero”	75
Imagen 6.5. Modelado de elementos en programa de análisis estructural SAP 2000® “data de refuerzo de columna”	76
Imagen 6.6. Modelado de elementos en programa de análisis estructural SAP 2000® “definición de sección de columna”	77
Imagen 6.7. Modelado de elementos en programa de análisis estructural SAP 2000® “data de refuerzo de viga”	78
Imagen 6.8. Modelado de elementos en programa de análisis estructural SAP 2000® “definición de sección de viga”	79
Imagen 6.9. Modelado de elementos en programa de análisis estructural SAP 2000® “sección del tablero en apoyos”	80
Imagen 6.10. Modelado de elementos en programa de análisis estructural SAP 2000® “sección del tablero a lo largo del tramo”	81
Imagen 6.11. Modelado de elementos en programa de análisis estructural SAP 2000® “data de sección del tablero”	82
Imagen 6.12. Definición de cargas en el programa de análisis estructural SAP 2000® “casos de carga”	83

Imagen 6.13. Definición de cargas en el programa de análisis estructural SAP 2000® “vista lateral de carga permanente por asfalto y baranda”	85
Imagen 6.14. Definición de parámetros en el programa de análisis estructural SAP 2000® “restricción del sistema”	86
Imagen 6.15. Definición de parámetros en el programa de análisis estructural SAP 2000® “restricción de empotramiento para la base”	86
Imagen 6.16. Definición de parámetros en el programa de análisis estructural SAP 2000® “restricción de columnas a nivel del terreno”	87
Imagen 6.17. Definición de parámetros en el programa de análisis estructural SAP 2000® “definición del espectro con factor R=1,5”	89
Imagen 6.18. Definición de parámetros en el programa de análisis estructural SAP 2000® “grafica de espectro de respuesta microzona 4.2 - Caracas”	90
Imagen 6.19. Definición de parámetros en el programa de análisis estructural SAP 2000® “componentes sísmicas del análisis dinámico”	92
Imagen 6.20. Definición de parámetros en el programa de análisis estructural SAP 2000® “caso U1 de combinación de carga”	93
Imagen 6.21. Definición de parámetros en el programa de análisis estructural SAP 2000® “caso U2a-R de combinación de carga”	94
Imagen 6.22. Definición de parámetros en el programa de análisis estructural SAP 2000® “caso U2b-R de combinación de carga”	94
Imagen 7.1. Modos de vibración en el programa de análisis estructural SAP 2000® “modo de vibración torsional (modo 1) tramo 20”	97
Imagen 7.2. Modos de vibración en el programa de análisis estructural SAP 2000® “modo de vibración longitudinal (modo 2) tramo 20”	98
Imagen 7.3. Modos de vibración en el programa de análisis estructural SAP 2000® “modo de vibración transversal (modo 3) tramo 20”	98
Grafico 7.1. Diagrama de iteración de la columna 20-02 derecha	99

Grafico 7.2. Diagrama de iteración de la columna 20-02 izquierda	100
Grafico 7.3. Diagrama de iteración de la columna 20-03 derecha	100
Grafico 7.4. Diagrama de iteración de la columna 20-03 izquierda	101
Grafico 7.5. Diagrama de iteración de la columna 20-04 derecha	101
Grafico 7.6. Diagrama de iteración de la columna 20-04 izquierda	102
Imagen 7.4. Relación demanda/capacidad en columnas a flexocompresión, generado por el programa de análisis estructural SAP 2000®, tramo 20	102
Imagen 7.5 Modos de vibración en el programa de análisis estructural SAP 2000® “modo de vibración torsional (modo 1) tramo 21”	104
Imagen 7.6 Modos de vibración en el programa de análisis estructural SAP 2000® “modo de vibración longitudinal (modo 2) tramo 21”	105
Imagen 7.7 Modos de vibración en el programa de análisis estructural SAP 2000® “modo de vibración transversal (modo3) tramo 21”	105
Grafico 7.7. Diagrama de iteración de la columna 21-02 derecha	106
Grafico 7.8. Diagrama de iteración de la columna 21-02 izquierda	107
Grafico 7.9. Diagrama de iteración de la columna 21-03 derecha	107
Grafico 7.10. Diagrama de iteración de la columna 21-03 izquierda	108
Grafico 7.11. Diagrama de iteración de la columna 21-04 derecha	108
Grafico 7.12. Diagrama de iteración de la columna 21-04 izquierda	109
Imagen 7.8 Modos de vibración en el programa de análisis estructural SAP 2000® “modo de vibración torsional (modo 1) tramo 22”	110
Imagen 7.9 Modos de vibración en el programa de análisis estructural SAP 2000® “modo de vibración longitudinal (modo 2) tramo 22”	111
Imagen 7.10 Modos de vibración en el programa de análisis estructural SAP 2000® “modo de vibración transversal (modo 3) tramo 22”	111
Grafico 7.13. Diagrama de iteración de la columna 22-02 derecha	112
Grafico 7.14. Diagrama de iteración de la columna 22-02 izquierda	113

Grafico 7.15. Diagrama de iteración de la columna 22-03 derecha	113
Grafico 7.16. Diagrama de iteración de la columna 22-03 izquierda	114
Grafico 7.17. Diagrama de iteración de la columna 22-04 derecha	114
Grafico 7.18. Diagrama de iteración de la columna 22-04 izquierda	115
Imagen 7.11 Modos de vibración en el programa de análisis estructural SAP 2000® “modo de vibración torsional (modo 1) tramo 23”	116
Imagen 7.12 Modos de vibración en el programa de análisis estructural SAP 2000® “modo de vibración longitudinal (modo 3) tramo 23”	117
Imagen 7.13 Modos de vibración en el programa de análisis estructural SAP 2000® “modo de vibración transversal (modo 2) tramo 23”	117
Grafico 7.19. Diagrama de iteración de la columna 22-02 derecha	118
Grafico 7.20. Diagrama de iteración de la columna 23-02 izquierda	119
Grafico 7.21. Diagrama de iteración de la columna 23-03 derecha	119
Grafico 7.22. Diagrama de iteración de la columna 23-03 izquierda	120
Grafico 7.23. Diagrama de iteración de la columna 23-04 derecha	120
Grafico 7.24. Diagrama de iteración de la columna 23-04 izquierda	121
Imagen 7.14. Sección transversal de la columna 20-02	140

LISTA DE SÍMBOLOS Y ABREVIATURAS

- Ab: Área de la barra de acero de refuerzo transversal (cm^2)
- Ac: Área del núcleo de la columna medida desde el exterior de la espiral del refuerzo transversal (cm^2)
- Ag: Área gruesa de la sección circular de la columna (cm^2)
- An: Área del núcleo de concreto de cada columna (cm^2)
- Av: Área de acero del refuerzo transversal (cm^2)
- Az: Área de la sección transversal del zuncho (cm^2)
- C: Capacidad
- CD: Columna derecha
- CI: Columna izquierda
- CP: Carga permanente (Tf)
- D: Demanda
- Db: Diámetro de la barra de acero de refuerzo transversal (cm)
- D_e: Diámetro efectivo de la columna (cm)
- D_i: Diámetro Interno desde el exterior de la espiral del refuerzo transversal (cm)
- Dz: Diámetro del zuncho (cm)
- F_c: Resistencia característica a los 28 días del concreto (Kgf / cm^2)
- F_y: Resistencia nominal del acero (Kgf / cm^2)
- H: Altura de pilas (m)
- Hlc₀: Altura libre de columna (m)
- Htc₀: Altura total de columna (m)
- IA: Índice de amenaza sísmica
- II: Índice de importancia
- IP: Índice de priorización de puentes
- IV: Índice de vulnerabilidad sísmica
- I₁ : Índice de vulnerabilidad asociado al año de construcción
- I₂ : Índice de vulnerabilidad asociado al tipo de subestructura

I_3 : Índice de vulnerabilidad asociado a la discontinuidad de la súper estructura
 I_4 : Índice de vulnerabilidad asociado a la pérdida en asientos de apoyo
 I_5 : Índice de vulnerabilidad asociado a irregularidades estructurales
 I_6 : Índice de vulnerabilidad asociado al ángulo de esviaje
 I_7 : Índice de vulnerabilidad asociado a la susceptibilidad de la licuación del suelo
 I_8 : Índice de vulnerabilidad asociado al grado de deterioro de la estructura
L: Longitud del tablero hasta la próxima expansión o a un extremo del mismo (m)
 l_c : Longitud de apoyo Longitud de apoyo real existente del tablero (cm)
 l_d : Longitud de apoyo mínima requerida (cm)
 l_{dc} : Anclaje del refuerzo longitudinal de columna (cm)
 l_{de} : Longitud de anclaje existente
 M_0 : Momento plástico generado (Tf-m)
P: Pila
 P_s : Proporción de volumen de refuerzo en espiral respecto al volumen total del núcleo de concreto
R: Factor de reducción
 R_c : Resistencia a corte exigida
 R_t : Esfuerzo a corte total resistido por la sección transversal
 R_0 : Resistencia de corte de la columna
S: Acciones por sismo (Tf)
 S_p : Separación de pilas (m)
 S_z : Separación de zunchos (cm)
P: Fuerzas axiales generadas (Tf)
 P_{sc} : Porcentaje de volumen de refuerzo en espiral respecto al volumen total del núcleo de concreto de cálculo
 P_{se} : porcentaje del acero de refuerzo respecto al volumen de concreto existente
U: Combinación de carga (Tf)
 U_0 : Componente sísmica

V_a : Volumen de acero (cm^2)

V_{Co} : Demanda a corte de la columna (Tf)

V_c : Resistencia a corte del concreto (Tf)

$V_{concreto}$: Volumen de concreto (cm^3)

V_{pila} : Demanda a corte de la pila (Tf)

V_s : Resistencia a corte del acero (Tf)

V_T : Corte total resistido por cada columna (Tf)

α : Esviaje del tramo considerado (Grados)

ϕ : Factor de reducción

Δp : Fuerza axial producida por el sismo (Tf)

INTRODUCCIÓN

Los sismos son fenómenos que afectan en gran manera las construcciones que se encuentran sobre la corteza terrestre que sufre la vibración, países latinoamericanos como Chile, México, Venezuela, entre otros han sido afectados en gran manera por sismos de gran magnitud, “terremoto de la Concepción en Chile 27 de febrero del 2010, Michoacán (1985) y Manzanillo (1995) República de México” (Rivera, 2007) Terremoto de Caracas (1967) y Terremoto de Cariaco (1997). El norte de Venezuela es parte del límite entre las placas Caribe y América del Sur, lo que representa una amenaza sísmica latente.

En Venezuela se ha dado más importancia al estudio del comportamiento sísmico de edificios existentes que a otros tipos de estructura, dando menos importancia al sistema vial. Esto representa un riesgo para la población Venezolana, ya que no se sabe con exactitud cuál es el grado de vulnerabilidad ante un evento sísmico de puentes y viaductos construidos hace varias décadas con criterios sismorresistentes menos exigentes. En caso de que algún puente colapse se limitaría el transporte por las vías adyacentes que éste conecta, lo que indirectamente afectaría la economía de la ciudad, produciría congestión vial y restricción para los organismos encargados de guardar la seguridad de la población como bomberos, protección civil u otros.

Los puentes al estar sometidos a movimientos vibratorios intensos debido a su gran cantidad de masa, generan fuerzas de inercia, lo que conlleva a esfuerzos importantes, que pueden conducir a la falla de los elementos del mismo, principalmente las columnas. Otras fallas detectadas son: mecanismos de apoyo inadecuados, la falta de dispositivos para la restricción de desplazamientos horizontales y la ausencia de continuidad de la superestructura. Estos han demostrado ser la causa principal del colapso de numerosos puentes durante sismos destructivos recientes (Sauter, 1993).

Motivado a la carencia que existe en el país de estudios que indiquen cuan vulnerables pudieran ser los puentes y viaductos ante eventos sísmicos de gran magnitud, el presente trabajo especial de grado tiene como finalidad evaluar el desempeño ante acciones sísmicas del tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23)”, bajo el marco de las norma (FONDONORMA, 2001; AASTHO 2002).

Dada la antigüedad del tramo elevado en estudio, se debe verificar la correspondencia y credibilidad de los planos compilados, así como desarrollar nuevos planos estructurales, que serán fundamentales al momento del desarrollo de modelos matemáticos; todo esto con el objeto principal de establecer la respuesta a sismos bajo el marco de las normas nacionales e internacionales de análisis y diseño.

Se espera determinar el desempeño sísmico del tramo elevado evaluando las relaciones demanda/capacidad asociadas a las vulnerabilidades de puentes y viaductos más comunes, que son la longitud de apoyo de los tableros y la flexocompresión en columnas.

CAPITULO I

FUNDAMENTOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.1 Planteamiento del Problema

El norte de Venezuela es parte del límite entre las placas Caribe y América del Sur. La zona de contacto de estas dos placas tectónicas ha generado un sistema de fallas principales activas del tipo transcurrente dextral a lo largo de un cinturón de aproximadamente 100 km, definido por los sistemas montañosos de los andes venezolanos, la cordillera central y oriental, denominado sistema de fallas de Oca-Ancón-Boconó-San Sebastián-El Pilar, mientras que el Oriente de Venezuela está caracterizado por una zona de subducción que se extiende hasta las Antillas Menores (Grases, 1994). En Venezuela, uno de los factores de mayor riesgo asociado a pérdidas de vidas humanas y económicas está representado por la actividad sísmológica debido a la gran cantidad de población que vive en zonas de alta amenaza sísmica (Grases, 1994).

Puede decirse que Venezuela está caracterizada por una alta tasa de micro sismicidad (eventos de magnitud ≤ 3) y eventos de magnitud intermedia (entre 3 y 5), aunque la historia sísmica del país revela desde el año 1530 que han ocurrido más de 130 sismos que han causado algún tipo de daños en poblaciones venezolanas, siendo el más destructivo de todos el que ocurrió el 26 de marzo de 1812 y que afectó seriamente ciudades importantes como Mérida, Barquisimeto y Caracas, causando entre 15.000 y 20.000 víctimas (Grases, 1994).

La ciudad capital es la base económica del país y en ella se encuentran asentadas estructuras del poder político, social, y cultural; la misma está ubicada en una zona sísmica alta (zona sísmica de nivel 5 donde la aceleración es 0,30g, FONDONORMA, 2001) lo que coloca a cualquier estructura civil en riesgo constante a lo largo de todo el año. Actualmente las edificaciones como edificios,

carreteras, plantas y puentes son construidas con las normas sismo resistentes nacionales e internacionales de análisis (FONDONORMA, 2001-1; AASTHO, 2002) lo que las hace menos vulnerable a este tipo de eventos; sin embargo en la ciudad capital existen un gran número de estructuras que datan del siglo pasado, que fueron construidas con las normas para dicha época las cuales eran menos exigentes que las normas modernas, por lo cual muchas estructuras antiguas poseen mayor vulnerabilidad que las actuales.

Una de las estructuras más importantes en el país son los puentes, los cuales son parte esencial de las líneas de comunicación y transporte terrestre. Estos han mostrado ser sumamente vulnerables ante eventos sísmicos en otros países, tales como el terremoto de Kobe- Japón ocurrido el 17 de Enero de 1995, el terremoto de Niigata, Japón en 1964 produjo el colapso de 5 tramos simplemente apoyados, a base de vigas de acero, el sismo de 1985 en el centro de Chile tuvo un impacto severo en obras civiles y de comunicación terrestre (Sauter, 1993) y el de Concepción en Chile 27 de febrero del 2010. El colapso de viaductos ha causado generalmente pérdidas económicas elevadas y ha tenido un impacto social muy significativo, ya que las fallas de estas estructuras pueden dejar aisladas regiones enteras.

Para el caso específico del desempeño de puentes durante terremotos se han detectado deficiencias tales como poca longitud de apoyo, ausencia de diafragmas en las juntas de dilatación y topes laterales; estructuras viales diseñadas para una demanda sísmica alta, han fallado debido a la mala concepción del sistema resistente a fuerzas laterales y debido a la falla de los mecanismos de soporte, aun cuando la estructura no sufrió daño (Sauter, 1993), siendo deficiencias comunes en puentes, como se evidenció en el terremoto de Chile - Concepción donde la mayoría de los puentes que colapsaron presentaron fallas por longitud de apoyo y/o falta de diafragmas.

Al hacer énfasis en la vulnerabilidad sísmica de puentes y viaductos, otra variante de importancia en las redes viales del país son los distribuidores, grandes conectores de vías principales de la ciudad, ante el colapso de una estructura de esta magnitud se generaría un caos vial, y en consecuencia una paralización del sistema de transporte. Los puentes, una parte esencial de las líneas vitales de comunicación de transporte terrestre, han demostrado ser sumamente vulnerables a sismos de movimiento fuerte. El colapso de puentes de carretera y de ferrocarril ha causado generalmente pérdidas económicas elevadas y ha tenido un impacto social muy significativo, ya que las fallas de estas estructuras puede dejar aisladas regiones enteras (Sauter, 1993), debido a estos factores se decidió comenzar una línea de investigación orientada a investigar fallas posibles de vulnerabilidad sísmica en puentes y viaductos de la ciudad capital, con la finalidad de recomendar acciones para optimizar el rendimiento de los tramos elevados, de manera de reducir las posibilidades de un colapso estructural ante un terremoto.

El “Proyecto Sismo Caracas” llevado a cabo por FUNVISIS (Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas) tiene como objetivo fundamental evaluar el desempeño ante acciones sísmicas en edificaciones de la ciudad capital.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General.

Evaluar el desempeño ante acciones sísmicas del tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23)” bajo el marco de las norma (FONDONORMA, 2001; AASTHO 2002).

1.2.2 Objetivos Específicos

Verificar la correspondencia y credibilidad de los planos compilados, mediante inspecciones.

Desarrollar planos estructurales en 2D, 3D y videos de animación de las estructuras.

Desarrollar modelos matemáticos de los puentes en estudio, a través del uso de programas de análisis estructural.

Establecer la respuesta a los sismos bajo el marco de las normas nacionales e internacionales de análisis y diseño.

Determinar el desempeño sísmico del tramo elevado y evaluar las relaciones demanda/capacidad asociados a la longitud de apoyo de los tableros y flexocompresión en columnas.

1.3 Antecedentes y Justificación

En el transcurso del tiempo se han podido observar movimientos de placas tectónicas entre sí, las cuales generan una liberación de energía que se manifiesta con movimientos de ondas que viajan en la superficie terrestre, éstos son llamados terremotos los cuales han causado pérdidas económicas en muchos países (Terremoto de la concepción en Chile 2010, terremoto de Kobe en Japón 1995) producto del daño que éstos generan.

En terremotos de magnitud mayor a 6 se han producido colapsos de puentes, viaductos, distribuidores y cualquier tramo elevado que sea vulnerable ante este fenómeno natural (terremoto de Northridge, California 1994 magnitud de 6,7, terremoto de Kobe Japón 1995 magnitud de 6,9 (Cernuda, 2005)).

En Venezuela se han construido puentes, viaductos y distribuidores tal como se han construido en otras partes del planeta (distribuidor el Pulpo, distribuidor la Araña, puente General Rafael Urdaneta, viaducto uno Caracas-La Guaira) sin tener una norma sísmica de puentes que gobierne su construcción, además de estar en menor condición de recursos que aquellos países de mayor poder económico y mejores materiales de construcción como Estados Unidos y Japón.

Por ende si en estos países sus puentes y viaductos colapsan durante sismos, en Venezuela se debería tener una mayor precaución ante la vulnerabilidad sísmica.

El presente proyecto permitirá comenzar una línea de investigación de vulnerabilidad sísmica en la Ciudad Capital de estructuras, específicamente en puentes y viaductos, donde se pueda identificar de manera concisa si son lo suficientemente capaces de resistir movimientos tectónicos.

El beneficio de la investigación también estará dirigido a la sociedad, pues el Proyecto Sismo Caracas llevado a cabo (FUNVISIS), se enfoca en tratar de preservar las vidas de las personas que se encuentran habitando en zonas de riesgo sísmico, realizando estudios de vulnerabilidad sísmica en la Ciudad Capital.

CAPITULO II

MARCO TEORICO

El presente trabajo especial de grado no tiene como objeto cubrir en profundidad temas tan amplios y específicos como son la sismología y la ingeniería sísmica. Sin embargo para poder explicar algunos parámetros fundamentales de la respuesta sísmica de estructuras, caso específico en puentes y viaductos, es necesario algunos conocimientos básicos sobre esta disciplina.

2.1 Tectónica y sismicidad global (García, 1998)

Al aceptar la comunidad científica el hecho de que la corteza terrestre está en un estado permanente de cambio, la explicación sobre las causas de los sismos fue adquiriendo connotaciones cada vez más realistas. La corteza terrestre es relativamente delgada. Se extiende hasta profundidades de 70 Km en los océanos y 150 Km bajo los continentes. Es muy válida la analogía de que al comparar la tierra con un huevo duro, la corteza tendría un espesor semejante a la cáscara y ésta estaría fracturada en una serie de fragmentos que en la Tierra se conocen con el nombre de placas tectónicas.

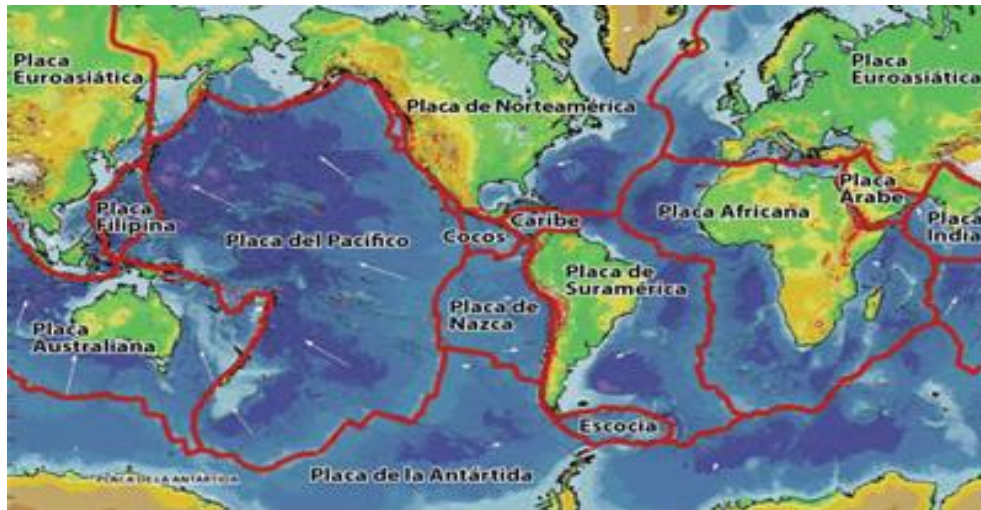


Imagen 2.1 Placas tectónicas de la tierra. Fuente: Dinámica estructural aplicada al diseño estructural. (García, 1998).

Hay fuerzas bajo la corteza terrestre que hacen que estas placas tectónicas se muevan a velocidades pequeñas del orden de centímetros por año. La causa de estas fuerzas no están entendida, pero la explicación prevaleciente en la actualidad es que son causadas por flujos lentos de magma en el manto terrestre. Estos flujos son producidos por convección térmica y por los efectos dinámicos de la rotación de la Tierra. En algunas regiones las placas se están separando en la medida que sale a la superficie nuevo material de corteza desde el interior de la Tierra, dichos lugares en general están localizados en el fondo de los océanos y tienen el nombre de crestas o dorsales marinas. Un sitio donde ocurre esto está localizado en el centro del Océano Atlántico. En otros lugares las placas se deslizan una al lado de la otra como ocurre en la Falla de San Andrés en California, USA. En otros sitios, llamados zonas de subducción, las placas se empujan una contra otra haciendo que una de las dos se introduzca por debajo. Esto último ocurre a todo lo largo de la costa sobre el Océano Pacífico del Centro y Sur América.

El movimiento relativo entre placas tectónicas colindantes, independientemente de su dirección, acumula energía hasta un momento en el cual causa una fractura en la roca, liberando abruptamente esta energía acumulada, la cual se manifiesta con la generación de ondas sísmicas.

La gran mayoría de los sismos en el mundo ocurre en las fronteras entre placas. Estos sismos se conocen con el nombre de sismos tectónicos. Un porcentaje pequeño de los sismos que ocurren en el mundo se localizan en el interior de las placas tectónicas y reciben el nombre de sismos intraplaca. Además en algunas regiones del mundo donde hay volcanes, las erupciones generalmente son acompañadas por sismos que se conocen con el nombre de sismos volcánicos.

En general las fronteras entre placas tectónicas no son superficies de fallamiento simples y únicas. El movimiento relativo entre las dos placas se extiende a grupos de fallas paralelas a la subducción y los sismos no solo ocurren en estas fallas sino también en fallas transversales a las fronteras entre placas, formadas también por los movimientos entre ellas.

2.2 Fallas geológicas (García, 1998)

Las fallas geológicas que son capaces de producir sismos se conocen con el nombre de fallas activas. Los esfuerzos que induce en la corteza terrestre el movimiento entre placas en la subducción producen fallamientos dentro de la placa, algunas veces alejados de la zona de subducción. En razón de lo anterior, la acumulación de energía causada por la imposición de movimiento puede conducir a deslizamientos pequeños, pero permanentes. En este caso no se presentan sismos.

Cuando la fricción entre las superficies del fallamiento es alta se produce lo que se llama un engatillamiento de la falla. Cuando la energía acumulada vence esta

fricción se presenta un deslizamiento súbito de la falla, asociado con la liberación de la energía acumulada, lo cual produce el sismo.

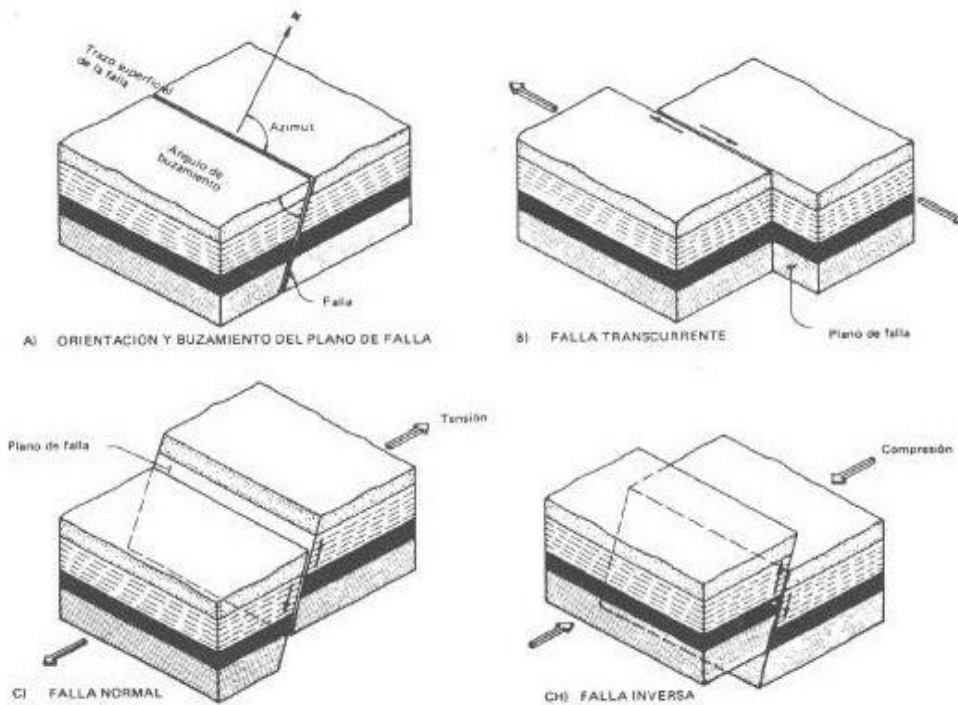


Imagen 2.2 Tipos de Fallas existentes. Fuente: Dinámica estructural aplicada al diseño estructural. (García, 1998).

2.3 Mecanismo focal (García, 1998)

Al ocurrir un sismo, el punto donde se inicia la ruptura es el punto donde comienza la liberación de energía del sismo, y se conoce con el nombre de hipocentro o foco del sismo. Para un sismo pequeño es razonable considerar el hipocentro como el punto donde se libera la energía. Es un sismo grande donde la ruptura puede involucrar cientos de kilómetros cuadrados de superficie de falla, el punto de inicio de la liberación de energía sigue siendo el hipocentro del temblor, pero en general no es descriptivo de la zona de fallamiento. El epicentro es la proyección sobre la

superficie de la Tierra del hipocentro y la profundidad focal es la profundidad del hipocentro, medida desde el epicentro. La distancia focal es la distancia del hipocentro, desde un punto cualquiera de referencia.

En general los sismos se dividen en: superficiales, cuando ocurren a profundidades menores de 70 Km, de foco intermedio, entre 70 y 300 Km, y profundos cuando su profundidad es mayor de 300 Km. Existen registros de sismos hasta profundidades de 700 Km. Desde el punto de vista de los efectos del sismo, definitivamente, entre más superficial, mayor su predisposición de producir daños. En aquellas regiones de la Tierra donde existen cadenas montañosas importantes, suelen presentarse sismos dentro de toda la gama de profundidades, mientras en aquellas regiones donde la corteza terrestre es delgada, hay una mayor preponderancia de los sismos superficiales.

2.4 Ondas sísmicas (García, 1998)

La energía liberada por el sismo se propaga por medio de varios tipos de ondas sísmicas. Las ondas de cuerpo que se generan en el punto de ruptura incluyen ondas P (primarias u ondas de dilatación), las cuales manifiestan desplazamientos de las partículas en la misma dirección de la propagación de la onda, y ondas S (secundarias u ondas de cortante) que manifiestan desplazamientos de las partículas en la dirección perpendicular a la dirección de propagación.

Cuando las ondas llegan a la superficie, se reflejan pero al mismo tiempo inducen ondas de superficie, entre las cuales se encuentran las ondas de *Rayleigh* y las ondas de *Love* (Ondas R y L respectivamente). Las ondas de *Love* producen movimientos horizontales y transversales a la dirección de propagación. Las ondas de *Rayleigh* producen movimientos circulares semejantes al de las olas en el mar. La amplitud de estas ondas decrece marcadamente con la profundidad medida desde la superficie.

2.5 Generalidades de Puentes

Definición: Los puentes son estructuras destinadas a salvar obstáculos artificiales, como vías férreas o carreteras, obstáculos naturales, como ríos o valles, lagos, bahías, con el fin de enlazar pueblos y ciudades.

Los puentes al igual que las estructuras convencionales (Edificaciones) cuentan con una infraestructura y superestructura. La infraestructura de un puente está formada por los estribos o pilares extremos, las columnas o apoyos centrales y los cimientos, que forman la base de ambos; estos elementos estructurales son construidos con concreto reforzado. La superestructura consiste en el tablero que soporta directamente las cargas que a su vez las transmite a las columnas y estribos, dichos tableros son generalmente resueltos con vigas pretensadas y/o postensadas de sección cajón; aunque en algunos casos se utiliza estructura metálica (Sanmartín, 1983). En la imagen 2.3 se observa los elementos antes mencionados.

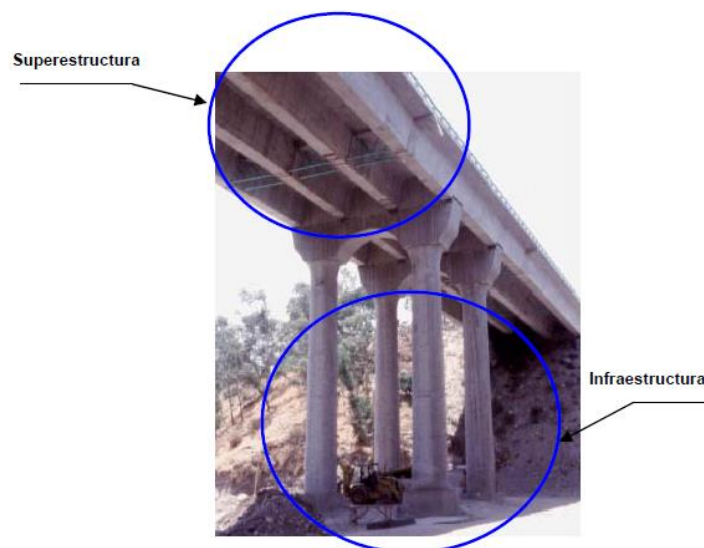


Imagen 2.3 Partes básicas de un puente urbano. Fuente: Cálculo de estructuras de puentes de hormigón. (Sanmartín, 1983).

2.6 Puentes de losa llena de concreto (Arnal, 2000)

Las estructuras más sencillas son los puentes de losa llenas. Están constituidas por una losa plana de concreto armado, maciza o aligerada con bloques livianos dependiendo del caso, que salvan la luz entre los apoyos, sea entre los estribos para puentes de un solo tramo, o entre estribos y pilas en los de varios tramos, en cuyo caso la losa viene cortada sobre cada uno de los apoyos intermedios. La altura de los estribos está generalmente determinada por la rasante de la vía y por la altura de aguas máximas y la abertura del puente, por la sección de desagüe necesaria.

Los estribos y pilas se apoyan en fundaciones independientes, construidas bajo el suelo, a profundidad suficiente para garantizarlas contra socavaciones y para llegar a una capa de terreno de fundación suficientemente resistente. Estos vienen previstos de muros en ala para contener el relleno de los accesos y evitar que invada la abertura del puente, salvo en los casos que se utilicen estribos abiertos.

Las pilas deben tener, en su coronamiento un largo por lo menos igual al ancho de la losa y un espesor suficiente para apoyar las dos losas independientes que llegan a ellas.

Los puentes de losa llena, por su simplicidad, resultan muy convenientes para salvar luces pequeñas (menores a 10 mts) y además, siendo estáticamente determinados, no se ven afectados por el asentamiento del terreno.

Las Ventajas de este tipo de puente son:

- Sencillez y facilidad en su ejecución, especialmente en lo relacionado con los encofrados, la colocación del refuerzo y el vaciado del concreto.
- Baja presión unitaria sobre la cabeza y los estribos de las pilas, por lo que no requieren aparatos de apoyos especiales.

- Buena repartición de las cargas a todo lo ancho de la vía y bajo nivel de vibraciones.
- Esfuerzos cortantes unitarios bajos, que rara vez requieren refuerzos especiales para absorberlos.

Tienen la desventaja de su elevado peso propio por unidad de superficie, lo que obliga a usar la mayor parte de la resistencia del material para soportarse así mismo, circunstancia que limita la luz que pueda salvarse económicamente con este tipo de estructuras.

2.7 Causas principales de las fallas de un puente

Se reconoce que la falla de la cimentación, la licuefacción de suelos blandos saturados y la pérdida de capacidad portante del terreno, asimismo la falla estructural de las columnas y pórticos que forman las pilas, han sido factores importantes que han inducido el colapso de numerosas obras viales. No obstante, la causa más común en la falla de puentes durante eventos de movimientos fuerte se atribuye a los grandes desplazamientos inducidos en la superestructuras por las acciones sísmicas, especialmente cuando no se han adoptado medidas para controlar los desplazamientos y asegurar la integridad estructural del sistema (Sauter, 1993).

Al no controlar estos desplazamientos, la estructura puede sufrir colapsos que ocasionen pérdidas totales de la estructura, en la imagen (2.2) se observa como en el terremoto de Concepción (Chile 2010), el puente que conecta el sector Miraflores con Vespucio Norte falló por la corta longitud de apoyo, ocasionando el colapso parcial del tablero y la pérdida estructural del mismo.



Imagen 2.4 Colapso de tablero. Fuente: Artículo; Daños Producidos en puentes y estructuras por el terremoto del 27 de Febrero de 2010 en Chile (Cordova, 2011).

(Sauter, 1993) menciona que los puentes a base de tramos múltiples simplemente apoyados, han mostrado ser los más vulnerables a las sollicitaciones sísmicas. En Venezuela a pesar de no existir antecedentes de colapso de puentes por eventos sísmicos, la gran mayoría de estos son diseñados a base de tramos múltiples.

A continuación se presenta un resumen de causas puntuales de colapso de puentes a nivel mundial (Sauter, 1993).

- Dimensiones reducidas de las longitudes de apoyo en estribos y pilas
- Mecanismos de soporte inadecuados
- Falta de dispositivos para restringir los desplazamientos horizontales
- Ausencia de continuidad y redundancia en sistemas isostáticos a base de tramos múltiples simplemente apoyados
- Falta de medidas tendientes a asegurar la integridad estructural del sistema.

La información descrita por (Sauter, 1993) está enfocada a las características geométricas de la estructura. Sin embargo (Rivera, 2007) menciona que también repercuten otros factores que no se puede percibir claramente con los datos geométricos anteriormente comentados, como son: ubicación del puente, año de construcción y la normativa de diseño utilizada. El sitio donde se ubica la estructura permite inferir el nivel de peligro al que puede estar sujeto, que combinado con la estructuración del mismo se puede tener una estimación del grado de vulnerabilidad del inmueble. El año de construcción y el reglamento de diseño permiten explicar en gran medida la estructuración empleada en el puente, además de tener una idea de los posibles criterios empleados para evaluar las diferentes solicitaciones en el puente, en particular la del sismo; al tomar en cuenta que en algunos países no existe todavía un reglamento legal para puentes, es interesante saber de qué forma evalúan el peligro y cómo diseñan sus elementos estructurales ante el sismo.

2.8 Índice de priorización de puentes para la gestión de riesgo sísmico en la ciudad de Caracas. (De Gouveia, 2011)

2.8.1 Índice de priorización de puentes

Este factor está compuesto por: Índice de Vulnerabilidad, Índice de amenaza sísmica e Índice de Importancia. El primer factor relaciona los detalles estructurales tales como año de construcción, separación entre apoyos, alturas máximas de pilas, continuidades del tramo, irregularidades estructurales, esviaje del puente, licuación del suelo y deterioro de la estructura; el siguiente factor relaciona directamente su ubicación geográfica y la actividad sísmica que pudiera allí existir; en el caso de Caracas su ubicación se determina por las microzonas suministradas por FUNVISIS. El último factor es dado por la comunicación que genera el tramo con instalaciones importantes y/o con la accesibilidad que genera a la ciudad en que se encuentra.

El Índice de Priorización IP se calcula a partir de:

Ecuación 2.1

$$IP = IA \cdot IV \cdot II$$

Donde IA es el índice de amenaza, IV es el índice de vulnerabilidad y II es el índice de importancia. El índice de amenaza puede variar entre 0,51 y 1,00; el índice de vulnerabilidad entre 2,7 y 100 y el índice de importancia entre 0,60 y 1,00. Como consecuencia, el índice de priorización puede variar entre 0,8 y 100. El producto $IA \cdot IV$ representa el índice de riesgo sísmico del puente.

2.8.2 Índice de amenaza sísmica (IA)

El índice de amenaza sísmica se obtiene de los resultados del estudio de microzonificación sísmica de Caracas (FUNVISIS, 2009). Se tomó como valor representativo de la amenaza el promedio de las aceleraciones espectrales comprendidas entre un rango de períodos de 0,00 a 1,00 segundos obtenidas de los espectros de diseño de cada microzona. Este valor se consideró representativo de la amenaza ya que prácticamente todos los puentes convencionales tienen períodos de vibración natural que se encuentran dentro de ese rango.

2.8.3 Índice de vulnerabilidad sísmica (IV)

Relaciona los detalles estructurales tales como año de construcción, separación entre apoyos, alturas máximas de pilas, continuidades del tramo, irregulares estructurales, esviaje del puente, licuación del suelo y deterioro de la estructura.

El índice de vulnerabilidad (IV) está dado por:

Ecuación 2.2

$$Iv = \sum_{i=1}^8 \alpha_i * I_i$$

Donde I_i es el índice de la vulnerabilidad y α_i es su peso relativo. En la Tabla 3.1 se define I_i y α_i se presentan los valores de α_i . Cada índice I_i tiene una cota superior de 100 según se describe a continuación.

2.8.4 Índice de importancia (II)

El índice de importancia II tiene como finalidad incorporar dentro del proceso de priorización el impacto que tendría el colapso del puente dentro de la red vial existente. Para evaluar este aspecto la mayoría de los métodos de priorización existentes en otros países toman en cuenta factores tales como: tipo de vía sobre y bajo el puente, tráfico diario promedio sobre y bajo el puente, longitud de desvío, instalaciones o edificaciones que cruza, líneas de servicios que lleva, etc.

CAPITULO III

MÉTODO

3.1 Recopilación y revisión parcial de los planos existentes

Se da inicio con la revisión de los planos originales de los tramos elevados en cuestión, esto se lleva a cabo con el fin de identificar detalles como: juntas de dilatación, diámetros de columna, acero de refuerzo, separación entre pilas, altura de pilas, profundidad de cabezales, longitud total del tablero, longitudes de los asientos de apoyos, y resistencia de los materiales de construcción (acero y concreto). Todos éstos deberán ser corroborados en la siguiente etapa del proyecto (inspección).

3.2 Inspecciones

Se recopilará información existente del puente, para verificar cualquier información concerniente a la estructura analizada que pueda ser útil en la evaluación.

Las inspecciones abarcarán mediciones de la altura de pilas, longitudes de separación entre ellas (en caso de no ser monocolumnas) y luces pertinentes de cada tramo. Por otra parte se medirán el diámetro de columnas, ancho del tablero, número de discontinuidades de la estructura, longitud de apoyo típica en las juntas y el deterioro de cada uno de los componentes del puente, que implique la vulnerabilidad del puente bajo cualquier estado de cargas.

Se deberá verificar de ser posible la correspondencia entre lo construido y lo indicado en los planos, así como los cambios en la geometría y en el alineamiento de los elementos estructurales, en general todas las características que permitan establecer en forma simple cualquier deterioro o mal funcionamiento de las diferentes partes del puente. (Lobo, 1987).

3.3 Procedimiento para el cálculo del Índice de Priorización de puentes.

Según (De Gouveia, 2011) es un procedimiento que asigna un índice de priorización sísmica de un puente existente, localizado en el Área Metropolitana de Caracas, no pretende cuantificar en forma absoluta los niveles de vulnerabilidad y riesgo del puente, sino más bien suministrar índices que permitan comparar un puente con otro a fin de definir prioridades hacia estudios detallados posteriores que permitan la toma de decisiones y eventuales intervenciones de refuerzo estructural, bajo el marco de la prevención ante la eventual ocurrencia de terremotos. A continuación se presenta un resumen de la metodología de cálculo de dicho índice:

3.3.1 Cálculo de índice de vulnerabilidad sísmica (I_V)

El índice de vulnerabilidad sísmica (I_V) está dado por la ecuación 2.2:

$$\text{Ecuación 2.2} \quad I_V = \sum_{i=1}^8 \alpha_i \cdot I_i$$

Tabla 3.1 Valores del índice de vulnerabilidad sísmica I_i . Tomado de: Índice de priorización de puentes de la ciudad de Caracas. (De Gouveia, 2011).

I_i	Vulnerabilidad asociada a:	α_i
I_1	Año de Construcción	0.27
I_2	Tipo de subestructura	0.18
I_3	Discontinuidad de la súper estructura	0.09
I_4	Pérdida en asientos de apoyo	0.15
I_5	Irregularidades estructurales	0.13
I_6	Ángulo de esviaje	0.04
I_7	Susceptibilidad de la licuación del suelo	0.10
I_8	Grado de deterioro de la estructura	0.04

A continuación se presentan los valores de vulnerabilidad asociada en los distintos renglones mencionados en la tabla 3.1.

- Año de Construcción

Tabla 3.2 Valores del índice de vulnerabilidad asociado al año de construcción (I1) Tomado de: Índice de priorización de puentes de la ciudad de Caracas. (De Gouveia, 2011).

Año de construcción del puente:	I₁
Antes de 1968	100
Entre 1968 y 1985	70
Entre 1986 y 1998	20
Después de 1998	10

- Tipo de subestructura

Tabla 3.3 Valores del índice de vulnerabilidad asociado al tipo de subestructura (I2) Tomado de: índice de priorización de puentes de la ciudad de Caracas. (De Gouveia, 2011).

Tipo de subestructura:	I₂
Pilas monocolumnas	100
Pilas multicolumnas	75
Pilas de muros	50
Puente de único tramo (solo estribos)	0

- Discontinuidad de la súper estructura

Tabla 3.4 Valores del índice de vulnerabilidad asociado a las discontinuidades en la superestructura (I3) Tomado de: Índice de priorización de puentes de la ciudad de Caracas. (De Gouveia, 2011).

Número de discontinuidades:	I₃
Más de 4	100
Entre 3 y 4	75
Entre 2 y 1	50
Sin discontinuidades	0

- Pérdida en asientos de apoyo

Para evaluar la posibilidad de pérdida de asiento en apoyos por movimientos longitudinales se debe comparar la longitud de asiento real existente L_A con relación a la mínima requerida N definida por la ecuación 3.1 y que ha sido tomada de las especificaciones AASHTO 2002, para zonas sísmicas comparable al Área Metropolitana de Caracas. La longitud de apoyo mínima requerida N se calcula de la siguiente forma:

$$\text{Ecuación 3.1} \quad N = (30 + 0,25.L + H). (1 + 0,000125. \alpha^2)$$

Dónde:

N: Longitud de apoyo mínima requerida

L: Longitud del tablero hasta la próxima expansión o a un extremo del mismo

H: Altura de pilas

α : Esviaje del tramo considerado (Grados)

Tabla 3.5 Valores del índice de vulnerabilidad asociado a la posibilidad de pérdida de asiento en apoyos (I4) Tomado de: Índice de priorización de puentes de la ciudad de Caracas. (De Gouveia, 2011).

Condición	I_4
$L_A < N$	100
$L_A > N$ con posibilidad de colapso transversal *	80
$L_A > N$ sin posibilidad de colapso transversal *	0

* Existe posibilidad de colapso transversal del tablero cuando se presenta. Cualquiera de las siguientes condiciones:

1.- Tablero de vigas individuales soportadas sobre columnas o pedestales individuales sin tope lateral en las columnas de la pila.

2.- Tablero de 2 o 3 vigas con la viga exterior cerca del borde lateral del apoyo sin tope lateral en el capitel de la pila.

- Irregularidades estructurales

Para la determinación del índice de vulnerabilidad I_5 se considerará que un puente es irregular si presenta alguna de las siguientes condiciones:

- 1.- Puentes con pilas tipo pérgola.
- 2.- Puentes con pilas o columnas compartidas (vinculación vertical a otras estructuras).
- 3.- Puentes con bifurcaciones (vinculación horizontal a otras estructuras).
- 4.- Puentes con más de 6 luces o tramos.
- 5.- Puentes en curva con ángulo subtendido en planta mayor a 90° (20° para puentes con tableros simplemente apoyados).
- 6.- Tableros adyacentes con luces diferentes tal que el cociente de la luz mayor entre la luz menor exceda de 2.
- 7.- Pilas adyacentes con alturas diferentes tal que el cociente de la altura mayor entre la altura menor exceda de 2.

Tabla 3.6 Valores del índice de vulnerabilidad asociado a irregularidades estructurales (I_5) Tomado de: Índice de priorización de puentes de la ciudad de Caracas (De Gouveia, 2011).

Condición	I_5
Puentes con irregularidades críticas *	100
Puentes sin irregularidades críticas *	70
Puente regular	0

* Se consideran irregularidades críticas las siguientes:

- 1.- Puentes con pilas tipo pérgola.
- 2.- Puentes con pilas o columnas compartidas (vinculación vertical a otras estructuras).

- Ángulo de esviaje

El ángulo de esviaje de un puente “ α ” se define como el ángulo que existe entre la línea de soporte que define cada subestructura (pilas y/o estribos) y la recta normal al eje del alineamiento longitudinal del puente en cada punto.

Ecuación 3.2

$$I_6 = 100 * \alpha(^{\circ})/90^{\circ}$$

- Susceptibilidad de la licuación del suelo

Para determinar el potencial de licuación del sitio, en el método que aquí se propone se deben consultar mapas y estudios regionales que hayan cubierto este aspecto de la peligrosidad sísmica. En Caracas aun no existen este tipo de estudios.

El índice de vulnerabilidad I_7 se asignará según la Tabla 2.8. Si no se conoce la susceptibilidad de licuación del suelo se asignará un índice $I_7 = 50$.

Tabla 3.7 Valores del índice de vulnerabilidad asociado a la susceptibilidad de licuación del suelo (I_7). Tomado de: Índice de priorización de puentes de la ciudad de Caracas (De Gouveia, 2011).

Susceptibilidad de licuación del suelo:	I_7
Alta	100
Moderada	50
Baja	0

- Grado de deterioro de la estructura

Tabla 3.8 Valores del Índice de Vulnerabilidad asociado al Grado de deterioro de la estructura (I₈). Tomado de: Índice de priorización de puentes de la ciudad de Caracas (De Gouveia, 2011).

Condición de deterioro del puente	I ₈
Puentes con daños severos en las subestructuras o con problemas de socavación	100
Puentes solamente con daños severos en la superestructura	75
Puentes sin daños o con daños ligeros a moderados	0

3.3.2 Cálculo de índice de amenaza sísmica (IA)

Tal como se explica en la sección 2.8.1 el índice de amenaza sísmica se calcula dividiendo el valor de ese promedio para cada microzona entre su valor máximo para toda Caracas que corresponde a la microzona 7-1. Esto normaliza el parámetro IA a un valor máximo de 1,00.

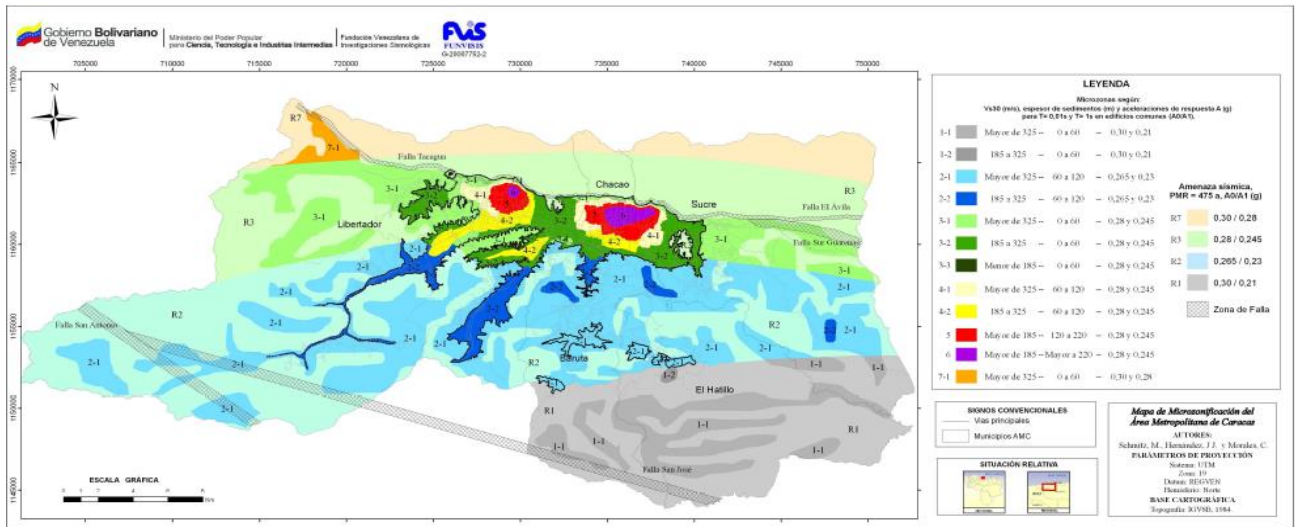


Imagen 3.1 Mapa de macrozonas y microzonas de igual respuesta sísmica del Área Metropolitana de Caracas. Fuente: Índice de priorización de puentes de la ciudad de Caracas. (De Gouveia, 2011)

TABLA 3.9 Valores del índice de amenaza sísmica (I_A). Tomado de: Índice de priorización de puentes de la ciudad de Caracas. (De Gouveia, 2011)

Microzona	I_A
R1 - sin efectos topográficos	0.51
R2 - sin efectos topográficos	0.52
R3 - sin efectos topográficos	0.55
R7 - sin efectos topográficos	0.60
R1 - con efectos topográficos	0.59
R2 - con efectos topográficos	0.60
R3 - con efectos topográficos	0.63
R7 - con efectos topográficos	0.71
1-1	0.86
1-2	0.88
2-1	0.89
2-2	0.93
3-1	0.89
3-2	0.92
3-3	0.82
4-1	0.82
4-2	0.86
5-1	0.86
5-2	0.85
5 *	0.86
6-1	0.87
6-2	0.88
6 *	0.88
7-1	1.00

3.3.3 Cálculo de Índice de Importancia (I_I)

Debido a la dificultad de conseguir la información del tráfico diario promedio de las vías del país y para simplificar el método que aquí se propone, solamente se tomarán en cuenta el tipo de vía sobre y bajo el puente y las instalaciones que se comprometan con el colapso del puente.

TABLA 3.10 Valores del índice de importancia. Tomado de: Índice de priorización de puentes de la ciudad de Caracas. (De Gouveia, 2011)

Tipo de puente:	I_I
Puentes en distribuidores que conectan 2 o más autopistas	1.00
Puentes cuyo colapso comprometan instalaciones importantes y/o sus accesos *	1.00
Puentes o tramos elevados en autopistas (autopista “sobre” el puente)	0.90
Puentes que pasan sobre una autopista (autopista “bajo” el puente)	0.80
Otros puentes	0.60

3.4 Desarrollo de planos estructurales en 2D, 3D y videos de animación de la estructura.

A continuación se presenta una lista de planos a ser desarrollados y dibujados:

1. Perfil longitudinal: El primer plano que se plantea llevar a cabo es del perfil longitudinal, a fin de describir cada una de las pilas que conforman cada tramo, progresivas y juntas de dilatación existentes.
2. Secciones transversales del tablero: seguido a esto se plantea dibujar las secciones transversales del tablero, en estos planos se mostrará el acero de refuerzo superior e inferior de cada nervio o acero principal en vigas del tablero.
3. Pilas: En estos planos se espera lograr especificar los siguientes detalles: eje del alineamiento, ancho y pendiente del tablero, altura de pilas, detalle

en la unión de columna con el cabezal, acero de refuerzo principal y zunchos, además de un detalle de corte del tablero.

4. Plano de Planta: Este último corresponde al replanteo del tablero de los tramos en evaluación.

Desarrollados los planos anteriormente nombrados, se garantiza un buen nivel de detalle en los planos estructurales 3-D, donde se espera observar detalles como: Cabezales, juntas de dilatación, inclinación del tablero, pilas y cualquier detalle que esté al alcance de la investigación.

3.5 Desarrollo de modelos matemáticos del puente en estudio, a través del uso de programas de análisis estructural SAP 2000®.

A continuación se presentan una metodología resumida de los pasos a seguir para el desarrollo de los modelos matemáticos a ser desarrollado con el programa de análisis estructural SAP 2000®.

3.5.1 Idealización de la estructura

- Propiedades de los materiales
- Pesos y masas
- Rigidez de la estructura
- Espectros, componentes sísmicas y combinaciones de cargas
- Selección del factor de reducción de respuesta "R"
- Espectros de respuesta
- Componentes sísmicas
- Combinaciones de cargas establecer la respuesta a los sismos bajo el marco de las normas nacionales e internacionales de análisis y diseño.

3.6 Establecer la respuesta a los sismos bajo el marco de las normas nacionales e internacionales de análisis y diseño.

3.6.1. Comparación demanda/capacidad

- Longitudes de apoyo y juntas de expansión
- Fuerzas en apoyos y juntas restringidas
- Flexocompresión en las columnas
- Fuerzas de corte en las columnas
- Refuerzo transversal de confinamiento en las columnas
- Anclaje del refuerzo longitudinal en las columnas

CAPITULO IV

INSPECCIÓN DE PUENTES Y ASIGNACIÓN DE ÍNDICES DE PRIORIZACIÓN

A lo largo de toda la investigación se realizaron distintas inspecciones al tramo elevado en estudio “tramo elevado Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo-(tramos 20-23)”, con el objeto de validar la información existente en los planos del proyecto original desarrollado por el Ingeniero Arnal Eduardo en el año 1958.

A continuación se presentan las distintas inspecciones realizadas a lo largo de la investigación:

4.1 Inspección # 1 “Primer reconocimiento del tramo elevado Autopista Valle Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23)” (11/01/2012).

Durante esta inspección se visitó por primera vez la estructura, se procuraba identificar las características más importantes en lo que a puentes concierne. Los datos obtenidos de este levantamiento serán los empleados en el cálculo del índice de priorización de puentes que se presentará en la sección 4.5.

Se identificó que la superestructura en estudio, es del tipo losa sobre viga cajón de concreto, continua a lo largo de toda su extensión, apoyado sobre juntas; la infraestructura es un sistema de pórticos de dos columnas circulares con diámetros variables entre los 60 cm y 70 cm.

En esta etapa también se logró medir distintas alturas de pilas observando que las mismas variaban un poco entre sí, al final se estimó una altura promedio de 7 (m) como un resultado parcial, que en las siguientes inspecciones pudiese cambiar acercándose más a la realidad.

Otro parámetro inspeccionado fueron las distancias existente entre cada pila (luces de los tramos) obteniendo una distancia aproximada de 18 (m) de longitud, siendo este el primer valor constatado con los datos suministrados por los planos del proyecto. En la sección de anexo 1 se encuentra la planilla de inspección de puentes. A continuación se presenta un registro fotográfico el cual contiene las características más relevantes observadas en dicha inspección, entre ellas: sistema de pórticos multicolumna (Dos columnas), tipo de losa viga cajón y las juntas de dilatación de la estructura.

4.1.1 Registro fotográfico de la inspección #1



Imagen 4.1 Tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23) Sistema Pórticos”. Fuente: Propia



Imagen 4.2 Tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23) Sistema de Pórticos”. Fuente: Propia



Imagen 4.3 Tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23) Tipo losa viga cajón”. Fuente: Propia



Imagen 4.4 Tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23) Juntas de dilatación”. Fuente: Propia

4.2 Inspección # 2 “Obtención de datos fundamentales en las columnas del tramo elevado” (22/05/2012).

La segunda inspección fue llevada a cabo con el objeto de obtener datos más precisos de las columnas que estructuran el tramo en estudio, estos elementos constructivos desempeñan un papel muy importante al momento de la evaluación dinámica de la estructura, la cual se realizará en el capítulo 7 apartado 1. Es substancial acotar que si en alguno de los casos existiera una discrepancia con los planos originales, se utilizará la existente en sitio.

A continuación se presentan el tipo de medidas que fueron recopiladas en el levantamiento: Altura libre de las columnas, diámetro de columnas y distancia entre estas. Cada una de las medidas obtenidas será comparada con las existentes en los planos originales del proyecto, para validar su autenticidad. la inspección fue llevada a cabo utilizando medidor laser para obtener las alturas

libres de la columna y cinta métrica para determinar las secciones de las columnas.

En las tablas 4.1, 4.2 y 4.3 se encuentran los resultados obtenidos de esta inspección: alturas libre de la columna, longitudes, diámetros, centros de columnas y los valores en planos. En la sección de anexo 3 se encuentran los planos estructurales de pilas con los cuales se puede constatar su validez. Las columnas se visualizan de izquierda a derecha dirección el Valle sentido nor-oeste, como lo establece la imagen 5.1.

Tabla 4.1 Inspección detallada de la columna izquierda, correspondiente al tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23)”.

Fuente: Propia.

PILAS	COLUMNA IZQUIERDA			
	Valores obtenidos de la inspección			Valores en planos
	ALTURA (M)	LONG,CIRC (cm)	DIAMETRO (cm)	DIAMETRO (cm)
20-01	7	191	60,8	60
20-02	6,95	221	70,35	70
20-03	7,25	223	70,98	70
20-04	NO SE CONOCE	NO SE CONOCE	NO SE CONOCE	60
21-01	7,1	NO SE CONOCE	NO SE CONOCE	60
21-02	6,7	NO SE CONOCE	NO SE CONOCE	60
21-03	6,75	197	62,71	60
21-04	6,8	193	61,43	60
22-01	6,85	194	61,75	60
22-02	6,65	193	61,43	60
22-03	6,55	192	61,12	60
22-04	6,25	192	61,12	60
23-01	6,85	193	61,43	60
23-02	7	193	61,43	60
23-03	6,9	NO SE CONOCE	NO SE CONOCE	70
23-04	6,85	193	61,43	60
23-05	7	225	71,62	70

Tabla 4.2 Inspección detallada de la columna derecha, correspondiente al tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23)”.

Fuente: Propia.

PILAS	COLUMNA DERECHA			
	Valores obtenidos de la inspección			Valores en planos
	ALTURA (M)	LONG,CIRC (cm)	DIAMETRO (cm)	DIAMETRO (cm)
20-01	6,9	194	61,75	60
20-02	7,15	220	70,03	70
20-03	7,05	221	70,35	70
20-04	7,2	190	60,48	60
21-01	7,15	192	61,12	60
21-02	6,9	193	61,43	60
21-03	7	193	61,43	60
21-04	7,35	195	62,07	60
22-01	7,2	195	62,07	60
22-02	7,1	192	61,12	60
22-03	7,05	192	61,12	60
22-04	NO	NO SE CONOCE	NO SE CONOCE	60
23-01	7,2	NO SE CONOCE	NO SE CONOCE	60
23-02	7,75	NO SE CONOCE	NO SE CONOCE	60
23-03	7,35	224	71,3	60
23-04	7,3	191	60,8	60
23-05	7,4	225	71,62	70

Tabla 4.3 Inspección detallada de distancias entre columnas pertenecientes a una misma pila del tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23)”. Fuente: Propia.

PILAS	DISTANCIA ENTRE CENTROS DE COLUMNAS (m)	DISTANCIA ENTRE CENTROS DE COLUMNAS (m)
	INSPECCIÓN	PLANOS
20-01	7,51	7,45
20-02	8,10	7,1
20-03	6,81	6,75
20-04	NO SE CONOCE	6,4
21-01	NO SE CONOCE	6,4
21-02	NO SE CONOCE	6,4
21-03	6,42	6,4
21-04	6,42	6,4
22-01	6,42	6,4
22-02	6,36	6,4
22-03	6,41	6,4
22-04	NO SE CONOCE	6,4
23-01	NO SE CONOCE	6,12
23-02	NO SE CONOCE	5,8
23-03	NO SE CONOCE	5,8
23-04	5,61	5,20
23-05	5,22	5,2

4.2.1 Comparación de resultados obtenidos en la inspección respecto a los suministrados por el proyecto original.

En primera instancia se verificaron las alturas de columnas (tablas 4.1 y 4.2), éstas no presentaron diferencias notables entre las medidas existentes en sitio y las obtenidas en planos, sin embargo existieron dos columnas (P20-04CI; P22-04CD) que debido a los obstáculos constructivos y naturales en sitio fue imposible realizar la verificación correspondiente.

