

RICARDO HERMANN PANKOW NOGUERA

**HORMIGÓN PREFABRICADO - POSTENSADO vs.
ELABORADO IN SITU - HºAº: COMPARACION DE
PROYECTOS DE VIADUCTOS**

**Disertación presentada como
requisito parcial para la obtención
del título de Master en Ingeniería,
Curso de Post-Graduación en
Construcción Civil, Sector de
Tecnología, Universidad Federal de
Paraná, Brasil.**

**Orientador: Prof. PhD: Mauro
Lacerda Santos Filho.**

Curitiba

Mayo del 2003

TERMINOS DE APROBACIÓN

RICARDO HERMANN PANKOW NOGUERA

HORMIGÓN PREFABRICADO - POSTENSADO vs. ELABORADO IN SITU - HºAº: COMPARACION DE PROYECTOS DE VIADUCTOS

Disertación aprobada como requisito parcial para la obtención del título de Master en Ingeniería en el curso de Post-Graduación en Construcción Civil de la Universidad Federal del Paraná, por la siguiente banca examinadora:

Orientador: Prof. Dr. Mauro Lacerda Santos Filho (Doctorado - Colorado State University, USA).

Programa de Post-Graduación en Construcción Civil, UFPR.

Prof. Dr. Marco Antonio Marino (Doctorado – University of New Mexico, USA).

Programa de Post-Graduación en Construcción Civil, UFPR.

Prof. Dr. João Elias Abdalla Filho (Doctorado – Colorado, USA).

Departamento de Ingeniería Civil – CEFET/PR

Prof. MSc. Jorge Luis Ceccon (Maestría – PUC/RJ)

Departamento de Construcción Civil, UFPR.

Prof. MSc. Wilson Gorges (Maestría – Miyasaky, Japón).

Departamento de Ingeniería Civil – PUC/PR

Curitiba, 23 de Mayo del 2003

No quiero creer, quiero saber
Carl Sagan (1934-1996)

A todas las personas honestas.

AGRADECIMIENTOS

A los que colaboraron directa o indirectamente en el desarrollo de este trabajo.

Al Ing. Ricardo H. Pankow mi padre, a José Noguera, mi abuelo, por el constante apoyo.

CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS	iv
CONTENIDO	v
LISTA DE FIGURAS	ix
LISTA DE FOTOGRAFÍAS	xiii
LISTA DE TABLAS	xiv
RESUMEN	xvii
RESUMO	xviii
ABSTRACT	xix
CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN Y JUSTIFICATIVA DE LA INVESTIGACIÓN	1
1.1 PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	1
1.2 OBJETIVO:.....	1
1.2.1 PRINCIPAL:.....	1
1.2.2 SECUNDARIO:.....	2
1.3 HIPOTESIS.....	2
1.4 LIMITACIONES	2
1.5 ESTRUCTURA DEL TRABAJO	3
CAPITULO 2: CONCEPTOS Y REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	7
2.1 CONCEPTOS (LEONHARDT, VOL. 6, 1979).....	7
2.2 HISTORIA DE LA CONSTRUCCIÓN DE PUENTES.....	10
2.3 PARTES CONSTITUTIVAS DEL PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO	12
2.4 TIPOS ESTRUCTURALES DE PUENTES DE HORMIGÓN	15
2.5 PROCESOS CONSTRUCTIVOS DE PUENTES.....	19
2.6 MATERIALES UTILIZADOS PARA PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO	21
2.7 DEFINICIÓN DE PRETENSADO (LACROIX & FUENTES, 1978)	22
2.8 HISTORICO DEL PRETENSADO.....	23
2.9 TIPOS Y GRADO DE PRETENSADO, TIPOS DE ANCLAJES.....	24
2.10 COSTOS/m ²	26
CAPITULO 3: METODO DE INVESTIGACIÓN	27
3.1 CONSIDERACIONES Y COMPROBACIÓN PRELIMINAR.....	27
3.1.1 CONSIDERACIONES.....	27
3.1.1.1 CARACTERÍSTICAS DEL VIADUCTO IN SITU-HA° SOBRE MARISCAL LÓPEZ.....	27
3.1.1.2 CARACTERÍSTICAS DEL VIADUCTO RUTA III (para carga HS20).	29
3.1.2 COMPROBACIÓN	31
3.1.2.1 ESFUERZOS PRODUCIDOS POR EL PESO PROPIO (g).....	31

3.1.2.2	ESFUERZOS DEBIDOS A LAS CARGAS MÓVILES O VIVAS (Q).....	33
3.1.2.3	COMBINACIÓN DE CARGAS PARA EL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO, según la ABNT en la NORMA NBR 7187/84 (1984):	34
3.2	CONCLUSIÓN:.....	34
3.3	DESCRIPCIÓN DE LO QUE FUE HECHO.....	36
CAPITULO 4: ANALISIS DE CANTIDADES, ESTUDIO DE CASO.....		43
4.1	COMPARACIÓN 1.....	43
4.1.1	CRONOGRAMA	43
4.1.1.1	CRONOGRAMA 1 DEL VIADUCTO IN SITU (143 días laborales)	44
4.1.1.2	CRONOGRAMA DEL VIADUCTO PREFABRICADO-POSTENSADO (86 días laborales).....	45
4.1.2	MATERIALES	46
4.1.2.1	MATERIALES DEL VIADUCTO IN SITU-HºAº.....	46
	A. Hormigón 21 MPa	46
	A.1) Losa e = 0,20 m.	46
	A.2) Losas de compresión (5,60 x 2,8 x 0,20 m.).....	47
	A.3) Viga Principal	47
	A.4) Viga Pórtico principal	48
	A.5) Viga Pórtico secundario	48
	A.6) Vigas Transversales.....	49
	A.7) Veredas prefabricadas (0,59 x 0,08 m. x longitud del puente)	51
	A.8) Cabezales y Riostra, Principales y Secundarios	51
	A.9) Pilares, Principales y Secundarios.....	52
	A.10) Pilotes preperforados	52
	A.11) Resumen de Hormigón 21 Mpa para viaducto In situ.....	53
	B. Encofrado metálico	54
	C. Encofrado de madera	55
	D. Armaduras CA-50	58
	D.1) Losa.....	58
	D.2) Losa de compresión.....	61
	D.3) Viga principal.....	62
	D.4) Viga de pórtico principal.....	64
	D.5) Viga de pórtico secundario.....	65
	D.6) Viga transversal.....	67

D.7)	Viga transversal en junta.....	69
D.8)	Viga extrema	70
D.9)	Vereda prefabricada.....	71
D.10)	Cabezales y Riostras	72
D.11)	Pilares Principales.....	73
D.12)	Pilares Secundarios	75
E.	Varios	76
F.	Mano de Obra, sueldos y gastos de oficina.....	77
4.1.2.2	MATERIALES DEL VIADUCTO PREFABRICADO-POSTENSADO.....	78
AA.	Hormigón 30 MPa.	78
AA.1)	Viga para 24 y 30 m.	78
AA.2)	Resumen de Hormigón 30 MPa para viaducto Prefabricado-Postensado	79
AP.	Hormigón 24 Mpa.....	80
AP.1)	Losa e = 0,19 m.	80
AP.2)	Viga Pórtico principal (0,90 x 1,00 x 8,35 m.)	81
AP.3)	Viga Pórtico secundario (0,80 x 0,90 x 8,35 m.).....	81
AP.4)	Vigas transversales.....	82
AP.5)	Vigas extremas.....	83
AP.6)	Veredas prefabricadas (0,59 x 0,08 m. x longitud del viaducto).....	83
AP.7)	Cabezales y Riostra, Principales y Secundarios	84
AP.8)	Pilares, Principales y Secundarios.....	85
AP.9)	Pilotes preperforados	85
AP.10)	Resumen de Hormigón 24 MPa para viaducto Prefabricado-Postensado	85
BP.	Encofrado metálico	86
BP.1)	VIGAS PRINCIPALES PREFABRICADAS	86
BP.2)	PILARES PREFABRICADOS	87
BP.3)	ESCUADRAS METÁLICAS 1 C/ 1 m.....	88
CP.	Encofrado de madera.....	89
DAP.	Armaduras CP-190 RB.	90
DP.	Armaduras CA-50.....	92
DP.1)	Vigas Principales de 30 m. y 24 m.....	92
DP.2)	Losa.....	98
DP.3)	Viga Pórtico principal (0,90 x 1,00 x 8,35 m.)	99
DP.4)	Viga Pórtico secundario (0,80 x 0,90 x 8,35 m.).....	100
DP.5)	Viga transversal en 24 m.	101
DP.6)	Viga transversal en 30 m.	102
DP.7)	Viga extrema	103
DP.8)	Veredas prefabricadas	104

DP.9)	Cabezales y riostra	104
DP.10)	Pilares Principales.....	105
DP.11)	Pilares Secundarios	106
EP.	Varios	107
FP.	Mano de Obra, sueldos y gastos de oficina.....	109
4.2	COMPARACIÓN 2.....	110
4.2.1	CRONOGRAMA	110
4.2.1.1	CRONOGRAMA 2 DEL VIADUCTO IN SITU (119 DÍAS LABORALES).....	110
4.2.2	MATERIALES	110
B2)	Encofrado metálico	110
C2)	Encofrado de madera.....	111
F2)	Mano de Obra, sueldos y gastos de oficina.....	111
CAPITULO 5: RESULTADOS		112
5.1	PLANILLAS DE COSTOS	112
5.2	HERRAMIENTAS PARA LA COMPARACIÓN	119
5.2.1	COMPARACIÓN 1.....	119
5.2.2	COMPARACIÓN 2.....	122
5.2.3	COMPARACIÓN ADICIONAL	123
CAPITULO 6: CONCLUSIONES.....		125
6.1	IMPORTANCIA DE LA HERRAMIENTA CREADA.....	126
6.2	LIMITACIONES DE ESTE TRABAJO Y SUGESTIONES PARA PRÓXIMAS INVESTIGACIONES.....	127
ANEXOS		129
ANEXO 1: CÁLCULO DE VIGA POSTENSADA DE 30 m.		129
ANEXO 2: CÁLCULO DE VIGA POSTENSADA DE 24 m.		129
ANEXO 3: CÁLCULO DE PÓRTICO.		129
ANEXO 4: CÁLCULO DE PILAR.....		220
ANEXO 5: CÁLCULO DE VIGA TRANSVERSAL O TRAVIESA.....		234
ANEXO 6: CÁLCULO DE VIGA TRANSVERSAL EXTREMA.....		240
ANEXO 7: CÁLCULO DE PILOTE DE FUNDACIÓN.....		243
ANEXO 8: CRONOGRAMAS		247
ANEXO 9: SUGERENCIA PARA ESTUDIO POSTERIOR, COMPARACIÓN DE CUANTÍAS POR VANO.....		268
REFERENCIAS.....		275

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1	CARGA DE VEHICULO HS20	4
FIGURA 2	CARGA DE VEHICULO CLASE 45 NBR	5
FIGURA 3	CARGAS UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDAS PARA LA CLASE 45 NBR	5
FIGURA 4	PUENTE EN VIGA	7
FIGURA 5	PUENTE EN ARCO	8
FIGURA 6	PUENTE COLGANTE	8
FIGURA 7	GÁLIBO	9
FIGURA 8	SUPER-ESTRUCTURA	12
FIGURA 9	MESO-ESTRUCTURA	12
FIGURA 10	INFRA ESTRUCTURA	12
FIGURA 11	VIGAS SOBRE DOS APOYOS	15
FIGURA 12	VIGAS SOBRE DOS APOYOS EN VARIOS VANOS	15
FIGURA 13	VIGAS SOBRE DOS APOYOS CON VOLADIZOS	15
FIGURA 14	PILAR EN VOLADIZOS	15
FIGURA 15	VIGA CONTÍNUA	16
FIGURA 16	PÓRTICO TRIARTICULADO, ISOSTÁTICO	16
FIGURA 17	PÓRTICO TRIARTICULADO, CON PILAR (ISOSTÁTICO)	16
FIGURA 18	PÓRTICO BIARTICULADO	17
FIGURA 19	PÓRTICO BIARTICULADO CON TRAMOS ADYACENTES APOYADOS	17
FIGURA 20	PÓRTICO EMPOTRADO	17
FIGURA 21	PÓRTICO CERRADO	17
FIGURA 22	PÓRTICO BIARTICULADO CON MONTANTES CONCURRENTES	18
FIGURA 23	PÓRTICO DE VARIOS VANOS	18
FIGURA 24	ARCO TRIARTICULADO ISOSTATICO	18
FIGURA 25	ARCO BIARTICULADO HIPERESTATICO	18
FIGURA 26	ARCO BIEMPOTRADO HIPERESTATICO	19
FIGURA 27	ENCOFRADOS DESLIZANTES	19
FIGURA 28	VOLADIZOS SUCESIVOS	19
FIGURA 29	VOLADIZOS SUCESIVOS CON ESTRUCTURA DE LANZAMIENTO	20
FIGURA 30	VIGAS PREFABRICADAS DE VANO ENTERO, LANZADAS MEDIANTE ESTRUCTURA	20
FIGURA 31	VIGAS PREFABRICADAS DE VANO ENTERO, LANZADAS MEDIANTE GRÚA	20
FIGURA 32	SEGMENTOS PREFABRICADOS, LANZADOS MEDIANTE ESTRUCTURA	21
FIGURA 33	SEGMENTOS PREFABRICADOS, LANZADOS EN AVANCES SUCESIVOS	21
FIGURA 34	CORTE TRANSVERSAL DEL VIADUCTO IN SITU SOBRE MARISCAL LÓPEZ	27

FIGURA 35	TRAMOS DEL VIADUCTO IN SITU SOBRE MARISCAL LÓPEZ	28
FIGURA 36	APOYOS DE NEOPRENO	28
FIGURA 37	VIADUCTO PREFABRICADO-POSTENSADO DE RUTA III, PARAGUAY 2002.	29
FIGURA 38	SECCIÓN DE VIGA DE 24 M. DE LONGITUD	30
FIGURA 39	SECCIÓN TRANSVERSAL DEL VIADUCTO RUTA III, CON LAS CARGAS PERMANENTES	31
FIGURA 40	CARGAS Y REACCIONES EN VIADUCTO RUTA III, DEBIDO A CARGAS PERMANENTES	32
FIGURA 41	MOMENTO FLECTOR MÁXIMO EN VIGA EXTERNA, DE VIADUCTO RUTA III, DEBIDO A CARGAS MÓVILES.....	33
FIGURA 42	CORTANTE EN VIGA EXTERNA, DE VIADUCTO RUTA III, DEBIDO A CARGAS MÓVILES.	33
FIGURA 43	PLANTA DE VIADUCTO IN SITU, SOBRE MARISCAL LÓPEZ.....	35
FIGURA 44	PLANTA DE VIADUCTO PREFABRICADO ADAPTADO SOBRE MARISCAL LÓPEZ.....	35
FIGURA 45	PLANTA DEL VIADUCTO PREFABRICADO CON EL ÁREA CONSIDERADA EN EL ANALISIS.....	37
FIGURA 46	PLANTA DEL VIADUCTO IN SITU CON EL ÁREA CONSIDERADA EN EL ANALISIS.	37
FIGURA 47	PLANTA DEL VIADUCTO PREFABRICADO, CON LOS TRAMOS CAPACES DE SER CONSTRUÍDOS POR VEZ (LONGITUD = 54 M.), PARA LA COMPARACIÓN 1.	38
FIGURA 48	PLANTA DEL VIADUCTO IN SITU, CON LOS TRAMOS CAPACES DE SER CONSTRUÍDOS POR VEZ (LONGITUD = 62 M.) PARA LA COMPARACIÓN 1.	39
FIGURA 49	PLANTA DEL VIADUCTO IN SITU, CON LOS TRAMOS CAPACES DE SER CONSTRUÍDOS POR VEZ (LONGITUD = 124 M.), PARA LA COMPARACIÓN 2.	39
FIGURA 50	ENCOFRADO DEL VIADUCTO IN SITU.....	40
FIGURA 51	CALENDARIO UTILIZADO EN AMBAS SOLUCIONES.....	41
FIGURA 52	ESQUEMA DE AVANCE DE OBRAS-IN SITU 1.....	44
FIGURA 53	CONTINUACIÓN ESQUEMA DE AVANCE DE OBRAS-IN SITU 1.....	44
FIGURA 54	ESQUEMA DE AVANCE DE OBRAS-PREFABRICADO	45
FIGURA 55	CONTINUACIÓN ESQUEMA DE AVANCE DE OBRAS-PREFABRICADO ...	45
FIGURA 56	SECCIÓN DE LA LOSA = 1,9534 M ²	46
FIGURA 57	LOSA DE COMPRESIÓN 16 UNIDADES	47
FIGURA 58	VIGAS DE 0,35X1,35 M. (NO SE CONSIDERA LOS 0,20 M. DE LOSA).....	47
FIGURA 59	VIGAS PRINCIPALES 8 UNIDADES.....	47

FIGURA 60	VIGA DE PÓRTICO PRINCIPAL.....	48
FIGURA 61	VIGAS TRANSVERSALES EN ZONA DE COMPRESIÓN (8 UNIDADES)....	49
FIGURA 62	VIGAS TRANSVERSALES (6 UNIDADES).....	49
FIGURA 63	JUNTA UBICADA EN EL LADO DERECHO CON 2 VIGAS.....	50
FIGURA 64	VIGAS EXTREMAS.....	50
FIGURA 65	VEREDA IZQUIERDA.....	51
FIGURA 66	RIOSTRA Y CABEZALES PRINCIPALES.....	51
FIGURA 67	DISEÑO DEL ENCOFRADO PARA 62 METROS.....	55
FIGURA 68	AREA DE ENCOFRADO FENÓLICO (MADERIT), PARA VIGAS TRANSVERSALES.....	55
FIGURA 69	CUANTÍA DE LOSA PRINCIPAL.....	58
FIGURA 70	CUANTÍA DE LOSA SECUNDARIA IZQUIERDA.....	59
FIGURA 71	CUANTÍA DE LOSA SECUNDARIA DERECHA.....	60
FIGURA 72	CUANTÍA DE LOSA COMPRESIÓN.....	61
FIGURA 73	CUANTÍA DE VIGAS PRINCIPALES EN VANO CENTRAL.....	62
FIGURA 74	CUANTÍA DE VIGAS PRINCIPALES EN VANOS MÁS CORTOS.....	63
FIGURA 75	CUANTÍA DE VIGAS DE PÓRTICOS PRINCIPALES.....	64
FIGURA 76	CUANTÍA DE VIGAS DE PÓRTICOS SECUNDARIOS.....	65
FIGURA 77	CUANTÍA DE VIGAS TRANSVERSALES IN SITU.....	67
FIGURA 78	CUANTÍA DE VIGAS TRANSVERSALES EN JUNTA DE DILATACIÓN.....	69
FIGURA 79	CUANTÍA DE VIGAS TRANSVERSALES EXTREMAS.....	70
FIGURA 80	CUANTÍA DE VEREDAS PREFABRICADAS.....	71
FIGURA 81	CUANTÍA DE CABEZALES Y RIOSTRAS.....	72
FIGURA 82	CUANTÍA DE PILARES PRINCIPALES EN VIADUCTO IN SITU.....	73
FIGURA 83	CORTE DE PILAR PRINCIPAL.....	74
FIGURA 84	CUANTÍA DE PILARES SECUNDARIOS EN VIADUCTO IN SITU.....	75
FIGURA 85	BARANDA METÁLICA.....	76
FIGURA 86	SECCIÓN DE VIGAS PREFABRICADAS – 24 M. Y 30 M.....	78
FIGURA 87	VOLUMEN ADICIONAL EN EXTREMO DE VIGA DE 30 M.....	78
FIGURA 88	VOLUMEN ADICIONAL EN EXTREMO DE VIGA DE 24 M.....	79
FIGURA 89	SECCIÓN DE LA LOSA EN VIADUCTO PREFABRICADO = 1,7764 M ²	80
FIGURA 90	PÓRTICO PRINCIPAL.....	81
FIGURA 91	PÓRTICO SECUNDARIO.....	81
FIGURA 92	VIGAS TRANSVERSALES (0,15X1,00 M.) EN TRAMOS DE 24 METROS, 6 UNIDADES IZQ. Y 7 UNID. DERECHO.....	82
FIGURA 93	VIGAS TRANSVERSALES (0,25X1,00 M.) EN TRAMOS DE 30 METROS, 1 UNIDAD LADO IZQ. Y 1 UNIDAD EN EL LADO DERECHO.....	82
FIGURA 94	VIGAS EXTREMAS (0,20X1,00 M.), 14 UNID. LADO IZQUIERDO Y 16 UNID. EN EL LADO DERECHO.....	83

FIGURA 95	ENCOFRADOS METÁLICOS DE VIGAS EN PREFABRICADO	87
FIGURA 96	DETALLE DE ANCLAJES PARA 24 Y 30 M.	90
FIGURA 97	DETALLE DE ARMADURAS PASIVAS EN VIGA DE 30 M.....	92
FIGURA 98	LAS ARMADURAS CONSTRUCTIVAS FUERON SACADAS DE LAS ESPECIFICACIONES, AASHTO	93
FIGURA 99	CUANTÍAS DE ARMADURAS PASIVAS EN VIGA DE 30 M.....	94
FIGURA 100	DETALLE DE ARMADURAS PASIVAS EN VIGA DE 24 M.....	95
FIGURA 101	CUANTÍAS DE ARMADURAS PASIVAS EN VIGA DE 24 M.....	96
FIGURA 102	CUANTIA DE VIGAS DE PORTICO PRINCIPAL EN VIADUCTO PREFABRICADO	99
FIGURA 103	CUANTIA DE VIGAS DE PORTICO SECUNDARIO EN VIADUCTO PREFABRICADO.....	100
FIGURA 104	CUANTIA DE VIGA TRANSVERSAL, EN VIADUCTO PREFABRICADO	101
FIGURA 105	CUANTIA DE VIGA TRANSVERSAL, EN VIADUCTO PREFABRICADO	102
FIGURA 106	CUANTIA DE VIGA EXTREMA, EN VIADUCTO PREFABRICADO	103
FIGURA 107	CUANTIA DE PILAR EN VIADUCTO PREFABRICADO.....	105
FIGURA 108	CUANTIA DE PILAR EN VIADUCTO PREFABRICADO.....	106
FIGURA 109	ORIGEN DE LOS VALORES DE LA TABLA COMPARATIVA	119

LISTA DE FOTOGRAFÍAS

FOTO 1 Y 2	PUENTES EN VIGA.....	7
FOTO 3	PUENTE EN PÓRTICO	7
FOTO 4	PUENTE EN ARCO	8
FOTO 5	PUENTE COLGANTE	8
FOTO 6	PUENTE ATIRANTADO.....	8
FOTO 7	PUENTE EN VIGA SOPORTADA POR ARCO	9
FOTO 8	PERFORADORA Y TRABAJADORES INTRODUCIENDO LA ARMADURA EN EL POZO PERFORADO	52
FOTO 9	ENCOFRADOS METÁLICOS UTILIZADOS EN PILARES.....	54
FOTO 10	ENCOFRADO PREPARADO PARA DOS TRAMOS, EN EL LADO IZQUIERDO.....	56
FOTO 11	ENCOFRADO EN EL LADO DERECHO	57
FOTO 12	MADERIT ESPESOR = 2 CM, USADO PARA LA LOSA	57
FOTO 13	ENCOFRADO METÁLICO DE VIGAS DE 24 M.....	86
FOTO 14	ESCUADRAS METÁLICAS PARA VEREDA Y CAMINERO DE TRABAJO. 88	
FOTO 15	POSTENSADO DE VIGAS DE 24 M, CON GATO STRONGHOLD	90
FOTO 16	LOSETAS PREFABRICADAS UTILIZADAS COMO ENCOFRADO DE LOSA	98
FOTO 17	GRÚA DE IZAJE DE 1500 KN DE CAPACIDAD.....	102

LISTA DE TABLAS

TABLA 1-	PARTES COMPONENTES DE LA SUPER-ESTRUCTURA	13
TABLA 2-	PARTES COMPONENTES DE LA MESO-ESTRUCTURA	14
TABLA 3-	PARTES COMPONENTES DE LA INFRA-ESTRUCTURA.....	14
TABLA 4-	CANTIDAD DE HORMIGÓN DE LOSA PARA CADA LADO DEL VIADUCTO	46
TABLA 5-	CANTIDAD DE HORMIGÓN DE LOSA DE COMPRESIÓN PARA CADA LADO DEL VIADUCTO	47
TABLA 6-	CANTIDAD EN VIGAS PRINCIPALES.....	48
TABLA 7-	CANTIDAD DE HORMIGÓN EN LOS PÓRTICOS PRINCIPALES Y SECUNDARIOS.....	48
TABLA 8-	CANTIDAD DE HORMIGÓN EN VIGAS TRANSVERSALES.....	49
TABLA 9-	CANTIDAD DE HORMIGÓN EN VIGAS TRANSVERSALES DE JUNTA	50
TABLA 10-	CANTIDAD DE HORMIGÓN EN VIGAS EXTREMAS	50
TABLA 11-	CANTIDAD DE HORMIGÓN EN VEREDAS PREFABRICADAS	51
TABLA 12-	CANTIDAD DE HORMIGÓN PARA CABEZALES Y RIOSTRA	51
TABLA 13-	CANTIDAD DE HORMIGÓN PARA PILARES PRINCIPALES Y SECUNDARIOS	52
TABLA 14-	METROS DE PILOTES PREPERFORADOS	52
TABLA 15-	RESUMEN DE CANTIDADES DE HORMIGÓN EN VIADUCTO IN SITU.....	53
TABLA 16-	RESUMEN DE ENCOFRADO PUENTE IN SITU	56
TABLA 17-	RESUMEN DE ARMADURAS EN LOSA	60
TABLA 18-	RESUMEN DE ARMADURAS EN LOSA DE COMPRESIÓN	61
TABLA 19-	RESUMEN DE LONGITUDES DE VIGA PRINCIPAL.....	63
TABLA 20-	RESUMEN DE ARMADURAS EN VIGAS PRINCIPALES.....	64
TABLA 21-	RESUMEN DE ARMADURAS EN VIGAS DE PÓRTICO PRINCIPALES	65
TABLA 22-	RESUMEN DE ARMADURAS EN VIGAS DE PÓRTICO SECUNDARIO	66
TABLA 23-	RESUMEN DE ARMADURAS EN VIGAS TRANSVERSALES	68
TABLA 24-	RESUMEN DE ARMADURAS EN VIGAS TRANSVERSALES EN JUNTA.....	69
TABLA 25-	RESUMEN DE ARMADURAS EN VIGAS EXTREMAS.....	70
TABLA 26-	RESUMEN DE ARMADURAS EN LOSETA DE VEREDA.....	71
TABLA 27-	RESUMEN DE ARMADURAS EN CABEZALES Y RIOSTRAS.....	73
TABLA 28-	RESUMEN DE ARMADURAS EN PILARES PRINCIPALES.....	74
TABLA 29-	RESUMEN DE ARMADURAS EN PILARES SECUNDARIOS.....	75
TABLA 30-	RESUMEN DE CANTIDADES VARIAS EN VIADUCTO IN SITU.....	76
TABLA 31-	MANO DE OBRA, SUELDOS Y GASTOS DE OFICINA	77
TABLA 32-	CANTIDAD DE HORMIGÓN PARA VIGAS 24 Y 30 M.....	79
TABLA 33-	RESUMEN DE CANTIDADES DE HORMIGÓN 30 MPA EN VIADUCTO PREFABRICADO-POSTENSADO	79

TABLA 34-	CANTIDAD DE HORMIGÓN PARA LOSAS	80
TABLA 35-	CANTIDAD DE HORMIGÓN PARA PÓRTICOS PRINCIPALES	81
TABLA 36-	CANTIDAD DE HORMIGÓN PARA PÓRTICOS SECUNDARIOS.....	81
TABLA 37-	CANTIDAD DE HORMIGÓN PARA VIGAS TRANSVERSALES LADO IZQUIERDO	82
TABLA 38-	CANTIDAD DE HORMIGÓN PARA VIGAS TRANSVERSALES LADO DERECHO	83
TABLA 39-	CANTIDAD DE HORMIGÓN PARA VIGAS EXTREMAS	83
TABLA 40-	CANTIDAD DE HORMIGÓN PARA VEREDAS PREFABRICADAS.	83
TABLA 41-	CANTIDAD DE HORMIGÓN PARA CABEZALES Y RIOSTRAS	84
TABLA 42-	CANTIDAD DE HORMIGÓN PARA PILARES PRINCIPALES Y SECUNDARIOS	85
TABLA 43-	METROS DE PILOTES PREPERFORADOS	85
TABLA 44-	RESUMEN DE CANTIDADES DE HORMIGÓN 24 MPA EN VIADUCTO PREFABRICADO-POSTENSADO	85
TABLA 45-	PRESUPUESTO ENVIADO POR PROTENDE PARA LOS SERVICIOS DE POSTENSADO.....	91
TABLA 46-	CANTIDADES DE ACERO PASIVO EN VIGAS PRINCIPALES DE 30 Y 24 M. 97	
TABLA 47-	CANTIDADES DE ACERO EN LOSAS.....	98
TABLA 48-	CANTIDADES DE ACERO EN PÓRTICOS PRINCIPALES.....	99
TABLA 49-	CANTIDADES DE ACERO EN PÓRTICOS SECUNDARIOS.....	100
TABLA 50-	CANTIDADES DE ACERO EN VIGAS TRANSVERSALES EN TRAMO DE 24 M.	101
TABLA 51-	CANTIDADES DE ACERO EN VIGAS TRANSVERSALES EN TRAMO DE 30 M.	102
TABLA 52-	CANTIDADES DE ACERO EN VIGAS TRANSVERSALES EXTREMAS.	103
TABLA 53-	CANTIDADES DE ACERO EN VEREDAS DE PUENTE PREFABRICADO. ...	104
TABLA 54-	CANTIDADES DE ACERO EN CABEZALES Y RIOSTRA DEL VIADUCTO PREFABRICADO.....	104
TABLA 55-	CANTIDADES DE ACERO EN PILARES PRINCIPALES.....	105
TABLA 56-	CANTIDADES DE ACERO EN PILARES SECUNDARIOS.....	106
TABLA 57-	RESUMEN DE CANTIDADES VARIAS EN PREFABRICADO.....	107
TABLA 58-	DÍAS DE UTILIZACIÓN DE LA GRÚA PARA IZADO	108
TABLA 59-	MANO DE OBRA, SUELDOS Y GASTOS DE OFICINA	109
TABLA 60-	RESUMEN DE ENCOFRADO VIADUCTO IN SITU	111
TABLA 61-	MANO DE OBRA SUELDOS Y GASTOS DE OFICINA	111
TABLA 62-	PLANILLA DE COSTOS DEL VIADUCTO PREFABRICADO-POSTENSADO	113
TABLA 63-	COMPOSICIÓN DE ITEMS DEL PREFABRICADO-POSTENSADO.....	114

TABLA 64-	PLANILLA DE COSTOS DEL VIADUCTO IN SITU-HºAº (COMPARACIÓN 1)	115
TABLA 65-	COMPOSICIÓN DE ITEMS DEL VIADUCTO IN SITU-HºAº (COMPARACIÓN 1)	116
TABLA 66-	PLANILLA DE COSTOS DE VIADUCTO IN SITU-HºAº (COMPARACIÓN 2)..	117
TABLA 67-	COMPOSICIÓN DE ITEMS DEL VIADUCTO IN SITU (COMPARACIÓN 2). ..	118
TABLA 68-	CUADRO COMPARATIVO DE COSTOS – COMPARACIÓN 1	120
TABLA 69-	CUADRO COMPARATIVO DE CANTIDADES-COMPARACIÓN 1.....	121
TABLA 70-	CUADRO COMPARATIVO DE COSTOS – COMPARACIÓN 2.....	122
TABLA 71-	CUADRO COMPARATIVO DE CANTIDADES-COMPARACIÓN 2.....	122
TABLA 72-	CUADRO COMPARATIVO DE COSTOS-COMPARACIÓN 1 (EEUU)	123
TABLA 73-	CUADRO COMPARATIVO DE COSTOS-COMPARACIÓN 2 (EEUU)	123

RESUMEN

En este trabajo es presentada una herramienta electrónica para decidir entre dos metodologías constructivas, entre viaductos rectos prefabricados-postensados u hormigonados in situ con hormigón armado y encofrados fijos. La decisión depende del parámetro, costo/m².

En ese afán han sido comparados los procesos constructivos de dos viaductos construidos en Paraguay, con características parecidas, pero calculados con distintas normas. Esto sirvió además para comparar cargas entre normativas diferentes.

Mediante adaptaciones en uno de los viaductos, se logró obtener viaductos semejantes, mismo ancho, calculados con la misma norma, hechos con la misma mano de obra y realizados en la misma región. Teniendo esta relación, en lo que a materiales se refiere, los parámetros entre ambos viaductos permanecen constantes, solo variando los costos, dependiendo en donde se construya el viaducto. Se sabe además que incluso en esta comparación, tomada como ejemplo en este trabajo, a lo largo del tiempo, la relación de costos entre prefabricado-postensado e in situ mudará, ya que el factor “costo” es muy dinámico. Es por ello que se dejó abierta la posibilidad de cargar costos unitarios inherentes a la región donde se desearía saber que tipo de construcción es más conveniente.

Para el cálculo estructural se utilizaron metodologías alternativas, reemplazando a las tradicionales (Leonhardt, Engesser Courbon), a fin de presentar una opción más práctica y más general para la determinación de esfuerzos en vigas de puentes.

RESUMO

Este trabalho tem como objetivo, apresentar uma ferramenta eletrônica para a decisão entre duas metodologias construtivas de viadutos, pré-moldados / pós-tendidos e em concreto armado com formas fixas realizados "in situ". A decisão será tomada a partir do parâmetro custo/m².

Com este propósito foram comparados os processo de dois viadutos construídos no Paraguai, com características semelhantes, mas calculadas com normas distintas. Isto também contribuiu para uma comparação das cargas de diferente normalização.

Devido a ajustes realizados em um dos viadutos, obteve-se viadutos semelhantes, ou seja, com a mesma seção, calculados com a mesma norma, utilizando-se da mesma mão-de-obra e construídos na mesma região. Tendo esta relação, e considerando os materiais como parâmetros constantes, a única variável será a de custos, dependendo da localização do viaduto a ser construído. Por o fator custo ser muito dinâmico ao longo do tempo, na comparação de pré-moldados / pós-tendidos e concretados "in situ" e objeto de estudo deste trabalho, foi deixado em aberto a possibilidade de carregar os custos unitários inerentes, dependendo da região em que se quer comparar qual tipo de construção seria mais conveniente.

Para o cálculo estrutural foram utilizadas metodologias alternativas, substituindo as tradicionais (Leonhardt, Engesser Courbon), a fim de apresentar uma opção mais prática e mais geral para a determinação dos esforços em vigas de pontes.

ABSTRACT

In this work, an electronic tool is presented in order to determine between two constructive methodologies, between right viaducts precast-postressed or cast in place with reinforced concrete and fixed forms. The decision depends on the cost/m² parameter.

For this purpose processes corresponding to two viaducts built in Paraguay have been compared with similar characteristics but calculated with different norms. This also served to compare loads between different normatives.

Through adaptations in one of the viaducts, it was possible to get similar viaduct, same width, calculated with the same norm, made with the same workforce and done in the same region. Given this relationship, as far as materials were concerned, the parameters between both viaducts remain constant, just varying in costs, depending on where the viaduct was built. It is known, that even in this throughout time, the relation of cost comparison between precast-postensioned and cast in place will change, given that "cost" factor is very dynamic.

This is why, the possibility of adding unitary costs, belonging to the region where it is desired to find out what type of construction is most convenient, was left opened.

For the structural calculation, alternative methodologies were used, replacing the traditional ones (Leonhardt, Engesser Courbon), in order to present a more practical and more general option for strengths determination in bridge beams.

CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN Y JUSTIFICATIVA DE LA INVESTIGACIÓN

La pregunta que el proyectista se hace al elaborar el proyecto de un nuevo viaducto es, si este será construido “in situ” o prefabricado y al hablar de prefabricado para hacer piezas más esbeltas y más livianas se piensa en pre o post tensado. Es evidente la rapidez de hacer viaductos por este último método, pero el ser más rápido en finalizarlo, ¿lo hace más caro?

Encontrar dos viaductos exactamente iguales, en capacidad de carga y ancho de vía, proyectados para ser construidos por ambos métodos, es la premisa básica para obtener resultados comparativos satisfactorios ya que es ahí donde se verá la diferencia de costo real entre ambos.

Encontrar una herramienta capaz de ayudar a elegir que método constructivo usar, o mejor, para la toma de decisión hacia donde apuntar el proyecto, es una necesidad que me motivo a realizar este trabajo. El mismo pretende que la elección sea hecha de manera sencilla y de la forma más precisa posible.

1.1 PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

Como elegir que sistema constructivo emplear en la construcción de un viaductos recto, prefabricado-postensado o in situ-H^oA^o, en la fase preliminar de concepción del diseño, cuando detalles o cantidades aún no están disponibles.

1.2 OBJETIVO:

1.2.1 PRINCIPAL:

Conseguir presentar en este trabajo una herramienta (planilla electrónica dinámica) con la cual se pueda optar, de acuerdo al costo, el método constructivo más conveniente a utilizarse, entre viaductos de hormigón prefabricado-postensado o in situ-H^oA^o, para el lugar (¿donde?) y la época (¿cuando?), será construido.

1.2.2 SECUNDARIO:

- 1) Aportar métodos prácticos para determinar esfuerzos en las vigas. La determinación de esfuerzos por los métodos simplificados tradicionales necesita de tablas, tiene limitaciones y se vuelve extenso cuando la carga móvil no se encuentra en el medio del vano. Tomando como referencia dichos métodos simplificados de cálculo, se presentan métodos computacionales alternativos.
- 2) Proporcionar guías de cálculo que permitan ayudar a dimensionar la sección y armaduras de las vigas postensadas, de vigas transversales, de pórticos de apoyo de vigas y de pilares. Esto posibilitaría ampliar el alcance de este trabajo ya que se podría modificar resistencias de hormigón, acero, grados de pretensado, etc. en las comparaciones a ser realizadas en otros trabajos posteriores.

1.3 HIPOTESIS

Un proyectista, en cualquier lugar y en otro momento, cargando los precios unitarios en la planilla electrónica, la que puede ser obtenida de la dirección Web: <http://www.geocities.com/hpankow2002>, podrá determinar cual de las dos soluciones es la más conveniente, desde el punto de vista financiero, y una vez optado por una de ellas, ver los ítems con más incidencias para tratar de mejorar los precios unitarios.

1.4 LIMITACIONES

El análisis debe ser aplicado exclusivamente para viaductos rectos, en planimetría. De hecho, es en estos puentes rectos donde mayormente se utilizan prefabricados de hormigón del tipo vigas de sección I o T. Los viaductos curvos son realizados, casi siempre, con vigas de hormigón tipo cajón o bien metálicos.

Solo se tendrá en cuenta la mejor opción constructiva para elegir entre dos tipos de superestructuras, si hacerlas prefabricadas-postensadas o in situ-H^oA^o, esto debido a que en el trabajo comparativo, la mesoestructura e infraestructura se consideraron todas hechas por el segundo método citado (in situ-H^oA^o). No se contempló la posibilidad de hacer los pilares y pilotes prefabricados. Los encofrados del viaducto in situ-HA^o son fijos y no deslizantes. El método constructivo para el viaducto prefabricado es cubriendo el vano entero con vigas izadas con grúa.

Se entiende por viaducto prefabricado-postensado nada más que la superestructura, específicamente las vigas.

Se calcularon de nuevo, pilares y pilotes del viaducto prefabricado-postensado, porque las reacciones a los mismos, provenientes de las vigas, son diferentes a las del puente In situ-H^oA^o.

1.5 ESTRUCTURA DEL TRABAJO

En el **CAPITULO 1**: se presenta el problema de investigación, los objetivos de la investigación, la hipótesis, las limitaciones y la estructura del trabajo.

En el **CAPITULO 2**: se menciona una breve revisión bibliográfica, conceptos y notaciones, una historia de la construcción de puentes, ampliada con links a la Web para visualizar algunos puentes históricos, las partes constitutivas del puente de hormigón, tipos estructurales, procesos constructivos, materiales utilizados en puentes de hormigón armado y seguidamente la definición de hormigón pretensado, un histórico, tipos, y grados de pretensado posibles, explicados.

En el **CAPITULO 3**: Se toma inicialmente a dos viaductos como referencia, ambos, construidos en Paraguay, a 80 Km. de distancia entre sí, uno de ellos hecho In situ con hormigón armado, el otro prefabricado-postensado, parecidos (casi el mismo ancho, realizados con el mismo tipo de mano de obra, en el mismo país), pero no iguales con distintas normas utilizadas para el cálculo, en el viaducto "In situ" se aplicó la norma de la *Associação Brasileira de Normas Técnicas* (ABNT. NBR 7188, 1984), con una carga de vehículo clase 45, según indica la memoria de cálculo del calculista del viaducto (VASCHETTO, 1998) y

para el prefabricado-postensado la norma AASHTO - *Standard Specifications for Highway Bridges* (1996), con una carga de vehículo HS20 especificada en la memoria de cálculo realizada por GAONA, A. (1999).

Esta comparación es parcial, solo a fin de manejar exactamente el avance del cronograma y los detalles muy específicos de los planos (armaduras de losas de veredas, anclajes de postensado, armaduras de izado, etc.). Esto simplificó, parcialmente, el trabajo. Facilitaría totalmente, el mismo, si se llegase a comprobar que la carga de AASHTO, considerada en la memoria de cálculo del puente prefabricado, produce mayor esfuerzo que la carga de la NBR. Entonces se podría usar el mismo diseño sobredimensionado por AASHTO y se trabajaría con los detalles de las armaduras existentes.

Esto es lo que se verificará en este Capítulo 3. Si esto no ocurre, es decir, si la carga de vehículo HS20 de la norma AASHTO que fue utilizada (figura 1 a modo de ejemplo ya que existen otras cargas adicionales en el cálculo), produce menor esfuerzo que la clase 45 de la NBR, ver figuras 2 y 3, entonces se debe calcular totalmente de nuevo el puente prefabricado. Para ello, todo lo referente a la memoria de cálculo estructural se desarrollará en los anexos.

No se examinó a la AASHTO y su consideración de carga, en profundidad, porque se tiene los resultados de momentos y esfuerzos cortantes en la memoria de cálculo.

FIGURA 1 CARGA DE VEHICULO HS20

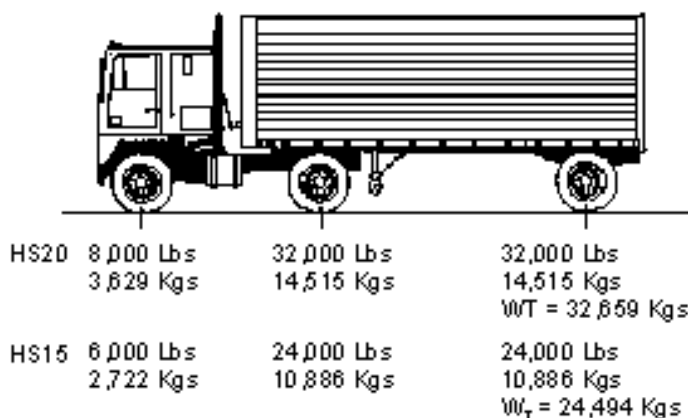


FIGURA 2 CARGA DE VEHICULO CLASE 45 NBR

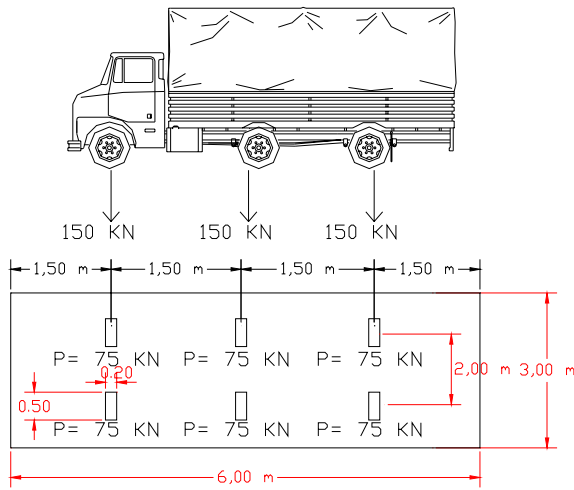
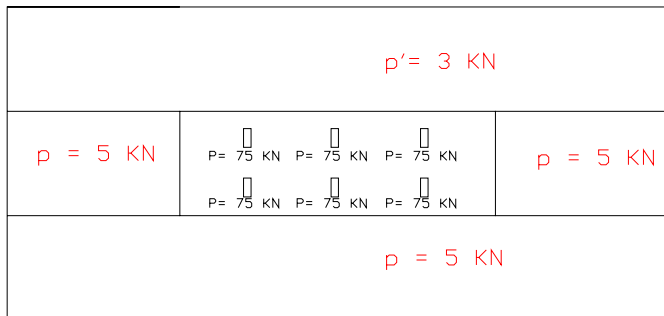


FIGURA 3 CARGAS UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDAS PARA LA CLASE 45 NBR



Una vez, unificada la consideración referente a la normativa sobre las cargas utilizadas, se presentan a las consideraciones que se tendrán en cuenta para hacer la comparación entre ambas soluciones.

En el **CAPITULO 4**: Para esta etapa ya se tendrá dos estructuras que resisten la misma carga, de geometrías idénticas y calculadas con la misma Norma.

Además se presentará un análisis de cantidades para cada viaducto, mostrando detalladamente el origen de cada ítem constituyente de la planilla de cómputos.

En el **CAPITULO 5**: Se presenta las planillas de costos y las planillas de análisis comparativo. Estas planillas serán las herramientas que permitirán conocer cual de las dos soluciones será la más conveniente.

En el **CAPITULO 6**: Se expone las conclusiones, la importancia de la herramienta creada, las limitaciones del trabajo y sugerencias a futuras investigaciones. En esta etapa se responderá a la pregunta inicial, ¿cual de las dos soluciones es la más factible?, y se dejará abierta la posibilidad para que futuros proyectistas de viaductos utilicen este trabajo comparativo y lo apliquen en futuras decisiones, de cual de los dos métodos constructivos se utilizará.

En los **ANEXOS**: se tienen los cálculos del viaducto prefabricado, de sus vigas, pórticos, pilares, vigas transversales, vigas extremas y pilotes, además del cronograma de obras utilizado para construir tanto el viaducto in situ como el prefabricado.

CAPITULO 2: CONCEPTOS Y REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

2.1 CONCEPTOS (LEONHARDT, VOL. 6, 1979)

Algunos conceptos serán mostrados gráficamente para hacerlos más entendibles.

Designaciones de acuerdo con el sistema estructural:

1. Puente en viga (*beam bridge*): En la foto 1, a la izquierda, se observa una sección prefabricada de un puente en viga cajón. La foto 2, a la derecha, muestra un puente en viga tipo I. La figura 4, muestra el esquema de un puente en viga, con vigas simplemente apoyadas.

FIGURA 4 PUENTE EN VIGA



FOTO 1 Y 2 PUENTES EN VIGA



2. Puente en pórtico (*portal bridge*): foto 3

FOTO 3 PUENTE EN PÓRTICO



3. Puente en arco (*arch bridge*): figura 5, foto 4

FIGURA 5 PUENTE EN ARCO

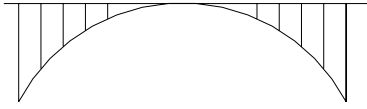


FOTO 4 PUENTE EN ARCO



4. Puente colgante (*suspension bridge*): figura 6, foto 5

FIGURA 6 PUENTE COLGANTE

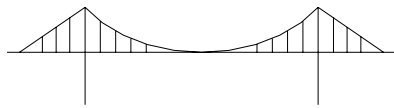


FOTO 5 PUENTE COLGANTE



5. Puente atirantado (*cable-stayed bridge*): foto 6

FOTO 6 PUENTE ATIRANTADO



6. Puente en viga soportada por arco (*arch-supported beam*): foto 7

FOTO 7 PUENTE EN VIGA SOPORTADA POR ARCO

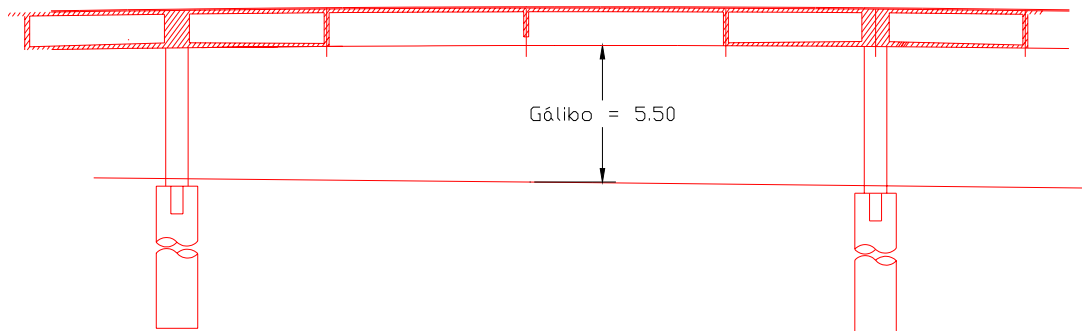


Viaducto (*Overpass-crossing*): Puente sobre una vía de tráfico

Puente en vía elevada (*elevated highway-bridge*): Puente sobre vías urbanas o sobre vías férreas.

Gálibo: altura libre bajo el viaducto, figura 7.

FIGURA 7 GÁLIBO



2.2 HISTORIA DE LA CONSTRUCCIÓN DE PUENTES

Según LEONHARDT, en *Princípios Básicos da construção de pontes de concreto*, vol. 6 (1979), desde la antigüedad los pueblos civilizados construyeron puentes con arte; así los chinos vencían vanos de hasta 18 m. con vigas de granito; los carpinteros alemanes y suizos del siglo XVIII alcanzaron un elevado grado de perfeccionamiento en la construcción de puentes de madera. Un puente de madera sobre el río Reno en Schaffhausen, construido en 1758 por el maestro carpintero J.U. Grubenmann, tenía el considerable vano de 118 m. (Según el *International Council on Monuments and Sites*, <http://www.icomos.org/studies/bridges.htm>, este puente fue destruido por los franceses en las guerras napoleónicas 1799. (Los nombres de puentes marcados en azul pueden ser visualizados en Internet en la Web: <http://www.geocities.com/hpankow2002>. Para ver otros puentes referirse a <http://www.structurae.de/en/structures/stype/bri.php>).

Los chinos y romanos construyeron bóvedas de piedra, ya antes de Cristo. Entre los romanos, el trabajo en piedra con arcos semicirculares de hasta 30 m. tuvo un gran desenvolvimiento (ej: el [Puente de los Ángeles, de Adriano](#), sobre el Tiber, en Roma; el [Puente Pietra en Verona](#)). Valles enteros eran vencidos por estos insignes maestros constructores para conducir sus canalizaciones de agua ([Pont Du Gard](#), en Nimes, sur de Francia, 180 D.C.). También los turcos construyeron desde temprano, puentes en piedra de grandes vanos, en su mayoría, en forma de arco gótico aliviado. En la Edad Media, las bóvedas comenzaron a ser más planas (vanos de hasta 50 m.) ej: [Puente Scaligero](#) en Verona (1354); [Puente Vecchio](#) en Florencia; Puente sobre el Rodano en Avignon; [Puente sobre el Danubio en Rosenberg](#); [Puente Karls en Praga](#), entre otros.

A los puentes de piedra y madera siguieron los puentes de hierro fundido en forma de arco, surgieron a finales del siglo XVIII. Con el surgimiento del ferrocarril y sus vías, se necesitó de grandes puentes para soportar cargas pesadas. Impresionantes puentes de piedra vencían valles enteros, como por ejemplo, el [puente sobre Göltzschtal en Sachsen](#), con 578 m. de largo y 78 m.

de altura. Como nuevos materiales de construcción surgieron el hierro forjado y el acero. En 1846, el hijo del inventor de la locomotora, Robert Stephenson, construyó el [Puente Britannia](#) , el primer puente en viga (sección celular de hierro forjado) con 141 m. de vano sobre el estrecho de Menai, en Inglaterra.

Luego surgieron grandes puentes en forma de celosías metálicas como, en 1850 el puente sobre el Vístula en Dirschau, con 6 vanos de 124 m. cada uno. Surgieron también los puentes colgantes. Enormes vanos fueron vencidos por medio de gigantescos puentes voladizos, como el [puente ferroviario sobre el Firth of Forth, en Escocia](#), con vanos de 512 m. (1883/1890).

A partir de 1900 comenzaron a surgir los primeros puentes con un nuevo material de construcción: el hormigón. Se ejecutó, de inicio arcos triarticulados, en los cuales el hormigón apenas sustituía a la piedra como material de construcción. El hormigón armado, en aquella época denominado “hormigón de hierro”, fue inicialmente utilizado para losas de tableros, luego para nervaduras de arcos, etc.

Solo en 1912, es que se empezó a adoptar puentes en viga y puentes en pórticos pero, apenas para vanos de hasta 30 m. Simultáneamente, los puentes en arco de hormigón armado alcanzaban dimensiones cada vez mayores. En 1941-45 fue construido, en Suecia, el [Puente de Sandö](#) con 280 m. de vano libre.

Los puentes de hormigón pretensado surgieron a partir de 1938, aproximadamente, sin embargo su desenvolvimiento fue interrumpido por la guerra. Luego, en 1948, el hormigón pretensado conquistó la construcción de puentes, cuando entonces comenzaron a ser construidos, de preferencia con vigas de hormigón pretensado de hasta 230 m. de vano. Con cabos inclinados ya se habían alcanzado (1977) vanos de cerca de 300 m. ([Puente Pasco-Kennewick](#), sobre el río Columbia), y el [puente sobre el Sena, en Brotonne](#), proyecto de Jean Muller.

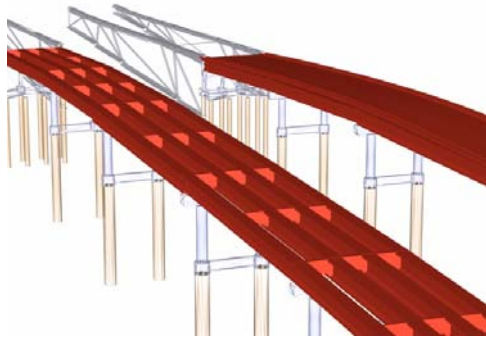
Vista esta breve reseña, hecha por Leonhardt, vemos que la cronología de la aparición de materiales para construcción de puentes fue en este orden: 1º- madera y piedra, 2º- hierro fundido, 3º- hierro forjado, 4º- hormigón, 5º- hormigón armado, y 6º- hormigón pretensado. Solo estos dos últimos materiales, el 5º y 6º, serán a partir de esta página, comentados.

2.3 PARTES CONSTITUTIVAS DEL PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO

A los puentes se los acostumbra a dividir en tres partes

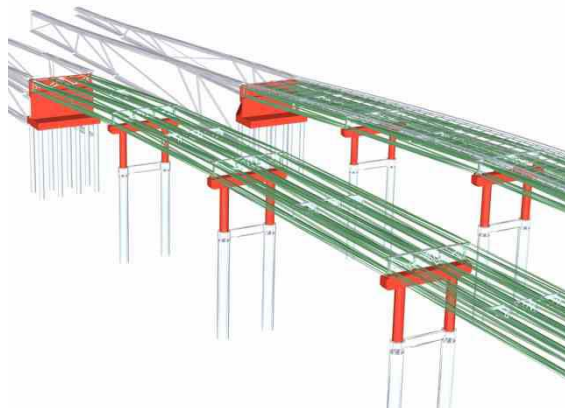
a) La Super-estructura: formada por la losa tablero, las vigas longitudinales, transversales, vigas extremas (al conjunto se lo llama tablero, *Deck structure*).

FIGURA 8 SUPER-ESTRUCTURA



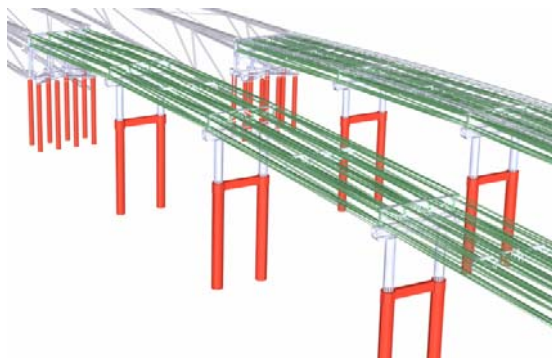
b) La Meso-estructura: formada por pilares, las vigas de pórtico y estribos en el encuentro con las rampas.

FIGURA 9 MESO-ESTRUCTURA



c) La Infra-estructura: formada por los elementos de fundación, cabezales y vigas riostras.

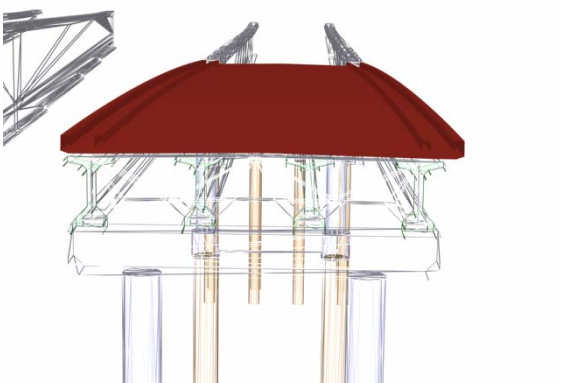
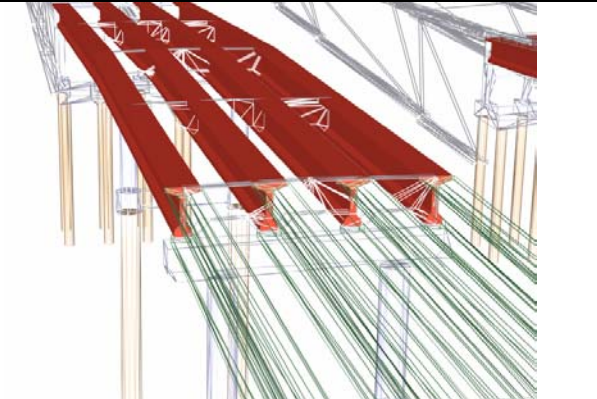
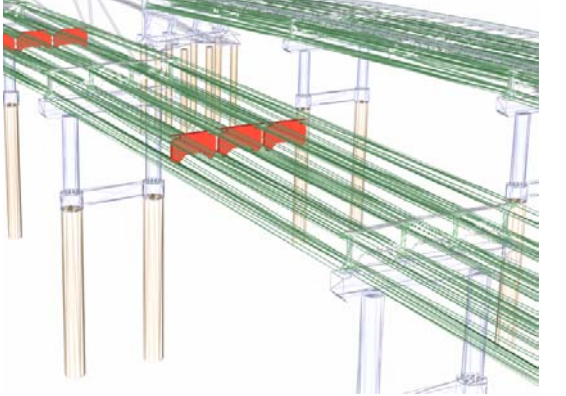
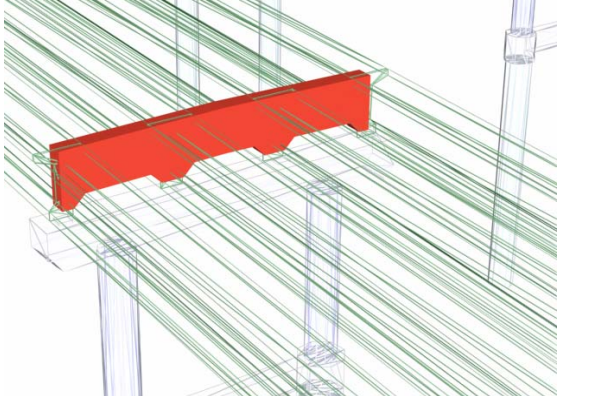
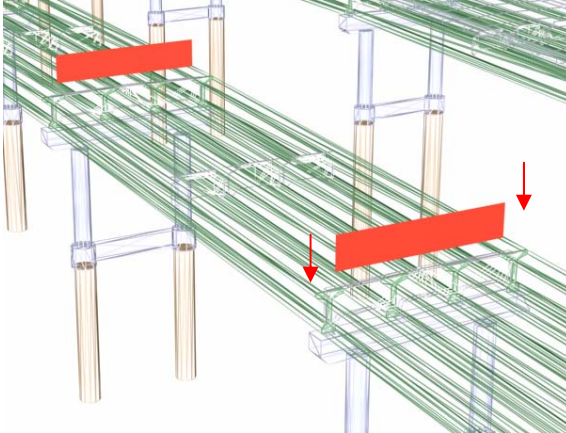
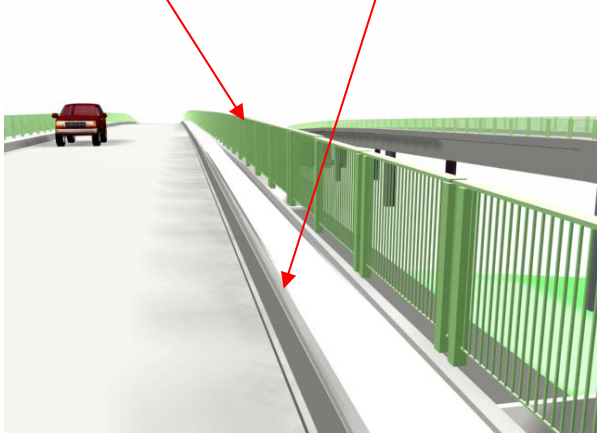
FIGURA 10 INFRA ESTRUCTURA



Detallando a cada parte.

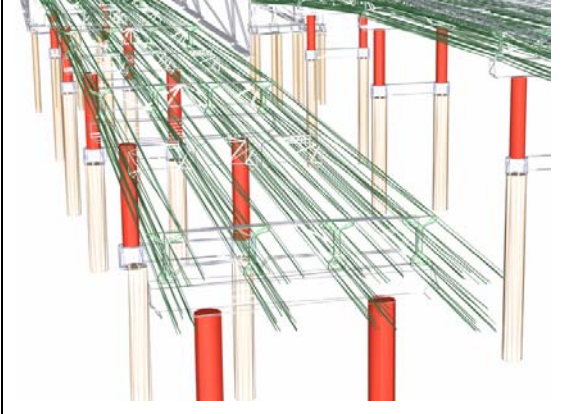
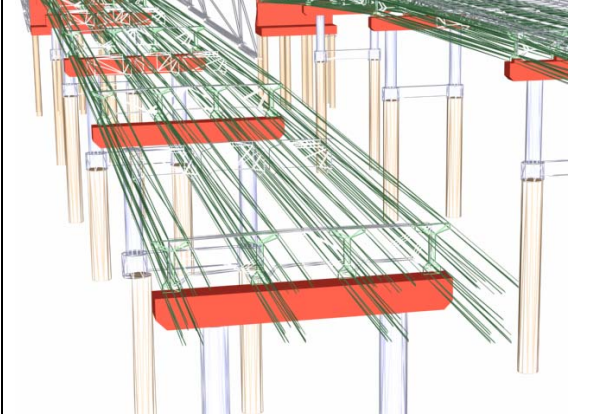
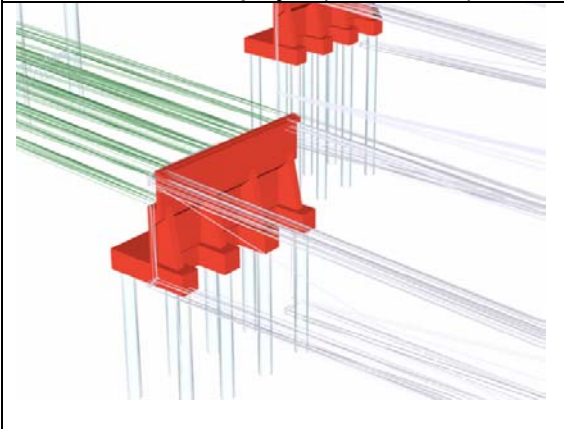
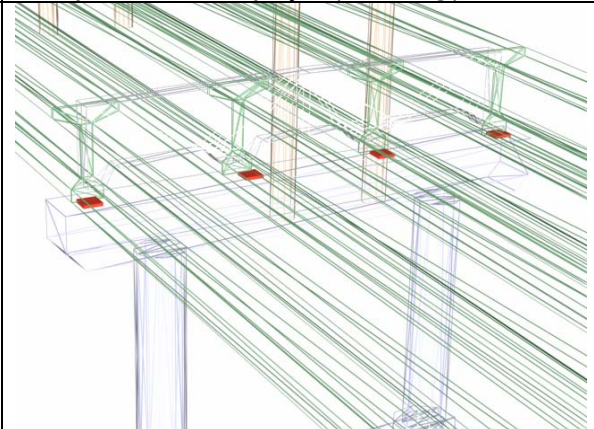
a) La Super-estructura: se la divide en las siguientes partes:

TABLA 1- PARTES COMPONENTES DE LA SUPER-ESTRUCTURA

1- Losa del tablero (<i>Roadway slab</i>)	2- Vigas longitudinales (<i>Main Girders</i>)
	
<p>3- Vigas transversales (<i>Transverse Beams, cross girder, diaphragm</i>)</p>	<p>4- Vigas extremas (<i>End cross beam</i>)</p>
	
<p>5- Dispositivos de transición en juntas (<i>Expansion joint</i>)</p>	<p>6- Guarda cuerpo (<i>Guard rail</i>), y corremano (<i>Railing</i>), Guarda Rueda (<i>Curb</i>)</p>
	

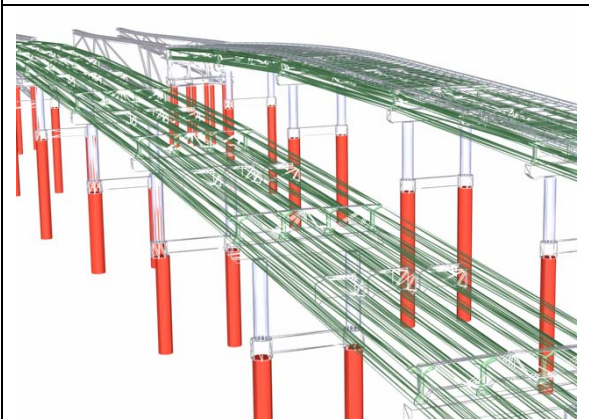
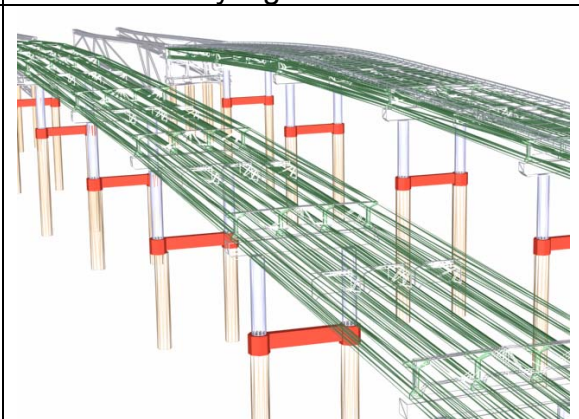
b) La Meso-estructura:

TABLA 2- PARTES COMPONENTES DE LA MESO-ESTRUCTURA

<p>1- Pilares (<i>Piers, column</i>)</p> 	<p>2- Vigas de Pórticos</p> 
<p>3- Estribos de apoyo (<i>Abutment</i>)</p> 	<p>4- Aparatos de apoyo (<i>Bearing</i>)</p> 

b) La Infra-estructura:

TABLA 3- PARTES COMPONENTES DE LA INFRA-ESTRUCTURA

<p>1- Pilotes de fundación</p> 	<p>2- Cabezales y viga riostra</p> 
--	---

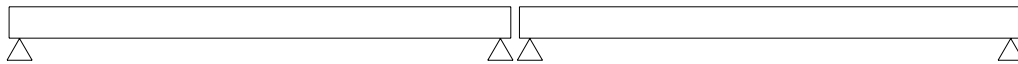
2.4 TIPOS ESTRUCTURALES DE PUENTES DE HORMIGÓN

Se cita los tipos y se aclara nada más aquellos a ser utilizados en este trabajo. Según LEONHARDT, vol. 6 (1979), se tiene los siguientes tipos estructurales para puentes en viga, en pórtico, en arco, colgantes y puentes atirantados.

A) Para puentes en viga:

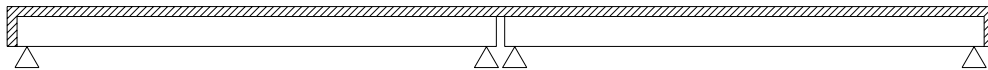
1. Vigas sobre dos apoyos, simplemente apoyadas, con un único vano o una sucesión de tramos isostáticos, deben ser dimensionados para un momento máximo central y exigen juntas en cada extremidad.

FIGURA 11 VIGAS SOBRE DOS APOYOS



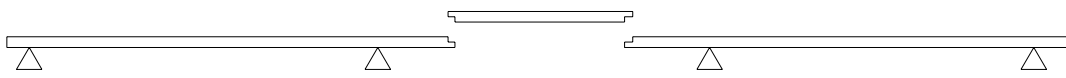
2. Vigas sobre dos apoyos, en varios vanos con la losa del tablero continúa sobre las juntas.

FIGURA 12 VIGAS SOBRE DOS APOYOS EN VARIOS VANOS



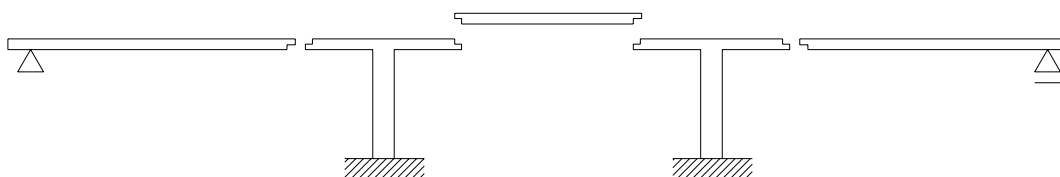
3. Vigas sobre dos apoyos con voladizos, con vigas apoyadas en estos (vigas Gerber).

FIGURA 13 VIGAS SOBRE DOS APOYOS CON VOLADIZOS



4. Pilar con voladizos, con vigas apoyadas en estos.

FIGURA 14 PILAR EN VOLADIZOS



5. Viga continua, con dos o más vanos, ya fueron construidos hasta en 36 vanos sin juntas. Cuando se pueda, el vano extremo debe ser cerca de 20% menor que los vanos intermedios para que con esto, los momentos en los vanos sean aproximadamente iguales. La gran ventaja de las vigas continuas es el hecho de que el tablero no posee juntas a lo largo de extensos trechos del puente.

FIGURA 15 VIGA CONTÍNUA

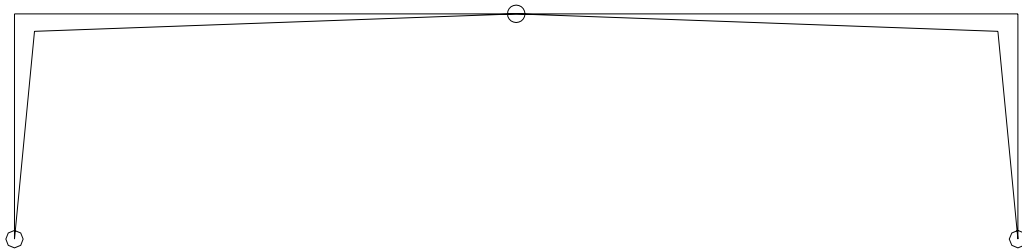


En este estudio se utilizó el tipo estructural 5 para el puente in situ-H^ºA^º y el 1 para el prefabricado-postensado.

B) Para puentes en pórtico:

1. Pórticos triarticulados, isostáticos.

FIGURA 16 PÓRTICO TRIARTICULADO, ISOSTÁTICO



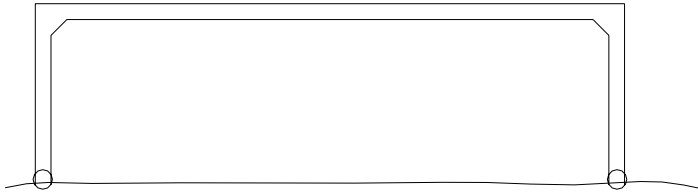
2. Pórticos triarticulados con pilar tipo péndulo (isostático).

FIGURA 17 PÓRTICO TRIARTICULADO, CON PILAR (ISOSTÁTICO)



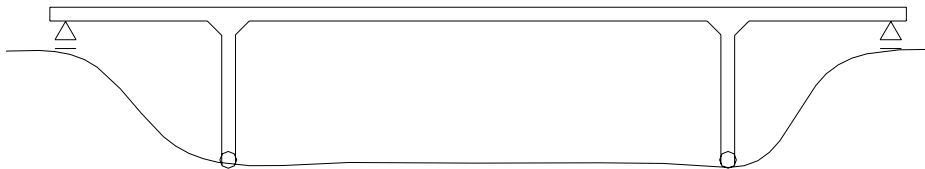
3. Pórticos biarticulados (hiperestático).

FIGURA 18 PÓRTICO BIARTICULADO



4. Pórticos biarticulados, provistos de tramos adyacentes apoyados.

FIGURA 19 PÓRTICO BIARTICULADO CON TRAMOS ADYACENTES APOYADOS



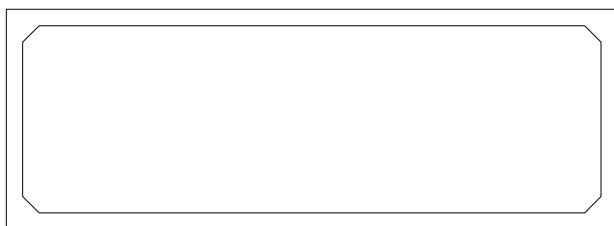
5. Pórticos empotrados.

FIGURA 20 PÓRTICO EMPOTRADO



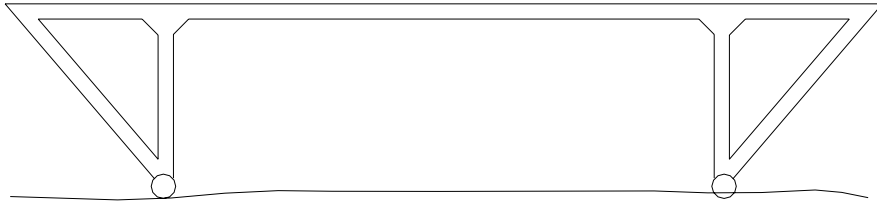
6. Pórticos cerrados.

FIGURA 21 PÓRTICO CERRADO



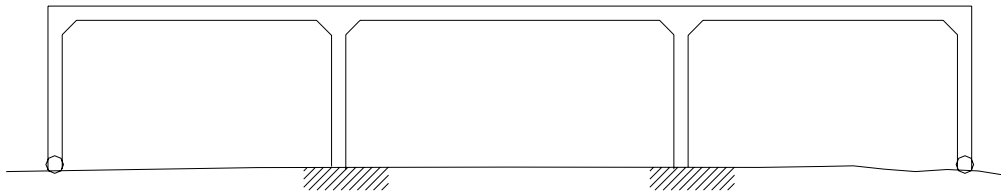
7. Pórticos biarticulados, con montantes concurrentes.

FIGURA 22 PÓRTICO BIARTICULADO CON MONTANTES CONCURRENTES



8. Pórticos de varios vanos.

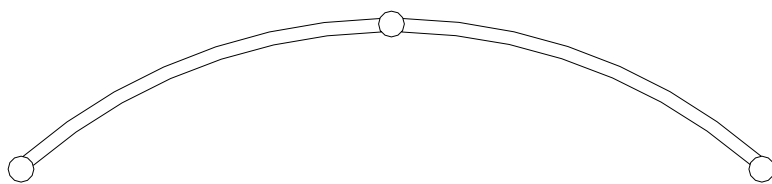
FIGURA 23 PÓRTICO DE VARIOS VANOS



C) Para puentes en arco:

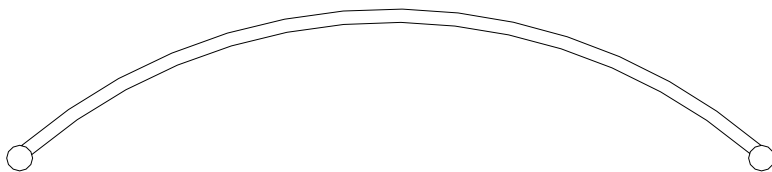
1. Arcos triarticulados isostáticos.

FIGURA 24 ARCO TRIARTICULADO ISOSTATICO



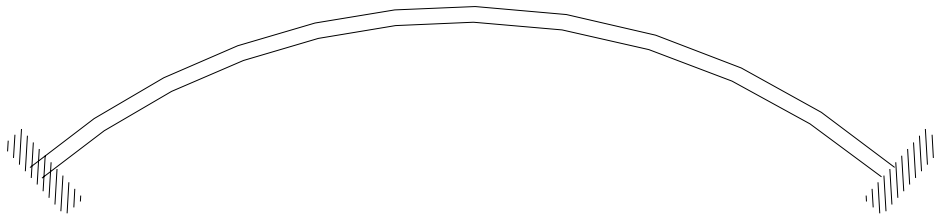
2. Arcos biarticulados, hiperestáticos.

FIGURA 25 ARCO BIARTICULADO HIPERESTATICO



3. Arcos biempotrados.

FIGURA 26 ARCO BIEMPOTRADO HIPERESTATICO



D) Para puentes colgantes: este tipo estructural no es apropiado para puentes en hormigón, por eso se lo ha empleado en algunas raras ocasiones.

E) Para puentes atirantados: en el caso de vanos grandes, este tipo es el adecuado del punto de vista técnico y económico. Puede ser construido en hormigón pretensado en voladizos sucesivos.

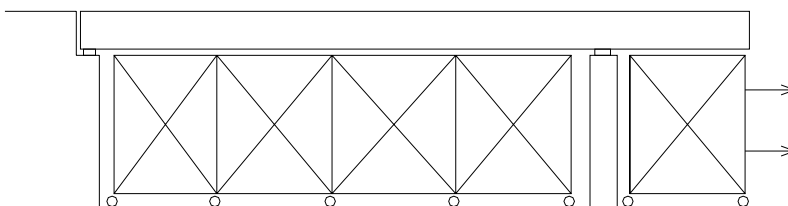
2.5 PROCESOS CONSTRUCTIVOS DE PUENTES.

Según LEONHARDT (1979)

– HORMIGONADO IN SITU:

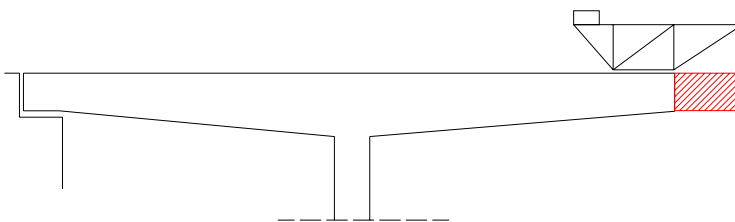
1. Encofrados fijos: Mostrado en la figura 44, más adelante.
2. Encofrados deslizantes.

FIGURA 27 ENCOFRADOS DESLIZANTES



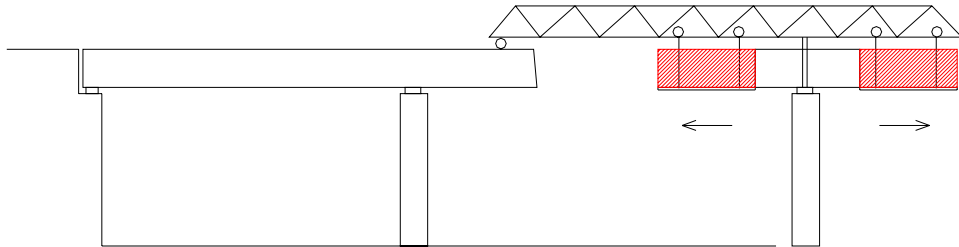
3. Voladizos sucesivos.

FIGURA 28 VOLADIZOS SUCESIVOS



4. Voladizos sucesivos con estructura de lanzamiento

FIGURA 29 VOLADIZOS SUCESIVOS CON ESTRUCTURA DE LANZAMIENTO



– PREFABRICADOS:

1. Sobre un vano entero.

FIGURA 30 VIGAS PREFABRICADAS DE VANO ENTERO, LANZADAS MEDIANTE ESTRUCTURA

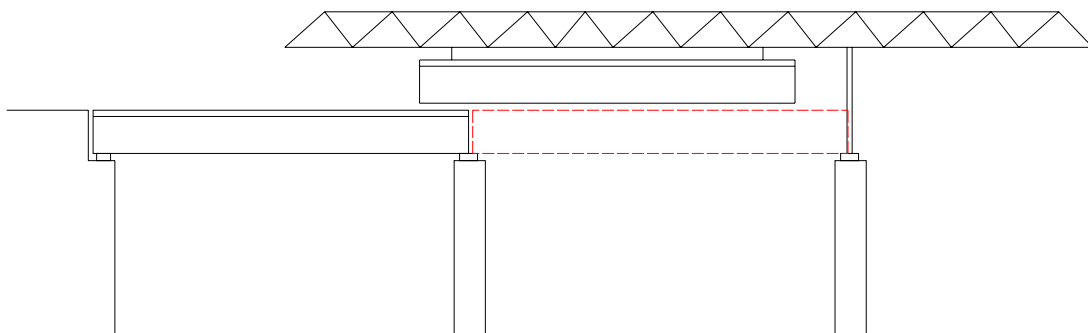
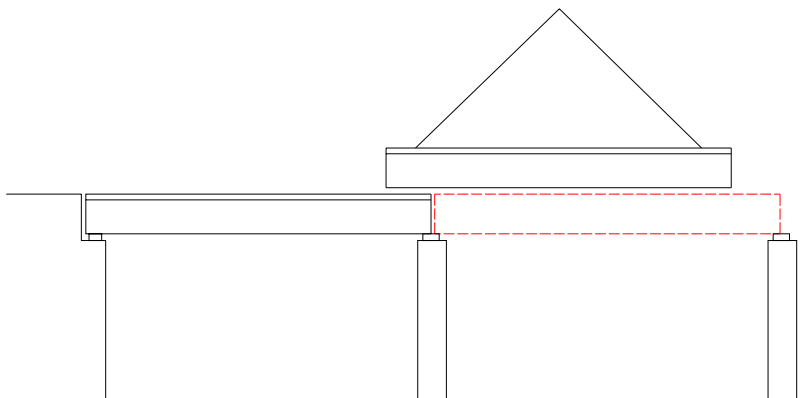
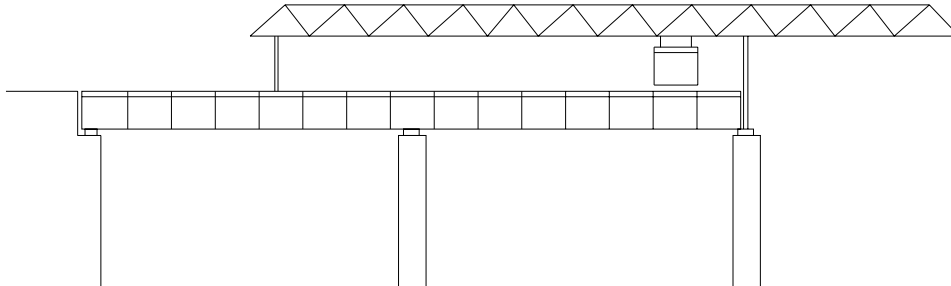


FIGURA 31 VIGAS PREFABRICADAS DE VANO ENTERO, LANZADAS MEDIANTE GRÚA



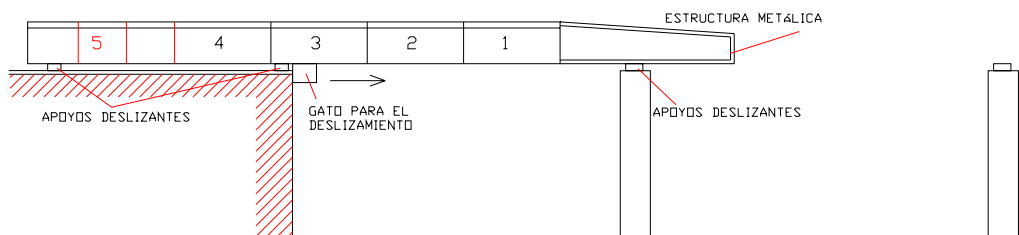
2. Segmentos prefabricados.

FIGURA 32 SEGMENTOS PREFABRICADOS, LANZADOS MEDIANTE ESTRUCTURA



3. Avances sucesivos.

FIGURA 33 SEGMENTOS PREFABRICADOS, LANZADOS EN AVANCES SUCCESIVOS



En este trabajo se utilizó, para el hormigonado in situ, el proceso de encofrados fijos y para el prefabricado el proceso sobre un vano entero de vigas lanzadas con grúa.

2.6 MATERIALES UTILIZADOS PARA PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO

Según LEONHARDT, vol. 6 (1979), el hormigón utilizado para la superestructura debe ser de resistencia a la compresión a los 28 días, entre 25 y 55 MPa; para fundaciones, pilares y estribos, entre 15 y 35 MPa. 1 MPa = 10,20 kg/cm².

La ABNT, NBR 7187 (1987) da la resistencia a la compresión a los 28 días, entre 25 y 50 MPa.

El módulo de elasticidad secante del hormigón, según ABNT NBR 6118, (2003), está dada por la fórmula, $E_{cs} = 0.85 \times 5600 \sqrt{f_{ck}}$ en MPa.

La tensión de tracción en el hormigón varía entre 0.1 y 0.2 f_{ck} , (NAWY 2003).

El acero convencional (no pretensado) a emplearse debe ser corrugado de 420 a 500 MPa de resistencia, los empalmes por solape deben ser evitados en lo posible para barras mayores a 20 mm. Para el hormigón armado pretensado, pueden ser utilizados todos los aceros permitidos por norma.

A estos aceros se los denominan, aceros activos y son de alta resistencia, entre 1750 a 1900 MPa, a la tracción.

Conforme a su comportamiento en relajación, el acero activo puede considerarse de relajación baja o alta.

Pueden tener forma de:

1. alambre, de resistencia a la tracción máxima entre 1500 a 1700 MPa (ABNT NBR 7482,1991)
2. barra, de resistencia a la tracción máxima entre 1050 a 1250 MPa (PFEIL,1988)
3. cordón de 2 o 3 alambres de igual diámetro, todos ellos enrollados helicoidalmente sobre un eje ideal común.
4. cordón de 7 alambres, de resistencia a la tracción máxima entre 1750 a 1900 MPa (ABNT NBR 7483,1991)

La ABNT-NBR 7187 (1987) establece un valor para ser tomado como el módulo de deformación longitudinal de cabos, $E_p = 195.000$ MPa.

2.7 DEFINICIÓN DE PRETENSADO (LACROIX & FUENTES, 1978)

La resistencia del hormigón a tracción es muy baja, solamente del orden de 1/12 de su resistencia a compresión, por lo que en la técnica del hormigón armado, para contrarrestar este inconveniente, en todas las zonas que puedan quedar traccionadas, se disponen armaduras de acero, que siguen la dirección de las fuerzas de tracción y cuya misión es poder resistirlas.

Sin embargo, el material que se obtiene de este modo presenta algunos inconvenientes que limitan su empleo:

- El hormigón que recubre las armaduras está traccionado al igual que estas, y no puede acompañarlas en su alargamiento sin romperse; aparecen por tanto fisuras, cuya abertura se puede controlar al escoger el diámetro y la tensión del acero, pero no puede por el contrario evitarse su formación, a no ser que se admitan tensiones muy bajas en el hormigón.
- Por dichas fisuras, las armaduras pueden quedar en contacto directo con el medio ambiente, con el consiguiente riesgo de corrosión: el hormigón armado no es adecuado para obras situadas en ambiente muy agresivo; la existencia de fisuras permite la penetración de agua, por tanto se debe limitar considerablemente sus aberturas.
- Por otro lado, el hormigón armado es pesado: las partes traccionadas del hormigón solo son útiles para recubrir el acero, y su peso constituye un inconveniente de tal magnitud, que para las vigas de gran luz o de gran vuelo, la estructura metálica resulta a menudo más económica.