El segundo parámetro corroborado fueron los diámetros de columnas, en las tablas 4.1 y 4.2 se puede apreciar con facilidad que éstos no son constantes ya que el 75% miden aproximadamente 60 cm y el 15% restante 70 cm, se observa que existen variaciones mínimas de hasta 1,5 cm, lo que no excede un 5% de las medidas establecidas por el proyecto, indicando que los diámetros concuerdan con los existentes. Al igual que en la verificación de alturas, existieron columnas (P20-04CI; P21-01CI; P21-02CI; P23-03CI; P22-04CD; P23-01CD; P23-02CD) que debido a los obstáculos ya mencionados en el lugar de la inspección, no fue posible realizar la validación.

Por último se verificaron las distancias existentes entre columnas en la tabla 4.3, de nuevo es importante recordar que todas aquellas columnas anteriormente mencionadas que no fueron verificadas por impedimentos naturales o constructivos, tampoco cuentan con ésta verificación, como se indica en la tabla 4.3, en la cual a solo 10 pilas fue posible realizársele la verificación de manera satisfactoria, existiendo pequeñas diferencias que no excedían el 5% mencionado en 8 de ellas. Solo las pilas (20-02; 23-04) presentaron una variación de más del 5%, esto conllevó a una modificación puntual en los planos estructurales del proyecto original.

4.3 Inspección # 3 “Verificación del refuerzo longitudinal de acero del tramo elevado a través del detector de metales” (13/07/2012).

La tercera inspección fue llevada a cabo con el objeto de obtener detalles más precisos respecto a la disposición del acero de refuerzo longitudinal en las columnas, separación de estribos (zunchos), con el uso del detector de metales. Nuevamente se insiste en la importancia de las columnas en el análisis dinámico, por ello la verificación de la mayoría de sus elementos correspondientes.

El procedimiento de esta inspección se describe a continuación:

- Se seleccionaron las distintas columnas para realizar la detección de barras de acero, las columnas se designaron de manera tal que no quedara ningún tramo sin revisión, en total fueron 5 columnas en estudio.
- Una vez elegidas las columnas se hicieron tres verificaciones con el detector de metales, comenzando desde el punto más bajo de posible medición, efectuando dos mediciones adicionales continuas por encima de la primera.
- Este procedimiento se repitió para las 5 columnas seleccionadas de igual manera.

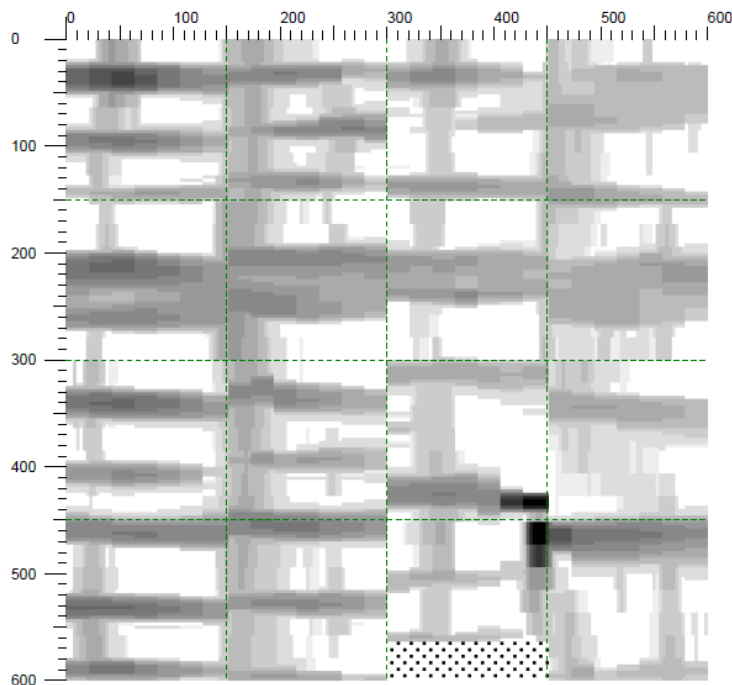
Columnas seleccionadas: P20-02CI; P20-04CD; P21-03CI; P22-04CI; P23-02CD.

4.3.1 Comparación de resultados obtenidos en la inspección respecto a los suministrados por el proyecto original.

En principio se esperaba determinar el número de cabillas existentes, así como el diámetro de éstas, pero por argumentos ya expuestos de la forma de las columnas (circulares), limitó al detector de metales a determinar estos valores.

El parámetro que si fue ratificado por dicho artefacto fueron los zunchos, que arrojaron resultados claros y convincentes, con una separación aproximada de 7cm, lo que indican los planos. No fue posible detectar ocasionales empalmes por solape en las zonas escaneadas, ya sea porque en esas zonas no existen solapes o porque el equipo no fue capaz de detectarlos.

A continuación se presenta la imagen 4.5 donde muestra una radiografía del detector de metales que corrobora la inspección realizada, del mismo modo en la sección de anexos se copilarán todas las verificaciones realizadas.



**Imagen 4.5 Detección de barras de acero pila 20-02 columna izquierda.
(Medidas en mm). Fuente: Propia**

4.4 Inspección # 4 Puente Veracruz II, Distribuidor El Ciempies- Las Mercedes (15/02/2013).

Este puente fue realizado en el año de 1972 y cuenta con una superestructura e infraestructura típica de puentes construidos en Venezuela, el índice de priorización obtenido en la sección 4.6 será comparado en la sección 4.7 con el obtenido del tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23)”.

Los datos recopilados en esta inspección serán utilizados para la elaboración del índice de priorización de este puente. En el levantamiento geométrico de la estructura se obtuvieron las siguientes medidas: Distancia entre pilas, altura de

pilas, separación entre columnas (Caso Multicolumna), dimensiones de las pilas, ancho del tablero y longitudes de apoyo típicas.

Se identificó que la superestructura está compuesta por un tablero apoyado sobre 12 vigas pre-fabricadas desconociendo si son pretensada o postensadas, y se divide en 24 tramos separados por juntas de dilatación, el ancho del tablero mide aproximadamente 24 m y es de sección constante a lo largo de toda la estructura.

La infraestructura consta de un sistema de pilas monocolumnas, exceptuando una pila diseñada como multicolumna (2 columnas) que se encuentra aproximadamente en la mitad del puente para salvar obstáculos de vialidad, la separación entre tramos es de 30 m aproximadamente; ambos estribos son tipo muro y se desconoce el tipo de fundación que soporta la estructura, por falta de planos estructurales.

En la sección de anexo 1 se encuentra la planilla de inspección pertinente a este puente, con base a la información obtenida en esta inspección; en la sección de anexo 3 se encuentran planos representativos de los tipos de pilas existentes a lo largo de toda la estructura.

A continuación se presentan una serie de imágenes donde se puede evidenciar las características más relevantes del puente Veracruz entre ellas: Sistema monocolumna del puente, junta de dilatación, sistema multicolumna del puente, vigas prefabricadas del puente y placa de identificación del mismo.

4.4.1 Registro fotográfico de la inspección # 4



Imagen 4.6. Puente Veracruz II, Distribuidor El Ciempies- Las Mercedes. “sistema monocolumna”. Fuente: Propia



Imagen 4.7. Puente Veracruz II, Distribuidor El Ciempies-Las Mercedes. “junta de dilatación”. Fuente: Propia



Imagen 4.8 Puente Veracruz II, Distribuidor El Ciempies-Las Mercedes.

“placa de identificación”. Fuente: Propia



Imagen 4.9 Puente Veracruz II, Distribuidor El Ciempies-Las Mercedes.

“vigas prefabricadas”. Fuente: Propia



**Imagen 4.10 Puente Veracruz II, Distribuidor El Ciempies- Las Mercedes.
“pila multicolumna”. Fuente: Propia**

4.5 Cálculo de índice de priorización del tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23)”:

Este índice se calcula siguiendo la metodología expuesta en el capítulo III, apartado 3.3, donde detalladamente se expone el procedimiento que se presenta a continuación:

4.5.1 Índice de vulnerabilidad.

Índice de vulnerabilidad asociado al año de construcción del puente (I_1)

Antes de 1968	100
---------------	-----

100*0,27= 27

Índice de vulnerabilidad asociado al tipo de subestructura del puente (I_2)

Pilas multicolumnas	75
---------------------	----

$$75 \cdot 0,18 = 13,5$$

Índice de vulnerabilidad asociado a las discontinuidades en la superestructura (I_3)

Número de discontinuidades:	I_3
Más de 4	100

$$100 \cdot 0,09 = 9$$

Índice de vulnerabilidad asociado a la posibilidad de pérdida de asiento en apoyos (I_4)

$$N = (30 + 0,25 \cdot L + H) \cdot (1 + 0,000125 \cdot \alpha^2)$$

$$L = 72 \text{ (m)}$$

$$H = 7,2 \text{ (m)}$$

$$\alpha = 0$$

$$N = 55,2$$

$$L_A = 38 \text{ (cm)}$$

$L_A < N$	100
-----------	-----

$$100 \cdot 0,15 = 15$$

Índice de vulnerabilidad asociado a irregularidades estructurales (I_5)

Puente Irregular	70
------------------	----

$$70 \cdot 0,13 = 9,1$$

Índice de vulnerabilidad asociado al ángulo de esviaje del puente (I_6)

$$\alpha = 0$$

$$0 \cdot 0,04 = 0$$

Índice de vulnerabilidad asociado a la susceptibilidad de licuación del suelo (I_7)

No se conoce	50
--------------	----

$$50 \cdot 0,1 = 5$$

Índice de vulnerabilidad asociado al grado de deterioro de la estructura (I_8)

Puentes sin daños o con daños ligeros a moderados	0
---	---

$$0 \cdot 0,4 = 0$$

$$I_V = \sum_{i=1}^8 \alpha_i \cdot I_i = 78,6$$

4.5.2 Índice de amenaza sísmica:

Ubicación: Microzona 4,2

$$I_a = 0,86$$

4.5.3 Índice de importancia:

Tramo elevado sobre autopista

$$I_i = 0,90$$

4.5.4 Índice de priorización:

$$I_P = I_A \cdot I_V \cdot I_I = 61$$

Se destaca que dicho índice fue diseñado para el estudio de varios puentes en una ciudad en este caso Caracas, su función primordial es crear una lista de los puentes estudiados, en orden decreciente, partiendo del puente del cual se haya

obtenido el mayor índice de priorización, a efectos de seleccionar aquellos que deban ir a una fase de estudio detallado por su alto índice.

Con base a la información expuesta en el párrafo anterior, se llevará a cabo un estudio comparativo entre tres puentes respecto a su índice de vulnerabilidad, en el caso de los puentes en Venezuela también se realizará una comparación del índice de priorización. El primero es el tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23), el segundo el Puente Veracruz II - Las Mercedes Distribuidor El Cien Pies y por último el viaducto de Marga Marga ubicado en Viña del Mar-Chile.

4.6 Cálculo de índice de priorización del Puente Veracruz II - Las Mercedes, Distribuidor El Ciempies.

4.6.1 Índice de vulnerabilidad.

Índice de vulnerabilidad asociado al año de construcción del puente (I_1)

1972	70
------	----

$$70 * 0,27 = 18,9$$

Índice de vulnerabilidad asociado al tipo de subestructura del puente (I_2)

Pilas monocolumnas	100
--------------------	-----

$$100 * 0,18 = 18$$

Índice de vulnerabilidad asociado a las discontinuidades en la superestructura (I_3)

Número de discontinuidades:	I_3
Más de 4	100

$$100 * 0,09 = 9$$

Índice de vulnerabilidad asociado a la posibilidad de pérdida de asiento en apoyos (I_4)

$$N = (30 + 0,25 \cdot L + H) \cdot (1 + 0,000125 \cdot \alpha^2)$$

L= 30 (m)

H= 8,5 (m)

$\alpha = 0$

N= 46 (cm)

LA= 50 (cm)

N < LA	0
--------	---

$0 \cdot 0,15 = 0$

Índice de vulnerabilidad asociado a irregularidades estructurales (I_5)

Puente Irregular	70
------------------	----

$70 \cdot 0,13 = 9,1$

Índice de vulnerabilidad asociado al ángulo de esviaje del puente (I_6)

$\alpha = 0$

$0 \cdot 0,04 = 0$

Índice de vulnerabilidad asociado a la susceptibilidad de licuación del suelo (I_7)

No se conoce	50
--------------	----

$50 \cdot 0,1 = 5$

Índice de vulnerabilidad asociado al grado de deterioro de la estructura (I_8)

Puentes sin daños o con daños ligeros a moderados	0
---	---

$$0 \cdot 0,4 = 0$$

$$I_V = \sum_{i=1}^8 \alpha_i \cdot I_i = 60$$

4.6.2 Índice de amenaza sísmica:

Ubicación: Microzona 2,2

$$I_a = 0,93$$

4.6.3 Índice de importancia:

Tramo elevado sobre autopista

$$I_i = 0,90$$

4.6.4 Índice de priorización:

$$I_P = I_A \cdot I_V \cdot I_i = 50,22$$

4.7 Cálculo de índice de vulnerabilidad del tramo elevado “Marga Marga (Viña del Mar- Chile).

El viaducto de Marga Marga está ubicado en Viña del Mar, zona central de Chile. La superestructura consta de un tablero de concreto armado de 0,27 x 18 m y 4 vigas I continuas de acero, las cuales se apoyan en 36 aisladores de goma de alto amortiguamiento ubicado sobre los estribos y 7 pilas de sección rectangular hueca de 2 x 10 m, y 0,25 m de espesor. El tablero está impedido de moverse lateralmente en los estribos mediante de topes deslizantes de acero contra acero. Todas las luces, con la excepción del extremo sur tienen 50 metros. La longitud total del puente es 383 m y las alturas de las pilas varían entre 22 a 32 m. los estribos se encuentran apoyados directamente sobre la roca, mientras que las pilas están soportadas por un sistema de pilotes (Moroni 2011).

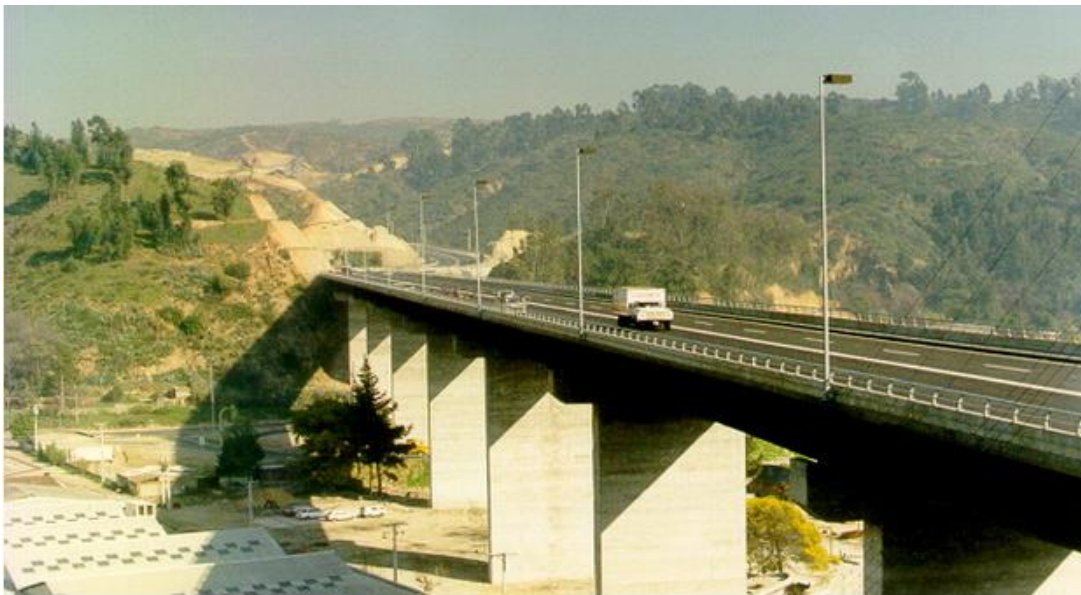


Imagen 4.11 Viaducto de Marga Marga. (Viña del Mar–Chile). Fuente: Mw=8.8: Terremoto en Chile, 27 de febrero 2010 (Moroni 2011).

4.7.1 Índice de vulnerabilidad

Índice de vulnerabilidad asociado al año de construcción del puente (I_1)

Entre 1986 y 1998	20
-------------------	----

$$20 * 0,27 = 5,4$$

Índice de vulnerabilidad asociado al tipo de subestructura del puente (I_2)

Pilas Monocolumnas	100
--------------------	-----

$$100 * 0,18 = 18$$

Índice de vulnerabilidad asociado a las discontinuidades en la superestructura (I_3)

Número de discontinuidades:	I_3
Entre 2 y 1	50

$$50 * 0,09 = 4,5$$

Índice de vulnerabilidad asociado a la posibilidad de pérdida de asiento en apoyos (I_4)

$$N = (30 + 0,25 \cdot L + H) \cdot (1 + 0,000125 \cdot \alpha^2)$$

$$L = 383 \text{ (m)}$$

$$H = 32 \text{ (m)}$$

$$\alpha = 0$$

$$N = 157,75 \text{ (cm)}$$

LA = No se conoce

$L_A < N$	100
-----------	-----

$$100 * 0,15 = 15$$

Índice de vulnerabilidad asociado a irregularidades estructurales (I_5)

Puente Irregular	80
------------------	----

$$70 \cdot 0,13 = 9,1$$

Índice de vulnerabilidad asociado al ángulo de esviaje del puente (I_6)

$$\alpha = 0$$

$$0 \cdot 0,04 = 0$$

Índice de vulnerabilidad asociado a la susceptibilidad de licuación del suelo (I_7)

No se conoce	50
--------------	----

$$50 \cdot 0,1 = 5$$

Índice de vulnerabilidad asociado al grado de deterioro de la estructura (I_8)

Puentes sin daños o con daños ligeros a moderados	0
---	---

$$0 \cdot 0,4 = 0$$

$$I_V = \sum_{i=1}^8 \alpha_i \cdot I_i = 57,2$$

4.8 Análisis de índices de vulnerabilidad y priorización de los puentes estudiados.

El índice de vulnerabilidad obtenido en el viaducto de Marga Marga ubicado en Chile obtuvo un valor inferior tanto al tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23)” como al Puente Veracruz II ubicados en Venezuela. Aunque la variación entre los mismos no superó un 20% puede decirse que los puentes de nuestra ciudad son más vulnerables a los efectos de un sismo, en consecuencia puede llevar a la idea de realizar una revisión más detallada de sus elementos de superestructura e infraestructura, con el objeto de detectar con más precisión cuál es su vulnerabilidad.

Respecto a la comparación del índice de priorización entre los puentes ubicados en la ciudad de Caracas, se obtuvo que el puente Veracruz II, arrojó un valor menor que el obtenido en el tramo elevado. Lo que lleva a pensar que por tratarse de una estructura más antigua se construyó con parámetros menos exigentes a los efectos de un sismo, por consiguiente si se pretende realizar un plan de mantenimiento y reacondicionamiento de puentes en la ciudad de Caracas, sin duda el tramo elevado tendría que ser considerado como primera opción respecto al puente Veracruz II.

CAPITULO V

PLANOS Y VIDEOS

5.1 Características y descripción de los planos del Tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23)”

Luego de que el ingeniero Enrique Arnal, proyectista estructural de Venezuela, suministró los planos del “tramo elevado Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo”, el cual fue escogido para elaborar el presente trabajo especial de grado, se identificaron los materiales que componen el tramo en evaluación, obteniendo que el concreto usado en ese entonces tendría una resistencia de $R_{28} \geq 250 \text{ kgf/cm}^2$ y que el esfuerzo cedente del acero principal tendría un $F_y = 2800 \text{ kgf/cm}^2$.

Cabe destacar que se estudiará un tramo representativo del distribuidor El pulpo para esta investigación. Algunas características del tramo elevado de la autopista Valle-Coche el cual está vinculado a la ilustre Universidad Central de Venezuela (UCV), Rampa el Pulpo-El valle (tramos 20-23) son: progresivas entre 1+ 280.00 y 1+ 568.00, cada tramo está compuesto por 4 pilas que tienen una altura promedio de 7m y una luz de 18m entre pilas, construido en el año de 1960 fue una estructura moderna en concreto armado, obra del ingeniero Marcos Ortega Montes de Oca, promovida por la Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas, con función principal de distribuidor vial que funge como dispositivo de enlace de las autopistas Este-Oeste y el valle (Instituto de Patrimonio Cultural de Venezuela 2007).

El tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23)” tiene además las siguientes distinciones geométricas: multicolumna (2 pilas), 4 tramos separados por juntas siendo un puente de viga de cajón de concreto, sus vigas capitel están embutidas en el cajón de concreto de sección hueca dándole continuidad al tablero de dicha estructura.

El ancho del tablero se reduce a medida que avanza el tramo en dirección El Valle, ver imagen 5.1, además se tiene un peralte considerable a lo largo del recorrido, el cual se representa en la imágenes 3D 5.14 y 5.15.

Con respecto a la fundación se encuentran cabezales de sección rectangular, con 4 pilotes embutidos en dichos cabezales, aunque se desconoce la profundidad de los pilotes se colocó una profundidad representativa de 18 metros, discutida por el equipo para el dibujo 3D de la estructura.

Para el diseño asistido por computadora se utilizara el programa AutoCad 2012®.

5.2 Plano de perfil Longitudinal

El primer dibujo hecho y sin duda uno de los más primordiales es el perfil longitudinal, en él se puede identificar cada una de las pilas que conforman este tramo, además de sus progresivas, respecto a éstas es importante acotar que fueron ratificadas sus distancias en la inspección # 1 mencionada en la sección 4.1, obteniendo como resultado una separación estándar de (18 m). En dicho plano se puede constatar la altura de cada cabezal, aunque no se logró corroborar en la inspección ya mencionada, debido que la mayoría de los mismos se encontraban cubiertos debajo del nivel del terreno, las juntas de dilatación se encuentran cada 4 pórticos que separan los distintos tramo del distribuidor evaluado.

5.3 Planos de secciones transversales del tablero

En estos planos se representa las barras del acero de refuerzo superior e inferior de cada nervio o acero principal en vigas del tablero, aunque en un evento sísmico el tablero no sufre daños directos por el sismo, es importante tener en cuenta el mismo para el análisis dinámico de la estructura. Hay que mencionar que estas secciones no fueron corroboradas por el tipo de superestructura (losa sobre viga

de cajón de concreto), por ende el equipo tomó la información suministrada por el proyecto original.

5.4 Planos de pilas

En lo referente al plano de pilas se logró constatar muchos detalles a lo largo de cada una de ellas. Es relevante plasmar que fueron dibujadas cada una de las mismas que componen la estructura desde el tramo 20 al 23, especificando: eje del alineamiento, ancho y pendiente del tablero, altura de pilas, detalle en la unión de columna con cabezal, acero de refuerzo principal y zunchos, además un detalle de corte del tablero. Se pudo dibujar un pequeño detalle en la sección de columnas, en la cual se encontraba una pequeña reducción al final.

En la tabla 5.1, se presentan las dimensiones y el armado longitudinal de cada columna en estudio, es importante acotar que las dos columnas de cada pila poseen el mismo armado. El armado transversal consiste en zunchos de $\varnothing 1/2''$ con un paso de 7 cm para todas las pilas del tramo elevado en estudio.

Tabla 5.1 Dimensiones de columnas y acero longitudinal existente en pilas en estudio. Fuente: Propia

Pila	Diámetro (cm)	Acero Long.
20-02	70	21 $\varnothing 1 1/2''$
20-03	70	14 $\varnothing 1 1/2''$
20-04	60	15 $\varnothing 1 1/2''$
21-02	60	8 $\varnothing 1 1/2''$
21-03	60	8 $\varnothing 1''$
21-04	60	12 $\varnothing 1 1/2''$
22-02	60	10 $\varnothing 1 1/2''$
22-03	60	8 $\varnothing 1 1/2''$
22-04	60	8 $\varnothing 1 1/2''$
23-02	60	12 $\varnothing 1 1/2''$
23-03	70	8 $\varnothing 1 1/2''$
23-04	60	8 $\varnothing 1 1/2''$

El armado transversal consiste en zunchos de $\varnothing 1/2''$ con un paso de 7 cm para todas las pilas del tramo elevado en estudio.

Respecto a los pilotes no se tiene información en los planos suministrados por ello no se generó mayor detallé en los mismos

5.5 Planos de planta

Dicha fase correspondió al replanteo del tablero de los tramos en evaluación, se observó la reducción del mismo a medida que van avanzando las progresivas, lo que se ha revalidado con el ancho del tablero de los planos de pilas, esto fue lo más notorio en esta sección, la cual se trató con precisión al plasmar los dibujos en *Cad* (dibujo asistido por computador).

Se presenta imagen ilustrativa de la vista en planta de la estructura en estudio, así como esquemas de los perfiles longitudinales que componen cada tramo, a fin de dar una visión de la orientación del sistema de pilas al lector.

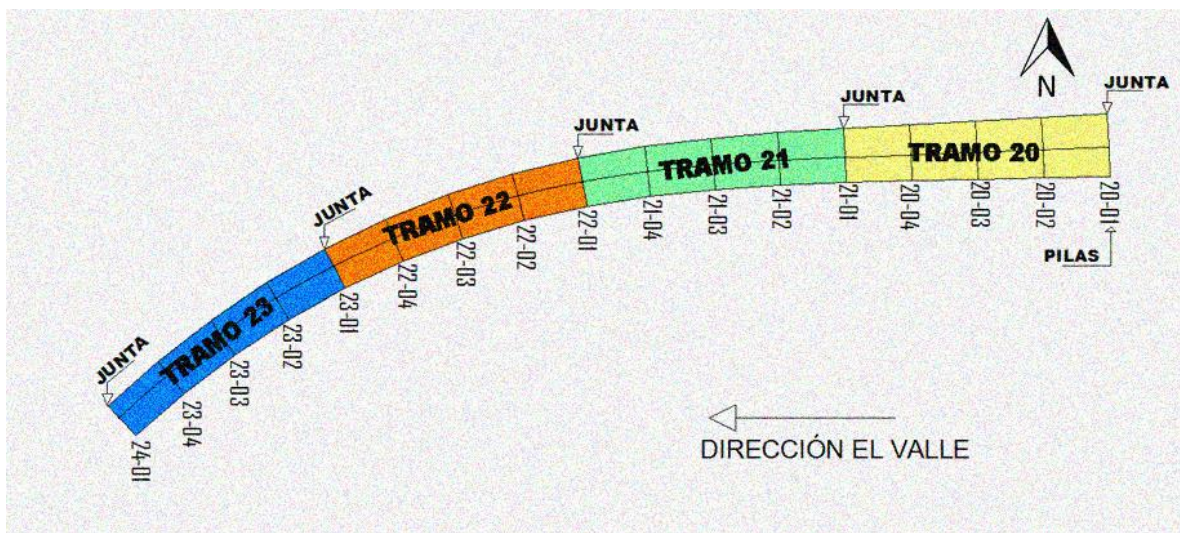


Imagen 5.1 Vista ilustrativa de planta de los tramos en estudio y numeración de pilas. (Sin escala). Fuente: Propia

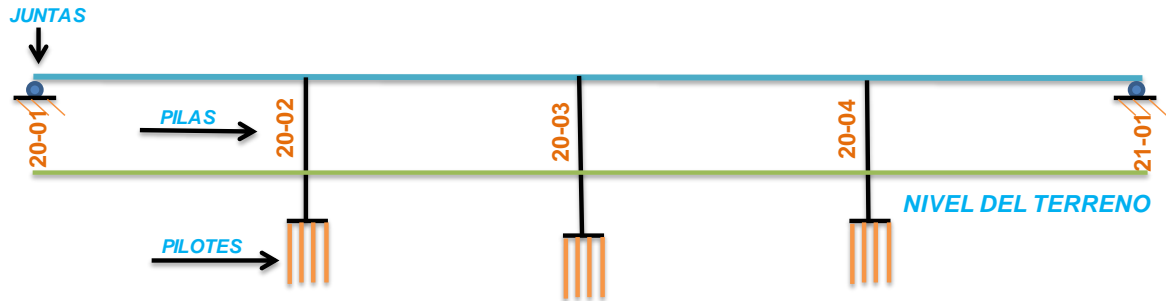


Imagen 5.2 Esquema del perfil longitudinal “Autopista Valle-Coche, rampa el Pulpo tramo 20” (sin escala). Fuente: Propia

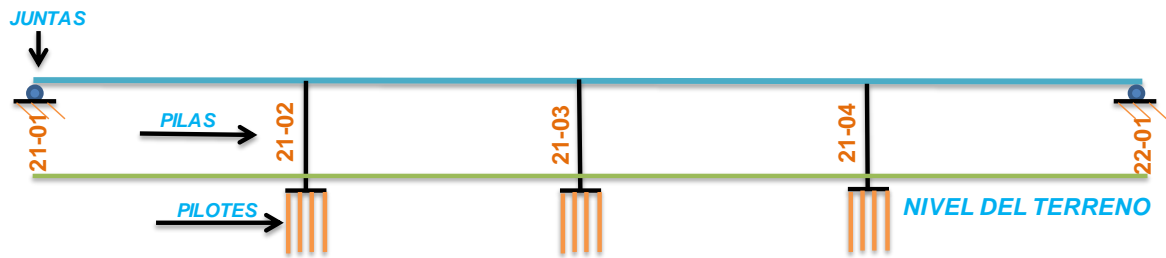


Imagen 5.3 Esquema del perfil longitudinal “Autopista Valle–Coche, rampa el Pulpo tramo 21” (sin escala). Fuente: Propia

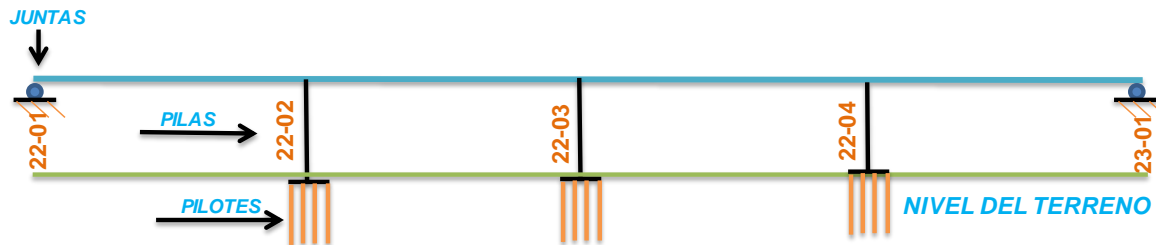


Imagen 5.4 Esquema del perfil longitudinal “Autopista Valle–Coche, rampa el Pulpo tramo 22” (sin escala). Fuente: Propia

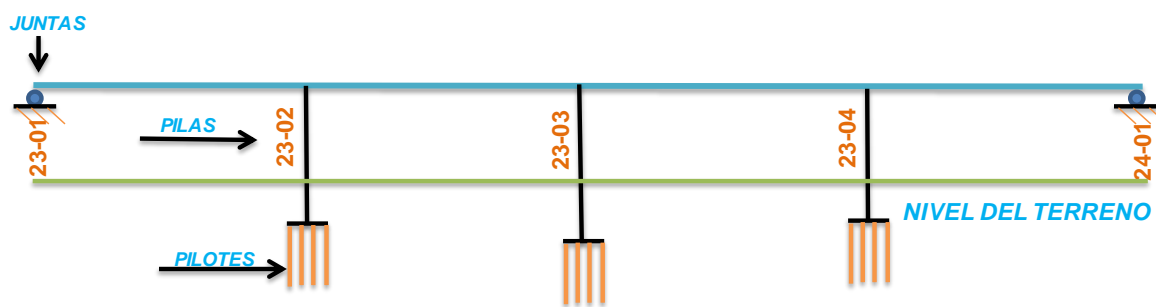


Imagen 5.5 Esquema del perfil longitudinal “Autopista Valle–Coche, rampa el Pulpo tramo 23” (sin escala). Fuente: Propia

A continuación se presentan imágenes de los planos elaborados de pilas, tableros y perfil longitudinal. La totalidad de los planos geométricos de pilas se encuentran en la sección de anexos 3, por otro lado la totalidad de los planos del perfil longitudinal, tableros, secciones de columna y la vista en planta están recopilados en el CD que será entregado con este trabajo especial de grado.

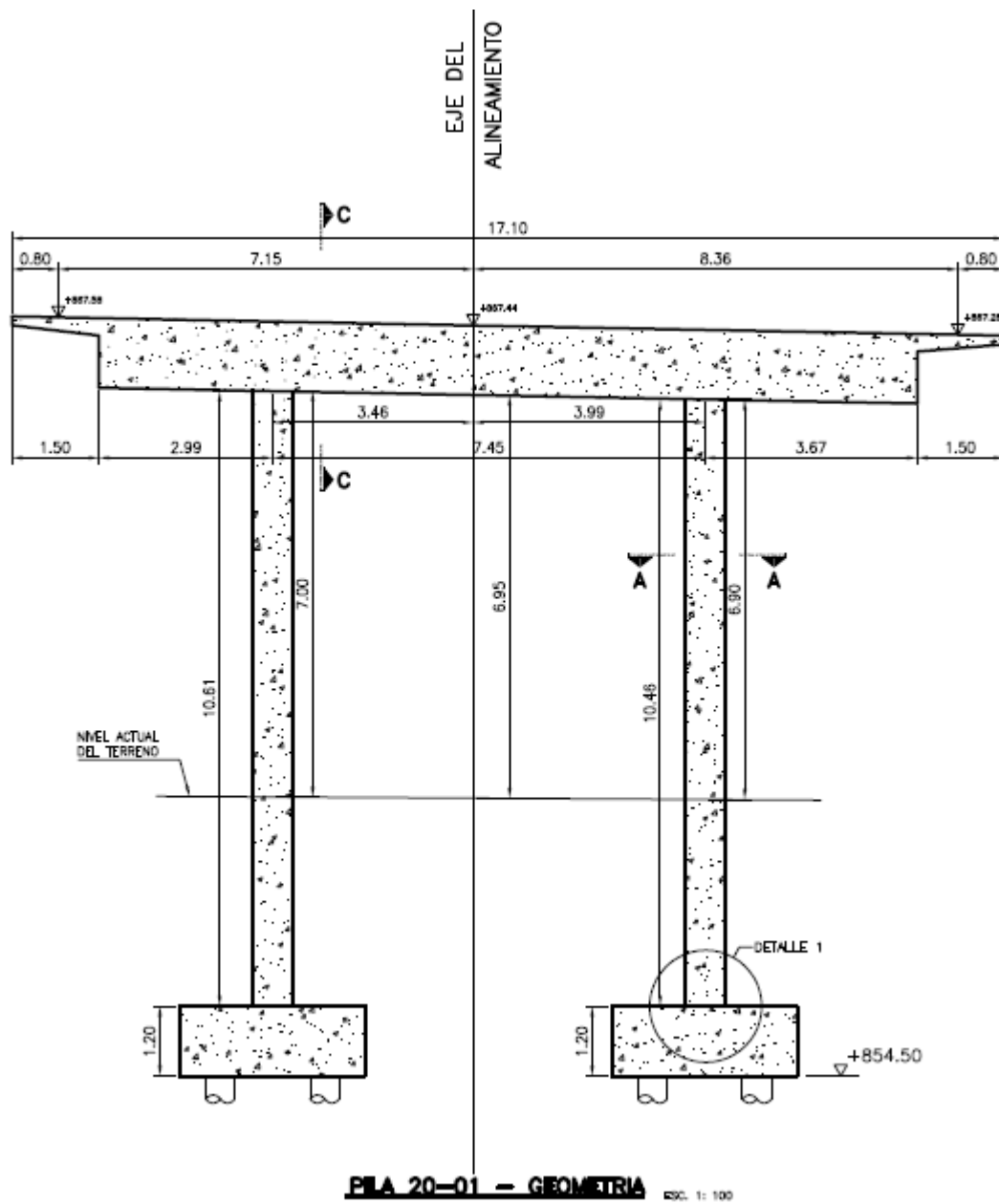
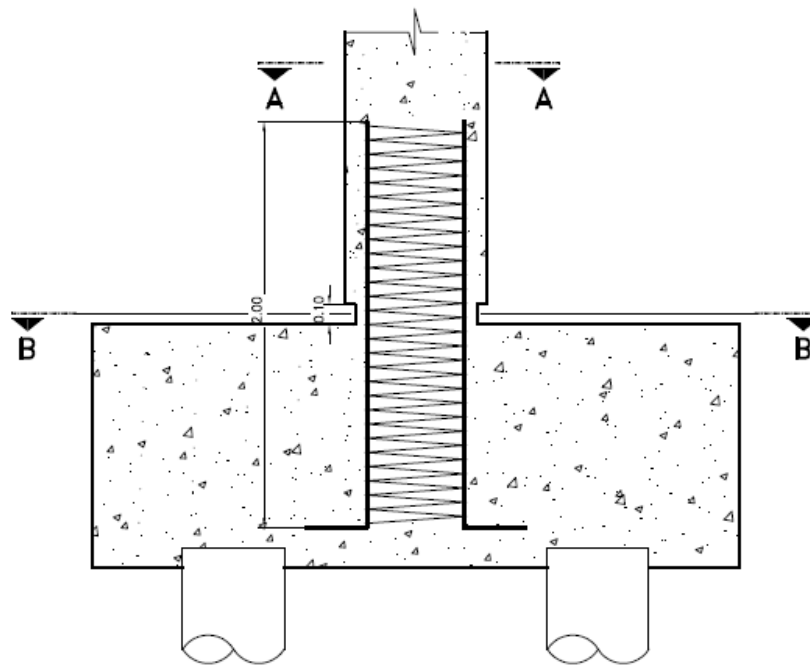


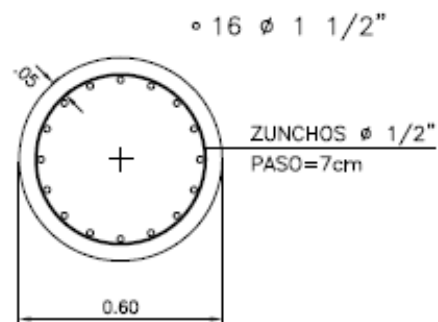
Imagen 5.6. Geometría-Pila 20-01. Fuente: Propia.



DETALLE 1 – UNION COLUMNA-CABEZAL

ESC. 1: 25

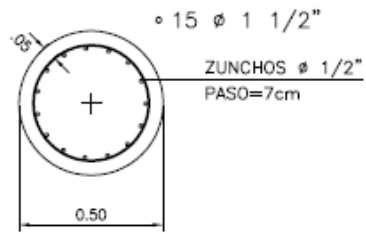
Imagen 5.7. Unión columna-cabezal-Pila 20-01. Fuente: Propia.



SECCION A-A – REFUERZO

ESC. 1: 20

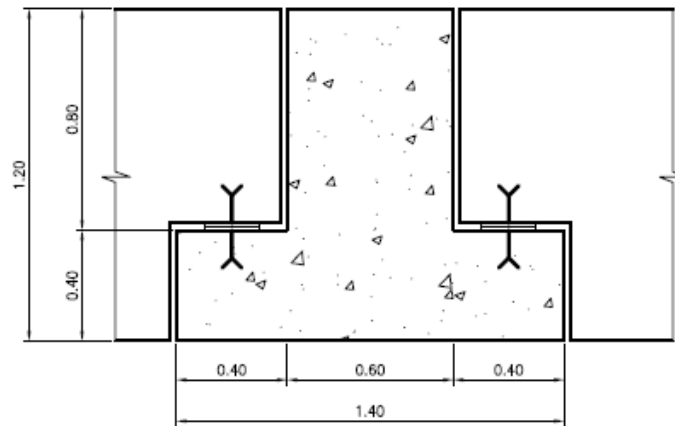
Imagen 5.8. Refuerzo longitudinal-Pila 20-01. Fuente: Propia.



SECCION B-B – REFUERZO

ESC. 1: 20

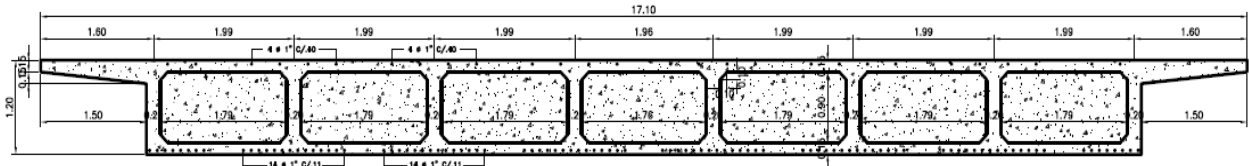
Imagen 5.9. Refuerzo longitudinal-Pila 20-01. Fuente: Propia.



SECCION C-C

ESC. 1: 20

Imagen 5.10. Junta de dilatación-Pila 20-01. Fuente: Propia.



SECCION TRANSVERSAL DEL TABLERO EN APOYO E = PILA 20-01 ESC. 1/75

Imagen 5.11. Sección transversal del tablero-pila 20-01. Fuente: Propia.

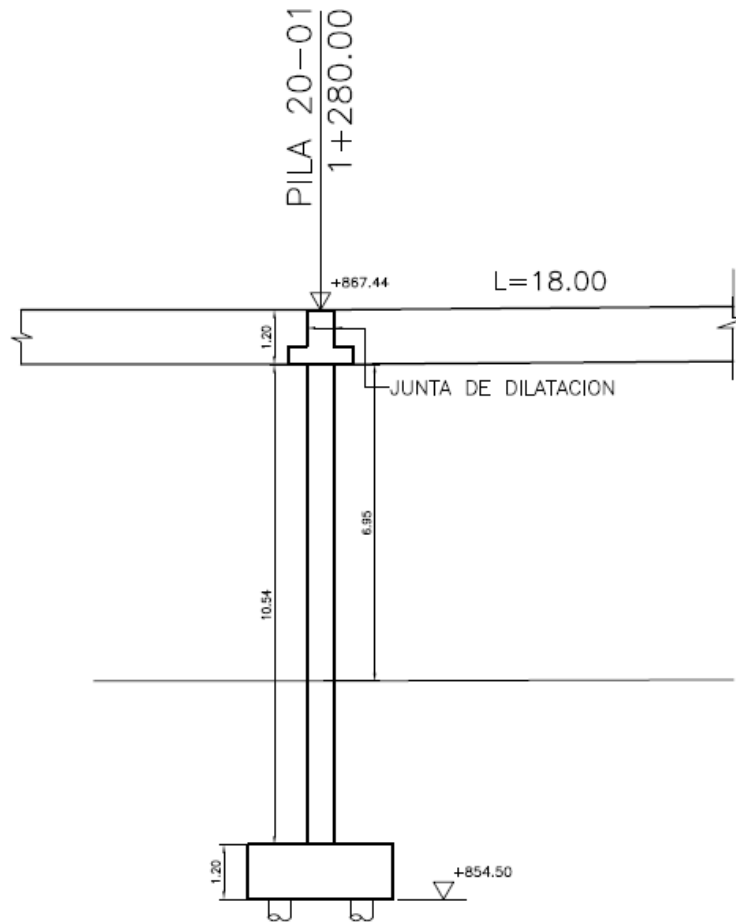


Imagen 5.12. Perfil longitudinal-pila 20-01. Fuente: Propia.

5.6 Planos 3D del tramo elevado de la autopista valle-coche UCV: Rampa el Pulpo- el valle tramos 20-23.

Los planos 3D se fundamentan básicamente en los planos generados de planta y pilas; en la vista de planta se encuentra el recorrido del tramo elevado, así como las reducciones que presenta éste a nivel de tablero; respecto a los planos de pilas los mismos suministran alturas de cada una de las columnas, variación de peralte, y nivel del terreno.

El proceso de dibujo da inicio con el levantamiento de la estructura, proporcionándole cotas y alturas a los planos de planta para obtener el plano 3D. Cabe mencionar que las cotas del terreno tomadas para dicho proyecto fueron obtenidas de los planos originales. En el dibujo se pueden apreciar características como el peralte del tramo elevado, variación de sección del tablero, el cual se reduce a medida que avanza, juntas de dilatación, separación de los 4 tramos que componen la estructura, cabezales y pilotes. En las imágenes 5.13, 5.14, 5.15 y 5.16 se pueden apreciar algunas de las descripciones mencionadas:

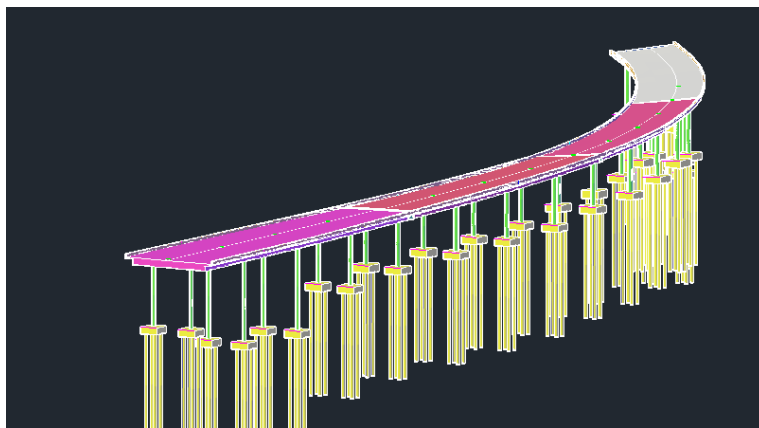


Imagen 5.13. Plano 3D. Tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23)”. Fuente: Propia.

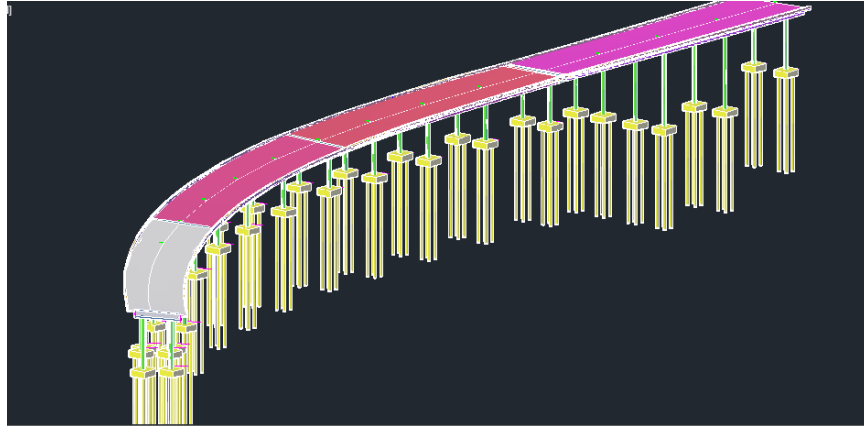


Imagen 5.14. Plano 3D. Tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23)”. Fuente: Propia.

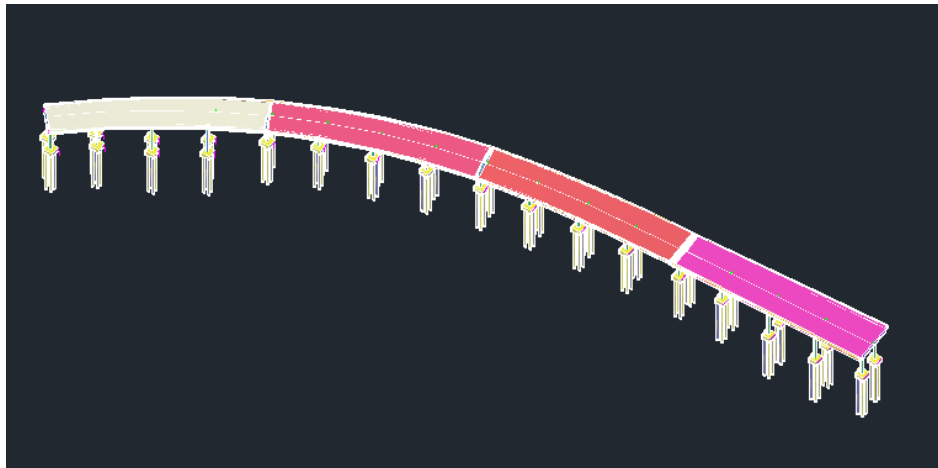


Imagen 5.15. Plano 3D. Tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23)”. Fuente: Propia.

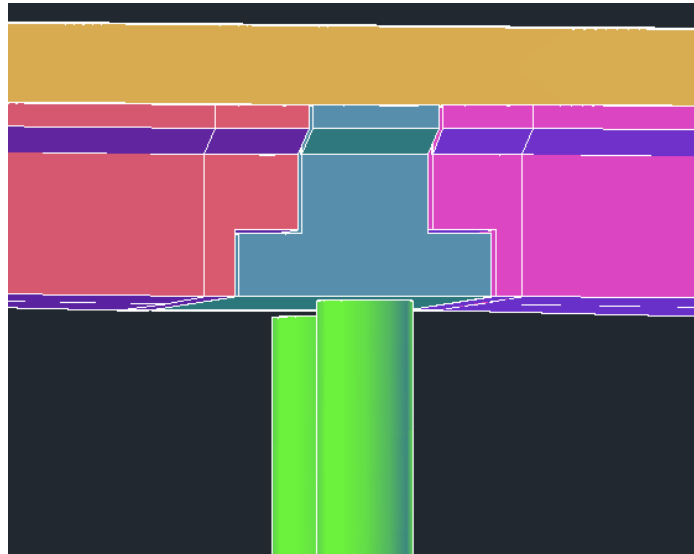


Imagen 5.16. Plano 3D. Tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23)”. Fuente: Propia.



Imagen 5.17. Foto comparativa. Tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23)”. Fuente: Propia

5.7 Video de animación digital

El programa a utilizar para la elaboración de videos de los tramos elevados en estudio será 3ds Max® *Design* que proporciona herramientas integradas de modelado y animación en 3D que permitirán una animación de calidad para el trabajo especial de grado en desarrollo. En principio se pudo obtener la estructura en una forma detallada en 3D, gracias a que los programas son compatibles pudiéndose exportar la información trabajada en Autocad® 3D. Se asignaron texturas a la estructura para darle una forma más parecida con la realidad, posteriormente para establecer el tiempo que duraría el video y calidad de imagen del mismo, se decidió colocar 10.000 *frames* (cuadros de fotos) con una resolución de 20 cuadros por segundo, esto quiere decir que por cada segundo del video generado se pasan 20 fotos. Una vez establecido el tiempo, se instauró la secuencia del video y cuáles eran los aspectos más distinguidos para resaltar a lo largo de la trayectoria del video.

El tablero será mostrado por tramos, se mostrara un detalle de las juntas de dilatación, además pilotes con una altura estimada en función de una profundidad estándar en puentes entre 18-20m, y el acero principal de las pilas.

El video se llevó a cabo con éxito. Pudiendo destacar lo que se propuso en un principio. En las imágenes 5.18, 5.19 y 5.20 se puede observar partes del video.

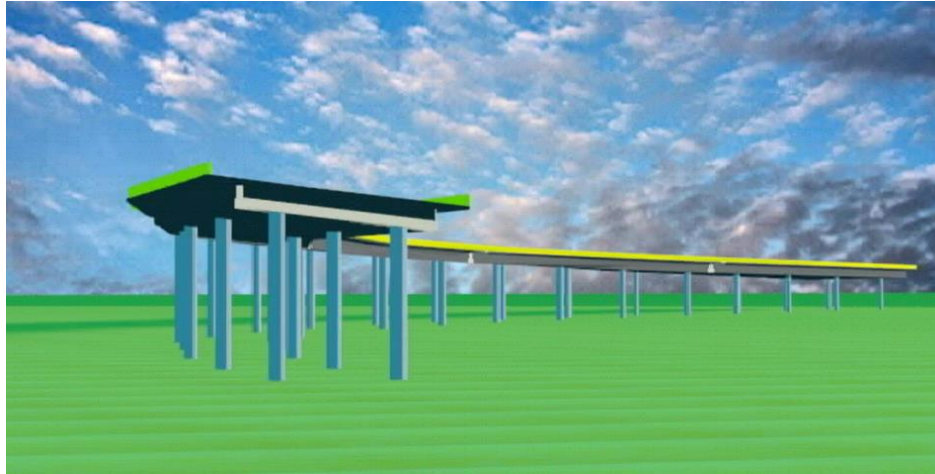


Imagen 5.18 Video. Tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23)”. Fuente: Propia

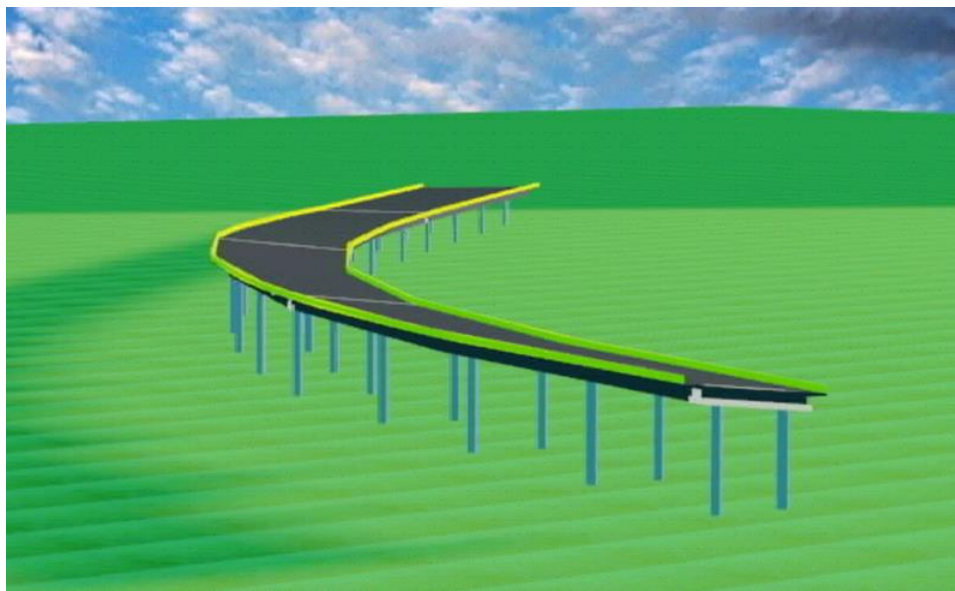


Imagen 5.19 Video. Tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23)”. Fuente: Propia

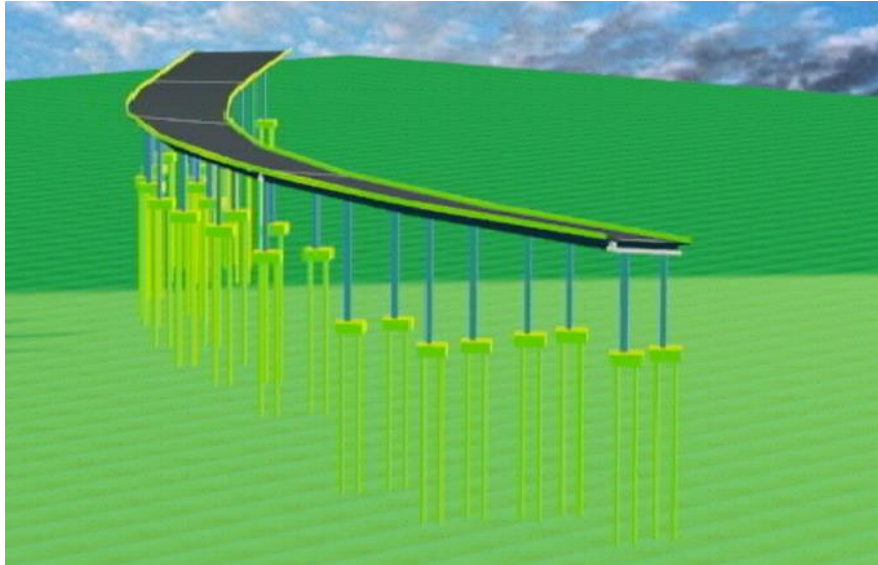


Imagen 5.20 Video. Tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23)”. Fuente: Propia

Tanto los planos 3-D, como el video generado se anexan en el CD, que incluye el tomo del trabajo especial de grado.

CAPITULO VI

ESTUDIO DETALLADO DEL TRAMO ELEVADO

Para el estudio del tramo elevado se utilizará el programa de análisis estructural SAP 2000®, en el cual se realizarán un modelo rígido en el cual se define la condición de empotramiento a nivel del terreno. El equipo decidió realizar modelos rígidos de la estructura, debido a que dichos modelos representan mejor la condición actual del tramo representativo del distribuidor El Pulpo, en principio se considera que el suelo por su antigüedad se encuentra bien consolidado, esto se refleja en los empotramientos perfectos colocados en el modelo rígido.

En contraparte, si se realizara el modelo flexible donde se considere la altura total de la columna desde la parte inferior del tablero hasta el cabezal de los pilotes, se debería modelar el suelo añadiendo resortes que simulen su rigidez. Es de esperar, que si se aumenta la longitud de la columna aumenta el periodo de la estructura, entrando en la rama descendente del espectro, lo que traería como consecuencia una disminución de la magnitud de la fuerza sísmica.

A continuación se presenta un estudio detallado de los materiales utilizados: sus propiedades, los pesos, masas, la rigidez de la estructura, los espectros, componentes sísmicas y combinaciones de carga.

6.1 Materiales

Los materiales a utilizar en el análisis dinámico de la estructura, son los suministrados por el proyecto original, estos son:

Concreto vaciado, resistencia característica a los 28 días $F'c = 250 \text{ kgf/cm}^2$.

Acero de refuerzo, barras estriadas $F_y = 2800 \text{ kgf/cm}^2$

Los mismos serán mayorados según especificaciones explicadas en la sección 6.2.2.

6.2 Idealización estructural

6.2.1 Definición de ejes estructurales

Se establecieron los ejes locales en el primer apoyo, a partir de ahí se colocaron cada 18 m puntos de referencia que servirán de guía al momento de definir los sistemas de pilas, tal como lo indican los planos estructurales. Una vez definidos estos puntos, a 1,2 m por debajo de cada referencia se dibujaron segundos puntos alternativos, que servirán como guías para la altura del tablero, se muestra a continuación las imágenes 6.1 y 6.2 con las progresivas de los ejes estructurales y una vista lateral de la misma.

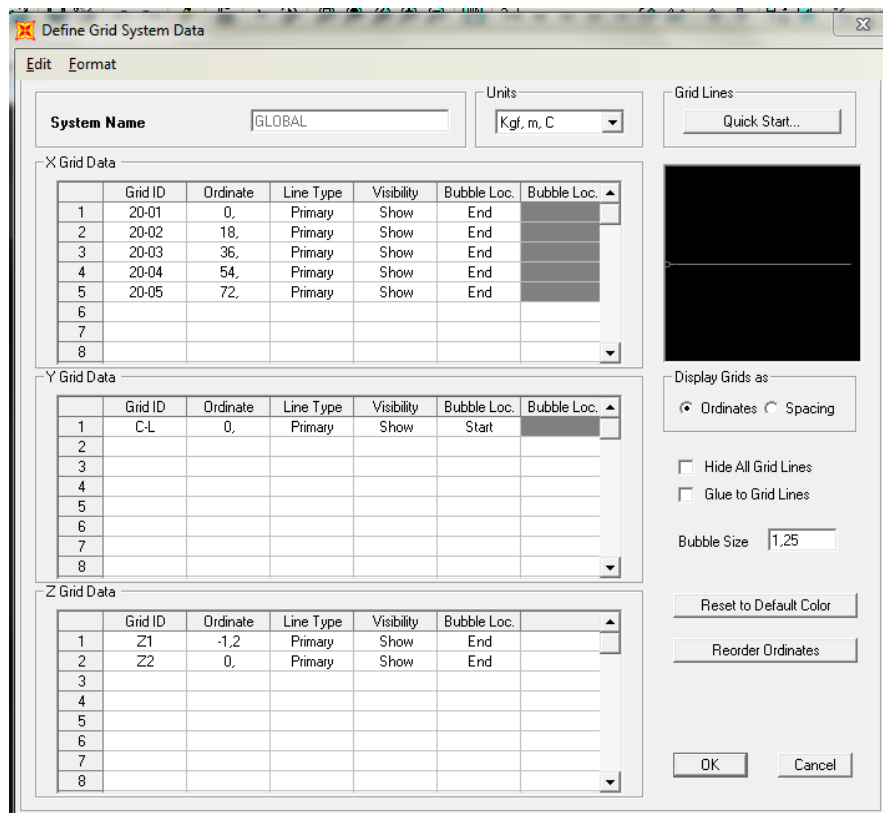


Imagen 6.1 Definición de ejes estructurales en el programa de análisis estructural SAP 2000® “base de datos”. Fuente: Propia.

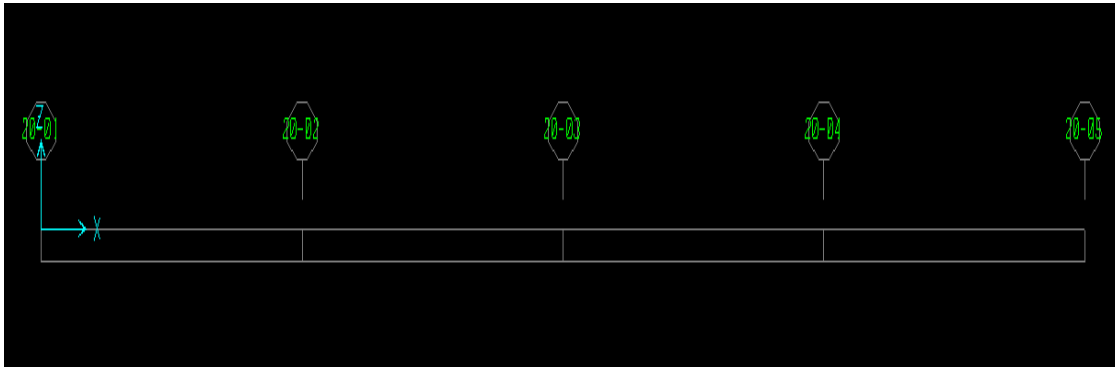


Imagen 6.2 Definición de ejes estructurales en programa de análisis estructural SAP 2000® “vista lateral de los ejes estructurales”. Fuente: Propia.

Fuente: Propia.

6.2.2 Propiedades de los materiales

Se usará el mejor promedio de resistencia en los materiales. Si se conociesen los valores nominales de resistencia usados en el diseño, se pueden adoptar los siguientes valores de resistencia promedio (FEMA 2000): Para el concreto 1,5 veces la resistencia nominal; para el acero 1,25 veces la resistencia nominal cedente y 1,25 veces la resistencia nominal última.

Al realizarse el producto de $F'c=250 \text{ kgf/cm}^2$ por el factor de 1,5 veces su resistencia nominal, se obtiene un $F'c=375 \text{ kgf/cm}^2$, valor de resistencia nominal del concreto que será utilizado en la idealización de la estructura (imagen 6.3).

Imagen 6.3 Definición de materiales en programa de análisis estructural SAP 2000® “resistencia nominal del concreto”. Fuente: Propia.

Al realizarse el producto de $F_y=2800 \text{ kgf/cm}^2$ por el factor de 1,25 veces su resistencia nominal, se obtiene un $F_y=3500 \text{ kgf/cm}^2$, valor de resistencia del acero que será utilizado en la idealización de la estructura (imagen 6.4).