Por lo tanto, es lógico tratar de utilizar a pleno rendimiento la resistencia del hormigón, comprimiéndolo anteriormente por la concurrencia de fuerzas internas, de tal modo que la variación de tensión que provocaba la aparición de tracciones no de lugar más que a una descompresión del material.

A Eugenio Freyssinet (1879-1962) se le debe el gran mérito de haber puesto a punto y desarrollado la tecnología del hormigón pretensado.

Desde 1908 confecciono tirantes pretensados por medio de alambres de acero duro, y en esa ocasión empezó un estudio de las deformaciones diferidas del hormigón.

A pesar de ello el pretensado no alcanzó verdadero desarrollo más que después de la II guerra de 1939–1945, cuando fue necesario reconstruir muchas obras destruidas.

Hoy día, la mayoría de los puentes se construyen de hormigón pretensado, con luces desde una decena de metros hasta 150 m. o más.

2.8 HISTORICO DEL PRETENSADO

Según LEONHARDT, *Concreto protendido* vol. 5 (1983), la idea de pretensar el hormigón es muy antigua, la primera proposición fue hecha en 1886 por P.H.

Jackson de San Francisco. En 1888, W. Döhrung, de Berlín, presentó una patente que prevía un pretensado en bancada. En 1906, M. Koenen, también de Berlín, realizó el primer ensayo con armadura hormigonada bajo tensión. Se siguió con nuevos ensayos y patentes pero sin éxito, porque el pretensado era perdido debido a los efectos de la retracción y la fluencia del hormigón, todavía no conocidos en la época. En 1919, K. Wettstein fabricó planchas de hormigón, de pequeño espesor, con cuerdas de piano fuertemente tensionadas embutidas en su interior. El fue el primero en emplear aceros de alta resistencia bajo elevadas tensiones, sin tener conciencia de que estas eran las condiciones previas decisivas para el éxito del hormigón pretensado. El primero en reconocer esto y tomar conciencia de su importancia fue R.H.Dill, de Alexandria, Nebraska en 1923.

Las hipótesis fundamentales necesarias para el éxito obtenido por el hormigón pretensado fueron establecidas y descritas de manera correcta, por Eugene Freyssinet, quien en 1928 patentó un sistema de pretensado con tensiones en el acero superiores a 400 MPa. El mérito especial de Freyssinet es el haber investigado la retracción y fluencia del hormigón. Fue él también quien construyó la primera obra de hormigón pretensado, un puente en 1941.

A partir de allí se desarrollaron nuevas patentes e invenciones, de ingenieros alemanes, belgas, suizos, entre otros hasta que en 1950 se realizó en Paris la primera conferencia sobre hormigón pretensado, donde posteriormente la *Fédération Internationale de la Précontraint* (FIP) estableció su sede. Esta realiza congresos cada 4 años.

Como se ve el pretensado nace, o mejor dicho se comienza a pensar en él, casi 30 años después que se comenzase a adoptar armaduras de acero en piezas de hormigón en Francia, a mediados del siglo XIX, estas piezas de material compuesto eran llamadas hormigón de hierro u hormigón armado.

2.9 TIPOS Y GRADO DE PRETENSADO, TIPOS DE ANCLAJES.

Según LEONHARDT, *Concreto protendido* vol. 5 (1983)

Los tipos de Pretensado:

- Con adherencia (es el normalmente utilizado)

- 1- Pretensado en bancada o pretensado con adherencia inicial
- 2- Post-tensado

- Sin adherencia

Cabos lubricados.

Ocurre también en el período de construcción, entre el post-tensado y la obtención de la adherencia posterior, antes de inyectar H^o en la vaina.

Grado de pretensado:

1. Pretensado total: Si para la carga de utilización total, fuesen evitadas tensiones de tracción en la flexión, en el H^o, en la dirección principal. Tolérase sin embargo tensiones de tracción provenientes de la introducción de las fuerzas de pretensado en la región de anclaje de los cabos, además de tensiones de tracción inclinadas debidas al cizallamiento o a la torsión, así como tensiones de tracción transversal debidas a efectos de adherencia o gradientes de temperatura. Es por tanto erróneo pensar que con este grado de pretensado el H^o no quedará sujeto a tracción o que no haya posibilidad de fisuración.
2. Pretensado limitado: Si existe, para la carga de utilización total, las tensiones de tracción en el hormigón, en la dirección resistente principal, y éstas, no sobrepasan un valor considerado admisible.
3. Pretensado parcial: Si para las tensiones de tracción, en la dirección resistente principal, que surgen debido a la carga de utilización total, dichas tensiones no son restringidas. La limitación de la fisuración es garantizada por medio de la armadura pasiva.
4. Pretensado moderado: Cuando en estructuras que no posean vanos libres, el pretensado es utilizado exclusivamente para evitar juntas de dilatación, para la prevención de fisuras de separación o cuando se emplea el pretensado solamente para disminuir la fisuración o las deformaciones, sin ser tomado en cuenta en el cálculo de la capacidad resistente.

En los puntos 1, 2 y 3. LEONHARDT(1983) relaciona a las tensiones de tracción con las cargas de utilización totales. No menciona el tipo de combinación. Sin embargo, la ABNT-NBR 7197 (1989) define los tipos de pretensado con relación a las combinaciones de cargas de utilización, sean:

raras, para pretensado total (no se forman fisuras); frecuentes, para pretensado limitado (no se forman fisuras) y también combinación de cargas frecuentes, para pretensado parcial (se forman fisuras pero se limita su abertura).

Leonhardt recomienda que se adopte el grado de pretensado de tal modo que, para las cargas que ocurran con frecuencia o que actúan permanentemente, no surjan en el borde de la viga tensiones de tracción en la flexión, o si existiesen que sean bastante pequeñas. En este trabajo se adoptó el pretensado limitado, haciendo que la tensión provocada por la combinación frecuente de cargas, esté por debajo de lo admisible para que no se generen fisuras en la viga.

Tipos de anclajes, según LEONHARDT (1983):

- a- Por adherencia con el concreto.
- b- Por dispositivos de anclaje, en su mayoría placas de acero, en los cuales los cabos son fijados a través de tuercas, cuñas u otro dispositivo similar.

Anclajes según, JOHANNSON J. (1975)

- En el ensayo de rotura del cable con su correspondiente anclaje, la falla tiene que efectuarse en el cabo y no en el anclaje.
- En una comparación del costo de los diferentes métodos de anclajes, hay que comparar el costo que surge para anclar una fuerza unitaria de pre-tensión.

2.10 COSTOS/m².

Según el manual de diseño de puentes del departamento de transporte del estado de Washington, (*WASHINGTON STATE DEPARTMENT OF TRANSPORTATION*, 1998), en su Cap. 12.3.4, los costos/m², son útiles en la fase preliminar de concepción del diseño del puente, cuando detalles o cantidades aún no están disponibles.

El área por metro cuadrado utilizada para el costo/m² debe ser considerada como sigue: El ancho, medido entre los bordes exteriores de la losa tablero del puente por la longitud, comprendida entre las cortinas o estribos de apoyo de las vigas.

CAPITULO 3: METODO DE INVESTIGACIÓN

Se compara a dos viaductos que ya se hallan parcialmente construidos analizando sus características geométricas para ver hasta donde pueden ser utilizados en este trabajo de manera a no distorsionar la comparación de costos que se busca.

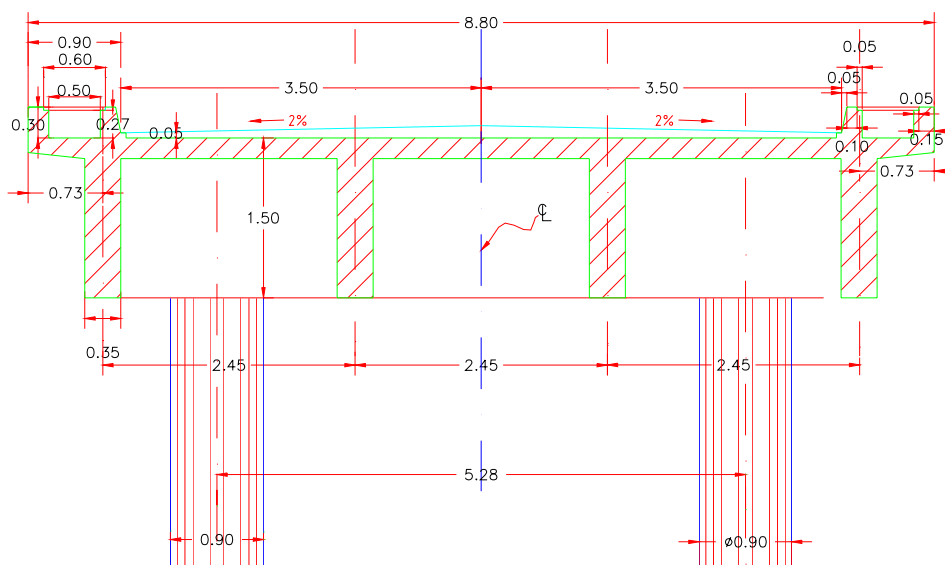
3.1 CONSIDERACIONES Y COMPROBACIÓN PRELIMINAR

3.1.1 CONSIDERACIONES

Se muestra cortes transversales y longitudinales, en las figuras 34, 35 y 37, así como algunas de las características de los mismos (figuras 36 y 38).

3.1.1.1 CARACTERÍSTICAS DEL VIADUCTO IN SITU-HA° SOBRE MARISCAL LÓPEZ.

FIGURA 34 CORTE TRANSVERSAL DEL VIADUCTO IN SITU SOBRE MARISCAL LÓPEZ

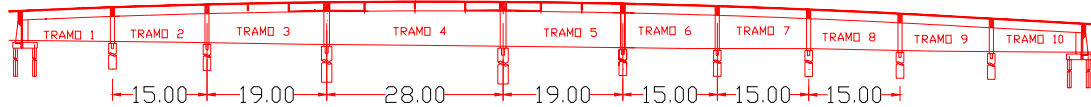


Según VASCHETTO, en la Memoria de cálculo de viaducto de Mariscal López (1998).

Cargas: Norma Brasileira 7188 – CLASE 45

Característica de tramos: 15, 19 y 28 m

FIGURA 35 TRAMOS DEL VIADUCTO IN SITU SOBRE MARISCAL LÓPEZ



Materiales: f_{ck} : H° 21 MPa

f_{yk} : 500 MPa CA 50

Gálibo: 5,5 m.

Fundación: Pilotes preperforados a 7 m de profundidad – para el cálculo se utilizó el método de Luciano Decourt

Máx. Carga Resistente en pilotes: $\varnothing 1.10 \rightarrow 4.405,5 \text{ KN}$.

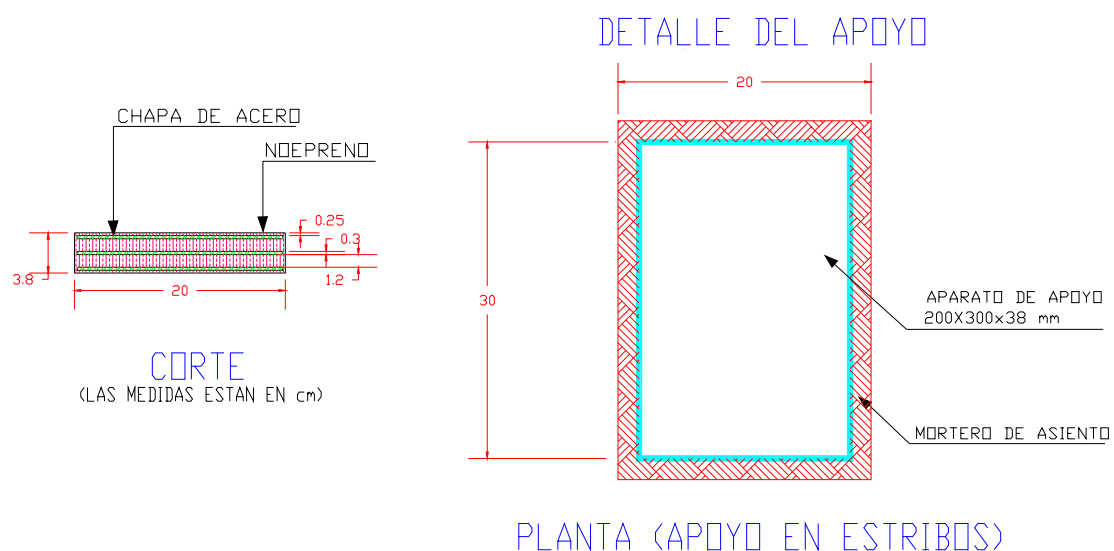
Para la verificación se uso el método Meyerhof (capacidad portante) y para el asentamiento I.T Aachen. Los ensayos que se hicieron fueron, SPT y carga triaxial

En pilares: se uso DIN 1045.

Para choque se utilizó DIN 1072 (carga aplicada a 1,20 m, 1000 KN en la dirección del transito y 500 KN perpendicular al mismo), el coeficiente de mayoración es 1.

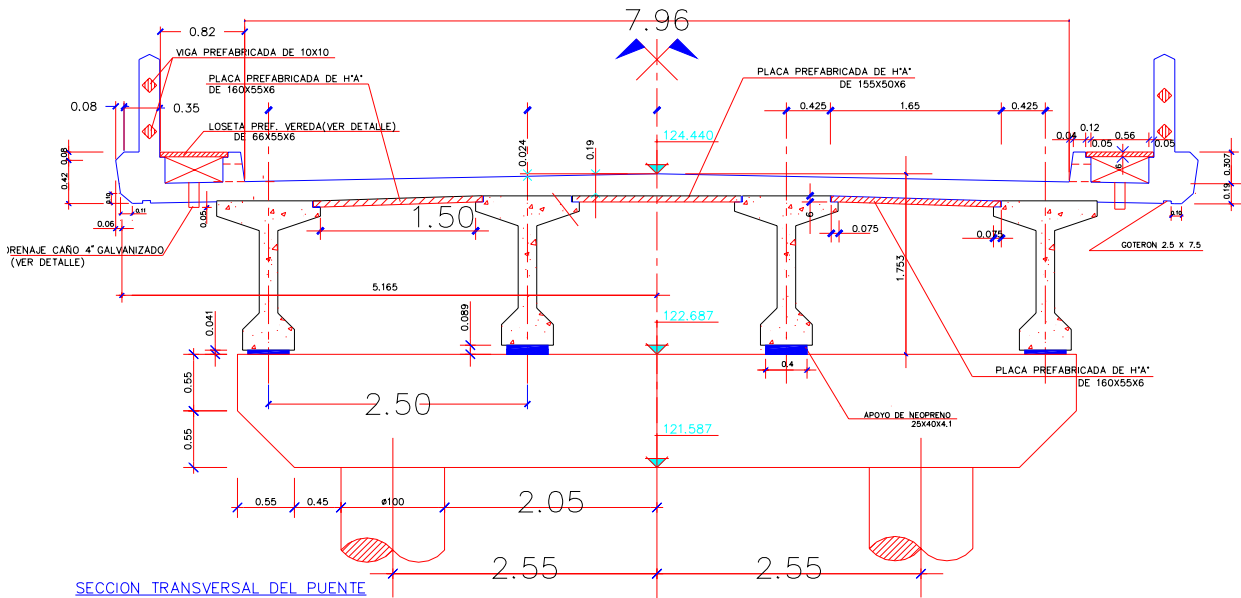
La altura de la viga principal: es 1,55 m. incluida la losa de 20 cm.

FIGURA 36 APOYOS DE NEOPRENO



3.1.1.2 CARACTERÍSTICAS DEL VIADUCTO RUTA III (para carga HS20).

FIGURA 37 VIADUCTO PREFABRICADO-POSTENSADO DE RUTA III, PARAGUAY 2002.



Como se ve en el corte transversal de la figura 37 las características geométricas son muy similares al viaducto in situ y según GAONA (1999) se tiene:

Gálibo: 5,5 m.

Característica de tramos: Vigas longitudinales de 24 m.

Área de viga longitudinal: 0,522 m²

Hº Pretensado: fck = 27 MPa

Hº Grout: 40 MPa

Relación A/C del Grout: 0,42

Aditivo expansor y plastificante

Acero activo: 1.900 MPa - CP-190RB (relajación baja)

Diámetro de los cabos: ½ pulg. (7 alambres)

E del cabo: 195.000 MPa

Numero de cabos por vaina: 9

Ø cabos ½": 0,99 cm²

Numero de vainas por viga: 3

Diámetro de vainas: 67 mm.

Acero pasivo: 420 MPa

Gatos hidráulicos Stronghold G200 de 267,2 cm² de procedencia española

Bomba B1 Stronghold, para el gato hidráulico de capacidad = 100 MPa

Tensión a que se le somete al gato: 48 MPa

Elongación de 9 cabos cada 10 MPa: 35 mm.

Descripción del tesado: se somete a la pieza a 24 MPa desde un lado y luego los 24 Mpa restantes

Costo de Bomba + Gato: 40.000 Usd, nueva

Costo de Bomba Inyectora de Grout: 15.000 Usd

Capacidad de la grúa: 1500 KN

Costo de la grúa: 800 Usd/día

Tiempo que tarda izar una viga: 1 hora

Hombres trabajando para el izado: 10

Consumo de armadura pasiva en viga: 82 kg/m³

Consumo de armadura activa en viga: 54,36 kg/m³

Volumen en ambos extremos de la viga: 1,77 m³

Volumen en el centro de la viga (long = 22,1 m): 11,91 m³

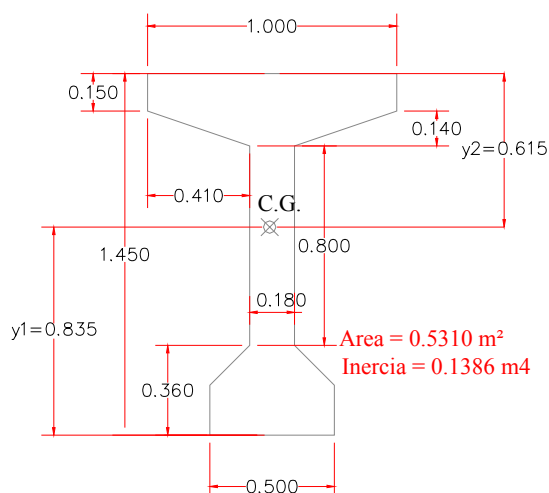
Kg de armadura activa para 1 viga: 681 kg

Costo de la viga prefabricada (incluyendo materiales y mano de obra en el pretensado): 4.2 Usd/kg de armadura activa (Fuente Sitem)

Longitud de armadura activa para 1 viga: 702 m.

Duración del trabajo: 100 días.

FIGURA 38 SECCIÓN DE VIGA DE 24 M. DE LONGITUD



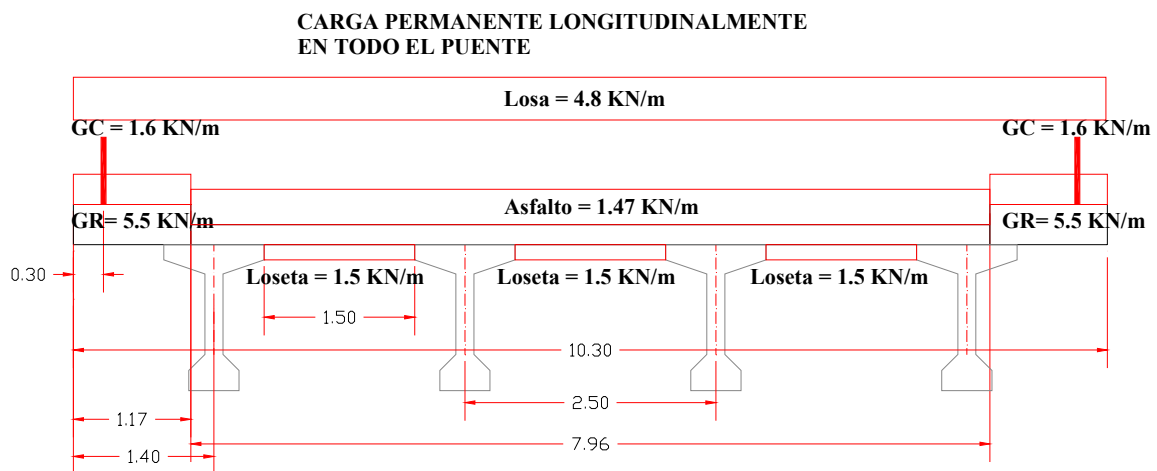
3.1.2 COMPROBACIÓN

Esta comprobación es a fin de determinar si el viaducto de Ruta 3 puede ser utilizado en la comparación. ¿Condición para esto?, que soporte la carga NBR (Clase 45). Para ello, se utilizó un modelaje computacional que da valores similares a los métodos tradicionales como el de Courbon o Leonhardt, para ver con más detalles dicho método referirse a PANKOW, HERMANN. **Comparison of methods to determine strengths due to moving loads, in simply supported bridge beams, (2003).**

Los esfuerzos en las vigas externas (se toma la viga externa por ser la más solicitada en este tipo de puentes) de 24 metros para la Clase 45 de la ABNT - NBR 7188 (1984), serán:

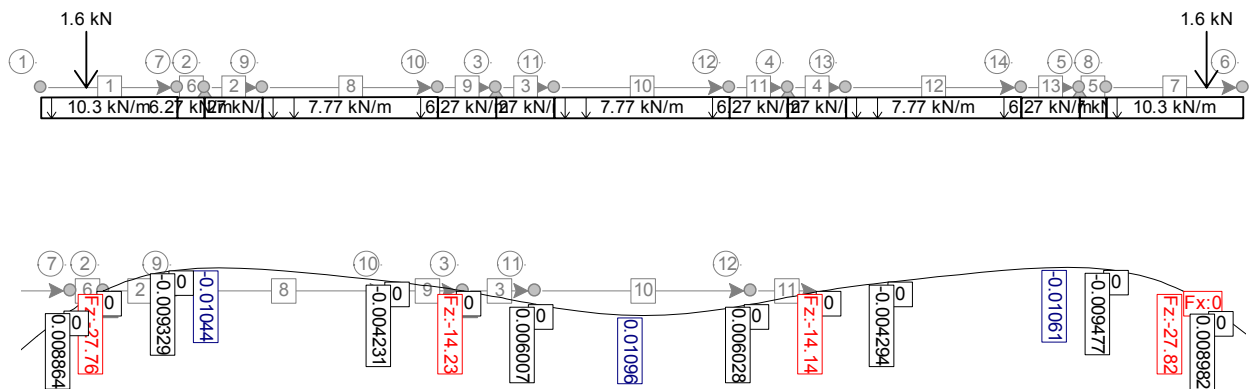
3.1.2.1 ESFUERZOS PRODUCIDOS POR EL PESO PROPIO (g)

FIGURA 39 SECCIÓN TRANSVERSAL DEL VIADUCTO RUTA III, CON LAS CARGAS PERMANENTES



Del programa Amses2D (AINET 2000), en la figura 40, se tiene las reacciones en las vigas debidas a las cargas permanentes.

FIGURA 40 CARGAS Y REACCIONES EN VIADUCTO RUTA III, DEBIDO A CARGAS PERMANENTES



Reacción en Viga externa = $g_r = 27,8$ KN.

longitud = 24 m.

Peso de la viga = $g_1 = 0,5310 \text{ m}^2 \times 25 \text{ KN/m}^3 = 13,28 \text{ KN/m}$

$g = g_r + g_1 = 41,08 \text{ KN/m}$

Peso de la viga travesa proporciona un momento adicional de 46,8 KN m y un cortante de 3,9 KN.

Momento debido a carga permanente en Viga externa, $M_g = \frac{g l^2}{8} = 2.957,76$

KN m + 46,8 KN m = 3.004,56 KN m

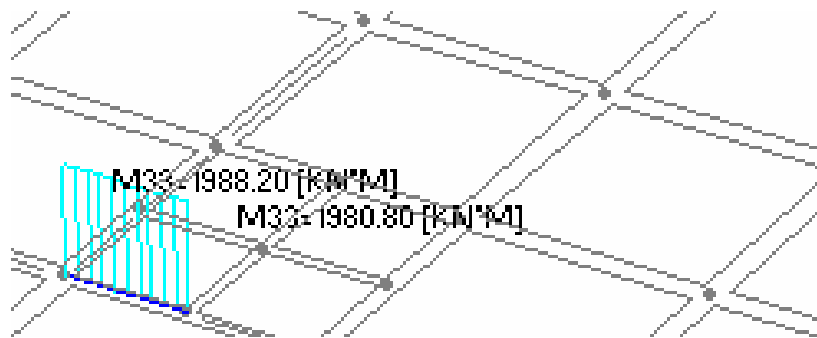
Cortante debido a carga permanente en Viga externa, $V_g = \frac{g l}{2} = 492,96$ KN.

+ 3,9 KN = 496,86 KN

3.1.2.2 ESFUERZOS DEBIDOS A LAS CARGAS MÓVILES O VIVAS (Q)

Serán los de la figura 41 y 42:

FIGURA 41 MOMENTO FLECTOR MÁXIMO EN VIGA EXTERNA, DE VIADUCTO RUTA III, DEBIDO A CARGAS MÓVILES



$$M = 1.988,20 \text{ KN m.}$$

FIGURA 42 CORTANTE EN VIGA EXTERNA, DE VIADUCTO RUTA III, DEBIDO A CARGAS MÓVILES.



$$V = 275,82 \text{ KN.}$$

Según el modelo estructural utilizado por PANKOW (2003) en el artículo, citado anteriormente, pero llevando la carga del vehículo próximo al apoyo del puente.

3.1.2.3 COMBINACIÓN DE CARGAS PARA EL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO, según la ABNT en la NORMA NBR 7187/84 (1984):

Coeficiente de impacto: φ : 1,4 – 0,7% Longitud = 1,23

Combinación de cargas limite ultimo: 1,35 g + 1,5 φ q

M máx. = 1,35 (3.004,56) + 1,5 (1,23) (1.988,20) = 7.724,38 KN m.

V máx. = 1,35 (496,86) + 1,5 (1,23) (275,82) = 1.179,65 KN.

Combinación de cargas limite servicio: g + φ q

M máx. = 3.004,56 + 1,23 x 1.988,20 = 5.450,05 KN m.

Según la memoria de cálculo (GAONA, 1999), del viaducto de 24 m de tramo, en RUTA III, realizada con la norma AASHTO (1996)

Coef. impacto: φ : = 1,235

Combinación de cargas limite último:

M máx. = 6.377 KN m.

V máx. = 792,20 KN.

Combinación de cargas limite servicio:

M máx. = 3.888,8 KN m.

La precedente comprobación, sirvió para comparar los resultados obtenidos (AASHTO vs. NBR 7188), y para ver que la carga HS20, en el Estado Limite Ultimo de la norma AASHTO, sí produce menor esfuerzo que la carga clase 45 de la NBR 7188, comparación hecha al someter al viaducto prefabricado-postensado de ruta III a las solicitaciones de la NBR, y compararlos con los valores de la memoria de cálculo, hecha por la norma AASHTO.

3.2 CONCLUSIÓN:

Se deben reforzar las vigas de 24 metros debido a que las cargas HS20 de AASHTO no son equivalentes a las de la Clase 45 de la NBR 7188, producen menores esfuerzos. Por ello se recalcula dicho tramo (ver Anexos).

Debido a que el vano central del viaducto In situ es de 28 m. se optó por adecuar el vano principal de la nueva estructura aumentándolo a 30 m. y haciendo que la alineación de los apoyos ya no sea oblicua con relación al eje del viaducto (figura 44).

Se tendrá pues que el viaducto prefabricado nuevo, estará formado por tramos de 24 m. ya calculados por NBR y también habrá un tramo principal nuevo de 30 m. de longitud.

FIGURA 43 PLANTA DE VIADUCTO IN SITU, SOBRE MARISCAL LÓPEZ

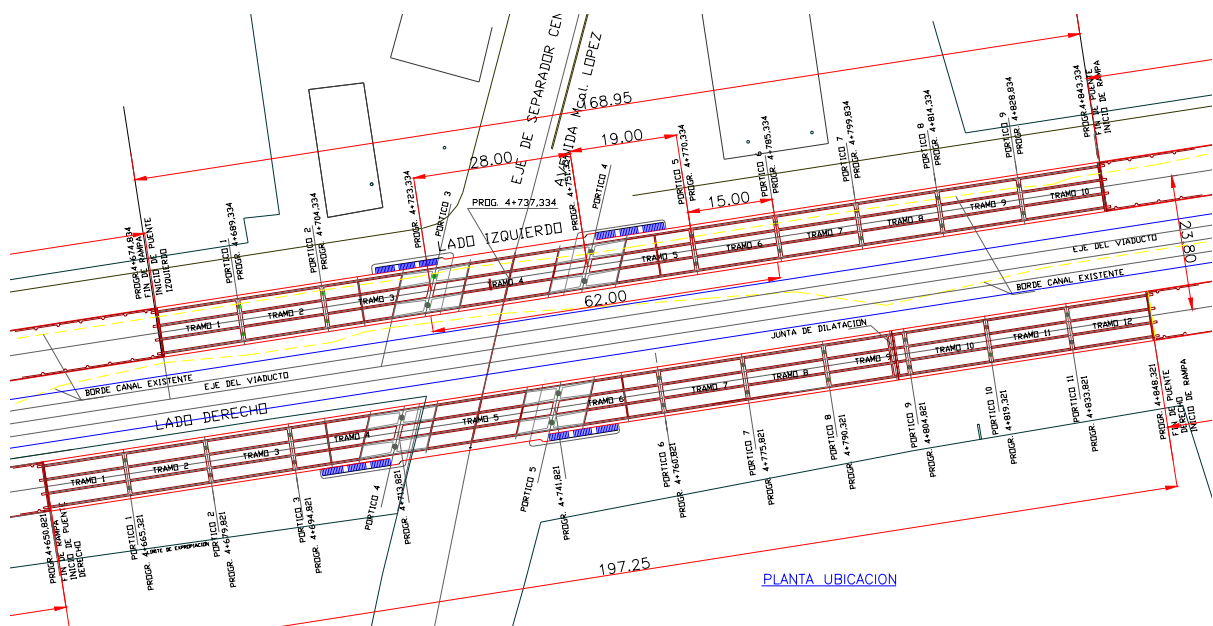
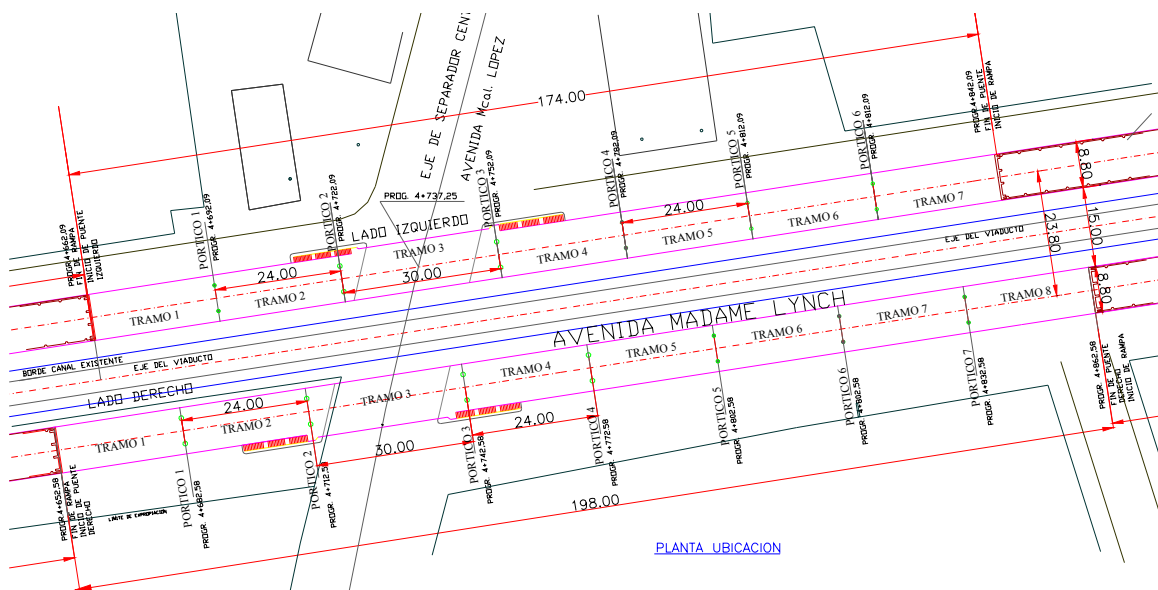


FIGURA 44 PLANTA DE VIADUCTO PREFABRICADO ADAPTADO SOBRE MARISCAL LÓPEZ



3.3 DESCRIPCIÓN DE LO QUE FUE HECHO

Para hacer la comparación entre dos viaductos y para que la misma sea lo más exacta posible, es necesario tener estructuras con la misma capacidad resistente, salvar la misma distancia y tener el mismo ancho de vía.

El viaducto In situ será la referencia fija, es decir no sufrirá variaciones en este análisis.

Como quedo probado en este capítulo, que la consideración de carga HS20 de AASHTO no es igual a la carga de CLASE 45 de la NBR, entonces se diseñará y calculará un viaducto prefabricado-postensado nuevo, con cargas iguales, el mismo ancho y distancias a ser salvadas casi iguales, al viaducto in situ.

Casi iguales, porque las distancias entre los estribos de apoyo del nuevo viaducto prefabricado serán, 174,00 m en el lado izquierdo (ver figura 44), y 198.00 m en el lado derecho un poco mayor a las del viaducto In situ, en el que las distancias son 168.95 m en el lado izquierdo y 197.25 m en el lado derecho (ver figura 43), esto debido a que las piezas prefabricadas cubren una determinada distancia por lo que se debió adaptar la ubicación de los estribos de apoyo. Se aclara que los estribos de apoyo no se incluyen en el análisis comparativo de este trabajo.

Los tramos serán compuestos de vigas postensadas de 24 y 30 metros, con adherencia, y dispositivos de anclajes formados por placas de acero, el grado de pretensado será limitado, es decir, para las cargas de utilización frecuentes, las tensiones de tracción en el hormigón, en la dirección resistente principal, no sobrepasarán un valor considerado admisible. Se optó por el postensado porque esto implica hacer las vigas en el mismo lugar donde se construirá el viaducto, evitando costos adicionales, como el transporte de las piezas pretensadas desde una planta a la obra.

FIGURA 45 PLANTA DEL VIADUCTO PREFABRICADO CON EL ÁREA CONSIDERADA EN EL ANALISIS.

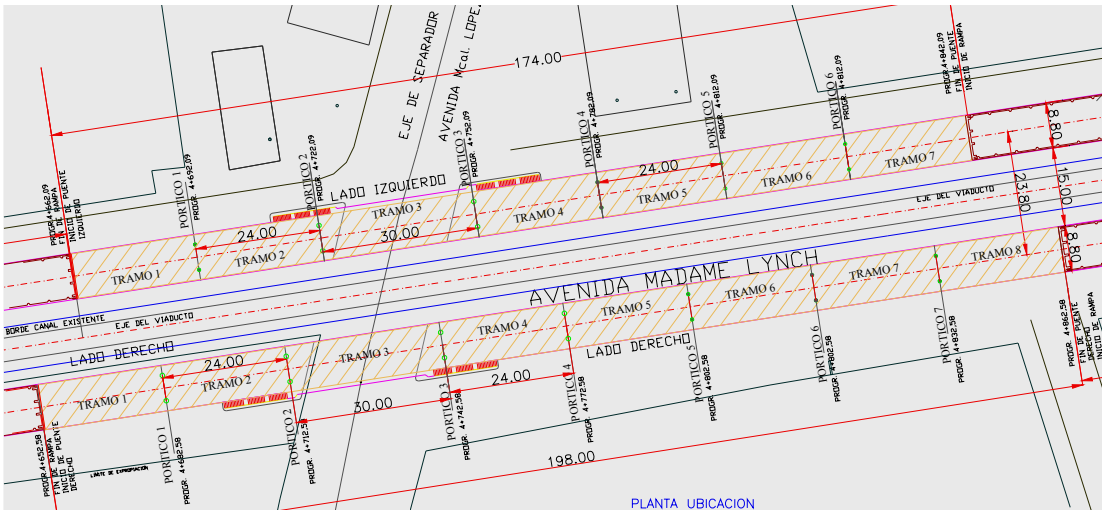
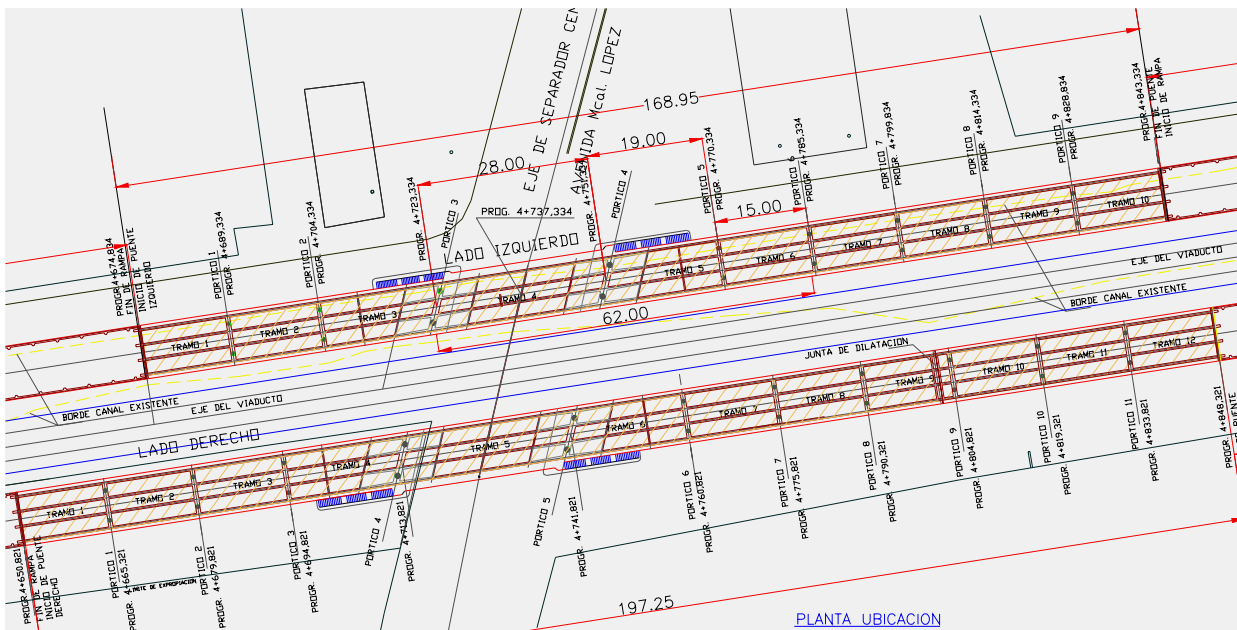


FIGURA 46 PLANTA DEL VIADUCTO IN SITU CON EL ÁREA CONSIDERADA EN EL ANALISIS.



Se distinguirán los sigtes. pasos para obtener la comparación en el Capítulo 5:

1. Obtención de una planilla de costos, para ambos viaductos donde figuren los ítems a ser tenidos en cuenta, cantidades y costos unitarios en guaraníes (unidad monetaria paraguaya).

2. Obtención de una planilla de comparación de costos y materiales, entre ambos viaductos, que resulta automáticamente del uso de las planillas de costos anteriormente citadas.

La comparación de costos será en Unidades monetaria/m², la unidad monetaria, en este caso, será el dólar americano (Usd).

Se harán dos tipos de comparaciones:

- a- COMPARACIÓN 1: Considerando en ambos viaductos la misma cantidad de hombres trabajando (30 hombres) y encofrados para hacer aproximadamente la misma longitud de viaducto. (figura 47 y 48).
- b- COMPARACIÓN 2: Considerando que se aumenta el número de hombres y la cantidad de encofrado para el viaducto In situ, a fin de obtener aproximadamente el mismo tiempo en finalizar la obra (figura 49). El viaducto prefabricado permanece igual a la comparación 1.

FIGURA 47 PLANTA DEL VIADUCTO PREFABRICADO, CON LOS TRAMOS CAPACES DE SER CONSTRUÍDOS POR VEZ (LONGITUD = 54 m.), PARA LA COMPARACIÓN 1.

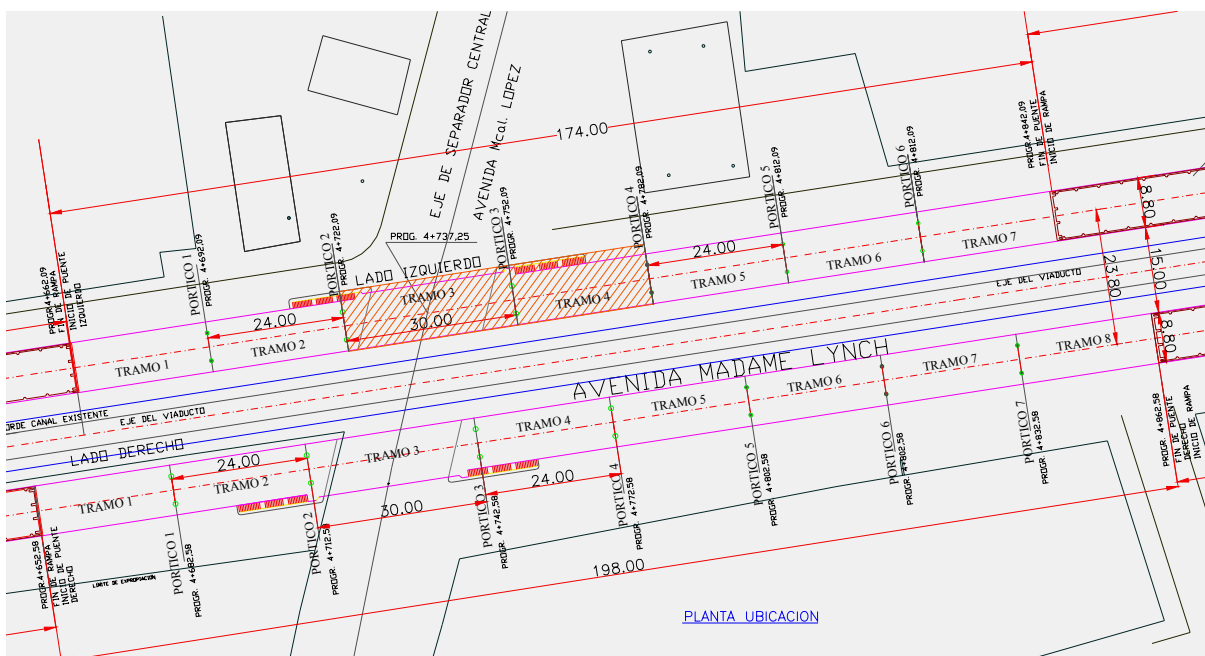


FIGURA 48 PLANTA DEL VIADUCTO IN SITU, CON LOS TRAMOS CAPACES DE SER CONSTRUÍDOS POR VEZ (LONGITUD = 62 m.) PARA LA COMPARACIÓN 1.

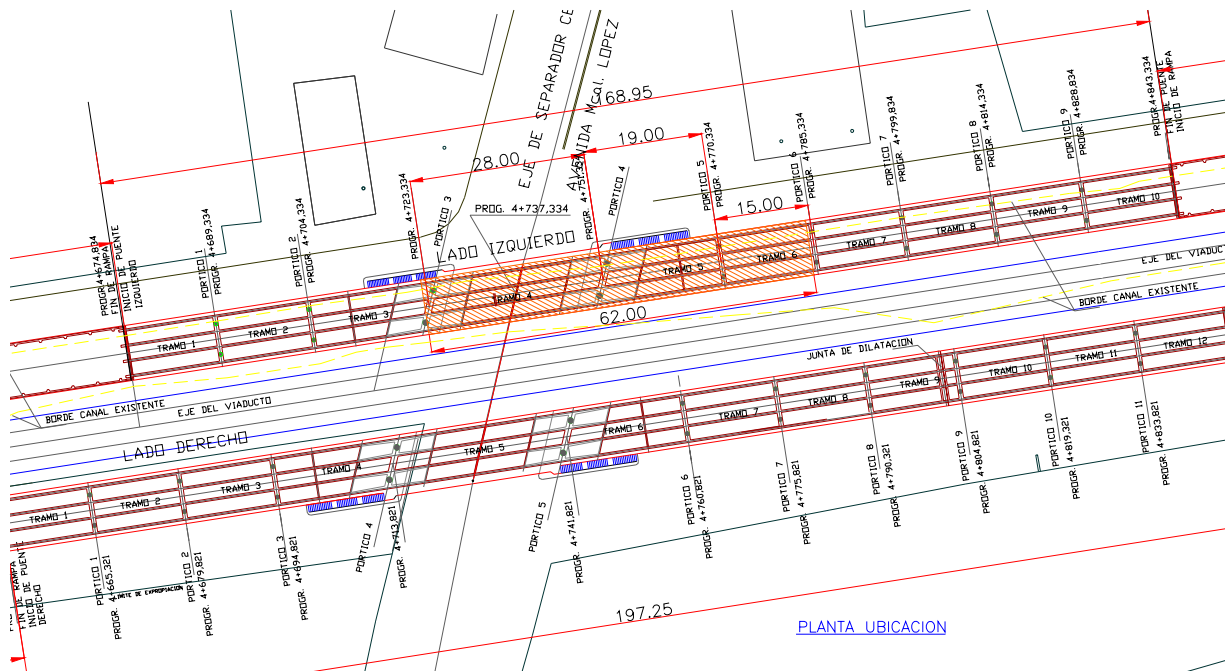
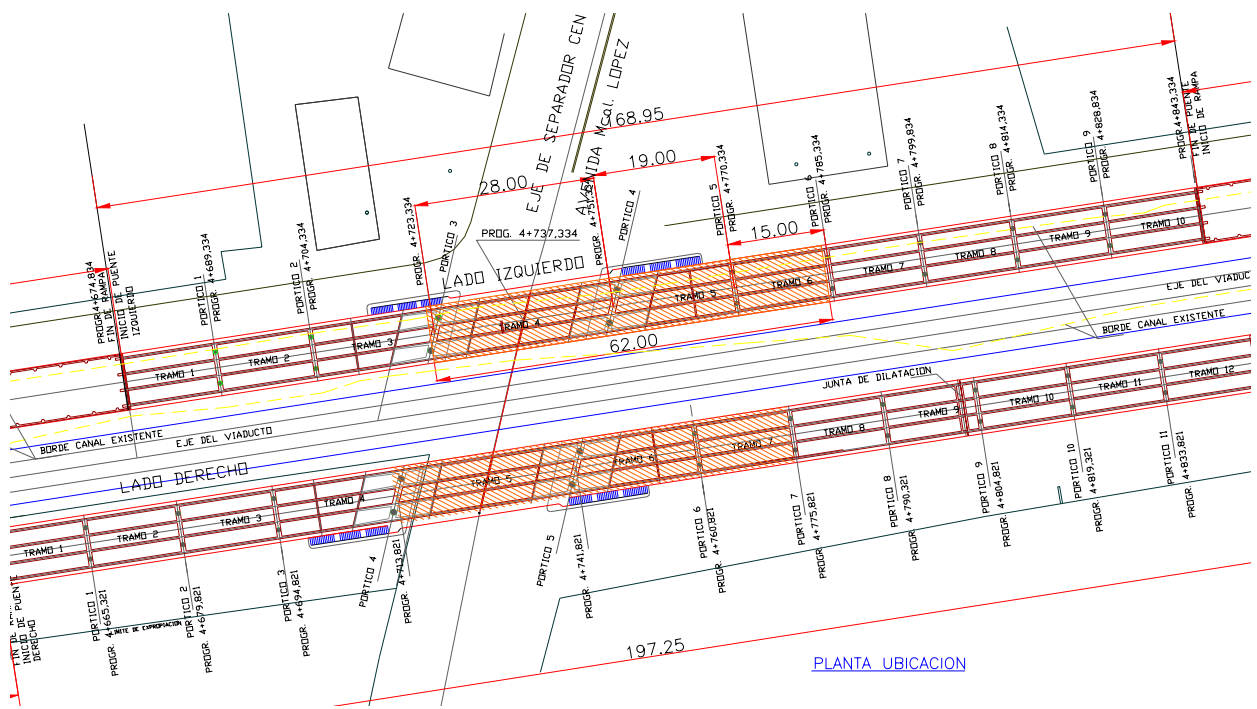


FIGURA 49 PLANTA DEL VIADUCTO IN SITU, CON LOS TRAMOS CAPACES DE SER CONSTRUÍDOS POR VEZ (LONGITUD = 124 M.), PARA LA COMPARACIÓN 2.

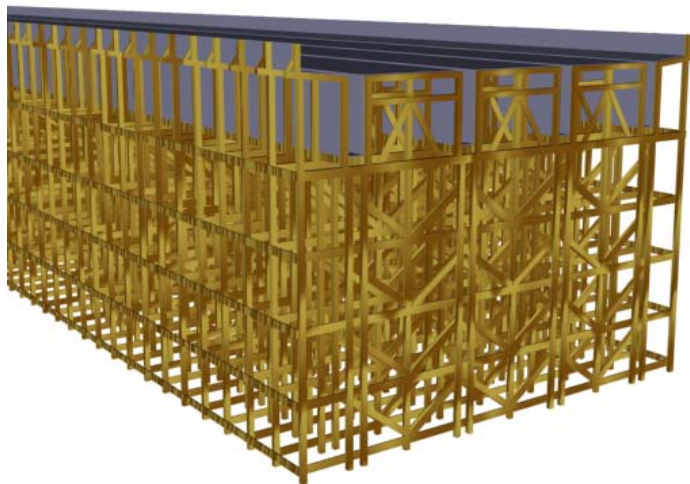


Recordando que en la Comparación 2, los tramos del viaducto prefabricado capaces de ser construidos por vez siguen siendo iguales a la Comparación 1. Lo determinante para lograr el objetivo de este trabajo es hallar las cantidades de: material utilizado y el tiempo empleado en construir ambos viaductos, para cada comparación (1 o 2), según la cantidad de hombres y encofrado, disponibles.

Para hallar las cantidades de material (hormigón y encofrado) se usó, el software Autocad 2000, el cual permite obtener el volumen de cualquier diseño en 3D, el desarrollo de lo expresado aquí se verá en el Capítulo 4.

Esta herramienta resulta útil para visualizar volúmenes, principalmente al diseñar el encofrado para el viaducto in situ, debido a la complejidad de sus formas (figura 50).

FIGURA 50 ENCOFRADO DEL VIADUCTO IN SITU



La determinación del tiempo empleado en construir ambos viaductos, se usó el software Microsoft Project, el cual permite elaborar un cronograma basado en un calendario de trabajo preestablecido, en este caso, la jornada laboral es de 8 horas, de Lunes a Viernes de 8 AM. a 6 PM, con dos horas de descanso de 12 a 2 PM. y el Sábado, 4 horas, de 8 AM. a 12 PM. En el mismo software se cargan los días feriados y se relacionan las actividades y la duración de las mismas. También se asignan cantidades de hombres a cada tarea. Así se tiene un control sobre si el rendimiento de los trabajadores es suficiente para ejecutar el proyecto.

FIGURA 51 CALENDARIO UTILIZADO EN AMBAS SOLUCIONES

Todo lo referente al cálculo de las vigas postensadas se encuentra en las planillas Excel del anexo. Los gráficos del cálculo en estas planillas provienen del software Autocad 2000 y aquellos que muestran los momentos y esfuerzos cortantes son de programas de elementos finitos.

El objetivo del cálculo es dimensionar las vigas, establecer la cuantía de armaduras activas y pasivas, obtenidas del estado límite último. El estado límite de servicio se utiliza para verificar la fisuración, fatiga y la deformación en las vigas.

La losa del tablero utiliza cuantía de armadura similar para ambos viaductos, es decir para el viaducto prefabricado se adopta la misma armadura que el puente In situ, debido a que el espacio entre vigas es exactamente igual (2,45 m).

El criterio de cuantías similares se usó también para cabezales, vigas riostras, entre cabezales y pilotes de ambos viaductos.

Para estos últimos se tomó el precio por metro lineal de cada tipo de pilote según su diámetro (1,20 m y 1,0 m).

Observación final:

Para todas las planillas Excel de cantidades, así como las de cálculos en los anexos y de forma general en cualquier otro lugar del trabajo, en donde se vea

campos o casillas en verde significa que en dichos campos se cargaron valores. El resto de las casillas donde hay solo números, indican resultados de operaciones matemáticas.

En el ejemplo de abajo, extraído del anexo1, vemos que la celda a ser cargada con datos es la correspondiente al f_{ck} del hormigón (resistencia del hormigón a 28 días), luego la celda de abajo, no pintada, muestra el resultado de la operación matemática para hallar la resistencia del hormigón a $j = 9$ días.

$$f_{ck} = \boxed{300} \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ckj} = 232 \text{ kg/cm}^2$$

CAPITULO 4: ANALISIS DE CANTIDADES, ESTUDIO DE CASO

Según el capítulo anterior (Cap. 3) se hizo dos consideraciones separadas en la comparación de cronogramas, teniendo al viaducto prefabricado como referencia para ambas comparaciones.

Al final se tendrá al viaducto “in situ” con dos cronogramas, uno para la Comparación 1 y otro para la Comparación 2.

4.1 COMPARACIÓN 1

4.1.1 CRONOGRAMA

Para la confección del cronograma se ha considerado la misma cantidad de hombres trabajando en ambos viaductos (30 hombres), y de encofrados para hacer aproximadamente la misma longitud de puente, es decir que los viaductos se realicen con el **mismo numero de personal**, consideración basada en obras ya realizadas en Paraguay, el viaducto de Mcal. Lopez (in-situ) y el viaducto prefabricado-postensado de Ruta III.

Para el viaducto in situ se utilizaron, encofrados para tres tramos, uno de 28 m. de longitud, otro de 19 m. y otro de 15 m. (figura 48) totalizando los 62 m expresados en el Capítulo 3. Esto permitió optimizar al máximo el rendimiento de los operarios que trabajarán sin interrupción.

Para el prefabricado se consideró encofrados para hacer tramos de 30 y 24 metros, que sumados dan 54 metros.

El cronograma de obras del Viaducto in situ, expuesto en este trabajo, fue revisado y aprobado por el Ing. Gilberto Bogado, profesional encargado de la construcción del mismo, este trabajo fue importante ya que la duración y vinculación de las tareas, en el software Project, depende exclusivamente de la precisión de los datos introducidos en él. Además el autor de este trabajo ha participado en la fiscalización de dicha construcción, por lo tanto se ha cruzado información del proceso constructivo con fiscales de la obra. El seguimiento del viaducto prefabricado se hizo en forma personal, recabando datos acerca de los tiempos de duración de las tareas de preparación, hormigonado y postensión de las vigas, así como del izado de las mismas. La duración de las

tareas sacadas del Project, para el viaducto prefabricado-postensado de Mariscal López, (primera vez que se lo llama así, para diferenciarlo del prefabricado-postensado de ruta III tomado como referencia, y mencionado inicialmente), será de 86 días laborales.

Para el viaducto In situ en esta comparación 1 se tienen 143 días de trabajo. Todos los cronogramas completos se incluyen en el anexo 8 de este trabajo.

4.1.1.1 CRONOGRAMA 1 DEL VIADUCTO IN SITU (143 días laborales)

Para visualizar que tramos se hacen con la cantidad disponible de encofrado con 30 hombres trabajando, ver figuras 52 y 53 (dicha cantidad de encofrado se verá en los ítems B y C de este capítulo). Primero se prepara la región en azul, luego la verde y luego la zona en naranja, esta secuencia de preparación de encofrados permite que al terminar la zona en naranja se pueda reutilizar el encofrado de la zona en azul, sin pérdida de tiempo.

FIGURA 52 ESQUEMA DE AVANCE DE OBRAS-IN SITU 1

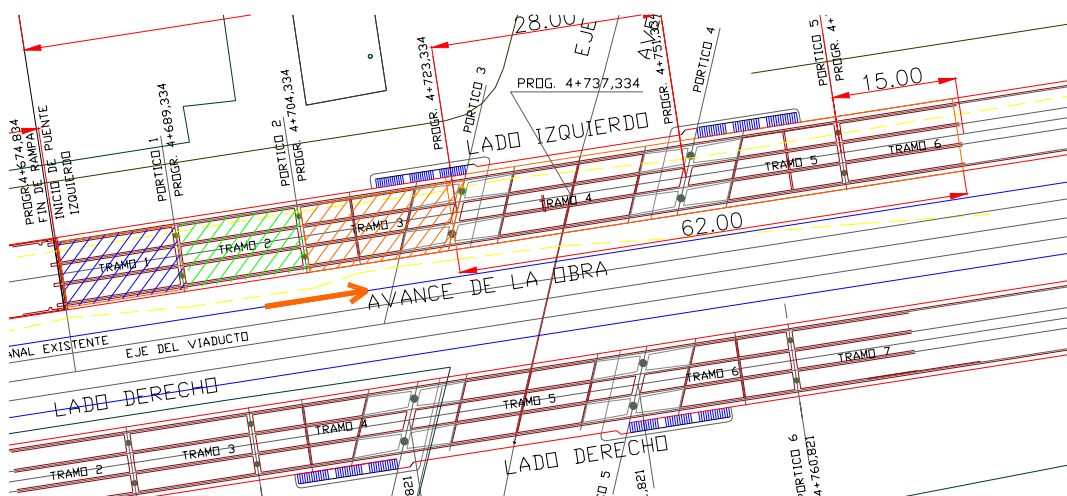
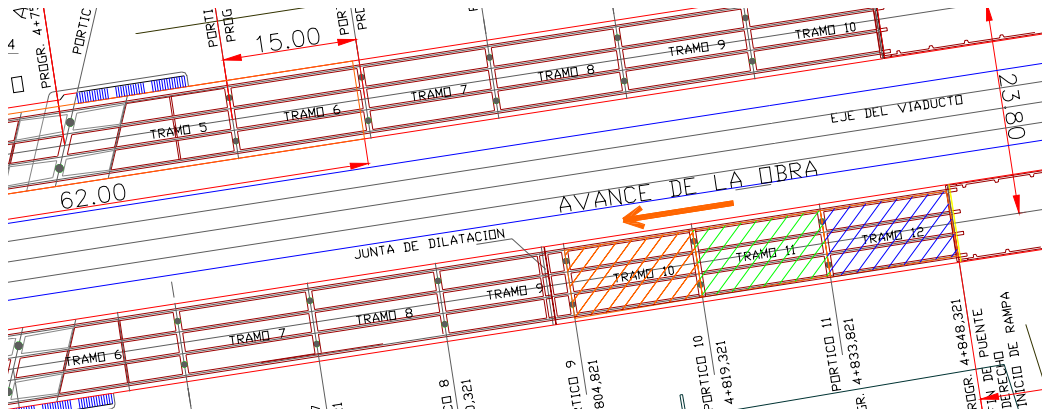


FIGURA 53 CONTINUACIÓN ESQUEMA DE AVANCE DE OBRAS-IN SITU 1



4.1.1.2 CRONOGRAMA DEL VIADUCTO PREFABRICADO- POSTENSADO (86 días laborales)

Utilizando el mismo esquema de visualización de 4.1.1.1, y siempre para 30 hombres trabajando se tienen, las figuras 54 y 55:

FIGURA 54 ESQUEMA DE AVANCE DE OBRAS-PREFABRICADO

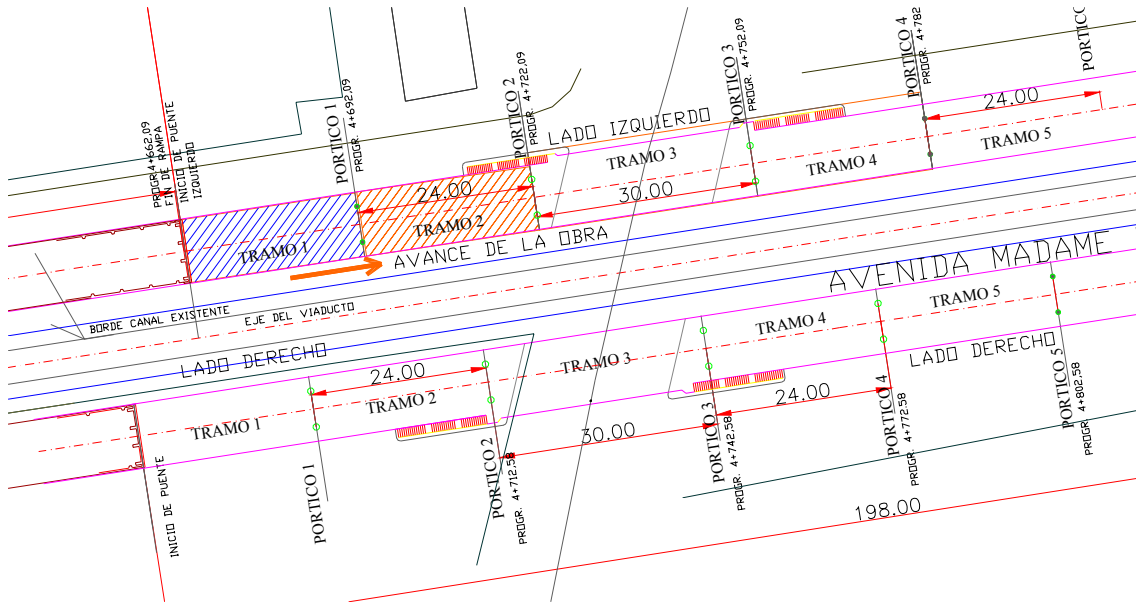
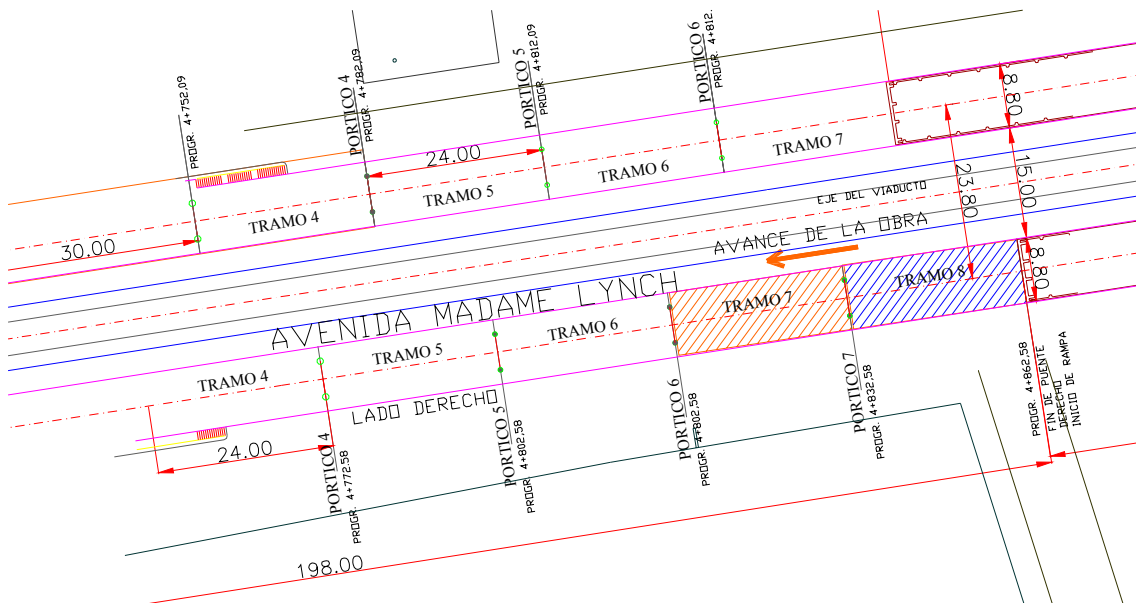


FIGURA 55 CONTINUACIÓN ESQUEMA DE AVANCE DE OBRAS-PREFABRICADO



4.1.2 MATERIALES

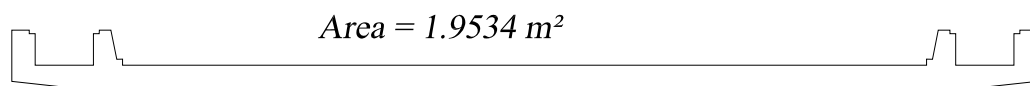
En la posterior Comparación 2 se aplicarán las mismas cantidades de materiales que esta Comparación 1, para ambos viaductos, salvo la cantidad de encofrado para el viaducto in situ, que se duplicará en la Comparación 2.

4.1.2.1 MATERIALES DEL VIADUCTO IN SITU-HºAº.

A. Hormigón 21 MPa

A.1) Losa e = 0,20 m.

FIGURA 56 SECCIÓN DE LA LOSA = 1,9534 M²



Para el lado izquierdo se tiene **169,97 m** de desarrollo, nótese el aumento de la longitud con respecto a la planta donde esta distancia es solo 168,95 m, esto se debe a que los viaductos presentan una ligera curva vertical.

Para el lado derecho **198,47 m**, la longitud es mayor también a los 197,25 m mostrados en planta. El aumento es del orden del 6%. En la tabla 4 los campos en verde se deben cargar con el producto de la sección de la losa por la longitud.

TABLA 4- CANTIDAD DE HORMIGÓN DE LOSA PARA CADA LADO DEL VIADUCTO

LADO IZQUIERDO		CANTIDAD UNID.
VIGA PRINCIPAL	321,24	m ³

LADO DERECHO		CANTIDAD UNID.
VIGA PRINCIPAL	375,11	m ³

A.2) Losas de compresión (5,60 x 2,8 x 0,20 m.)

FIGURA 57 LOSA DE COMPRESIÓN 16 UNIDADES

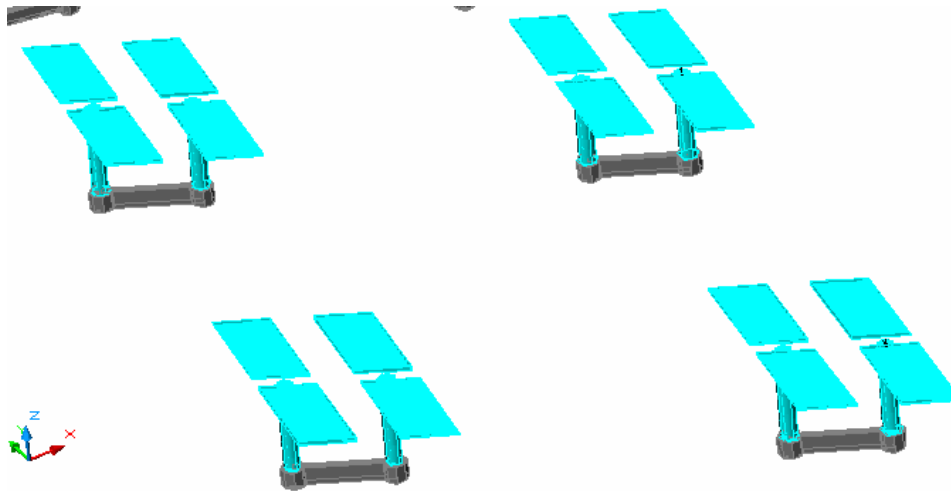


TABLA 5- CANTIDAD DE HORMIGÓN DE LOSA DE COMPRESIÓN PARA CADA LADO DEL VIADUCTO

LADO IZQUIERDO		LADO DERECHO	
	CANTIDAD UNID.		CANTIDAD UNID.
LOSA COMPRESIÓN	25,1 m ³	LOSA COMPRESIÓN	25,1 m ³

A.3) Viga Principal

FIGURA 58 VIGAS DE 0,35X1,35 m. (NO SE CONSIDERA LOS 0,20 m. DE LOSA)

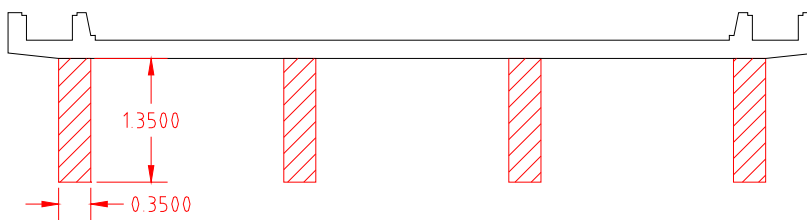
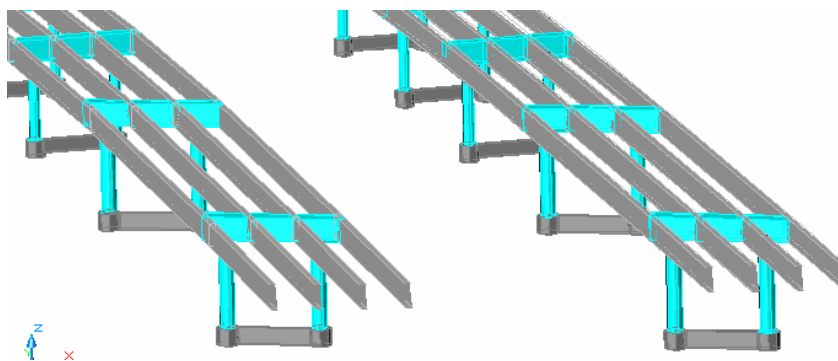


FIGURA 59 VIGAS PRINCIPALES 8 UNIDADES.



El hormigón común a vigas principales y vigas de pórtico es considerado como cantidad perteneciente a las primeras citadas.

TABLA 6- CANTIDAD EN VIGAS PRINCIPALES

LADO IZQUIERDO		LADO DERECHO	
	CANTIDAD UNID.		CANTIDAD UNID.
VIGA PRINCIPAL	321,24 m ³	VIGA PRINCIPAL	375,11 m ³

A.4) Viga Pórtico principal (1 x 1,35 x 8 m.)

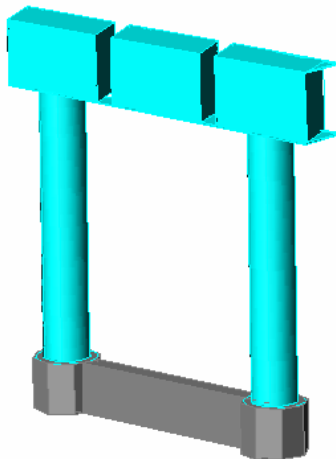
Se encuentran en los extremos del vano mayor que mide 28 metros.

Se descuenta el volumen de la viga principal.

Total 4 unidades

Las cantidades ver en la tabla 7.

FIGURA 60 VIGA DE PÓRTICO PRINCIPAL.



A.5) Viga Pórtico secundario (0,7 x 1,35 x 7,7 m.)

Se encuentra entre los demás pilares del puente, 7 unid. para el lado izquierdo y 9 unid. en el lado derecho.

También se descuenta el volumen de la intersección con la viga principal

TABLA 7- CANTIDAD DE HORMIGÓN EN LOS PÓRTICOS PRINCIPALES Y SECUNDARIOS

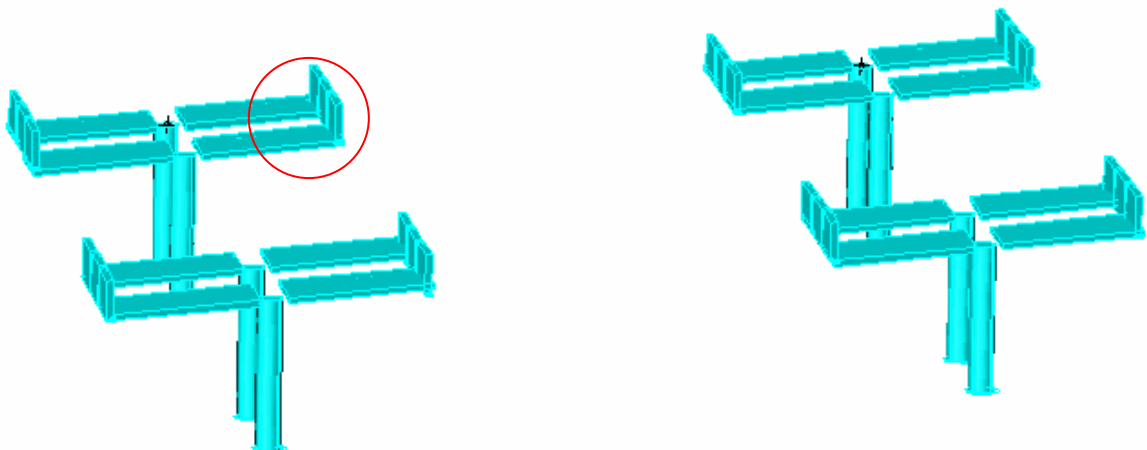
LADO IZQUIERDO		LADO DERECHO	
	CANTIDAD UNID.		CANTIDAD UNID.
VIGAS DE PORTICO PRINCIPAL	17,82 m ³	VIGAS DE PORTICO PRINCIPAL	17,82 m ³
VIGAS DE PORTICO SECUNDARIO	41,65 m ³	VIGAS DE PORTICO SECUNDARIO	53,58 m ³

A.6) Vigas Transversales.

Se les descuenta el volumen interceptado por las vigas principales.

A.6.1) Viga Transversal en zona de compresión (0,20 x 1,30 x 7,54 m.)

FIGURA 61 VIGAS TRANSVERSALES EN ZONA DE COMPRESIÓN (8 UNIDADES).



A.6.2) Viga Transversal (0,20 x 1,0 m. x variable)

FIGURA 62 VIGAS TRANSVERSALES (6 UNIDADES).

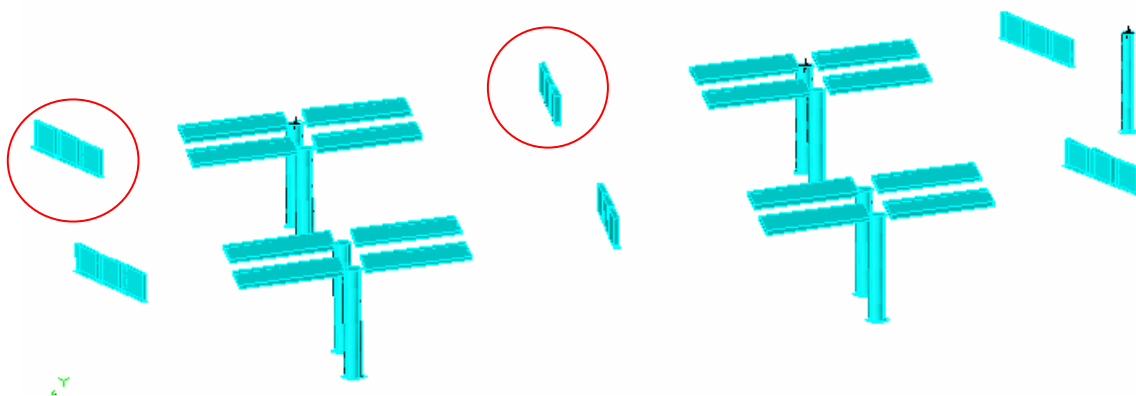


TABLA 8- CANTIDAD DE HORMIGÓN EN VIGAS TRANSVERSALES

LADO IZQUIERDO	
	CANTIDAD UNID.
VIGAS TRANSVERSALES	15,37 m ³

LADO DERECHO	
	CANTIDAD UNID.
VIGAS TRANSVERSALES	15,37 m ³

A.6.3) Vigas En Junta (25 x 130 x 7,54 m.)

FIGURA 63 JUNTA UBICADA EN EL LADO DERECHO CON 2 VIGAS

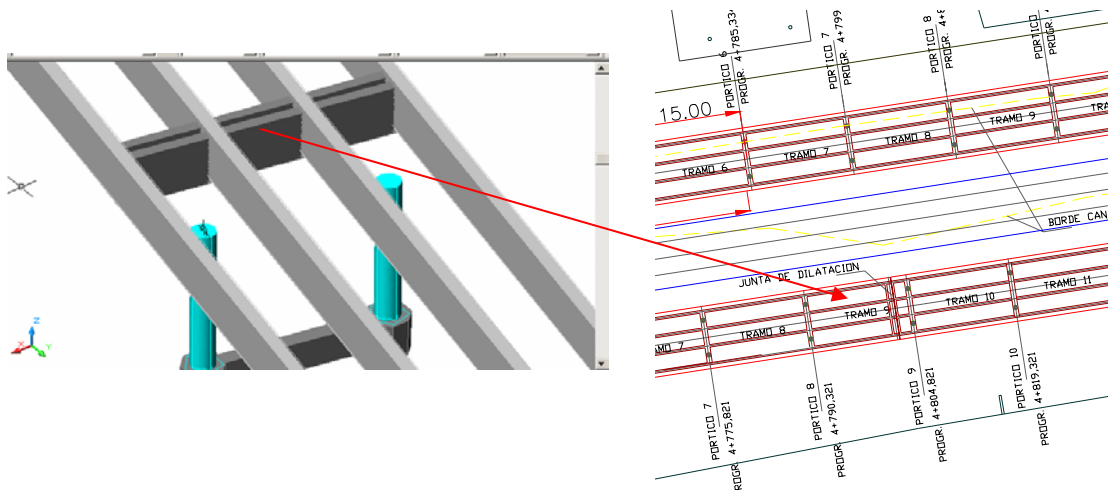


TABLA 9- CANTIDAD DE HORMIGÓN EN VIGAS TRANSVERSALES DE JUNTA

LADO IZQUIERDO

	CANTIDAD UNID.
VIGAS TRANSVERSALES EN JUNTA	0 m ³

LADO DERECHO

	CANTIDAD UNID.
VIGAS TRANSVERSALES EN JUNTA	4,14 m ³

A.6.4) Vigas Extremas (0,35 x 1,30 x 7,54 m.)

Para cada extremo del viaducto, un total de 4 unidades.

El estribo de apoyo no se incluye en este trabajo.

FIGURA 64 VIGAS EXTREMAS

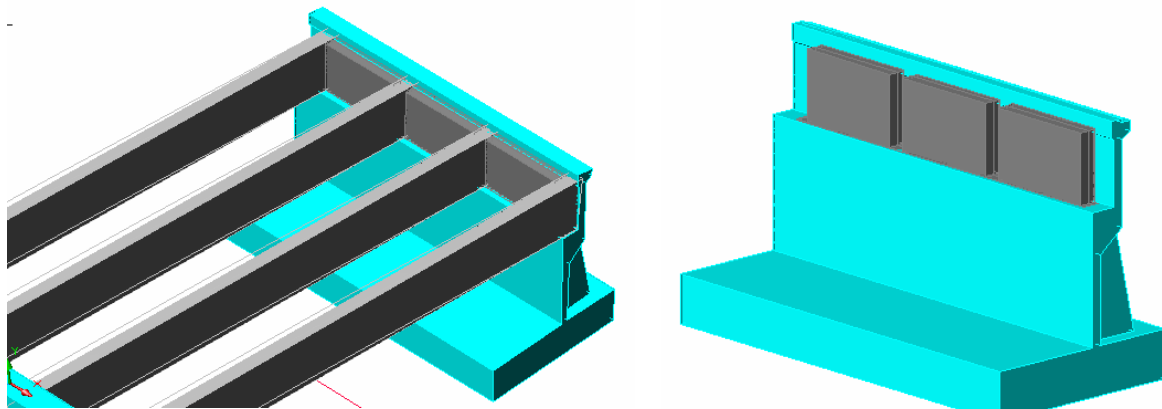


TABLA 10- CANTIDAD DE HORMIGÓN EN VIGAS EXTREMAS

LADO IZQUIERDO

	CANTIDAD UNID.
VIGAS EXTREMAS	5,59 m ³

LADO DERECHO

	CANTIDAD UNID.
VIGAS EXTREMAS	5,59 m ³

A.7) Veredas prefabricadas (0,59 x 0,08 m. x longitud del puente)

Dos veredas por cada lado, para el lado derecho e izquierdo, hacen 4 unidades.

FIGURA 65 VEREDA IZQUIERDA

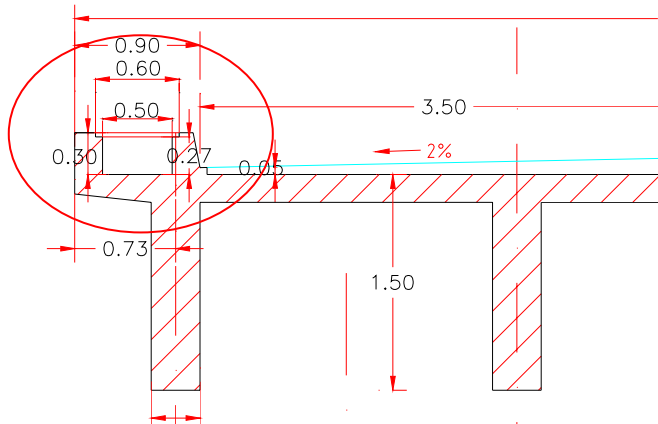


TABLA 11- CANTIDAD DE HORMIGÓN EN VEREDAS PREFABRICADAS

LADO IZQUIERDO		LADO DERECHO	
	CANTIDAD UNID.		CANTIDAD UNID.
VEREDAS PREFABRICADAS	16,05 m ³	VEREDAS PREFABRICADAS	18,74 m ³

A.8) Cabezales y Riostra, Principales y Secundarios

Cabezales y riostras principales 4 Unid. de 4,1 m³ cada uno

Cabezales y riostras secundarios 16 Unid. de 3,06 m³ cada uno, 7 lado izquierdo, 9 lado derecho.

FIGURA 66 RIOSTRA Y CABEZALES PRINCIPALES

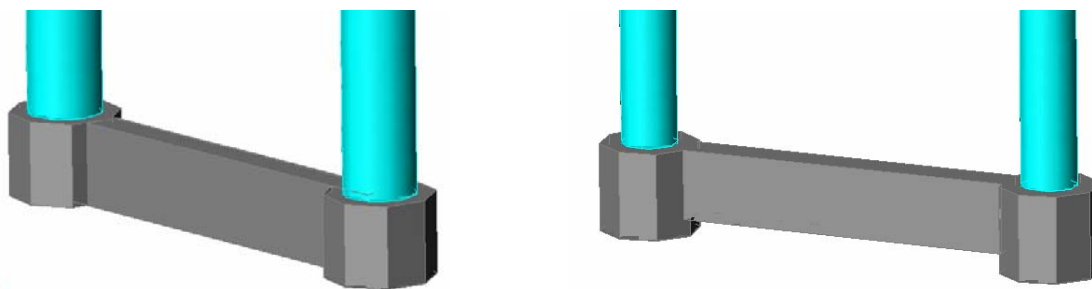


TABLA 12- CANTIDAD DE HORMIGÓN PARA CABEZALES Y RIOSTRA

LADO IZQUIERDO		LADO DERECHO	
	CANTIDAD UNID.		CANTIDAD UNID.
CABEZALES Y RIOSTRAS SEC.	21,42 m ³	CABEZALES Y RIOSTRAS SEC.	27,54 m ³
CABEZALES Y RIOSTRAS PRINC.	8,2 m ³	CABEZALES Y RIOSTRAS PRINC.	8,2 m ³

A.9) Pilares, Principales y Secundarios

Diámetros de 0,90 m. para los pilares principales con 8 unidades de alturas variables (5,50 aprox.)

Diámetros de 0,65 m. para los pilares secundarios con 14 unidades para el lado izquierdo y 18 unidades para el lado derecho, de alturas variables (menores que 5 m.)

TABLA 13- CANTIDAD DE HORMIGÓN PARA PILARES PRINCIPALES Y SECUNDARIOS

LADO IZQUIERDO		LADO DERECHO	
	CANTIDAD UNID.		CANTIDAD UNID.
PILARES PRINCIPALES	13,14 m ³	PILARES PRINCIPALES	13,22 m ³
PILARES SECUNDARIOS	18,58 m ³	PILARES SECUNDARIOS	24,60 m ³

A.10) Pilotes preperforados

TABLA 14- METROS DE PILOTES PREPERFORADOS

PILOTES	Diametro (m)		Longitud	
		1	139,92	ml
	1,2	41,28	ml	
total 1 m.		277,2	ml	
total 1,20 m.		75,46	ml	

PILOTES	Diametro (m)		Longitud	
		1	137,28	ml
	1,2	34,18	ml	

FOTO 8 PERFORADORA Y TRABAJADORES INTRODUCIENDO LA ARMADURA EN EL POZO PERFORADO, PARA LUEGO HORMIGONAR EL PILOTE (FOTO DEL VIADUCTO EN MCAL. LÓPEZ Y MADAME LYNCH). ESTE SISTEMA SERÁ UTILIZADO TAMBIÉN EN LA SOLUCIÓN DEL VIADUCTO PREFABRICADO-POSTENSADO



B. Encofrado metálico

ENCOFRADOS PARA HACER TRES TRAMOS (62 m.)

$$2 \text{ Pilares } d_1 = 0.90 = \boxed{31,10} \text{ m}^2$$

$$2 \times \pi \times d_1 \times h_1$$

$$h_1 = 5.5 \text{ m}$$

$$4 \text{ Pilares } d_2 = 0.65 = \boxed{40,84} \text{ m}^2$$

$$4 \times \pi \times d_2 \times h_2$$

$$h_2 = 5 \text{ m}$$

$$\text{Total} = \quad \mathbf{71,94} \text{ m}^2$$

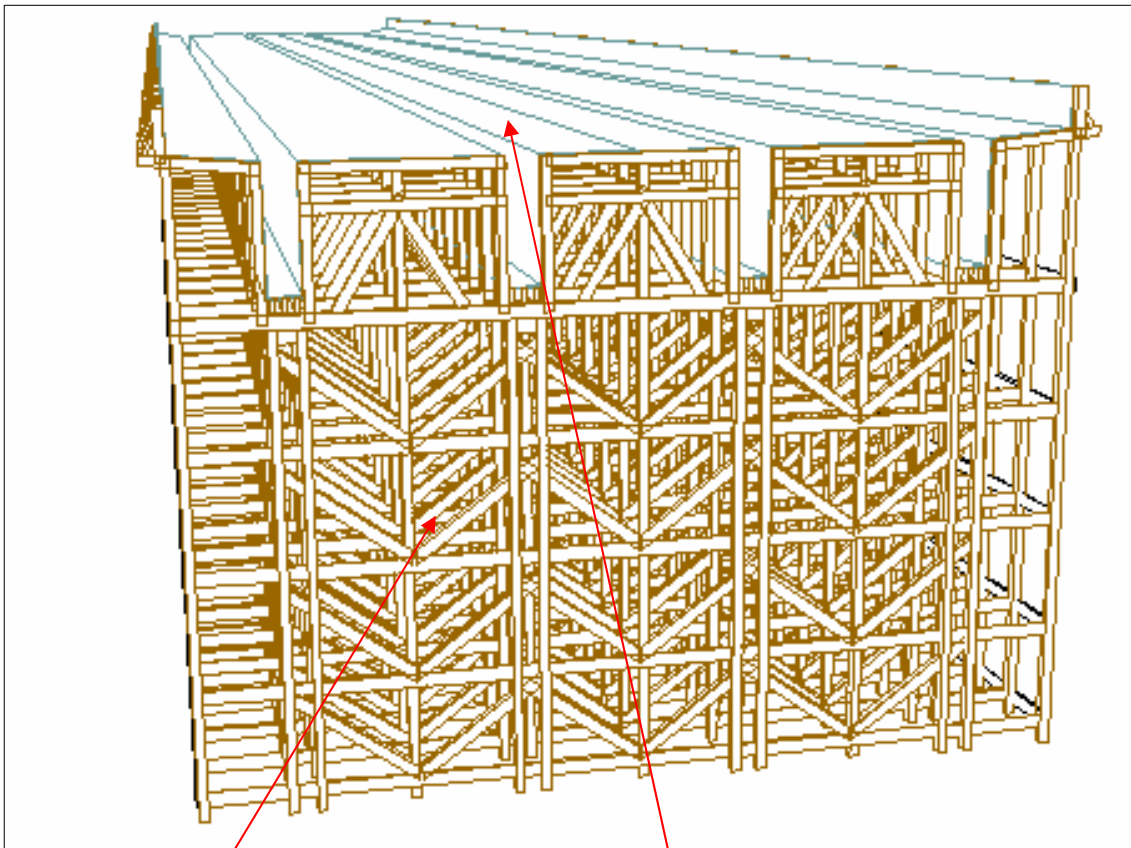
FOTO 9 ENCOFRADOS METÁLICOS UTILIZADOS EN PILARES



C. Encofrado de madera

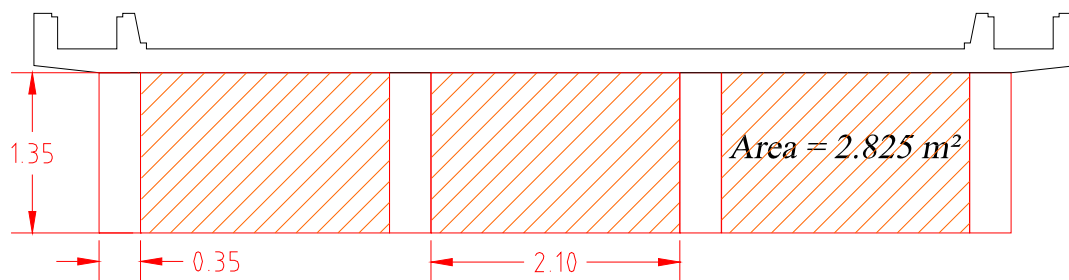
Encofrado para hacer tres tramos de 28, 19 y 15 metros (figura 43)

FIGURA 67 DISEÑO DEL ENCOFRADO PARA 62 METROS.