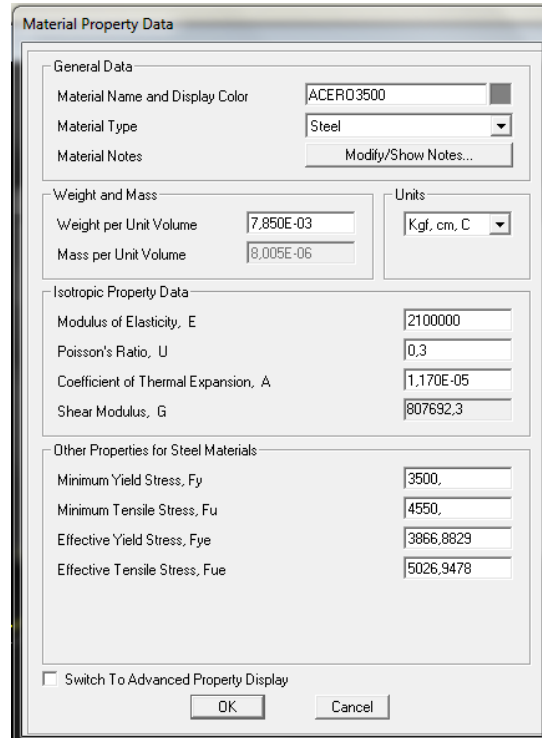


Imagen 6.4 Definición de materiales en programa de análisis estructural SAP 2000® “resistencia del acero”. Fuente: Propia.

6.3 Modelado de columnas, vigas y tableros.

Para las columnas, se estableció la data del refuerzo de acero que llevarían las mismas para dicho modelo dinámico, se utilizó un acero de refuerzo de 3500 kgf/cm² como se había establecido en principio (punto 6.2.2), la configuración de la barras se tomó como circular igual a la estructura real, el confinamiento fue definido en espiral esto evidenciado en los planos estructurales y corroborado a través del escaneo con el detector de metales, en barras longitudinales se estableció un recubrimiento de 5 cm desde la pared de la columna hasta la cara más externa de la barra, con respecto al espaciamiento de las barras de confinamiento se colocó 7 cm como lo indicaban los planos estructurales originalmente, por último se indicó en el modelo que se verificara el número de

barras colocadas tanto longitudinalmente como transversalmente, ya que no se está diseñando si no revisándose el refuerzo de estos elementos estructurales. Se anexa la imagen 6.5 donde se evidencia lo expuesto anteriormente.

Reinforcement Data

Rebar Material

Longitudinal Bars + REF3500

Confinement Bars (Ties) + REF3500

Design Type

Column (P-M2-M3 Design)

Beam (M3 Design Only)

Reinforcement Configuration

Rectangular

Circular

Confinement Bars

Ties

Spiral

Longitudinal Bars - Circular Configuration

Clear Cover for Confinement Bars 0.05

Number of Longitudinal Bars 8

Longitudinal Bar Size + #12

Confinement Bars

Confinement Bar Size + #4

Longitudinal Spacing of Confinement Bars 0.07

Check/Design

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

OK

Cancel

Imagen 6.5 Modelado de elementos en programa de análisis estructural SAP 2000® “data de refuerzo de columna”. Fuente: Propia.

Luego de establecer la configuración del acero de refuerzo que llevaría la columna en estudio, se prosiguió con la sección de la misma, en la cual una vez establecida

que sería circular respetando la originalidad del proyecto, se definió el diámetro de dicho elemento, para este caso fue de 60 cm, las mismas variaban entre 60-70 cm, en esta sección se colocó un concreto con una resistencia nominal de $F'c=375 \text{ kgf/cm}^2$ por lo expuesto en la sección 6.2.2 (imagen 6.6).

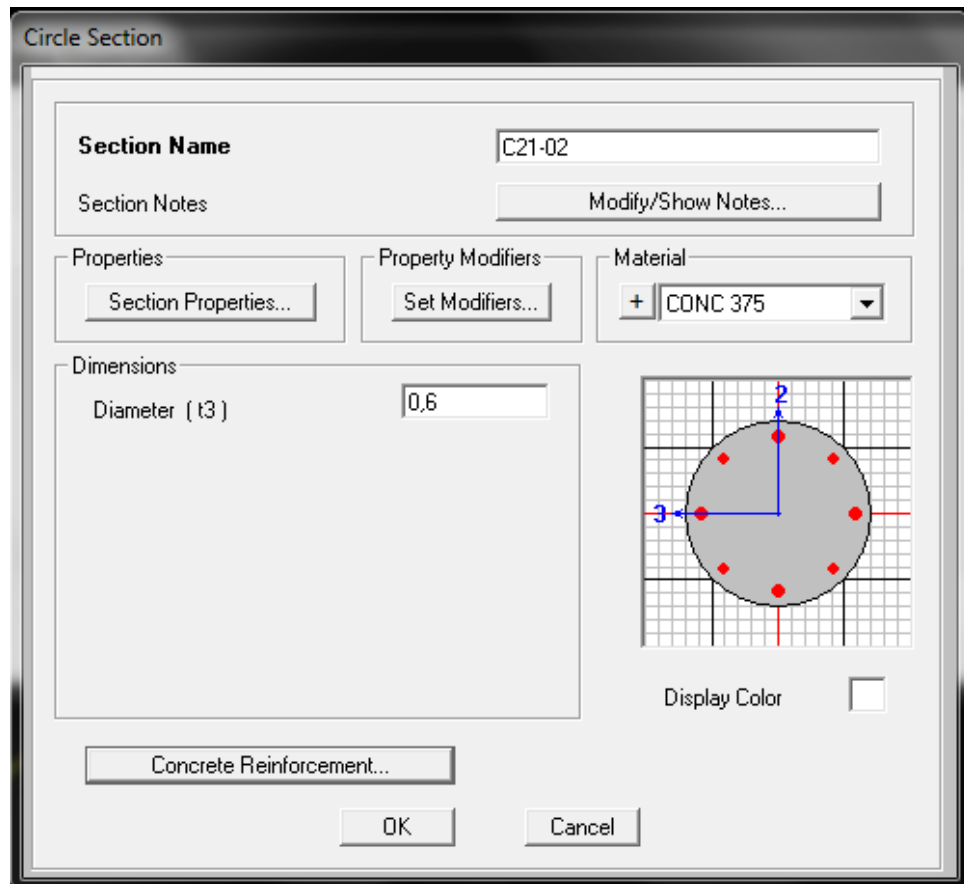


Imagen 6.6 Modelado de elementos en programa de análisis estructural SAP 2000® “definición de sección de columna”. Fuente: Propia.

En el mismo orden de ideas se planteó lo que sería la configuración de las vigas para el modelo estructural, colocándose un acero de refuerzo nominal de $F_y=3500 \text{ kgf/cm}^2$ y un recubrimiento de tope y base de 5 cm, adicionalmente se seleccionó para el modelo de la viga (*Design only*) solo diseño (imagen 6.7).

Reinforcement Data

Rebar Material

Longitudinal Bars + REF3500

Confinement Bars (Ties) + REF3500

Design Type

Column (P-M2-M3 Design)

Beam (M3 Design Only)

Concrete Cover to Longitudinal Rebar Center

Top 0,05

Bottom 0,05

Reinforcement Overrides for Ductile Beams

	Left	Right
Top	0,	0,
Bottom	0,	0,

OK Cancel

Imagen 6.7 Diseño de elementos en programa de análisis estructural SAP 2000® “data de refuerzo de viga”. Fuente: Propia.

Para la sección de vigas se estableció como rectangular. Al igual que en columnas se colocó un concreto con resistencia nominal $F'c=375 \text{ kgf/cm}^2$ y por último las dimensiones de dicha viga, el único parámetro distinto es el refuerzo longitudinal el cual no se colocó para dicho elemento, esto debido a dos criterios discutidos para el análisis estructural del sistema.

- 1) Ante un evento natural, los elementos más solicitados para el conjunto de pilas son las columnas, por eso se hace énfasis en su detalle. Se espera a la hora de un sismo que primero fallen las columnas antes que las vigas.
- 2) El modelo del tramo elevado se realizó de una forma simplificada de modo que no permite la revisión para dicho elemento estructural. (imagen 6.8).

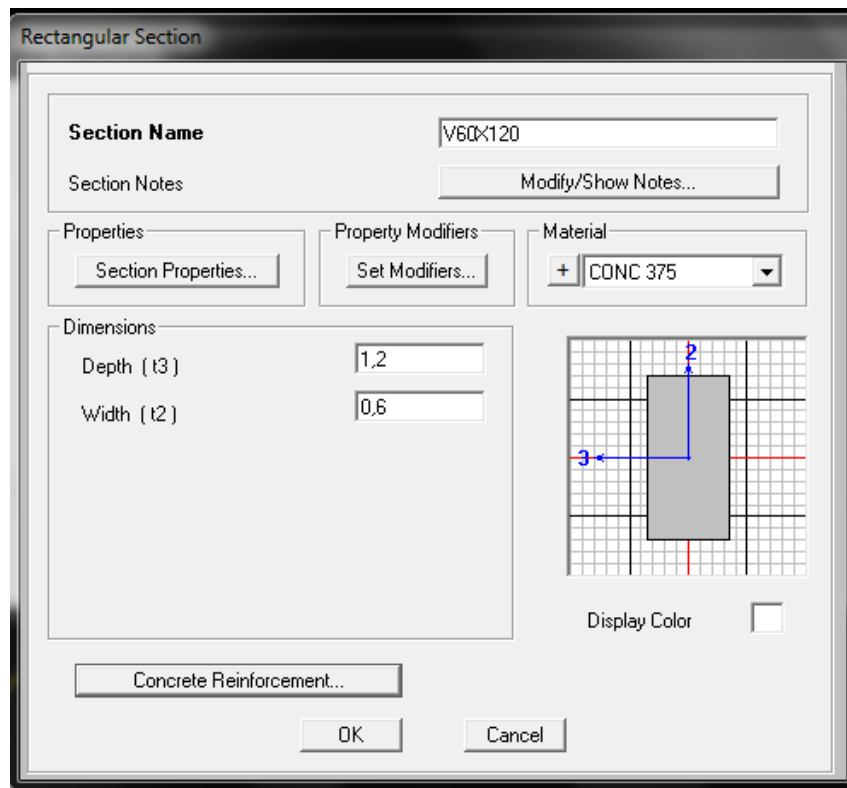


Imagen 6.8 Modelado de elementos en programa de análisis estructural SAP 2000® “definición de sección de viga”. Fuente: Propia.

Luego de haber definido las vigas y columnas se prosiguió con las secciones de los tableros, estos elementos se realizaron en la ventana de sección tipo, la cual permite dibujar y definir secciones de cualquier forma geométrica tanto en concreto armado como en acero. Estas fueron un reto en el proyecto, por la complejidad de su forma y variación a lo largo de la sección. Se realizó con sumo

detalle el dibujo de dichas secciones tratando de imitar lo más parecido a la estructura original, cada una de las medidas utilizadas para éstas secciones fueron obtenidas de los planos originales que a pesar de su antigüedad estaban bien detallados, se hizo énfasis mucho en el número de barras colocadas para ser exactos en cuanto a éstas y la disposición de las mismas en el tablero. En los apoyos, las barras longitudinales se encontraban en la parte superior del tablero, esto para contrarrestar los momentos negativos provenientes de efectos sísmicos, caso contrario se observaba a lo largo del tramo del tablero donde se evidencia el acero principal en la parte inferior, esto para contrarrestar los efectos de momentos positivos. De igual forma se colocó el acero de retracción o repartición para los apoyos abajo y para el tramo viceversa. Se anexan imágenes corroborativas 6.9 y 6.10 de lo expuesto en este párrafo.

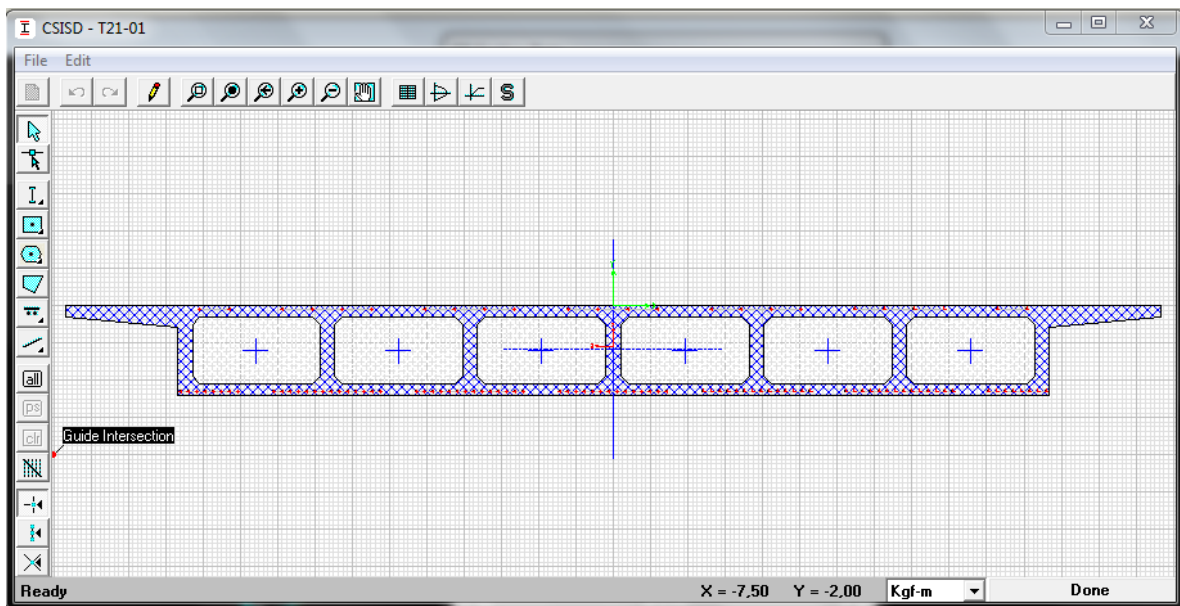


Imagen 6.9 Modelado de elementos en programa de análisis estructural SAP 2000® “sección del tablero a lo largo del tramo sección del tablero en apoyos”. Fuente: Propia.

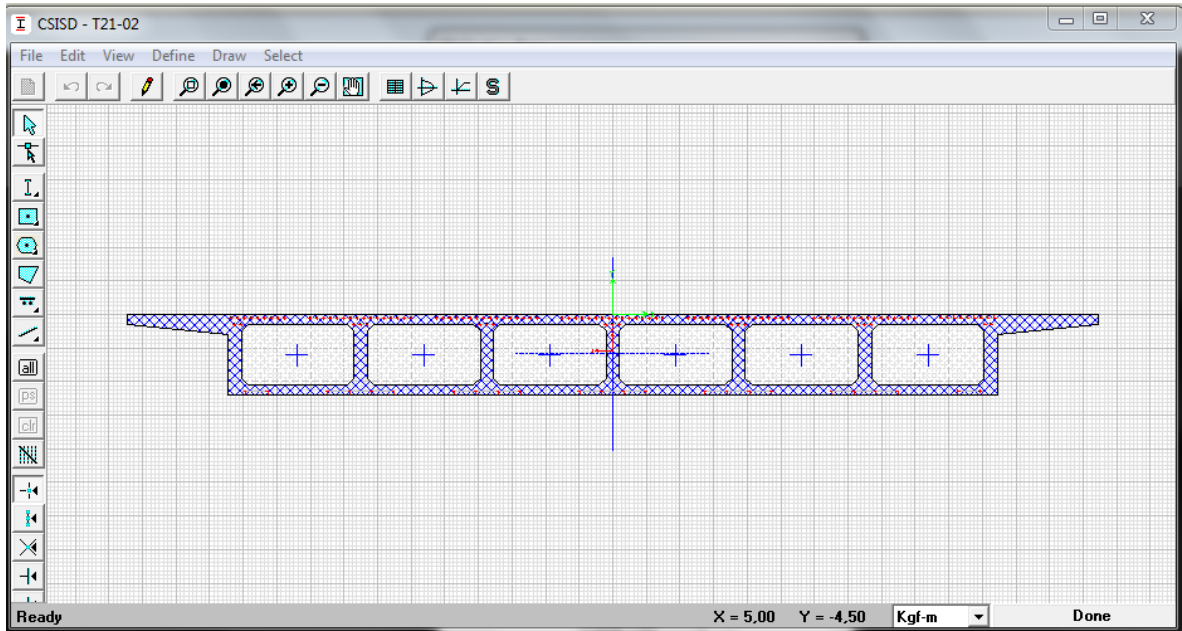


Imagen 6.10 Modelado de elementos en programa de análisis estructural SAP 2000® “sección del tablero en apoyos”. Fuente: Propia.

Para el tablero se prosiguió con la misma resistencia nominal utilizada anteriormente, tanto en columnas como en vigas de 375 kgf/cm^2 , para el tipo de diseño se utilizó columna de concreto armado, esto con la finalidad de poder realizar la verificación del refuerzo longitudinal del tablero a la hora de comenzar el análisis dinámico de la estructura. Se anexa imagen 6.11 donde se definieron cada uno de estos parámetros.

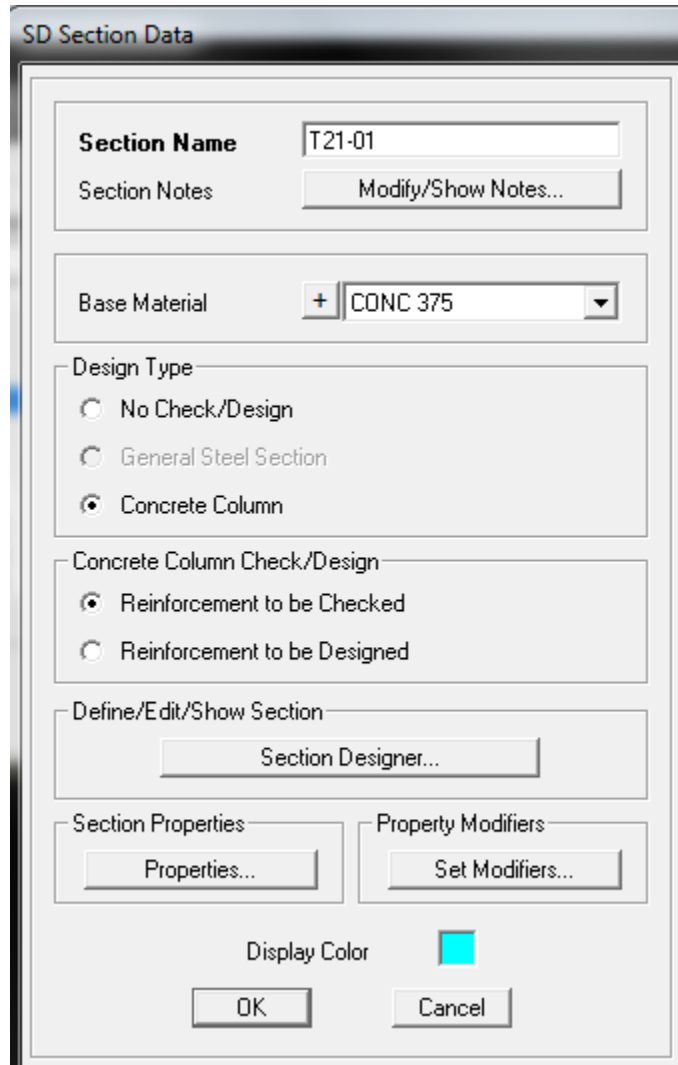


Imagen 6.11 Modelado de elementos en programa de análisis estructural SAP 2000® “data de sección del tablero”. Fuente: Propia.

6.4 Pesos y masas

Para el análisis dinámico y determinación de fuerzas sísmicas, en general, solo se incluirán las masas correspondientes a la carga permanente tal como se acostumbra en el diseño sismorresistente de puentes (ver AASHTO 2002, división I-A, artículos 4.3, 4.4 y 4.5). Los valores específicos de los pesos se tomarán de la norma COVENIN 2002-88.

La carga permanente debe incluir el peso de todos los elementos estructurales y no estructurales tales como losas, vigas, diafragmas, columnas, carpeta asfáltica, defensas, etc. Para la carpeta asfáltica se considerará un peso unitario de 2,000 kgf/m³ y un espesor de 10 cm para tomar en cuenta posibles reasfaltados sin remoción de capas anteriores.

Se crearon dos casos de carga, el primero relacionado al peso propio de los elementos estructurales como losa, vigas y columnas, el segundo caso de carga permanente relacionado al peso de barandas y carpeta asfáltica, imagen 6.12.

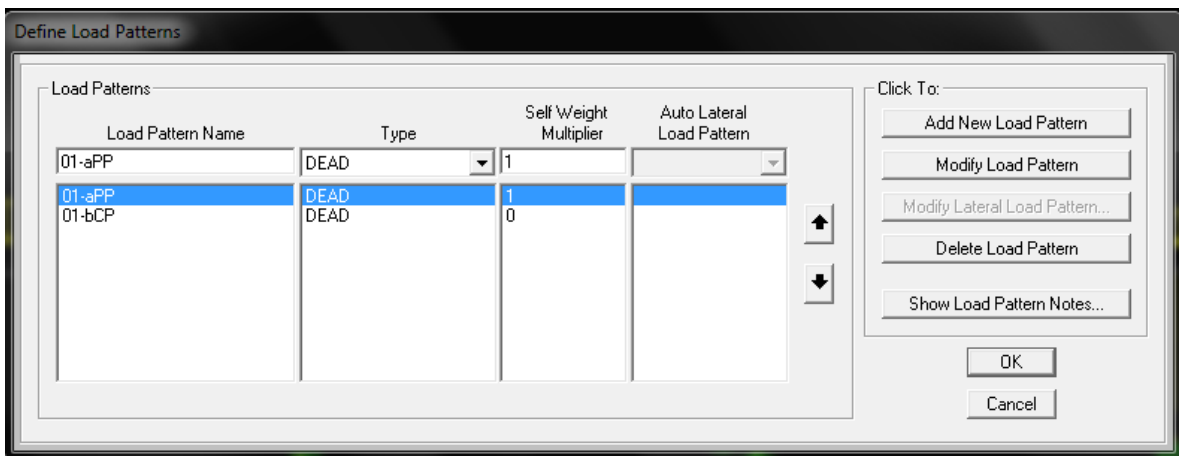


Imagen 6.12 Definición de cargas en el programa de análisis estructural SAP 2000® “casos de carga”. Fuente: Propia.

En el segundo caso de carga se tomó el peso de las 2 barandas constante con un valor 700 Kgf/m, sin embargo para el asfalto se consideró un peso variable, debido que la sección del tablero no es constante a lo largo de todo el tramo, y se va reduciendo a medida que avanza el recorrido. Para la obtención del peso del asfalto con una espesor de 10 cm y un peso propio de 2000 kgf/m³ al realizarse el producto se obtiene un peso de 200 Kgf/m² para el mismo, dicho resultado será multiplicado por cada ancho de sección por tramo, a esto se suma el peso de las barandas para obtener lo que sería la carga distribuida a lo largo del tablero.

Ejemplo:

Peso del asfalto: $0,10 \cdot 2000 = 200$ Kgf/m

Peso de las defensas: $2 \cdot 700 = 1400$ Kgf/m

Carga distribuida para pila 20-01 (ancho de la sección=17,10m)

Carga (cp)= $1400 + 17,10 \cdot 200 = 4820$ Kgf/m

Se presenta la imagen 6.13 con la visualización del tramo 20-01, mostrando la carga permanente generada por el asfalto, la baranda y como se reduce a medida que el tramo avanza.

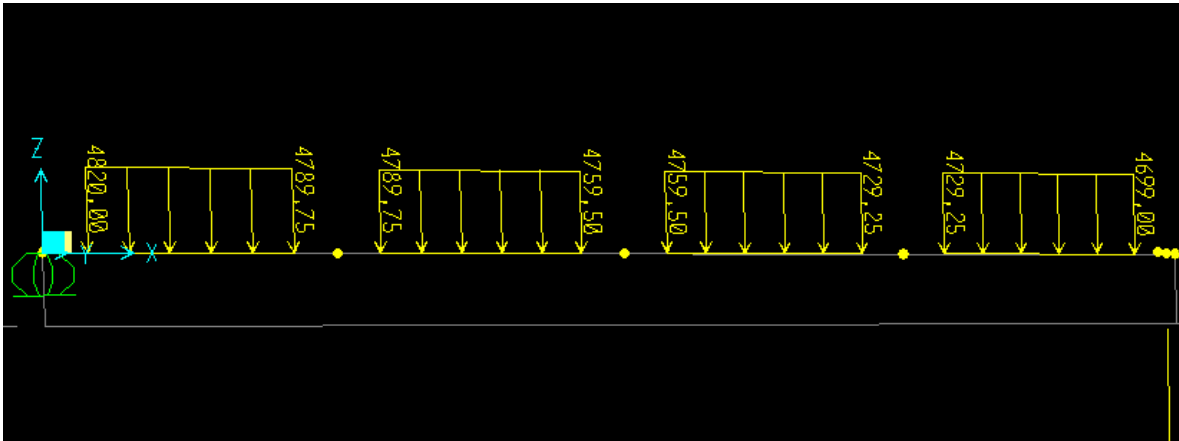


Imagen 6.13 Definición de cargas en el programa de análisis estructural SAP 2000® “vista lateral de carga permanente por asfalto y baranda”.

Fuente: Propia.

6.5 Rigidez de la estructura

Debido a la incertidumbre que generalmente hay en las rigideces de los diferentes elementos que componen la estructura, se realizará un modelo del puente representando un caso extremo de rigidez. En algunos casos podría ser conveniente tener modelos adicionales de rigidez intermedia con el fin de hallar demandas críticas en algunos elementos particulares, lo cual no se aplicará en este proyecto. Pero es una opción para futuras investigaciones.

6.6 Condición de juntas y apoyos

Siendo este un caso de miembros de concreto armado totalmente continuos, se supondrán juntas rígidas con un 50% de longitud de brazo rígido en los extremos de los miembros que se conectan. De una forma ilustrativa se anexa imagen 6.14 donde se muestra la definición de restricción en juntas la cual se eligió tipo “body” ya que la misma genera que todas sus juntas incluidas se muevan unidas como un cuerpo rígido tridimensional.

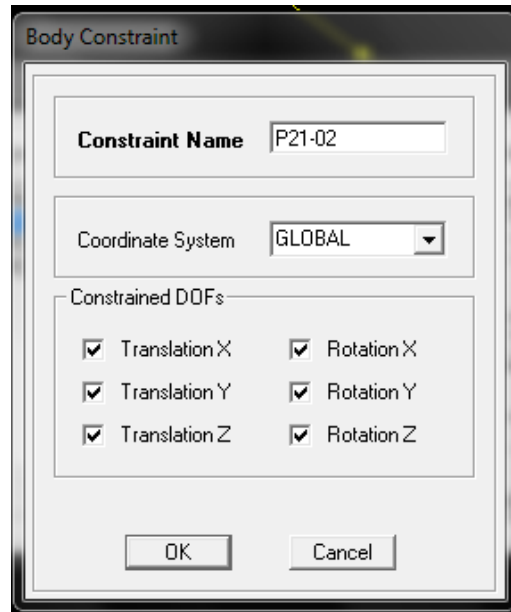


Imagen 6.14 Definición de parámetros en el programa de análisis estructural SAP 2000® “restricción del sistema”. Fuente: Propia.

6.7 Condición de apoyos en pilas y columnas

Por ser un modelo rígido se supondrán empotramientos perfectos para las bases de pilas y columnas a nivel del terreno actual (imagenes 6.15 y 6.16)

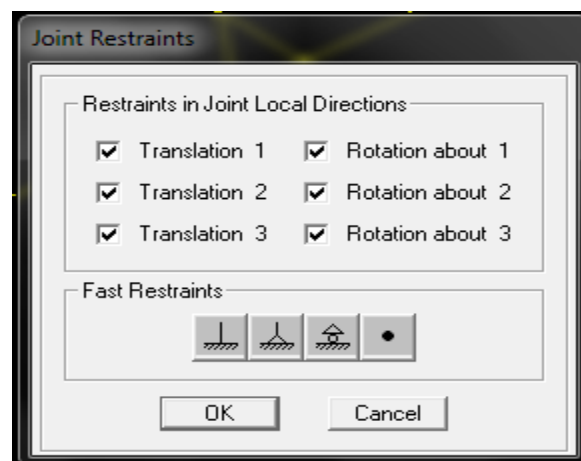


Imagen 6.15 Definición de parámetros en el programa de análisis estructural SAP 2000® “restricción de empotramiento para la base”. Fuente: Propia.

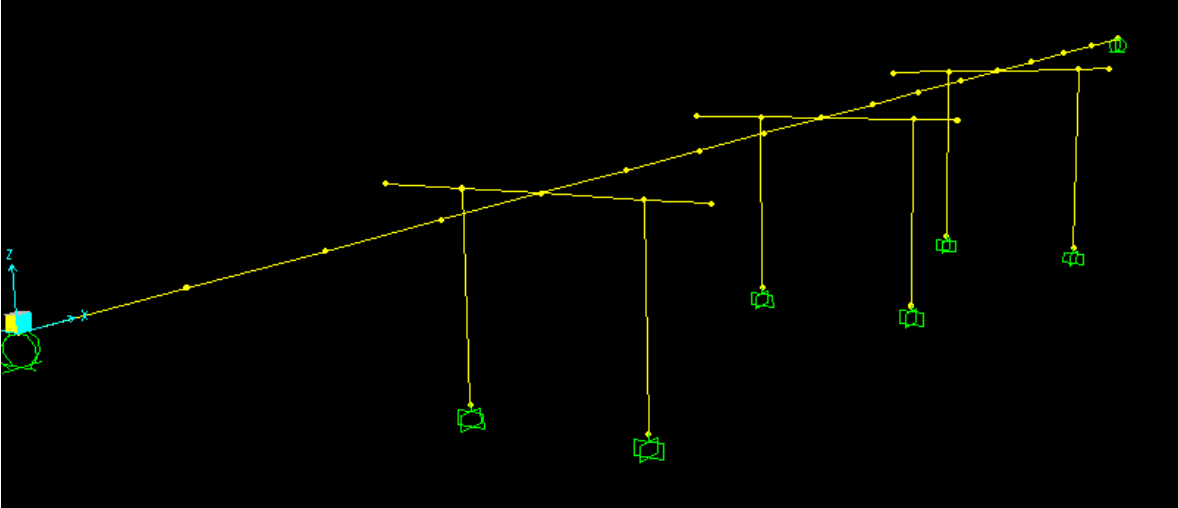


Imagen 6.16 Definición de parámetros en el programa de análisis estructural SAP 2000® “restricción de columnas a nivel del terreno” Fuente: Propia.

6.8 Rigidez efectiva de los elementos

Las inercias de los elementos se tomarán como gruesas para el modelo rígido.

6.9 Espectros, componentes sísmicas y combinaciones de cargas.

6.9.1 Selección del factor de reducción

Se seleccionará un factor de reducción R de acuerdo a la información dada en la Tabla 6.1. En puentes construidos antes del año 1998 se pudiese seleccionar un valor distinto de R tomando en consideración el detallado existente en los elementos estructurales con base a la información disponible en los planos estructurales o si no se dispusiese de éstos, a partir de la información recabada en sitio mediante el uso del detector de metales.

TABLA 6.1 Factores de reducción (*R*) para puentes. Tomado de: Criterios de análisis y evaluación sísmoresistente de puentes. Lineamientos generales. (De Gouveia; Lopez 2012)

Tipo de Subestructura	Año de Construcción			
	<1967	1967-1982	1982-1998	>1998
Pilas Tipo Muro (dirección fuerte)	1,00	1,25	1,75	2,00
Pilas de una sola columna	1,25	2,00	2,75	3,00
Pilas de dos columnas	1,50	2,50	3,50	4,00
Pilas de tres o más columnas	2,00	3,00	4,50	5,00

Por lo expuesto anteriormente y considerando que el tramo elevado "Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23) fue construido a mediados de los años 50 siendo el mismo un sistema de pilas de dos columnas el factor *R* que se tomará será 1,5, para el análisis dinámico de la estructura (imagen 6.17).

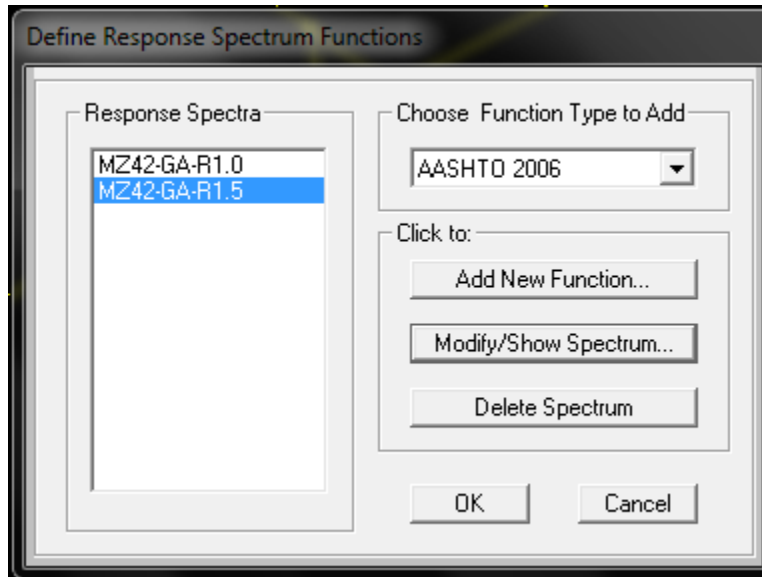


Imagen 6.17 Definición de parámetros en el programa de análisis estructural SAP 2000® “definición del espectro con R=1,5”. Fuente: Propia.

6.9.2 Espectros de respuesta.

El espectro a utilizar en el análisis dinámico es el definido en el estudio de microzonificación sísmica de Caracas (FUNVISIS, 2009). En la imagen 6.18 se puede observar la gráfica, donde se evidencia la microzona elegida 4.2 mostrada en la imagen 3.1, el grupo “A” por tratarse de una estructura de gran importancia y el espectro correspondiente.

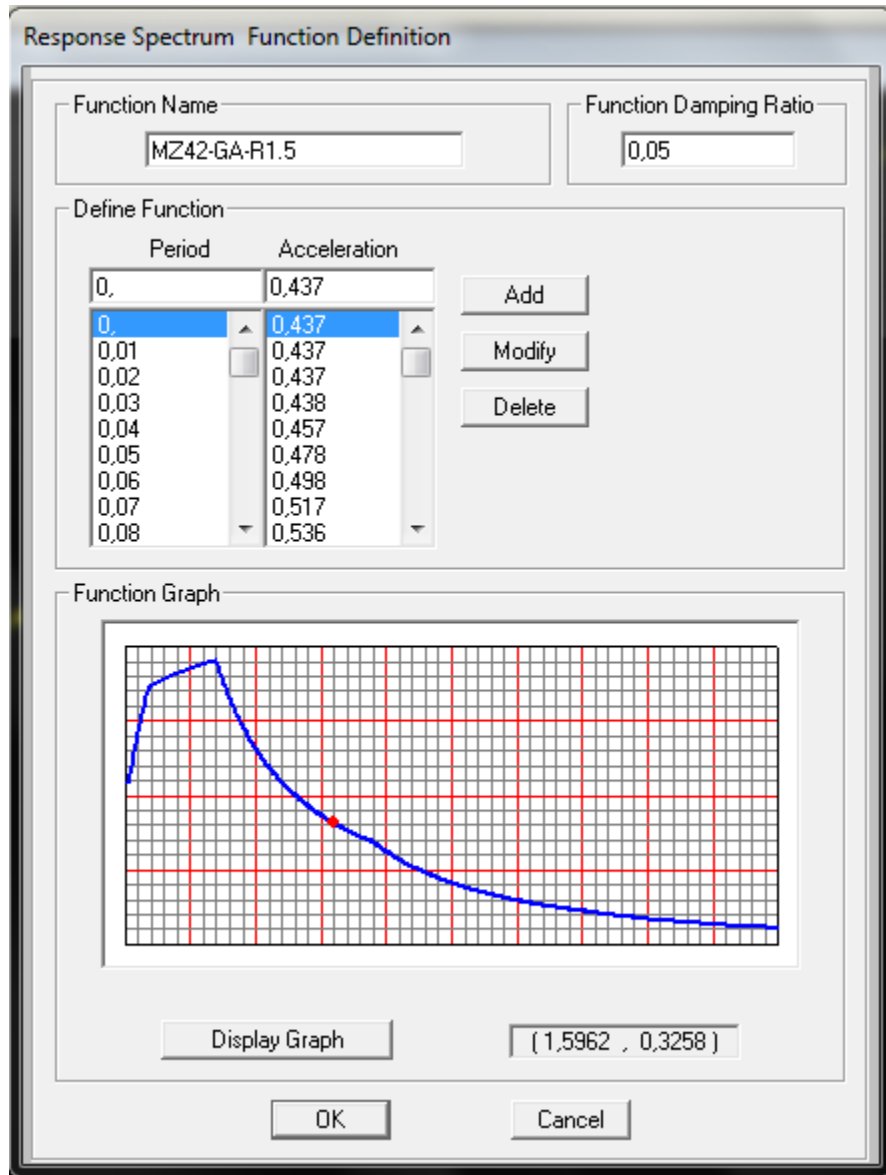


Imagen 6.18 Definición de parámetros en el programa de análisis estructural SAP 2000® “gráfica de espectro de respuesta microzona 4.2 Caracas”.

Fuente: Propia.

6.9.3 Componentes sísmicas.

Se consideran las dos componentes horizontales del movimiento sísmico, definidas por el mismo espectro.

Los efectos de las dos componentes sísmicas horizontales se combinarán según el criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados dado en la sección 8.6.1 (a) de COVENIN 1756 “La raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las sollicitaciones correspondientes a cada dirección del sismo”.

En la imagen 6.19 se puede observar las dos componentes sísmicas U1 y U2 longitudinal y transversal, además de la forma de combinación modal CQC y la forma de combinación direccional del análisis dinámico SRSS.

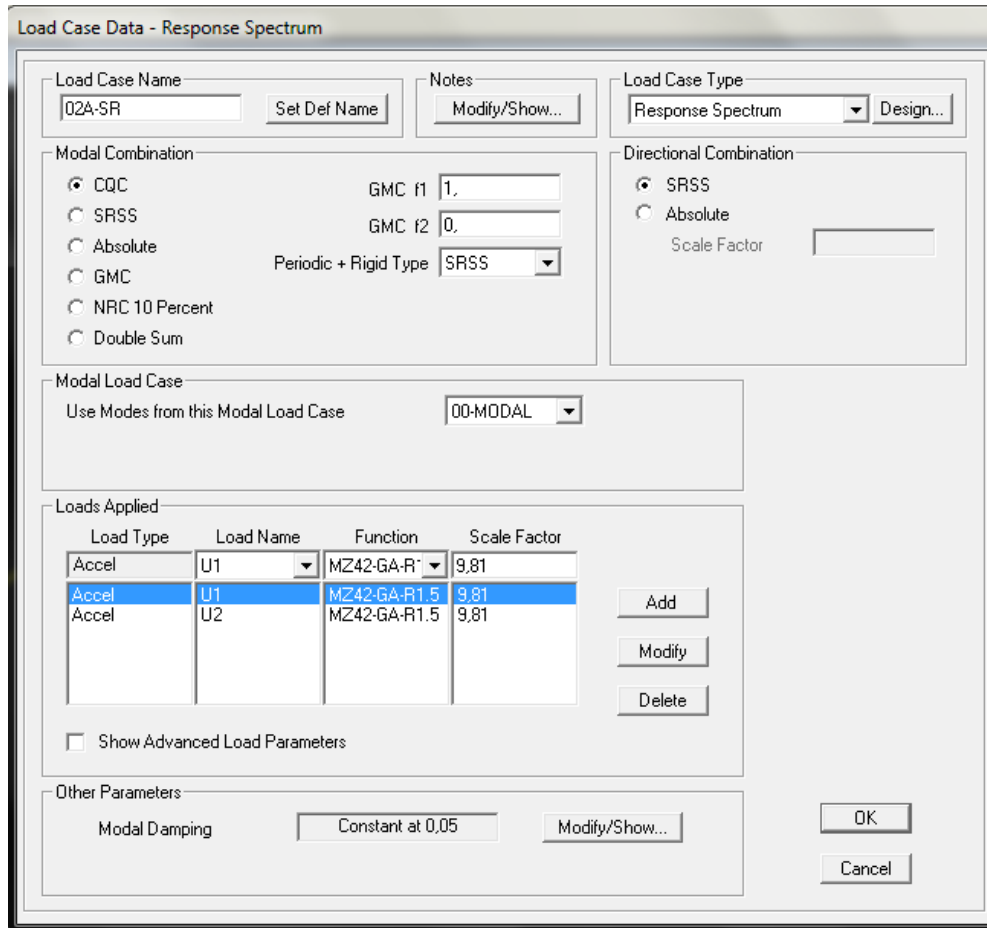


Imagen 6.19 Definición de parámetros en el programa de análisis estructural SAP 2000® “componentes sísmicas del análisis dinámico”. Fuente: Propia.

6.9.4 Combinaciones de cargas.

Las combinaciones de carga para la evaluación de capacidades se harán de acuerdo a la sección 7.2 de la división I-A de AASHTO 2002:

$$U = 1,0 \cdot CP \mp 1,0 \cdot S$$

Donde CP son acciones por carga permanente y S son acciones por sismo.

Además se agregó una combinación de carga del tipo estático lineal amplificada de 1,4 para la CP (imagen 6.20-6.21-6.22).

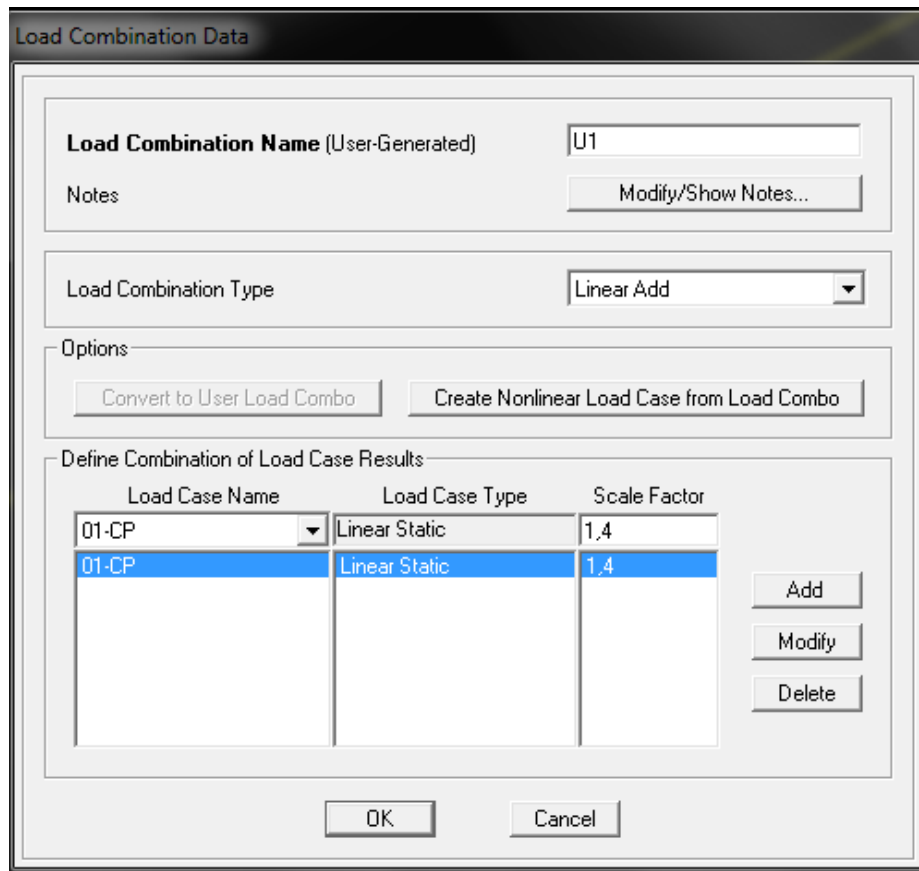


Imagen 6.20 Definición de parámetros en el programa de análisis estructural SAP 2000® “caso U1 de combinación de carga”. Fuente: Propia.

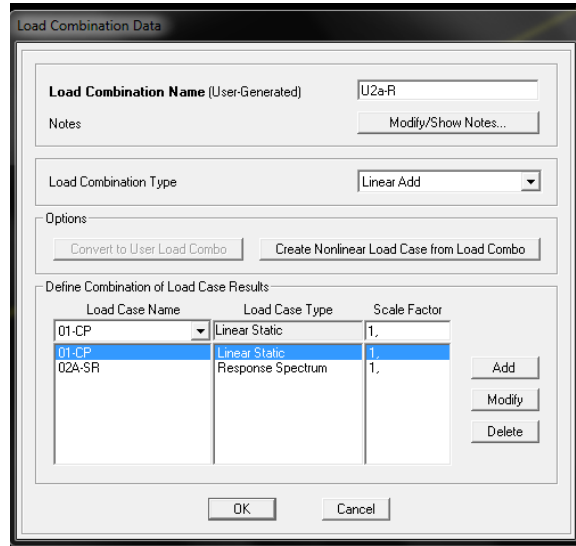


Imagen 6.21 Definición de parámetros en el programa de análisis estructural SAP 2000® “caso U2a-R de combinación de carga”. Fuente: Propia.

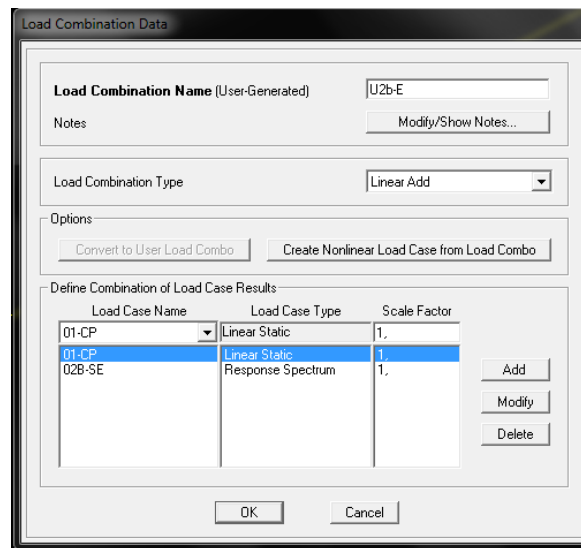


Imagen 6.22 Definición de parámetros en el programa de análisis estructural SAP 2000® “caso U2b-R de combinación de carga”. Fuente: Propia.

CAPITULO VII

RELACIÓN DEMANDA/CAPACIDAD

7.1 Flexocompresión en las columnas

La capacidad a flexocompresión de las columnas quedará establecida con el diagrama de interacción de resistencia nominal (sin factor de reducción de resistencia $\phi=1.00$) determinado por los métodos usuales de diseño. La demanda estará representada por los valores de fuerza axial y momentos flectores obtenidos del análisis con el espectro reducido. Para cada punto de demanda dentro del diagrama de interacción el factor demanda/capacidad se obtendrá dividiendo el módulo del vector origen-demanda entre el módulo de ese mismo vector extendido o recortado hasta la curva de interacción.

Los Factores Demanda/Capacidad por flexocompresión en columnas fueron calculados directamente por el programa SAP2000. Es importante señalar que los efectos de esbeltez considerando pórticos arriostrados (efectos P-d locales) son incorporados automáticamente en el programa ya que el mismo diseña y/o verifica la capacidad de las columnas con los momentos amplificados según la sección 10.12 de las Norma ACI 318-05. Con relación a los efectos de esbeltez considerando pórticos no arriostrados (efectos P- Δ globales), el cálculo del índice de estabilidad de piso Q según la sección 10.11.4.2 de las Normas ACI 318-05 arroja un valor menor a 0.05 para todos los tramos evaluados por lo cual estos efectos pueden ser despreciados.

Las tablas 7.1; 7.4; 7.7; 7.10 reflejan los modos de vibración y periodos torsional, longitudinal y transversal de la estructura, además de desplazamientos horizontales tanto en "x" como en "y", obtenidos del modelo matemático generado por el programa de análisis estructural SAP2000®.

Se anexan también las masas participativas de la estructura reflejadas en las tablas 7.2; 7.5; 7.8; 7.11, éstas reflejan si la masa de la estructura participo en más de un 90 % en los modos de vibración. Según lo establecido en la norma COVENIN 1756-2001 de edificaciones sismoresistentes.

Posteriormente se presentan las tablas 7.3; 7.6; 7.9; 7.12, las cuales reflejan las relaciones demanda/capacidad en columnas a flexocompresión, para los tramos 20; 21; 22; 23 del distribuidor el pulpo, en cada uno de sus pórticos evaluados. Las columnas son tomadas en consideración asumiendo dirección el valle, esto se puede observar en la imagen 5.1.

Se anexan gráficos desde 7.1 hasta 7.6 donde se muestra con claridad tanto las demandas por sismo representados por una línea roja, como las demandas por CP (carga permanente) representados en línea verde, estos gráficos fueron elaborados con la finalidad de visualizar de otra forma, los datos obtenidos del programa de análisis estructural SAP2000®.

7.1.1 Resultados del tramo 20

Tabla 7.1 Modos de vibración y periodos (tramo 20). Fuente: Propia.

Tipo de modo	Modo de vibración	"T"(Periodo de vibración)
Movimiento Torsional	Modo 1	1,55
Movimiento longitudinal	Modo 2	1,04
Movimiento transversal	Modo 3	1,02

Tabla 7.2 Desplazamientos longitudinales y transversales en las juntas (tramo 20). Fuente: Propia

Junta	Desplazamiento longitudinal (cm)	Desplazamiento transversal (cm)
20-01	13,65	19,64
21-01	13,65	12,85

Tabla 7.3 Masas participativas (tramo 20). Fuente: Propia.

Masas participativas							
T. Análisis	T. Modo	Número	Periodo	SX	SY	Sum (SX)	Sum(SY)
MODAL	Modo	1	1,5460	0,000	0,072	0,000	0,072
MODAL	Modo	2	1,0416	0,993	0,000	0,993	0,073
MODAL	Modo	3	1,0219	0,000	0,921	0,993	0,993
MODAL	Modo	4	0,1527	0,000	0,000	0,993	0,993
MODAL	Modo	5	0,1386	0,000	0,000	0,993	0,993
MODAL	Modo	6	0,1271	0,000	0,000	0,993	0,993
MODAL	Modo	7	0,1193	0,000	0,000	0,993	0,993
MODAL	Modo	8	0,1046	0,000	0,000	0,993	0,993
MODAL	Modo	9	0,0564	0,000	0,000	0,993	0,993
MODAL	Modo	10	0,0561	0,000	0,000	0,993	0,993
MODAL	Modo	11	0,0518	0,000	0,000	0,993	0,993
MODAL	Modo	12	0,0498	0,000	0,000	0,993	0,993

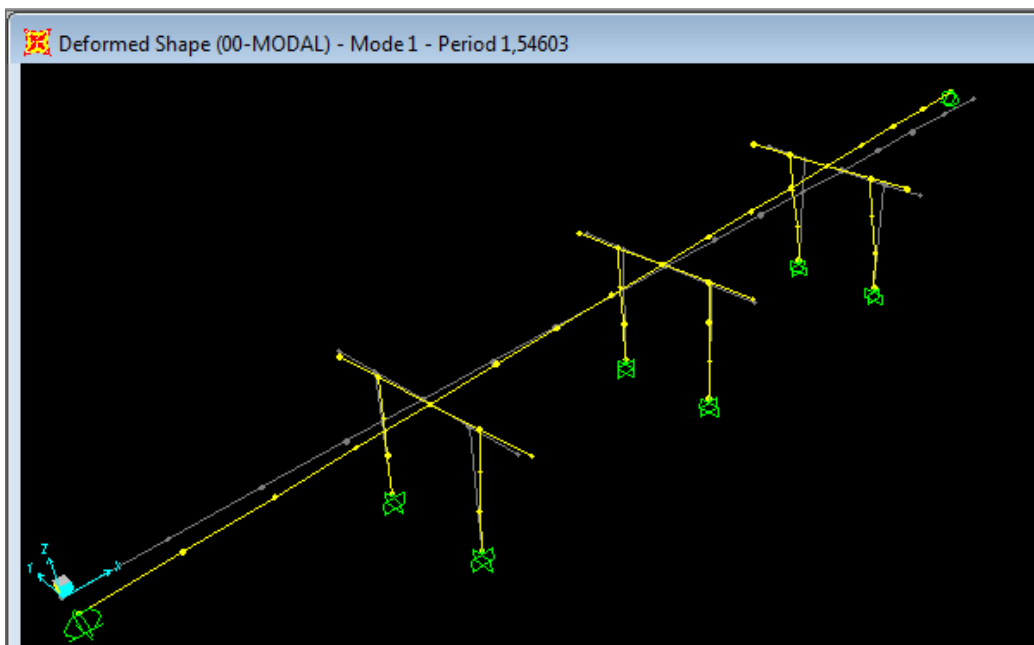


Imagen 7.1 Modos de vibración en el programa de análisis estructural SAP 2000® “modo de vibración torsional (modo 1) tramo 20”. Fuente: Propia.

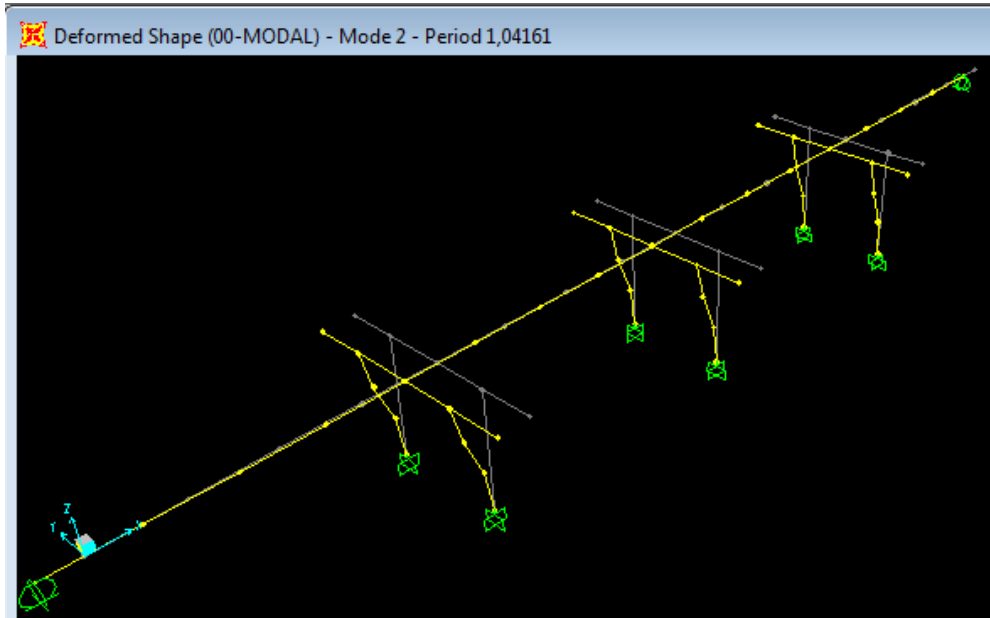


Imagen 7.2 Modos de vibración en el programa de análisis estructural SAP 2000® “modo de vibración longitudinal (modo 2) tramo 20”. Fuente: Propia.

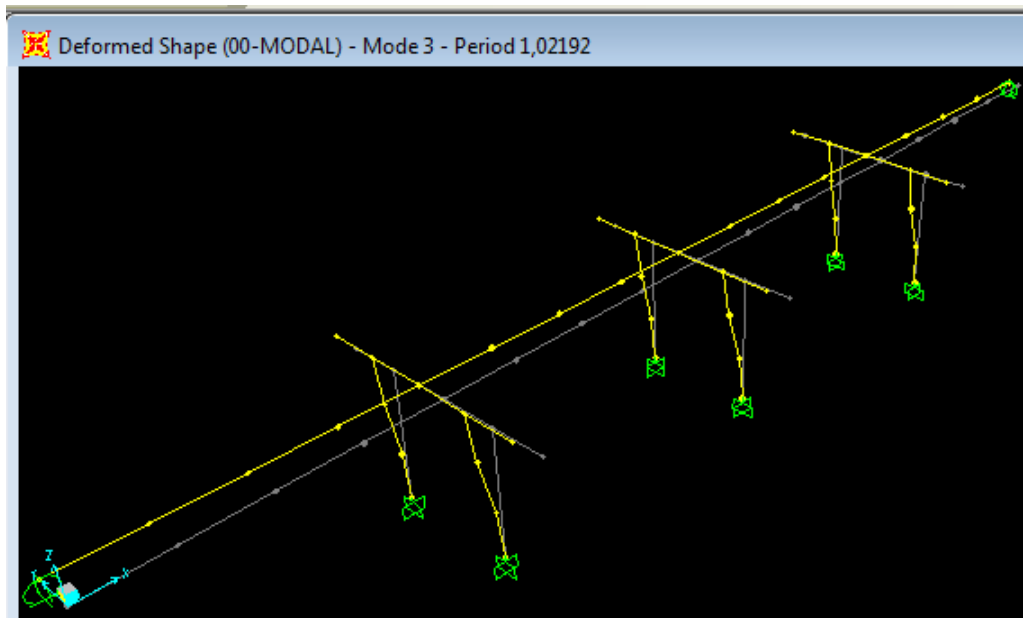


Imagen 7.3 Modos de vibración en el programa de análisis estructural SAP 2000® “modo de vibración transversal (modo 3) tramo 20”. Fuente: Propia.

Tabla 7.4 Relaciones demanda/capacidad en columnas a flexocompresión (d/c) tramo 20. Fuente: Propia.

Relaciones demanda/capacidad en columnas a flexocompresión (d/c) tramo 20		
Pórtico	Columna izquierda	Columna derecha
20-02	4,36	4,56
20-03	4,92	5,02
20-04	4,35	4,14

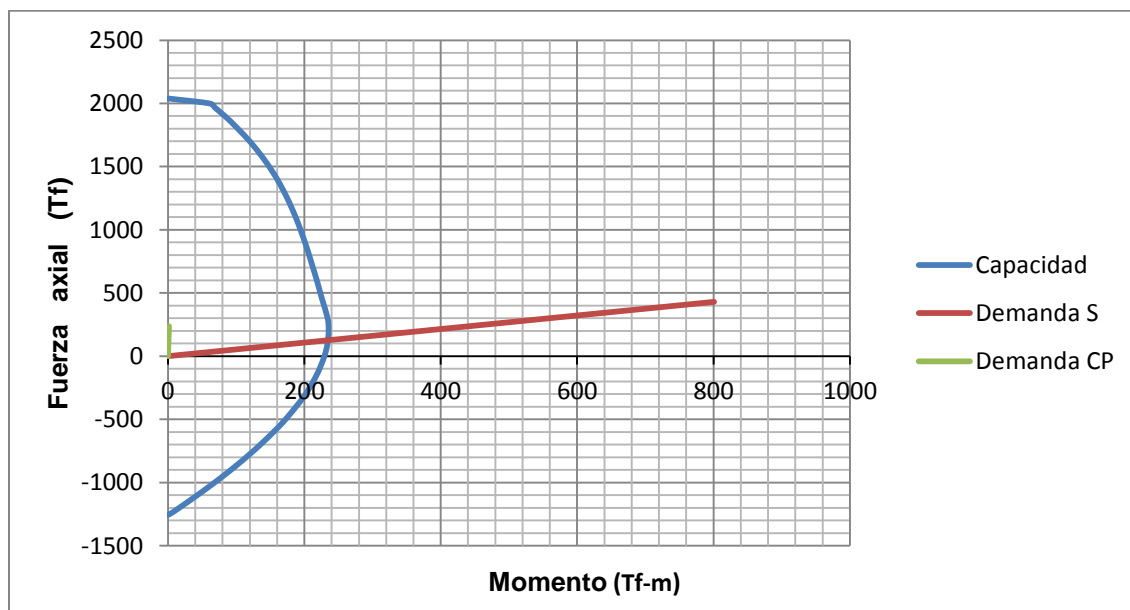


Gráfico 7.1 Diagrama de iteración de la columna 20-02 derecha. Fuente: Propia.

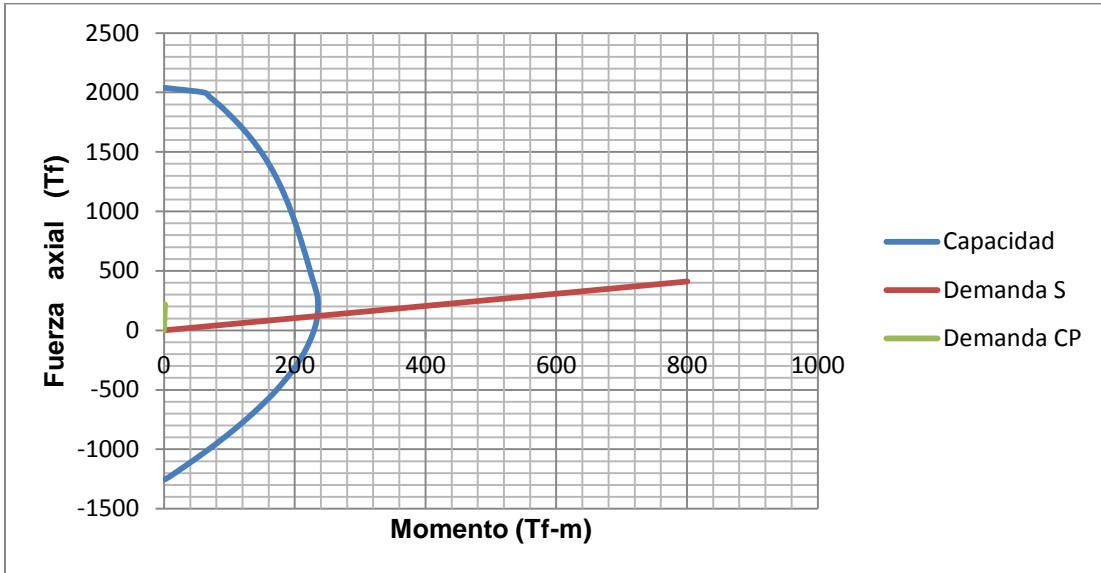


Grafico 7.2 Diagrama de iteración de la columna 20-02 izquierda.
Fuente: Propia.

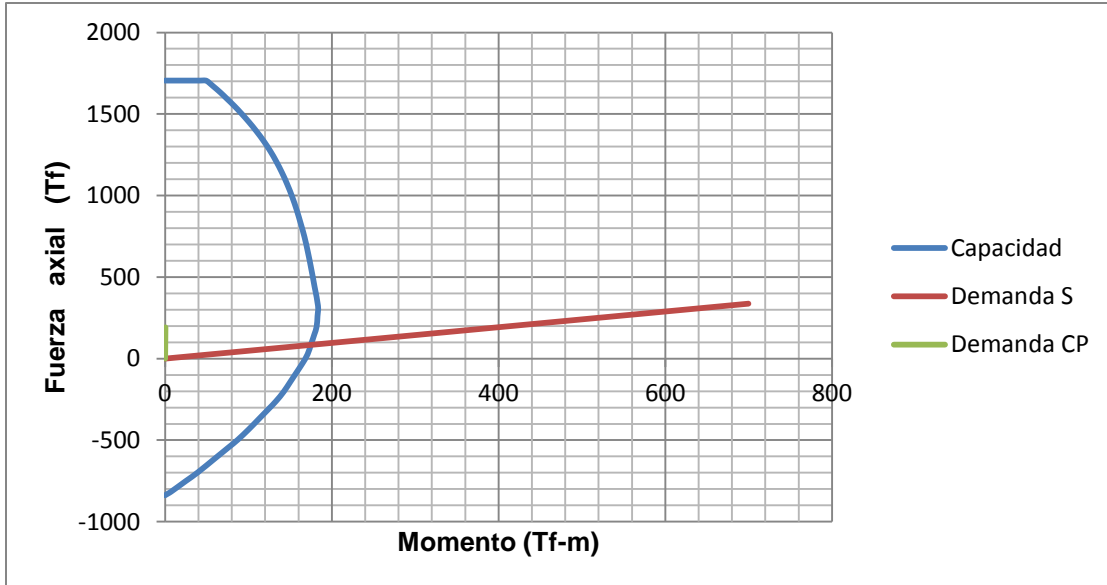


Grafico 7.3 Diagrama de iteración de la columna 20-03 derecha.
Fuente: Propia.

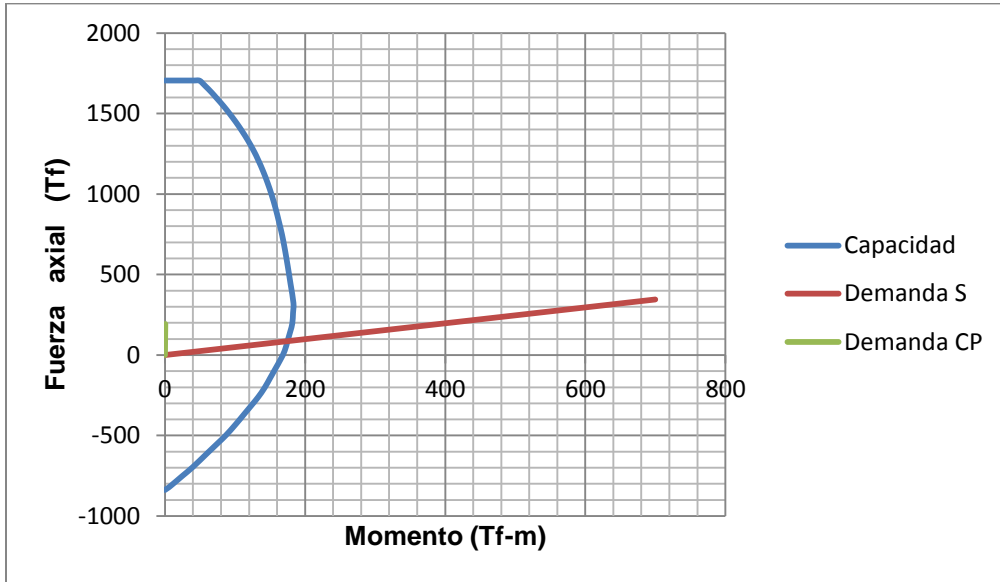


Grafico 7.4 Diagrama de iteración de la columna 20-03 izquierda.
Fuente: Propia.

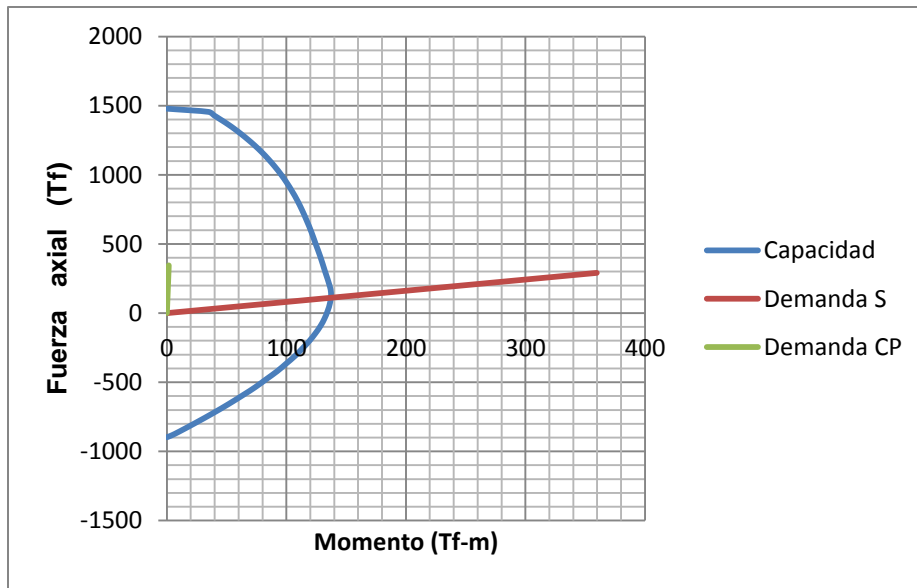
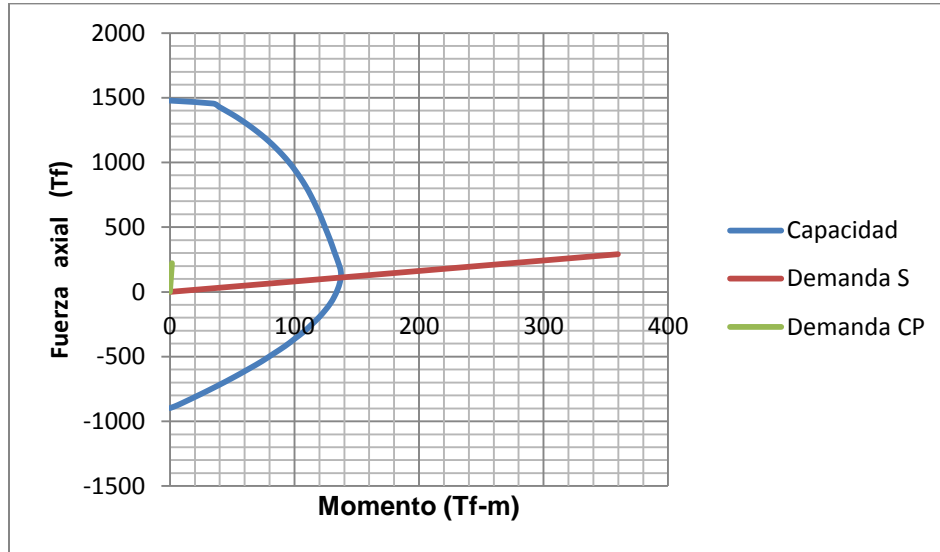
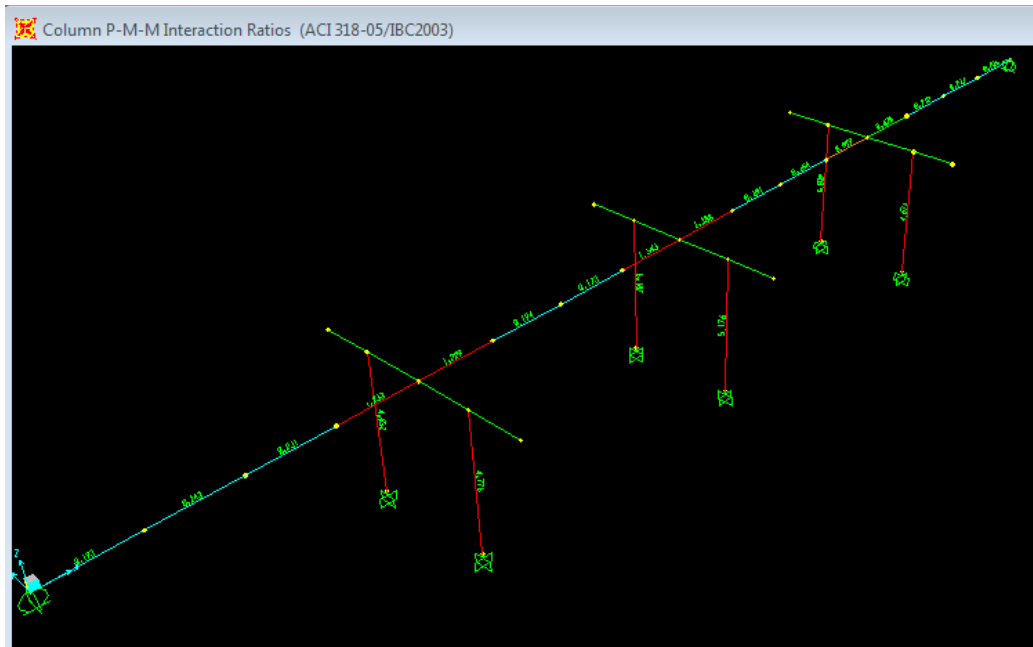


Grafico 7.5 Diagrama de iteración de la columna 20-04 derecha.
Fuente: Propia.



**Grafico 7.6 Diagrama de iteración de la columna 20-04 izquierda.
Fuente: Propia.**



**Imagen 7.4 Relación demanda/capacidad en columnas a flexocompresión,
generado por el programa de análisis estructural SAP 2000®, tramo 20.
Fuente: Propia.**

7.1.2 Resultados del tramo 21

Tabla 7.5 Modos de vibración y periodos (tramo 21). Fuente: Propia.

Tipo de modo	Modo de vibración	“T”(Periodo de vibración)
Movimiento torsional	Modo 1	1,40
Movimiento Transversal	Modo 2	1,03
Movimiento Longitudinal	Modo 3	1,03

Tabla 7.6 Desplazamientos longitudinales y transversales en las juntas (tramo 21). Fuente: Propia

Junta	Desplazamiento longitudinal (cm)	Desplazamiento transversal (cm)
21-01	13,48	15,15
22-01	13,45	12,56

Tabla 7.7 Masas participativas (tramo 21). Fuente: Propia.

Masas participativas							
T. Análisis	T. Modo	Número	Periodo	SX	SY	Sum (SX)	Sum(SY)
MODAL	Modo	1	1,3966	0,001	0,004	0,001	0,004
MODAL	Modo	2	1,0293	0,110	0,880	0,110	0,890
MODAL	Modo	3	1,0274	0,880	0,100	0,990	0,990
MODAL	Modo	4	0,1350	0,000	0,000	0,990	0,990
MODAL	Modo	5	0,1236	0,000	0,000	0,990	0,990
MODAL	Modo	6	0,1227	0,000	0,000	0,990	0,990
MODAL	Modo	7	0,1052	0,000	0,000	0,990	0,990
MODAL	Modo	8	0,0943	0,000	0,000	0,990	0,990
MODAL	Modo	9	0,0533	0,000	0,000	0,990	0,990
MODAL	Modo	10	0,0507	0,000	0,000	0,990	0,990
MODAL	Modo	11	0,0466	0,000	0,000	0,990	0,990
MODAL	Modo	12	0,0436	0,000	0,000	0,990	0,990

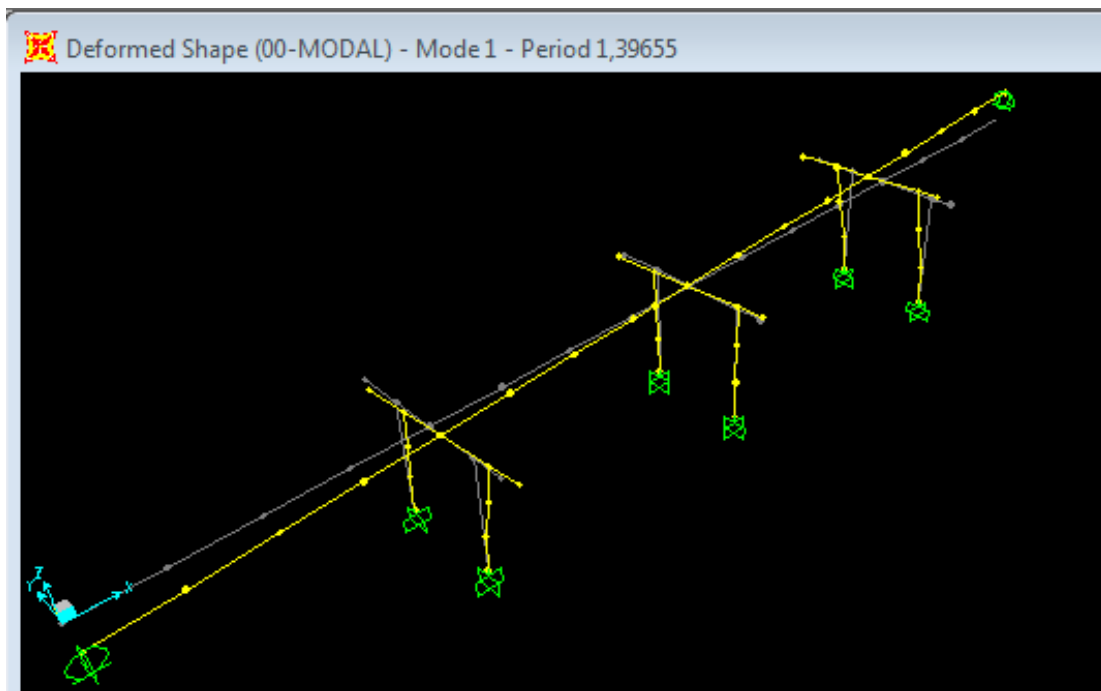


Imagen 7.5 Modos de vibración en el programa de análisis estructural SAP 2000® “modo de vibración torsional (modo 1) tramo 21”. Fuente: Propia.

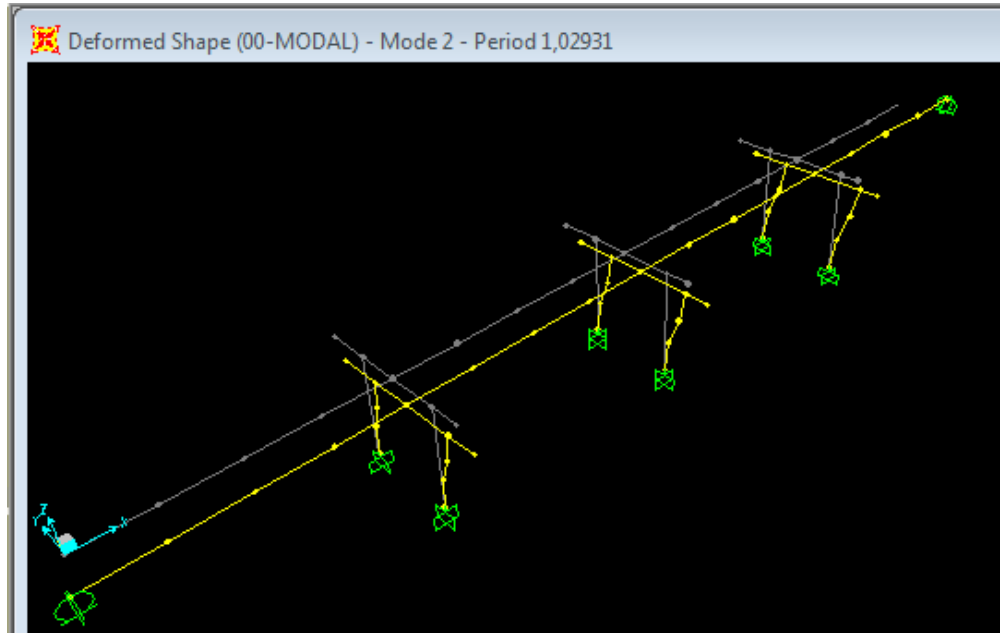


Imagen 7.6 Modos de vibración en el programa de análisis estructural SAP 2000® “modo de vibración transversal (modo 2) tramo 21”. Fuente: Propia.

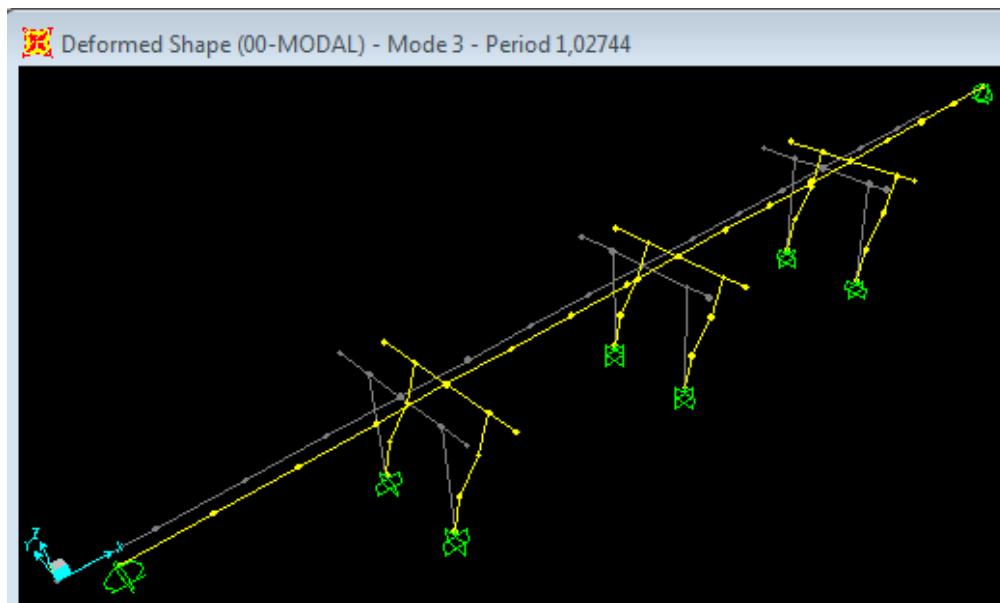


Imagen 7.7 Modos de vibración en el programa de análisis estructural SAP 2000® “modo de vibración longitudinal (modo3) tramo 21”. Fuente: Propia.

**Tabla 7.8 Relaciones demanda/capacidad en columnas a flexocompresión
(d/c) tramo 21. Fuente: Propia.**

Pórtico	Columna izquierda	Columna derecha
21-02	10,10	9,06
21-03	17,82	15,23
21-04	6,92	5,62

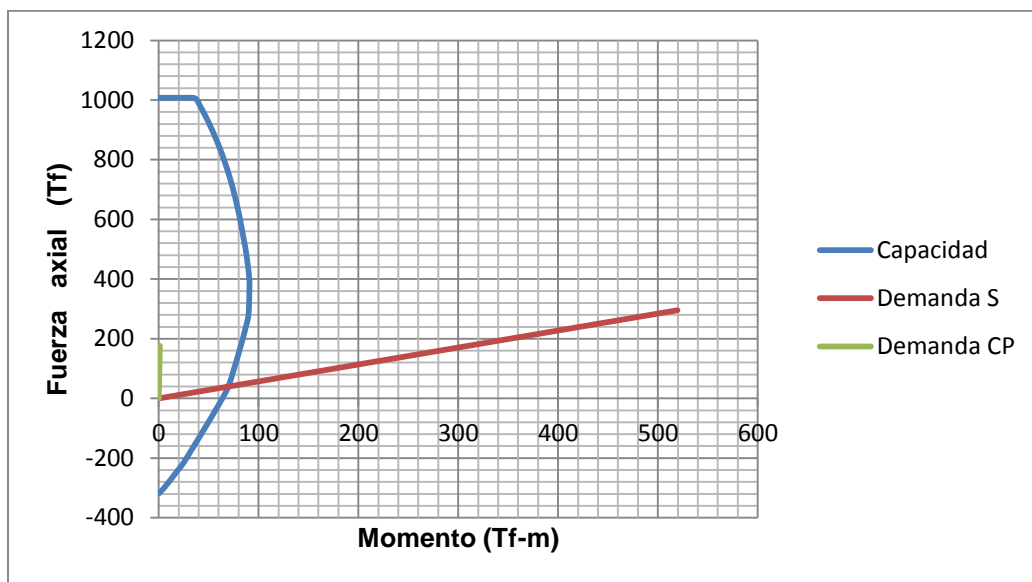


Grafico 7.7 Diagrama de iteración de la columna 21-02 derecha.

Fuente: Propia.

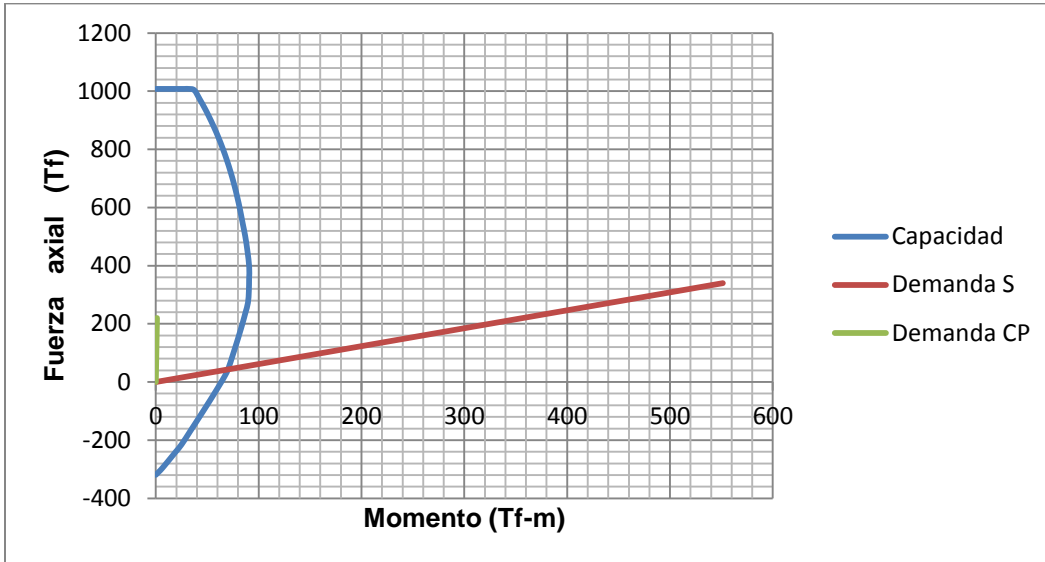


Grafico 7.8 Diagrama de iteración de la columna 21-02 izquierda.
Fuente: Propia.

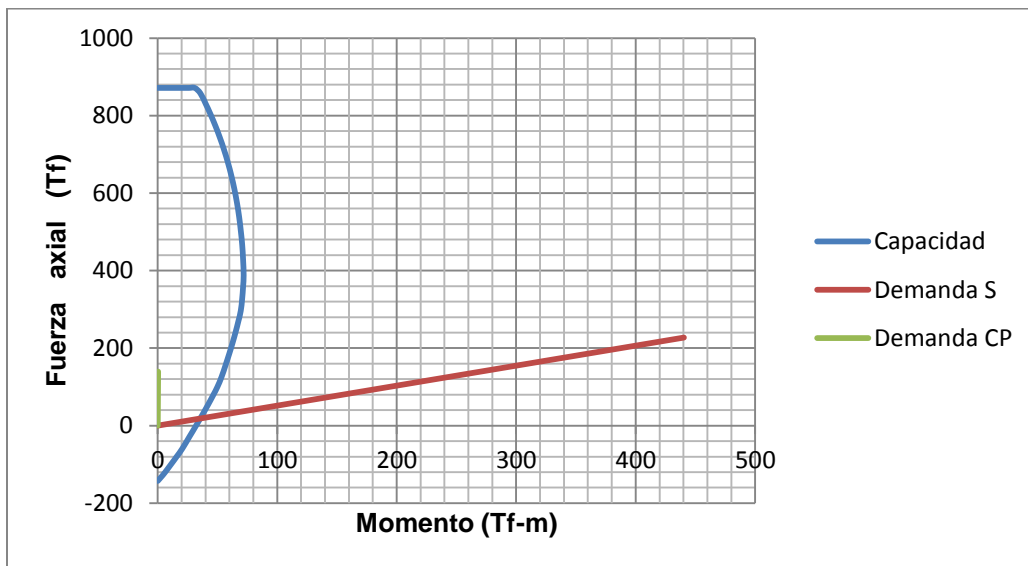


Grafico 7.9 Diagrama de iteración de la columna 21-03 derecha.
Fuente: Propia.

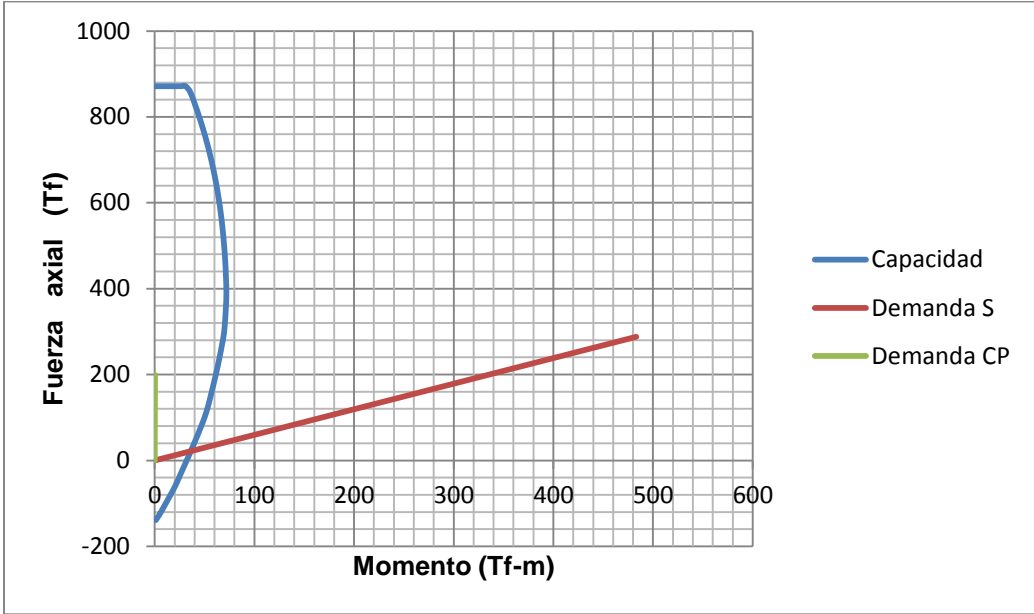


Grafico 7.10 Diagrama de iteración de la columna 21-03 izquierda.

Fuente: Propia.

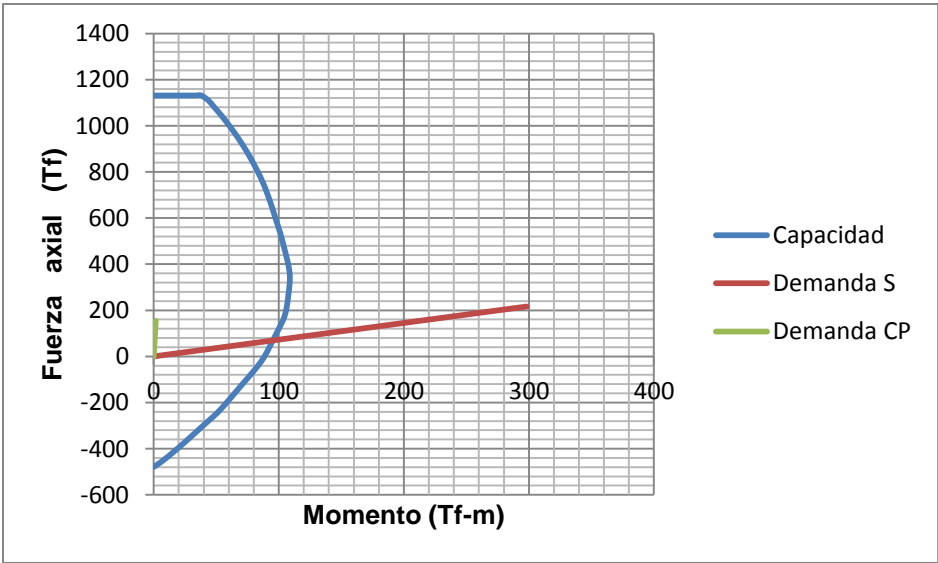


Grafico 7.11 Diagrama de iteración de la columna 21-04 derecha.

Fuente: Propia.

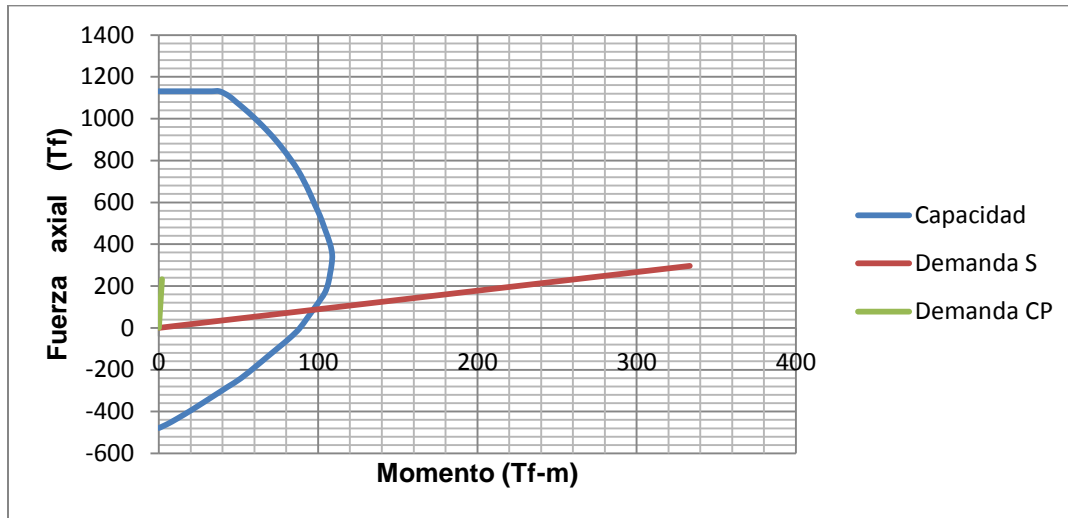


Grafico 7.12 Diagrama de iteración de la columna 21-04 izquierda.

Fuente: Propia.

7.1.3 Resultados del tramo 22

Tabla 7.9 Modos de vibración y periodos (tramo 22). Fuente: Propia

Tipo de modo	Modo de vibración	"T"(Periodo de vibración)
Movimiento torsional	Modo 1	1,28
Movimiento longitudinal	Modo 2	0,94
Movimiento transversal	Modo 3	0,94

Tabla 7.10 Desplazamientos longitudinales y transversales en las juntas (tramo 22). Fuente: Propia

Junta	Desplazamiento longitudinal (cm)	Desplazamiento transversal (cm)
22-01	12,42	10,70
23-01	12,38	15,85

Tabla 7.11 Masas participativas (tramo 22). Fuente: Propia.

Masas participativas							
T. Análisis	T. Modo	Número	Periodo	SX	SY	Sum (SX)	Sum(SY)
MODAL	Modo	1	1,2774	0,001	0,023	0,001	0,023
MODAL	Modo	2	0,9423	0,880	0,110	0,890	0,130
MODAL	Modo	3	0,9391	0,110	0,860	0,990	0,990
MODAL	Modo	4	0,1363	0,000	0,000	0,990	0,990
MODAL	Modo	5	0,1343	0,000	0,000	0,990	0,990
MODAL	Modo	6	0,1216	0,000	0,000	0,990	0,990
MODAL	Modo	7	0,1028	0,000	0,000	0,990	0,990
MODAL	Modo	8	0,0913	0,000	0,000	0,990	0,990
MODAL	Modo	9	0,0575	0,000	0,000	0,990	0,990
MODAL	Modo	10	0,0484	0,000	0,000	0,990	0,990
MODAL	Modo	11	0,0449	0,000	0,000	0,990	0,990
MODAL	Modo	12	0,0440	0,000	0,000	0,990	0,990

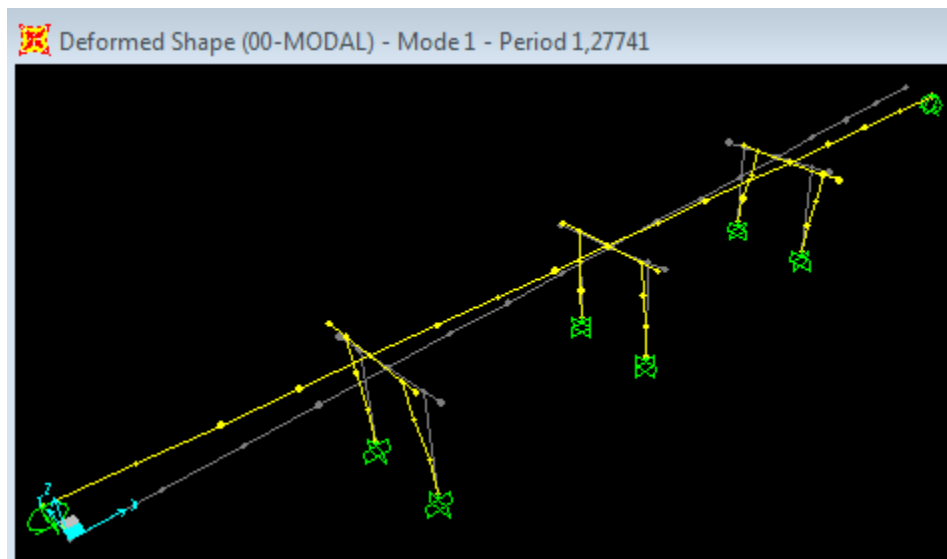


Imagen 7.8 Modos de vibración en el programa de análisis estructural SAP 2000® “modo de vibración torsional (modo 1) tramo 22”. Fuente: propia.

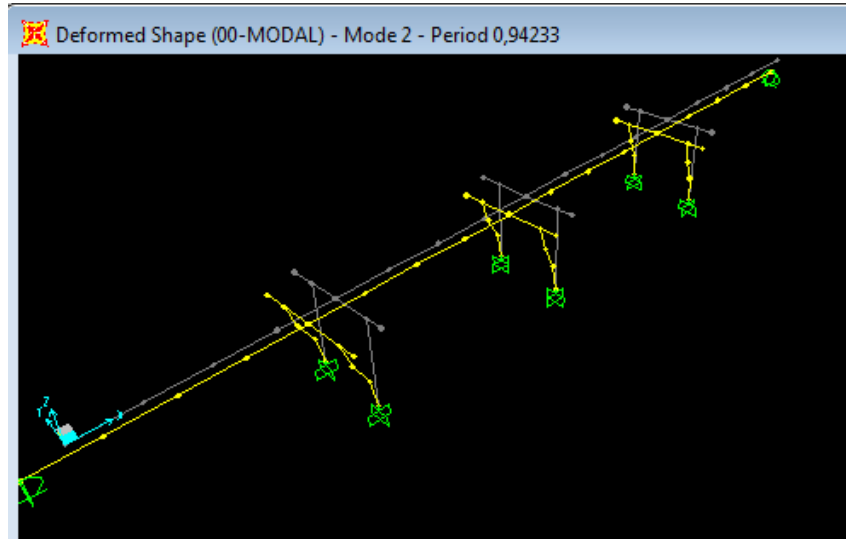


Imagen 7.9 Modos de vibración en el programa de análisis estructural SAP 2000® “modo de vibración longitudinal (modo 2) tramo 22”.

Fuente: propia.

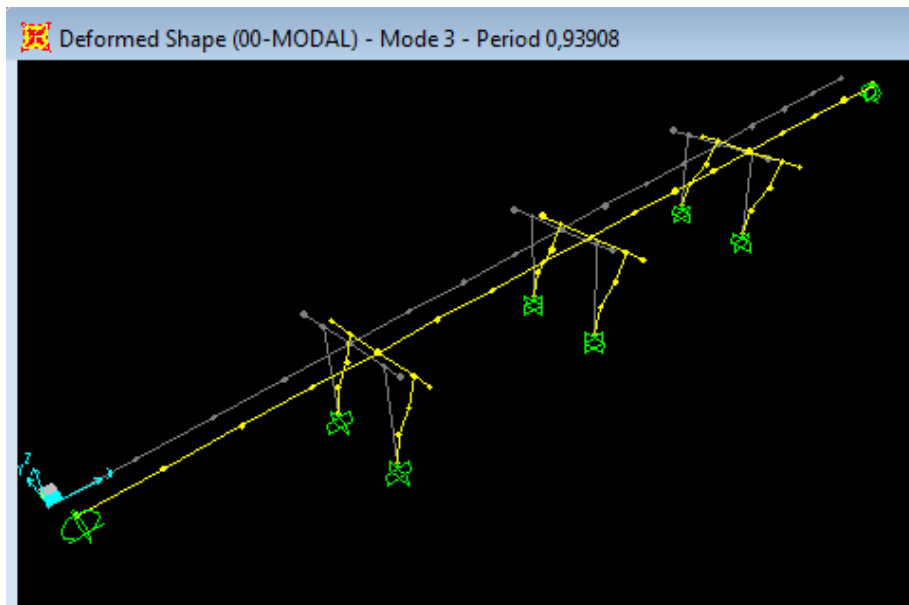


Imagen 7.10 Modos de vibración en el programa de análisis estructural SAP 2000® “modo de vibración transversal (modo 3) tramo 22”.

Fuente: propia.

Tabla 7.12 Relaciones demanda/capacidad en columnas a flexocompresión (d/c) tramo 22. Fuente: Propia

Pórtico	Columna izquierda	Columna Derecha
22-02	6,92	5,90
22-03	8,06	7,00
22-04	9,61	8,54

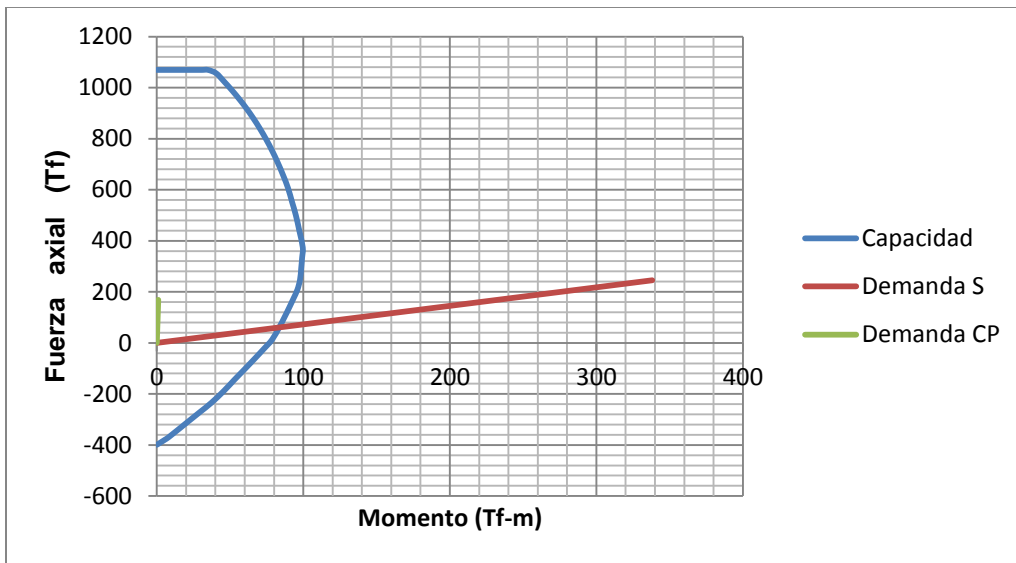


Grafico 7.13 Diagrama de iteración de la columna 22-02 derecha. Fuente: Propia.

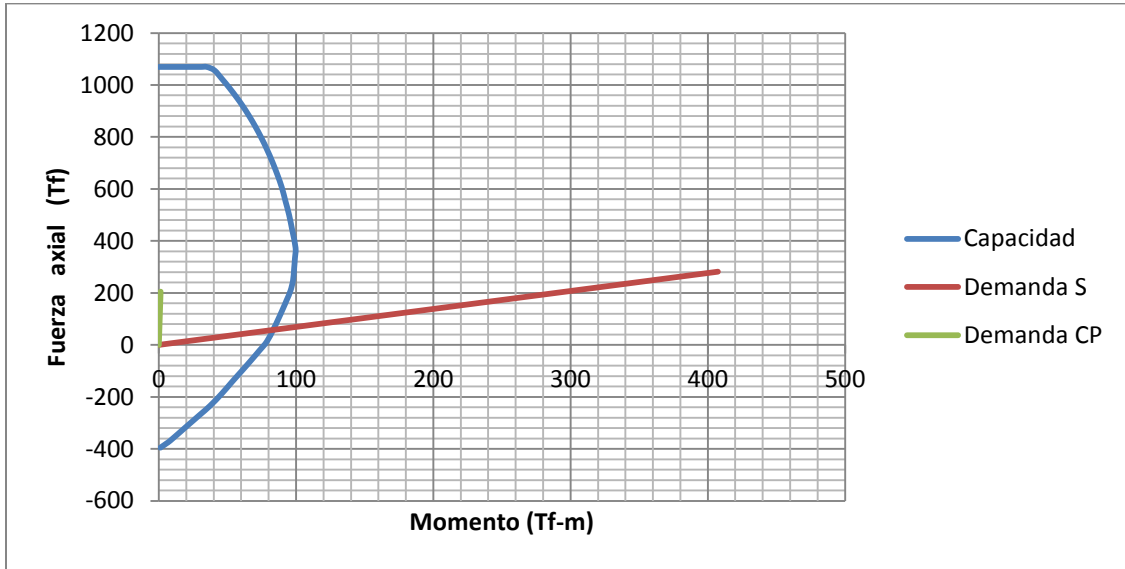


Grafico 7.14 Diagrama de iteración de la columna 22-02 izquierda.

Fuente: Propia.

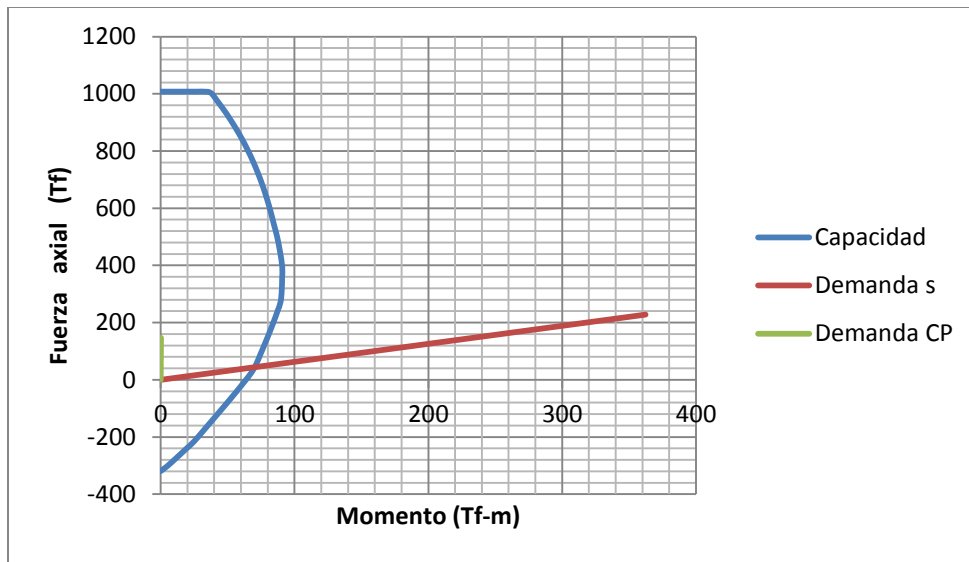


Grafico 7.15 Diagrama de iteración de la columna 22-03 derecha.

Fuente: Propia.

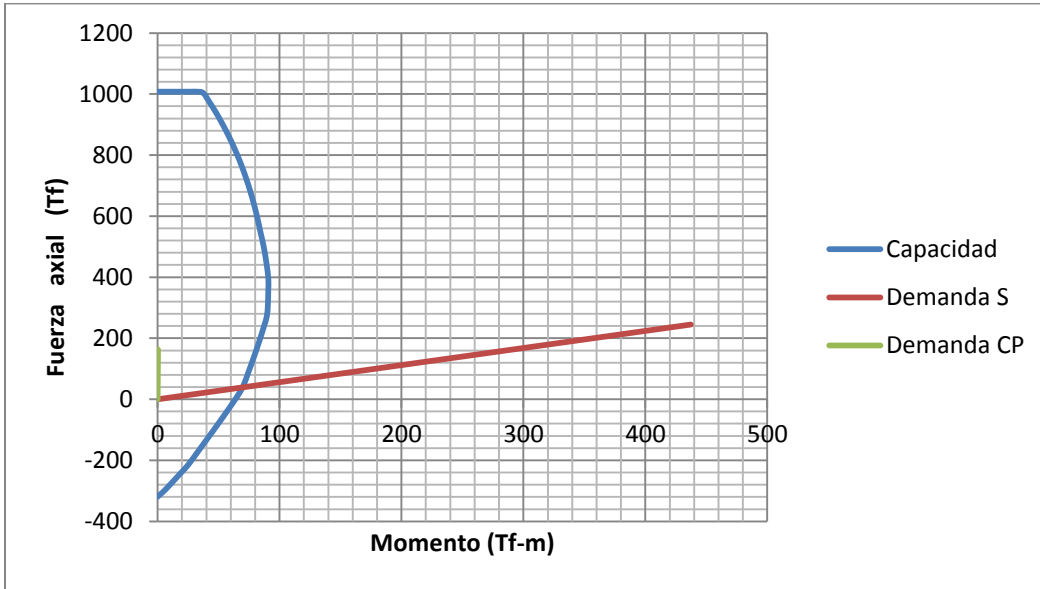


Grafico 7.16 Diagrama de iteración de la columna 22-03 izquierda.

Fuente: Propia.

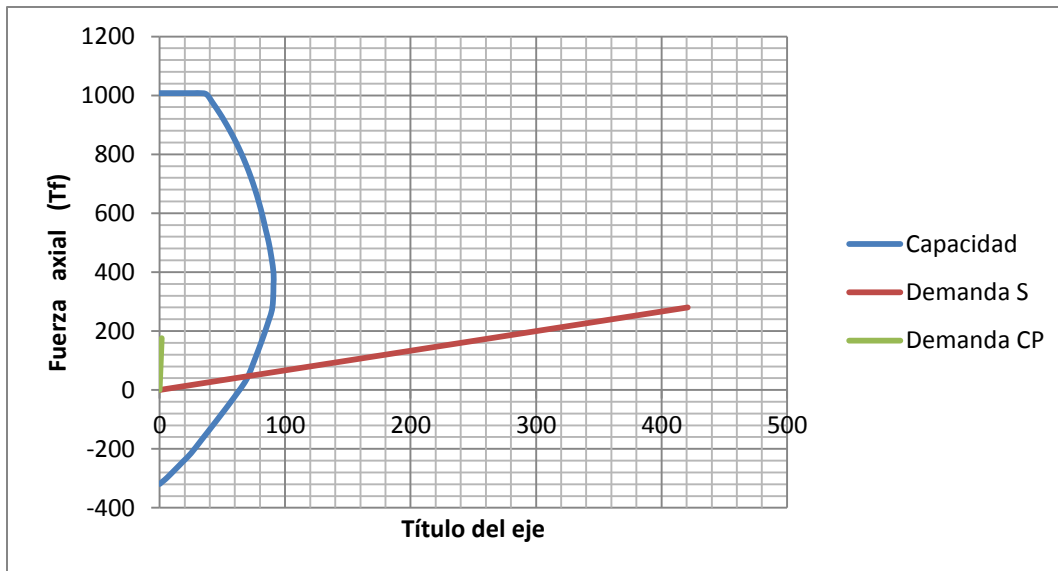


Grafico 7.17 Diagrama de iteración de la columna 22-04 derecha.

Fuente: Propia.

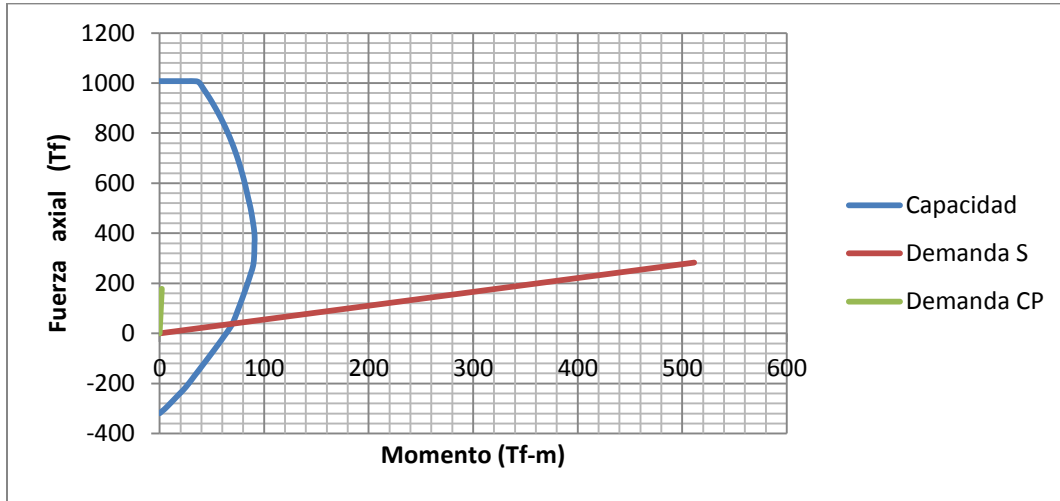


Grafico 7.18 Diagrama de iteración de la columna 22-04 izquierda.

Fuente: Propia.

7.1.4 Resultados del tramo 23

Tabla 7.13 Modos de vibración y periodos (tramo 23). Fuente: Propia.

Tipo de modo	Modo de vibración	"T"(Periodo de vibración)
Movimiento torsional	Modo 1	1,35
Movimiento transversal	Modo 2	0,89
Movimiento longitudinal	Modo 3	0,87

Tabla 7.14 Desplazamientos longitudinales y transversales en las juntas (tramo 23). Fuente: Propia

Junta	Desplazamiento longitudinal (cm)	Desplazamiento transversal (cm)
23-01	11,55	11,23
24-01	11,56	12,45

Tabla 7.15 Masas participativas (tramo 23). Fuente: Propia.

Masas participativas							
T. Análisis	T. Modo	Número	Periodo	SX	SY	Sum (SX)	Sum(UY)
MODAL	Modo	1	1,3465	0,001	0,001	0,001	0,001
MODAL	Modo	2	0,8863	0,000	0,988	0,001	0,988
MODAL	Modo	3	0,8743	0,989	0,000	0,990	0,988
MODAL	Modo	4	0,1237	0,000	0,000	0,990	0,988
MODAL	Modo	5	0,1129	0,000	0,000	0,990	0,988
MODAL	Modo	6	0,1013	0,000	0,000	0,990	0,988
MODAL	Modo	7	0,0867	0,000	0,000	0,990	0,988
MODAL	Modo	8	0,0730	0,000	0,000	0,990	0,988
MODAL	Modo	9	0,0467	0,000	0,000	0,990	0,989
MODAL	Modo	10	0,0445	0,000	0,000	0,990	0,989
MODAL	Modo	11	0,0413	0,000	0,000	0,990	0,989
MODAL	Modo	12	0,0373	0,000	0,000	0,990	0,989

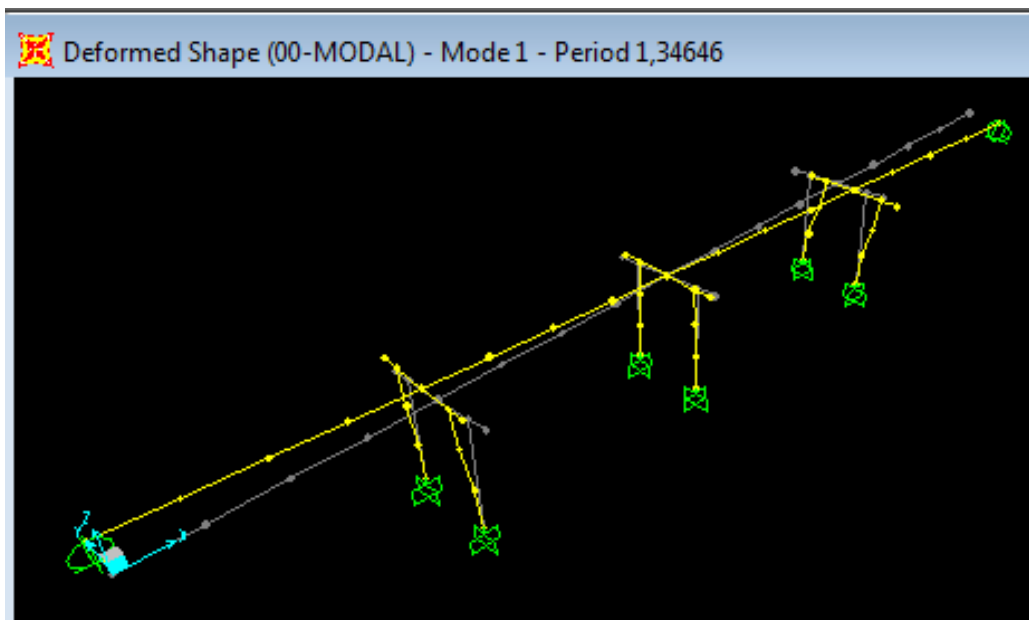


Imagen 7.11 Modos de vibración en el programa de análisis estructural SAP 2000® “modo de vibración torsional (modo 1) tramo 23”. Fuente: propia.

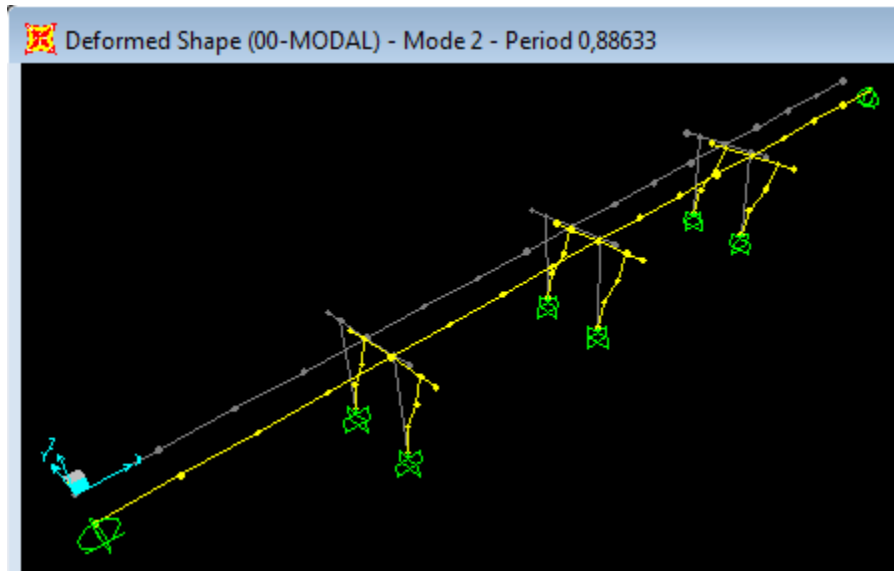


Imagen 7.12 Modos de vibración en el programa de análisis estructural SAP 2000® “modo de vibración transversal (modo 2) tramo 23”.

Fuente: propia.

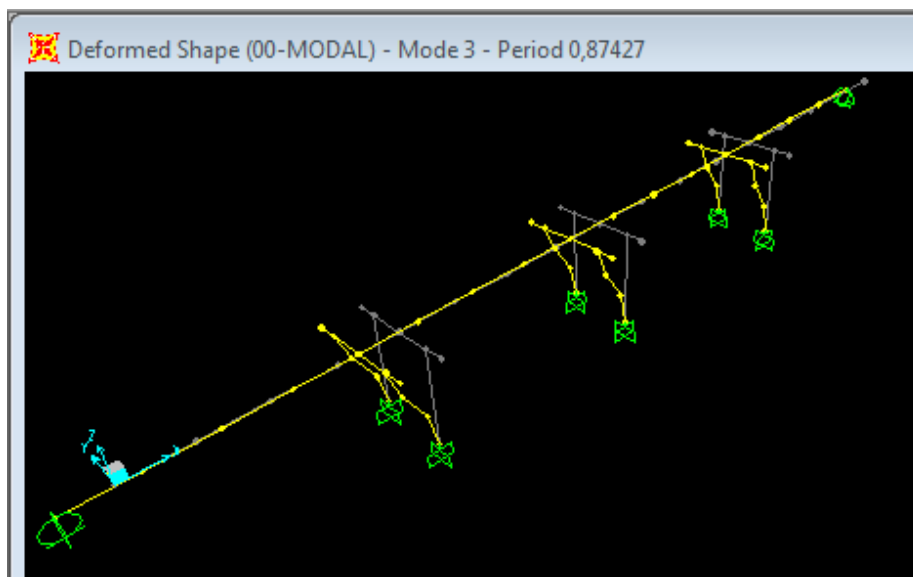


Imagen 7.13 Modos de vibración en el programa de análisis estructural SAP 2000® “modo de vibración longitudinal (modo 3) tramo 23”.

Fuente: propia.

Tabla 7.16 Relaciones demanda/capacidad en columnas a flexocompresión (d/c) tramo 23. Fuente: Propia.

Pórtico	Columna izquierda	Columna Derecha
23-02	6,18	5,79
23-03	8,94	7,94
23-04	7,40	6,90

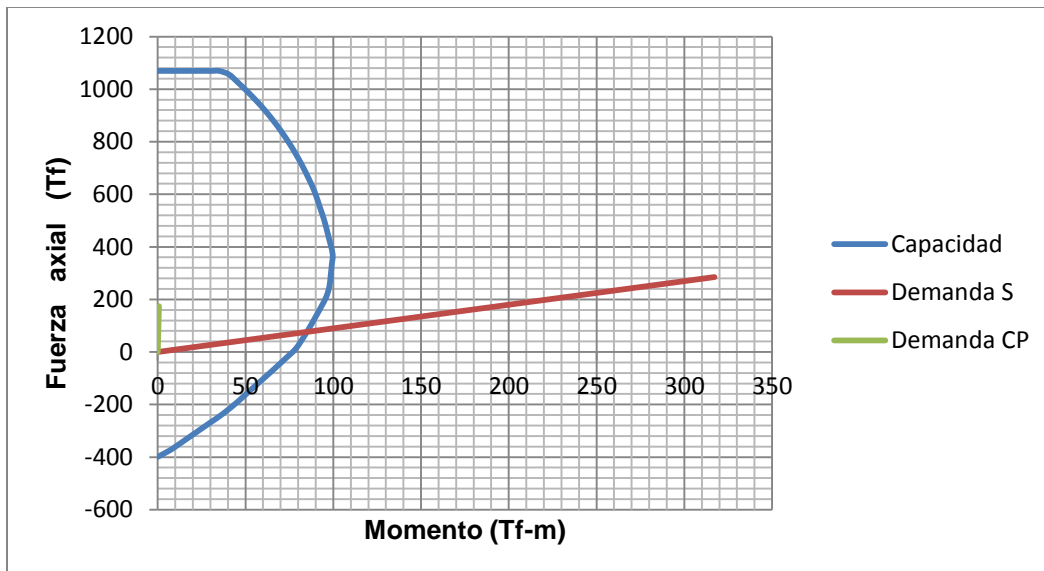


Grafico 7.19 Diagrama de iteración de la columna 23-02 derecha. Fuente: Propia.

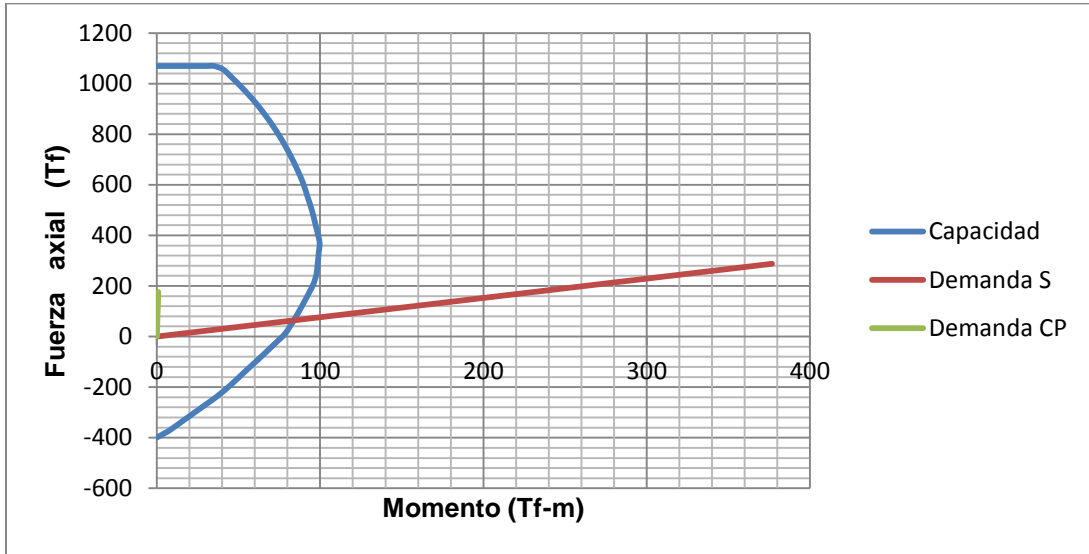


Grafico 7.20 Diagrama de iteración de la columna 23-02 izquierda.

Fuente: Propia.

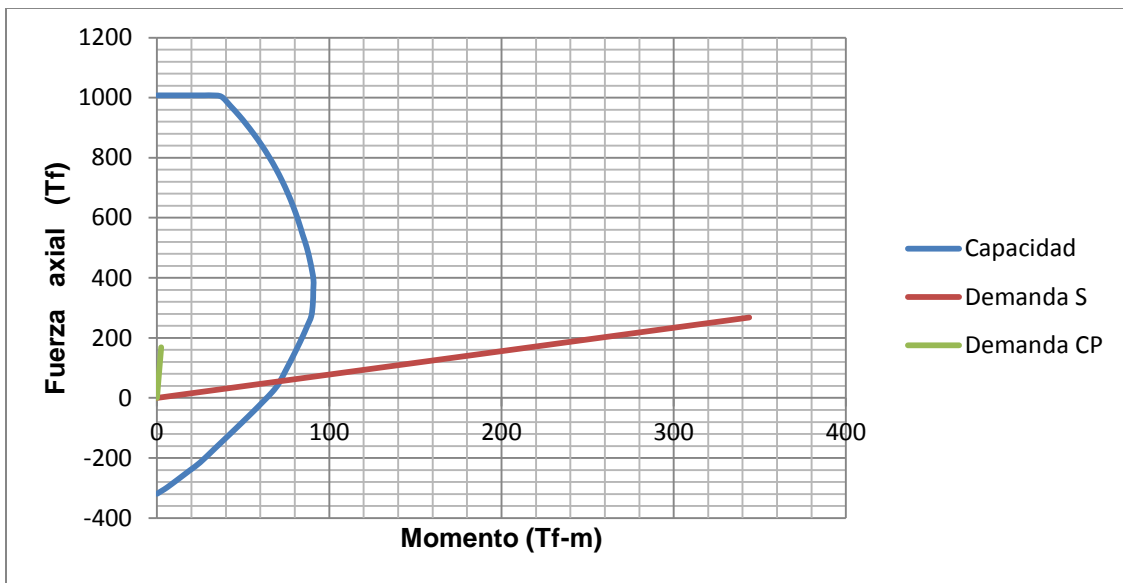


Grafico 7.21 Diagrama de iteración de la columna 23-03 derecha.