Maderamen Volúmen =	128,51 m ³	Maderit p/Losa = 26.34 m ³ /0.02 m =	1.317 m ²
Vol maderamen =	128,51	Maderit =	26,34

FIGURA 68 AREA DE ENCOFRADO FENÓLICO (MADERIT), PARA VIGAS TRANSVERSALES.



$$\text{Area total p/62 m} = 2.825 \text{ m}^2 \times 3 \times 4 \times 2 + 0.3 \text{ m} \times 2.1 \text{ m} \times 3 \times 4 = 75.36 \text{ m}^2$$

Vol maderit para vigas transversales = 1,51 m³ e = 0,02 m.

TABLA 16- RESUMEN DE ENCOFRADO PUENTE IN SITU

Maderamen m ³	Fenólicas (Maderit) m ³
128,51	27,85

FOTO 10 ENCOFRADO PREPARADO PARA DOS TRAMOS, EN EL LADO IZQUIERDO



FOTO 11 ENCOFRADO EN EL LADO DERECHO



FOTO 12 MADERIT ESPESOR = 2 CM., USADO PARA LA LOSA



D. Armaduras CA-50

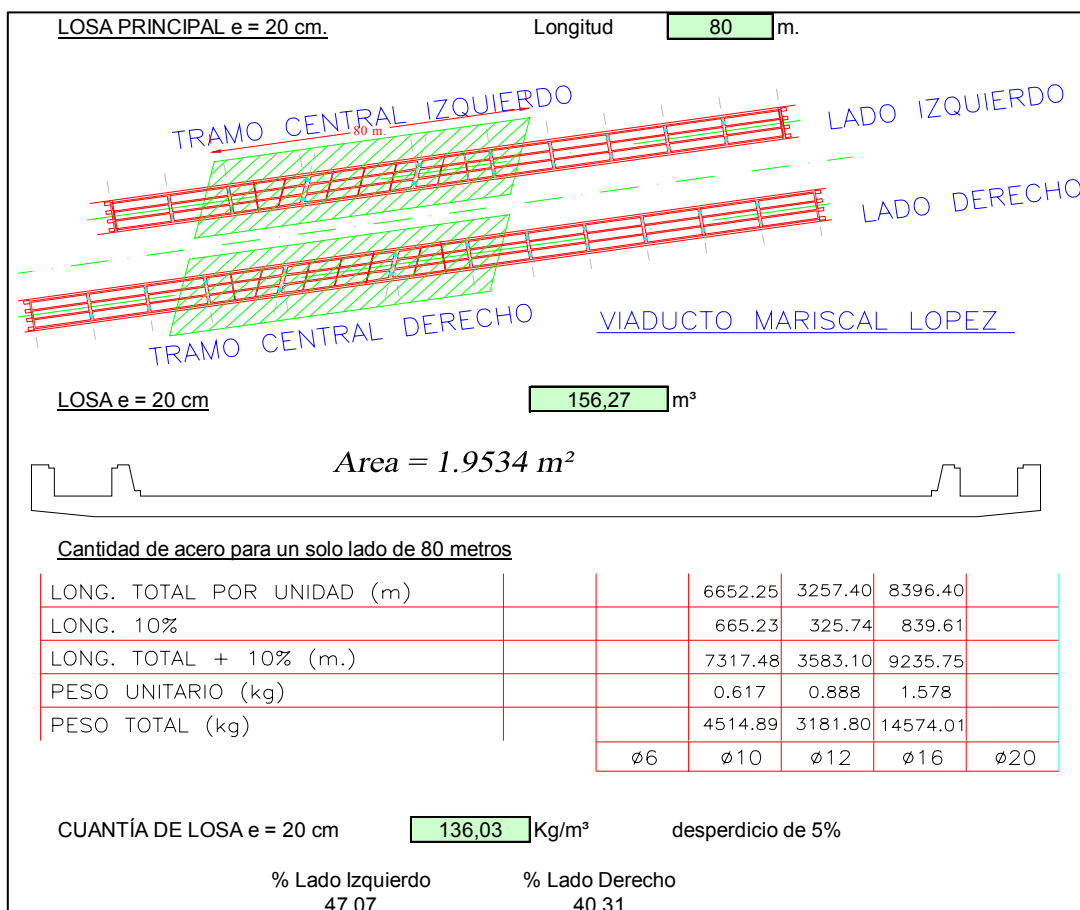
Las cantidades de armaduras fueron sacadas de los planos originales digitalizados de la obra In situ de Mariscal López. En los planos se previó 10 % de perdidas, pero en este trabajo se adoptó el valor de 5 % a fin de hacerlo más razonable al compararlo con la otra solución prefabricada.

D.1) Losa

En los planos originales, las planillas para losa, están divididas en tres partes.

- 1- Para la losa principal, para el lado izquierdo o derecho, una longitud de 80 metros

FIGURA 69 CUANTÍA DE LOSA PRINCIPAL



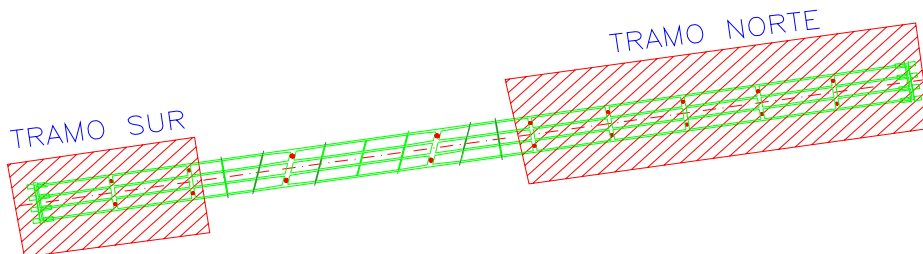
Debido a que se computó una cantidad total de hormigón sin diferenciar si es losa principal o secundaria (ver A.1), es importante conocer a que porcentaje del total corresponde esta cuantía.

Por tanto la losa principal considerada corresponde a 47,07 % del total del lado izquierdo y 40,31 % del total del lado derecho (80m/longitud del puente x 100).

2 - Para la losa secundaria, del lado izquierdo, una longitud de 89,97 metros

FIGURA 70 CUANTÍA DE LOSA SECUNDARIA IZQUIERDA

LOSA SECUNDARIA IZQUIERDA e = 20 cm. Longitud 89,97 m.



LADO IZQUIERDO – VIADUCTO MARISCAL LOPEZ

Cantidad de acero para el lado izquierdo de (L-80 metros)

LONG. TOTAL POR UNIDAD (m)			9315,34	3048,78	10472,28
LONG. 10%			931,53	304,87	1047,22
LONG. TOTAL + 10% (m.)			10246,87	3354	11520
PESO UNITARIO (kg)			0,617	0,888	1,578
PESO TOTAL (kg)			6322,09	2978,35	18178,56

LOSA e = 20 cm

175,75 m³

CUANTÍA DE LOSA e = 20 cm

149,25 Kg/m³

desperdicio de 5%

% longitud total Lado Izquierdo
52,93

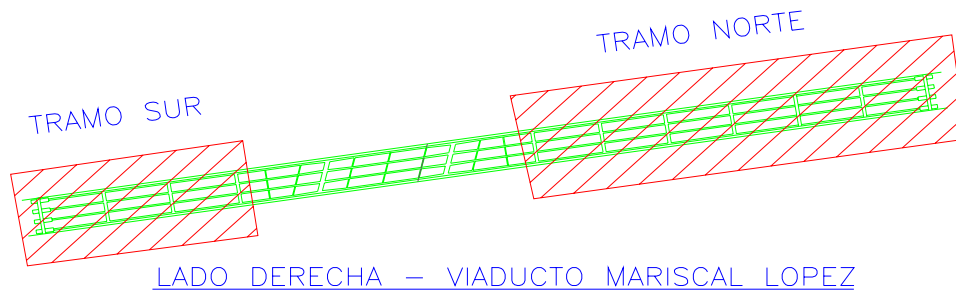
Por tanto la losa secundaria considerada corresponde a 52,93 % del total del lado izquierdo, que sumados al 47,07 % de la losa principal hacen el 100% La cuantía de acero a ser multiplicada a la cantidad de hormigón del lado izquierdo será $(0,4707 \times 136,03 \text{ kg/m}^3 + 0,5293 \times 149,25 \text{ kg/m}^3) = 143,03 \text{ kg/m}^3$.

3 - Para la losa secundaria, del lado derecho, una longitud de 118,47 metros

FIGURA 71 CUANTÍA DE LOSA SECUNDARIA DERECHA

LOSA SECUNDARIA DERECHA e = 20 cm.

Longitud **118,47** m.



LADO DERECHA – VIADUCTO MARISCAL LOPEZ

Cantidad de acero para el lado derecho de (L-80 metros)

LONG. TOTAL POR UNIDAD (m)			11815.60	5383.05	13116.00
LONG. 10%			1181.56	538.30	1311.60
LONG. TOTAL + 10% (m.)			12997.16	5921.40	14427.60
PESO UNITARIO (kg)			0.617	0.888	1.578
PESO TOTAL (kg)			8019.25	5258.20	22767.60

LOSA e = 20 cm

231,42 m³

CUANTÍA DE LOSA e = 20 cm

148,68 Kg/m³

desperdicio de 5%

% long total Lado Derecho
59,69

La cuantía de acero a ser multiplicada a la cantidad de hormigón del lado derecho será $(0,4031 \times 136,03 \text{ kg/m}^3 + 0,5969 \times 148,68 \text{ kg/m}^3) = 143,58 \text{ kg/m}^3$.

TABLA 17- RESUMEN DE ARMADURAS EN LOSA

LADO IZQUIERDO

	CANTIDAD	UNID.	CUANTÍA DE ACEROS PARCIAL
LOSA	332,02	m ³	143,03 kg/m ³ 47.488,33 Kg

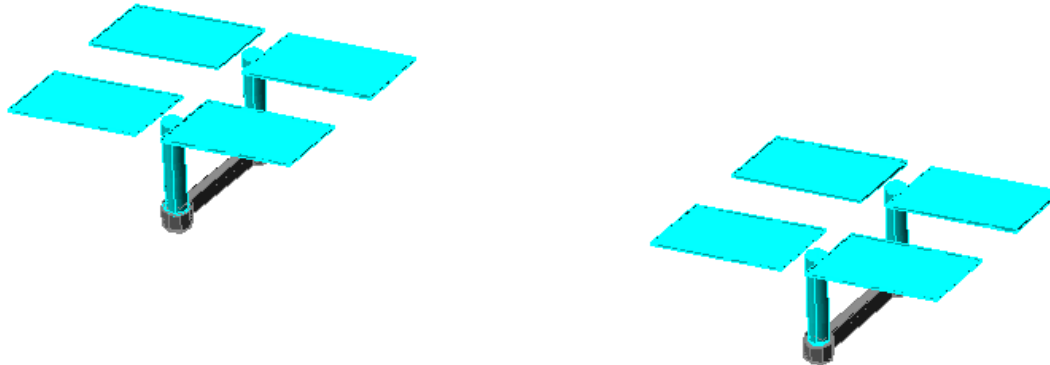
LADO DERECHO

	CANTIDAD	UNID.	CUANTÍA DE ACEROS PARCIAL
LOSA	387,69	m ³	143,58 kg/m ³ 55.665,01 Kg

D.2) Losa de compresión

FIGURA 72 CUANTÍA DE LOSA COMPRESIÓN

LOSA DE COMPRESIÓN PARA LOS 2 APOYOS DE UN LADO



LOSA DE COMPRESION CANT = 8 P/UN SOLO LADO																				
DIMENSION DE DOBLAMIENTOS (cm)										POS	CANT.	ø	PARCIAL (cm)	LONGIT. DE CORTE	LONGITUD (m)					
a	b	c	d	e	f	g	h	i	j						BARRAS					
ø4,2	ø6	ø8	ø12	ø20																
0	0	10	10	280							①	192	12	300					576.0	
											⑩	48	12	230					110.4	
0	0	15	525								②	96	12	540					518.4	
0	0	10	584								③	96	12	594					570.2	
											④	48	12	300					144.0	
											⑦	64	12	180					115.2	
0	0	100	100								⑧	16	12	200					32.0	
0	0	20	285	10							⑨	192	12	323					620.1	
											⑨	48	12	253					121.4	
											⑩	565	6	31			203.3			
0	0	5	10	57	10	5					⑪	96	4.2	87		83.5				
											LONG. TOTAL POR ø (m)		83.5	203.3	2707.8					
											LONG. TOTAL POR ø + 10% (m)		91.8	223.6	2978.6					
											PESO UNITARIO POR ø (kg)		0,1088	0,222	0,888					
											PESO TOTAL (kg)		10.0	50.0	2645.0					

VOLUMEN DE LOSA DE COMPRESIÓN 25,1 m³

CUANTÍA DE LOSA DE COMPRESIÓN = 102,86 Kg/m³ desperdicio de 5%

TABLA 18- RESUMEN DE ARMADURAS EN LOSA DE COMPRESIÓN

LADO IZQUIERDO

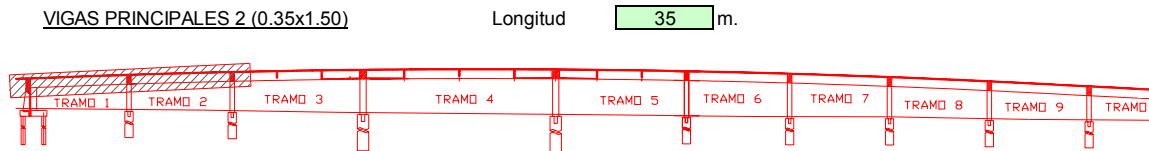
	CANTIDAD	UNID.	CUANTÍA DE ACEROS	PARCIAL
LOSA COMPRESIÓN	25,1	m³	102,86	kg/m³ 2.581,68 Kg

LADO DERECHO

	CANTIDAD	UNID.	CUANTÍA DE ACEROS	PARCIAL
LOSA COMPRESIÓN	25,1	m³	102,86	kg/m³ 2.581,68 Kg

2- Para 4 vigas principales, para el lado izquierdo o derecho, en una longitud de 35 metros, se tiene las siguientes 4 planillas.

FIGURA 74 CUANTÍA DE VIGAS PRINCIPALES EN VANOS MÁS CORTOS



Planilla para cualquiera de las 4 vigas longitudinales

LONG. TOTAL POR ϕ (m)	54.00	572.80	827.16	24.00	168.00	540.69
LONG 10%	5.40	57.28	82.72	2.40	16.80	54.07
LONG. TOTAL + 10% (m)	59.40	630.08	909.88	26.40	184.80	594.76
PESO UNITARIO (kg)	0.222	0.395	0.617	0.888	1.578	3.853
PESO TOTAL POR ϕ (kg)	13.19	248.88	827.16	23.44	168.00	2291.61
	$\phi 6$	$\phi 8$	$\phi 10$	$\phi 12$	$\phi 16$	$\phi 25$

VOLUMEN DE 1 VIGA PRINCIPAL (0.35x1.35) m³

CUANTÍA DE 1 VIGA PRINCIPAL = Kg/m³ desperdicio de 5%

Conclusión: tomamos para 70 metros la cuantía 1 y para (L-70), lo restante, usamos la cuantía 2
La expresión en metros transformamos a % de m³ de H^o

TABLA 19- RESUMEN DE LONGITUDES DE VIGA PRINCIPAL

	LADO IZQ.	%	LADO DER.	%
LONG. (m)	169,97	100	198,47	100
Long 1 (m)	70	41,18	70	35,27
Long 2 (m)	99,97	58,82	128,47	64,73

Por tanto, para las vigas principales consideradas, la longitud 1 (35 m x 2) corresponde a 41,18 % del total del lado izquierdo, y al 35,27 % del total del lado derecho.

La longitud restante sería, [long. Total - (35 m x 2)], corresponde a 58,82 % del total del lado izquierdo, y al 64,73 % del total del lado derecho.

La cuantía de acero a ser multiplicada a la cantidad de hormigón del lado izquierdo será $(0,4118 \times 259,06 \text{ kg/m}^3 + 0,5882 \times 206,18 \text{ kg/m}^3) = 227,96 \text{ kg/m}^3$.

La cuantía de acero a ser multiplicada a la cantidad de hormigón del lado derecho será $(0,3527 \times 259,06 \text{ kg/m}^3 + 0,6473 \times 206,18 \text{ kg/m}^3) = 224,83 \text{ kg/m}^3$.

TABLA 22- RESUMEN DE ARMADURAS EN VIGAS DE PÓRTICO SECUNDARIO

LADO IZQUIERDO

	CANTIDAD	UNID.	CUANTÍA DE ACEROS	PARCIAL
VIGAS DE PORTICO SECUNDARIO	41,65	m ³	290,52	kg/m ³ 12.099,98 Kg

LADO DERECHO

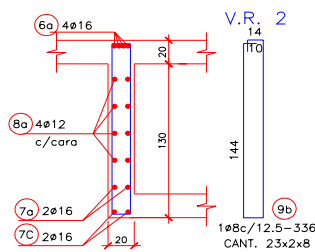
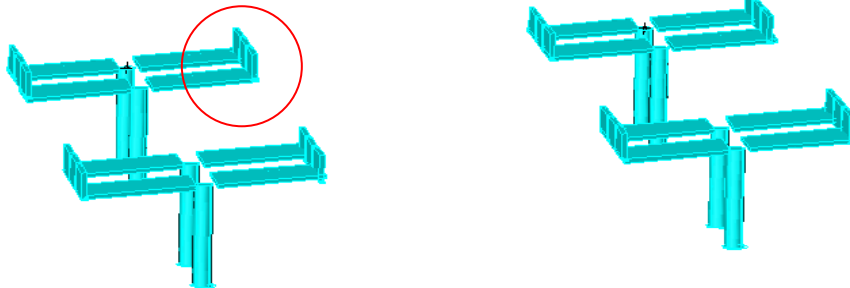
	CANTIDAD	UNID.	CUANTÍA DE ACEROS	PARCIAL
VIGAS DE PORTICO SECUNDARIO	53,55	m ³	290,52	kg/m ³ 15.557,12 Kg

D.6) Viga transversal

FIGURA 77 CUANTÍA DE VIGAS TRANSVERSALES IN SITU

VIGA TRANSVERSAL (0.20X1,30) en zona de compresión

Longitud 7,54 m.



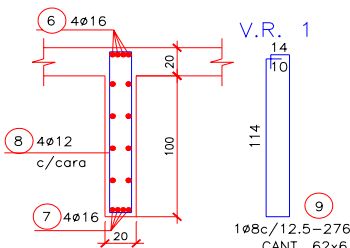
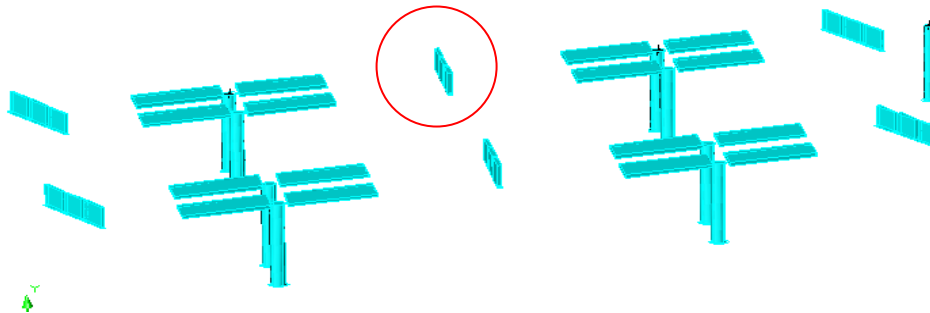
VIGA TRANSVERSAL 2 (0.20x1.20)						CANT.= 8									
DE DOBLAMIENTOS (cm)						POS.	CANT.	Ø	PARCIAL (cm)	LONGIT. DE CORTE	LONGITUD (m)				
e	f	g	h	i	j						Ø8	Ø10	Ø12	Ø16	Ø20
						6a	4x8	16	885					283.20	
						7a	2x8	16	885					141.60	
						7b	2x8	16	450					72.00	
						7c	4x8	16	380					121.60	
						8a	4x2x8	12	835			534.40			
						9a	4x8	8	276	1015.68					
						9b	19x8	8	336	510.72					
						10a	2x2x8	16	250					80.00	
LONG. TOTAL POR UNIDAD (m)										1526.40		535.40		698.4	
LONGITUD 5%										76.32		26.77		34.92	
LONG. TOTAL DE LAS UNIDADES (m)										1602.72		562.17		733.32	
PESO UNITARIO(kg)										0,395		0,888		1,578	
PESO TOTAL (kg)										633.07		499.21		1157.18	

VOLUMEN DE 1 VIGA TRANSVERSAL (0,2X1,30) 1,96 m³

CUANTÍA DE VIGA TRANSVERSAL (0,20X1,30) 158,77 Kg/m³

VIGATRANSVERSAL (0.20X1,00)

Longitud 7,54 m.



VIGA TRANSVERSAL 1 (0.20x1.20)						CANT.= 6									
DE DOBLAMIENTOS (cm)						POS.	CANT.	Ø	PARCIAL (cm)	LONGIT. DE CORTE	LONGITUD (m)				
e	f	g	h	i	j						Ø8	Ø10	Ø12	Ø16	Ø20
						6	4x6	16	885					212.40	
						7	4x6	16	885					212.40	
						8	4x2x6	12	765			367.20			
						9	62x6	8	276	1026.72					
						10	2x2x6	16	250					60.00	
LONG. TOTAL POR UNIDAD (m)										1026.72		367.20		484.8	
LONGITUD 5%										51.34		18.36		24.24	
LONG. TOTAL DE LAS UNIDADES (m)										1078.06		385.56		509.04	
PESO UNITARIO(kg)										0,395		0,888		1,578	
PESO TOTAL (kg)										425.83		342.38		803.26	

VOLUMEN DE VIGATRAVIESA (0,20X1,0) 1,23 m³

CUANTÍA DE VIGATRAVIESA (0,20X1,0) 213,28 Kg/m³

La cuantía de acero a ser multiplicada por la cantidad de hormigón del lado derecho e izquierdo será $(8/14 \times 158,77 \text{ kg/m}^3 + 6/14 \times 213,28 \text{ kg/m}^3) = \mathbf{182,21 \text{ kg/m}^3}$.

TABLA 23- RESUMEN DE ARMADURAS EN VIGAS TRANSVERSALES

LADO IZQUIERDO

	CANTIDAD	UNID.	CUANTÍA DE ACEROS PARCIAL	
VIGAS TRANSVERSALES	15,37	m ³	182,21 kg/m ³	2.800,54 Kg

LADO DERECHO

	CANTIDAD	UNID.	CUANTÍA DE ACEROS PARCIAL	
VIGAS TRANSVERSALES	15,37	m ³	182,21 kg/m ³	2.800,54 Kg

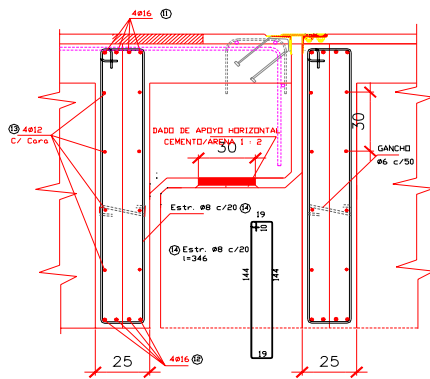
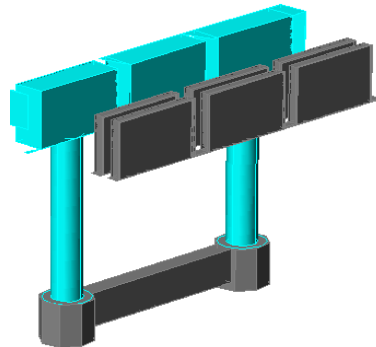
D.7) Viga transversal en junta

FIGURA 78 CUANTÍA DE VIGAS TRANSVERSALES EN JUNTA DE DILATACIÓN

VIGAS EN JUNTA (0,25X1,35)

Longitud 7,54 m.

Junta en el lado derecho del viaducto



VIGAS TRANSVERSAL EN JUNTA (25X150)

DIMENSION DE DOBLAMIENTOS (cm)											POS	CANT.	ø	LONGIT. DE CORTE	LONGITUD (m)					
a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	ø8					ø10	ø12	ø16	ø20		
											1	32	16	447					143.04	
											2	32	12	447						
											3	40	20	525						210.00
											4	32	20	485						155.20
											4a	8	12	485						38.80
											5	32	12	445						142.40
											6	56	10	212					118.72	
											7	56	10	192					107.52	
											8	6	8	765	45.90					
											9	76	8	60	45.60					
											10	16	12	80					12.80	
											11	8	16	825						66.00
											12	8	16	825						66.00
											13	16	12	764					122.24	
											14	86	8	346	297.56					
LONG. TOTAL POR UNIDAD (m)														389.06	226.24	459.28	275.04	365.20		
LONG. 10%														38.91	22.62	45.93	27.50	36.52		
LONG. TOTAL + 10% (m.)														427.97	248.86	505.21	302.54	401.72		
PESO UNITARIO (kg)														0.395	0.617	0.888	1.578	2.408		
PESO TOTAL (kg)														169.05	153.55	448.63	477.41	967.34		

VOLUMEN DE 1 VIGA EN JUNTA (0,25X1,35) 2,07 m³

CUANTÍA DE 1 VIGA EN JUNTA (0,25X1,35) 510,35 Kg/m³

TABLA 24- RESUMEN DE ARMADURAS EN VIGAS TRANSVERSALES EN JUNTA

LADO DERECHO

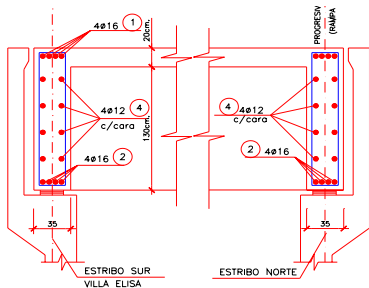
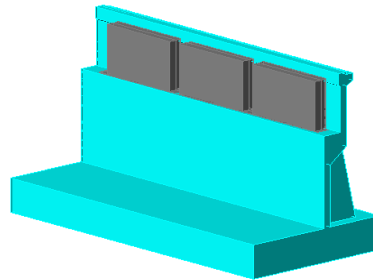
	CANTIDAD	UNID.	CUANTÍA DE ACEROS PARCIAL
VIGAS TRANSVERSALES EN JUNTA	4,1445	m³	510,35 kg/m³ 2.115,15 Kg

D.8) Viga extrema

FIGURA 79 CUANTÍA DE VIGAS TRANSVERSALES EXTREMAS

VIGA EXTREMA (0.35X1.30)

Longitud 7,54 m.



VIGA TRANSVERSAL EXTREMA (0.35x1.50)										CANT.= 2									
ON DE DOBLAMIENTOS (cm)										POS.	CANT.	Ø	PARCIAL (cm)	LONGIT. DE CORTE	LONGITUD (m)				
d	e	f	g	h	i	j	Ø8	Ø10	Ø12						Ø16	Ø20			
							1	4x2	16	885				70.80					
							2	4x2	16	885				70.80					
							3	52x2	8	366	380.64								
							4	4x2x2	12	765			122.40						
LONG. TOTAL POR UNIDAD (m)											380.64	122.40	141.60						
LONGITUD 10%											38.06	12.24	14.16						
LONG. TOTAL DE LAS UNIDADES (m)											418.70	134.64	155.76						
PESO UNITARIO(kg)											0,395	0,888	1,578						
PESO TOTAL (kg)											165.39	119.56	245.79						

VOLUMEN DE UNA VIGA EXTREMA (0,35X1,30) 2,79 m³

CUANTÍA DE VIGA EXTREMA (0,35X1,30) 90,67 Kg/m³

TABLA 25- RESUMEN DE ARMADURAS EN VIGAS EXTREMAS

LADO IZQUIERDO

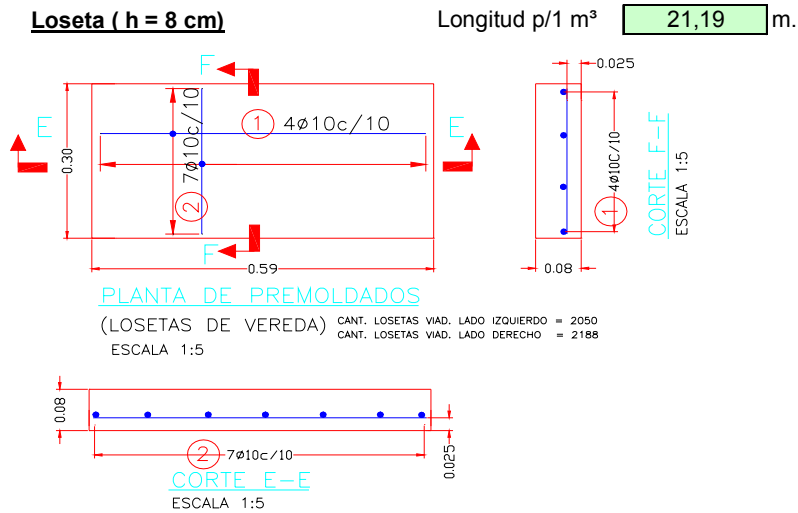
	CANTIDAD	UNID.	CUANTÍA DE ACEROS	PARCIAL
VIGAS EXTREMAS	5,5874	m³	90,67	kg/m³ 506,59 Kg

LADO DERECHO

	CANTIDAD	UNID.	CUANTÍA DE ACEROS	PARCIAL
VIGAS EXTREMAS	5,5874	m³	90,67	kg/m³ 506,59 Kg

D.9) Vereda prefabricada

FIGURA 80 CUANTÍA DE VEREDAS PREFABRICADAS



	Φ8			Φ10		
	CANT	long (m)	TOTAL(m)	CANT	long (m)	TOTAL(m)
Pos 1				212	0,55	116,52
Pos 2				7	21,19	146,18
					Φ10	262,71

	Φ6 (m)	Φ8 (m)	Φ10 (m)	Φ12 (m)	Φ16 (m)	Φ20 (m)	Φ25 (m)
TOTAL	0,00	0,00	262,71	0,00	0,00	0,00	0,00
PESO(kg/m)	0,252	0,393	0,624	0,89	1,57	2,466	3,85
PESO TOTAL	Φ6 (kg)	Φ8 (kg)	Φ10 (kg)	Φ12 (kg)	Φ16 (kg)	Φ20 (kg)	Φ25 (kg)
	0,00	0,00	163,93	0,00	0,00	0,00	0,00

PESO TOTAL 163,93 kg

VOLUMEN DE LOSETA DE VEREDA. **1,00** m³

CUANTÍA DE LOSETA DE VEREDA 172,13 Kg/m³ desperdicio de 5%

TABLA 26- RESUMEN DE ARMADURAS EN LOSETA DE VEREDA

LADO IZQUIERDO

	CANTIDAD	UNID.	CUANTÍA DE ACEROS PARCIAL
VEREDAS PREFABRICADAS	16,045168	m³	172,13 kg/m³ 2.761,84 Kg

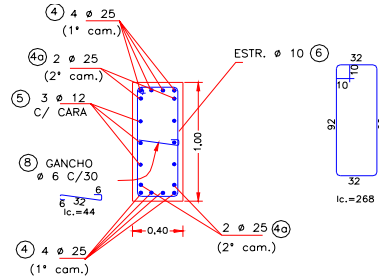
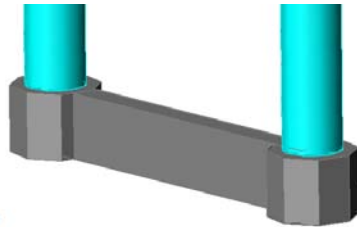
LADO DERECHO

	CANTIDAD	UNID.	CUANTÍA DE ACEROS PARCIAL
VEREDAS PREFABRICADAS	18,73557	m³	172,13 kg/m³ 3.224,93 Kg

D.10) Cabezales y Riostras

FIGURA 81 CUANTÍA DE CABEZALES Y RIOSTRAS

RIOSTRA Y CABEZALES PRINCIPALES



VOLUMEN DE UN PAR DE CABEZALES Y UNA RIOSTRA PRINCIPAL

4,10 m³

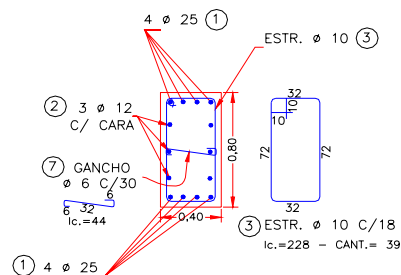
CUANTÍA DE UN PAR DE CABEZALES Y UNA RIOSTRA PRINCIPAL

118,01 Kg/m³

desperdicio de 5%

TIPO	DIM. DE CONTROL				DIMENSION DE DOBLAMIENTOS (cm)								TIPO	CANT.	ø	PARCIAL (cm)	CORREC.	LONGIT. DE CORTE	LONGITUD (m) BARRAS					CAM. N°
	L	H'	H''	R	a	b	c	d	g	f	g	h							i	j	ø6	ø8	ø10	
C							35	650	35						④	8	25	-	720					57.60
C							30	640	30						④a	4	25	-	700					28.00
R				650											⑤	6	12	-	650				40.20	
E					10	10		32	72	32	72				⑥	42	10	-	228			95.76		
A					6	6	32								⑧	22	6	-	44	9.68				
OBSERVACIONES: ESTA PLANILLA ES VALIDA PARA 1 VIGA															LONG. TOTAL POR UNIDAD (m)					9.68	95.76	40.20	85.00	
															LONG. TOTAL POR UNIDAD +10 % (m)					10.65	105.34	44.22	93.50	
															PESO POR UNIDAD (1)					0,222	0,617	0,888	3,853	
															PESO TOTAL GENERAL DE LAS UNIDADES (1)					2.36	64.99	39.27	360.26	

RIOSTRA Y CABEZALES SECUNDARIOS



VOLUMEN DE UN PAR DE CABEZALES Y UNA RIOSTRA SECUNDARIOS

3,06 m³

CUANTÍA DE UN PAR DE CABEZALES Y UNA RIOSTRA SECUNDARIOS

106,61 Kg/m³

desperdicio de 5%

TIPO	DIM. DE CONTROL				DIMENSION DE DOBLAMIENTOS (cm)								TIPO	CANT.	ø	PARCIAL (cm)	CORREC.	LONGIT. DE CORTE	LONGITUD (m) BARRAS					CAM. N°
	L	H'	H''	R	a	b	c	d	g	f	g	h							i	j	ø6	ø8	ø10	
C							35	592	35						①	8	25	-	662					52.96
R				592											②	6	12	-	592				35.52	
E					10	10		32	72	32	72				③	39	10	-	228			88.92		
A					6	6	32								⑦	21	6	-	44	9.24				
OBSERVACIONES: ESTA PLANILLA ES VALIDA PARA 1 VIGA															LONG. TOTAL POR UNIDAD (m)					9,24	88.92	35.52	52.96	
															LONG. TOTAL POR UNIDAD +10 % (m)					10.16	97.81	39.07	58.26	
															PESO POR UNIDAD (1)					0,222	0,617	0,888	3,853	
															PESO TOTAL GENERAL DE LAS UNIDADES (1)					2.26	60.35	34.70	224.46	

TABLA 27- RESUMEN DE ARMADURAS EN CABEZALES Y RIOSTRAS

LADO IZQUIERDO

	CANTIDAD	UNID.	CUANTÍA DE ACEROS PARCIAL	
CABEZALES Y RIOSTRAS SEC.	21,42	m ³	106,61	kg/m ³ 2.283,54 Kg
CABEZALES Y RIOSTRAS PRINC.	8,2	m ³	118,01	kg/m ³ 967,71 Kg

LADO DERECHO

	CANTIDAD	UNID.	CUANTÍA DE ACEROS PARCIAL	
CABEZALES Y RIOSTRAS SEC.	27,54	m ³	106,61	kg/m ³ 2.935,98 Kg
CABEZALES Y RIOSTRAS PRINC.	8,2	m ³	118,01	kg/m ³ 967,71 Kg

D.11) Pilares Principales

FIGURA 82 CUANTÍA DE PILARES PRINCIPALES EN VIADUCTO IN SITU

PILARES PRINCIPALES D = 0.90 m.Altura del pilar **5,56** m.

Φ8				Φ10			
	CANT	long (m)	TOTAL(m)		CANT	long (m)	TOTAL(m)
estrib. Pos 11	15	2,07	31,05				
estrib. Pos 12	15	2,58	38,70				
			Φ8 31,05				
Φ12				Φ25			
	CANT	long (m)	TOTAL(m)		CANT	long (m)	TOTAL(m)
estrib. Pos 9	16,0	0,00	0,00	Pos 6	14	6,56	91,84
estrib. Pos 10	16,0	0,00	0,00	Pos 7	14	3	42,00
			Φ12 0,00				Φ25 91,84

TOTAL	Φ6 (m)	Φ8 (m)	Φ10 (m)	Φ12 (m)	Φ16 (m)	Φ20 (m)	Φ25 (m)
	0,00	31,05	0,00	0,00	0,00	0,00	91,84
PESO(kg/m)	0,252	0,393	0,624	0,89	1,57	2,466	3,85
PESO TOTAL	Φ6 (kg)	Φ8 (kg)	Φ10 (kg)	Φ12 (kg)	Φ16 (kg)	Φ20 (kg)	Φ25 (kg)
	0,00	12,20	0,00	0,00	0,00	0,00	353,58

PESO TOTAL 365,79 kg

VOLUMEN DE UN PILAR PRINCIPAL D = 0.90 m.

2,901 m³

CUANTÍA DEL PILAR PRINCIPAL =

132,40 Kg/m³

desperdicio de 5%

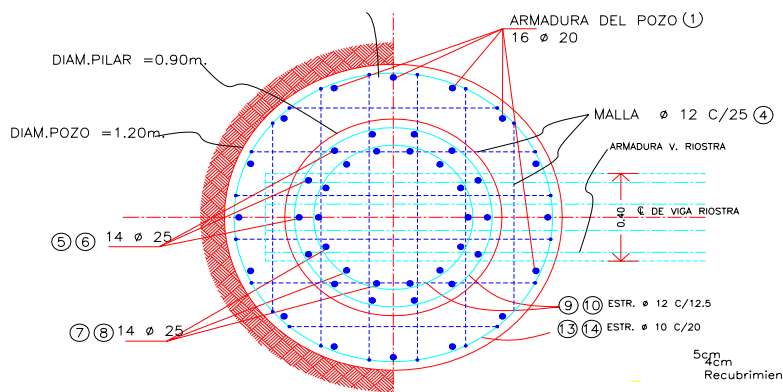


FIGURA 83 CORTE DE PILAR PRINCIPAL

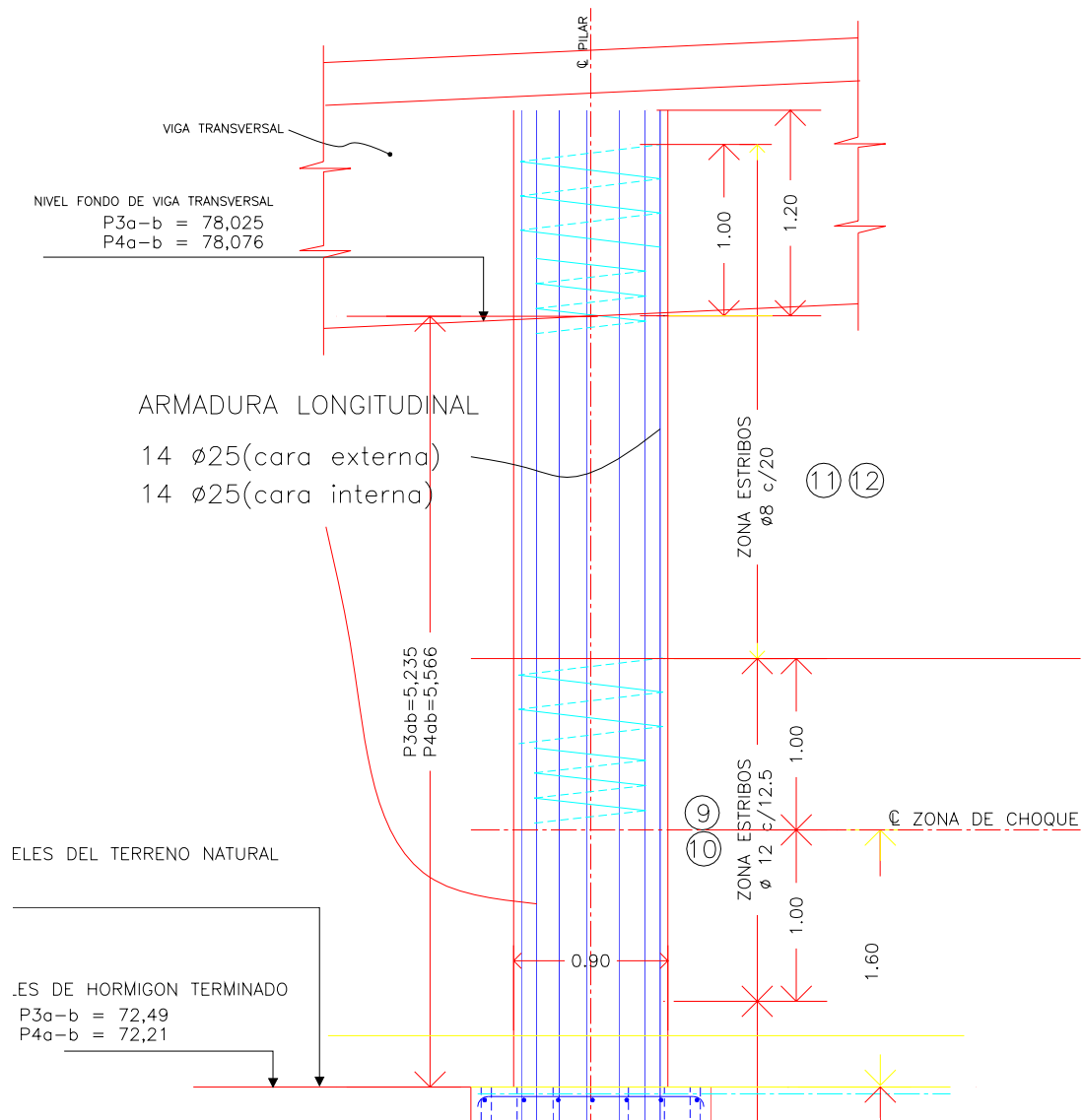


TABLA 28- RESUMEN DE ARMADURAS EN PILARES PRINCIPALES

LADO IZQUIERDO

	CANTIDAD	UNID.	CUANTÍA DE ACEROS PARCIAL	
PILARES PRINCIPALES	13,14	m ³	132,40 kg/m ³	1.739,69 Kg

LADO DERECHO

	CANTIDAD	UNID.	CUANTÍA DE ACEROS PARCIAL	
PILARES PRINCIPALES	13,22	m ³	132,40 kg/m ³	1.750,29 Kg

D.12) Pilares Secundarios.