Fuente: Propia.

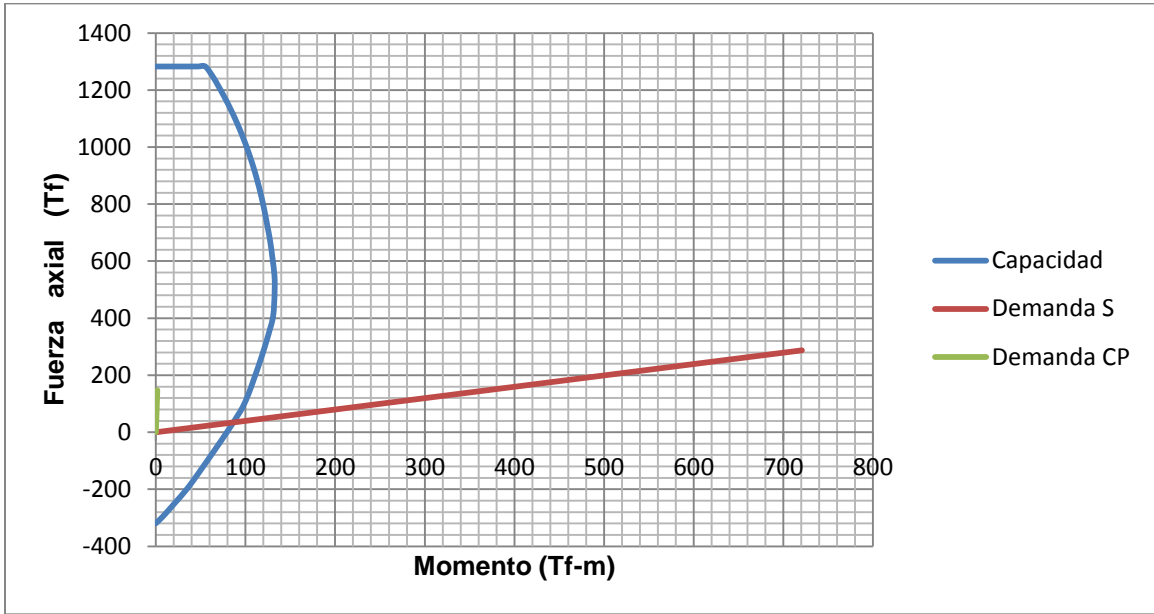


Grafico 7.22 Diagrama de iteración de la columna 23-03 izquierda.

Fuente: Propia.

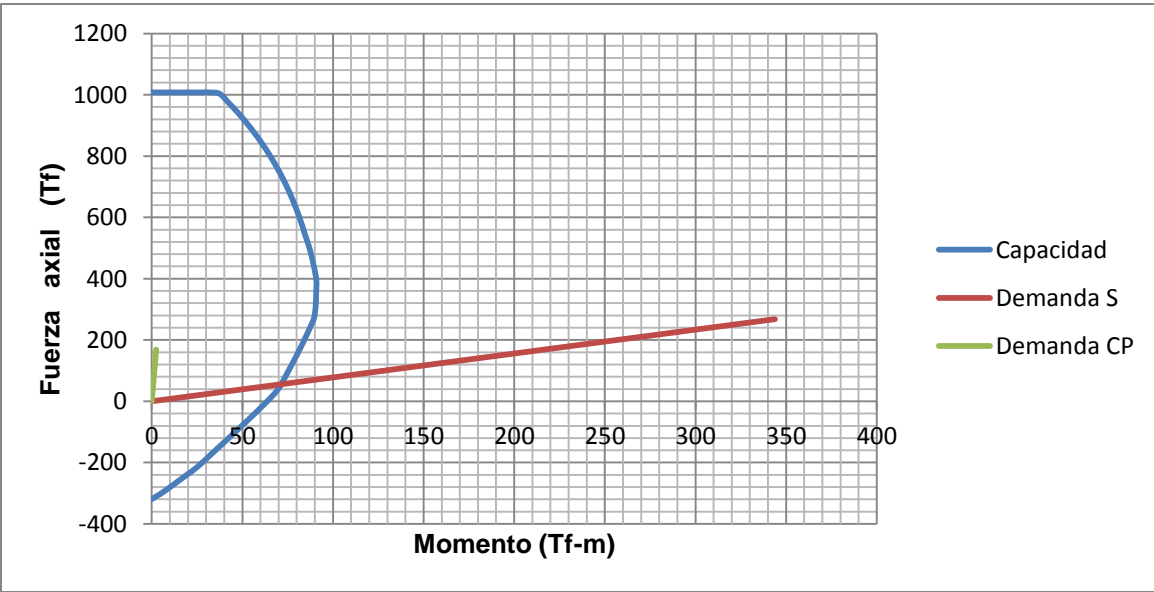


Grafico 7.23 Diagrama de iteración de la columna 23-04 derecha.

Fuente: Propia.

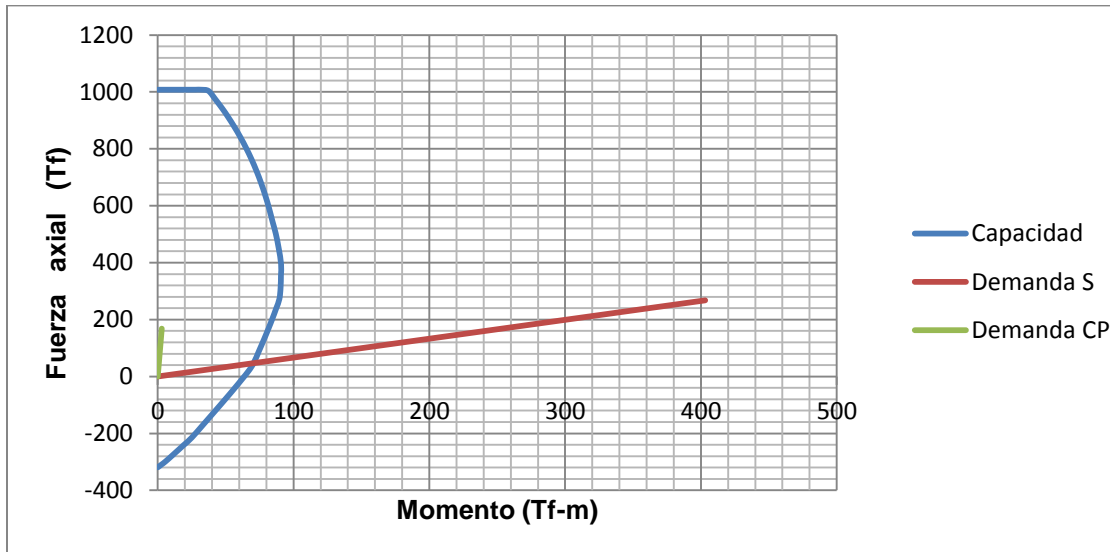


Grafico 7.24 Diagrama de iteración de la columna 23-04 izquierda.

Fuente: Propia.

Los resultados obtenidos en la relación demanda/capacidad de columnas a flexocompresión, reflejaron la poca resistencia que actualmente tienen las columnas evaluadas, en ninguno de los tramos cumplió esta relación y la mínima solicitación estuvo 4 veces por encima de la capacidad de la columna, dicho resultado se refleja de una forma ilustrativa en los gráficos de relación demanda/capacidad, donde claramente se observa la gran diferencia entre éstas.

Con respecto a las masas participativas de cada uno de los modelos generados, se puede decir que se cumplió lo establecido por la norma COVENIN 1756-2001 apartado 9.7.3.2, ya que las masas participaron en más de un 90% en todos los modelos evaluados.

7.2 Longitudes de apoyo y juntas de expansión.

Se desea comparar la longitud de apoyo existente (capacidad) contra la longitud mínima requerida (demanda) según lo especificado en la sección 7.3.1 de la división I-A de AASHTO 2002, la cual se presenta en la ecuación 7.1:

Ecuación 7.1

$$l_d = (30 + 0,25 \cdot L + H) \cdot (1 + 0,000125 \cdot \alpha^2)$$

Donde l_d es la longitud mínima requerida (demanda) en cm, L es la longitud del tablero hasta la próxima junta en m, H es la altura de la pila en m, α es el ángulo de esviaje del puente en grados (para una definición más precisa de estos parámetros ver AASHTO 2002).

El puente en estudio tiene 5 juntas, el mismo número de longitudes de apoyo, donde la longitud (L) es constante y el ángulo de esviaje (α) es cero en todas las juntas.

Cálculo tipo del tramo 20-01:

Aplicando la ecuación 7.1 se tiene que:

$$L = 72 \text{ m}$$

$$H = 6,95 \text{ m}$$

l_c = Longitud de apoyo real existente (capacidad) en cm.

$$l_c = 37,5 \text{ cm}$$

$$l_d = (30 + 0,25 \cdot 72 + 6,95) \cdot (1 + 0,000125 \cdot 0^2) = 54,95 \text{ cm}$$

$$\frac{l_d}{l_c} = \frac{54,95 \text{ cm}}{37,5 \text{ cm}} = 1,465$$

$$1,465 > 1$$

Al ser la relación demanda/capacidad mayor que 1, queda demostrado que la longitud de apoyo para el tramo 20-01, es insuficiente ante un evento sísmico según AASHTO 2002.

En la tabla 7.9 se reflejan los resultados obtenidos de longitudes de apoyos en todas las juntas de dilatación.

Tabla 7.17 Comparación demanda/capacidad en longitudes de apoyos de los tramos elevados en estudio. Fuente: Propia.

JUNTA	lc (cm)	L (m)	H (m)	ld (cm)	ld/lc	CUMPLE
20-01	37,500	72,000	6,950	54,950	1,465	NO
21-01	37,500	72,000	7,110	55,110	1,470	NO
22-01	37,500	72,000	7,200	55,200	1,472	NO
23-01	37,500	72,000	7,200	55,200	1,472	NO
24-01	37,500	72,000	7,400	55,400	1,477	NO

7.3 Fuerzas de corte en las columnas

La demanda de fuerza cortante en las columnas será la mínima entre la obtenida del análisis con el espectro elástico (sin reducir) y la obtenida suponiendo la formación de rótulas plásticas según el procedimiento de la sección 7.2.2 de la división I-A de AASHTO 2002, con la diferencia de que se utilizará la resistencia nominal ($\phi= 1,00$) para determinar el momento de las rotulas plásticas debido a que la posible sobre resistencia de los materiales ya ha sido considerada según la sección 6.2.2. La capacidad a corte de las columnas se determinará según la sección 7.6.2(C) de la división I-A de AASHTO 2002, sin el uso de factores de reducción de resistencia ($\phi= 1,00$).

7.3.1 Cálculo tipo de las fuerzas de corte en columnas del tramo 20-03 (dirección transversal), suponiendo la formación de rótulas plásticas según el procedimiento de la sección 7.2.2 de la división I-A de AASHTO 2002:

La primera etapa del procedimiento consiste en un proceso iterativo, esto debido que las fuerzas axiales que se utilizan en principio, provenientes del peso propio de la estructura, no contemplan los efectos generados por el sismo. La iteración es

necesaria para optimizar los resultados considerando los mismos. El producto tiene como finalidad hallar las solicitaciones a corte del sistema de pila.

La segunda etapa contempla lo referido a la capacidad a corte del sistema de pila, para obtener como resultado final la relación demanda/capacidad de las fuerzas de corte en columnas.

1. Obtención de las fuerzas axiales generadas por el peso propio de la estructura (resultados obtenidos del modelo matemático generado por el programa de análisis estructural SAP 2000®): por tratarse de un puente con un sistema multicolumnas (2 columnas) se obtienen igual número de fuerzas:

$$Pg1 = 188 Tf$$

$$Pg2 = 188 Tf$$

2. Obtenidas las fuerzas axiales se procede a la ubicación de los momentos plásticos generados en las columnas, los mismos se obtienen del diagrama de iteración de éstas (resultados obtenidos del modelo matemático generado por el programa de análisis estructural SAP 2000®):

$$M1 = 181 Tf - m$$

$$M2 = 181 Tf - m$$

3. Se procede a la ubicación en planos de los siguientes datos:
Altura libre de columna (Hlc_0): Altura que comprende desde la base de la columna hasta el inicio del tablero.
 $Hlc_1 = 7,25m$.
 $Hlc_2 = 7,05m$.
Altura total (Htc_0): Altura que comprende desde la base de la columna hasta el centroide del tablero.

$$H_{tc1} = 7,85 \text{ m}$$

$$H_{tc2} = 7,65 \text{ m}$$

Separación entre columnas (S_p): Separación existente entre columnas de la pila en estudio.

$$S_p = 6,75 \text{ m.}$$

4. Se procede al cálculo de la demanda a corte de la pila utilizando las ecuaciones 7.2 y 7.3 respectivamente, es importante acotar que este método es un proceso iterativo, y que las fuerzas a corte obtenidas en este paso no serán las definitivas.

$$\text{Ecuación 7.2} \quad VC_0 = \frac{Mc_1 + Mc_2}{H_{lc}}$$

$$\text{Ecuación 7.3} \quad V_{pila} = VC_1 + VC_2$$

Dónde:

VC_0 : Demanda a corte de la columna

V_{pila} : Demanda a corte de la pila

$$VC_1 = \frac{181 Tf - m + 181 Tf - m}{7,25m}$$

$$VC_1 = 49,93 Tf$$

$$VC_2 = \frac{181 Tf - m + 181 Tf - m}{7,05m}$$

$$VC_2 = 51,35 Tf$$

$$V_{pila} = 49,93 Tf + 51,35 Tf = 101,27 Tf$$

5. Obtenida la demanda a corte de la pila se procede al cálculo de la fuerza axial producida por el sismo por medio de la ecuación 7.4.

$$\text{Ecuación 7.4} \quad \Delta p = \frac{(VC1 * Htc1) + (VC2 * Htc2) - M1 - M2}{Sp}$$

Dónde:

Δp : Fuerza axial producida por el sismo

$$\Delta p = \frac{(49,93 * 7,85) + (51,35 * 7,65) - 181 - 181}{6,75} = 62,63 Tf$$

6. Con la fuerza axial calculada Δp producida por el sismo, se inicia el proceso iterativo, utilizando las ecuaciones 7.5 y 7.6, se deberá sumar y/o restar la fuerza axial producida por el sismo a las fuerzas axiales generadas por carga permanente de la estructura. (Pg1 y Pg2).

$$\text{Ecuación 7.5} \quad P_{0+\Delta} = Pg_0 + \Delta p$$

$$\text{Ecuación 7.6} \quad P_{0-\Delta} = Pg_0 - \Delta p$$

$$A. Pg_{1+\Delta} = 188 Tf + 62,63 Tf = 250,63 Tf$$

$$B. Pg_{1-\Delta} = 188 Tf - 62,63 Tf = 125,37 Tf$$

$$C. Pg_{2+\Delta} = 188 Tf + 62,63 Tf = 250,63 Tf$$

$$D. Pg_{2-\Delta} = 188 Tf - 62,63 Tf = 125,37 Tf$$

7. Obtenidas las fuerzas axiales totales, se repite el proceso desde el paso # 2, y se obtienen nuevos valores de momentos y demanda a corte de la estructura, en caso que la demanda a corte de la pila respecto a la anterior demanda no varíe en un rango de 5%, se asumirán estas fuerzas axiales

totales como las definitivas. De existir una variación superior a la mencionada el proceso de iteración debe continuar, hasta hallar una variación menor al 5%.

$$M_{1+\Delta} = 181 Tf - m$$

$$M_{1-\Delta} = 179 Tf - m$$

$$M_{2+\Delta} = 181 Tf - m$$

$$M_{2-\Delta} = 179 Tf - m$$

$$VC_1 = \frac{181 Tf - m + 181 Tf - m}{7,25m} = 49,93 Tf$$

$$VC_2 = \frac{179 Tf - m + 179 Tf - m}{7,05m} = 50,78 Tf$$

$$Vpila = 49,93 Tf + 50,78 Tf = 100,72 Tf$$

La variación entre la demanda a corte final de la pila obtenida en el paso 7 no excedió el 5% de la demanda obtenida en el paso 4, por ende se toman los valores obtenidos en el paso 7.

8. Comparación de la demanda a corte obtenida del análisis con el espectro elástico (sin reducir) y la obtenida suponiendo la formación de rótulas plásticas según el procedimiento de la sección 7.2.2 de la división I-A de AASHTO 2002.

Dónde la demanda a corte obtenida del análisis con el espectro elástico (VCm_0) es:

$$VCm_1 = 181 Tf$$

$$VCm_2 = 181 Tf$$

Y la demanda a corte obtenida suponiendo la formación de rotulas plásticas es:

$$VC_1 = 49,93$$

$$VC_2 = 50,78$$

Por lo tanto se evidencia que:

$$VCm_1 > VC_1$$

$$VCm_2 > VC_2$$

Como la demanda obtenida por el análisis dinámico de la estructura es mayor que la calculada por los lineamientos de la sección 7.2.2 de la división I-A de AASHTO 2002, se selecciona la demanda a corte suponiendo rotulas plásticas.

9. Con los valores de fuerzas axiales totales obtenidos en columnas, se procede al cálculo del esfuerzo normal a compresión de dichos elementos, para determinar el aporte del concreto a la capacidad a corte.

A continuación se desarrolla la segunda etapa del proceso de cálculo correspondiente a la determinación de la capacidad.

10. Se identifica en plano los siguientes datos estructurales:

Diámetro de la Columna (B)= 70 cm

Diámetro del núcleo de concreto (Bn)= 60 cm

El Diámetro efectivo de la columna (De) está dado por la ecuación 7.7

Ecuación 7.7

$$De = 80\% * B$$

$$De = 0,80 * 70 = 56 \text{ cm}$$

11. Se calcula el área del núcleo de concreto de cada columna (A_n) por medio de la ecuación 7.8.

Ecuación 7.8

$$A_n = \Pi * \frac{Bn^2}{4}$$

$$A_n = \Pi * \frac{60^2}{4} = 2827,43 \text{ cm}^2$$

12. Se procede al cálculo del esfuerzo normal a compresión de cada columna (τ_0), tal como indican las ecuaciones 7.9 y 7.10.

Ecuación 7.9

$$\tau_{0-1} = \frac{(P_{0+\Delta})}{A_n}$$

Ecuación 7.10

$$\tau_{0-2} = \frac{(P_{0-\Delta})}{A_n}$$

$$\tau_{1-1} = \frac{250,63 * 1000}{2827,43} = 85,69 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\tau_{2-2} = \frac{125,37 * 1000}{2827,43} = 44,34 \frac{Kg}{cm^2}$$

13. Se toma el menor valor calculado, en este caso $44,34 \text{ Kg/cm}^2$, luego se compara con el valor de esfuerzo normal a compresión exigido por la división I-A de AASHTO 2002, establecido en la ecuación 7.11. Esto con la finalidad de calcular la capacidad a corte, que aportara el concreto en la columna.

Ecuación 7.11

$$\tau_c = 10\% F'c$$

Dónde $F'c = 375 \text{ Kg/cm}^2$

$$\tau_c = 375 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 0,1 = 37,5$$

$$44,34 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} > 37,5 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Debido a que el esfuerzo normal a compresión calculado es mayor al mínimo esfuerzo a compresión exigido por AASHTO 2002, se tomará la capacidad a corte total del concreto.

En caso que el $10\% F'c$ sea mayor a τ_0 se utilizara un porcentaje de la capacidad a corte del concreto, establecida en los lineamientos de la división I-A de AASHTO 2002 sección 7.2.2.

14. Se procede al cálculo de la capacidad a corte resistida por el concreto y acero respectivamente tal como lo indica las ecuaciones 7.12 y 7.13.

Ecuación 7.12

$$V_c = 0,53 * \sqrt{F'c} * B * D_e$$

Ecuación 7.13

$$V_s = \frac{F_y * A_v * D_e}{S_z}$$

Dónde:

V_c : Resistencia al corte del concreto.

V_s : Resistencia al corte del acero.

F_y : 3500 Kg/cm^2

Separación de zunchos (S_z)= 7 cm

Área de acero del refuerzo transversal (A_v)= $2,54 \text{ cm}^2$

$$V_c = 0,53 * \sqrt{375} * 70 * 56 = 40,23 Tf$$

$$V_s = \frac{3500 * 2,54 * 56}{7} = 71,12 Tf$$

15. Por medio de la ecuación 7.14 se obtiene la fuerza a corte total resistida por cada columna:

Ecuación 7.14

$$VT = V_c + V_s$$

Dónde:

VT: Corte total resistido por cada columna

$$VT = 40,23 Tf + 71,12 Tf = 111,35 Tf$$

16. Se calcula la relación demanda/capacidad de cada columna, donde el valor demanda está dado por los valores VC obtenidos en el paso 7 y el valor de capacidad está dado por VT, este último obtenido en el paso 15.

$$\frac{VC_1}{VT} = \frac{49,923 Tf}{111,35 Tf} = 0,45$$

$$\frac{VC_2}{VT} = \frac{50,78 Tf}{111,35 Tf} = 0,46$$

En esta ocasión las columnas si cumplen la relación demanda/capacidad de fuerza a corte.

7.3.2. Resultados de fuerzas de corte en las columnas (dirección transversal).

La tabla 7.10 muestra la comparación entre todas las demandas a corte obtenidas del análisis dinámico de la estructura y las demandas a corte calculadas asumiendo rotulas plásticas. La tabla 7.11 refleja los resultados de fuerza a corte tanto para demanda como capacidad (dirección transversal), de cada pila en estudio. Además de la relación demanda/capacidad de las mismas.

Tabla 7.18 Comparación entre demandas a cortes generadas por el programa de análisis estructural SAP 2000® y demandas a cortes calculadas asumiendo rotulas plásticas (dirección transversal). Fuente: Propia.

DEMANDA A CORTE DE LAS COLUMNAS (Tf)					
TRAMOS	ANÁLISIS		ROTULAS PLÁSTICAS		VALOR A USAR
	Vcm ₁	Vcm ₂	Vc ₁	Vc ₂	
20-02	234	234	66,71	68,12	ROTULAS PLÁSTICAS
20-03	181	181	49,93	50,78	ROTULAS PLÁSTICAS
20-04	88	88	36,41	37,78	ROTULAS PLÁSTICAS
21-02	187	204	25,52	24,78	ROTULAS PLÁSTICAS
21-03	138	160	16,7	16,96	ROTULAS PLÁSTICAS
21-04	74	88	30,59	28,3	ROTULAS PLÁSTICAS
22-02	94	123	27,97	26,2	ROTULAS PLÁSTICAS
22-03	106	140	24,58	22,84	ROTULAS PLÁSTICAS
22-04	136	182	26,08	23,69	ROTULAS PLÁSTICAS
23-02	96	123	26,71	24,13	ROTULAS PLÁSTICAS
23-03	188	240	31,16	27,62	ROTULAS PLÁSTICAS
23-04	110	140	23,65	22,19	ROTULAS PLÁSTICAS

Tabla 7.19 Fuerzas de corte en las columnas (dirección transversal) y relación demanda/capacidad. Fuente: Propia.

PILA	Fuerzas de Corte Generadas		Fuerzas de Cortes Resistidas			Relación D/C		CONDICIÓN
	VC ₁ (Tf)	VC ₂ (Tf)	Vc (Tf)	Vs (Tf)	VT (Tf)	VC ₁ / VT	VC ₂ / VT	
20-02	66,71	68,12	29,56	60,96	90,52	0,74	0,75	CUMPLE
20-03	49,93	50,78	40,23	71,12	111,35	0,45	0,46	CUMPLE
20-04	36,41	37,78	29,56	60,96	90,52	0,40	0,42	CUMPLE
21-02	25,52	24,78	29,56	60,96	90,52	0,27	0,27	CUMPLE
21-03	16,70	16,96	29,56	60,96	90,52	0,18	0,19	CUMPLE
21-04	30,59	28,30	29,56	60,96	90,52	0,31	0,31	CUMPLE
22-02	27,97	26,20	29,56	60,96	90,52	0,29	0,29	CUMPLE
22-03	24,58	22,84	29,56	60,96	90,52	0,25	0,25	CUMPLE
22-04	26,08	23,69	29,56	60,96	90,52	0,26	0,26	CUMPLE
23-02	26,71	24,13	29,56	60,96	90,52	0,27	0,27	CUMPLE
23-03	31,16	27,62	40,23	71,12	111,35	0,25	0,25	CUMPLE
23-04	23,65	22,19	29,56	60,96	90,52	0,25	0,25	CUMPLE

7.3.3 Cálculo tipo de las fuerzas de corte en columnas del tramo 20-03 (dirección longitudinal), suponiendo la formación de rótulas plásticas, según el procedimiento de la sección 7.2.2 de la división I-A de AASHTO 2002:

1. Obtención de las fuerzas axiales generadas por la combinación de carga que involucra el peso propio de la estructura y las fuerzas generadas por el sismo (con el espectro sin reducir), esta combinación se encuentra explicada en la sección 6.9.4, (resultados obtenidos del modelo matemático generado por el programa de análisis estructural SAP 2000®): por tratarse de un puente con un sistema multicolumnas (2 columnas) se obtienen igual número de fuerzas:

$$P1 = 417 Tf$$

$$P2 = 417 Tf$$

2. Obtenidas las fuerzas axiales se procede a la ubicación de los momentos plásticos generados en las columnas, los mismos se obtienen del diagrama de iteración de estas (resultados obtenidos del modelo matemático generado por el programa de análisis estructural SAP 2000®):

$$M1 = 180 Tf - m$$

$$M2 = 180 Tf - m$$

3. Se procede a la ubicación en planos de los siguientes datos:

Altura libre de columna (H_{lc_0}): Altura que comprende desde la base de la columna hasta el inicio del tablero.

$$H_{lc_1} = 7,25m$$

$$H_{lc_2} = 7,05m.$$

Altura total de columna (H_{tc_0}): Altura que comprende desde la base de la columna hasta el centroide del tablero.

$$H_{tc1} = 7,85 \text{ m}$$

$$H_{tc2} = 7,65 \text{ m}$$

Separación entre columnas (S_p): Separación existente entre columnas de la pila en estudio.

$$S_p = 6,75 \text{ m.}$$

4. Se procede al cálculo de la demanda a corte de la pila utilizando las ecuaciones 7.2 y 7.3 respectivamente.

$$VC_1 = \frac{180 Tf - m + 180 Tf - m}{7,25m}$$

$$VC_1 = 49,66 Tf$$

$$VC_2 = \frac{180 Tf - m + 180 Tf - m}{7,05m}$$

$$VC_2 = 51,06 Tf$$

$$V_{pila} = 100,72 Tf$$

5. Comparación de la demanda a corte obtenida del análisis con el espectro elástico (sin reducir) y la obtenida suponiendo la formación de rótulas plásticas según el procedimiento de la sección 7.2.2 de la división I-A de AASHTO 2002.

Dónde la demanda a corte obtenida del análisis con el espectro elástico (VCm_0) es:

$$VCm_1 = 199 Tf$$

$$VCm_2 = 199 Tf$$

Y la demanda obtenida suponiendo la formación de rotulas plásticas es:

$$VC_1 = 49,66 Tf$$

$$VC_2 = 51,06 Tf$$

Por lo tanto se evidencia que:

$$VCm_1 > VC_1$$

$$VCm_2 > VC_2$$

Como la demanda obtenida por el análisis dinámico de la estructura es mayor que la calculada por los lineamientos de la sección 7.2.2 de la división I-A de AASHTO 2002, se selecciona la demanda a corte suponiendo rotulas plásticas.

6. Con los valores de fuerzas axiales totales obtenidos en columnas, se procede al cálculo del esfuerzo normal a compresión de dichos elementos, para determinar el aporte del concreto a la capacidad a corte.

A continuación se desarrolla la segunda etapa del proceso de cálculo.

7. Se identifica en plano los siguientes datos estructurales:

Diámetro de la columna (B)= 70cm

Diámetro del núcleo de concreto (Bn)= 60 cm

8. Se calcula el área del núcleo de concreto de cada columna (An) por medio de la ecuación 7.8.

$$An = \Pi * \frac{60^2}{4} = 2827.43 \text{ cm}^2$$

9. Se procede al cálculo del esfuerzo normal a compresión de cada columna (τ_0), tal como indican la ecuación 7.15.

Ecuación 7.15

$$\tau_0 = \frac{(P_0)}{An}$$

$$\tau_1 = \frac{417 * 100}{2827,43} = 147,48 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_2 = \frac{417 * 100}{2827,43} = 147,48 \text{ Kg/cm}^2$$

10. Se toma el menor valor calculado, en este caso $147,48 \text{ Kg/cm}^2$, luego se compara con el valor de esfuerzo normal a compresión exigido por la división I-A de AASHTO 2002, establecido en la ecuación 7.15. Esto con la finalidad de calcular la capacidad a corte que aporta el concreto en la columna.

Dónde $F'c = 375 \text{ Kg/cm}^2$

$$10\% F'c = 375 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 0,1 = 37,5$$

$$147,48 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} > 37,5 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Debido a que el esfuerzo normal a compresión calculado es mayor al mínimo esfuerzo a compresión exigido por AASHTO 2002, se tomará la capacidad a corte total del concreto.

En caso que el $10\% F'c$ sea mayor a τ_0 se utilizara un porcentaje de la capacidad a corte del concreto, establecida en los lineamientos de la división I-A de AASHTO 2002 sección 7.2.2.

11. Se determina la capacidad a corte resistida por el concreto y acero respectivamente tal como lo indica las ecuaciones 7.12 y 7.13.

$$V_c = 0,53 * \sqrt{375} * 70 * 56 = 40,23 Tf$$

$$V_s = \frac{3500 * 2,54 * 56}{7} = 71,12 Tf$$

12. Por medio de la ecuación 7.14 se obtiene la fuerza a corte total resistida por cada columna:

$$VT = 40,23 Tf + 71,12 Tf = 111,35 Tf$$

13. Se calcula la relación demanda/capacidad de cada columna, donde el valor demanda está dado por los valores VC obtenidos en el paso 4 y el valor de capacidad está dado por VT obtenido en el paso 12.

$$\frac{VC_1}{VT} = \frac{33,66 Tf}{111,35 Tf} = 0,30$$

$$\frac{VC_2}{VT} = \frac{34,61 Tf}{111,35 Tf} = 0,31$$

En esta ocasión las columnas cumplen la relación demanda/capacidad.

7.3.4 Resultados de fuerzas de corte en las columnas (dirección longitudinal).

La tabla 7.12 muestra la comparación entre todas las demandas a corte obtenidas del análisis dinámico de la estructura y las demandas a corte calculadas asumiendo rotulas plásticas. La tabla 7.13 refleja los resultados de fuerza a corte tanto para demanda como capacidad (dirección longitudinal) de cada pila en estudio. Además de la relación demanda/capacidad de las mismas.

Tabla 7.20 Comparación entre demandas a cortes generadas por el programa de análisis estructural SAP 2000® y demandas a cortes calculadas asumiendo rotulas plásticas (dirección longitudinal).Fuente: Propia.

DEMANDA A CORTE DE LAS COLUMNAS (Tf)					
PILAS	ANÁLISIS		ROTULAS PLÁSTICAS		VALOR A USAR
	Vcm ₁	Vcm ₂	Vc ₁	Vc ₂	
20-02	206	206	63,71	64,64	ROTULAS PLÁSTICAS
20-03	199	199	49,66	51,06	ROTULAS PLÁSTICAS
20-04	105	105	37,1	37,36	ROTULAS PLÁSTICAS
21-02	164	179	26,87	26,09	ROTULAS PLÁSTICAS
21-03	151	175	20,3	19,57	ROTULAS PLÁSTICAS
21-04	89	105	31,62	29,25	ROTULAS PLÁSTICAS
22-02	104	139	29,62	27,75	ROTULAS PLÁSTICAS
22-03	110	145	27,33	25,39	ROTULAS PLÁSTICAS
22-04	122	165	28,8	26,16	ROTULAS PLÁSTICAS
23-02	100	129	28,29	25,55	ROTULAS PLÁSTICAS
23-03	192	248	36,81	34,56	ROTULAS PLÁSTICAS
23-04	107	136	26,28	24,66	ROTULAS PLÁSTICAS

Tabla 7.21 Fuerzas de corte en las columnas (dirección longitudinal) y relación demanda/capacidad. Fuente: Propia.

PILA	Fuerzas de Corte Generadas		Fuerzas de Cortes Resistidas			Relación D/C		CONDICIÓN
	VC ₁ (Tf)	VC ₂ (Tf)	Vc (Tf)	Vs (Tf)	VT (Tf)	VC ₁ / VT	VC ₂ / VT	
20-02	63,71	64,64	29,56	60,96	90,52	0,70	0,71	CUMPLE
20-03	49,66	51,06	40,23	71,12	111,35	0,45	0,46	CUMPLE
20-04	37,10	37,36	29,56	60,96	90,52	0,41	0,41	CUMPLE
21-02	26,87	26,09	29,56	60,96	90,52	0,30	0,29	CUMPLE
21-03	20,30	19,57	29,56	60,96	90,52	0,22	0,22	CUMPLE
21-04	31,62	29,25	29,56	60,96	90,52	0,35	0,32	CUMPLE
22-02	29,62	27,75	29,56	60,96	90,52	0,33	0,31	CUMPLE
22-03	27,33	25,39	29,56	60,96	90,52	0,30	0,28	CUMPLE
22-04	28,80	26,16	29,56	60,96	90,52	0,32	0,29	CUMPLE
23-02	28,29	25,55	29,56	60,96	90,52	0,31	0,28	CUMPLE
23-03	36,81	34,56	40,23	71,12	111,35	0,33	0,31	CUMPLE
23-04	26,28	24,66	29,56	60,96	90,52	0,29	0,27	CUMPLE

7.4 Refuerzo transversal de confinamiento en columnas

Para el refuerzo transversal en la zona de confinamiento de las columnas (donde se espera que ocurran las rótulas plásticas) se evaluará la cantidad o relación volumétrica.

El factor demanda/capacidad para la cantidad o relación volumétrica del refuerzo transversal, se obtendrá dividiendo el área o relación volumétrica requerida según la sección 7.6.2 (D) de la división I-A de AASHTO 2002, entre el área o relación volumétrica de refuerzo transversal que efectivamente hay en la columna evaluada.

Con las ecuaciones 7.16 y 7.17 obtenidas de la división I-A de AASHTO 2002 en la sección 7.6.2 (D), se da inicio al cálculo de la cantidad o relación volumétrica del refuerzo transversal

Ecuación 7.16

$$P_{sc} = 0,45 * \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) * \frac{F'_c}{F_y}$$

Ecuación 7.17

$$P_{sc} = 0,12 * \frac{F'_c}{F_y}$$

De ambas ecuaciones se debe tomar el mayor valor

Dónde:

Psc: Porcentaje de volumen de refuerzo en espiral de acero respecto al volumen total del núcleo de concreto.

Ag: Área gruesa de la sección circular de la columna.

Ac: Área del núcleo de la columna medida desde el exterior de la espiral del refuerzo transversal.

F'c: Resistencia nominal del concreto.

Fy: Resistencia nominal cedente del acero.

7.4.1 Cálculo tipo de la relación volumétrica requerida según la sección 7.6.2 (D) de la división I-A de AASHTO 2002 para la columna de 70 cm de diámetro.

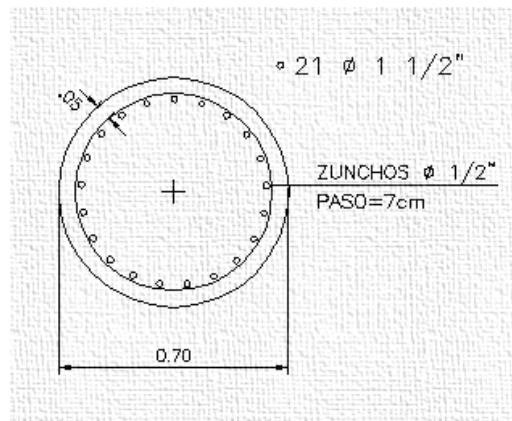


Imagen 7.14 Sección transversal de la columna 20-02. Fuente: Propia.

1. Cálculo del diámetro interno (D_i) desde el exterior de la espiral del refuerzo transversal:

Diámetro total= 70 cm

$$D_i = 70 - (10 - 2,54) = 62,54 \text{ cm}$$

2. Área gruesa de la sección circular de la columna.

$$A_g = \frac{\pi * 70^2}{4} = 3848,45 \text{ cm}^2$$

3. Área del núcleo de la columna medida desde el exterior de la espiral del refuerzo transversal.

$$A_c = \frac{\pi * 62.54^2}{4} = 3071,89 \text{ cm}^2$$

4. Porcentaje de volumen de refuerzo en espiral respecto al volumen total del núcleo de concreto, calculado por medio de las ecuaciones 7.16 y 7.17.

$f'_c = 375 \text{ Kg/cm}^2$

$f_y = 3500 \text{ Kg/cm}^2$

$$P_{sc1} = 0,45 * \left(\frac{3848,45}{3071,89} - 1 \right) * \frac{375}{3500} * 100 = 1,22 \%$$

$$P_{sc2} = 0,12 * \frac{375}{3500} * 100 = 1,29 \%$$

5. Seleccionando el valor P_{sc2} establecido por la sección 7.6.2(D) de la división I-A de AASHTO 2002, se obtiene que el porcentaje de volumen de refuerzo en espiral respecto al volumen total del núcleo de concreto debe ser igual o mayor que 1,29 %.

Se procederá al cálculo del porcentaje de refuerzo en espiral existente de la columna en estudio.

$D_i = 62,54 \text{ cm}$

$A_g = 3848,45 \text{ cm}^2$

$$A_c = 3071,89 \text{ cm}^2$$

Dz: Diámetro del zuncho

$$D_z = 1,27 \text{ cm}$$

Az: Área de la sección transversal del zuncho

$$A_z = 1,27 \text{ cm}^2$$

6. Cálculo del volumen de acero (V_a) de refuerzo para un perímetro de radio= 30 cm según la ecuación 7.18:

Ecuación 7.18

$$V_a = 2\pi R * A_z$$

$$V_a = 2\pi * 30 * 1,27 = 238,78 \text{ cm}^3$$

7. Cálculo del volumen de concreto para una altura h_0 , donde h_0 corresponde a la separación del refuerzo transversal del elemento. Para la columna en estudio la separación del zuncho es de 7 cm. Este procedimiento se realizará por medio de la ecuación 7.19.

Ecuación 7.19

$$V_{concreto} = A_g * h_0$$

$$V_{concreto} = 3848,45 * 7 = 26939,16 \text{ cm}^3$$

8. Cálculo del porcentaje del acero de refuerzo (P_{se}) respecto al volumen de concreto, este valor es el cociente entre el volumen de acero y el volumen de concreto:

$$P_{se} = \frac{238,78 \text{ cm}^3}{26939,16 \text{ cm}^3} * 100 = 0,89 \%$$

9. El proceso culmina con el cálculo de la relación demanda/capacidad, este valor se obtiene del cociente entre los resultados calculados por los lineamientos de

la división I-A de AASHTO 2002 y los valores existentes de la columna en estudio obtenidos en el paso 8.

$$\frac{P_{Sc}}{P_{Se}} = \frac{1,29}{0,89} = 1,45$$

$$1,45 > 1 \quad \text{No Cumple}$$

En la tabla 7.14, se presentan los resultados obtenido para los diámetros de columnas existentes en el tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23)”.

Tabla 7.22 Relación demanda/capacidad del refuerzo transversal de confinamiento en las columnas. Fuente: Propia.

DIAMETRO DE COLUMNA (cm)	F'c (kg/cm ²)	FY (kg/cm ²)	VOLUMEN DE ACERO (cm ³)	VOLUMEN DE CONCRETO (cm ³)	PSe (%)	PSc (%)	PSc/PSe	CONDICIÓN
60,00	375,00	3500,00	198,98	19792,03	1,01	1,47	1,46	NO CUMPLE
70,00	375,00	3500,00	238,78	26939,16	0,89	1,22	1,45	NO CUMPLE

El porcentaje de refuerzo en espiral respecto al volumen total del núcleo de concreto es insuficiente en las 2 secciones de columnas que conforman el tramo en estudio. Lo que indica que la separación del refuerzo transversal y/o el diámetro utilizado de éste es insuficiente.

7.5 Anclaje del refuerzo longitudinal en las columnas

La demanda de anclaje del refuerzo longitudinal de las columnas serán las requeridas según AASHTO 2002 y se presentan a continuación en las ecuaciones 7.20 y 7.21 para barras # 11 o menores:

- Barras sin gancho estándar (Capitel):

Ecuación 7.20

$$L_{dc} = \frac{0,06 \cdot A_b \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0,006 \cdot D_b \cdot f_y \geq 30 \text{ cm}$$

Barras con gancho estándar (Cabezal):

Ecuación 7.21

$$L_{dc} = \frac{0,075 \cdot D_b \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 8 \cdot D_b \geq 15 \text{ cm}$$

Dónde:

L_{dc}: Longitud de desarrollo calculada

A_b: Área de la barra

D_b: Diámetro de la barra

Para el caso del tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23)” se realizarán dos comparaciones, en la viga capitel y en el cabezal de la columna, para ambos casos utilizando la cabilla de mayor diámetro (Ø 1 1/2’’).

Cálculo de longitud de desarrollo para la viga capitel (barras sin gancho estándar) basado en la ecuación 7.20:

$$D_b = 3,81 \text{ cm}$$

$$A_b = 11,4 \text{ cm}^2$$

$$f'_c = 375 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 3500 \text{ Kg/cm}^2$$

L_{de}: Longitud de desarrollo existente

$$L_{de} = 1,10 \text{ m}$$

$$L_{dc} = \frac{0,06 \cdot 11,4 \cdot 3500}{\sqrt{375}} \geq 0,006 \cdot 3,81 \cdot 3500 \geq 30 \text{ cm}$$

$$Ldc = 123,63 \text{ cm} \geq 80,01 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

Cálculo de la relación demanda/capacidad, donde la demanda está dada por el valor Ldc y la capacidad está dada por Lde.

$$\frac{Ldc}{Lde} = \frac{123,63 \text{ cm}}{110 \text{ cm}} = 1,12 \text{ No cumple}$$

Cálculo de longitud de desarrollo para el cabezal de la columna, utilizando la ecuación 7.21 (barras con gancho estándar):

$$Ldc = \frac{0,075 * 3,81 * 3500}{\sqrt{375}} \geq 8 * 3,81 \geq 15 \text{ cm}$$

$$Lde = 51,65 \text{ cm} \geq 30,48 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm}$$

Longitud de desarrollo real= 110 cm

Cálculo de la relación demanda/capacidad, donde la demanda está dada por el valor Ldc y la capacidad está dada por Lde.

$$\frac{Ldc}{Lde} = \frac{51,65 \text{ cm}}{110 \text{ cm}} = 0,47 \text{ cm Cumple}$$

CAPITULO VIII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se ha constatado la vulnerabilidad del tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23) a través de las siguientes verificaciones:

- 1) Relación demanda/capacidad en columnas sometidas a flexocompresión
- 2) Longitudes de apoyo y juntas de expansión
- 3) Fuerzas de corte en columnas
- 4) Refuerzo transversal del confinamiento en columnas
- 5) Anclaje del refuerzo longitudinal en columnas

La verificación de la relación demanda/capacidad en columnas sometidas a flexocompresión dio resultados muy desfavorables, entre los más alarmantes se encuentra la sollicitación por sismo de la pila 21-03, su columna izquierda presenta una relación de 17,82 y la derecha de 15,23., en otras palabras necesita entre 17 y 15 veces la capacidad que actualmente poseen las columnas ante una demanda sísmica como la inducida en el modelo matemático, con un periodo de retorno de 1000 años. En cuanto las demás columnas en estudio, varían en un rango entre 4 y 11 veces su relación demanda/capacidad.

Con respecto a las longitudes de apoyo y juntas de expansión se encontraron valores de relación demanda/capacidad por encima del máximo valor 1, éstas variaron entre 1,40-1,50, dejando en evidencia que se necesita por lo mínimo un 40% más de longitud de apoyo para dichas juntas. Este parámetro tampoco cumple con lo establecido por la norma AASTHO 2002, en ninguno de los tramos evaluados.

El tercer parámetro calculado corresponde a las fuerzas de corte en columnas establecido por la AASTHO 2002, en este cálculo se obtuvieron resultados

favorables, cada una de las relaciones demanda/capacidad se mantuvieron por debajo de la unidad en la estructura tanto en la dirección longitudinal como transversal, siendo las más desfavorables la pila 20-02 en sus dos direcciones, sus relaciones variaron entre 0,70-0,80, lo que es aceptable al momento de la sollicitación por sismo.

El cuarto parámetro verificado fue el refuerzo transversal de confinamiento en columnas. El porcentaje de refuerzo en espiral respecto al volumen total del núcleo de concreto es insuficiente en las 2 secciones de columnas. Lo que indica que la separación del refuerzo transversal y el diámetro utilizado son deficientes.

La última verificación realizada, fue el anclaje del refuerzo longitudinal en columnas, dicho cálculo se realizó para la viga capitel y el cabezal de la estructura. En lo concerniente a la viga capitel, el anclaje tiene un valor demanda/capacidad de 12% por encima del valor límite 1. En contraparte se observó que la relación demanda/capacidad del cabezal el anclaje no superó el 50 % de lo requerido.

Al culminar cada uno de las verificaciones planteadas, se pudo constatar la debilidad de dichos elementos estructurales, al fallar en 4 de los 5 aspectos verificados. Como se comentó en un principio el sistema de pilas es el elemento más sollicitado en la estructura, al fallar ésta, la estructura deja de ser apta para su uso. Aunado a esto la longitud de apoyo al ser menor que la exigida, puede generar un colapso del tablero sin necesidad que fallen las columnas, siendo más propenso ante un evento sísmico.

Por lo expuesto anteriormente y a lo largo de toda la investigación, se afirmó que los puentes en Venezuela, específicamente la ciudad capital son vulnerables al colapsó ante terremotos de gran magnitud. Es por ello que se desea plantear algunas recomendaciones las cuales podrían mejorar la vida útil de los puentes ya construidos en la ciudad.

- 1) En primera instancia es necesario seguir con esta línea de investigación desarrollada por FUNVISIS, ello debido a que el trabajo está limitado al estudio detallado del tramo elevado “Autopista Valle-Coche, rampa El Pulpo (tramos 20-23)” y en la Ciudad Capital existe una variedad de puentes que pueden ser sometidos a un estudio de vulnerabilidad, por presentar características similares al tramo estudiado.
- 2) Se recomienda reforzar el sistema de pilas, aumentando la sección y el refuerzo longitudinal y transversal de las columnas. Esto puede mejorar la resistencia a compresión y corte del sistema, además de dar ductilidad a la estructura.
- 3) Se recomienda reforzar los puentes con dispositivos para restringir los desplazamientos horizontales, que impidan el colapso de los tableros y aporten rigidez a la estructura. Alternativamente aumentar la longitud de apoyo en las pilas para evitar que el mismo ceda y colapse.
- 4) Con respecto a los apoyos de las juntas se debería revisar el estado de deterioro de las almohadillas de neopreno, ya que las mismas pudiesen estar deterioradas por el tiempo de uso; estos dispositivos permiten los movimientos por retracción, flujo plástico y cambios de temperatura.
- 5) Se debe considerar que cada uno de los parámetros expuestos en esta investigación deben ser tomados en cuentas a la hora de iniciar un nuevo proyecto en construcciones futuras. El conocimiento sobre puentes se está incrementando cada día y es por ello que se deben mejorar las construcciones por venir.

Referencias

- AASHTO (2002). *Standard Specifications for Highway Bridge*. 17th Edition. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, D.C., USA.
- ACI (2005). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary*. American Concrete Institute. Michigan, USA.
- Arnal, E., (2000). *Lecciones de puentes*. Caracas: Universidad Central de Venezuela.
- Cernuda O. (2005) California recrea por ordenador como sería el Big Une. *Diario el Mundo* (Diario en línea). Disponible en: <http://www.elmundo.es/elmundo/2005/05/26/ciencia/1117100034.html> (consulta: 2012, Diciembre 1).
- Córdova C. (2011). *Daños producidos en puentes y estructuras por el terremoto del 27 de febrero de 2010 en Chile*. Santiago. Editorial Maval.
- COVENIN (2001). *Edificaciones Sismorresistentes (COVENIN 1756:2001)*. Comisión Venezolana de Normas Industriales, FONDONORMA, Ministerio de Ciencia y Tecnología, Ministerio de Infraestructura, FUNVISIS. Caracas.
- De Gouveia, G; y López, O., (2012). *Criterios de Análisis y Evaluación Sismorresistente de Puentes Lineamientos Generales*, FUNVISIS. Trabajo no publicado.
- De Gouveia, G., (2011), *Índice de priorización de puentes de la ciudad de Caracas*, Caracas: FUNVISIS. Trabajo no publicado.
- FEMA (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 356)*. American Society of Civil Engineers, Federal Emergency Management Agency. USA.

- FUNVISIS (2009). Proyecto de Microzonificación Sísmica en las Ciudades Caracas y Barquisimeto (FONACIT 200400738) - Informe Técnico Final. Volumen 1 Caracas (FUN-035-a, 2007). Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas. Caracas.
- García L., (1998). Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico, Bogotá: Universidad de los Andes.
- Grases, J., (1994). Amenazas Naturales: Terremotos, Maremotos, Huracanes, Caracas: Graficas Monfort, .
- Instituto del patrimonio cultural de Venezuela (2007). Catálogo del Patrimonio Cultural Venezolano 2004-2007, Caracas, Editorial: Ministerio del Poder Popular para la Cultura.
- Lobo (1987). Norma Venezolana para el diseño sismorresistente de Puentes (Propuesta). Caracas, Ministerio de transporte y comunicaciones. Trabajo no publicado.
- Moroni M. (2012). Mw=8.8: Terremoto en Chile, 27 de febrero 2010. Santiago; Editorial Maval.
- Rivera D. (2007). Evaluación simplificada de la vulnerabilidad sísmica de puentes urbanos. Ciudad de México. Centro Nacional de Prevención de desastre.
- Sanmartin A. (1983). Calculo de estructuras de puentes de hormigón. Madrid; Editorial Rueda.
- Sauter F. (1993). Consideraciones prioritaria en el diseño sismoresistente de puentes. Mérida: Memorias del VIII seminario latinoamericano de ingeniería sismoresistente 5-8 de julio Mérida Venezuela 1993

ANEXO 1
PLANILLAS DE INSPECCIÓN

PLANILLA DE INSPECCIÓN DE PUENTES

(Características Sismorresistentes)

1. Datos Generales de la Inspección

1.1 Fecha: 23-01-2012 1.2 Hora inicio: 10:23 AM 1.3 Hora culminación: 12:05 PM 1.4 Código: _____

2. Datos de los Participantes

Función	Nombre y Apellido	Teléfono	Correo Electrónico
2.1 Inspector	<u>RAYMONDO DUQUE / JASON MONTANO</u>	<u>0412-342-85-65</u> <u>0426-430-09-10</u>	<u>RAYMONDUQUE01@GMAIL.COM</u>
2.2 Revisor	<u>GILBERTO DE-EDUVEIA</u>	<u>0426-519-62-79</u>	<u>GILBERTO DE EDUVEIA@HOTMAIL.COM</u>
2.3 Supervisor	<u>OSCAR LOPEZ</u>	<u>0212-605-17-58</u>	<u>OALSFO@YAHOO.COM.</u>

3. Datos Generales y Ubicación del Conjunto

3.1 Nombre del Puente, Distribuidor o Autopista: AUTOPISTA VALLE-COCHÉ UCV
 3.2 Función vial: Puente Tramo elevado Distribuidor 3.3 Estado: DTO. CAPITAL 3.4 Ciudad: CARACAS
 3.5 Municipio: LIBERTADOR 3.6 Parroquia: SAN PEDRO 3.7 Urb., Sector, Barrio: UCV.

4. Identificación de la Rampa o Puente Individual

4.1 Nombre o identificación de sentidos: RANPA EL PULPO-EL VALLE (TRAMOS 20 AL 23)
 4.2.1 Nombre de vía sobre el puente: AUTOPISTA VALLE-COCHÉ 4.2.2 Tipo: Autopista Calle o Avenida
 4.3.1 Nombres de vías, ríos u otros elementos bajo el puente: PETA (PLANTA EXP. DE TRATAMIENTO DE AGUA)
 4.3.2 Tipos de elementos bajo el puente: Autopista Calle o Avenida Río Edificación Inst. importante Otros
 4.4.1 ¿El puente da acceso a inst. importante?: SI NO 4.4.2 Nombre de inst. importante: _____
 4.5.1 Coord. P.I. N-S: 10° 29' 19,07" (N) 4.5.2 Coord. P.I. E-O: 66° 53' 12" (W) PE
 4.6.1 Coord. P.F. N-S: 10 29' 16,16" (N) 4.6.2 Coord. P.F. E-O: 66° 53' 14,73" (W) PE.

5. Año de Construcción

5.1 Año: 1956 ~ 1960 5.2 Fuente: SIDETUR (ACERO AL DÍA N° 130) / GRASES 2010
 5.3 Epoca: Antes de 1968 Entre 1968 y 1985 Entre 1986 y 1998 Después de 1998

6. Condición del Terreno

6.1 Ubicación: En planicie o la mitad inferior de una ladera En la mitad superior de una ladera o en la cima de una ladera
 6.2 Pendiente máxima de la ladera: Menor a 20° (36%) Mayor a 20° (36%)
 6.3 Susceptibilidad de licuación del suelo: Baja Moderada Alta No se conoce

7. Características Geométricas y Estructurales

7.1 Longitud del puente: 290 (m) 7.2 Ancho del puente: 13,70-11,65 7.3 Número de tramos: 16
 7.4 Luz máxima: 18 (m) 7.5 Altura máxima de pilas: 7,20 (m) 7.6 Nro de juntas en la losa del tablero: 8
 7.7 ¿Relación L de tramos adyacentes mayor a 2?: SI NO 7.8 ¿Relación H de pilas adyacentes mayor a 2?: SI NO
 7.9 Alineamiento del puente: Recto Curvo 7.10 Angulo subtendido: 64° (APROX) 7.11 Esviaje del puente: "0"
 7.12 Continuidad de la estructura: Tableros simplemente apoyados Tableros continuos Estructura totalmente continua
 7.13 Tipo de superestructura: MACIZ: Losa maciza de concreto VCON: Losa sobre vigas de concreto
 VPRE: Losa sobre vigas prefabricadas de concreto YCAJC: Losa sobre viga cajón de concreto ACA: Arco de concreto
 PMET: Losa sobre perfiles metálicos VARM: Losa sobre vigas de acero armadas YCAJM: Losa sobre viga cajón metálica
 AMI: Armadura metálica con arriostamiento inferior AMS: Armadura metálica con arriostamiento superior AAC: Arco de acero
 COLG: Puente colgante ATIR: Puente atirantado MAMP: Puente de mampostería PERG: Puente tipo pérgola
 OTRO - Indique: _____
 7.14.1 Tipo de pilas. Material: Concreto Acero Otro. Indique: _____
 7.14.2 Tipo de pilas. Geometría: Pilas monocolumnas Pilas multicolumnas Pilas de muros Solo estribos
 Otro. Indique: _____ 7.14.3 ¿Alguna de las pilas es de tipo pérgola?: SI NO

7. Características Geométricas y Estructurales (Continuación)

- 7.15 ¿Las pilas tienen topes laterales en el capitel?: SI NO SOLO ALGUNAS
- 7.16 ¿El tablero posee vigas individuales y esta soportado por columnas o pedestales individuales sin capitel?: SI NO
- 7.17 ¿El tablero posee 2 ó 3 vigas individuales y la viga exterior esta cerca del borde lateral del apoyo?: SI NO
- 7.18 Nro de discontinuidades en la superestructura: 5 7.19 Longitud de apoyo típica en las juntas: 38 cm
- 7.20.1 ¿La estructura del puente esta vinculada horizontalmente a otras estructuras?: SI NO (Señale las estructuras en los croquis)
- 7.20.2 Nombre de estructuras vinculadas horizontalmente: DISTRIBUIDOR "EL PULPO" / TRAMO 24
- 7.21.1 ¿La estructura del puente esta vinculada verticalmente a otras estructuras?: SI NO (Señale las estructuras en los croquis)
- 7.21.2 Nombre de estructuras vinculadas verticalmente: NO POSEE.

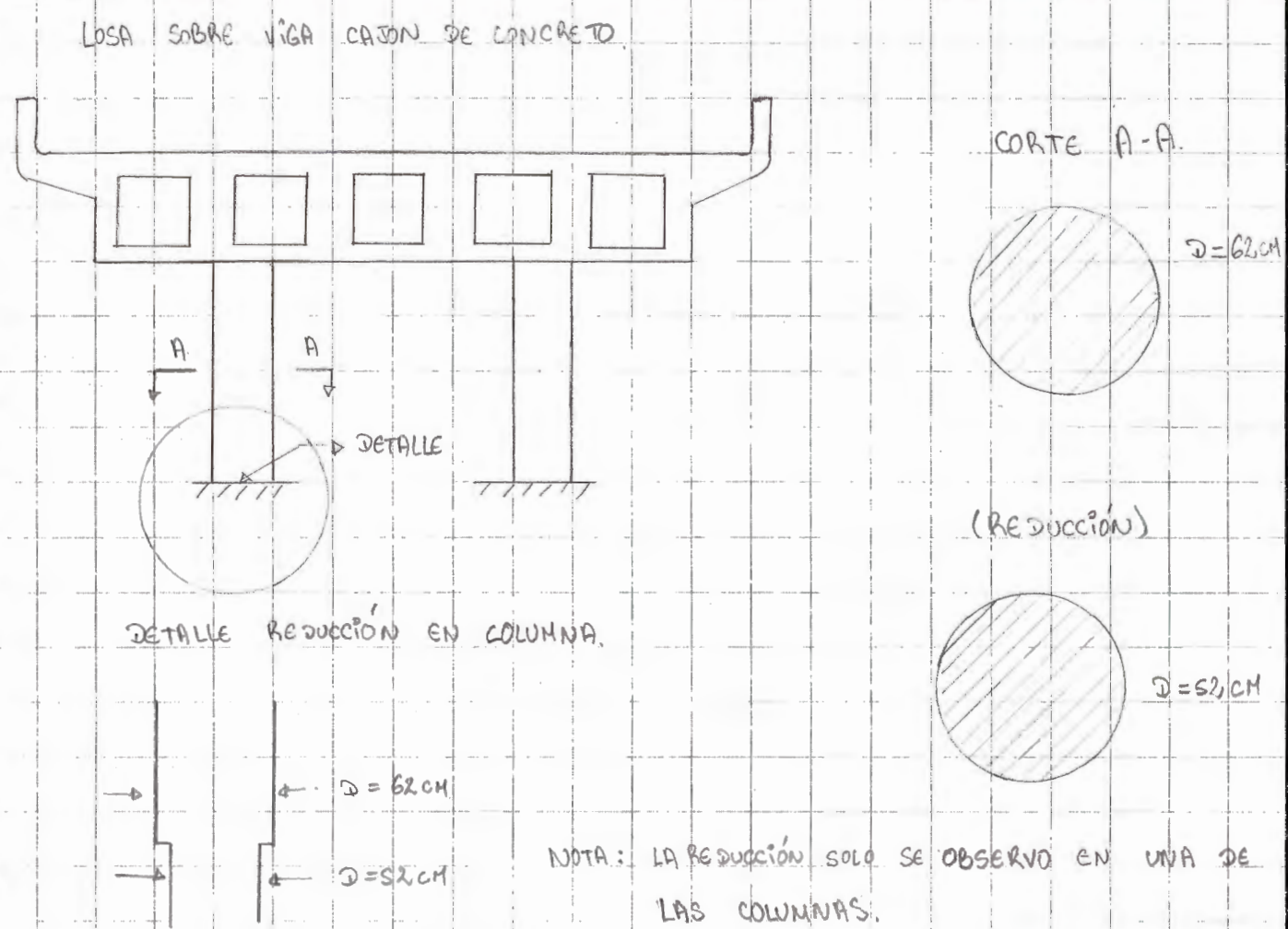
8. Daños Observados y Estado General de Mantenimiento del Puente

- 8.1 ¿Existen daños severos en pilas y/o estribos?: SI NO
- 8.2 ¿Existen problemas de socavacion?: SI NO
- 8.3 ¿Existen daños severos en la superestructura?: SI NO
- 8.4 Descripción de daños observados y estado de mantenimiento:
Se observaron fisuras en la estructural, aunque no afectan mucho a los mismos desde el punto de vista Sismo-Resistente

9. Observaciones Adicionales

Se observo una reducción del ϕ de las columnas, bastante desfavorable en las estructuras para crear una rotula

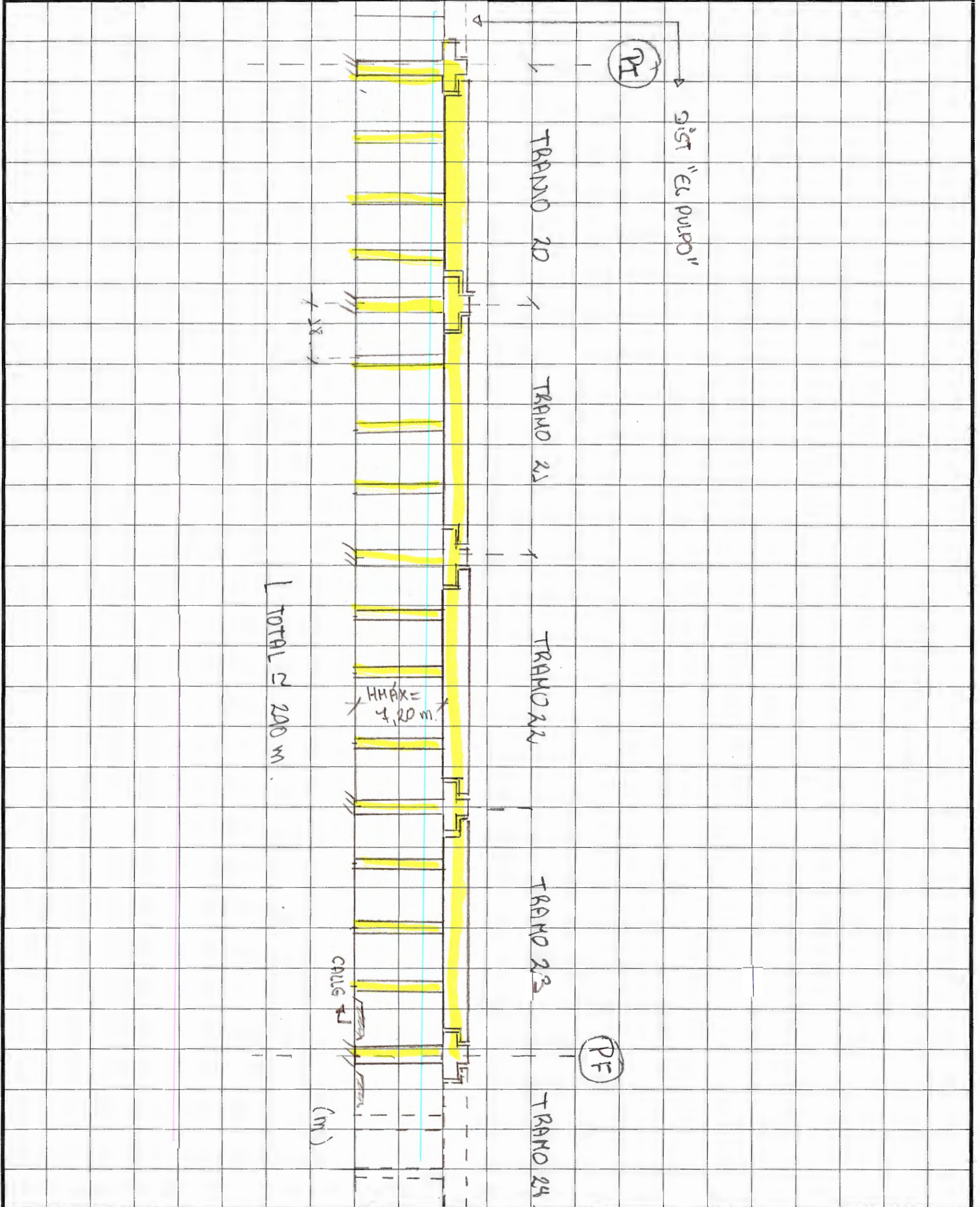
10. Croquis - Secciones Transversales Típicas de Pilas y Tableros



11. Croquis - Planta de Ubicación del Puente



12. Croquis - Perfil Longitudinal del Puente



PLANILLA DE INSPECCIÓN DE PUENTES (Características Sismorresistentes)

1. Datos Generales de la Inspección

1.1 Fecha: 15/02/13 1.2 Hora inicio: 9:00am 1.3 Hora culminación: 12:00pm 1.4 Código: _____

2. Datos de los Participantes

Función	Nombre y Apellido	Teléfono	Correo Electrónico
2.1 Inspector	<u>Jason Montañó / Raymond Duque</u>	<u>0424.219.2481</u> <u>0416-931.76.56</u>	<u>Jason.081@hotmail.com</u> <u>raymondquero01@gmail.com</u>
2.2 Revisor	<u>Gilberto de Gouveia</u>	<u>0426-519.62.79</u>	<u>gilbertodegouveia@hotmail.com</u>
2.3 Supervisor	<u>Cesar Andres Lopez</u>	<u>0212-605.17.56</u>	<u>Calsf@yahoo.com</u>

3. Datos Generales y Ubicación del Conjunto

3.1 Nombre del Puente, Distribuidor o Autopista: Autopista Trados del Este - Las Mercedes (Vía Cruz II)
 3.2 Función vial: Puente Tramo elevado Distribuidor 3.3 Estado: Meranda 3.4 Ciudad: Caracas
 3.5 Municipio: Baruta 3.6 Parroquia: Baruta 3.7 Urb., Sector, Barrio: Las Mercedes

4. Identificación de la Rampa o Puente Individual

4.1 Nombre o identificación de sentidos: Puente Pasco Enrique Eraso
 4.2.1 Nombre de vía sobre el puente: Autopista Trados del Este 4.2.2 Tipo: Autopista Calle o Avenida
 4.3.1 Nombres de vías, ríos u otros elementos bajo el puente: Pasco Enrique Eraso
 4.3.2 Tipos de elementos bajo el puente: Autopista Calle o Avenida Río Edificación Inst. importante Otros
 4.4.1 ¿El puente da acceso a inst. importante?: SI NO 4.4.2 Nombre de inst. importante: _____
 4.5.1 Coord. P.I. N-S: N 10,47406° 4.5.2 Coord. P.I. E-O: 0 66,85981°
 4.6.1 Coord. P.F. N-S: N 10,47865° 4.6.2 Coord. P.F. E-O: 0 66,85558°

5. Año de Construcción

5.1 Año: 1970 - 1972 5.2 Fuente: Placa informativa en sitio / Indices (www.INDRECAR.VE)
 5.3 Epoca: Antes de 1968 Entre 1968 y 1985 Entre 1986 y 1998 Después de 1998

6. Condición del Terreno

6.1 Ubicación: En planicie o la mitad inferior de una ladera En la mitad superior de una ladera o en la cima de una ladera
 6.2 Pendiente máxima de la ladera: Menor a 20° (36%) Mayor a 20° (36%)
 6.3 Susceptibilidad de licuación del suelo: Baja Moderada Alta No se conoce

7. Características Geométricas y Estructurales

7.1 Longitud del puente: 782 m. 7.2 Ancho del puente: 26,4 m. 7.3 Número de tramos: 24
 7.4 Luz máxima: 30,5 m 7.5 Altura máxima de pilas: 8,5 m. 7.6 Nro de juntas en la losa del tablero: 48
 7.7 ¿Relación L de tramos adyacentes mayor a 2?: SI NO 7.8 ¿Relación H de pilas adyacentes mayor a 2?: SI NO
 7.9 Alineamiento del puente: Recto Curvo 7.10 Angulo subtendido: 60° 7.11 Esviaje del puente: 0°
 7.12 Continuidad de la estructura: Tableros simplemente apoyados Tableros continuos Estructura totalmente continua
 7.13 Tipo de superestructura: MACIZ: Losa maciza de concreto VCON: Losa sobre vigas de concreto
 VPRE: Losa sobre vigas prefabricadas de concreto VCAJC: Losa sobre viga cajón de concreto ACA: Arco de concreto
 PMET: Losa sobre perfiles metálicos VARM: Losa sobre vigas de acero armadas VCAJM: Losa sobre viga cajón metálica
 AMI: Armadura metálica con arriostamiento inferior AMS: Armadura metálica con arriostamiento superior AAC: Arco de acero
 COLG: Puente colgante ATIR: Puente atirantado MAMP: Puente de mampostería PERG: Puente tipo pérgola
 OTRO - Indique: _____
 7.14.1 Tipo de pilas. Material: Concreto Acero Otro. Indique: _____
 7.14.2 Tipo de pilas. Geometría: Pilas monocolumnas Pilas multicolumnas Pilas de muros Solo estribos
 Otro. Indique: _____ 7.14.3 ¿Alguna de las pilas es de tipo pérgola?: SI NO

7. Características Geométricas y Estructurales (Continuacion)

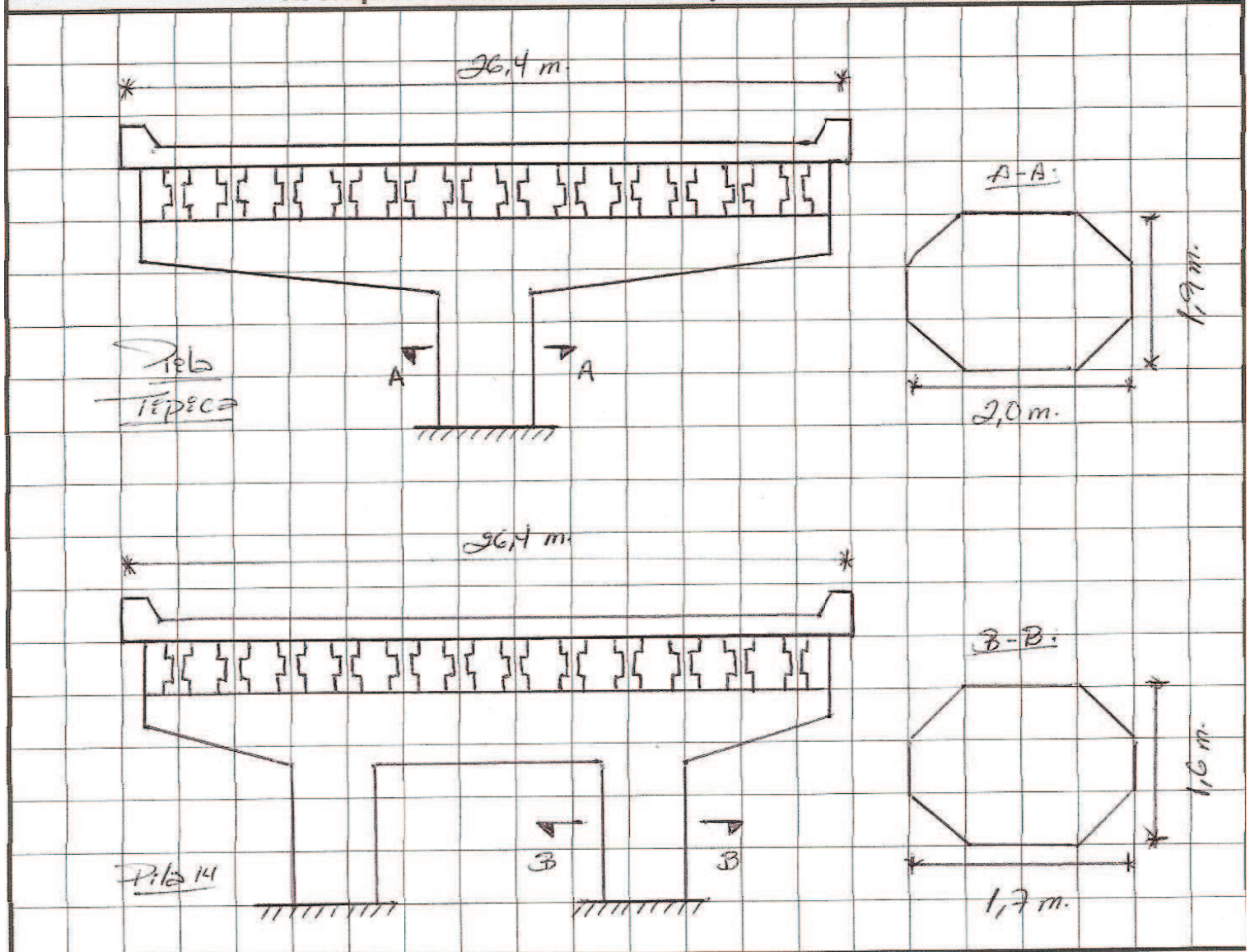
- 7.15 ¿Las pías tienen topes laterales en el capitel? SI NO SOLO ALGUNAS
- 7.16 ¿El tablero posee vigas individuales y esta soportado por columnas o pedestales individuales sin capitel? SI NO
- 7.17 ¿El tablero posee 2 ó 3 vigas individuales y la viga exterior esta cerca del borde lateral del apoyo? SI NO
- 7.18 Nro de discontinuidades en la superestructura: 25 7.19 Longitud de apoyo típica en las juntas: 39 cm.
- 7.20.1 ¿La estructura del puente esta vinculada horizontalmente a otras estructuras? SI NO (Señale las estructuras en los croquis)
- 7.20.2 Nombre de estructuras vinculadas horizontalmente: _____
- 7.21.1 ¿La estructura del puente esta vinculada verticalmente a otras estructuras? SI NO (Señale las estructuras en los croquis)
- 7.21.2 Nombre de estructuras vinculadas verticalmente: _____

8. Daños Observados y Estado General de Mantenimiento del Puente

- 8.1 ¿Existen daños severos en pías y/o estribos? SI NO 8.2 ¿Existen problemas de socavacion? SI NO
- 8.3 ¿Existen daños severos en la superestructura? SI NO 8.4 Descripción de daños observados y estado de mantenimiento:
- Solamente se observó una torzura a un lado del separador de las vigas en el apoyo del estribo Sur.

9. Observaciones Adicionales

10. Croquis - Secciones Transversales Típicas de Pías y Tableros

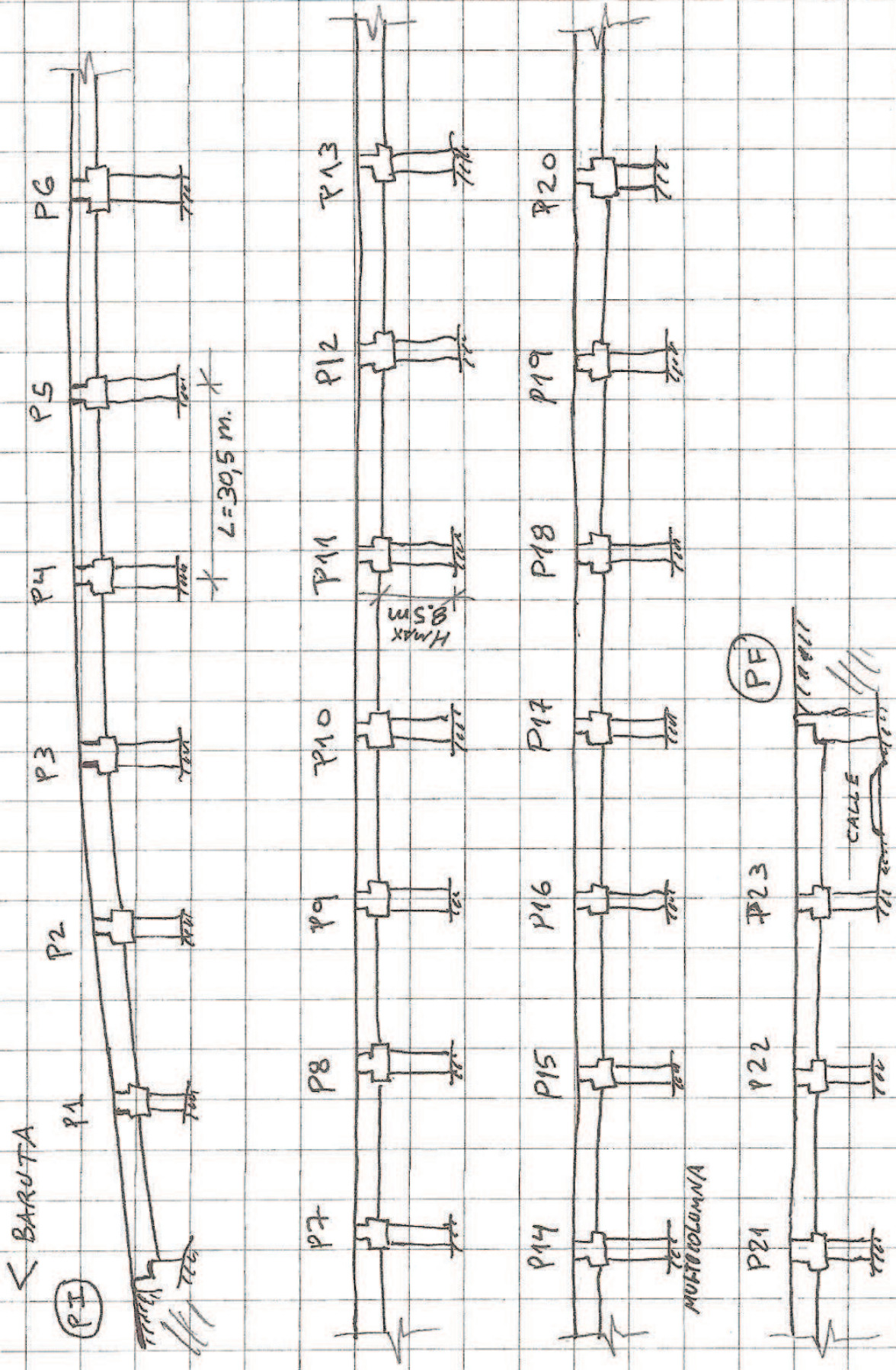


11. Croquis - Planta de Ubicación del Puente





12. Croquis - Perfil Longitudinal del Puente



ANEXO 2
DETECCIÓN DE METALES

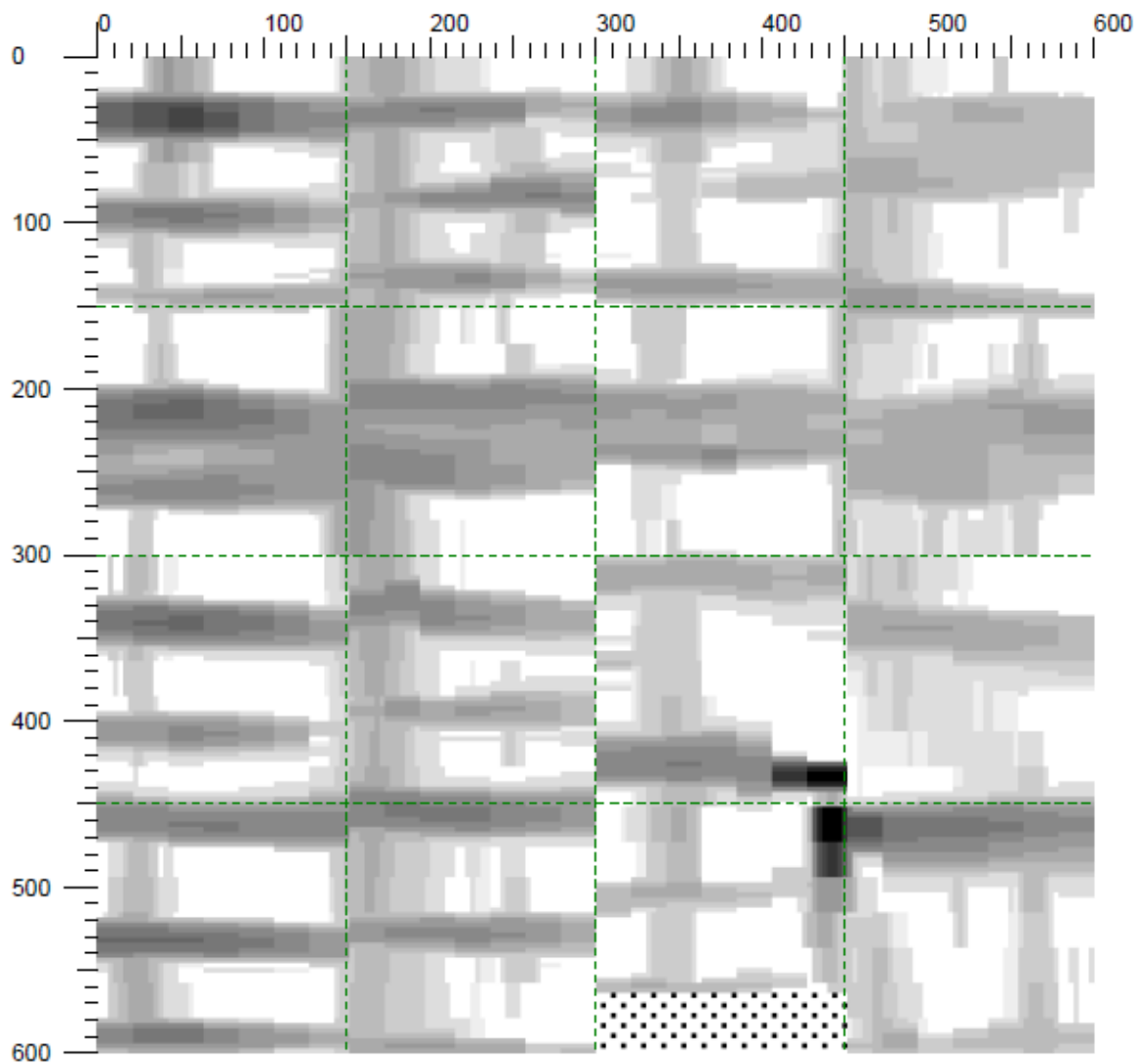
Pila 20-02 Columna Izquierda

Imagen 1/3

Operador : Andrés Paredes IMME

Fecha: 13/07/2012

(mm)



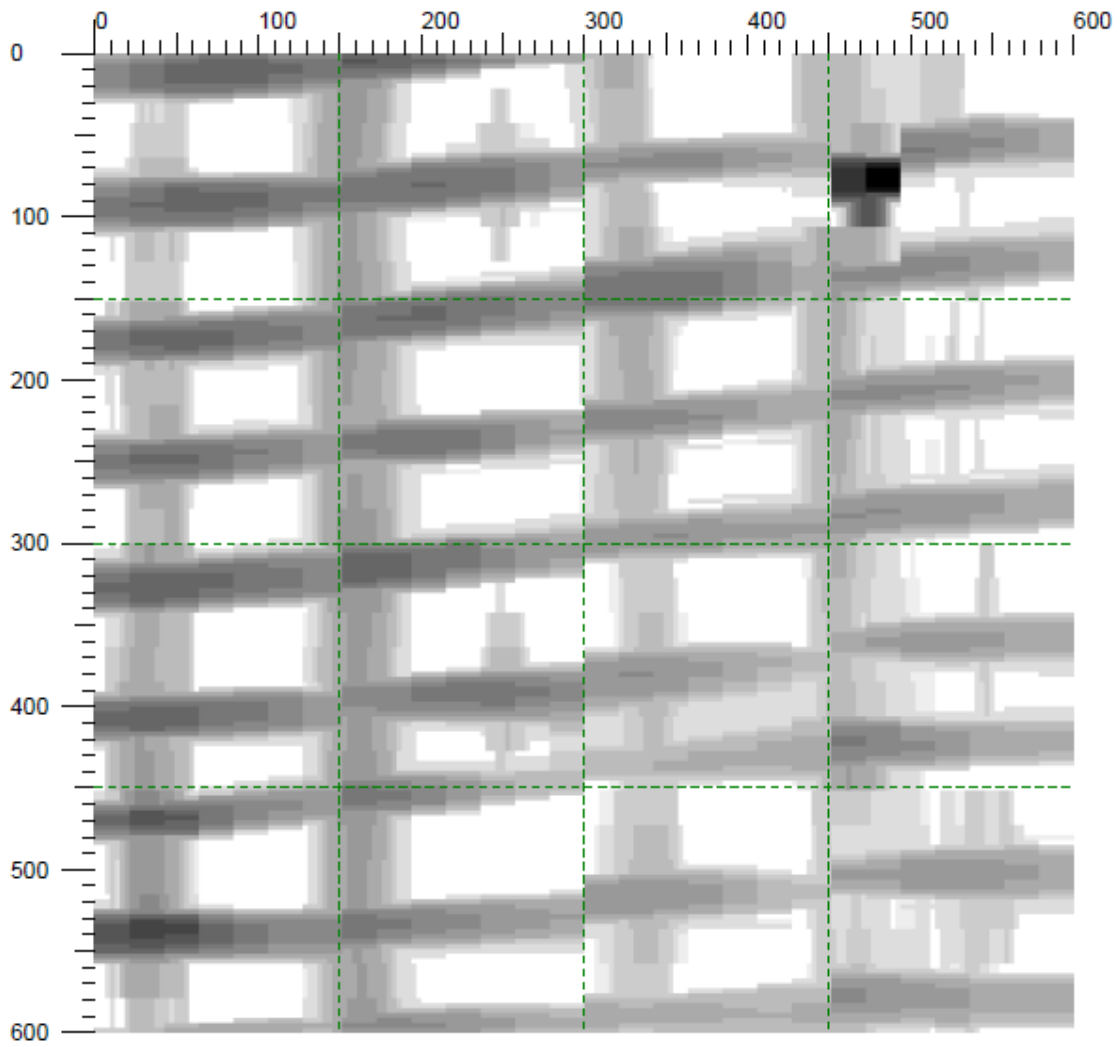
Pila 20-02 Columna Izquierda

Imagen 2/3

Operador : Andrés Paredes IMME

Fecha: 13/07/2012

(mm)



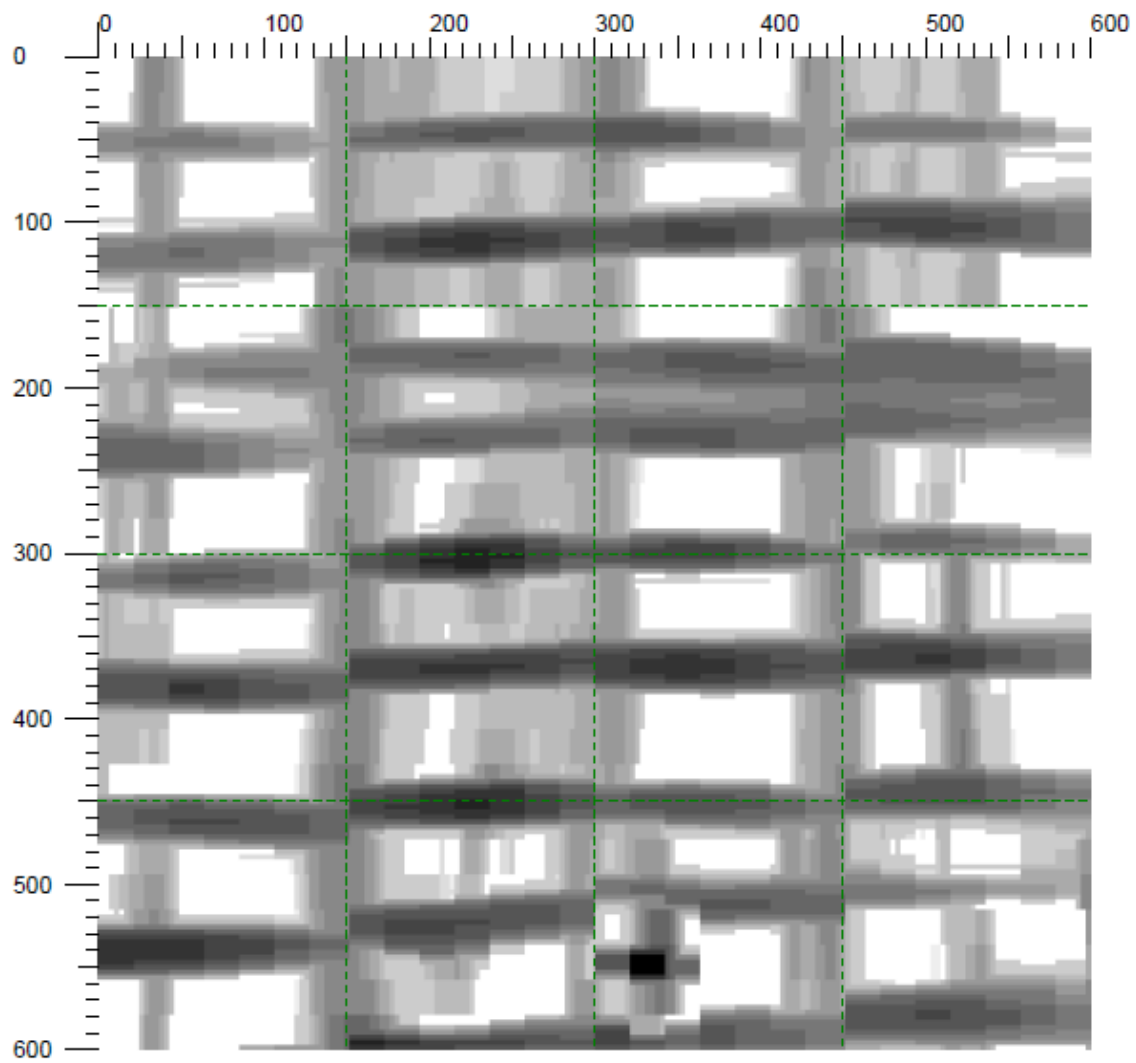
Pila 20-02 Columna Izquierda

Imagen 3/3

Operador: Andrés Paredes IMME

Fecha: 13/07/2012

(mm)



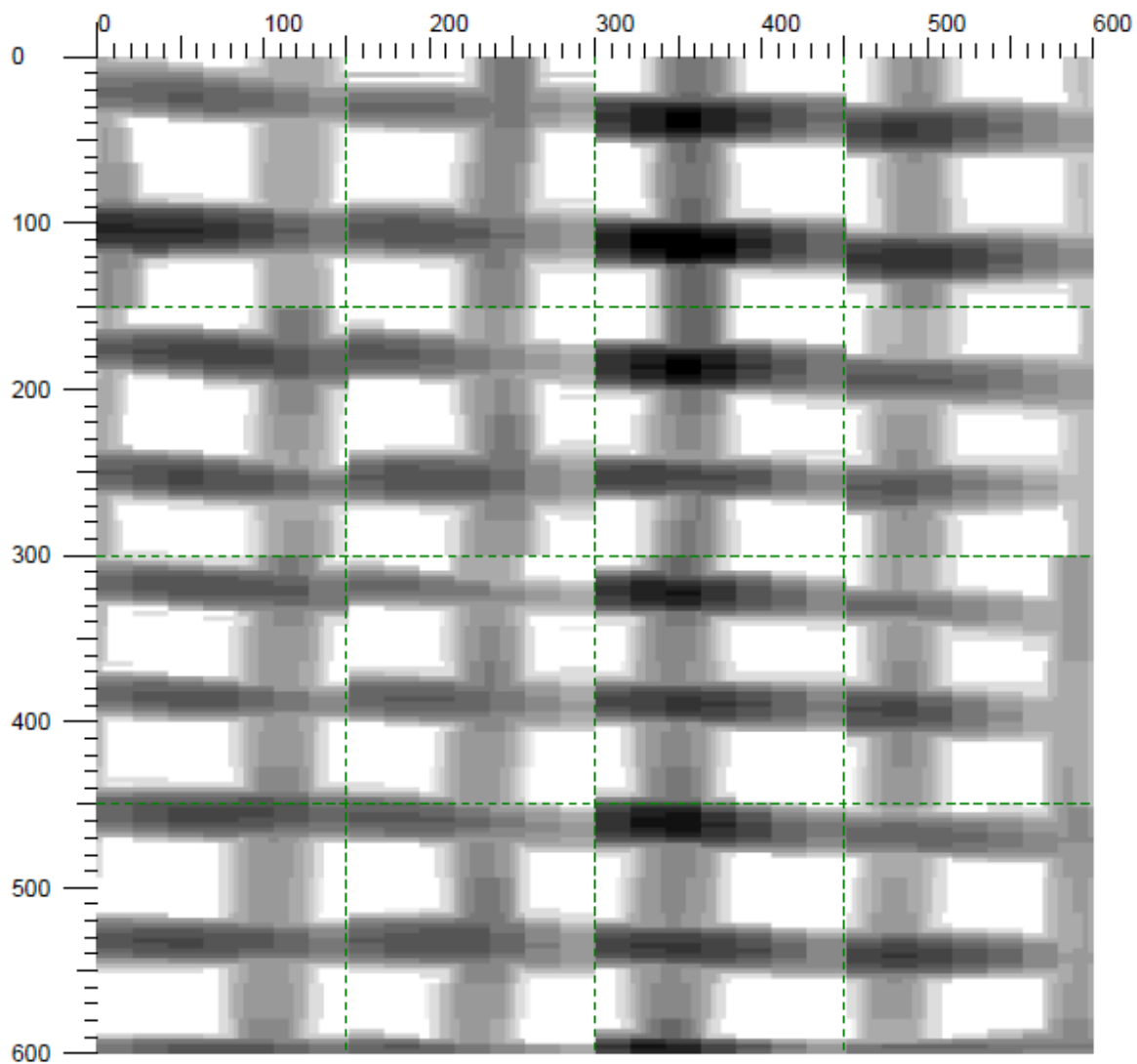
Pila 20-04 Columna Derecha

Imagen 1/3

Operador: Andrés Paredes IMME

Fecha: 13/07/2012

(mm)



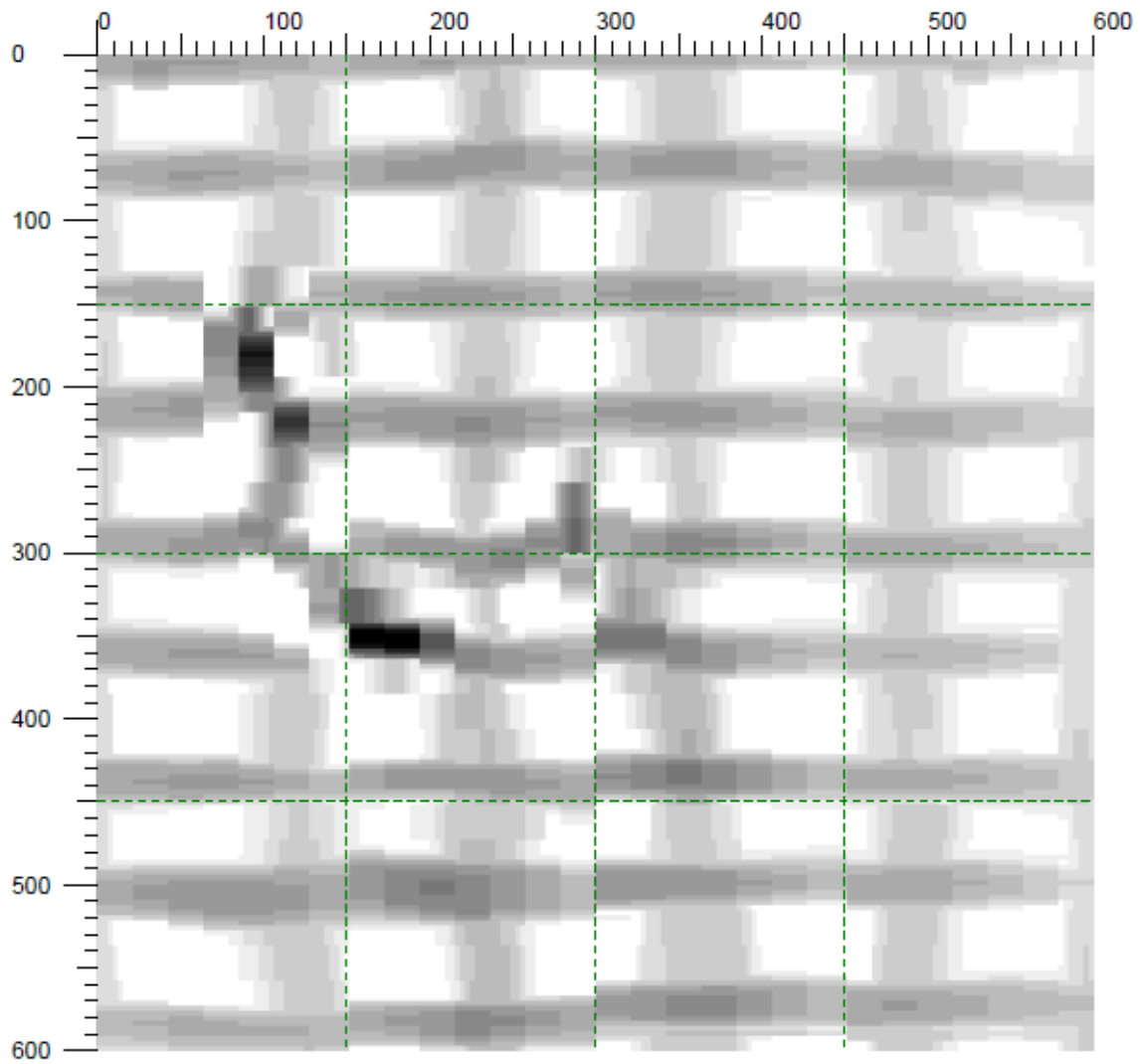
Pila 20-04 Columna Derecha

Imagen 2/3

Operador: Andrés Paredes IMME

Fecha: 13/07/2012

(mm)



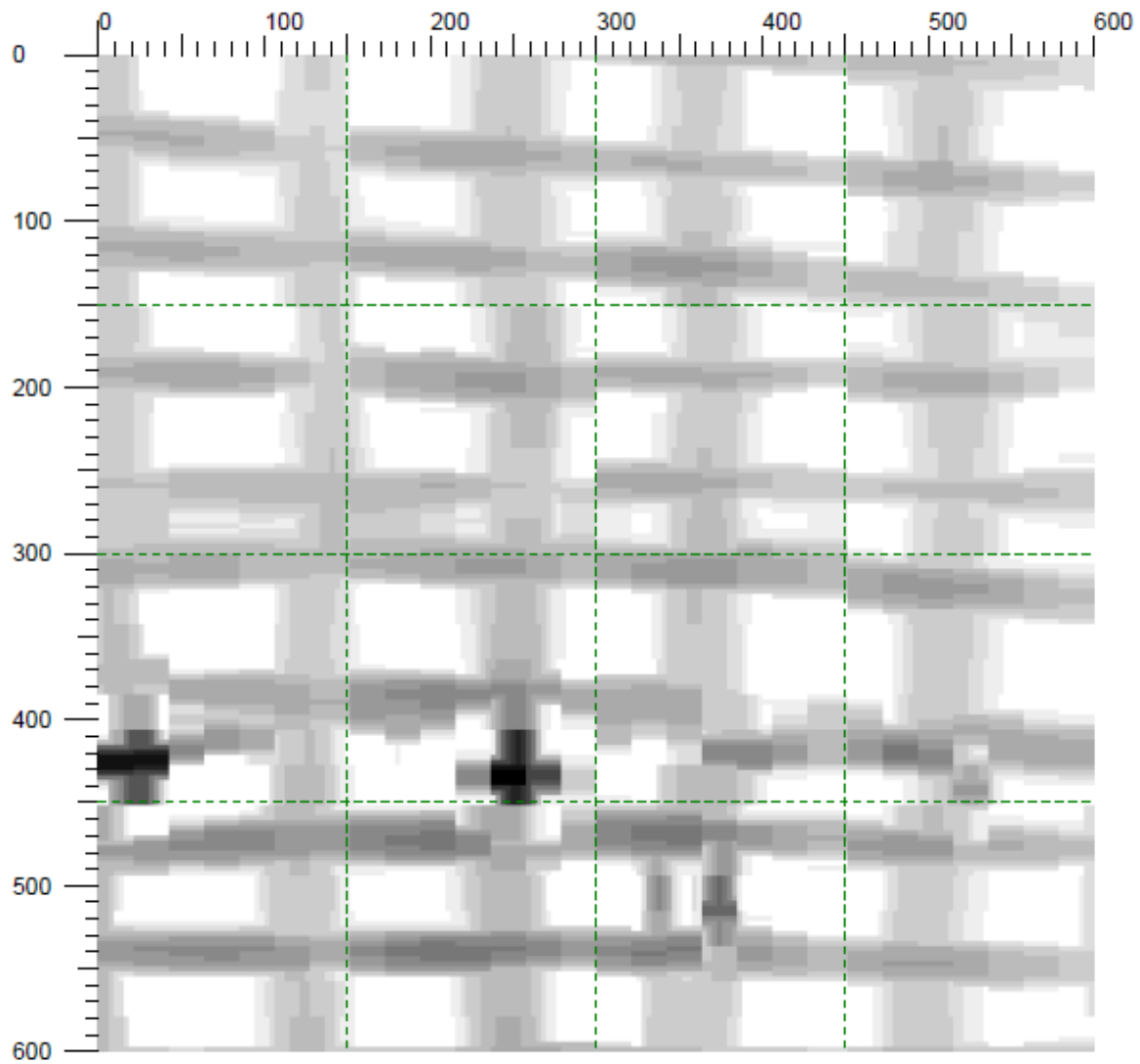
Pila 20-04 Columna Derecha

Imagen 3/3

Operador: Andrés Paredes IMME

Fecha: 13/07/2012

(mm)



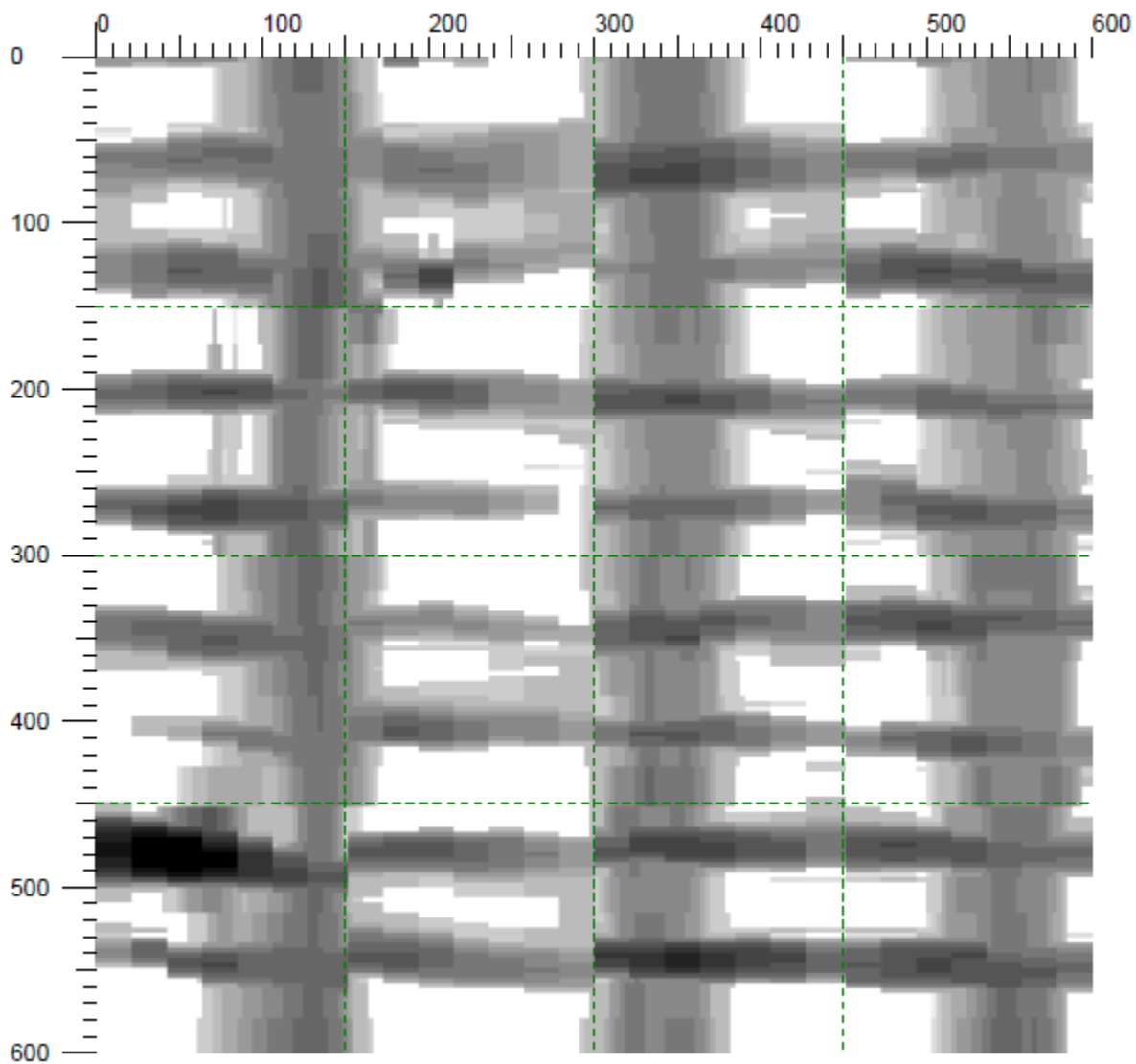
Pila 21-03 Columna Izquierda

Imagen 1/3

Operador: Andrés Paredes IMME

Fecha: 13/07/2012

(mm)



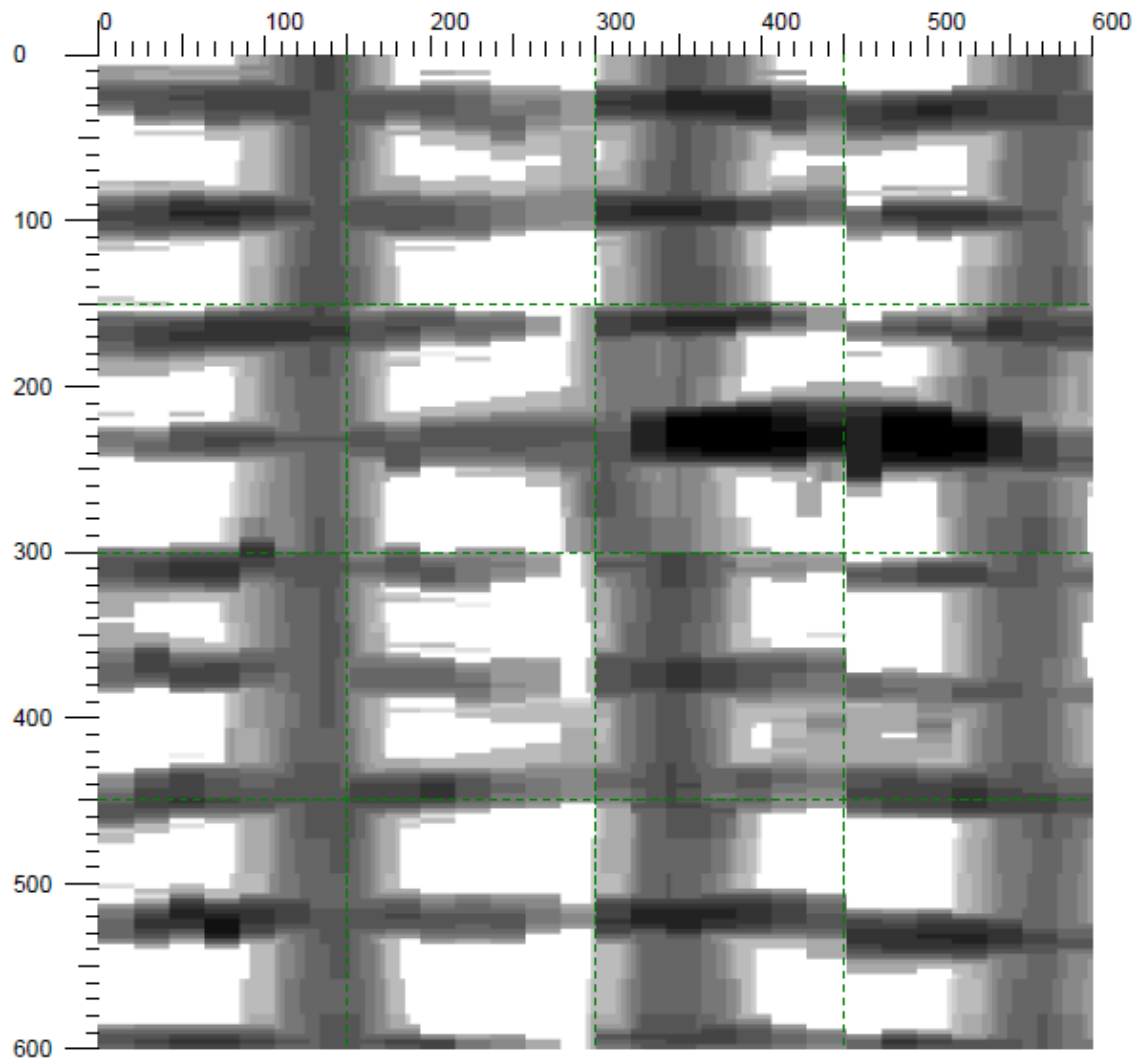
Pila 21-03 Columna Izquierda

Imagen 2/3

Operador: Andrés Paredes IMME

Fecha: 13/07/2012

(mm)



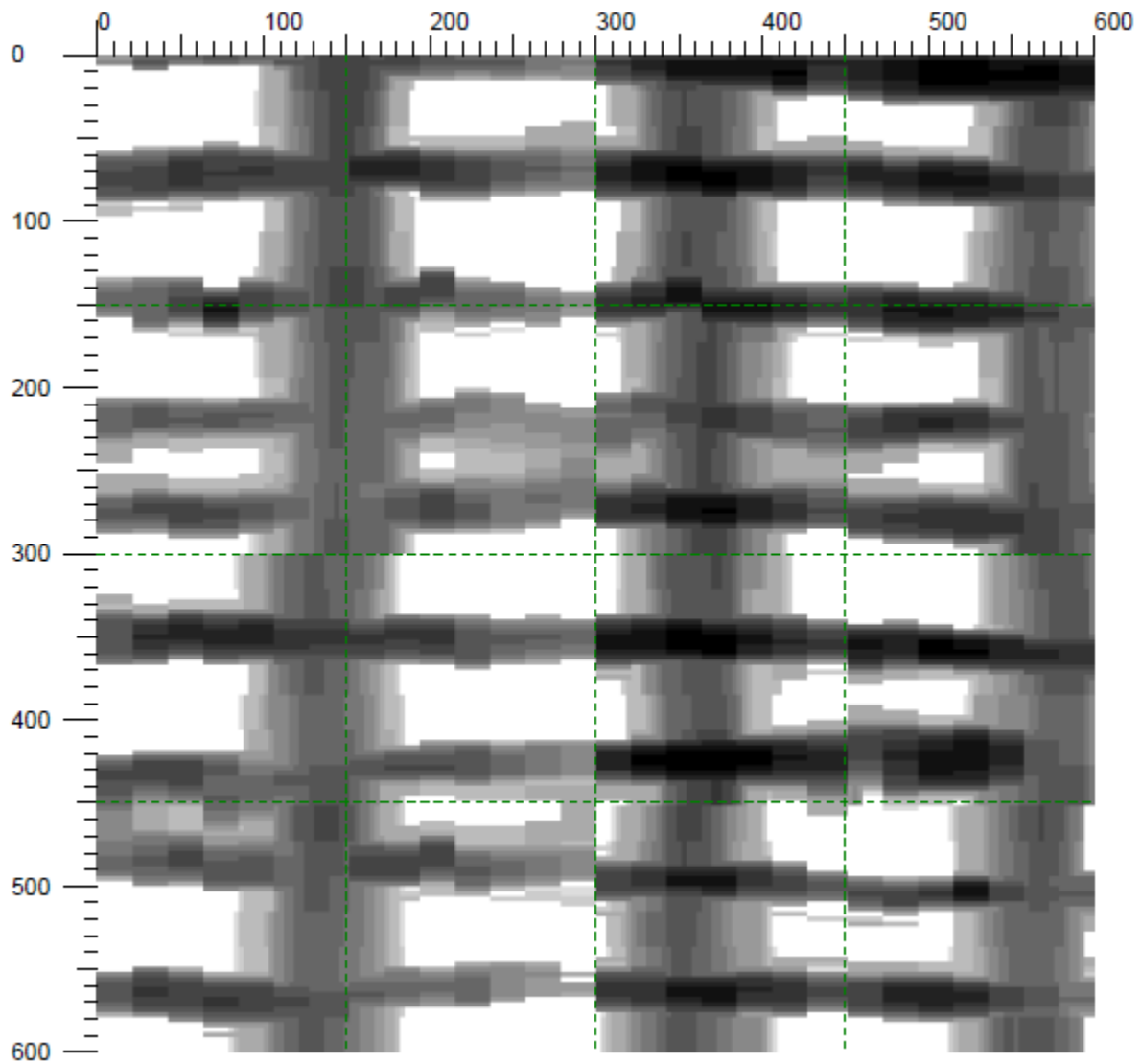
Pila 21-03 Columna Izquierda

Imagen 3/3

Operador: Andrés Paredes IMME

Fecha: 13/07/2012

(mm)



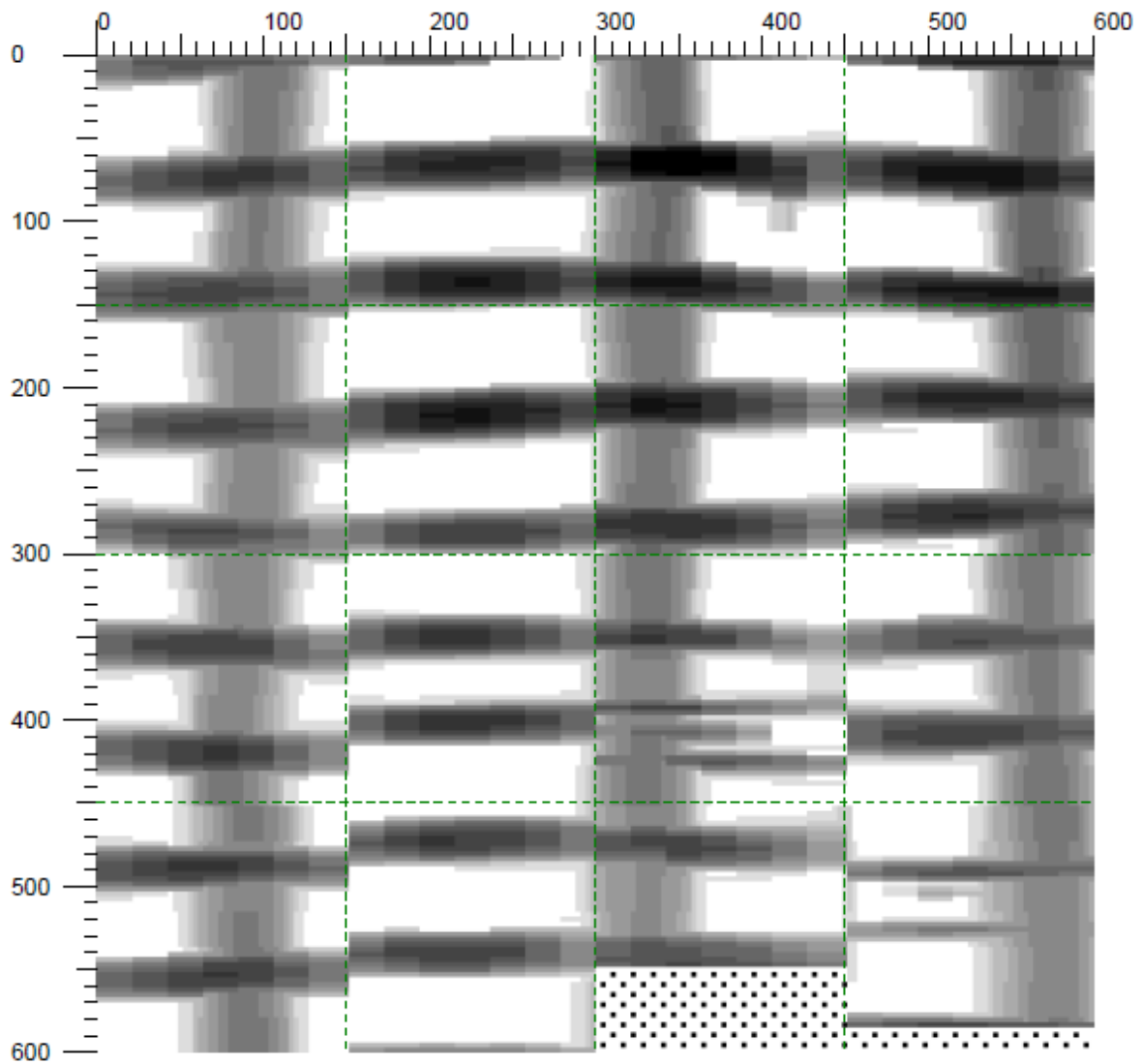
Pila 22-04 Columna Izquierda

Imagen 1/3

Operador: Andrés Paredes IMME

Fecha: 13/07/2012

(mm)



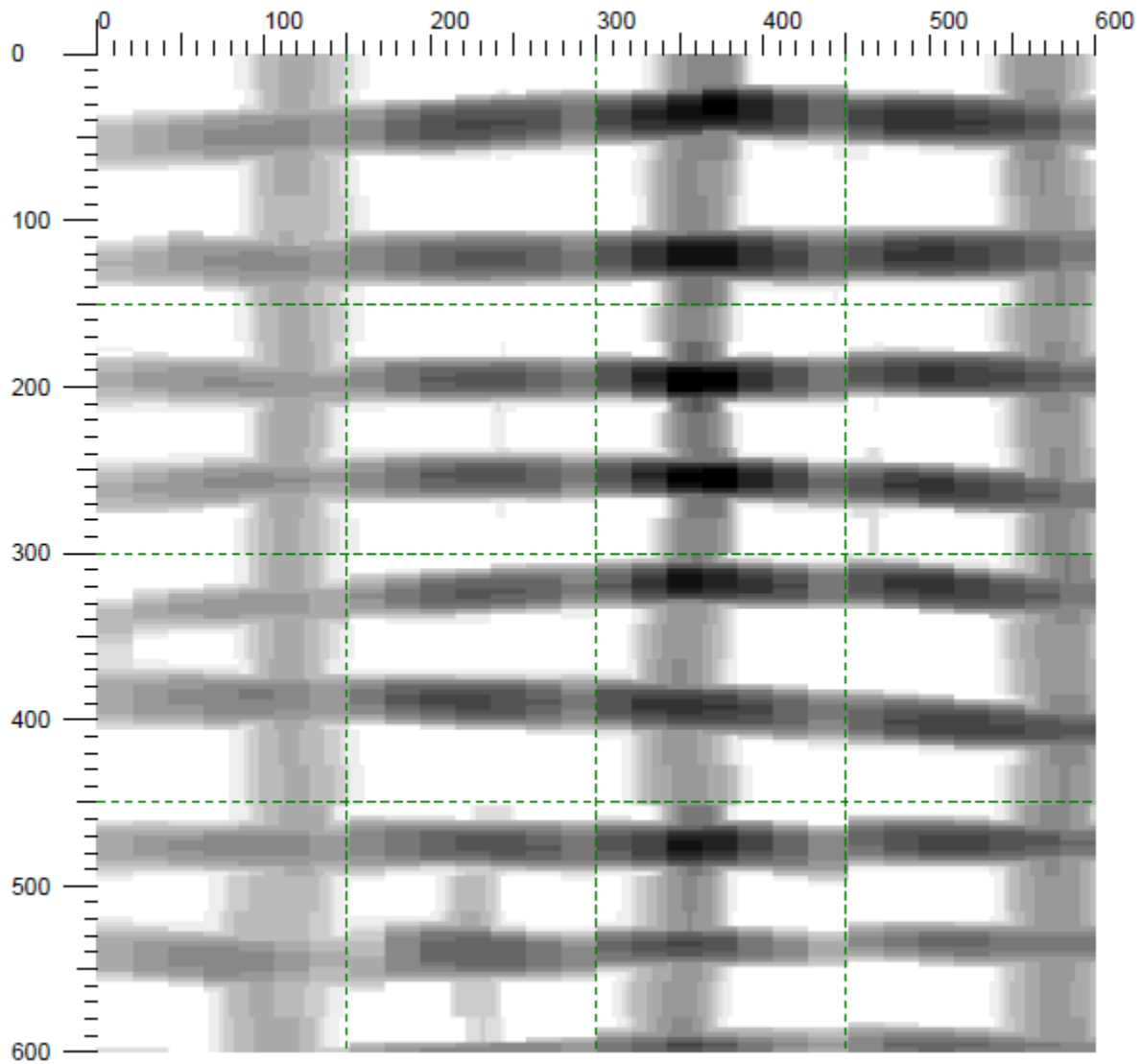
Pila 22-04 Columna Izquierda

Imagen 2/3

Operador: Andrés Paredes IMME

Fecha: 13/07/2012

(mm)



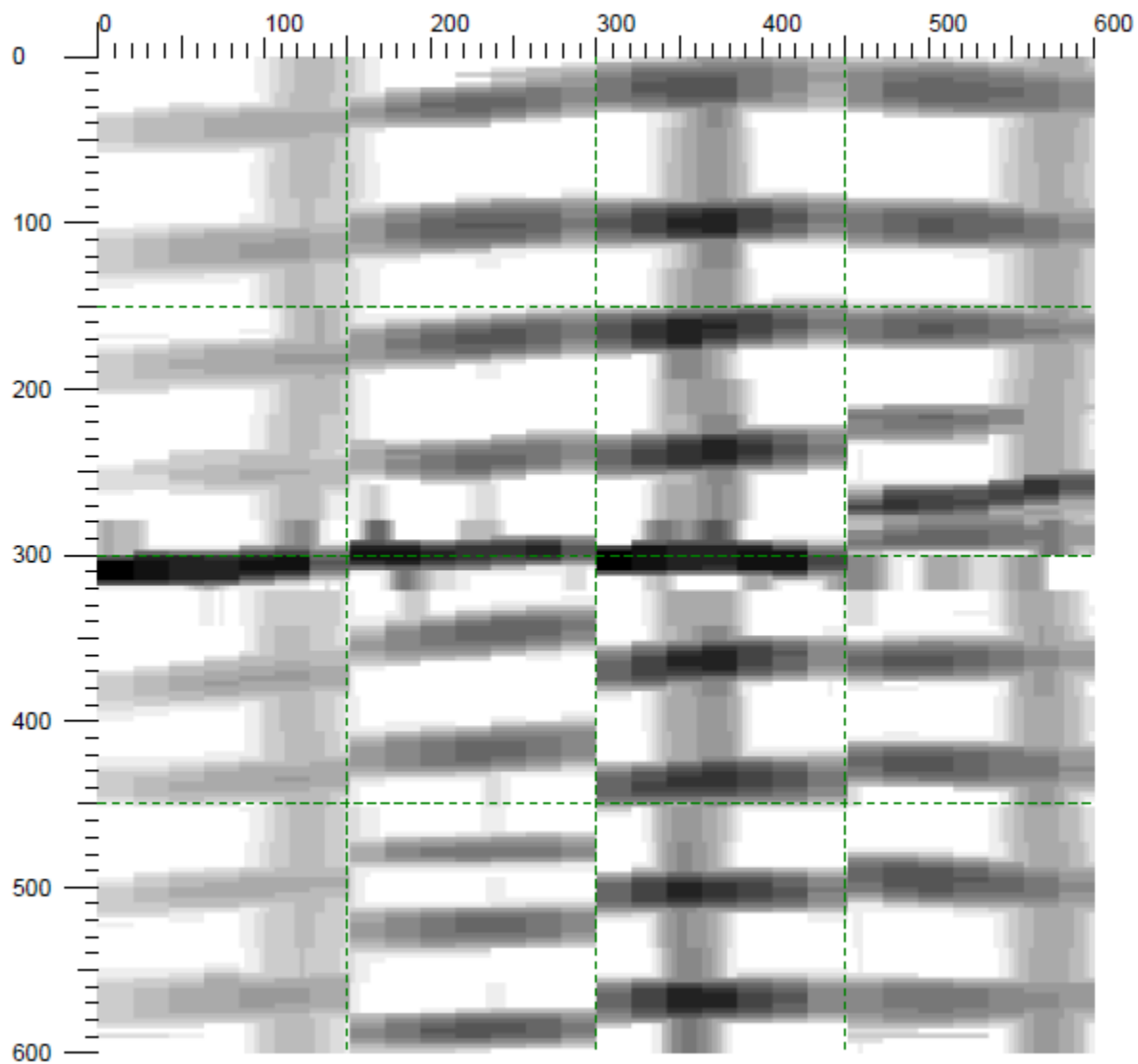
Pila 22-04 Columna Izquierda

Imagen 3/3

Operador: Andrés Paredes IMME

Fecha: 13/07/2012

(mm)