FIGURA 84 CUANTÍA DE PILARES SECUNDARIOS EN VIADUCTO IN SITU

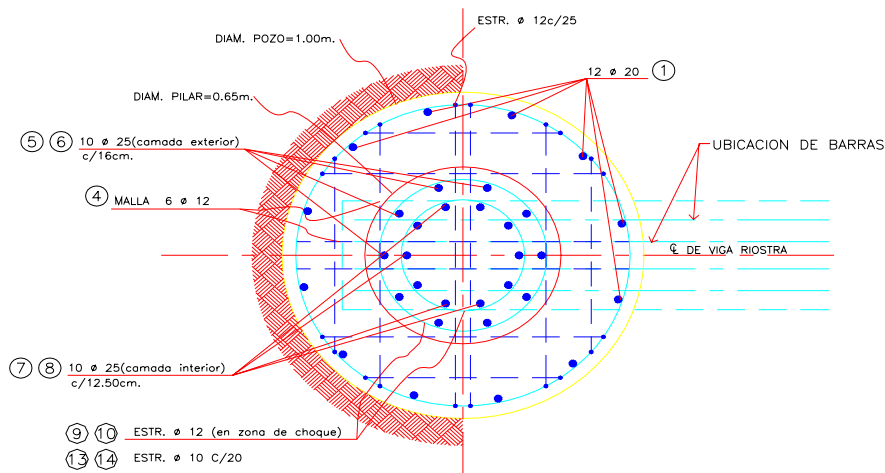
PILARES SECUNDARIOS D = 0.65 m.

Altura del pilar m.

Φ8			Φ10				
CANT	long (m)	TOTAL(m)	CANT	long (m)	TOTAL(m)		
			estrib. Pos 11	15	1,285	19,28	
			estrib. Pos 12	15	1,753	26,30	
				Φ10		19,28	
Φ12			Φ25				
CANT	long (m)	TOTAL(m)	CANT	long (m)	TOTAL(m)		
estrib. Pos 9	16,0	1,29	20,56	Pos 6	10	6	60,00
estrib. Pos 10	16,0	1,75	28,05	Pos 7	10	3	30,00
		Φ12	48,61		Φ25	60,00	

TOTAL	Φ6 (m)	Φ8 (m)	Φ10 (m)	Φ12 (m)	Φ16 (m)	Φ20 (m)	Φ25 (m)
	0,00	0,00	19,28	48,61	0,00	0,00	60,00
PESO(kg/m)	0,252	0,393	0,624	0,89	1,57	2,466	3,85
PESO TOTAL	Φ6 (kg)	Φ8 (kg)	Φ10 (kg)	Φ12 (kg)	Φ16 (kg)	Φ20 (kg)	Φ25 (kg)
	0,00	0,00	12,03	43,26	0,00	0,00	231,00

PESO TOTAL 286,29 kg



VOLUMEN DE UN PILAR SECUNDARIO D = 0.65 m. m³

CUANTÍA DEL PILAR SECUNDARIO = 226,47 Kg/m³ desperdicio de 5%

TABLA 29- RESUMEN DE ARMADURAS EN PILARES SECUNDARIOS

LADO IZQUIERDO

	CANTIDAD	UNID.	CUANTÍA DE ACEROS PARCIAL
PILARES SECUNDARIOS	18,51	m ³	226,47 kg/m ³ 4.192,02 Kg

LADO DERECHO

	CANTIDAD	UNID.	CUANTÍA DE ACEROS PARCIAL
PILARES SECUNDARIOS	24,6	m ³	226,47 kg/m ³ 5.571,24 Kg

E. Varios

TABLA 30- RESUMEN DE CANTIDADES VARIAS EN VIADUCTO IN SITU

COMPUTO DE ÍTEMS VARIOS

LADO IZQUIERDO

	CANTIDAD	UNID.
Carpeta Asfáltica	59,49	m ³
Aparatos de apoyo	8	unid.
Baranda metálica	339,94	ml
Postes de Alumbrado	14	unid.
Excavación	32,58	m ³
Relleno y Compactación	32,58	m ³
Juntas de dilatación	18	ml

LADO DERECHO

	CANTIDAD	UNID.
Carpeta Asfáltica	69,46	m ³
Aparatos de apoyo	12	unid.
Baranda metálica	396,94	ml
Postes de Alumbrado	16	unid.
Excavación	39,31	m ³
Relleno y Compactación	39,31	m ³
Juntas de dilatación	27	ml

La carpeta asfáltica está dada por la longitud del puente x 0,05 m. x 7 m.

Los aparatos de apoyo son los números de vigas x 2, y en el lado derecho debido a la junta se le agrega 4 más.

La baranda metálica es la longitud del puente x 2.

FIGURA 85 BARANDA METÁLICA



Postes de alumbrado 1 c/30 m. x 2 lados.

Excavación es m³ de cabezales y riostra + 10%

Relleno y compactación igual a la excavación.

Junta de dilatación es el ancho total del puente (9m) x 2, y en el lado derecho debido a la junta se le agrega 9 m. más.

F. Mano de Obra, sueldos y gastos de oficina.

TABLA 31- MANO DE OBRA, SUELDOS Y GASTOS DE OFICINA

Mano de Obra de personal sin considerar cargas sociales :

El costo de la mano de obra es en Gs/horahombre, y la duración de la obra según el cronograma del software Project, es de 143 días. Por día se trabajará 8 horas.

Tipo de personal	Duración	h de trabajo x día	Cant.Personal	Costo Unit.	Costo Total
semicalificado	143,0	8	21	5.000	120.120.000
calificado	143,0	8	9	8.000	82.368.000
					Gs. 202.488.000
			semicalificado %	70	horas = 24.024
			calificado %	30	horas = 10.296

COSTOS INDIRECTOS:

Sueldos y jornales de profesionales

El tiempo de construcción del viaducto según el cronograma de obras será de 143 días, aproximadamente 6 meses, contando con sábados y domingo para los que cobran por mes.

El sueldo del personal administrativo será como sigue:

	Cantidad	Sueldo	Meses	Total Gs.
Ingeniero Residente:	1	5.000.000	6	30.000.000
Laboratorista:	3	2.000.000	6	12.000.000
Sereno:	1	700.000	6	4.200.000
Total Sueldos				46.200.000

Gastos de Oficina:

Consideramos un gasto mensual de 5.000.000 Gs., para oficina, lo que incluye; papeles, formularios, útiles de escritorio, comunicación, etc.

Luego; $5.000.000 \times 6 =$ 30.000.000 Gs.

4.1.2.2 MATERIALES DEL VIADUCTO PREFABRICADO-POSTENSADO

AA. Hormigón 30 MPa.

AA.1) Viga para 24 y 30 m.

FIGURA 86 SECCIÓN DE VIGAS PREFABRICADAS – 24 m. Y 30 m.

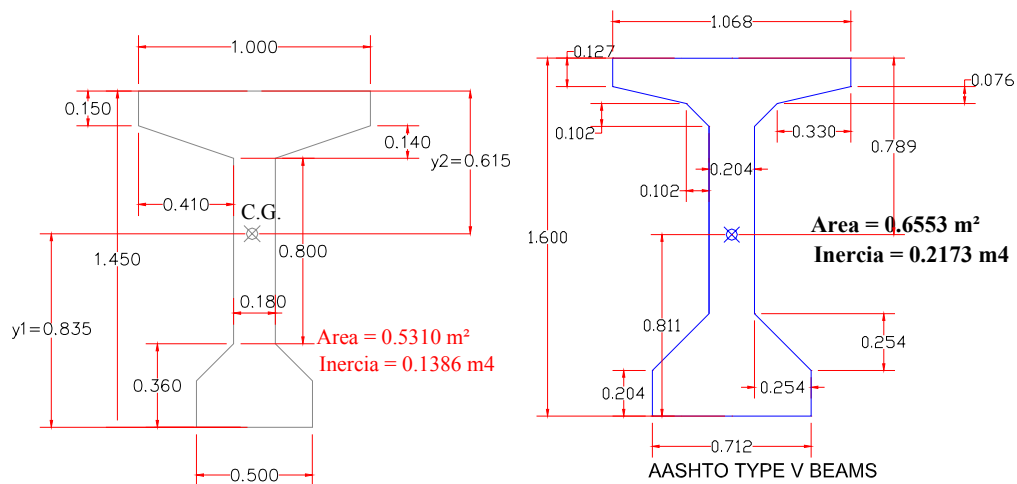


FIGURA 87 VOLUMEN ADICIONAL EN EXTREMO DE VIGA DE 30 m.

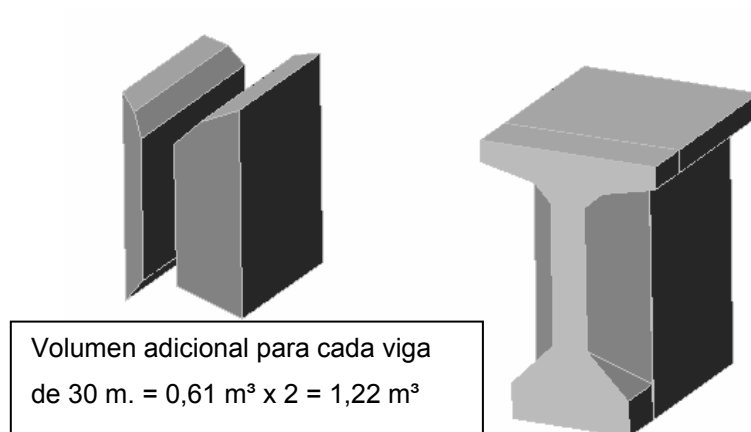
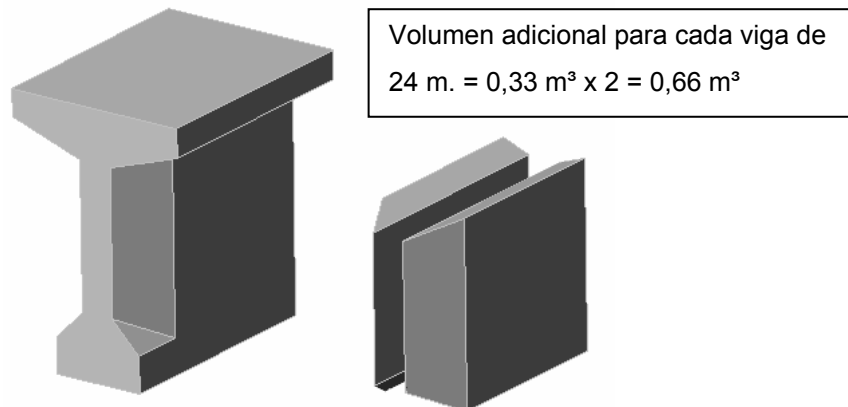


FIGURA 88 VOLUMEN ADICIONAL EN EXTREMO DE VIGA DE 24 m.



Viga de 30 m. lado izquierdo = $0,6553 \text{ m}^2 \times 4 \times 30 \text{ m} + 1,22 \text{ m}^3 \times 4 = 83,52 \text{ m}^3$

Viga de 24 m. lado izquierdo = $0,531 \text{ m}^2 \times 4 \times 24 \text{ m} \times 6 + 0,66 \text{ m}^3 \times 4 \times 6 = 321,70 \text{ m}^3$

Viga de 30 m. lado derecho = $0,6553 \text{ m}^2 \times 4 \times 30 \text{ m} + 1,22 \text{ m}^3 \times 4 = 83,52 \text{ m}^3$

Viga de 24 m. lado derecho = $0,531 \text{ m}^2 \times 4 \times 24 \text{ m} \times 7 + 0,66 \text{ m}^3 \times 4 \times 7 = 375,31 \text{ m}^3$.

TABLA 32- CANTIDAD DE HORMIGÓN PARA VIGAS 24 Y 30 m.

LADO IZQUIERDO

COMPUTO DE H° 30 MPa

VIGA EN 30 m.	83,52	m ³
VIGA EN 24 m.	321,70	m ³

LADO DERECHO

VIGA EN 30 m.	83,52	m ³
VIGA EN 24 m.	375,31	m ³

AA.2) Resumen de Hormigón 30 MPa para viaducto Prefabricado-Postensado

TABLA 33- RESUMEN DE CANTIDADES DE HORMIGÓN 30 MPA EN VIADUCTO
PREFABRICADO-POSTENSADO**LADO IZQUIERDO**

COMPUTO DE H° 30 MPa

VIGA EN 30 m.	83,52	m ³
VIGA EN 24 m.	321,70	m ³

LADO DERECHO

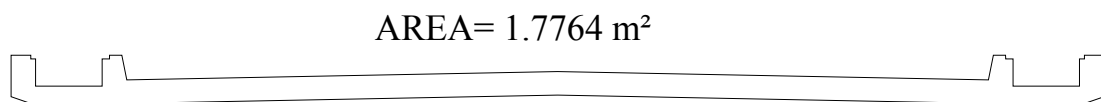
VIGA EN 30 m.	83,52	m ³
VIGA EN 24 m.	375,31	m ³

TOTAL H°	864,04	m³
-----------------	---------------	----------------------

AP. Hormigón 24 Mpa.

AP.1) Losa e = 0,19 m.

FIGURA 89 SECCIÓN DE LA LOSA EN VIADUCTO PREFABRICADO = 1,7764 m²



Para el lado izquierdo se tiene **175,18 m**, nótese el aumento de la longitud con respecto a la planta donde esta distancia es solo 174,00 m, esto se debe a que los viaductos presentan una ligera curva vertical.

Para el lado derecho se tiene **199,36 m**, mayor también a los 198,00 m de la planta. El aumento es del orden de 6,8%.

Esta cantidad de H^o ya incluye las losetas prefabricadas que sirven de encofrado, dichas losetas van con la armadura principal positiva de la losa.

TABLA 34- CANTIDAD DE HORMIGÓN PARA LOSAS

LADO IZQUIERDO

	CANTIDAD	UNID.
LOSA	311,19	m ³

LADO DERECHO

	CANTIDAD	UNID.
LOSA	354,14	m ³

AP.2) Viga Pórtico principal (0,90 x 1,00 x 8,35 m.)

Se encuentran en los extremos del vano mayor que mide 30 metros

Total 4 unidades. Cada unidad tiene 7,64 m³

Las cantidades ver en la tabla 35.

FIGURA 90 PÓRTICO PRINCIPAL

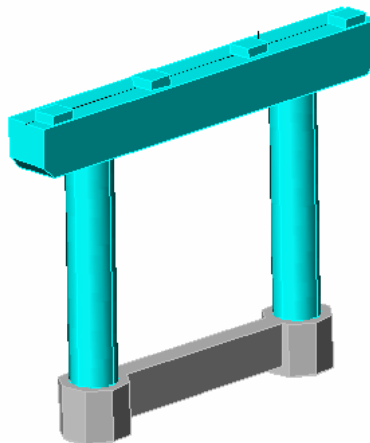


TABLA 35- CANTIDAD DE HORMIGÓN PARA PÓRTICOS PRINCIPALES

LADO IZQUIERDO

	CANTIDAD	UNID.
VIGAS DE PORTICO PRINCIPAL	15,27	m ³

LADO DERECHO

	CANTIDAD	UNID.
VIGAS DE PORTICO PRINCIPAL	15,27	m ³

AP.3) Viga Pórtico secundario (0,80 x 0,90 x 8,35 m.)

Se encuentra entre los demás pilares del viaducto, 4 unid. para el lado

izquierdo y 5 unid. en el lado derecho. Cada unidad tiene 5,95 m³

FIGURA 91 PÓRTICO SECUNDARIO

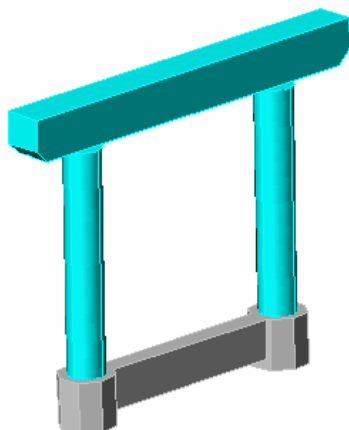


TABLA 36- CANTIDAD DE HORMIGÓN PARA PÓRTICOS SECUNDARIOS.

LADO IZQUIERDO

	CANTIDAD	UNID.
VIGAS DE PORTICO SECUNDARIO	23,80	m ³

LADO DERECHO

	CANTIDAD	UNID.
VIGAS DE PORTICO SECUNDARIO	29,76	m ³

AP.4) Vigas transversales

En tramos de 24 metros el volumen de una viga es 1 m³

En tramos de 30 metros el volumen de una viga es 1,79 m³

FIGURA 92 VIGAS TRANSVERSALES (0,15X1,00 m.) EN TRAMOS DE 24 METROS, 6 UNIDADES IZQ. Y 7 UNID. DERECHO.

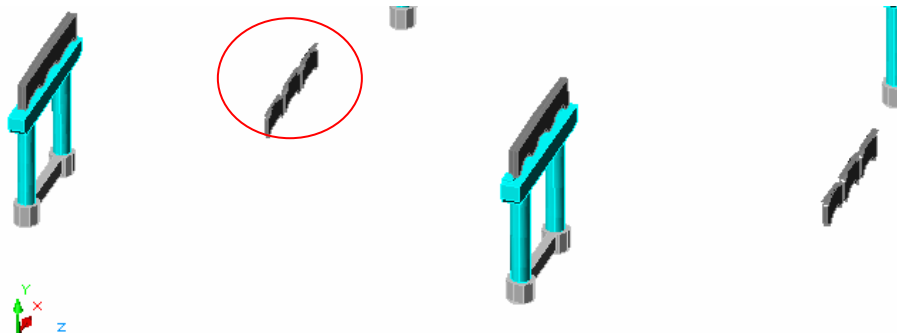
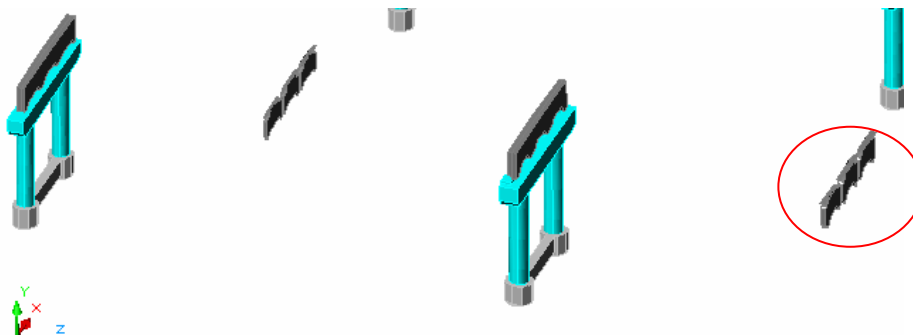


FIGURA 93 VIGAS TRANSVERSALES (0,25X1,00 m.) EN TRAMOS DE 30 METROS, 1 UNIDAD LADO IZQ. Y 1 UNIDAD EN EL LADO DERECHO.



La composición de cantidades de vigas transversales será para el lado izquierdo:

6 vigas en los tramos de 24 m. de 1 m³ cada una

1 viga en el tramo de 30 m. de 1,79 m³ cada una

TABLA 37- CANTIDAD DE HORMIGÓN PARA VIGAS TRANSVERSALES LADO IZQUIERDO

LADO IZQUIERDO

	CANTIDAD	UNID.
VIGAS TRANSVERSALES en 24 m.	6,00	m ³
VIGAS TRANSVERSALES en 30 m	1,79	m ³

La composición de cantidades de vigas transversales será para el lado derecho:

7 vigas en los tramos de 24 m. de 1 m³ cada una

1 viga en el tramo de 30 m. de 1,79 m³ cada una

TABLA 38- CANTIDAD DE HORMIGÓN PARA VIGAS TRANSVERSALES LADO DERECHO

LADO DERECHO

	CANTIDAD	UNID.
VIGAS TRANSVERSALES en 24 m.	7,00	m ³
VIGAS TRANSVERSALES en 30 m	1,79	m ³

AP.5) Vigas extremas

El volumen de una viga es 1,58 m³

FIGURA 94 VIGAS EXTREMAS (0,20X1,00 m.), 14 UNID. LADO IZQUIERDO Y 16 UNID. EN EL LADO DERECHO.

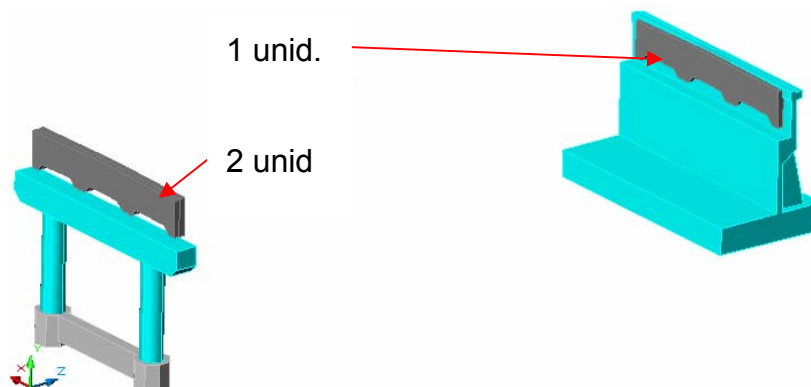


TABLA 39- CANTIDAD DE HORMIGÓN PARA VIGAS EXTREMAS

LADO IZQUIERDO

	CANTIDAD	UNID.
VIGAS EXTREMAS	22,18	m ³

LADO DERECHO

	CANTIDAD	UNID.
VIGAS EXTREMAS	25,34	m ³

AP.6) Veredas prefabricadas (0,59 x 0,08 m. x longitud del viaducto)

Similar al puente In situ (A.7).

TABLA 40- CANTIDAD DE HORMIGÓN PARA VEREDAS PREFABRICADAS.

LADO IZQUIERDO

VEREDAS PREFABRICADAS	16,54	m ³
-----------------------	-------	----------------

LADO DERECHO

VEREDAS PREFABRICADAS	18,8	m ³
-----------------------	------	----------------

AP.7) Cabezales y Riostra, Principales y Secundarios

Similar al viaducto In situ (A8), solo variando el cabezal y riostra del pilar de 0,65 m. ya que en el viaducto prefabricado, el pilar secundario es de 0,80 m.

Cabezales y riostras principales 4 Unid. de 4,1 m³ cada uno

Cabezales y riostras secundarios 9 Unid. de 3,49 m³ cada uno, 4 lado izq. y 5 lado der.

TABLA 41- CANTIDAD DE HORMIGÓN PARA CABEZALES Y RIOSTRAS

LADO IZQUIERDO

	CANTIDAD	UNID.
CABEZALES Y RIOSTRAS SEC.	13,96	m ³
CABEZALES Y RIOSTRAS PRINC.	8,20	m ³

LADO DERECHO

	CANTIDAD	UNID.
CABEZALES Y RIOSTRAS SEC.	17,45	m ³
CABEZALES Y RIOSTRAS PRINC.	8,20	m ³

AP.8) Pilares, Principales y Secundarios

Diámetros de 0,90 m. para los pilares principales con 8 unidades de alturas variables (4,50 aprox.)

Diámetros de 0,80 m. para los pilares secundarios con 8 unidades para el lado izq. y 10 unidades para el lado derecho, de alturas variables (menores que 4 m.)

TABLA 42- CANTIDAD DE HORMIGÓN PARA PILARES PRINCIPALES Y SECUNDARIOS

LADO IZQUIERDO			LADO DERECHO		
	CANTIDAD	UNID.		CANTIDAD	UNID.
PILARES PRINCIPALES	11,49	m ³	PILARES PRINCIPALES	11,69	m ³
PILARES SECUNDARIOS	14,64	m ³	PILARES SECUNDARIOS	19,02	m ³

AP.9) Pilotes preperforados

TABLA 43- METROS DE PILOTES PREPERFORADOS

	Diametro	Longitud		Diametro	Longitud		
PILOTES	1,2	121,76	ml	1,2	106,24	ml	
		total	121,76	ml	total	106,24	ml

AP.10) Resumen de Hormigón 24 MPa para viaducto Prefabricado-Postensado

TABLA 44- RESUMEN DE CANTIDADES DE HORMIGÓN 24 MPA EN VIADUCTO PREFABRICADO-POSTENSADO

LADO IZQUIERDO			LADO DERECHO		
	CANTIDAD	UNID.		CANTIDAD	UNID.
LOSA	311,19	m ³	LOSA	354,14	m ³
VIGAS DE PORTICO PRINCIPAL	15,27	m ³	VIGAS DE PORTICO PRINCIPAL	15,27	m ³
VIGAS DE PORTICO SECUNDARIO	23,80	m ³	VIGAS DE PORTICO SECUNDARIO	29,76	m ³
VIGAS TRANSVERSALES en 24 m.	6,00	m ³	VIGAS TRANSVERSALES en 24 m.	7,00	m ³
VIGAS TRANSVERSALES en 30 m	1,79	m ³	VIGAS TRANSVERSALES en 30 m	1,79	m ³
VIGAS EXTREMAS	22,18	m ³	VIGAS EXTREMAS	25,34	m ³
VEREDAS PREFABRICADAS	16,54	m ³	VEREDAS PREFABRICADAS	18,8	m ³
CABEZALES Y RIOSTRAS SEC.	13,96	m ³	CABEZALES Y RIOSTRAS SEC.	17,45	m ³
CABEZALES Y RIOSTRAS PRINC.	8,20	m ³	CABEZALES Y RIOSTRAS PRINC.	8,20	m ³
PILARES PRINCIPALES	11,49	m ³	PILARES PRINCIPALES	11,69	m ³
PILARES SECUNDARIOS	14,64	m ³	PILARES SECUNDARIOS	19,02	m ³
	445,06	m ³		508,48	m ³
TOTAL H°	953,54	m³			

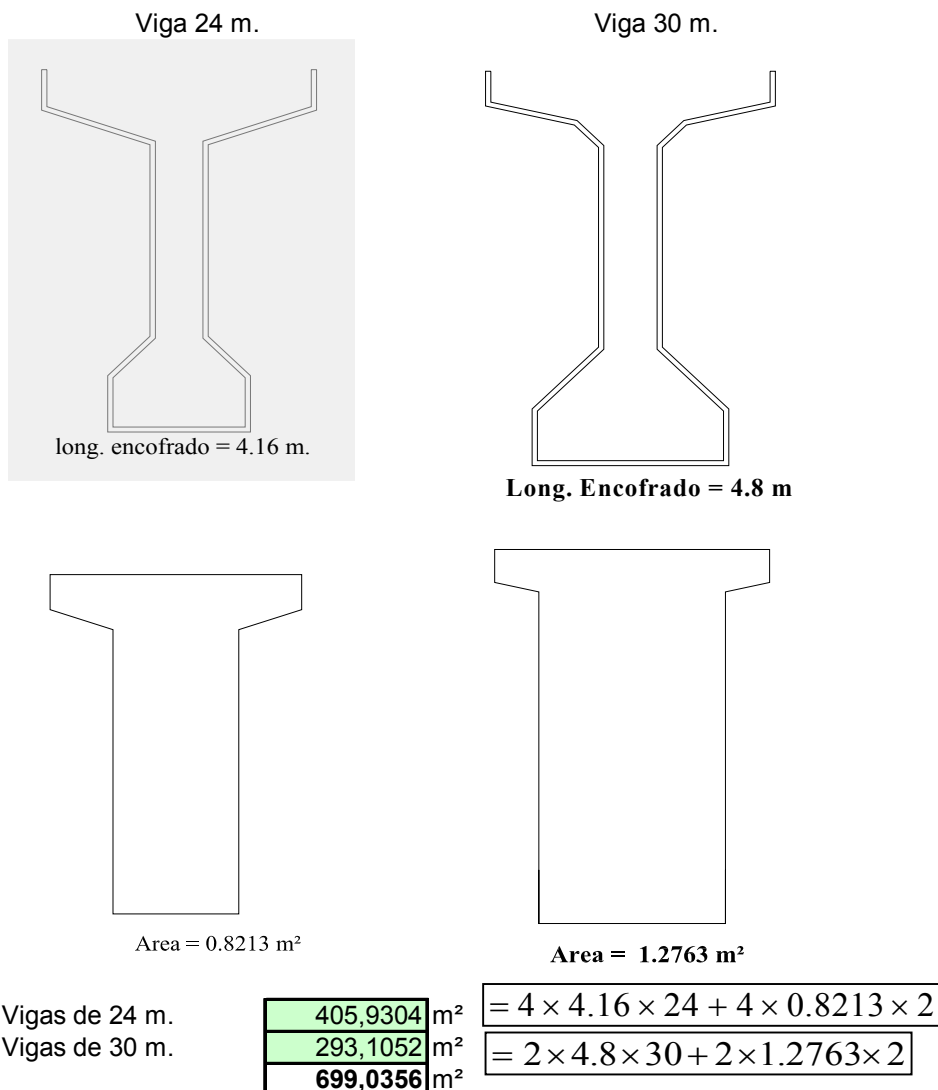
BP. Encofrado metálico**BP.1) VIGAS PRINCIPALES PREFABRICADAS**

Se dispone de encofrado para preparar 4 vigas de 24 metros y 2 de 30 metros, luego son reutilizados.

FOTO 13 ENCOFRADO METÁLICO DE VIGAS DE 24 M.



FIGURA 95 ENCOFRADOS METÁLICOS DE VIGAS EN PREFABRICADO
ENCOFRADOS PARA HACER DOS TRAMOS SIN INTERRUPCIÓN (24+30)



BP.2) PILARES PREFABRICADOS

Encofrados de pilares similares al encofrado del puente in situ (ver foto 9)

2 Pilares d1 = 0.90 =	25,45	m ²	$2 \times \pi \times d_1 \times h_1$	h1 = 4.5 m
4 Pilares d2 = 0.80 =	40,21	m ²	$4 \times \pi \times d_2 \times h_2$	h2 = 4 m
	65,66	m ²		

BP.3) ESCUADRAS METÁLICAS 1 C/ 1 m.

54 unid. x 2 lados = 108 unidades.

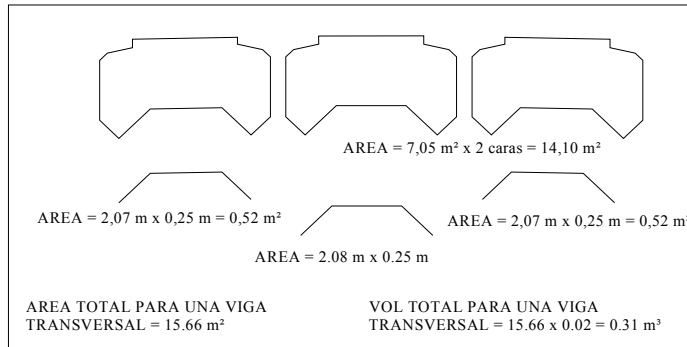
FOTO 14 ESCUADRAS METÁLICAS PARA VEREDA Y CAMINERO DE TRABAJO.



CP. Encofrado de madera

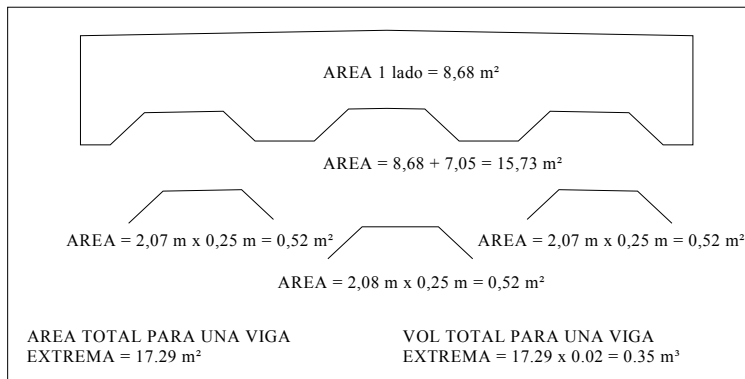
ENCOFRADOS PARA HACER DOS TRAMOS SIN INTERRUPCIÓN (24m+30m)

2 VIGAS TRAVIESAS



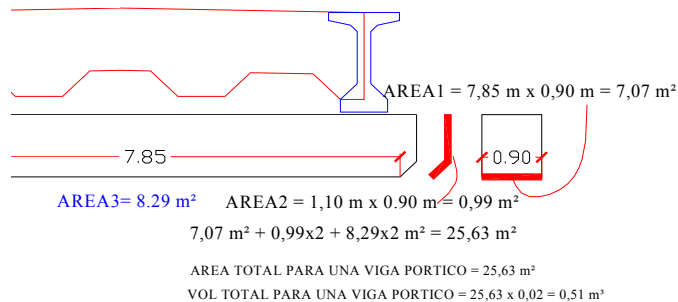
Vol maderit p/2 tramos **0,64 m³**

4 VIGAS EXTREMAS



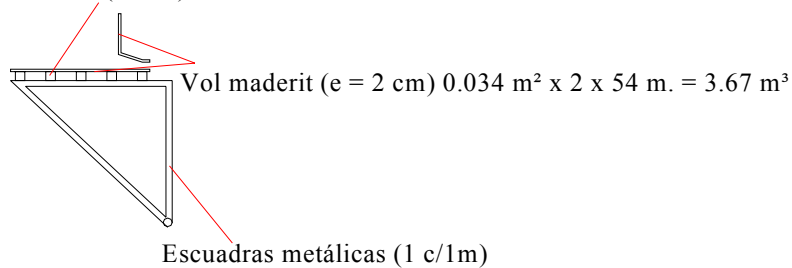
Vol maderit p/2 tramos **1,4 m³**

3 VIGAS DE PORTICO



Vol maderit p/3 porticos **1,53 m³**

Vol. (3"x3") 10 unid = 0,058 m² x 54 m = 3,13 m³



Vol madera (3"x3") p/2 lados **3,13 m³**

Vol total maderit p/2 lados **7,24 m³**

DAP. Armaduras CP-190 RB.

Del anexo se ve que las vigas en los tramos de 30 y 24 m. tendrán H° con $f_{ck} = 30$ MPa, postensado compuesto por 3 cables constituidos por 12 cabos de 0.5" para las vigas de 30 m. y 8 cabos de 0.5" para las vigas de 24 m.

Los anclajes serán con placas de acero y con el detalle de la figura 96.

FIGURA 96 DETALLE DE ANCLAJES PARA 24 Y 30 m.

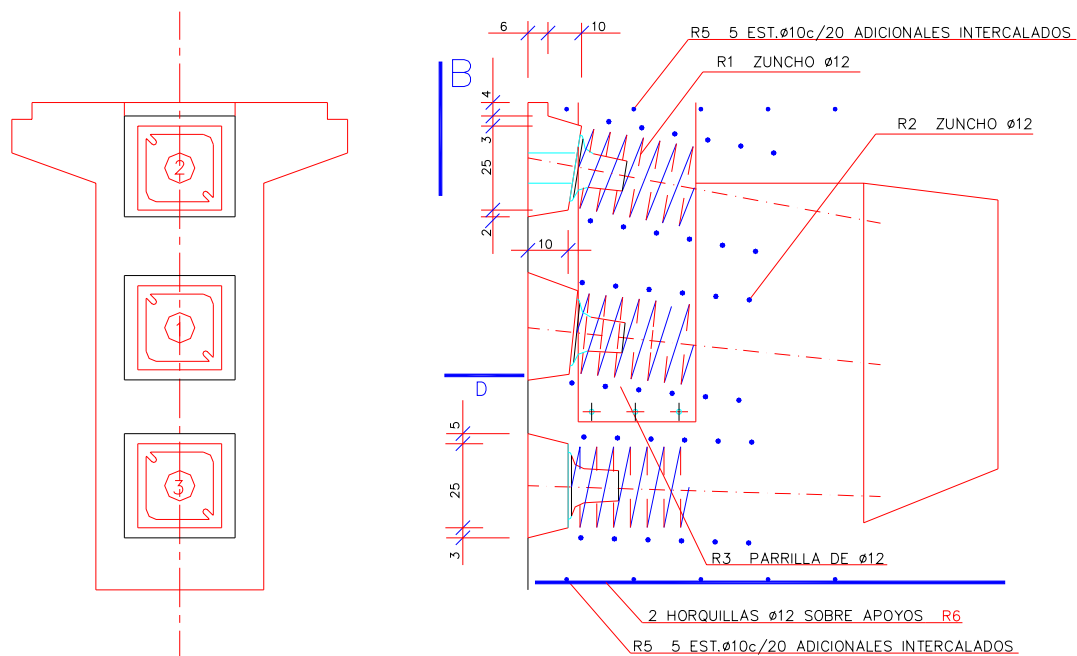


FOTO 15 POSTENSADO DE VIGAS DE 24 m, CON GATO STRONGHOLD



Anclajes en vigas de 24 metros (3 x 2 x 52 vigas) = 312

Anclajes en vigas de 30 metros (3 x 2 x 8 vigas) = 48

Vaina metálica 67 mm. = 24 x 52 x 3 = 3744 m.

vaina metálica 70 mm. = 30 x 8 x 3 = 720 m.

Acero CP 190 RB Ø 12,7 = 0,775 Kg/m x (26 m x 52 x 3 x 8 + 32 m x 8 x 3 x 12) = 38.976,3 Kg.

TABLA 45- PRESUPUESTO ENVIADO POR PROTENDE PARA LOS SERVICIOS DE POSTENSADO.

Item	Material	Un	Quant.	Preço Unit./U\$	Preço Total U\$
1	Ancoragem Ativa 8Ø12,7 mm.	un	312	42,6	13.291,20
2	Ancoragem Ativa 12Ø12,7 mm.	un	48	77,7	3.729,60
3	Bainha Metálica Galv. Ø 67 mm.	m	3744	1,62	6.065,28
4	Bainha Metálica Galv. Ø 70 mm.	m	720	1,72	1.238,40
3	Aço CP 190 RB Ø 12,7 mm.	kg	32.289,60	1,1	35.518,6
	TOTAL ACERO ACTIVO				59.843,04

0,775 kg/m

Para o fornecimento dos serviços previstos no item 04.2 supra, nosso valor global é de U\$ 20.208

Mano de obra y equipos	U\$	20.208,0
Total	U\$	83.508,8

En guaraníes serían, a 6.300 Gs/Usd

Acero CP 190 RB + VAINA + ANCLAJES = 59.843,04 Usd = 377.011.152 Gs.

Mano de obra y equipos de pretensado = 20.208,0 Usd = 127.310.400 Gs.

El costo/kg de armadura activa será pues 377.011.152 Gs / 32.289,60 kg = **11.675,93 Gs/kg. (Ítem 4.1, de la planilla de costos, TABLA 62, Cap. 5)**

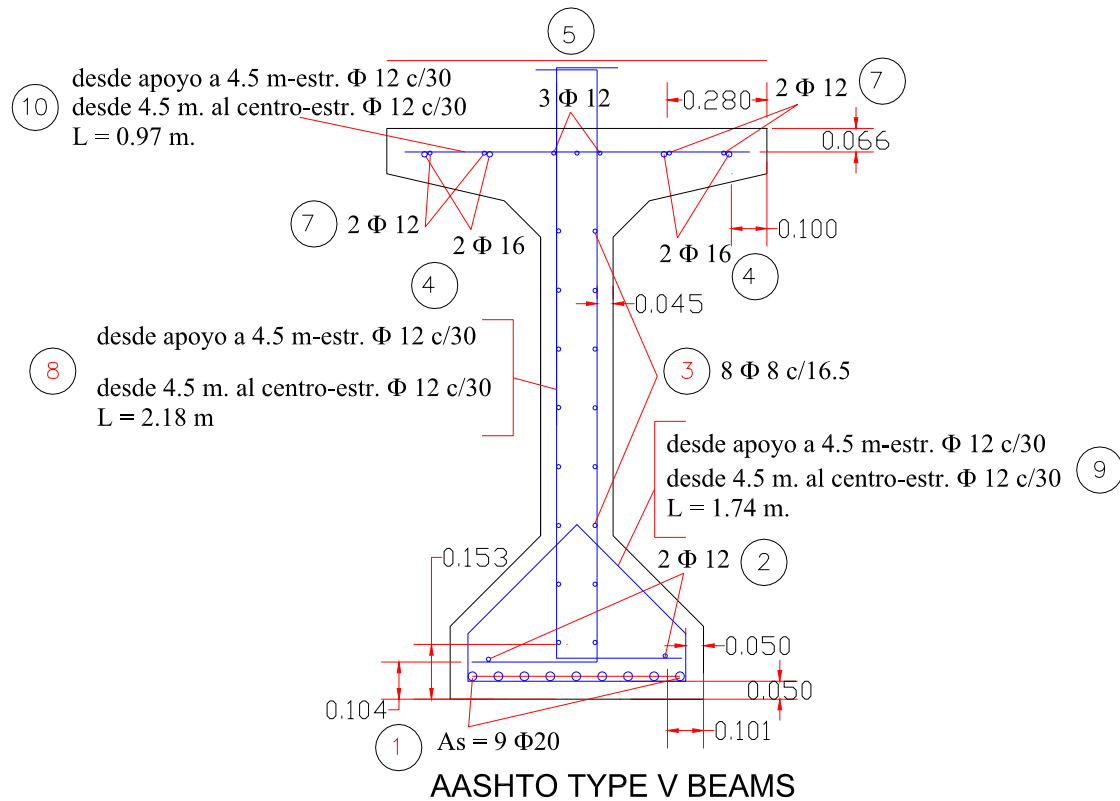
El costo/kg de la Mano de Obra y equipos de pretensado será 127.310.400 Gs / 32.289,60 kg = **3.942,77 Gs/kg. (Ítem 4.2, de la planilla de costos, TABLA 62, Cap. 5)**

DP. Armaduras CA-50.

DP.1) Vigas Principales de 30 m. y 24 m.

Las armaduras pasivas serán:

FIGURA 97 DETALLE DE ARMADURAS PASIVAS EN VIGA DE 30 m.