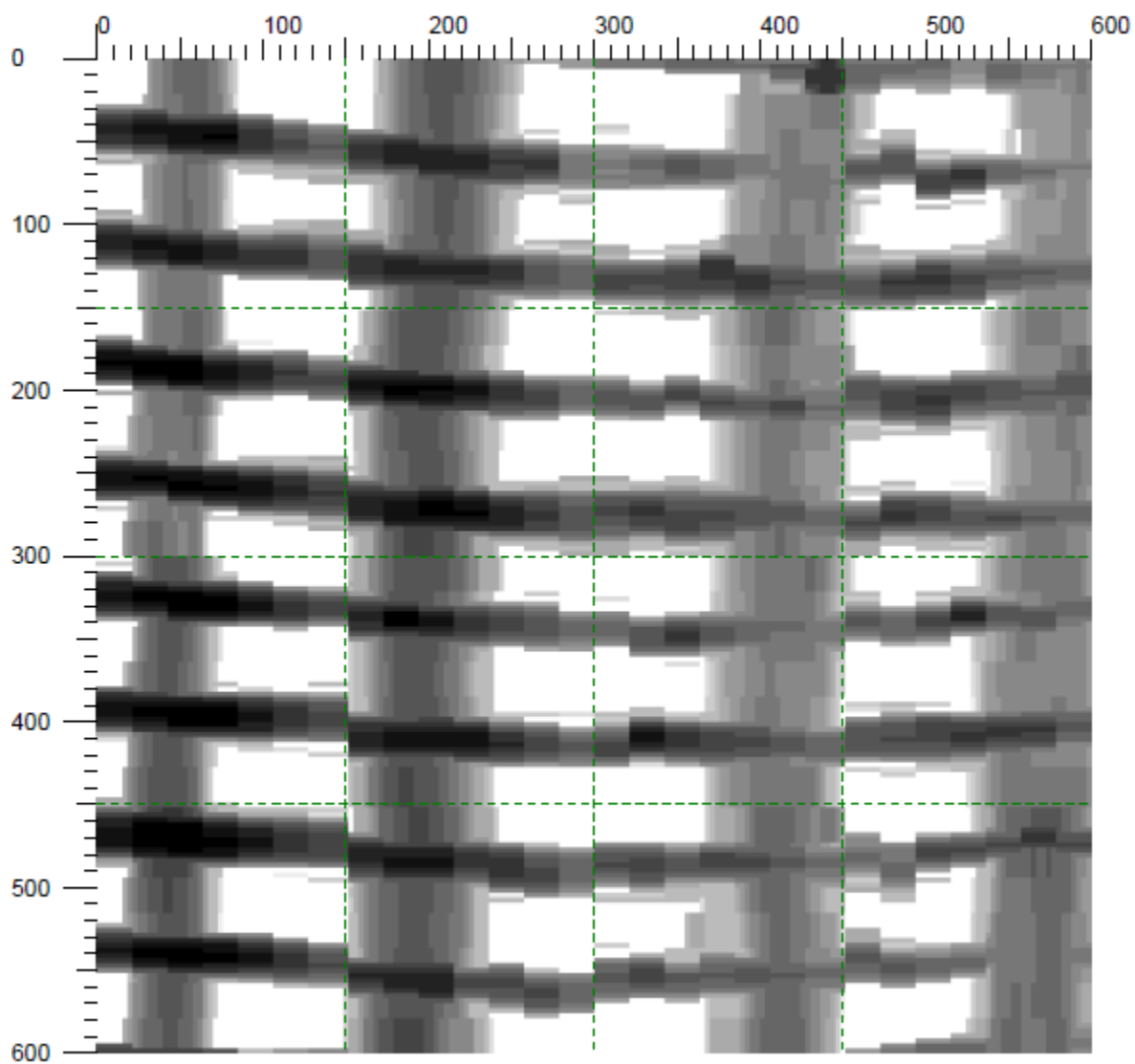
Pila 23-02 Columna Derecha

Imagen 1/3

Operador: Andrés Paredes IMME

Fecha: 13/07/2012

(mm)



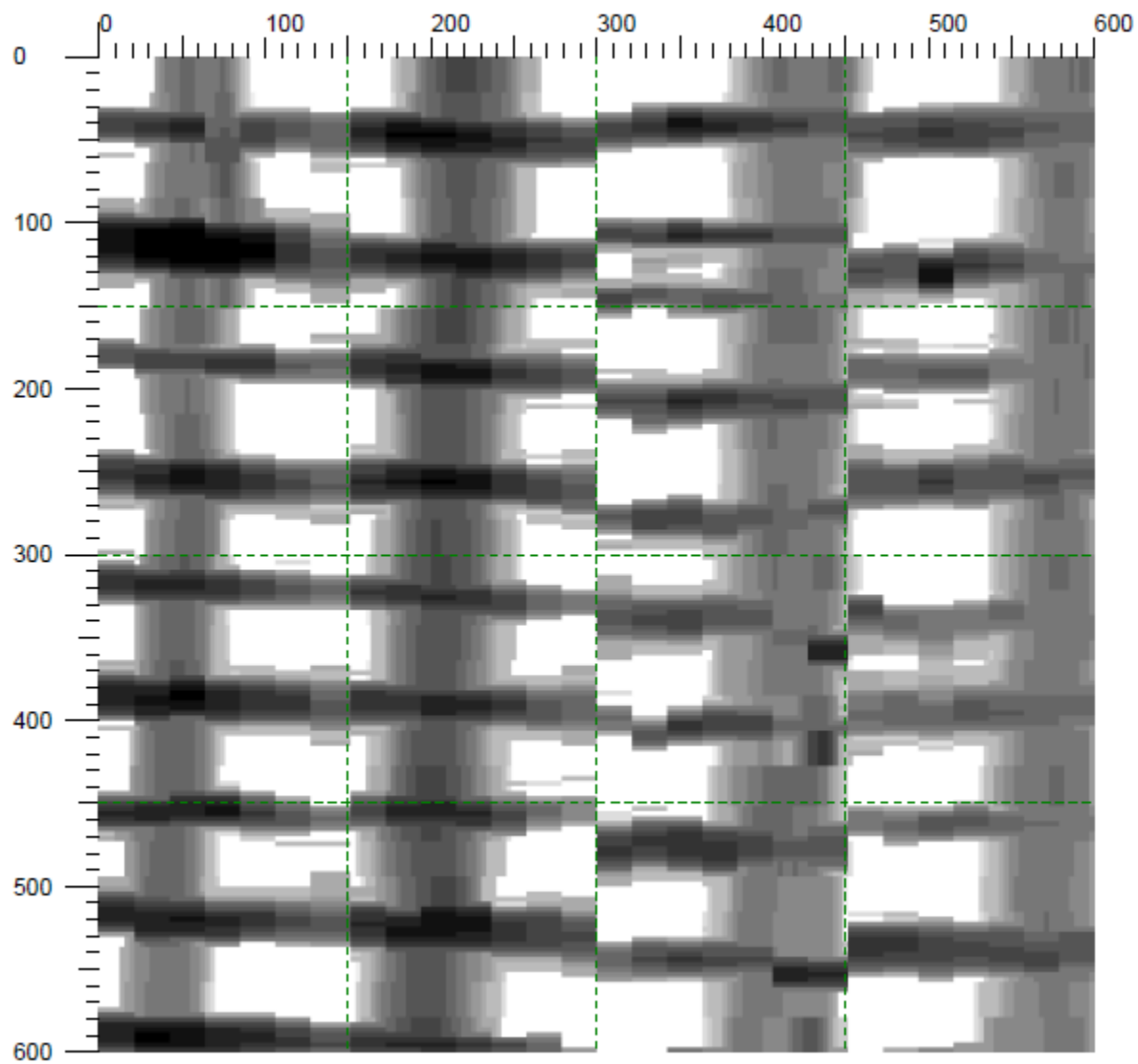
Pila 23-02 Columna Derecha

Imagen 2/3

Operador: Andrés Paredes IMME

Fecha: 13/07/2012

(mm)



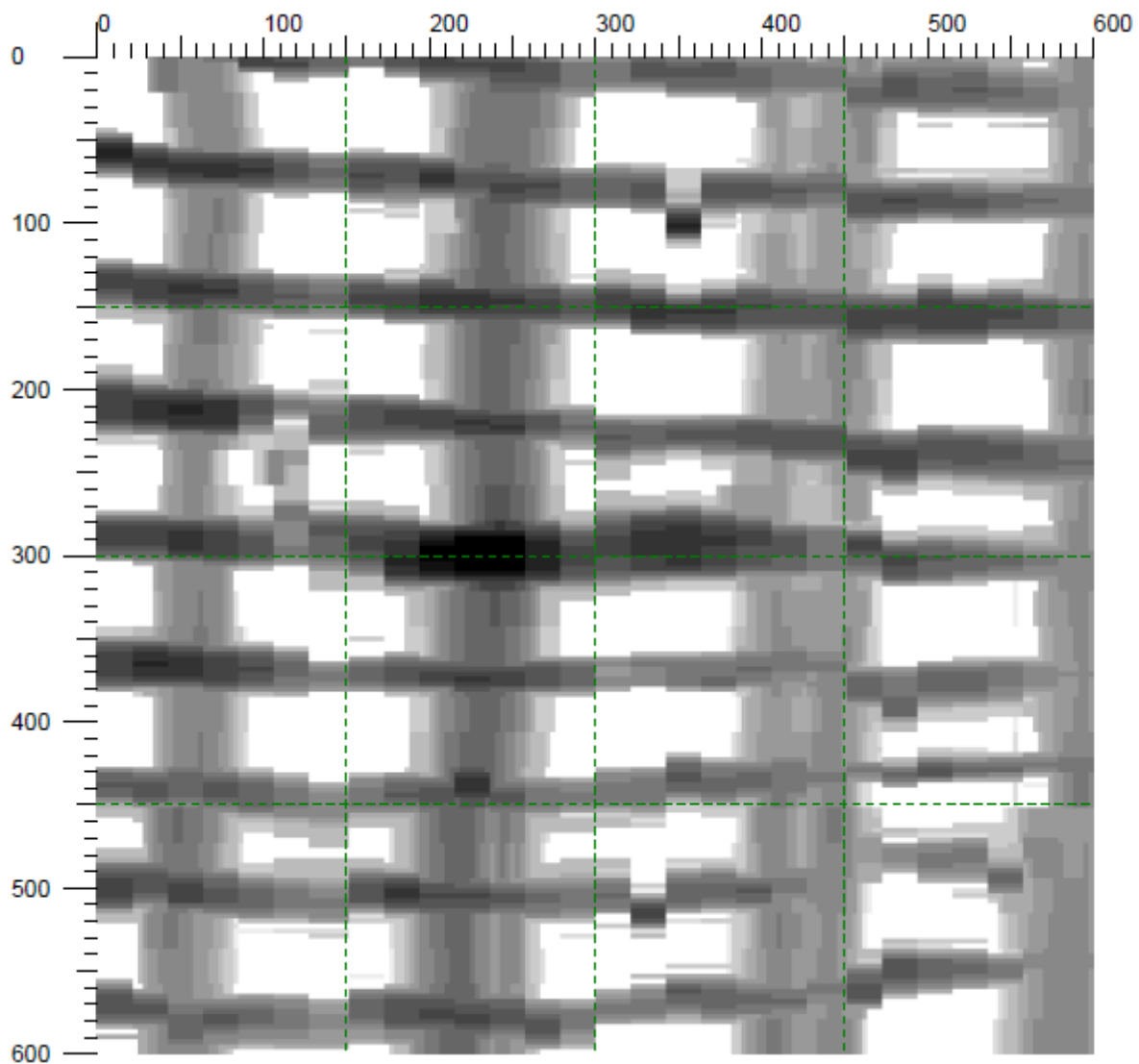
Pila 23-02 Columna Derecha

Imagen 3/3

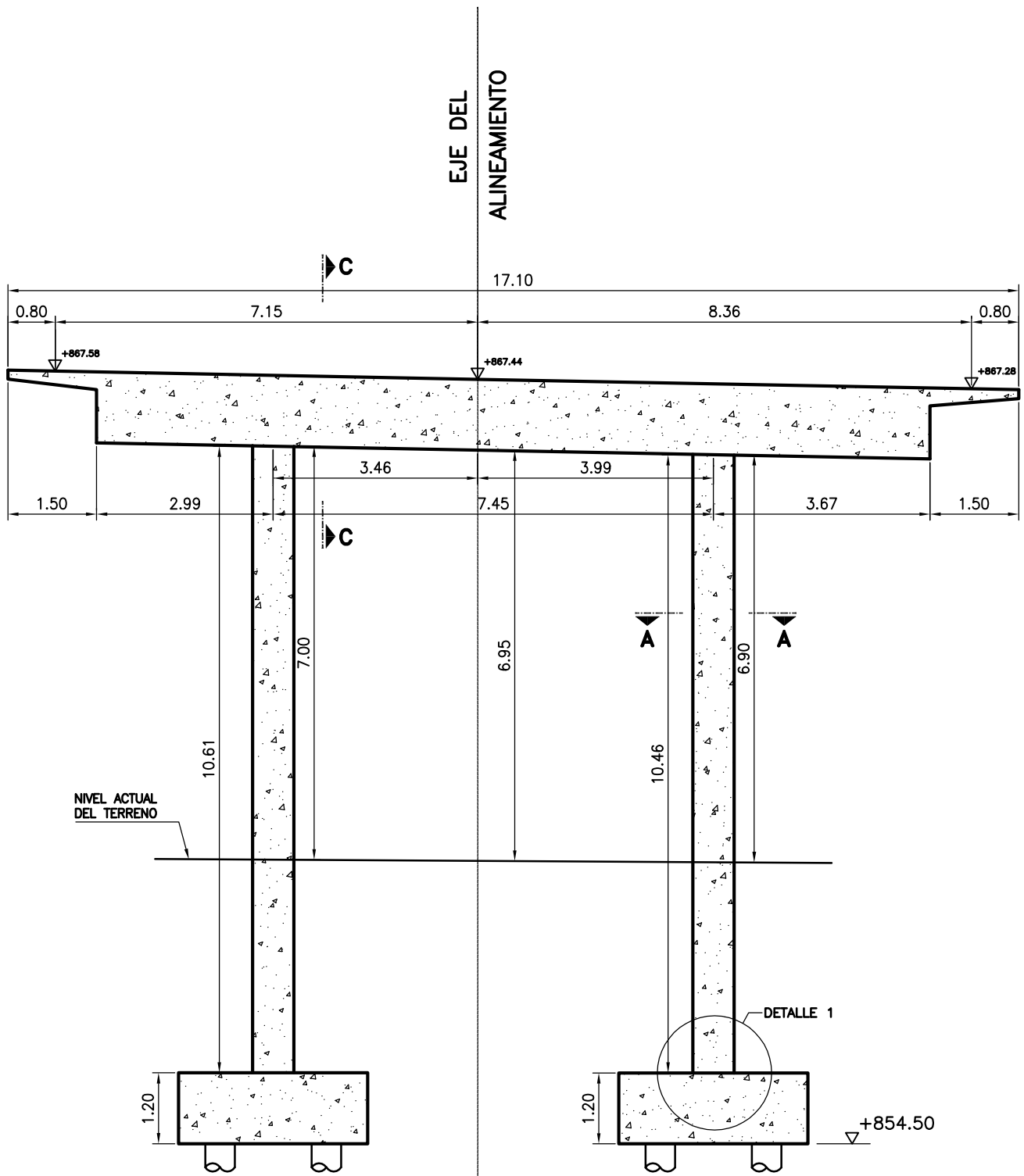
Operador: Andrés Paredes IMME

Fecha: 13/07/2012

(mm)

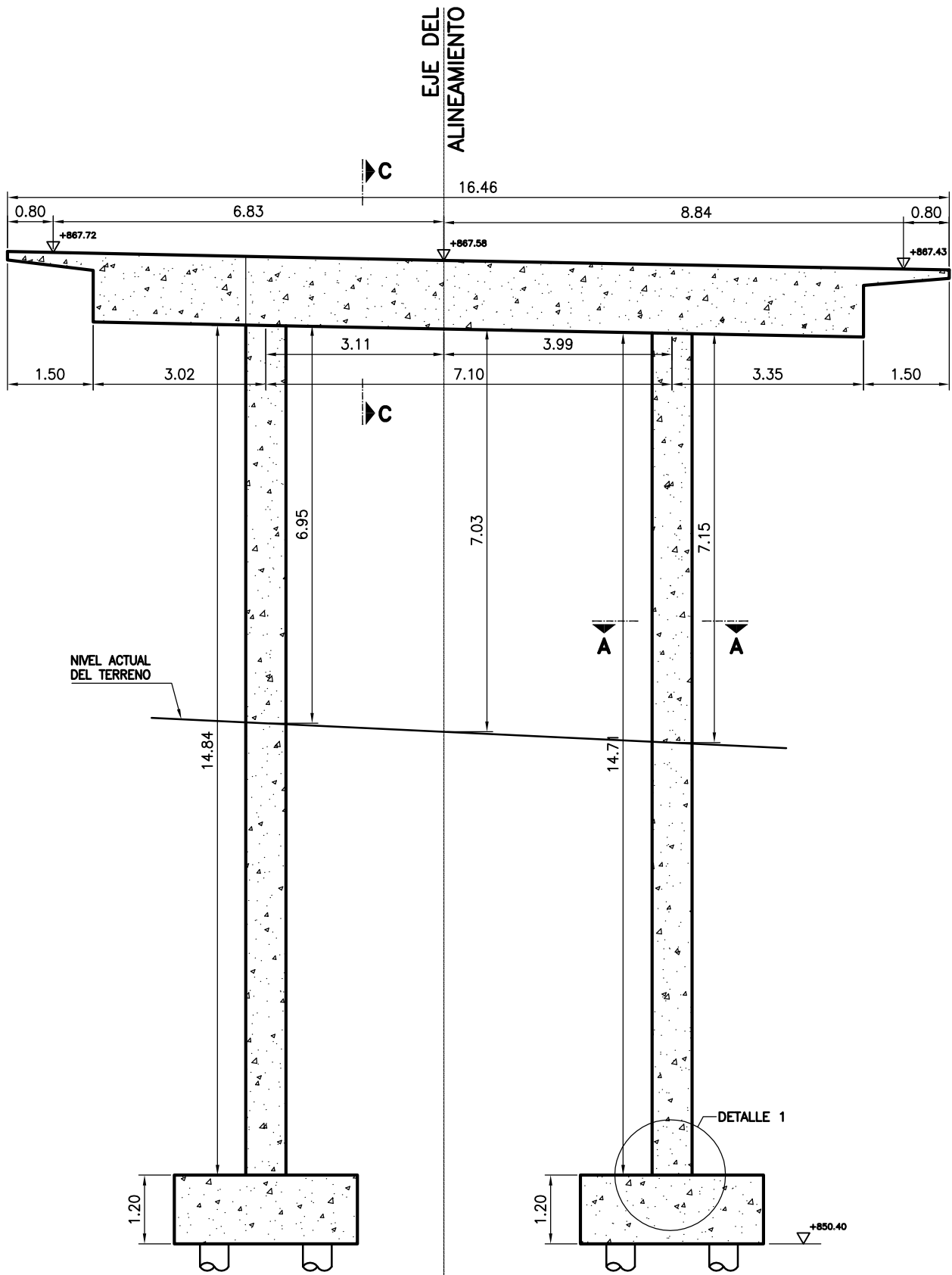


ANEXO 3
PLANOS ESTRUCTURALES DE PILAS



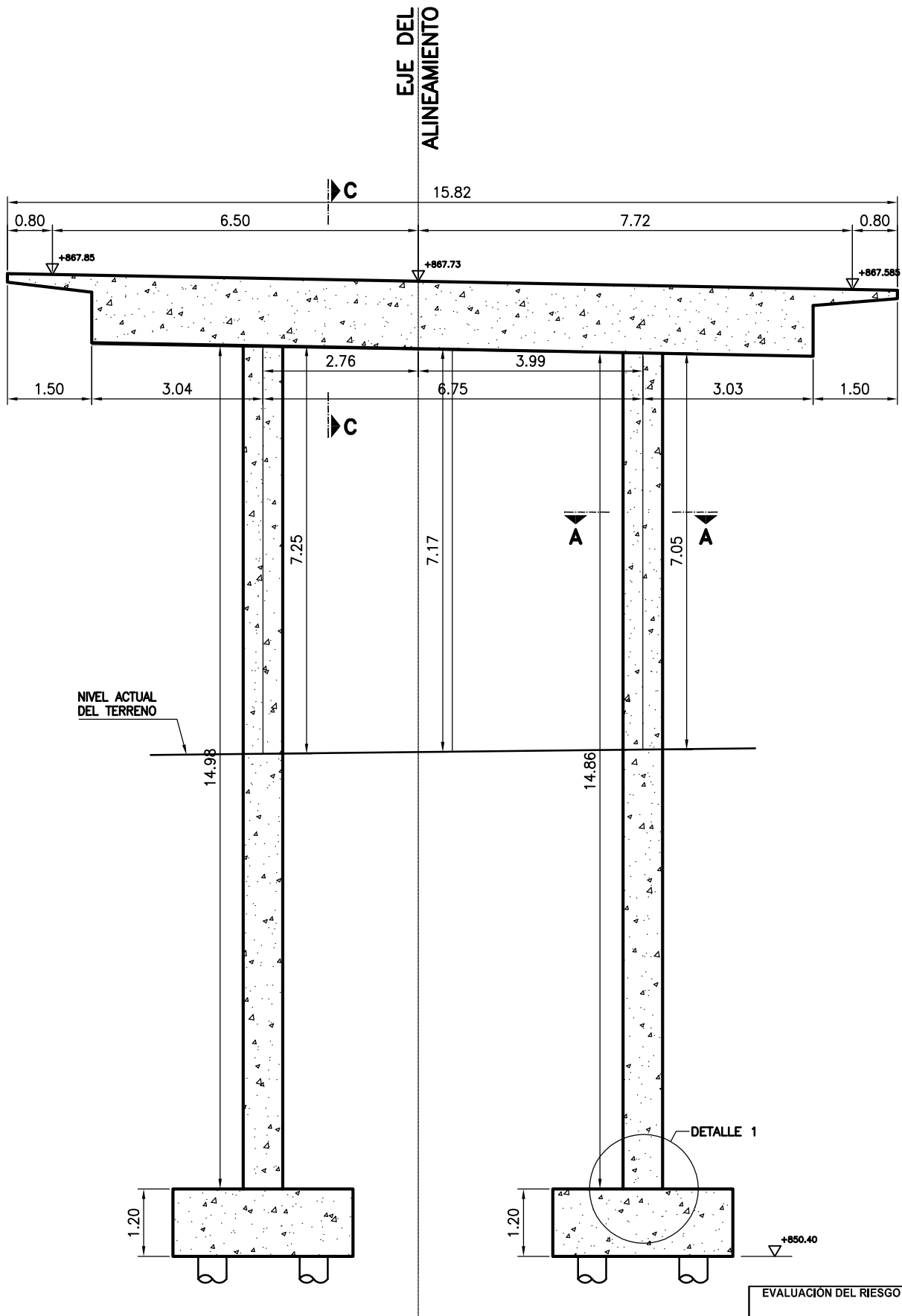
PILA 20-01 - GEOMETRIA ESC. 1: 100

EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO EN TRAMOS ELEVADOS DE LA		
AUTOPISTA VALLE-COCHE Y AUTOPISTA FRANCISCO FAJARDO		
DETALLADO DE PILA 20-01		HOJA ; P-01
MATERIALES:		
CONCRETO F'c : 250 Kg/Cm2		ACERO DE REFUERZO Fy : 2800 Kg/Cm2
NOTA: UNIDADES EN METROS	FECHA: MARZO 2013	AUTORES: MONTAÑO JASON DUQUE RAYMOND



PILA 20-02 - GEOMETRIA ESC. 1: 100

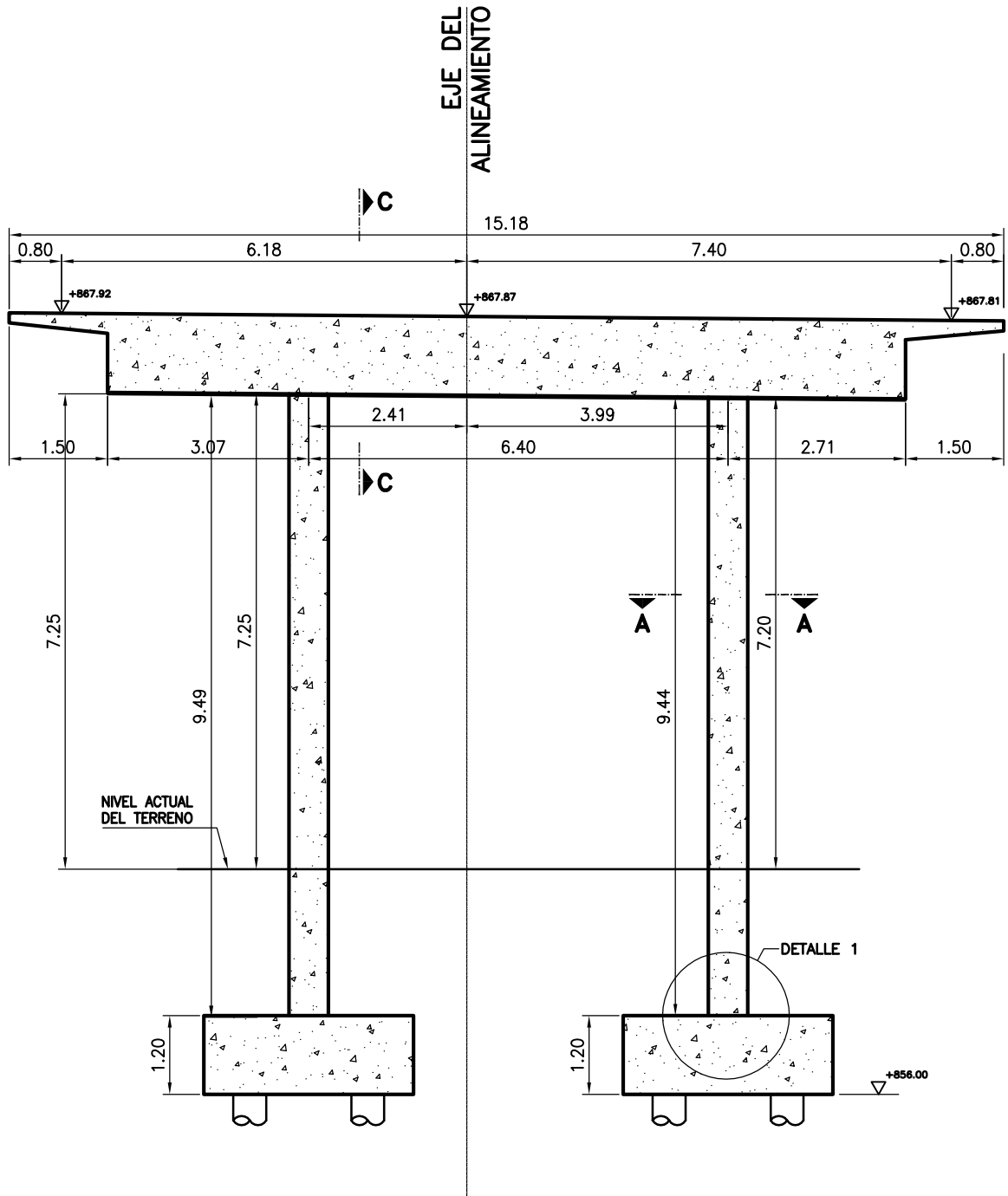
EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO EN TRAMOS ELEVADOS DE LA		
AUTOPISTA VALLE-COCHE Y AUTOPISTA FRANCISCO FAJARDO		
DETALLADO DE PILA 20-02		HOJA ; P-02
MATERIALES:		
CONCRETO F'c : 250 Kg/Cm2		ACERO DE REFUERZO Fy : 2800 Kg/Cm2
NOTA: UNIDADES EN METROS	FECHA: MARZO 2013	AUTORES: MONTAÑO JASON DUQUE RAYMOND



PILA 20-03 - GEOMETRIA

ESC. 1: 100

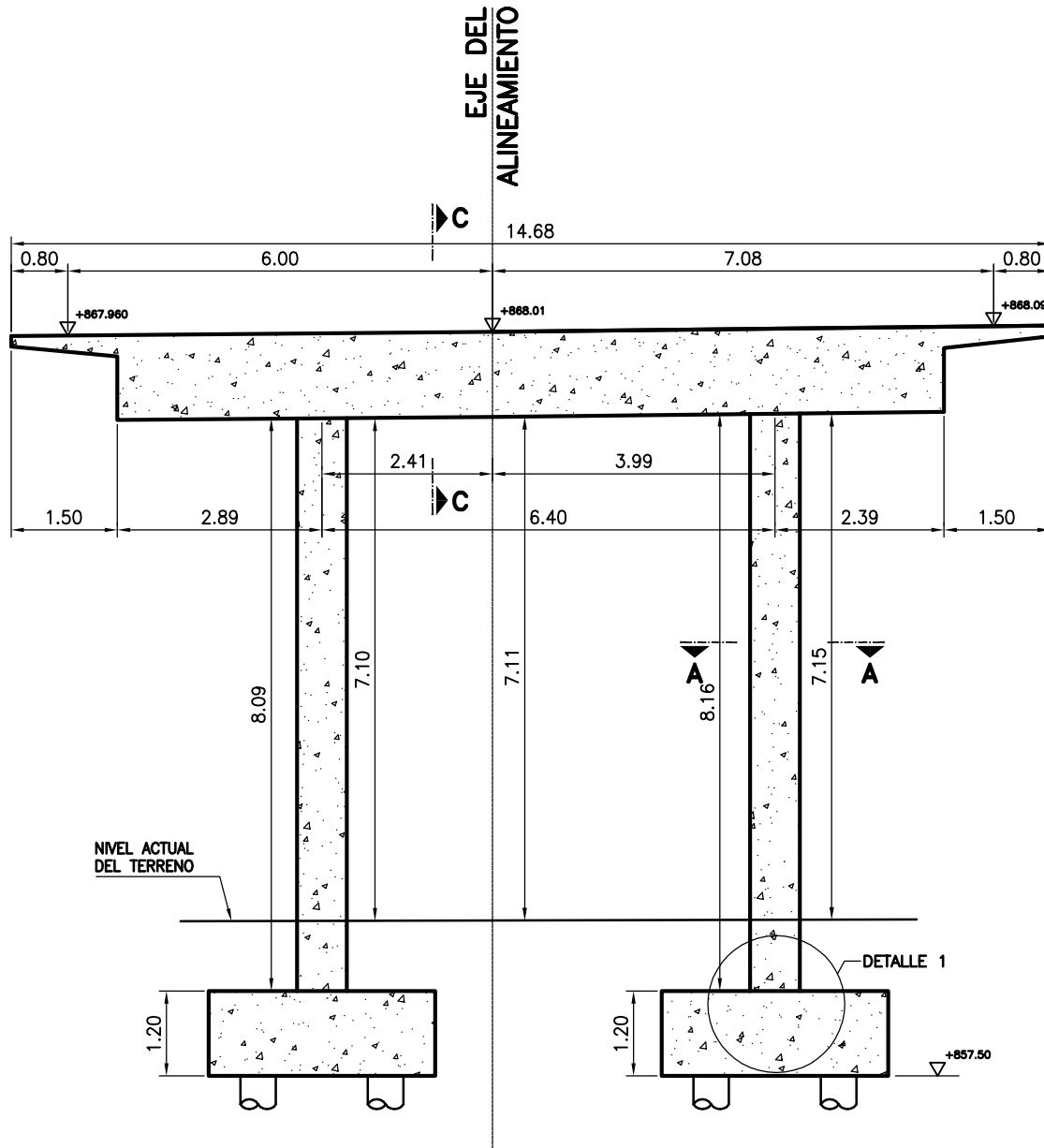
EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO EN TRAMOS ELEVADOS DE LA AUTOPISTA VALLE-COCHE Y AUTOPISTA FRANCISCO FAJARDO		
DETALLADO DE PILA 20-03		HOJA : P-03
MATERIALES: CONCRETO F'c : 250 Kg/Cm2		
ACERO DE REFUERZO Fy : 2800 Kg/Cm2		
NOTA: UNIDADES EN METROS	FECHA: MARZO 2013	AUTORES: MONTAÑO JASON DUQUE RAYMOND



PILA 20-04 - GEOMETRIA

ESC. 1: 100

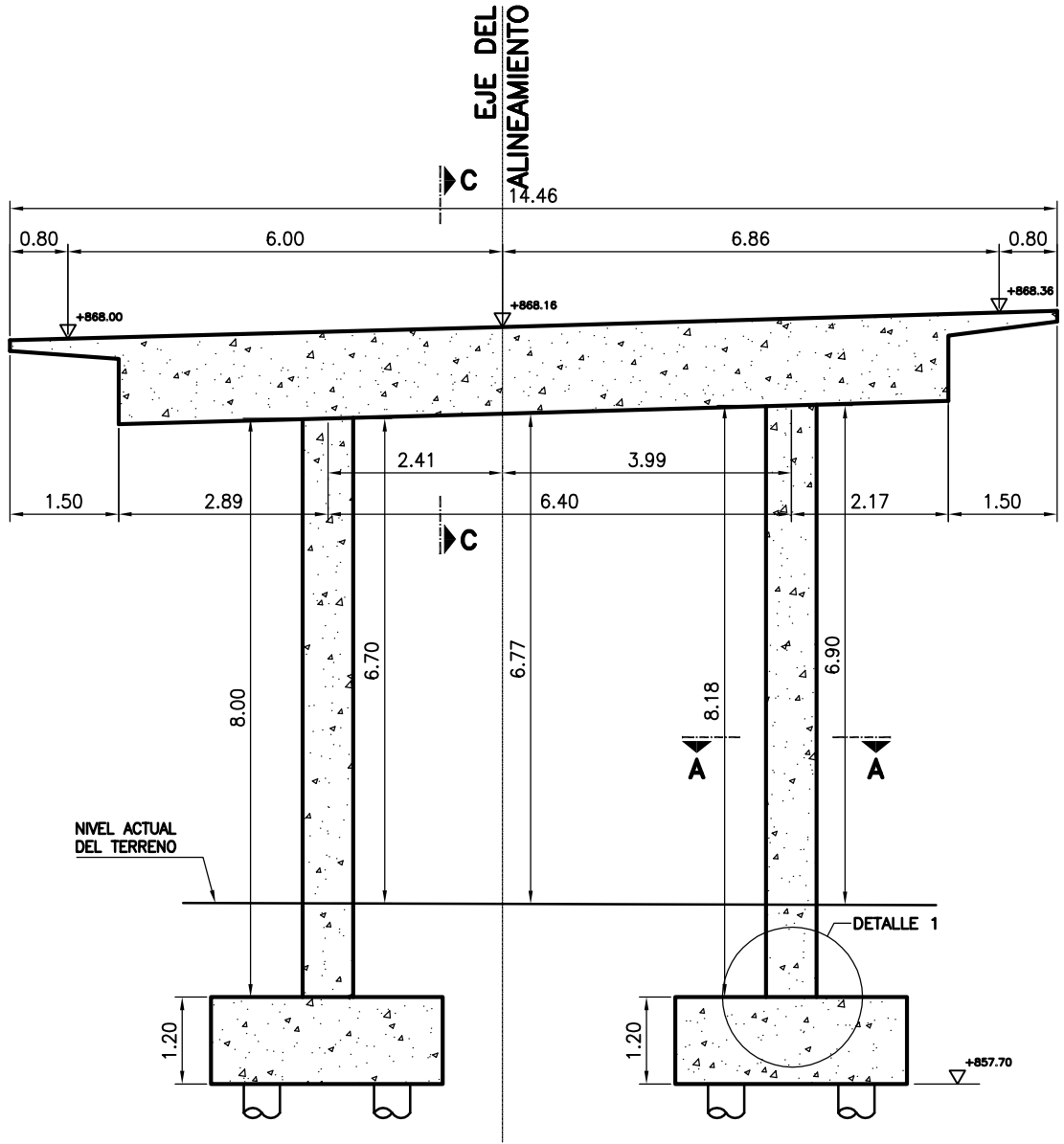
EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO EN TRAMOS ELEVADOS DE LA		
AUTOPISTA VALLE-COCHE Y AUTOPISTA FRANCISCO FAJARDO		
DETALLADO DE PILA 20-04		HOJA ; P-04
MATERIALES:		
CONCRETO F'c : 250 Kg/Cm2		ACERO DE REFUERZO Fy : 2800 Kg/Cm2
NOTA: UNIDADES EN METROS	FECHA: MARZO 2013	AUTORES: MONTAÑO JASON DUQUE RAYMOND



PILA 21-01 - GEOMETRIA

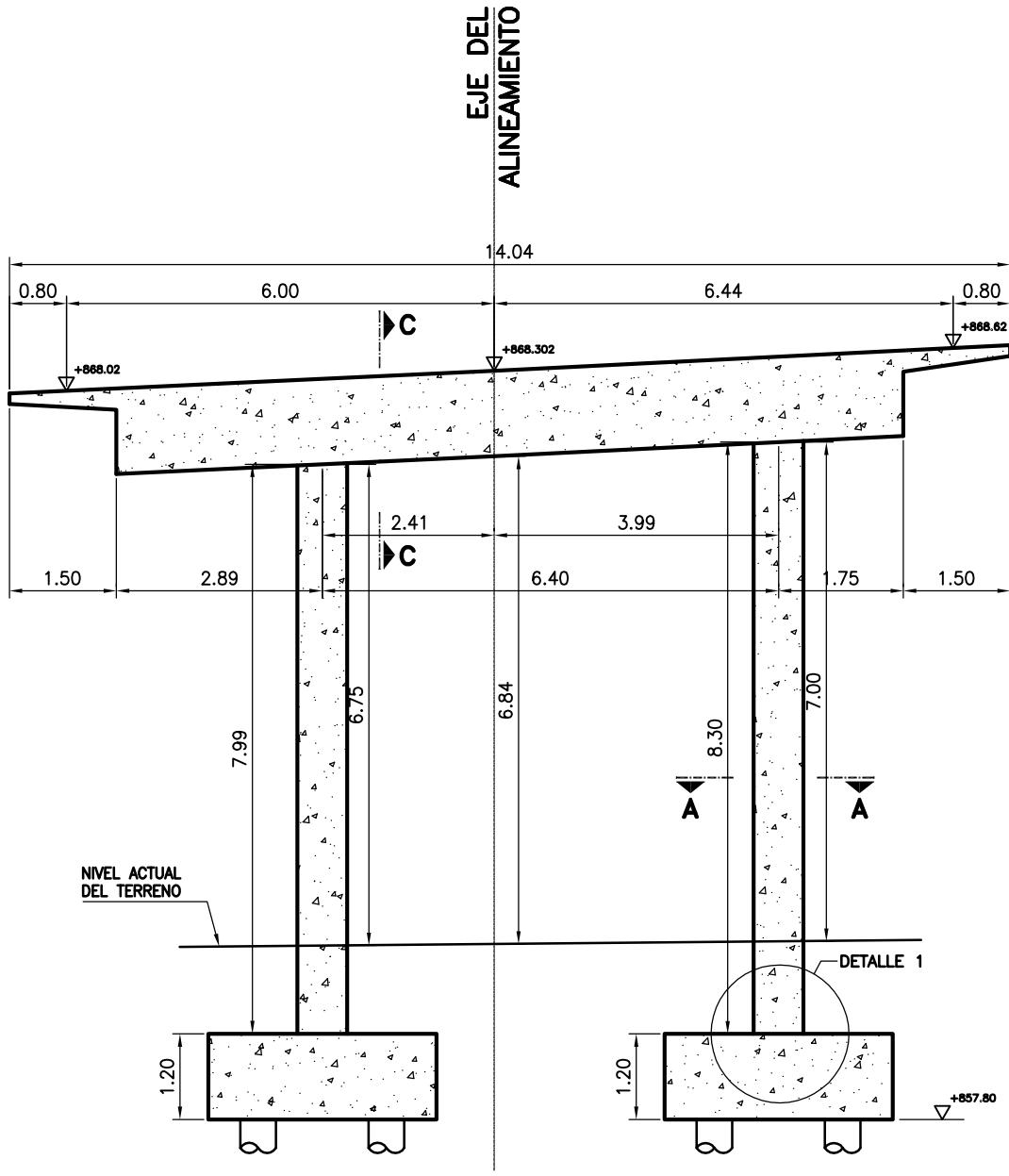
ESC. 1: 100

EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO EN TRAMOS ELEVADOS DE LA AUTOPISTA VALLE-COCHE Y AUTOPISTA FRANCISCO FAJARDO		
DETALLADO DE PILA 21-01		HOJA : P-05
MATERIALES:		
CONCRETO F'c : 250 Kg/Cm2		ACERO DE REFUERZO Fy : 2800 Kg/Cm2
NOTA: UNIDADES EN METROS	FECHA: MARZO 2013	AUTORES: MONTAÑO JASON DUQUE RAYMOND



PILA 21-02 - GEOMETRIA ESC. 1: 100

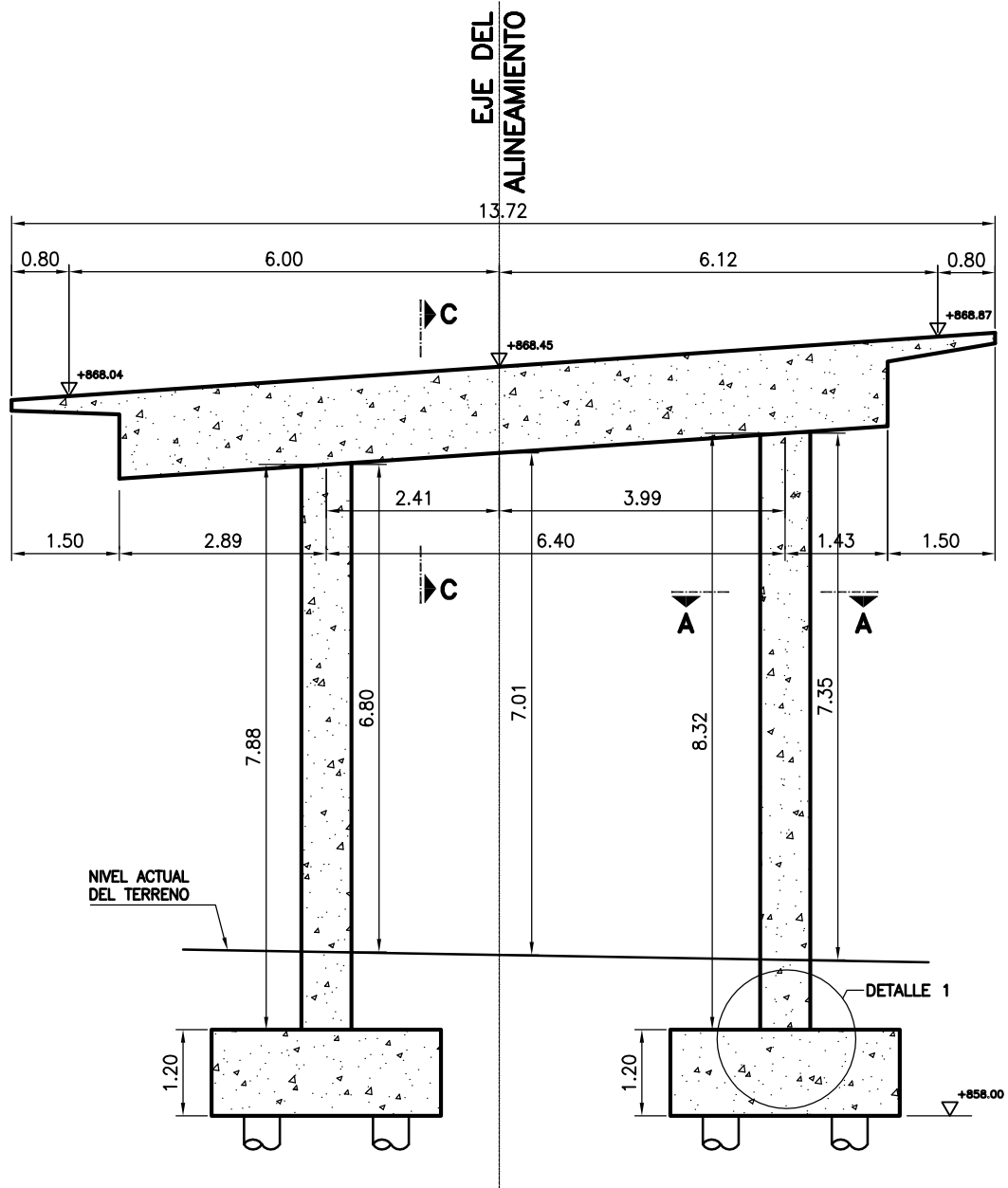
EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO EN TRAMOS ELEVADOS DE LA AUTOPISTA VALLE-COCHE Y AUTOPISTA FRANCISCO FAJARDO		
DETALLADO DE PILA 21-02		HOJA : P-06
MATERIALES: CONCRETO F'c : 250 Kg/Cm2		ACERO DE REFUERZO Fy : 2800 Kg/Cm2
NOTA: UNIDADES EN METROS	FECHA: MARZO 2013	AUTORES: MONTAÑO JASON DUQUE RAYMOND



PILA 21-03 - GEOMETRIA

ESC. 1: 100

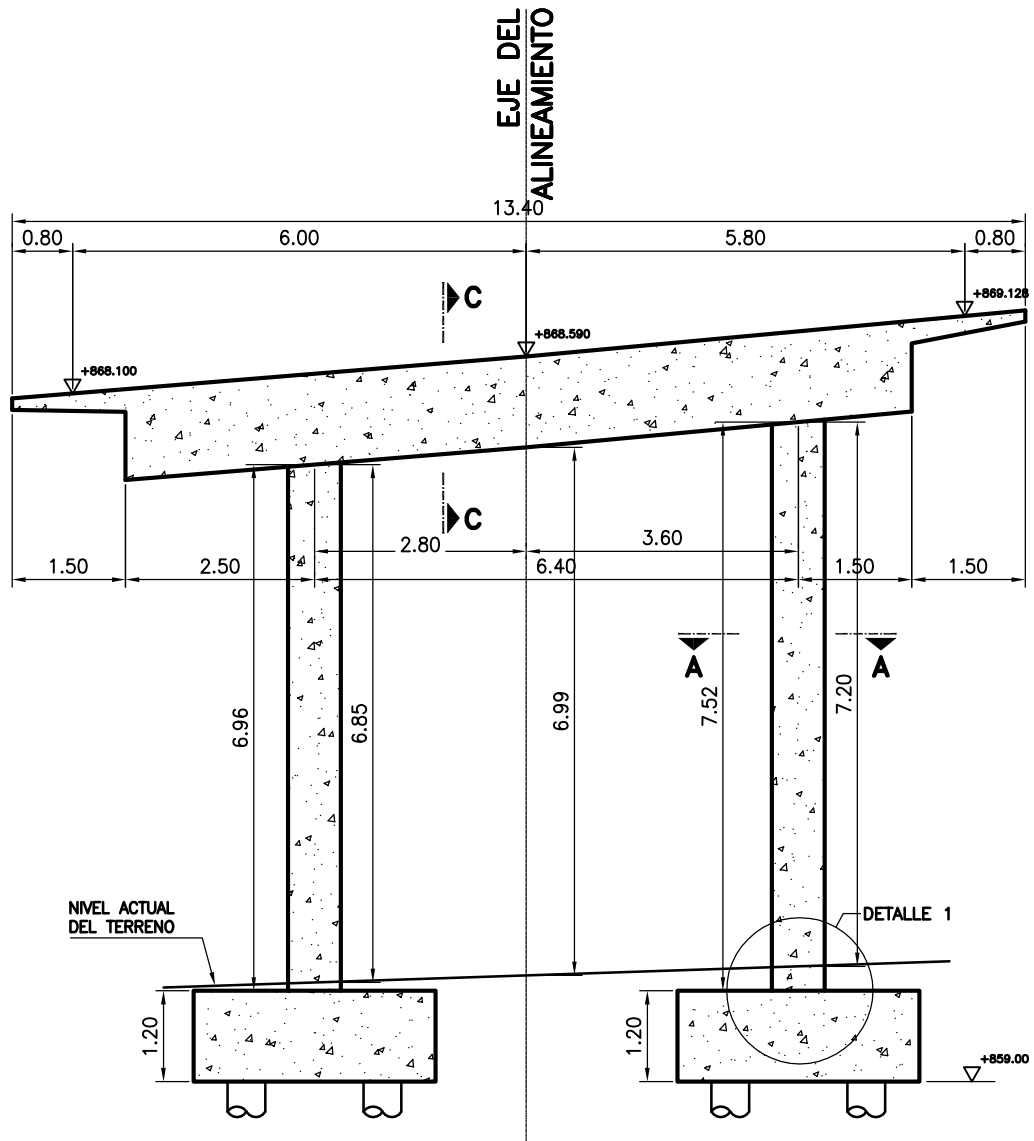
EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO EN TRAMOS ELEVADOS DE LA AUTOPISTA VALLE-COCHE Y AUTOPISTA FRANCISCO FAJARDO		
DETALLADO DE PILA 21-03		HOJA ; P-07
MATERIALES: CONCRETO ACERO DE REFUERZO F'c : 250 Kg/Cm2 Fy : 2800 Kg/Cm2		
NOTA: UNIDADES EN METROS	FECHA: MARZO 2013	AUTORES: MONTAÑO JASON DUQUE RAYMOND



PILA 21-04 - GEOMETRIA

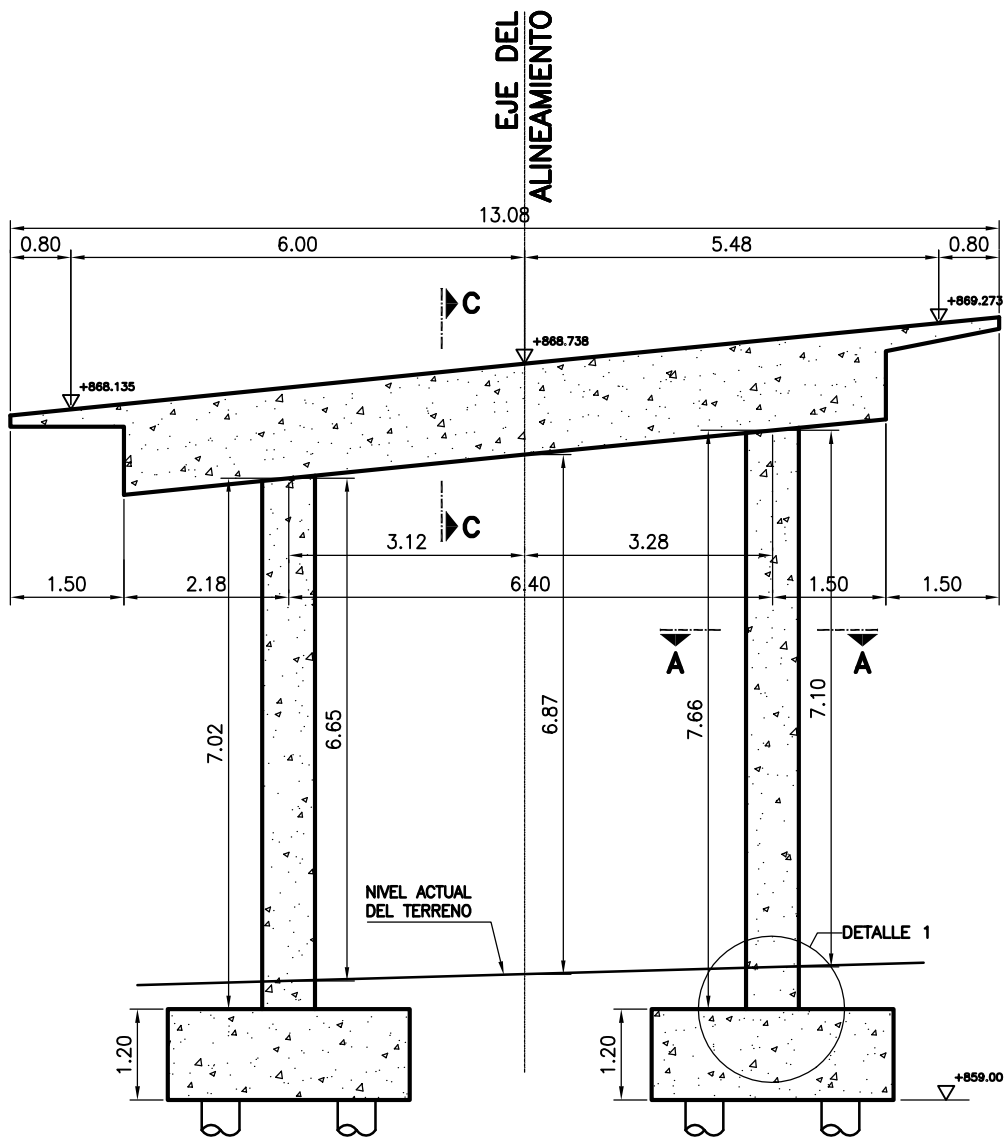
ESC. 1: 100

EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO EN TRAMOS ELEVADOS DE LA AUTOPISTA VALLE-COCHE Y AUTOPISTA FRANCISCO FAJARDO		
DETALLADO DE PILA 21-04		HOJA : P-08
MATERIALES: CONCRETO F'c : 250 Kg/Cm2		
ACERO DE REFUERZO Fy : 2800 Kg/Cm2		
NOTA: UNIDADES EN METROS	FECHA: MARZO 2013	AUTORES: MONTAÑO JASON DUQUE RAYMOND



PILA 22-01 - GEOMETRIA ESC. 1: 100

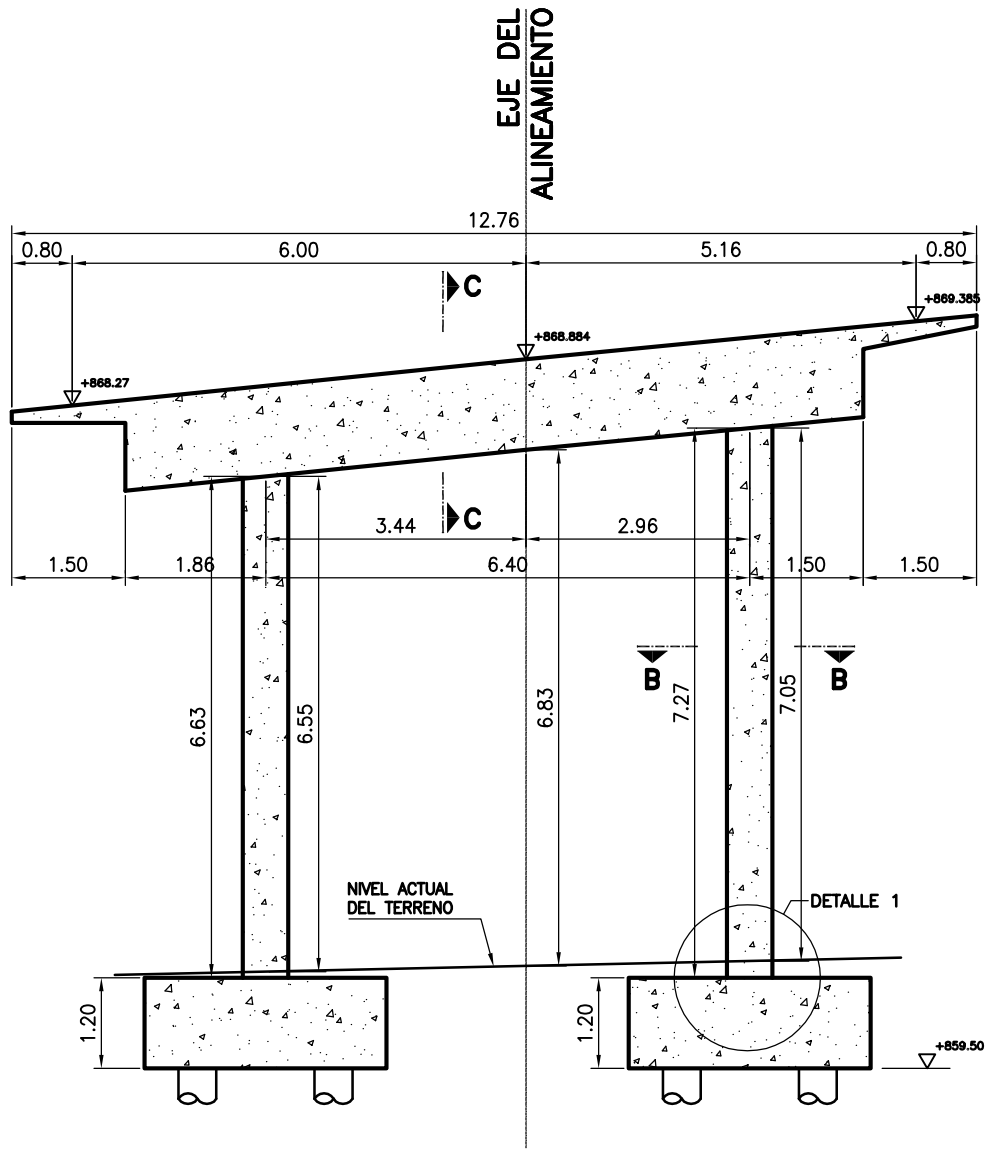
EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO EN TRAMOS ELEVADOS DE LA		
AUTOPISTA VALLE-COCHE Y AUTOPISTA FRANCISCO FAJARDO		
DETALLADO DE PILA 22-01		HOJA ; P-09
MATERIALES:		
CONCRETO F'c : 250 Kg/Cm2		ACERO DE REFUERZO Fy : 2800 Kg/Cm2
NOTA: UNIDADES EN METROS	FECHA: MARZO 2013	AUTORES: MONTAÑO JASON DUQUE RAYMOND



PILA 22-02 - GEOMETRIA

ESC. 1: 100

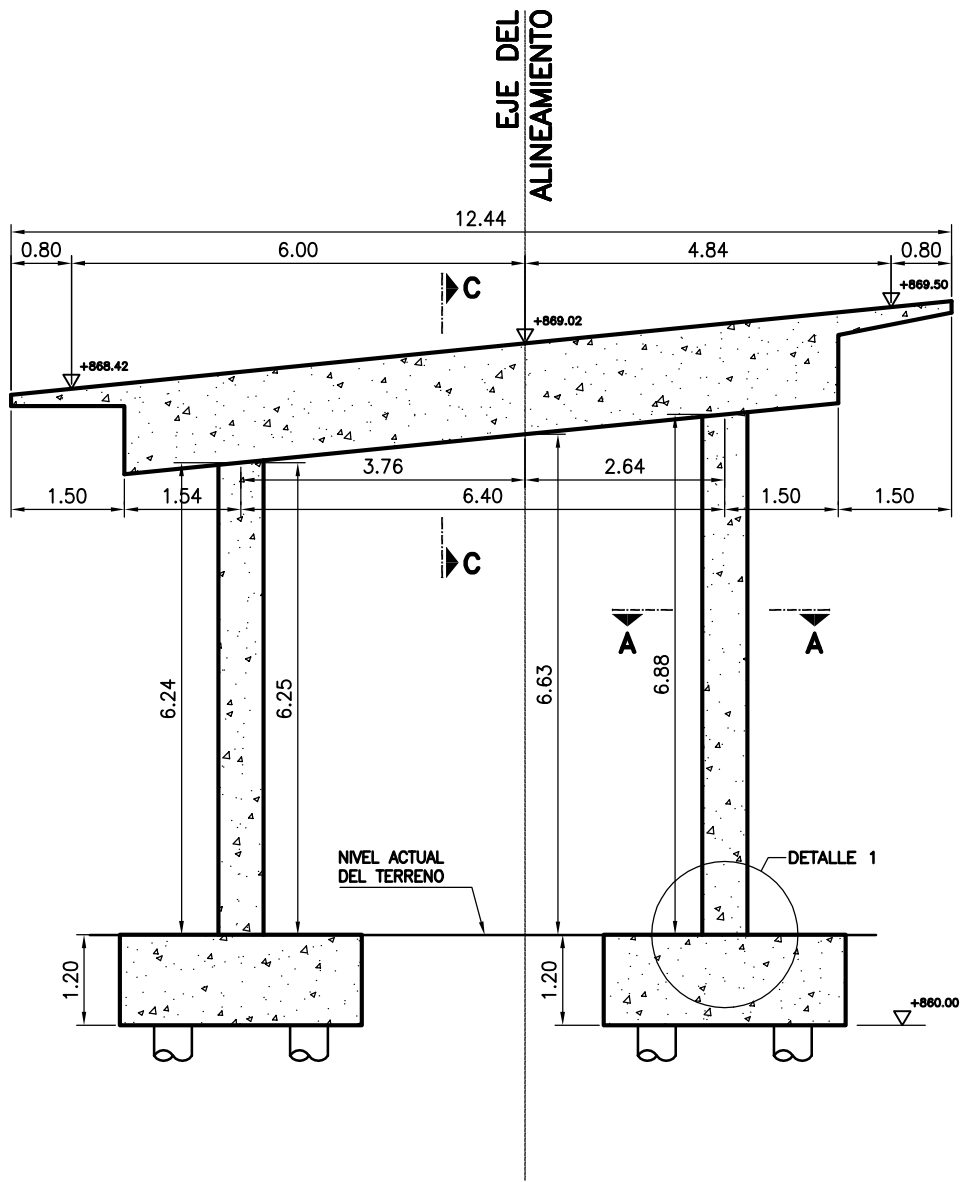
EVALUACIÓN DEL RIESGO SISMICO EN TRAMOS ELEVADOS DE LA AUTOPISTA VALLE-COCHE Y AUTOPISTA FRANCISCO FAJARDO		
DETALLADO DE PILA 22-02		HOJA ; P-10
MATERIALES: CONCRETO F'c : 250 Kg/Cm2		
ACERO DE REFUERZO Fy : 2800 Kg/Cm2		
NOTA: UNIDADES EN METROS	FECHA: MARZO 2013	AUTORES: MONTAÑO JASON DUQUE RAYMOND



PILA 22-03 - GEOMETRIA

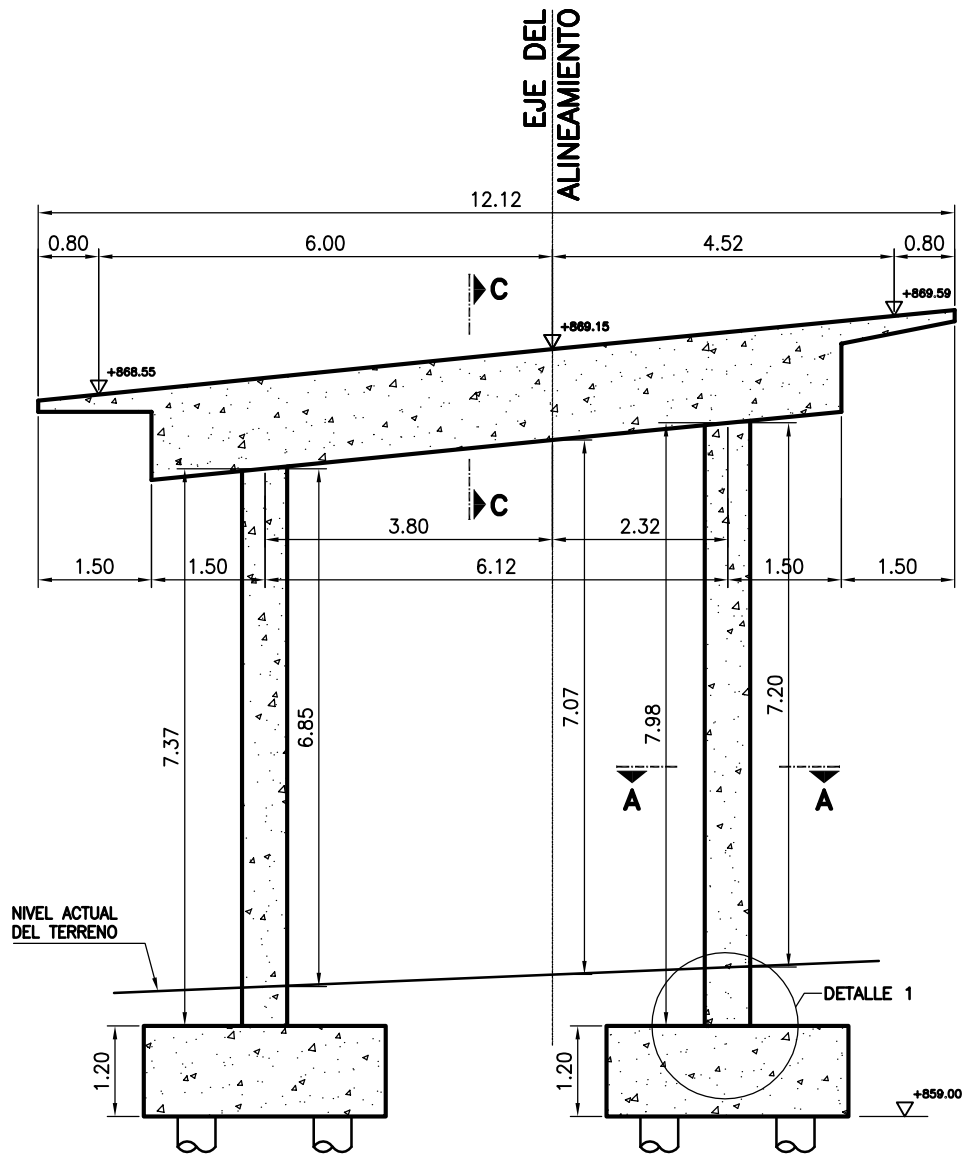
ESC. 1: 100

EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO EN TRAMOS ELEVADOS DE LA AUTOPISTA VALLE-COCHE Y AUTOPISTA FRANCISCO FAJARDO		
DETALLADO DE PILA 22-03		HOJA : P-11
MATERIALES:		
CONCRETO F'c : 250 Kg/Cm2		ACERO DE REFUERZO Fy : 2800 Kg/Cm2
NOTA: UNIDADES EN METROS	FECHA: MARZO 2013	AUTORES: MONTAÑO JASON DUQUE RAYMOND



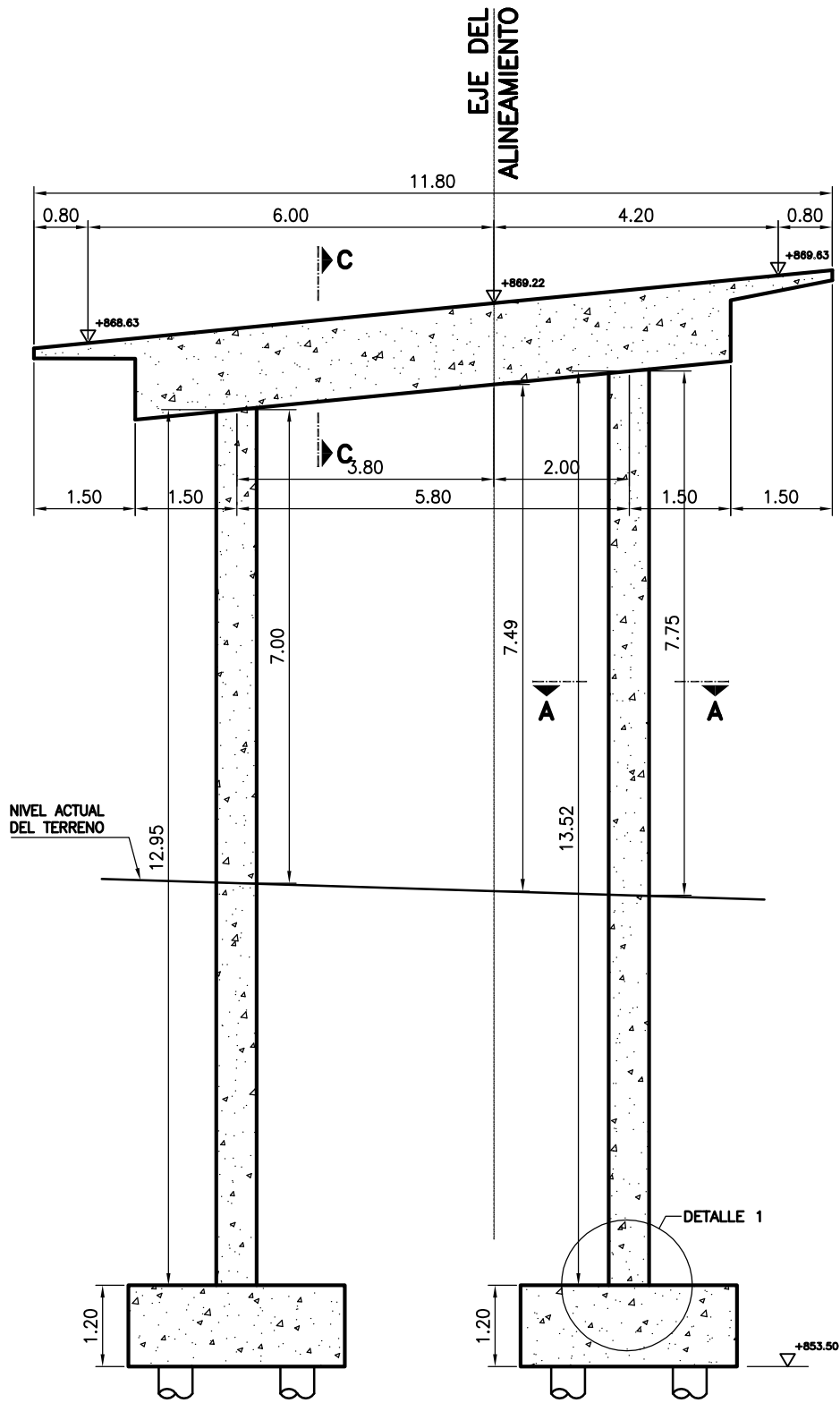
PILA 22-04 - GEOMETRIA ESC. 1: 100

EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO EN TRAMOS ELEVADOS DE LA		
AUTOPISTA VALLE-COCHE Y AUTOPISTA FRANCISCO FAJARDO		
DETALLADO DE PILA 22-04		HOJA ; P-12
MATERIALES:		
CONCRETO F'c : 250 Kg/Cm2		ACERO DE REFUERZO Fy : 2800 Kg/Cm2
NOTA: UNIDADES EN METROS	FECHA: MARZO 2013	AUTORES: MONTAÑO JASON DUQUE RAYMOND



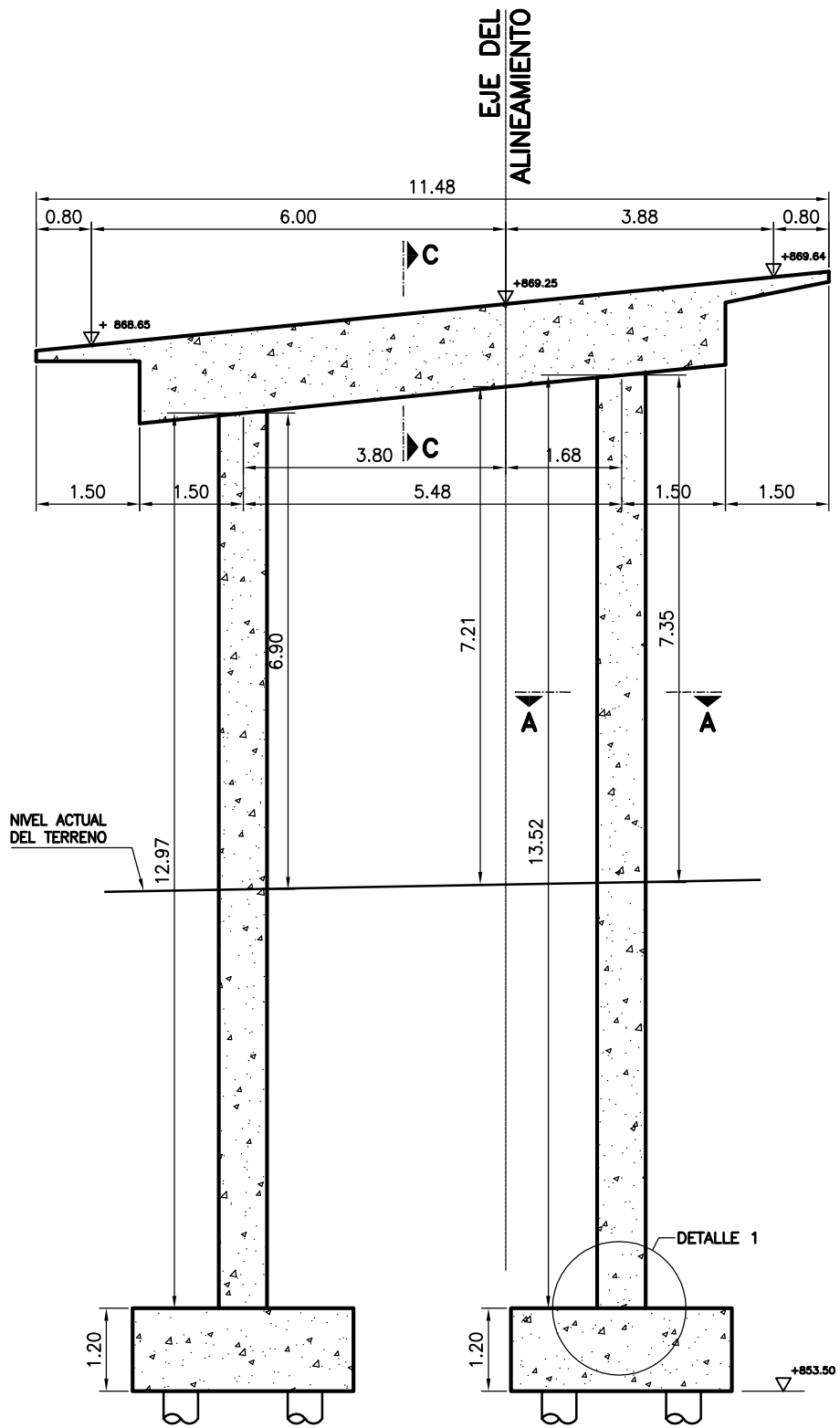
PILA 23-01- GEOMETRIA ESC. 1: 100

EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO EN TRAMOS ELEVADOS DE LA		
AUTOPISTA VALLE-COCHE Y AUTOPISTA FRANCISCO FAJARDO		
DETALLADO DE PILA 23-01	HOJA ;	
	P-13	
MATERIALES:		
CONCRETO		ACERO DE REFUERZO
F'c : 250 Kg/Cm2		Fy : 2800 Kg/Cm2
NOTA:	FECHA:	AUTORES:
UNIDADES EN METROS	MARZO 2013	MONTAÑO JASON DUQUE RAYMOND



PILA 23-02- GEOMETRIA ESC. 1: 100

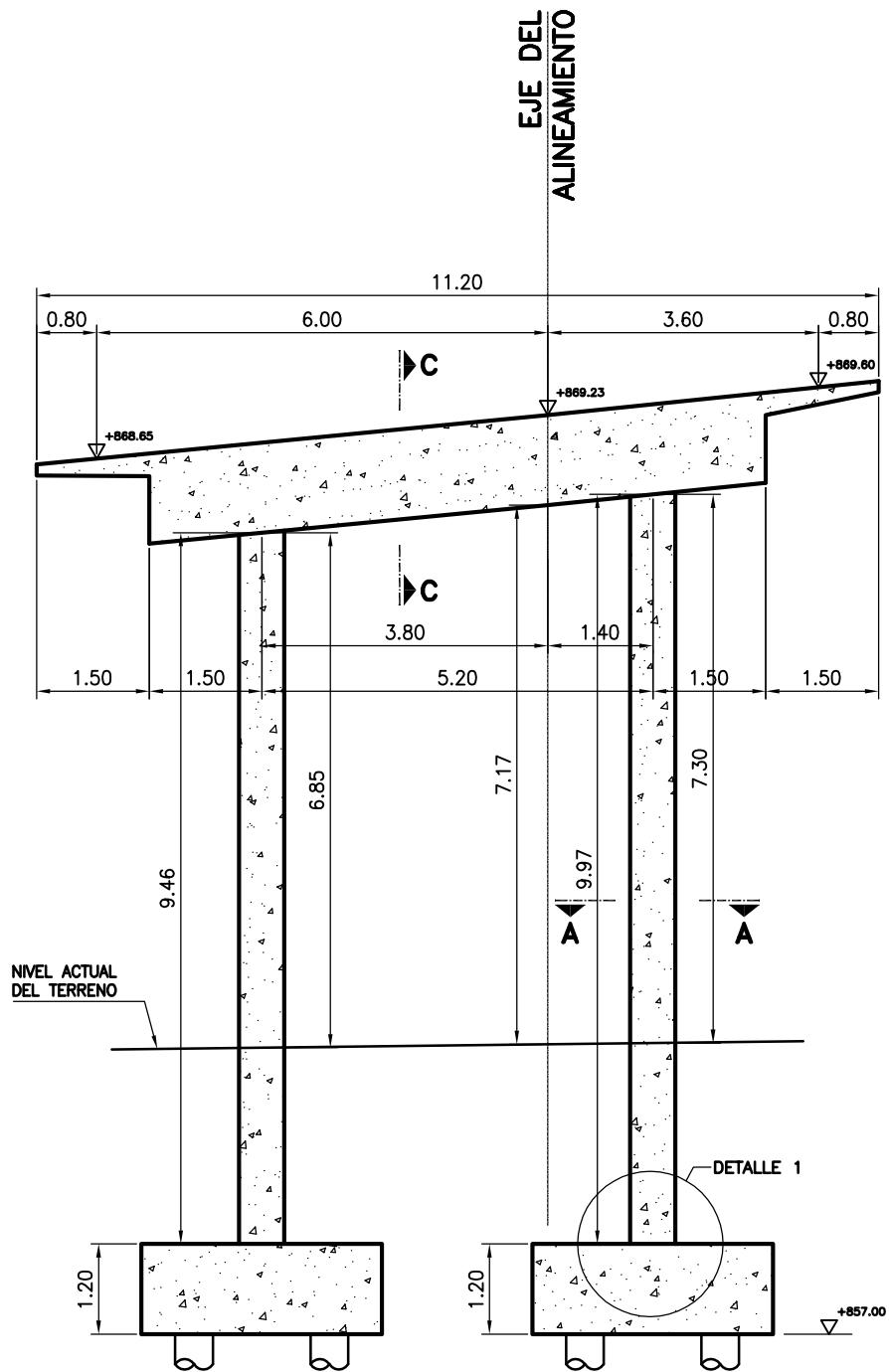
EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO EN TRAMOS ELEVADOS DE LA		
AUTOPISTA VALLE-COCHE Y AUTOPISTA FRANCISCO FAJARDO		
DETALLADO DE PILA 23-02		HOJA ; P-14
MATERIALES:		
CONCRETO F'c : 250 Kg/Cm2		ACERO DE REFUERZO Fy : 2800 Kg/Cm2
NOTA: UNIDADES EN METROS	FECHA: MARZO 2013	AUTORES: MONTAÑO JASON DUQUE RAYMOND



PILA 23-03 - GEOMETRIA

ESC. 1: 100

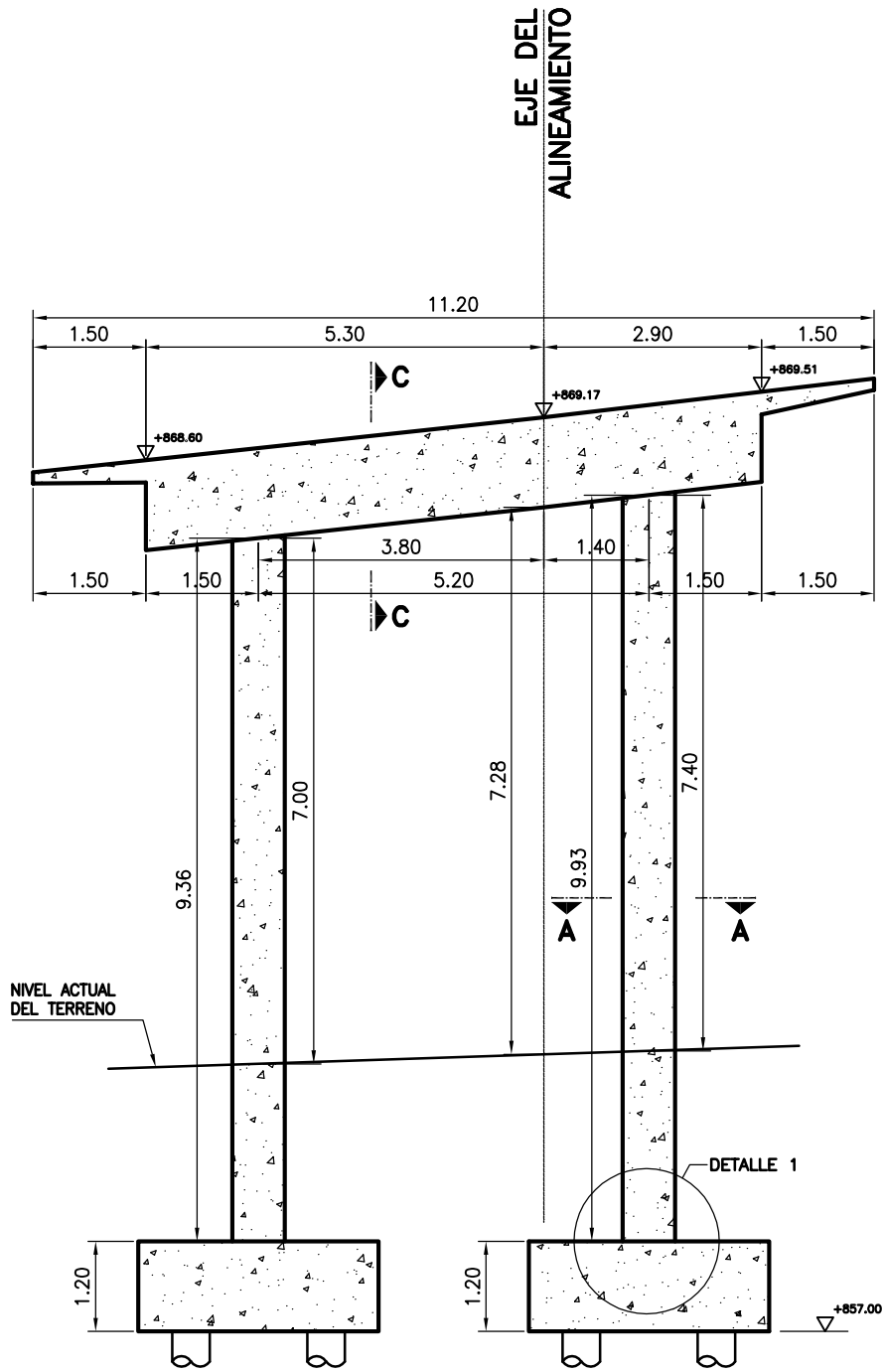
EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO EN TRAMOS ELEVADOS DE LA AUTOPISTA VALLE-COCHE Y AUTOPISTA FRANCISCO FAJARDO		
DETALLADO DE PILA 23-03		HOJA ; P-15
MATERIALES: CONCRETO F'c : 250 Kg/Cm2		ACERO DE REFUERZO Fy : 2800 Kg/Cm2
NOTA: UNIDADES EN METROS	FECHA: MARZO 2013	AUTORES: MONTAÑO JASON DUQUE RAYMOND



PILA 23-04 - GEOMETRIA

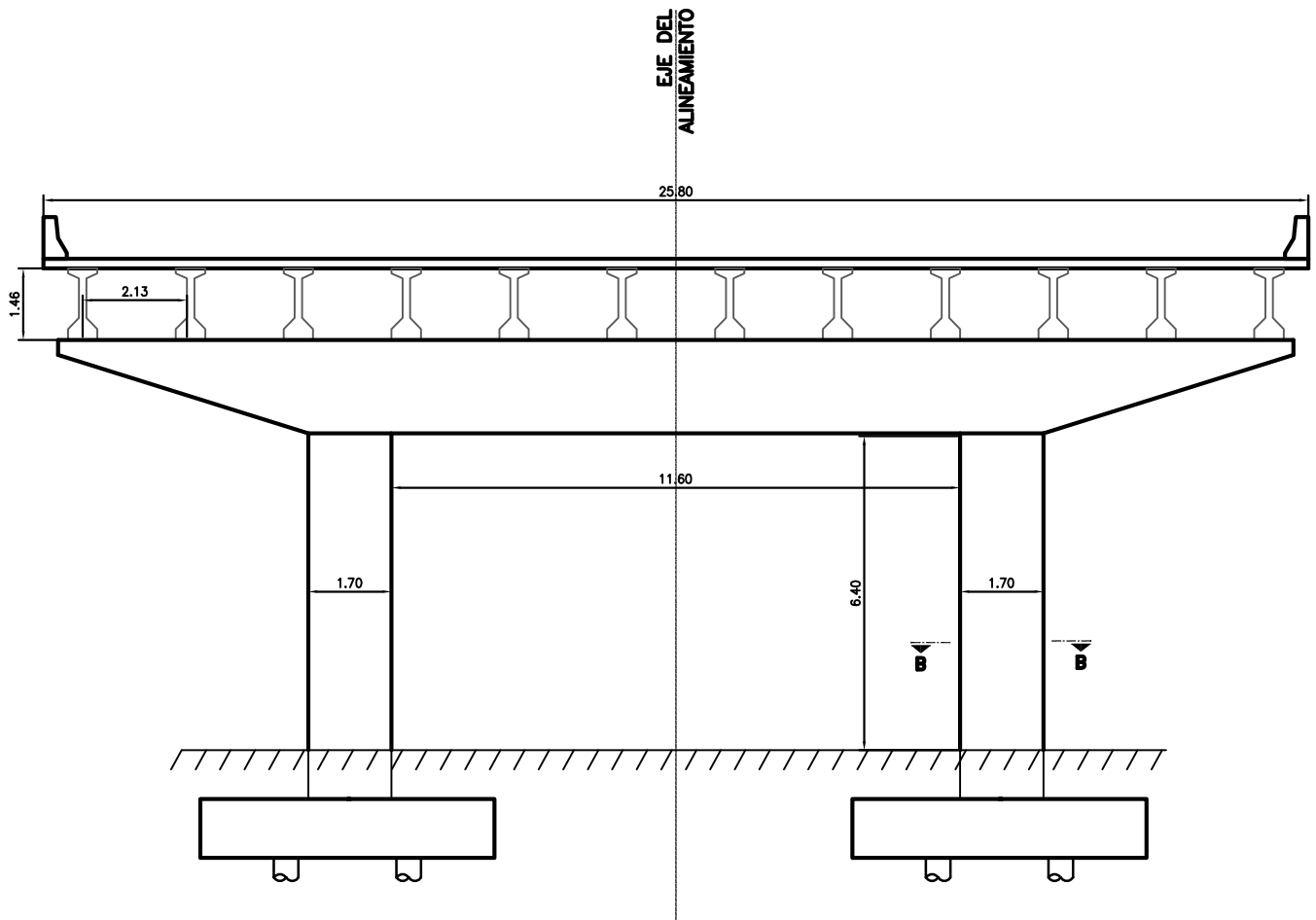
ESC. 1: 50

EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO EN TRAMOS ELEVADOS DE LA		
AUTOPISTA VALLE-COCHE Y AUTOPISTA FRANCISCO FAJARDO		
DETALLADO DE PILA 23-04		HOJA ; P-16
MATERIALES:		
CONCRETO F'c : 250 Kg/Cm2		ACERO DE REFUERZO Fy : 2800 Kg/Cm2
NOTA: UNIDADES EN METROS	FECHA: MARZO 2013	AUTORES: MONTAÑO JASON DUQUE RAYMOND

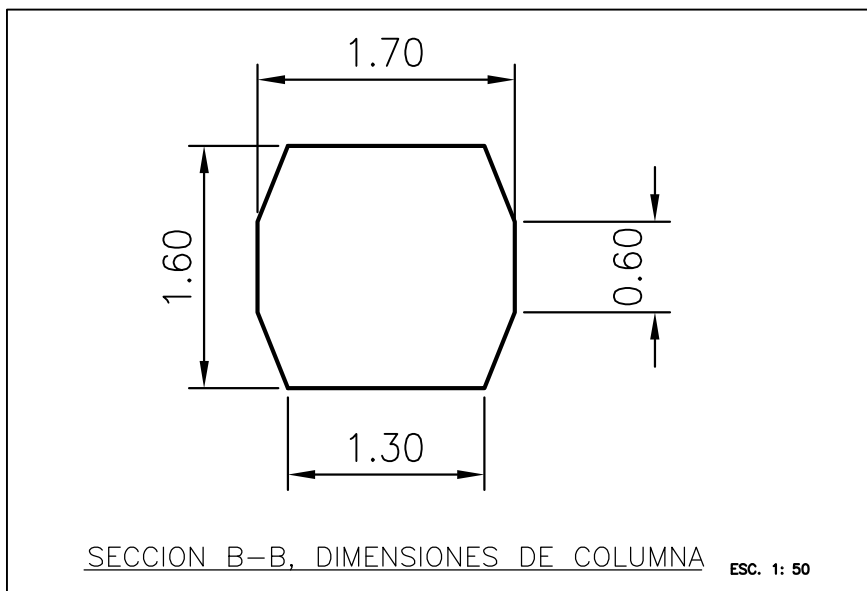


PILA 24-01 - GEOMETRIA ESC. 1: 100

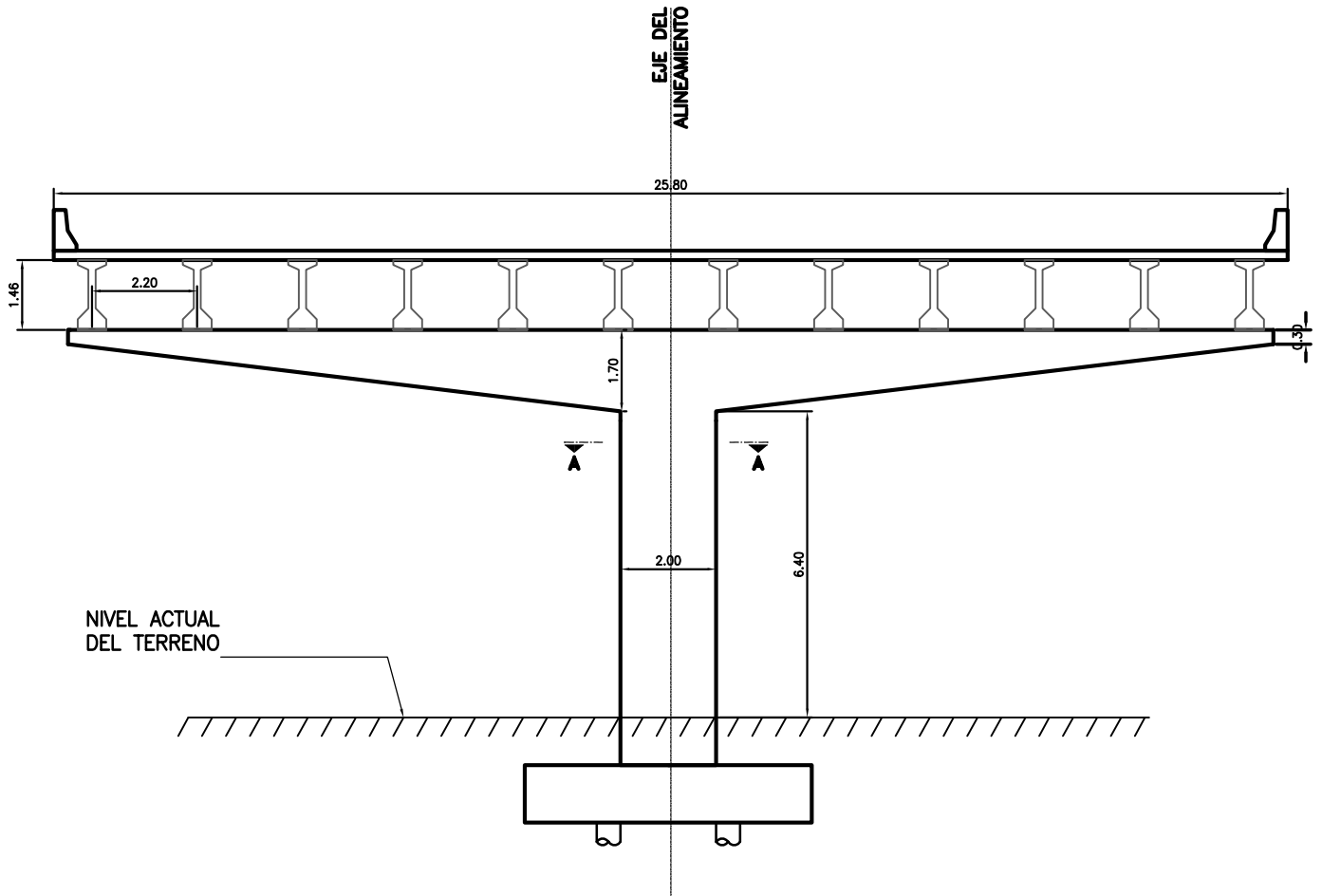
EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO EN TRAMOS ELEVADOS DE LA		
AUTOPISTA VALLE-COCHE Y AUTOPISTA FRANCISCO FAJARDO		
DETALLADO DE PILA 24-01		HOJA ; P-17
MATERIALES:		
CONCRETO F'c : 250 Kg/Cm2		ACERO DE REFUERZO Fy : 2800 Kg/Cm2
NOTA: UNIDADES EN METROS	FECHA: MARZO 2013	AUTORES: MONTAÑO JASON DUQUE RAYMOND



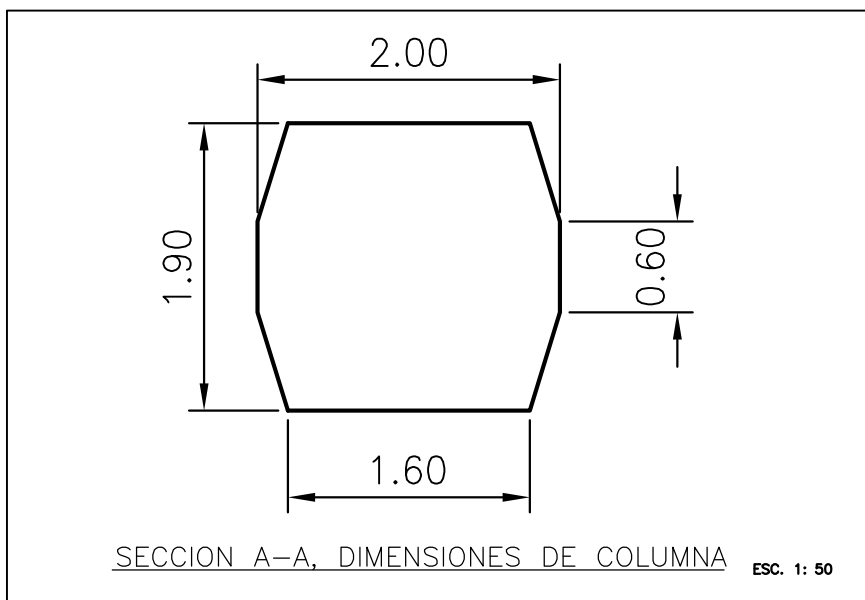
PILA MULTICOLUMNNA ESC. 1: 150



PUENTE VERACRUZ II- LAS MERCEDES, DISTRIBUIDOR EL CIEN PIES		
PILA MULTICOLUMNNA (13)		HOJA : P-18
NOTA: UNIDADES EN METROS	FECHA: MARZO 2013	AUTORES: MONTAÑO JASON DUQUE RAYMOND

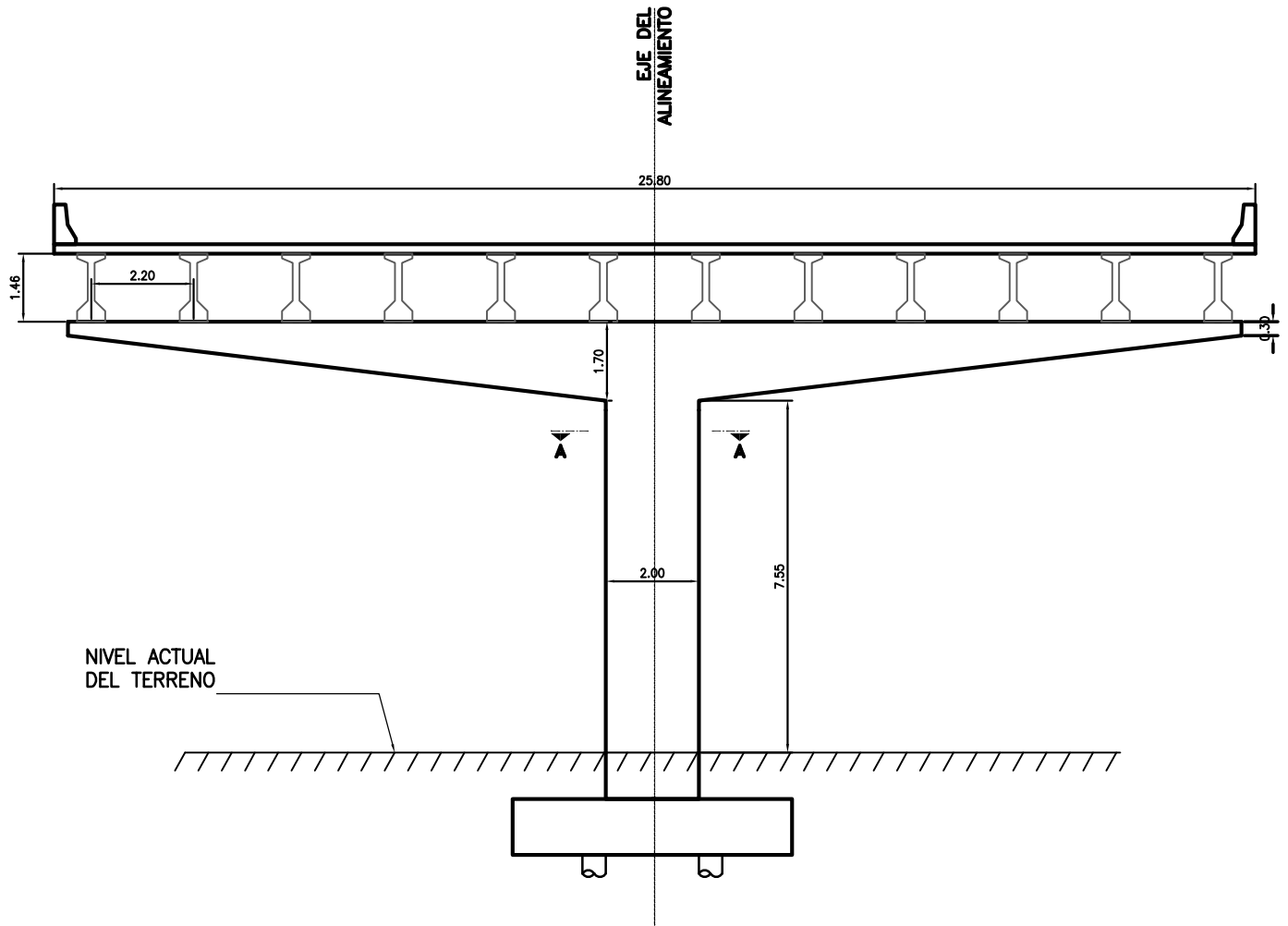


PILA MONOCOLUMNA (1- 12) ESC. 1: 150

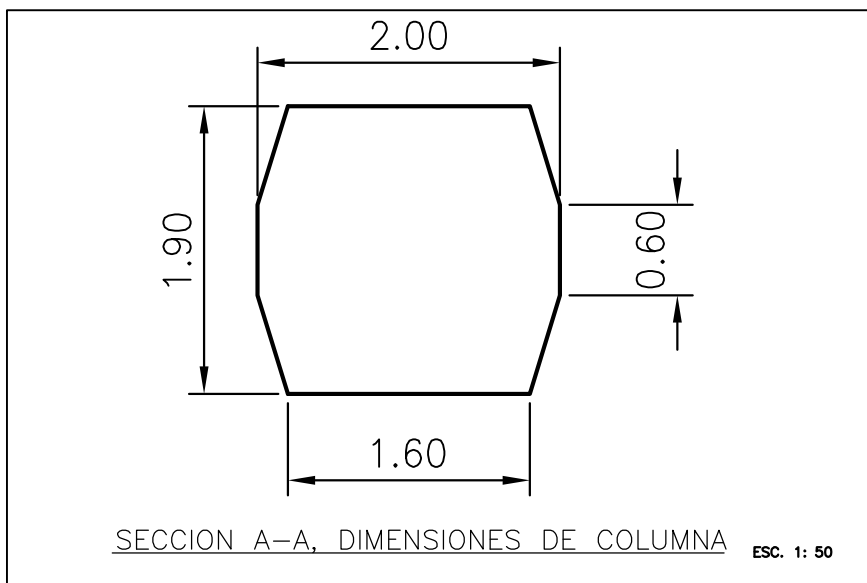


SECCION A-A, DIMENSIONES DE COLUMNA ESC. 1: 50

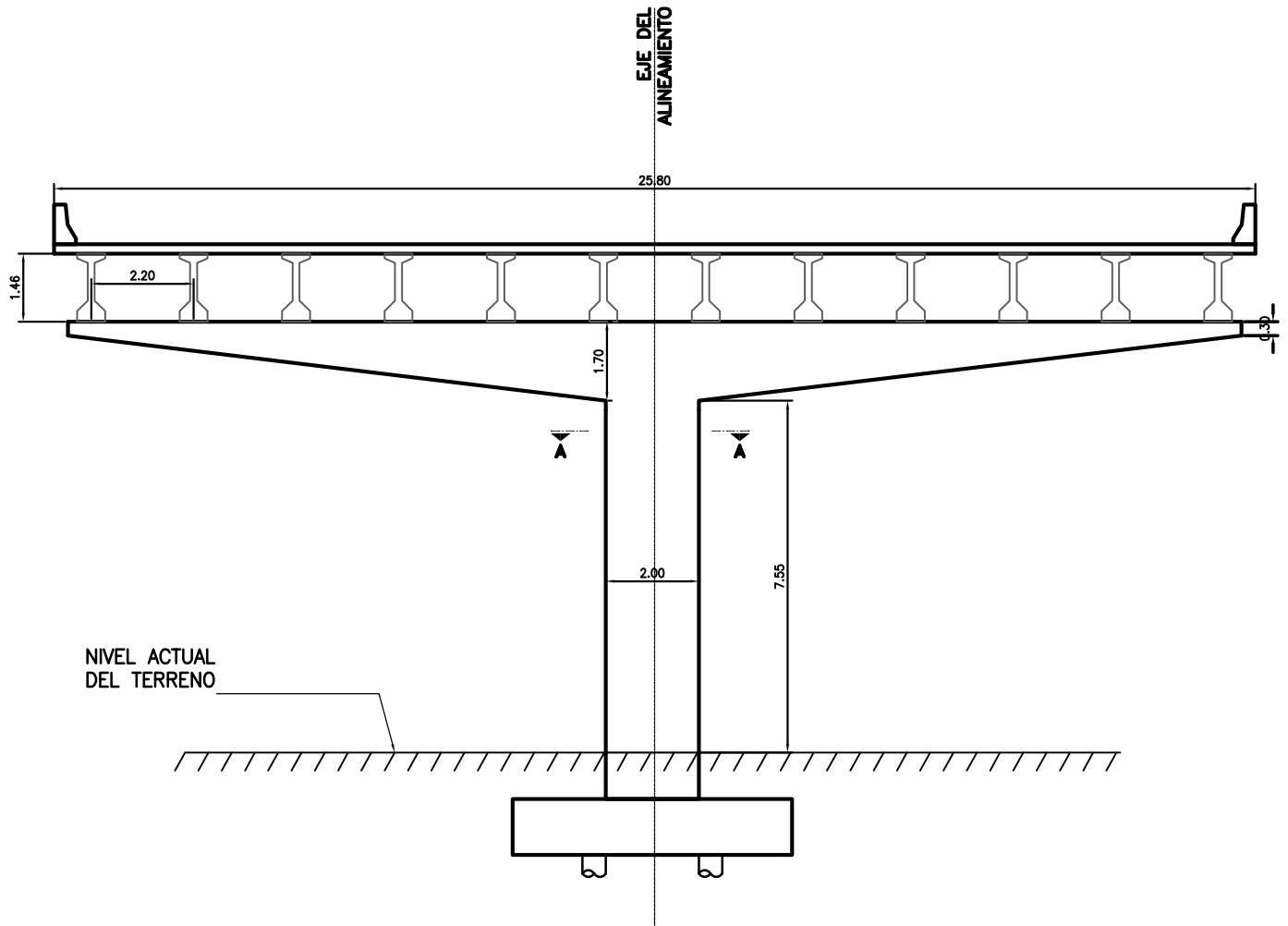
PUENTE VERACRUZ II- LAS MERCEDES, DISTRIBUIDOR EL CIEN PIES		
PILA MONOCOLUMNA (1-12)		HOJA : P-19
NOTA: UNIDADES EN METROS	FECHA: MARZO 2013	AUTORES: MONTAÑO JASON DUQUE RAYMOND



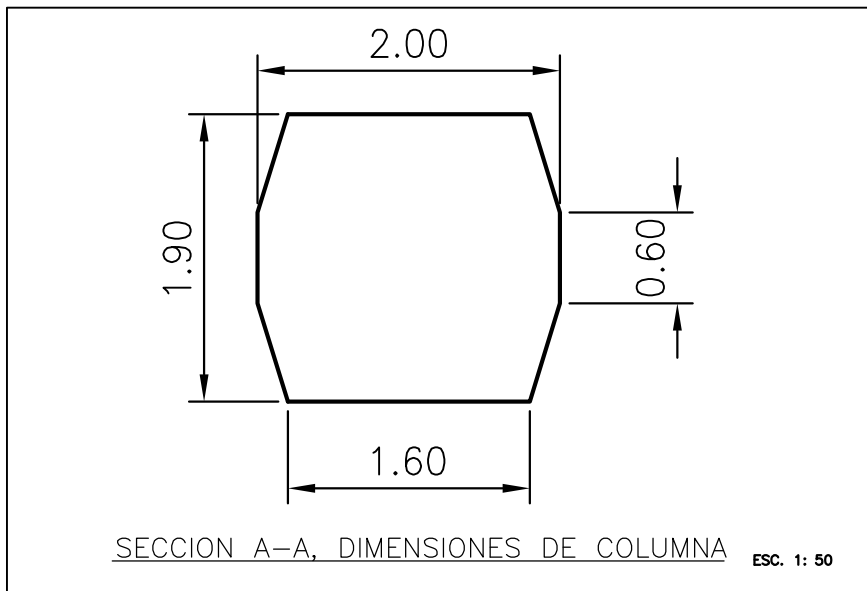
PILA MONOCOLUMNA (14) ESC. 1: 150



PUENTE VERACRUZ II- LAS MERCEDES, DISTRIBUIDOR EL CIEN PIES		
PILA MONOCOLUMNA (14)		HOJA : P-20
NOTA: UNIDADES EN METROS	FECHA: MARZO 2013	AUTORES: MONTAÑO JASON DUQUE RAYMOND

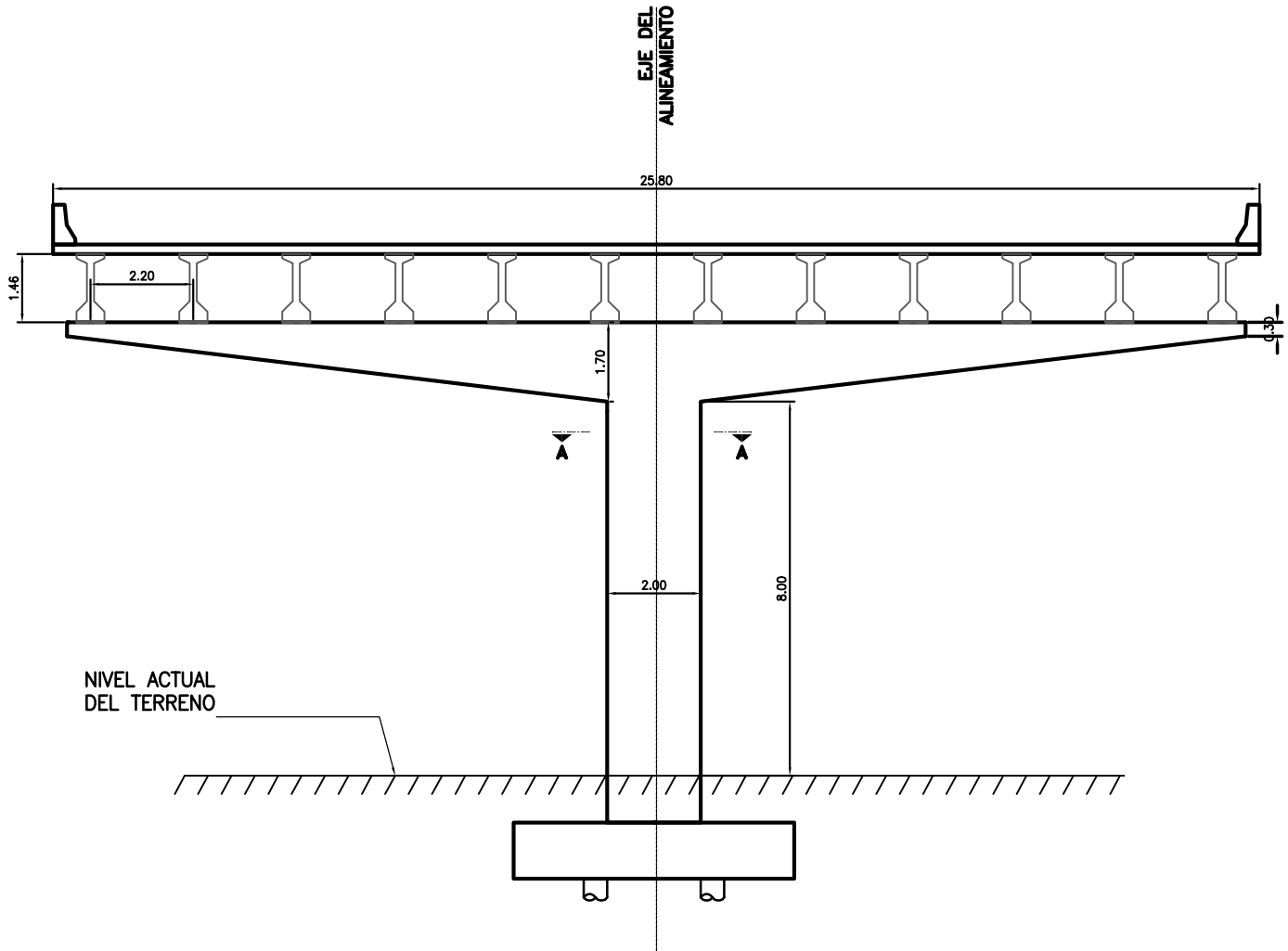


PILA MONOCOLUMNA (14) ESC. 1: 150

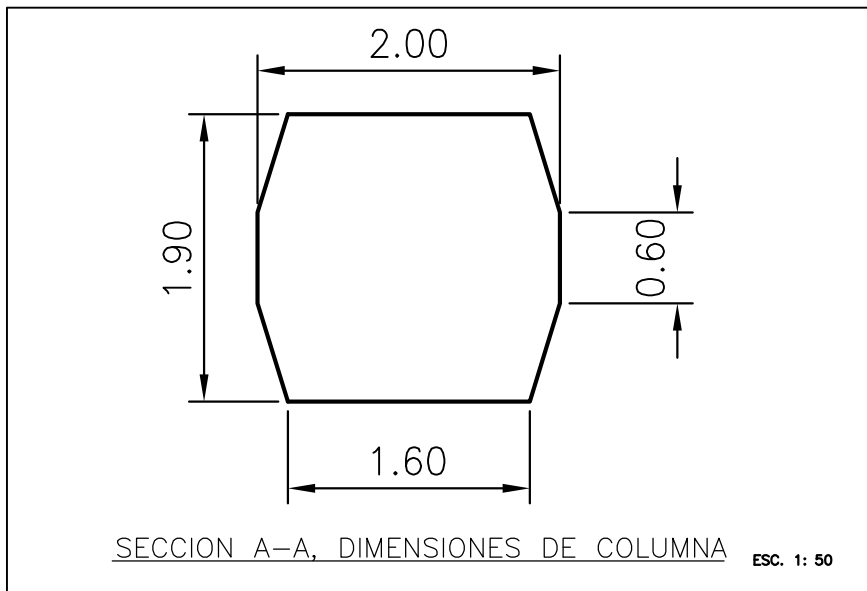


SECCION A-A, DIMENSIONES DE COLUMNA ESC. 1: 50

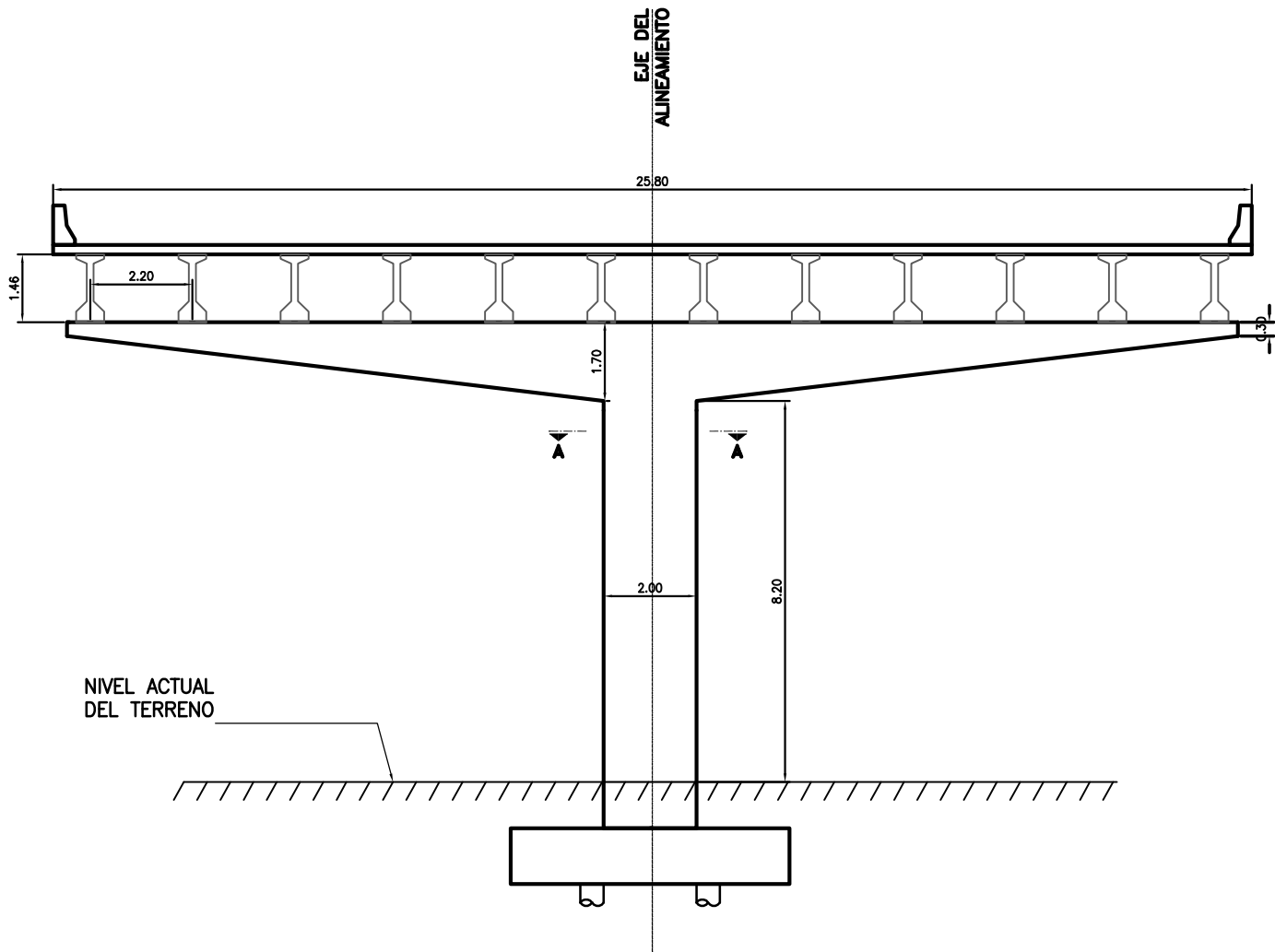
PUENTE VERACRUZ II- LAS MERCEDES, DISTRIBUIDOR EL CIEN PIES		
PILA MONOCOLUMNA (14)		HOJA : P-21
NOTA: UNIDADES EN METROS	FECHA: MARZO 2013	AUTORES: MONTAÑO JASON DUQUE RAYMOND



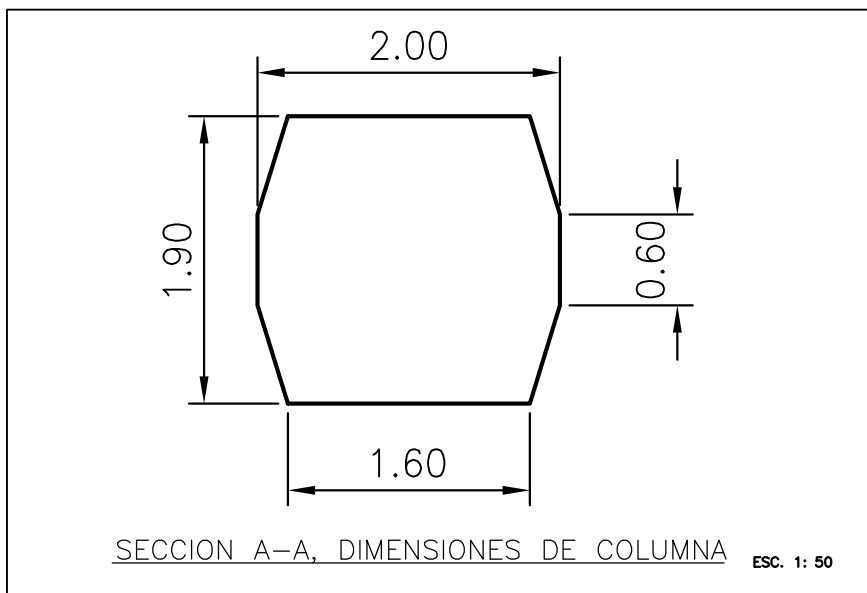
PILA MONOCOLUMNA (15) ESC. 1: 150



PUENTE VERACRUZ II- LAS MERCEDES, DISTRIBUIDOR EL CIEN PIES		
PILA MONOCOLUMNA (15)		HOJA : P-22
NOTA: UNIDADES EN METROS	FECHA: MARZO 2013	AUTORES: MONTAÑO JASON DUQUE RAYMOND

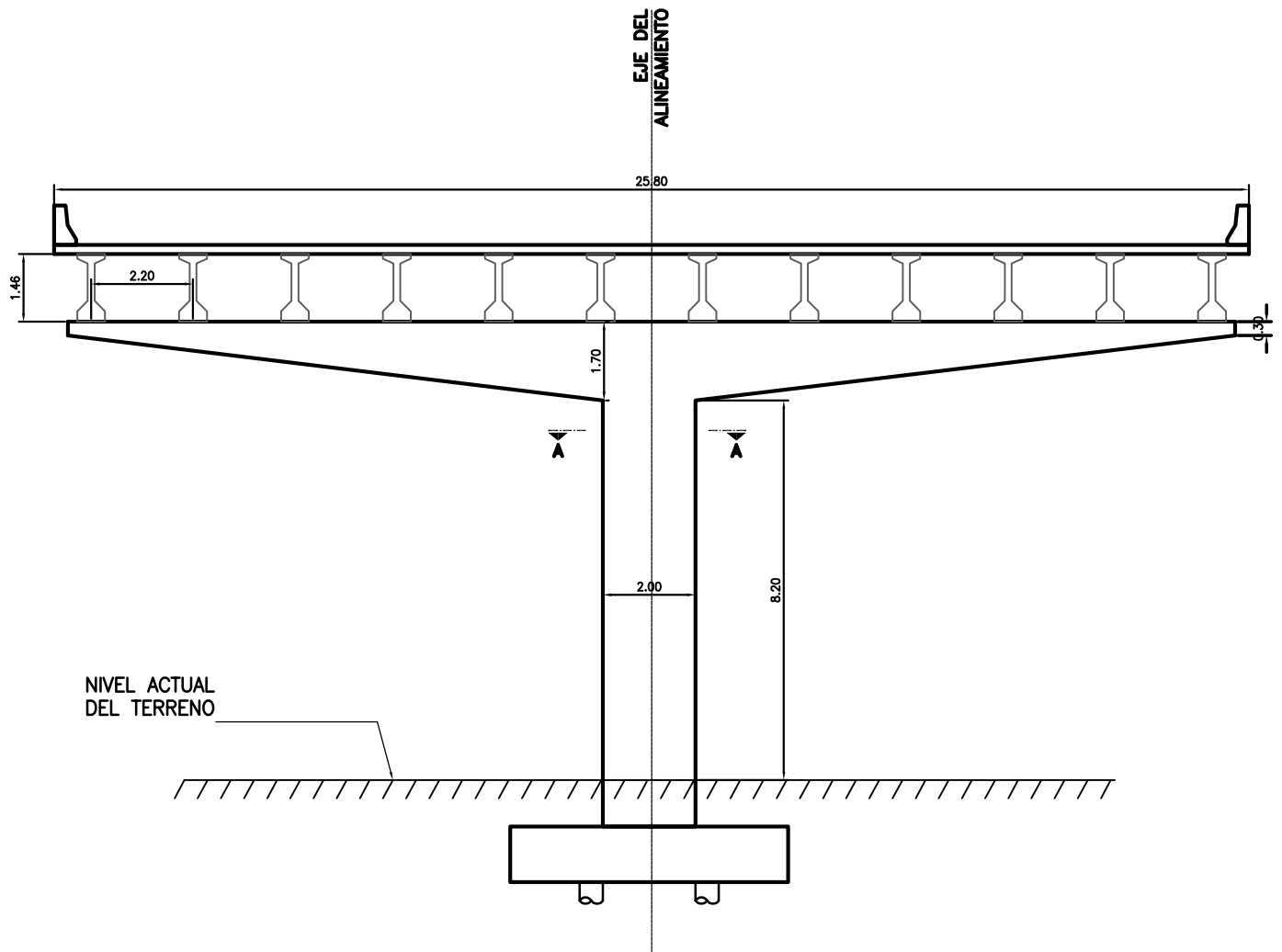


PILA MONOCOLUMNA (16) ESC. 1: 150

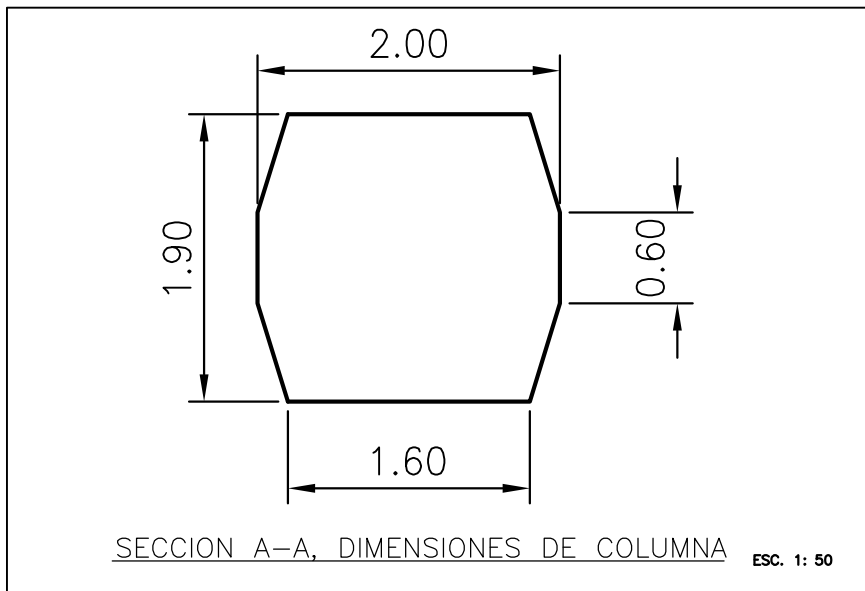


SECCION A-A, DIMENSIONES DE COLUMNA ESC. 1: 50

PUENTE VERACRUZ II- LAS MERCEDES, DISTRIBUIDOR EL CIEN PIES		
PILA MONOCOLUMNA (16)		HOJA : P-23
NOTA: UNIDADES EN METROS	FECHA: MARZO 2013	AUTORES: MONTAÑO JASON DUQUE RAYMOND



PILA MONOCOLUMNA (17-24) ESC. 1: 150



PUENTE VERACRUZ II- LAS MERCEDES, DISTRIBUIDOR EL CIEN PIES		
PILA MONOCOLUMNA (17-24)		HOJA : P-24
NOTA: UNIDADES EN METROS	FECHA: MARZO 2013	AUTORES: MONTAÑO JASON DUQUE RAYMOND