Del anexo de cálculo:

Pos1 = $As = 28,28 \text{ cm}^2$
Pos 8-9-10 estr = $4.94 \text{ cm}^2/\text{m}$ c/cara
Pos 3 = $2,04 \text{ cm}^2$ c/cara

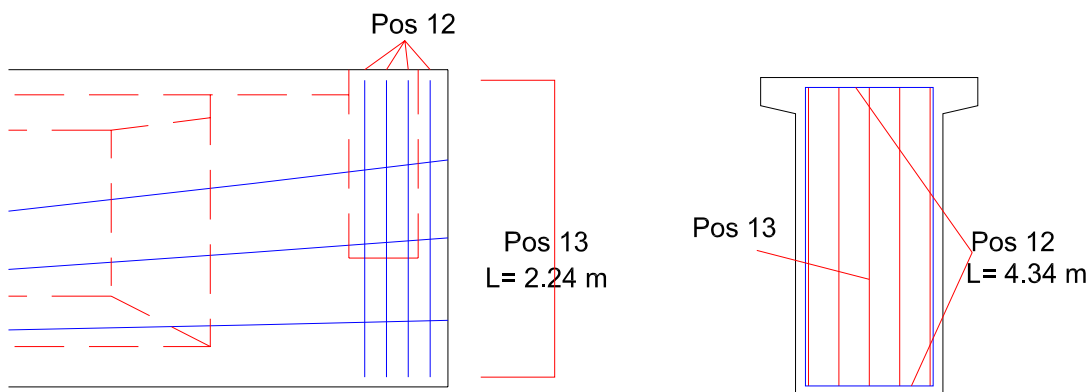
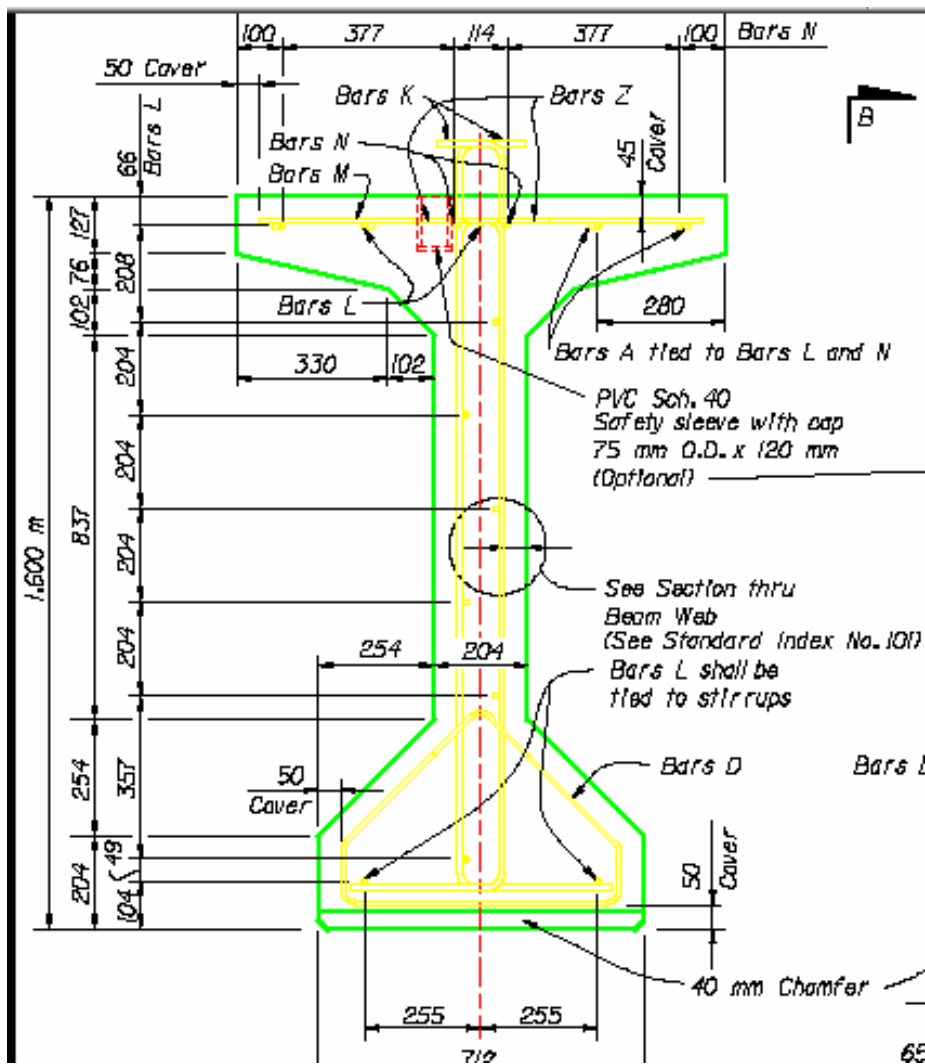


FIGURA 98 LAS ARMADURAS CONSTRUCTIVAS FUERON SACADAS DE LAS ESPECIFICACIONES, AASHTO

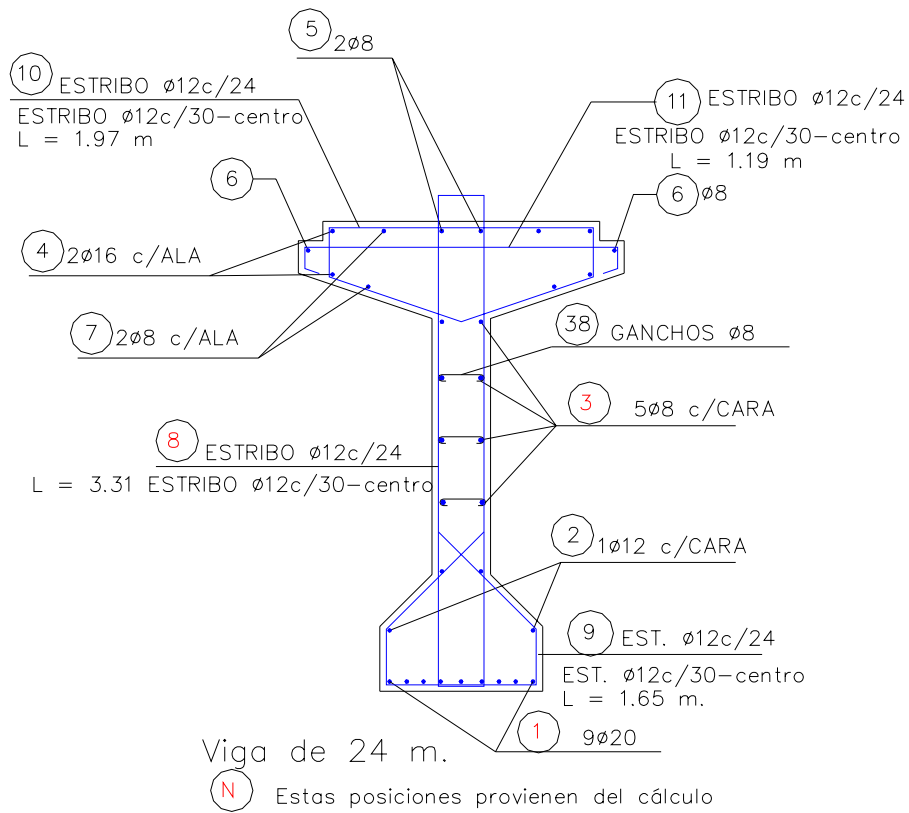
BILL OF REINFORCING STEEL FOR ONE BEAM ONLY			
MARK	SIZE	NO. REQUIRED	LENGTH (1)
A	#16	8	See Table
D (2)(6)	#10	34	Varies (1.938 m Min.)
K (2)	#13	See Table	2.130 m
L (3)(4)	#13	22	1.905 m
M (10)	#13	See Table	Varies (968 Min.)
N (5)	No. 9 Strand	4	See Table
Z (2)	#13	26	2.015 m

BENDING DIAGRAMS (1)



Las armaduras pasivas para la viga de 24 m. serán:

FIGURA 100 DETALLE DE ARMADURAS PASIVAS EN VIGA DE 24 m.



Del anexo de cálculo:

Pos1 = $A_s = 28.28 \text{ cm}^2$

Pos 8-9-10-11 estr = $4.71 \text{ cm}^2/\text{m}$ c/cara

Pos 3 = 1.80 cm^2 c/cara

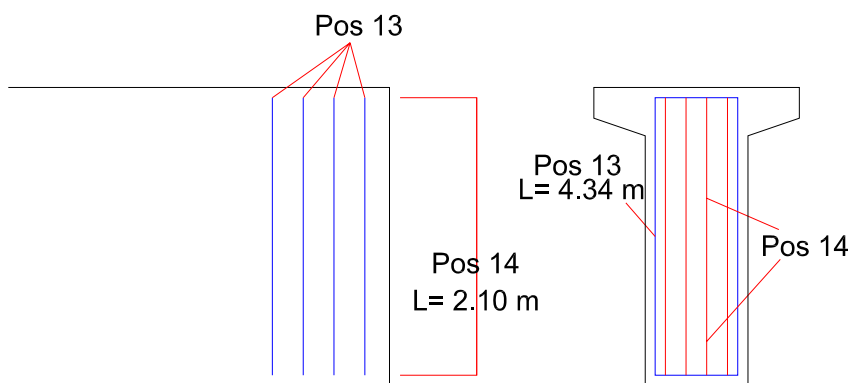
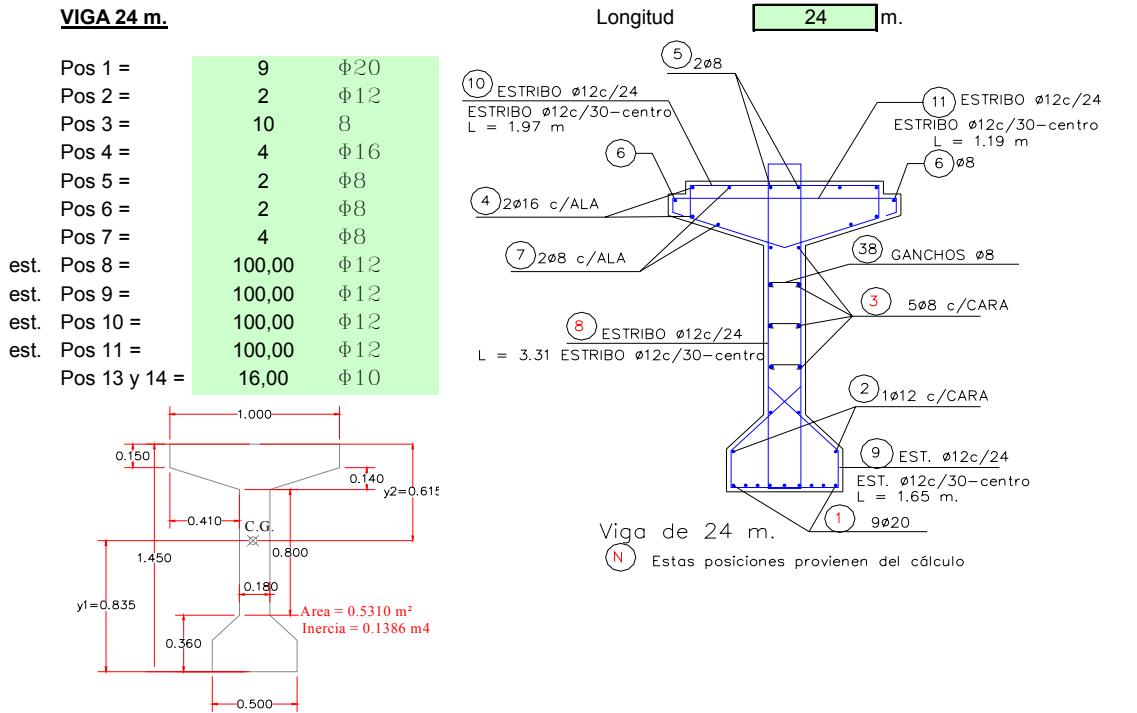


FIGURA 101 CUANTÍAS DE ARMADURAS PASIVAS EN VIGA DE 24 m.



Φ8			Φ12				
CANT	long (m)	TOTAL(m)	CANT	long (m)	TOTAL(m)		
Pos 3 =	10	24,00	240,00	Pos 2 =	2	24,00	48,00
Pos 5 =	2	24,00	48,00	Pos 8 =	100	3,31	331,00
Pos 6 =	2	24,00	48,00	Pos 9 =	100	1,65	165,00
Pos 7 =	4	24,00	96,00	Pos 10 =	100	1,97	197,00
		Φ8	432,00	Pos 11 =	100	1,19	119,00
						Φ12	860,00
Φ10							
CANT	long (m)	TOTAL(m)					
Pos 13 =	8	4,34	34,72				
Pos 14 =	8	2,10	16,80				
		Φ10	51,52				
Φ16							
CANT	long (m)	TOTAL(m)					
Pos 4 =	4,00	24,00	96,00				
		Φ16	96,00				
Φ20							
CANT	long (m)	TOTAL(m)					
Pos 1 =	9	24,00	216,00				
		Φ20	216,00				

	Φ6 (m)	Φ8 (m)	Φ10 (m)	Φ12 (m)	Φ16 (m)	Φ20 (m)	Φ25 (m)
TOTAL	0,00	432,00	51,52	860,00	96,00	216,00	0,00
PESO(kg/m)	0,252	0,393	0,624	0,89	1,57	2,466	3,85
	Φ6 (kg)	Φ8 (kg)	Φ10 (kg)	Φ12 (kg)	Φ16 (kg)	Φ20 (kg)	Φ25 (kg)
PESO TOTAL	0,00	169,78	32,15	765,40	150,72	532,66	0,00

PESO TOTAL 1.650,70 kg

VOLUMEN DE VIGA 24 m. **12,74 m³**

CUANTÍA DE VIGA 24 m. **136,00 Kg/m³**

DP.1.1) **RESUMEN DE ACERO PASIVO**

TABLA 46- CANTIDADES DE ACERO PASIVO EN VIGAS PRINCIPALES DE 30 Y 24 m.

LADO IZQUIERDO

	CANTIDAD	UNID.	CUANTÍA DE ACEROS	PARCIAL
VIGA EN 30 m.	83,516	m ³	111,908 kg/m ³	9346,149 kg
VIGA EN 24 m.	321,696	m ³	136,004 kg/m ³	43751,956 kg

LADO DERECHO

	CANTIDAD	UNID.	CUANTÍA DE ACEROS	PARCIAL
VIGA EN 30 m.	83,516	m ³	111,908 kg/m ³	9.346,15 Kg
VIGA EN 24 m.	375,312	m ³	136,004 kg/m ³	51.043,95 Kg

PARCIAL1 CA-50	113,49 Tn
-----------------------	------------------

DP.2) Losa

Se tomó la misma cuantía que la losa del viaducto in situ (D.1).

TABLA 47- CANTIDADES DE ACERO EN LOSAS

LADO IZQUIERDO

	CANTIDAD	UNID.	CUANTÍA DE ACEROS	PARCIAL
LOSA	311,19	m ³	143,03 kg/m ³	44.509,09 Kg

LADO DERECHO

	CANTIDAD	UNID.	CUANTÍA DE ACEROS	PARCIAL
LOSA	354,14	m ³	143,58 kg/m ³	50.848,13 Kg

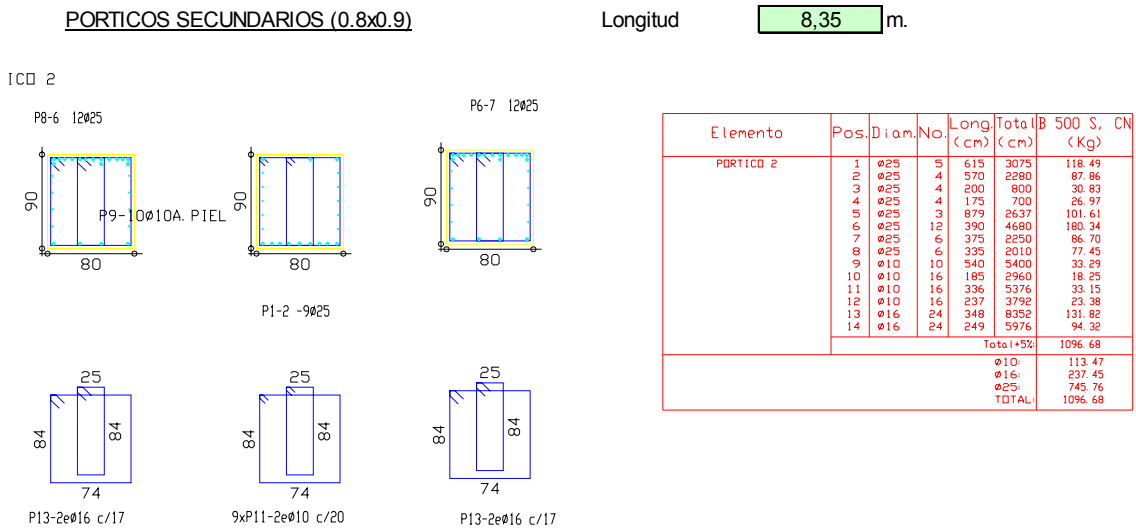
La armadura principal positiva de la losa, hará parte de la loseta de 8 cm. utilizada como encofrado (foto 16)

FOTO 16 LOSETAS PREFABRICADAS UTILIZADAS COMO ENCOFRADO DE LOSA



DP.4) Viga Pórtico secundario (0,80 x 0,90 x 8,35 m.).

FIGURA 103 CUANTIA DE VIGAS DE PORTICO SECUNDARIO EN VIADUCTO PREFABRICADO.



La posiciones sacadas del anexo de cálculo.

9 Φ 25
4 Φ 25

Pos 1-2
Pos 3-4

15 Φ 25
2 Φ 16

c/ 17 cm.

Pos 6-7-8-9
Pos 13

VOLUMEN DE PORTICO SECUNDARIO (0.8x0.90) **5,950** m³

CUANTÍA DEL PÓRTICO SECUNDARIO = 184,32 Kg/m³

TABLA 49- CANTIDADES DE ACERO EN PÓRTICOS SECUNDARIOS.

LADO IZQUIERDO

	CANTIDAD	UNID.	CUANTÍA DE ACEROS	PARCIAL
VIGAS DE PORTICO SECUNDARIO	23,80	m ³	184,32 kg/m ³	4.387,46 Kg

LADO DERECHO

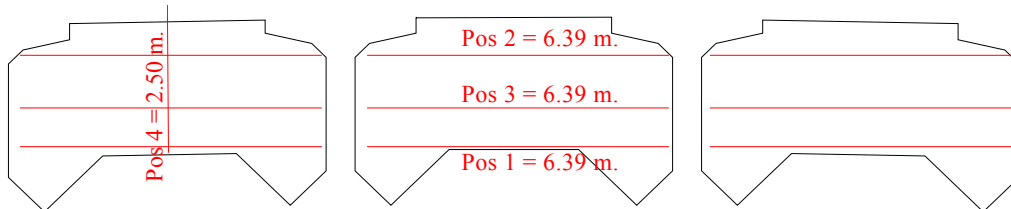
	CANTIDAD	UNID.	CUANTÍA DE ACEROS	PARCIAL
VIGAS DE PORTICO SECUNDARIO	29,76	m ³	184,32 kg/m ³	5.484,32 Kg

DP.5) Viga transversal en 24 m.

FIGURA 104 CUANTIA DE VIGA TRANSVERSAL, EN VIADUCTO PREFABRICADO

VIGATRAVIESA (0,15X1,00)

Longitud **6,39** m.



Pos 4 = Φ 6 c/ 30 cm.
 Pos 1 = 3 Φ 20
 Pos 2 = 2 Φ 12
 Pos 3 = 2 Φ 10 p/cara

Φ 6			Φ 10				
CANT	long (m)	TOTAL(m)	CANT	long (m)	TOTAL(m)		
Pos 4 =	21,30	2,50	53,25	Pos 3 =	4	6,39	25,56
Φ 6			53,25	Φ 10			25,56

Φ 12			Φ 20				
CANT	long (m)	TOTAL(m)	CANT	long (m)	TOTAL(m)		
Pos 2 =	2,00	6,39	12,78	Pos 1 =	3	6,39	19,17
Φ 12			12,78	Φ 20			19,17

TOTAL	Φ 6 (m)	Φ 8 (m)	Φ 10 (m)	Φ 12 (m)	Φ 16 (m)	Φ 20 (m)	Φ 25 (m)
	53,25	0,00	25,56	12,78		25,56	0,00
PESO(kg/m)	0,252	0,393	0,624	0,89	1,57	2,466	3,85
PESO TOTAL	Φ 6 (kg)	Φ 8 (kg)	Φ 10 (kg)	Φ 12 (kg)	Φ 16 (kg)	Φ 20 (kg)	Φ 25 (kg)
	13,42	0,00	15,95	11,37	0,00	63,03	0,00

PESO TOTAL 103,77 kg

VOLUMEN DE VIGATRAVIESA (0,15X1,0) **1,00** m³

CUANTÍA DE VIGATRAVIESA (0,15X1,0) 108,96 Kg/m³

TABLA 50- CANTIDADES DE ACERO EN VIGAS TRANSVERSALES EN TRAMO DE 24 M.

LADO IZQUIERDO

	CANTIDAD	UNID.	CUANTÍA DE ACEROS	PARCIAL
VIGAS TRANSVERSALES en 24 m.	6,00	m ³	108,96 kg/m ³	653,77 Kg

LADO DERECHO

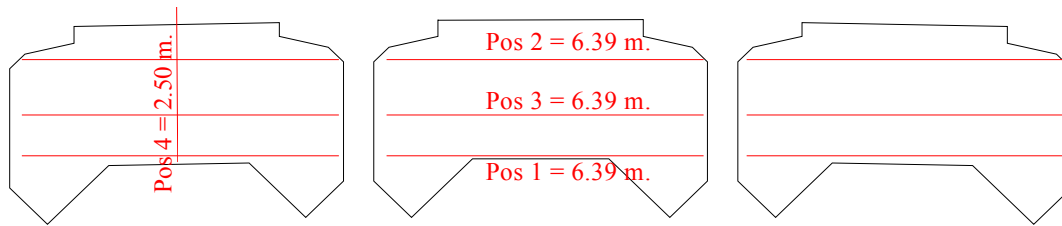
	CANTIDAD	UNID.	CUANTÍA DE ACEROS	PARCIAL
VIGAS TRANSVERSALES en 24 m.	7,00	m ³	108,96 kg/m ³	762,74 Kg

DP.6) Viga transversal en 30 m.

FIGURA 105 CUANTIA DE VIGA TRANSVERSAL, EN VIADUCTO PREFABRICADO

VIGATRAVIESA (0,25X1,00)

Longitud **6,39** m.



Pos 4 = Φ 6 c/ 30 cm.
 Pos 1 = 4 Φ 20
 Pos 2 = 2 Φ 16
 Pos 3 = 2 Φ 10 p/cara

Φ 6				Φ 10			
	CANT	long (m)	TOTAL(m)		CANT	long (m)	TOTAL(m)
Pos 4 =	21,30	2,50	53,25	Pos 3 =	4	6,39	25,56
			Φ6 53,25				Φ10 25,56

Φ 16				Φ 20			
	CANT	long (m)	TOTAL(m)		CANT	long (m)	TOTAL(m)
Pos 2 =	2,00	6,39	12,78	Pos 1 =	4	6,39	25,56
			Φ16 12,78				Φ20 25,56

	Φ 6 (m)	Φ 8 (m)	Φ 10 (m)	Φ 12 (m)	Φ 16 (m)	Φ 20 (m)	Φ 25 (m)
TOTAL	53,25	0,00	25,56	0,00	12,78	25,56	0,00

PESO(kg/m): 0,252 0,393 0,624 0,89 1,57 2,466 3,85

PESO TOTAL	Φ 6 (kg)	Φ 8 (kg)	Φ 10 (kg)	Φ 12 (kg)	Φ 16 (kg)	Φ 20 (kg)	Φ 25 (kg)
	13,42	0,00	15,95	0,00	20,06	63,03	0,00

PESO TOTAL 112,46 kg

VOLUMEN DE VIGATRAVIESA (0,25X1,00) **1,79** m³

CUANTÍA DE VIGATRAVIESA (0,25X1,00) 65,97 Kg/m³

TABLA 51- CANTIDADES DE ACERO EN VIGAS TRANSVERSALES EN TRAMO DE 30 m.

LADO IZQUIERDO

	CANTIDAD	UNID.	CUANTÍA DE ACEROS PARCIAL
VIGAS TRANSVERSALES en 30 m	1,79	m ³	65,97 kg/m ³ 118,09 Kg

LADO DERECHO

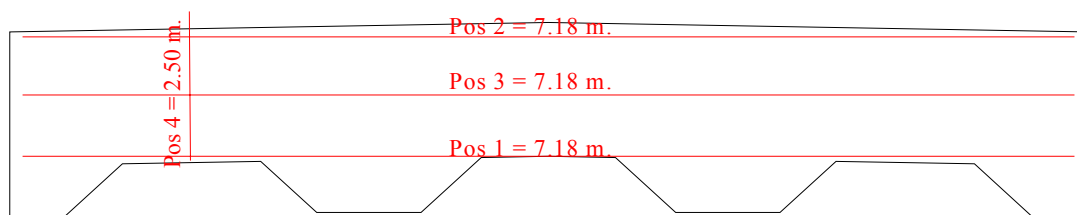
	CANTIDAD	UNID.	CUANTÍA DE ACEROS PARCIAL
VIGAS TRANSVERSALES en 30 m	1,79	m ³	65,97 kg/m ³ 118,09 Kg

DP.7) Viga extrema

FIGURA 106 CUANTIA DE VIGA EXTREMA, EN VIADUCTO PREFABRICADO

VIGA EXTREMA (0,20X1,0)

Longitud 7,18 m.



Pos 4 = Φ 6 c/ 30 cm.
 Pos 1 = 3 Φ 20
 Pos 2 = 2 Φ 6
 Pos 3 = 2 Φ 10 p/cara

Φ 6				Φ 10			
	CANT	long (m)	TOTAL(m)		CANT	long (m)	TOTAL(m)
Pos 4 =	23,93	2,50	59,83	Pos 3 =	4	7,18	28,72
Pos 2 =	2,00	7,18	14,36				
		Φ 6	74,19			Φ 10	28,72

Φ 20			
	CANT	long (m)	TOTAL(m)
Pos 1 =	3	7,18	21,54
		Φ 20	21,54

	Φ 6 (m)	Φ 8 (m)	Φ 10 (m)	Φ 12 (m)	Φ 16 (m)	Φ 20 (m)	Φ 25 (m)
TOTAL	74,19	0,00	28,72	0,00	0,00	21,54	0,00
PESO(kg/m)	0,252	0,393	0,624	0,89	1,57	2,466	3,85
	Φ 6 (kg)	Φ 8 (kg)	Φ 10 (kg)	Φ 12 (kg)	Φ 16 (kg)	Φ 20 (kg)	Φ 25 (kg)
PESO TOTAL	18,70	0,00	17,92	0,00	0,00	53,12	0,00

PESO TOTAL 89,74 kg

VOLUMEN DE VIGA EXTREMA (0,20X1,00) 1,79 m³

CUANTÍA DE VIGA EXTREMA (0,20X1,00) 52,64 Kg/m³

TABLA 52- CANTIDADES DE ACERO EN VIGAS TRANSVERSALES EXTREMAS.

LADO IZQUIERDO

	CANTIDAD	UNID.	CUANTÍA DE ACEROS	PARCIAL
VIGAS EXTREMAS	22,18	m ³	52,64	kg/m ³ 1.167,31 Kg

LADO DERECHO

	CANTIDAD	UNID.	CUANTÍA DE ACEROS	PARCIAL
VIGAS EXTREMAS	25,34	m ³	52,64	kg/m ³ 1.334,06 Kg

DP.8) Veredas prefabricadas

Similar a la cuantía del viaducto In situ (D.9)

TABLA 53- CANTIDADES DE ACERO EN VEREDAS DE PUENTE PREFABRICADO.

LADO IZQUIERDO

	CANTIDAD	UNID.	CUANTÍA DE ACEROS	PARCIAL
VEREDAS PREFABRICADAS	16,54	m ³	172,13 kg/m ³	2.846,49 Kg

LADO DERECHO

	CANTIDAD	UNID.	CUANTÍA DE ACEROS	PARCIAL
VEREDAS PREFABRICADAS	18,82	m ³	172,13 kg/m ³	3.239,39 Kg

DP.9) Cabezales y riostra

Similar a la cuantía del cabezal principal del puente In situ (D.10)

TABLA 54- CANTIDADES DE ACERO EN CABEZALES Y RIOSTRA DEL VIADUCTO PREFABRICADO.

LADO IZQUIERDO

	CANTIDAD	UNID.	CUANTÍA DE ACEROS	PARCIAL
CABEZALES Y RIOSTRAS SEC.	13,96	m ³	118,01 kg/m ³	1.647,47 Kg
CABEZALES Y RIOSTRAS PRINC.	8,20	m ³	118,01 kg/m ³	967,71 Kg

LADO DERECHO

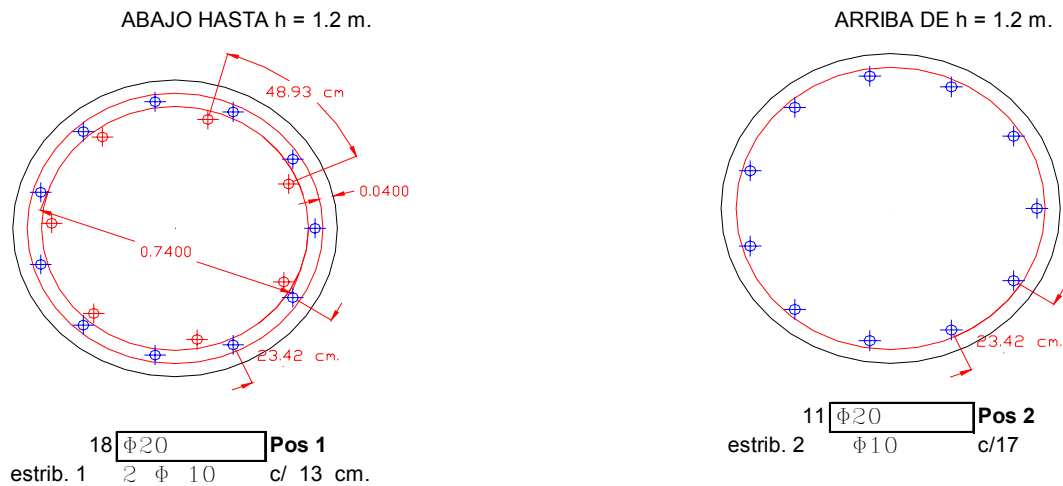
	CANTIDAD	UNID.	CUANTÍA DE ACEROS	PARCIAL
CABEZALES Y RIOSTRAS SEC.	17,45	m ³	118,01 kg/m ³	2.059,33 Kg
CABEZALES Y RIOSTRAS PRINC.	8,20	m ³	118,01 kg/m ³	967,71 Kg

DP.10) Pilares Principales

FIGURA 107 CUANTIA DE PILAR EN VIADUCTO PREFABRICADO

PILARES PRINCIPALES D = 0.90 m.

Altura del pilar m.



		Diam = <input type="text" value="0,9"/> m					
	Φ10	long (m)	TOTAL(m)		Φ20	long (m)	TOTAL(m)
	CANT				CANT		
estrib. 1	<input type="text" value="16,923"/>	4,90	82,94	Pos 1	<input type="text" value="18"/>	<input type="text" value="2,2"/>	39,60
estrib. 2	<input type="text" value="19,41"/>	2,58	50,01	Pos 2	<input type="text" value="11"/>	4,3	47,30
			Φ 10				Φ 20
			132,94				39,60

	Φ6 (m)	Φ8 (m)	Φ10 (m)	Φ12 (m)	Φ16 (m)	Φ20 (m)	Φ25 (m)
TOTAL	0,00	0,00	132,94	0,00	0,00	39,60	0,00
PESO(kg/m)	0,252	0,393	0,624	0,89	1,57	2,466	3,85
PESO TOTAL	Φ6 (kg)	Φ8 (kg)	Φ10 (kg)	Φ12 (kg)	Φ16 (kg)	Φ20 (kg)	Φ25 (kg)
	0,00	0,00	82,96	0,00	0,00	97,65	0,00

PESO TOTAL kg

VOLUMEN DE UN PILAR PRINCIPAL D = 0.90 m. m³

CUANTÍA DEL PILAR PRINCIPAL = Kg/m³

TABLA 55- CANTIDADES DE ACERO EN PILARES PRINCIPALES

LADO IZQUIERDO

	CANTIDAD	UNID.	CUANTÍA DE ACEROS	PARCIAL
PILARES PRINCIPALES	<input type="text" value="11,61"/>	m³	<input type="text" value="66,24"/> kg/m³	769,09 Kg

LADO DERECHO

	CANTIDAD	UNID.	CUANTÍA DE ACEROS	PARCIAL
PILARES PRINCIPALES	<input type="text" value="11,69"/>	m³	<input type="text" value="66,24"/> kg/m³	774,39 Kg

DP.11) Pilares Secundarios

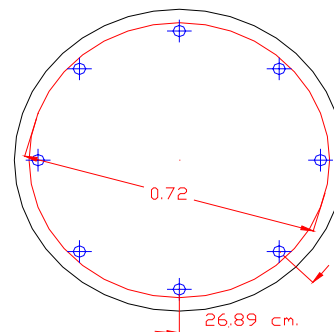
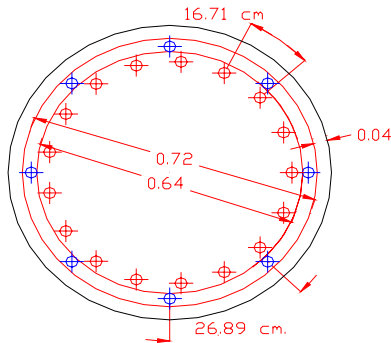
FIGURA 108 CUANTIA DE PILAR EN VIADUCTO PREFABRICADO

PILARES SECUNDARIOS D = 0.80 m.

Altura del pilar m.

ABAJO HASTA h = 1.2 m.

ARRIBA DE h = 1.2 m.



estrib. 1 $\Phi 20$ Pos 1
 $\Phi 10$ c/ 10.5 cm.

estrib. 2 $\Phi 20$ Pos 2
 $\Phi 10$ c/18

Diam = m

	$\Phi 10$	long (m)	TOTAL(m)		$\Phi 20$	long (m)	TOTAL(m)
estrib. 1	<input type="text" value="20,952"/>	4,90	102,69	Pos 1	<input type="text" value="25"/>	<input type="text" value="2,2"/>	55,00
estrib. 2	<input type="text" value="15,56"/>	2,58	40,07	Pos 2	8	3,8	30,40
		$\Phi 10$	142,76			$\Phi 20$	55,00

TOTAL	$\Phi 6$ (m)	$\Phi 8$ (m)	$\Phi 10$ (m)	$\Phi 12$ (m)	$\Phi 16$ (m)	$\Phi 20$ (m)	$\Phi 25$ (m)
	0,00	0,00	142,76	0,00	0,00	55,00	0,00
PESO(kg/m)	0,252	0,393	0,624	0,89	1,57	2,466	3,85
PESO TOTAL	$\Phi 6$ (kg)	$\Phi 8$ (kg)	$\Phi 10$ (kg)	$\Phi 12$ (kg)	$\Phi 16$ (kg)	$\Phi 20$ (kg)	$\Phi 25$ (kg)
	0,00	0,00	89,08	0,00	0,00	135,63	0,00

PESO TOTAL kg

VOLUMEN DE UN PILAR SECUNDARIO D = 0.8 m. m³

CUANTÍA DEL PILAR SECUNDARIO = Kg/m³

TABLA 56- CANTIDADES DE ACERO EN PILARES SECUNDARIOS

LADO IZQUIERDO

	CANTIDAD	UNID.	CUANTÍA DE ACEROS	PARCIAL
PILARES SECUNDARIOS	<input type="text" value="14,64"/>	m ³	<input type="text" value="117,35"/> kg/m ³	1.718,01 Kg

LADO DERECHO

	CANTIDAD	UNID.	CUANTÍA DE ACEROS	PARCIAL
PILARES SECUNDARIOS	<input type="text" value="19,02"/>	m ³	<input type="text" value="117,35"/> kg/m ³	2.232,00 Kg

EP. Varios

TABLA 57- RESUMEN DE CANTIDADES VARIAS EN PREFABRICADO

COMPUTO DE ÍTEMS VARIOS

LADO IZQUIERDO

	CANTIDAD	UNID.
Carpeta Asfáltica	61,31	m ³
Aparatos de apoyo	56	unid.
Baranda metálica	350,36	ml
Postes de Alumbrado	14	unid.
Excavación	23,98	m ³
Relleno y Compactación	23,98	m ³
Juntas de dilatación	144	ml
cemento para inyección	215	bolsas
aditivos	35	Kg.

LADO DERECHO

	CANTIDAD	UNID.
Carpeta Asfáltica	69,78	m ³
Aparatos de apoyo	64	unid.
Baranda metálica	398,72	ml
Postes de Alumbrado	16	unid.
Excavación	27,82	m ³
Relleno y Compactación	27,82	m ³
Juntas de dilatación	162	ml
cemento para inyección	215	bolsas
aditivos	35	Kg.

La carpeta asfáltica está dada por la longitud del viaducto x 0,05 m. x 7 m.

Los aparatos de apoyo son 4 vigas x 2 x (7 tramos en el lado izquierdo y 8 tramos en lado derecho)

La baranda metálica es la longitud del viaducto x 2.

Postes de alumbrado 1 c/30 m. x 2 lados.

Excavación es m³ de cabezales y riostra + 10%

Relleno y compactación igual a la excavación.

Junta de dilatación es el ancho total del viaducto (9m.) x 2 x (8 tramos en el lado izquierdo y 9 tramos en lado derecho)

Cemento para inyección de las vainas.

Aditivos plastificantes para el cemento inyectado en las vainas.

FOTO 17 GRÚA DE IZAJE DE 1500 KN DE CAPACIDAD



Alquiler de grúa de 1500 KN de capacidad:

Los días empleados para realizar el izado de las vigas fueron sacados del cronograma de obras estimado, realizado con el software Project.

TABLA 58- DÍAS DE UTILIZACIÓN DE LA GRÚA PARA IZADO

<u>Alquiler de grúa del software Project</u>		10	días
SUPERESTRUCTURA	86 días?		
Lado Izquierdo	48,5 días?		
Tramo 1	17,5 días		
Izado	0,5 días	18/01/2003 08:00	18/01/2003 12:00
Tramo 2	17 días?		
Izado	0,5 días	20/01/2003 08:00	20/01/2003 12:00
Tramo 3 (30 m)	22,5 días?		
Izado	0,5 días	20/01/2003 14:00	20/01/2003 18:00
Tramo 4	19,5 días?		
Izado	0,5 días	21/01/2003 08:00	21/01/2003 12:00
Tramo 5	36 días?		
Izado	0,5 días	21/01/2003 14:00	21/01/2003 18:00
Tramo 6	31 días?		
Izado	0,5 días	21/01/2003 14:00	21/01/2003 18:00
Tramo 7	33 días?		
Izado	0,5 días	22/01/2003 08:00	22/01/2003 12:00 5 días
Lado Derecho	83,5 días?		
Tramo 8	27,5 días?		
Izado	0,5 días	11/03/2003 14:00	11/03/2003 18:00
Tramo 7	27 días?		
Izado	0,5 días	12/03/2003 08:00	12/03/2003 12:00
Tramo 6	26,5 días?		
Izado	0,5 días	12/03/2003 14:00	12/03/2003 18:00
Tramo 5	26 días?		
Izado	0,5 días	13/03/2003 08:00	13/03/2003 12:00
Tramo 4	25,5 días?		
Izado	0,5 días	13/03/2003 14:00	13/03/2003 18:00
Tramo 3 (30 m)	66 días?		
Izado	0,5 días	14/03/2003 08:00	14/03/2003 12:00
Tramo 2	66 días		
Izado	0,5 días	14/03/2003 14:00	14/03/2003 18:00
Tramo 1	65,5 días		
Izado	0,5 días	15/03/2003 08:00	15/03/2003 12:00 5 días

FP. Mano de Obra, sueldos y gastos de oficina.

TABLA 59- MANO DE OBRA, SUELDOS Y GASTOS DE OFICINA

Mano de Obra de personal sin considerar cargas sociales :

El costo de la mano de obra es en Gs/horahombre, y la duración de la obra según el cronograma del software Project, es de 86 días. Por día se trabajará 8 horas.

Tipo de personal	Duración	h de trabajo x día	Cant. Personal	Costo Unit. Gs/h	Costo Total
semicalificado	86,0	8	21	5.000,00	72.240.000
calificado	86,0	8	9	8.000,00	49.536.000
				Gs.	121.776.000
semicalificado %			70	horas =	14.448
calificado %			30	horas =	6.192

COSTOS INDIRECTOS:

Sueldos y jornales de profesionales

El tiempo de construcción del viaducto según el cronograma de obras será de 86 días, aproximadamente 3 meses, contando con sábados y domingo para los que cobran por mes.

El sueldo del personal administrativo será como sigue:

	Cantidad	Sueldo	Meses	Total Gs.
Ingeniero Residente:	1	5.000.000	3	15.000.000
Laboratorista:	3	2.000.000	3	6.000.000
Sereno:	1	700.000	3	2.100.000
Total Sueldos				23.100.000

Gastos de Oficina:

Consideramos un gasto mensual de 5.000.000 Gs., para oficina, lo que incluye; papeles, formularios, útiles de escritorio, comunicación, etc.

Luego; $5.000.000 \times 3 =$ 15.000.000 Gs.

4.2 COMPARACIÓN 2

4.2.1 CRONOGRAMA

La duración de las tareas sacadas del software Project, para el viaducto prefabricado-postensado seguirá siendo de **86 días laborales** similar a la Comparación 1, debido a que este no sufrió alteraciones.

Para el viaducto In situ, en esta Comparación 2, se tienen **119 días laborales**.

4.2.1.1 CRONOGRAMA 2 DEL VIADUCTO IN SITU (119 DÍAS LABORALES)

Los tramos se hacen con la cantidad disponible de encofrado (dicha cantidad es 124 m el doble de la comparación 1), con 60 hombres trabajando.

4.2.2 MATERIALES

La única diferencia está en el encofrado metálico y de madera del viaducto in situ, que se duplica a fin de que una doble cantidad de hombres pueda trabajar y terminar antes del tiempo empleado en la Comparación 1. Las planillas de cantidades de estos materiales ver en el anexo.

B2) Encofrado metálico

ENCOFRADOS PARA HACER SEIS TRAMOS (124 m.)

4 Pilares $d_1 = 0.90 =$	62,2035 m ²	$4 \times \pi \times d_1 \times h_1$	$h_1 = 5.5 \text{ m}$
--------------------------	-------------------------------	--------------------------------------	-----------------------

8 Pilares $d_2 = 0.65 =$	81,6814 m ²	$8 \times \pi \times d_2 \times h_2$	$h_2 = 5 \text{ m}$
--------------------------	-------------------------------	--------------------------------------	---------------------

Total = 143,88 m²

C2) Encofrado de madera

Es el doble del encofrado del Viaducto "in situ", de la Comparación 1, expresado en el Item C)

TABLA 60- RESUMEN DE ENCOFRADO VIADUCTO IN SITU

Maderamen m ³	Fenólicas (Maderit) m ³
257,02	55,69

F2) Mano de Obra, sueldos y gastos de oficina.

TABLA 61- MANO DE OBRA SUELDOS Y GASTOS DE OFICINA

Mano de Obra de personal sin considerar cargas sociales :

El costo de la mano de obra es en Gs/horahombre, y la duración de la obra según el cronograma del software Project, es de 119 días. Por día se trabajará 8 horas.

Tipo de personal	Duración	h de trabajo x día	Cant. Personal	Costo Unit.	Costo Total
semicalificado	119,0	8	42	5.000	199.920.000
calificado	119,0	8	18	8.000	137.088.000
					Gs. 337.008.000
			semicalificado %	70	horas = 39.984
			calificado %	30	horas = 17.136

COSTOS INDIRECTOS:

Sueldos y jornales de profesionales

El tiempo de construcción del viaducto según el cronograma de obras será de 119 días, aproximadamente 5 meses.

El sueldo del personal administrativo será como sigue:

	Cantidad	Sueldo	Meses	Total Gs.
Ingeniero Residente:	1	5.000.000	5	25.000.000
Laboratorista:	3	2.000.000	5	10.000.000
Sereno:	1	700.000	5	3.500.000
Total Sueldos				38.500.000

Gastos de Oficina:

Consideramos un gasto mensual de 5.000.000 Gs., para oficina, lo que incluye; papeles, formularios, útiles de escritorio, comunicación, etc.

Luego; 5.000.000 x 5 = 25.000.000 Gs.

CAPITULO 5: RESULTADOS

Se obtiene en total 3 **planillas de costos**: una planilla del viaducto prefabricado-postensado (TABLA 62), la misma usada para la Comparación 1 como para la Comparación 2, y dos planillas del viaducto in situ-H^oA^o, una utilizada para la Comparación 1 (TABLA 64) y otra distinta empleada en la Comparación 2 (TABLA 66).

En estas planillas los resultados significativos son los correspondientes a la columna de cantidades de materiales y mano de obra, la columna de precios unitarios estará compuesta de precios relativos al lugar y al momento de hacer el análisis de conveniencia entre ambos sistemas constructivos.

Se obtienen además dos planillas (TABLA 68 Y 70), una para cada comparación (*rever en la página 33, de este trabajo, la definición de cada una*). Estas serán las “herramientas de comparación” propiamente dichas. En ellas veremos cual solución es la más conveniente: si el viaducto prefabricado-postensado o el viaducto hecho in situ, de H^oA^o, con encofrados fijos.

5.1 PLANILLAS DE COSTOS

Estas planillas posibilitarán que sean cargados costos unitarios de los distintos lugares, costos que dependerán de la región en donde se piensa realizar el viaducto

La planilla de la TABLA 62 es la planilla del viaducto prefabricado-postensado empleada para hacer las Comparaciones 1 y 2. En la TABLA 63 se muestra de que están compuestas cada celda de la TABLA 62.

La planilla de la TABLA 64 es la del puente in situ-H^oA^o, empleada para hacer la Comparación 1. En la TABLA 65 se muestra de que están compuestas cada celda de TABLA 64.

La planilla de la TABLA 66 es la del puente in situ-H^oA^o, empleada para hacer la comparación 2. En la TABLA 67 se muestra de que están compuestas cada celda de la 66.

TABLA 62- PLANILLA DE COSTOS DEL VIADUCTO PREFABRICADO-POSTENSADO

COSTO VIADUCTO PREFABRICADO-POSTENSADO (30 hombres-86 días laborales)

La mano de obra se incluye en el ítem 22, de forma general en función a los días de trabajo

ITEM	DESCRIPCIÓN	UN.	CANT.	P. UNIT.	P. TOTAL
1	Obrador	gl	1,00	10.000.000	10.000.000
2	Replanteo y Marcación	gl	1,00	2.000.000	2.000.000

SUPERESTRUCTURA					
3	Hormigón Viga Principal: fck 30 MPa	m ³	864,04	230.000	198.729.200
4	Aceros Viga Principal CA-50	kg	113.488,2	2.800	317.766.966
4,1	Aceros Viga Principal RB-190	kg	32.289,60	11.676	377.011.152
4,2	Servicio de Postensado	kg	32.289,60	3.943	127.310.400
5	Hormigón Viga Transversal y extrema: fck 24 MPa	m ³	64,10	210.000	13.461.000
6	Aceros Viga Transversal y extrema CA-50	kg	631,65	2.800	1.768.610
7	Hormigón Losa: fck 24 Mpa	m ³	665,33	210.000	139.719.900
8	Aceros Losa CA-50	kg	95.357,2	2.800	267.000.220
9	Hormigón de Veredas Pref. fck 21 MPa	m ³	35,36	200.000	7.071.315
10	Aceros Veredas Pref. CA-50	kg	6.085,9	2.800	17.040.479
11	Encofrado metálico (para vigas y pilares)	m ²	764,69	920.000,00	703.519.296
11,1	Escuadras metálicas	unid.	108,00	50.000,00	5.400.000
11,2	Alquiler de Grúa de 150 Tn. para izado	días	10,00	4.960.000	49.600.000
12	Encofrado de madera	m ³	3,13	1.000.000,00	3.132.000
13	Maderamen para h° in situ (Maderit e = 2 cm)	m ³	7,24	2.165.900,00	15.685.448
14	Clavos y tornillos (30kg/m ³) (PFEIL, Cimbramentos))	kg	311,22	4.500,00	1.400.490
15	Carpeta Asfáltica	m ³	131,09	4.700.000,00	616.118.300
16	Aparatos de apoyo	un	120,00	480.000,00	57.600.000
17	Juntas de dilatación	ml	306,00	360.000,00	110.160.000
18	Baranda metálica	ml	749,08	300.000	224.724.000
19	Postes de Alumbrado 1c/30 m	un	30,00	800.000	24.000.000
20	Instalación de alumbrado	un	30,00	500.000	15.000.000
21 A	Mano de Obra calificada 30% de 30 hombres	hs	6.192	8.000	49.536.000
21 B	Mano de Obra semi calificada 70% de 30 hombres	hs	14.448	5.000	72.240.000
22	Sueldos y jornales de Profesionales	gl	1,00	23.100.000	23.100.000
23	Gastos de Oficina	gl	1,00	15.000.000	15.000.000

MESOESTRUCTURA					
24	Hormigón para Pilares: fck 24 Mpa	m ³	56,84	210.000	11.936.400
25	Aceros para los Pilares CA-50	kg	2.274,83	2.800	6.369.516
26	Hormigón para Vigas de Pórtico:fck 24 Mpa	m ³	84,10	210.000	17.661.630
27	Aceros para las Vigas de Pórtico CA-50	kg	14.330,44	2.800	40.125.241

INFRAESTRUCTURA					
28	Excavación Estructural	m ³	51,80	12.000	621.588
29	Relleno y Compactación	m ³	51,80	10.000	517.990
30	Construcción de Pilotes D=1,20: fck 21 Mpa	ml	228,00	1.000.000	228.000.000
31	Hormigón para Cabezal y Riostras de Pilares:fck 21 MPa	m ³	47,81	200.000	9.562.000
32	Aceros para Cabezal y Riostras de Pilares:fck 21 MPa	kg	5.642,22	2.800	15.798.224

	cargar valores	Gs	3.795.687.365
	ver analisis de mano de obra y costos indirectos	Gs/Usd	6.300
		Usd	602.490
	Hormigón		
	Acero		
	Encofrado		
	Equipos		
	Mano de Obra		

La composición de cada uno de los ítems de la planilla (TABLA 63), para visualizar de donde provienen las cantidades, referirse a los ítems del Capítulo 4.

TABLA 63- COMPOSICIÓN DE ITEMS DEL PREFABRICADO-POSTENSADO.

COSTO VIADUCTO PREFABRICADO-POSTENSADO (30 hombres-86 días laborales)

La mano de obra se incluye en el ítem 22, de forma general en función a los días de trabajo

ITEM	DESCRIPCIÓN	UN.	ORIGEN DE CANTIDADES	ORIGEN DE PRECIO UNITARIO
1	Obrador	gl	Depende de cada obra	Depende de cada obra
2	Replanteo y Marcación	gl	Depende de cada obra	Depende de cada obra

SUPERESTRUCTURA				
3	Hormigón Viga Principal: fck 30 MPa	m³	AA.2	Depende de cada obra
4	Aceros Viga Principal CA-50	kg	DP.1.1	Depende de cada obra
4.1	Aceros Viga Principal RB-190	kg	DAP	Depende de cada obra
4.2	Servicio de Postensado	kg	DAP	Depende de cada obra
5	Hormigón Viga Transversal y extrema: fck 24 MPa	m³	AP.4 y AP.5	Depende de cada obra
6	Aceros Viga Transversal y extrema CA-50	kg	DP.6 y DP.7	
7	Hormigón Losa: fck 24 Mpa	m³	AP.1	
8	Aceros Losa CA-50	kg	DP.2	
9	Hormigón de Veredas Pref. fck 21 MPa	m³	AP.6	
10	Aceros Veredas Pref. CA-50	kg	DP.8	
11	Encofrado metálico (para vigas y pilares)	m²	BP.1 y BP.2	
11.1	Escuadras metálicas	unid.	BP.3	
11.2	Alquiler de Grúa de 150 Tn. para izado	días	EP	
12	Encofrado de madera	m³	CP	
13	Maderamen para h° in situ (Maderit e = 2 cm)	m³	CP	
14	Clavos y tornillos (30kg/m²) Ref.(A.5)	kg	30 x (Item 12+Item13)	
15	Carpeta Asfáltica	m²	EP	
16	Aparatos de apoyo	un	EP	
17	Juntas de dilatación	ml	EP	
18	Baranda metálica	ml	EP	
19	Postes de Alumbrado 1c/30 m	un	EP	
20	Instalación de alumbrado	un	EP	
21 A	Mano de Obra calificada 30% de 30 hombres	hs	FP	
21 B	Mano de Obra semi calificada 70% de 30 hombres	hs	FP	Depende de cada obra
22	Sueldos y jornales de Profesionales	gl	FP	Depende de cada obra
23	Gastos de Oficina	gl	FP	Depende de cada obra

MESOESTRUCTURA				
24	Hormigón para Pilares: fck 24 Mpa	m³	AP.8	Depende de cada obra
25	Aceros para los Pilares CA-50	kg	DP.10 y DP.11	
26	Hormigón para Vigas de Pórtico:fck 24 Mpa	m³	AP.2 y AP.3	
27	Aceros para las Vigas de Pórtico CA-50	kg	DP.3 y DP.4	Depende de cada obra

INFRAESTRUCTURA				
28	Excavación Estructural	m³	1.1 x Vol de cabezal y riostras	Depende de cada obra
29	Relleno y Compactación	m³	1.1 x Vol de cabezal y riostras	
30	Construcción de Pilotes D=1,20: fck 21 Mpa	ml	AP.9	
31	Hormigón para Cabezal y Riostras de Pilares:fck 21 MPa	m³	AP.7	
32	Aceros para Cabezal y Riostras de Pilares:fck 21 MPa	kg	DP.9	Depende de cada obra

	cargar valores
	ver analisis de mano de obra y costos indirectos

TABLA 64- PLANILLA DE COSTOS DEL VIADUCTO IN SITU-Hªº (COMPARACIÓN 1)

COSTO VIADUCTO IN SITU (30 hombres-143días)

La mano de obra se incluye en el ítem 22, de forma general en función a los días de trabajo

ITEM	DESCRIPCIÓN	UN.	CANT.	P. UNIT.	P. TOTAL
1	Obrador	gl	1,00	10.000.000	10.000.000
2	Replanteo y Marcación	gl	1,00	2.000.000	2.000.000

SUPERESTRUCTURA					
3	Hormigón Viga Principal: fck 21 Mpa	m³	696,35	200.000	139.270.320
4	Aceros Viga Principal CA-50	kg	157.566,99	2.800	441.187.583
5	Hormigón Viga Transversal y extrema: fck 21 MPa	m³	46,06	200.000	9.211.860
6	Aceros Viga Transversal y extrema: CA-50	kg	8.729,42	2.800	24.442.381
7	Hormigón Losa: fck 21 Mpa	m³	719,71	200.000	143.942.139
8	Aceros Losa CA-50	kg	103.153,33	2.800	288.829.338
9	Hormigón de Veredas Pref. fck 21 MPa	m³	34,78	200.000	6.956.147
10	Aceros Veredas Pref. CA-50	kg	5.986,77	2.800	16.762.947
11	Encofrado metálico (para pilares)	m²	71,94	920.000,00	66.187.074
12	Encofrado de madera	m³	128,51	1.000.000,00	128.510.000
13	Maderamen para losa (Maderit e = 2 cm)	m³	27,85	2.165.900,00	60.314.250
14	Clavos y tornillos (30kg/m³) (PFEIL, Cimbramentos)	kg	4.690,72	4.500,00	21.108.222
15	Carpeta Asfáltica	m³	128,95	4.700.000,00	606.083.800
16	Aparatos de apoyo	un	20,00	480.000,00	9.600.000
17	Juntas de dilatación	ml	45,00	360.000,00	16.200.000
18	Baranda metálica	ml	736,88	300.000	221.064.000
19	Postes de Alumbrado 1c/30 m	un	30,00	800.000	24.000.000
20	Instalación de alumbrado	un	30,00	500.000	15.000.000
21 A	Mano de Obra calificada 30% de 30 hombres	hs	10.296	8.000	82.368.000
21 B	Mano de Obra semi calificada 70% de 30 hombres	hs	24.024	5.000	120.120.000
22	Sueldos y jornales de Profesionales	gl	1,00	46.200.000	46.200.000
23	Gastos de Oficina	gl	1,00	30.000.000	30.000.000

MESOESTRUCTURA					
24	Hormigón para Pilares: fck 21 Mpa	m³	69,54	200.000	13.908.000
25	Aceros para los Pilares CA-50	kg	13.253,24	2.800	37.109.077
26	Hormigón para Vigas de Pórtico:fck 21 Mpa	m³	130,84	200.000	26.168.000
27	Aceros para las Vigas de Pórtico CA-50	kg	36.988,41	2.800	103.567.552

INFRAESTRUCTURA					
28	Excavación Estructural	m³	71,90	12.000	862.752
29	Relleno y Compactación	m³	71,90	10.000	718.960
30	Construcción de Pilotes D=1,20: fck 21 Mpa	ml	75,46	1.000.000	75.460.000
30,1	Construcción de Pilotes D=1,00: fck 21 Mpa	ml	277,20	800.000	221.760.000
31	Hormigón para Cabezal y Riostras de Pilares:fck 21 MPa	m³	65,36	200.000	13.072.000
32	Aceros para Cabezal y Riostras de Pilares:fck 21 MPa	kg	7.154,93	2.800	20.033.810

	cargar valores	Gs	3.042.018.212
	ver análisis de mano de obra y costos indirectos	Gs/Usd	6.300
		Usd	482.860

	Hormigón
	Acero
	Encofrado
	Equipos
	Mano de Obra

TABLA 65- COMPOSICIÓN DE ITEMS DEL VIADUCTO IN SITU-HºAº (COMPARACIÓN 1)

COSTO VIADUCTO IN SITU (30 hombres-143días)

La mano de obra se incluye en el ítem 22, de forma general en función a los días de trabajo

ITEM	DESCRIPCIÓN	UN.	ORIGEN DE CANTIDADES	ORIGEN DE PRECIO UNITARIO
1	Obrador	gl	Depende de cada obra	Depende de cada obra
2	Replanteo y Marcación	gl	Depende de cada obra	Depende de cada obra
SUPERESTRUCTURA				
3	Hormigón Viga Principal: fck 21 Mpa	m³	A.3	Depende de cada obra
4	Aceros Viga Principal CA-50	kg	D.3	
5	Hormigón Viga Transversal y extrema: fck 21 MPa	m³	A.6	
6	Aceros Viga Transversal y extrema: CA-50	kg	D.6,D.7 y D8	
7	Hormigón Losa: fck 21 Mpa	m³	A.1 y A.2	
8	Aceros Losa CA-50	kg	D.1	
9	Hormigón de Veredas Pref. fck 21 MPa	m³	A.7	
10	Aceros Veredas Pref. CA-50	kg	D.9	
11	Encofrado metálico (para pilares)	m²	B	
12	Encofrado de madera	m²	C	
13	Maderamen para losa (Maderit e = 2 cm)	m²	C	
14	Clavos y tornillos (30kg/m³) (PFEIL, Cimbramentos)	kg	30 x (Item 12+Item13)	
15	Carpeta Asfáltica	m²	E	
16	Aparatos de apoyo	un	E	
17	Juntas de dilatación	ml	E	
18	Baranda metálica	ml	E	
19	Postes de Alumbrado 1c/30 m	un	E	
20	Instalación de alumbrado	un	E	
21 A	Mano de Obra calificada 30% de 30 hombres	hs	F	
21 B	Mano de Obra semi calificada 70% de 30 hombres	hs	F	Depende de cada obra
22	Sueldos y jornales de Profesionales	gl	F	Depende de cada obra
23	Gastos de Oficina	gl	F	Depende de cada obra
MESOESTRUCTURA				
24	Hormigón para Pilares: fck 21 Mpa	m³	A.9	Depende de cada obra
25	Aceros para los Pilares CA-50	kg	D.11 y D.12	
26	Hormigón para Vigas de Pórtico:fck 21 Mpa	m³	A.4 y A.5	
27	Aceros para las Vigas de Pórtico CA-50	kg	D.4 y D.5	Depende de cada obra
INFRAESTRUCTURA				
28	Excavación Estructural	m³	1.1 x Vol de cabezal y riostras	Depende de cada obra
29	Relleno y Compactación	m³	1.1 x Vol de cabezal y riostras	
30	Construcción de Pilotes D=1,20: fck 21 Mpa	ml	A.10	
30,1	Construcción de Pilotes D=1,00: fck 21 Mpa	ml	A.10	
31	Hormigón para Cabezal y Riostras de Pilares:fck 21 MPa	m³	A.8	
32	Aceros para Cabezal y Riostras de Pilares:fck 21 MPa	kg	D.10	Depende de cada obra

	cargar valores
--	----------------

	ver analisis de mano de obra y costos indirectos
--	--

TABLA 66- PLANILLA DE COSTOS DE VIADUCTO IN SITU-HªAº (COMPARACIÓN 2)

COSTO VIADUCTO IN SITU (60 hombres-119días)

La mano de obra se incluye en el ítem 22, de forma general en función a los días de trabajo

ITEM	DESCRIPCIÓN	UN.	CANT.	P. UNIT.	P. TOTAL
1	Obrador	gl	1,00	10.000.000	10.000.000
2	Replanteo y Marcación	gl	1,00	2.000.000	2.000.000

SUPERESTRUCTURA					
3	Hormigón Viga Principal: fck 21 Mpa	m³	696,35	200.000	139.270.320
4	Aceros Viga Principal CA-50	kg	157.566,99	2.800	441.187.583
5	Hormigón Viga Transversal y extrema: fck 21 MPa	m³	46,06	200.000	9.211.860
6	Aceros Viga Transversal y extrema: CA-50	kg	8.729,42	2.800	24.442.381
7	Hormigón Losa: fck 21 Mpa	m³	719,71	200.000	143.942.139
8	Aceros Losa CA-50	kg	103.153,33	2.800	288.829.338
9	Hormigón de Veredas Pref. fck 21 MPa	m³	34,78	200.000	6.956.147
10	Aceros Veredas Pref. CA-50	kg	5.986,77	2.800	16.762.947
11	Encofrado metálico (para pilares)	m²	143,88	920.000,00	132.374.148
12	Encofrado de madera	m²	257,02	1.000.000,00	257.020.000
13	Maderamen para losa (Maderit e = 2 cm)	m³	55,69	2.165.900,00	120.628.501
14	Clavos y tornillos (30kg/m³) Ref.(A.5)	kg	9.381,43	4.500,00	42.216.444
15	Carpeta Asfáltica	m²	128,95	4.700.000,00	606.083.800
16	Aparatos de apoyo	un	20,00	480.000,00	9.600.000
17	Juntas de dilatación	ml	45,00	360.000,00	16.200.000
18	Baranda metálica	ml	736,88	300.000	221.064.000
19	Postes de Alumbrado 1c/30 m	un	30,00	800.000	24.000.000
20	Instalación de alumbrado	un	30,00	500.000	15.000.000
21 A	Mano de Obra calificada 30% de 60 hombres	hs	17.136	8.000	137.088.000
21 B	Mano de Obra semi calificada 70% de 60 hombres	hs	39.984	5.000	199.920.000
22	Sueldos y jornales de Profesionales	gl	1,00	38.500.000	38.500.000
23	Gastos de Oficina	gl	1,00	25.000.000	25.000.000

MESOESTRUCTURA					
24	Hormigón para Pilares: fck 21 Mpa	m³	69,54	200.000	13.908.000
25	Aceros para los Pilares CA-50	kg	13.253,24	2.800	37.109.077
26	Hormigón para Vigas de Pórtico:fck 21 Mpa	m³	130,84	200.000	26.168.000
27	Aceros para las Vigas de Pórtico CA-50	kg	36.988,41	2.800	103.567.552

INFRAESTRUCTURA					
28	Excavación Estructural	m³	71,90	12.000	862.752
29	Relleno y Compactación	m³	71,90	10.000	718.960
30	Construcción de Pilotes D=1,20: fck 21 Mpa	ml	75,46	1.000.000	75.460.000
30.1	Construcción de Pilotes D=1,00: fck 21 Mpa	ml	277,20	800.000	221.760.000
31	Hormigón para Cabezal y Riostras de Pilares:fck 21 MPa	m³	65,36	200.000	13.072.000
32	Aceros para Cabezal y Riostras de Pilares:fck 21 MPa	kg	7.154,93	2.800	20.033.810

	cargar valores	Gs	3.439.957.758
	ver analisis de mano de obra y costos indirectos	Gs/Usd	6.300
		Usd	546.025

	Hormigón
	Acero
	Encofrado
	Equipos
	Mano de Obra

TABLA 67- COMPOSICIÓN DE ITEMS DEL VIADUCTO IN SITU (COMPARACIÓN 2), LOS UNICOS ITEMS QUE VARÍAN EN RELACIÓN A LA COMPARACIÓN 1 SON LOS QUE ESTÁN EN ROJO, REFERENTES A ENCOFRADOS Y MANO DE OBRA.

COSTO VIADUCTO IN SITU (60 hombres-119días)

La mano de obra se incluye en el ítem 22, de forma general en función a los días de trabajo

ITEM	DESCRIPCIÓN	UN.	ORIGEN DE CANTIDADES	ORIGEN DE PRECIO UNITARIO
1	Obrador	gl	Depende de cada obra	Depende de cada obra
2	Replanteo y Marcación	gl	Depende de cada obra	Depende de cada obra

SUPERESTRUCTURA				
3	Hormigón Viga Principal: fck 21 Mpa	m ³	A.3	Depende de cada obra
4	Aceros Viga Principal CA-50	kg	D.3	
5	Hormigón Viga Transversal y extrema: fck 21 MPa	m ³	A.6	
6	Aceros Viga Transversal y extrema: CA-50	kg	D.6,D.7 y D8	
7	Hormigón Losa: fck 21 Mpa	m ³	A.1 y A.2	
8	Aceros Losa CA-50	kg	D.1	
9	Hormigón de Veredas Pref. fck 21 MPa	m ³	A.7	
10	Aceros Veredas Pref. CA-50	kg	D.9	
11	Encofrado metálico (para pilares)	m ²	B2	
12	Encofrado de madera	m ³	C2	
13	Maderamen para losa (Maderit e = 2 cm)	m ³	C2	
14	Clavos y tornillos (30kg/m ³) Ref.(A.5)	kg	30 x (Item 12+Item13)	
15	Carpeta Asfáltica	m ³	E	
16	Aparatos de apoyo	un	E	
17	Juntas de dilatación	ml	E	
18	Baranda metálica	ml	E	
19	Postes de Alumbrado 1c/30 m	un	E	
20	Instalación de alumbrado	un	E	
21 A	Mano de Obra calificada 30% de 60 hombres	hs	F2	
21 B	Mano de Obra semi calificada 70% de 60 hombres	hs	F2	
22	Sueldos y jornales de Profesionales	gl	F2	Depende de cada obra
23	Gastos de Oficina	gl	F2	Depende de cada obra
MESOESTRUCTURA				
24	Hormigón para Pilares: fck 21 Mpa	m ³	A.9	Depende de cada obra
25	Aceros para los Pilares CA-50	kg	D.11 y D.12	
26	Hormigón para Vigas de Pórtico:fck 21 Mpa	m ³	A.4 y A.5	
27	Aceros para las Vigas de Pórtico CA-50	kg	D.4 y D.5	Depende de cada obra
INFRAESTRUCTURA				
28	Excavación Estructural	m ³	1.1 x Vol de cabezal y riostras	Depende de cada obra
29	Relleno y Compactación	m ³	1.1 x Vol de cabezal y riostras	
30	Construcción de Pilotes D=1,20: fck 21 Mpa	ml	A.10	
30,1	Construcción de Pilotes D=1,00: fck 21 Mpa	ml	A.10	
31	Hormigón para Cabezal y Riostras de Pilares:fck 21 MPa	m ³	A.8	
32	Aceros para Cabezal y Riostras de Pilares:fck 21 MPa	kg	D.10	Depende de cada obra

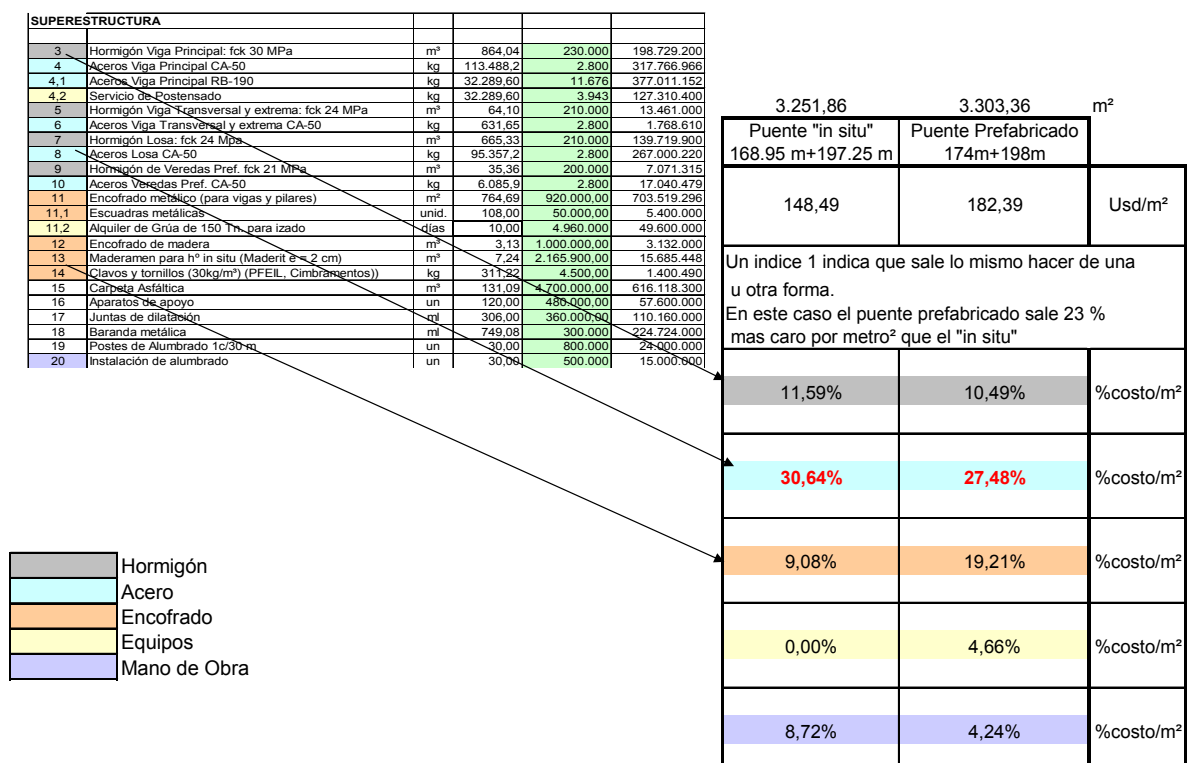
	cargar valores
	ver analisis de mano de obra y costos indirectos

5.2 HERRAMIENTAS PARA LA COMPARACIÓN

La herramienta para la comparación será el cuadro comparativo de costos entre los dos viaductos.

Los colores en las celdas del cuadro comparativo permiten saber de donde provienen los valores en la planilla de costos, como muestra la figura 109.

FIGURA 109 ORIGEN DE LOS VALORES DE LA TABLA COMPARATIVA



5.2.1 COMPARACIÓN 1

El cuadro comparativo de la TABLA 68 compara costos de los principales componentes en la construcción del viaducto, la primera fila de la tabla muestra el costo/m² de una y otra solución. En la tercera fila, ítem 2, el porcentaje del costo que corresponde al hormigón siempre referido a un metro cuadrado, se utilizó colores para identificar claramente de que lugar de las planillas de costos provienen los valores constitutivos de las celdas.

En el ítem 3, se muestra el acero, incluyendo el pasivo, el activo y los anclajes, referido al porcentaje del costo total por metro cuadrado.

En el ítem 4, de la tabla, el porcentaje de encofrado metálico y de madera, en la penúltima fila, ítem 5, el porcentaje del costo total correspondiente a equipos, alquiler de grúa y sistema de postensión.

En la última fila, ítem 6, se tiene la incidencia de la mano de obra en el costo total, siempre expresada en porcentajes.

TABLA 68- CUADRO COMPARATIVO DE COSTOS – COMPARACIÓN 1

p/8,88 m de ancho el area de puente será = 3.251,86 3.303,36 m²

Item	Costo Total/m ² (en Usd. Americanos/m ² equivalente al 100 %)		Puente "in situ" 168.95 m+197.25 m	Puente Prefabricado 174m+198m	
1		$\frac{\text{costoTotal}}{m^2 \text{ Puente}} =$	148,49	182,39	Usd/m ²
Del item 1	$k_s = \frac{\text{costototal}/m^2_{pref.}}{\text{costototal}/m^2_{insitu}} =$	1,23	Un indice 1 indica que sale lo mismo hacer de una u otra forma. En este caso el puente prefabricado sale 23 % mas caro por metro ² que el "in situ"		
2	% H ^o (incidencia del hormigón en el precio)		11,59%	10,49%	%costo/m ²
3	% Acero (incidencia del acero activo, pasivo y anclajes, en el precio)		30,64%	27,48%	%costo/m ²
4	% de encofrado (incidencia de encofrados metálicos y de madera)	$\% = \frac{\sum \text{costosItem s}}{\text{costoTotal}} \times 100$	9,08%	19,21%	%costo/m ²
5	% Equipos (incidencia del alquiler de grua para izamiento, y sistema de postensión)		0,00%	4,66%	%costo/m ²
6	% mano de obra (incidencia de hombres trabajando directamente en la construcción)		8,72%	4,24%	%costo/m ²

TABLA 69- CUADRO COMPARATIVO DE CANTIDADES-COMPARACIÓN 1

	Puente "in situ" 168.95+197.25	Puente Prefabricado 174m+198m	Δ		K
H° (m³/m²)	0,54	0,55	-0,01	m³/m²	1,02
Acero Pasivo (kg/m²)	102,35	71,99	30,36	kg/m²	0,70
Acero Activo (kg/m²)	0,00	10,73	-10,73	kg/m²	0,00
Encofrado madera(m³/m²)	0,05	0,003	0,04	m³/m²	0,07
Encofrado metálico(m³/m²)	0,02	0,23	-0,21	m³/m²	10,46
días de trabajo/m²	0,044	0,03	0,02	días/m²	0,59

$$\frac{\sum \text{cantidades}}{m^2 \text{ Puente}}$$

$$k_{\text{cant}/m^2} = \frac{\text{cantidad } m^2_{\text{pre}}}{\text{cantidad } m^2_{\text{insitu}}} =$$

$$\Delta = \text{cantidad} / m^2_{\text{pre}} - \text{cantidad} / m^2_{\text{insitu}}$$

La TABLA 69 muestra una comparación de cantidades, para viaductos con materiales, tipos de cargas, grado de pretensado y demás características similares a las consideradas en este estudio, dichas cantidades permanecerán constantes.

5.2.2 COMPARACIÓN 2

De forma análoga a la comparación 1, se tiene la tabla 70 de comparación de costos y la tabla 71 de comparación de cantidades de materiales.

TABLA 70- CUADRO COMPARATIVO DE COSTOS – COMPARACIÓN 2

p/8,88 m de ancho el area de puente será = 3.251,86 3.303,36 m²

Item	Costo Total/m ² (en Usd. Americanos/m ² equivalente al 100 %)		Puente "in situ" 168.95 m+197.25 m	Puente Prefabricado 174m+198m	
1		$\frac{costoTotal}{m^2 Puento} =$	167,91	182,39	Usd/m ²
Del item 1	$k_s = \frac{costototal/m^2_{pref.}}{costototal/m^2_{insitu}} =$	1,09	Un indice 1 indica que sale lo mismo hacer de una u otra forma. En este caso el puente prefabricado sale 9 % mas caro por metro ² que el "in situ"		
2	% H ^o (incidencia del hormigón en el precio)		10,25%	10,49%	%costo/m ²
3	% Acero (incidencia del acero activo, pasivo y anclajes, en el precio)		27,09%	27,48%	%costo/m ²
4	% de encofrado (incidencia de encofrados metálicos y de madera)	$\% = \frac{\sum costosItem s}{costoTotal} \times 100$	16,05%	19,21%	%costo/m ²
5	% Equipos (incidencia del alquiler de grua para izamiento, y sistema de postensión)		0,00%	4,66%	%costo/m ²
6	% mano de obra (incidencia de hombres trabajando directamente en la construcción)		11,40%	4,24%	%costo/m ²

TABLA 71- CUADRO COMPARATIVO DE CANTIDADES-COMPARACIÓN 2

Comparación 2 de cantidades/metro² de puente, entre los estribos de apoyo

	Puente "in situ" 168.95+197.25	Puente Prefabricado 174m+198m	Δ		K
H ^o (m ³ /m ²)	0,54	0,55	-0,01	m ³ /m ²	1,02
Acero Pasivo (kg/m ²)	102,35	71,99	30,36	kg/m ²	0,70
Acero Activo (kg/m ²)	0,00	10,73	-10,73	kg/m ²	0,00
Encofrado madera(m ³ /m ²)	0,10	0,003	0,09	m ³ /m ²	0,03
Encofrado metálico(m ² /m ²)	0,04	0,23	-0,19	m ² /m ²	5,23
días de trabajo/m ²	0,037	0,03	0,01	días/m ²	0,71

$$\frac{\sum cantidades}{m^2 Puento}$$

$$k_{cant/m^2} = \frac{cantidad m^2_{pre}}{cantidad m^2_{insitu}} =$$

$$\Delta = cantidad / m^2_{pre} - cantidad / m^2_{insitu}$$

5.2.3 COMPARACIÓN ADICIONAL

Esta comparación fue hecha, ya para utilizar y probar la herramienta creada, para ello se busco precios unitarios de los ítems en Miami-EEUU, una vez insertados estos precios en las planillas de costo, se logró obtener los siguientes índices comparativos de las tablas 72 y 73.

TABLA 72- CUADRO COMPARATIVO DE COSTOS-COMPARACIÓN 1 (EEUU)

p/8,88 m de ancho el area de puente será = $\frac{3.251,86}{168,95\text{ m}+197,25\text{ m}}$ $\frac{3.303,36}{174\text{ m}+198\text{ m}}$ m²

Item	Costo Total/m ² (en Usd. Americanos/m ² equivalente al 100 %)		Puente "in situ" 168.95 m+197.25 m	Puente Prefabricado 174m+198m	
1		$\frac{\text{costoTotal}}{\text{m}^2 \text{ Puente}} =$	384,64	368,49	Usd/m ²
Del item 1	$k_s = \frac{\text{costototal}/\text{m}^2 \text{ pref.}}{\text{costototal}/\text{m}^2 \text{ insitu}} =$	0,96	Un indice 1 indica que sale lo mismo hacer de una u otra forma. En este caso el puente prefabricado sale 4 % mas barato por metro ² que el "in situ"		
2	% H ^o (incidencia del hormigón en el precio)		12,90%	14,60%	%costo/m ²
3	% Acero (incidencia del acero activo, pasivo y anclajes, en el precio)		14,90%	26,03%	%costo/m ²
4	% de encofrado (incidencia de encofrados metálicos y de madera)	$\% = \frac{\sum \text{cos toItem s}}{\text{cos toTotal}} \times 100$	6,66%	3,99%	%costo/m ²
5	% Equipos (incidencia del alquiler de grua para izamiento, y sistema de postensión)		0,00%	9,71%	%costo/m ²
6	% mano de obra (incidencia de hombres trabajando)		53,31%	32,59%	%costo/m ²

TABLA 73- CUADRO COMPARATIVO DE COSTOS-COMPARACIÓN 2 (EEUU)

p/8,88 m de ancho el area de puente será = $\frac{3.251,86}{168,95\text{ m}+197,25\text{ m}}$ $\frac{3.303,36}{174\text{ m}+198\text{ m}}$ m²

Item	Costo Total/m ² (en Usd. Americanos/m ² equivalente al 100 %)		Puente "in situ" 168.95 m+197.25 m	Puente Prefabricado 174m+198m	
1		$\frac{\text{cos toTotal}}{\text{m}^2 \text{ Puente}} =$	532,74	368,49	Usd/m ²
Del item 1	$k_s = \frac{\text{costototal}/\text{m}^2 \text{ pref.}}{\text{costototal}/\text{m}^2 \text{ insitu}} =$	0,69	Un indice 1 indica que sale lo mismo hacer de una u otra forma. En este caso el puente prefabricado sale 31 % mas barato por metro ² que el "in situ"		
2	% H ^o (incidencia del hormigón en el precio)		9,32%	14,60%	%costo/m ²
3	% Acero (incidencia del acero activo, pasivo y anclajes, en el precio)		10,76%	26,03%	%costo/m ²
4	% de encofrado (incidencia de encofrados metálicos y de madera)	$\% = \frac{\sum \text{cos toItem s}}{\text{cos toTotal}} \times 100$	9,48%	3,99%	%costo/m ²
5	% Equipos (incidencia del alquiler de grua para izamiento, y sistema de postensión)		0,00%	9,71%	%costo/m ²
6	% mano de obra (incidencia de hombres trabajando directamente en la construcción)		61,73%	32,59%	%costo/m ²

Para la Comparación 1 donde el puente in situ y prefabricado son construidos con la misma cantidad de hombres, se tiene los siguientes índices K\$:

$K\$ = 0.96$ costo/m² del puente prefabricado/ costo/m² del puente in situ

Para la Comparación 2 donde ambos viaductos se trata de finalizar en el mismo período, con más cantidad de mano de obra y más encofrados para el viaducto in situ, se tiene:

$K\$ = 0.69$ 31 % más barato, es hacer prefabricado y postensado que in situ con H^ºA^º.

Esto es debido al alto costo de la mano de obra americana, así como el elevado costo de los encofrados de madera.

Ambos vuelcan la balanza a favor del prefabricado-postensado

Para tener una idea en porcentajes de costo de materiales y mano de obra entre EEUU y Paraguay, en orden de importancia en la incidencia del precio total, se tiene:

- 1- Horas hombre en promedio en Paraguay 1.03 Usd/hora contra 20 Usd/hora en promedio en EEUU, esto da 19.38 veces más cara la mano de obra, al ser el prefabricado más rápido en concluirse, esto marca la diferencia
- 2- Acero, 1.26 veces más caro (el puente in situ lleva más acero pasivo)
- 3- Hormigón, 2.86 veces más caro (debido a que la cantidad de hormigón es casi similar entre ambos tipos de puentes este no juega un papel importante, a la hora de decidir)
- 4- Encofrado de madera 1.56 veces más caro (al ser más caro y el hormigonado in situ llevar mucha más cantidad, es uno de los ítems fundamentales.
- 5- Lo que juega en contra del prefabricado-postensado es el costo elevado del acero activo así como el servicio de postensado, cosa que el puente in situ no posee, pero como resultado del análisis, se ve que pesa más el resto de los ítems.

Orden de importancia en la incidencia del precio.

Paraguay	EEUU
1ro- Acero	1ro- Mano de Obra
2do- Hormigón	2do- Acero
3ro- Encofrado	3ro- Hormigón
4to- Mano de Obra	4to- Encofrado

Se ve como cambia la importancia de los ítems en EEUU.

Lo que en Paraguay fue el acero como ítem primordial y decisivo, lo es la mano de obra en EEUU, cuyo costo es altísimo 19.36 veces más caro.

En Paraguay le sigue el hormigón, el encofrado y por ultimo la mano de obra

En EEUU, a la mano de obra le sigue al acero, el hormigón y luego el encofrado.

CAPITULO 6: CONCLUSIONES

1- Obtenidas las planillas de costos, se pueden cargar, en las celdas **en color verde**, los costos unitarios de los ítems, en las tablas 62, 64 y 66. Estos costos deben pertenecer a la región donde será construido el viaducto y al momento, de la construcción.

La relación comparativa se tendrá tomando como referencia el costo/m² del viaducto prefabricado-postensado y comparando con dos consideraciones de viaductos In situ-H^oA^o, se tiene: la Comparación 1 donde al viaducto prefabricado-postensado se lo relaciona con uno in situ-H^oA^o, realizados, ambos, con la misma cantidad de hombres, y la Comparación 2, donde al prefabricado se lo relaciona con uno in situ realizado aproximadamente en el mismo plazo de tiempo.

2- Si el factor determinante es finalizar la obra en un determinado tiempo, se opta por la Comparación 2, que para el Paraguay y para año 2002 hace al viaducto prefabricado 9 % más caro que el “in situ”.

3- Si el tiempo no es decisivo, se utiliza la Comparación 1, que hace al viaducto prefabricado 23 % más caro que el “in situ”, en Paraguay y en el mismo año 2002.

2- Una vez tomada la opción más conveniente (1 o 2), se pueden ver que Ítems son más incidentes en el costo (marcados **en rojo**, en las tablas 68, 70, 72 y 73) y tratar de mejorarlos a fin de obtener costos totales más bajos.

5- Un índice $k\$ = 1$ significará, que la relación entre comparación de soluciones es igual.

6- La herramienta puede ser aplicada sin inconvenientes, se vió en la comparación hecha con precios de EEUU. La planilla determinó cuanto más caro resultaría hacer en EEUU el mismo viaducto in situ-H^oA que se hizo en Asunción, que hacerlo prefabricado-postensado. Además mostró el precio aproximado por m² de los viaductos en EEUU, así como la cantidad de materiales también por m², este último ítem es independiente de los precios por lo tanto puede ser tomado constante para cualquier comparación realizada que no difiera mucho de las características de vanos y anchos de estos viaductos. Cuanto más difieran los viaductos a los tomados en este trabajo, más inexactos son los índices de comparación.

6.1 IMPORTANCIA DE LA HERRAMIENTA CREADA

La importancia de la herramienta creada radica en el hecho que la misma estará disponible en la Web, a las personas que se hagan la misma pregunta que se planteó al inicio de este trabajo. ¿Qué solución de viaducto conviene hacer, cuando se tiene un vano recto?

En el caso que se quieran hacer algunas modificaciones a las consideraciones establecidas en este trabajo (cambiando el diseño de encofrado utilizado, o alguna otra característica geométrica), las planillas de cómputos, esclareciendo cada componente de este análisis, son bien explícitas, es así, que pueden ser fácilmente alteradas.

Si las modificaciones van más allá, y se quisiera alterar las condiciones de carga, el grado de pretensado, o simplemente calcular las vigas tipo I, de un puente simplemente apoyado, se puede utilizar el procedimiento de cálculo para vigas postensadas, mostrado en los anexos.

Planillas adicionales de cálculo están disponibles, para dimensionar pilares, vigas transversales y vigas de pórtico. Las fórmulas utilizadas están detalladas.

6.2 LIMITACIONES DE ESTE TRABAJO Y SUGESTIONES PARA PRÓXIMAS INVESTIGACIONES

1. El trabajo comparativo se limitó a la superestructura, ya que es sobre esta parte del puente que se han presentado las dos alternativas distintas de construcción, en cuanto a la meso e infraestructura, se consideró hacerlas siempre in situ.

Sugerencia: ampliar el trabajo considerando también los costos de hacer pilares y pilotes prefabricados.

2. La comparación se hizo entre los estribos de apoyo (*Abutment*), estos así como la rampa ya no fueron considerados en el análisis.

Sugerencia: completar el trabajo también con distintas formas de hacer la rampa, prefabricada (*MECHANICALLY STABILIZED EARTH WALLS, MSE*) o in situ.

3. Este trabajo se limitó a comparar viaductos in situ-H^oA^o y postensados-prefabricados.

Sugerencia: se podría usar la metodología empleada en este trabajo de tomar dos puentes parecidos, adaptando uno de ellos, el que se tenga menos datos o el más sencillo de modificarlo, y adaptarlo al otro. De esta forma se ampliaría la comparación a otros tipos de viaductos como los viaductos metálicos. Estos podrían ser comparados con viaductos en viga cajón de H^oA^o, usuales en puentes curvos.

4. Se supuso que el viaducto in situ se hizo con encofrado fijo y en el prefabricado se izaron las vigas con grúa.

Sugerencia: ampliar la comparación con puentes con otros sistemas constructivos, encofrados deslizantes, avances sucesivos, etc.

Una sugerencia adicional sería utilizar las cantidades de hormigón y acero halladas en este trabajo como punto de partida para hacer una comparación entre pretensado y hormigón convencional en función a la longitud del vano.

Como mostró la planilla de comparación estos ítems son muy incidentes en el precio de la obra, y son variables con la longitud del vano. Este trabajo ya proporciona 4 puntos en cada futuro gráfico resultante de dicha sugerencia, para cada material comparado. Por ejemplo para el gráfico comparativo de hormigón el eje "y", en m^3 de H^0/m^2 , para el acero el eje "y", en kg/m^2 y el eje "x", para ambos materiales, en longitudes de vano, expresadas en metros (ver anexo 9).

ANEXOS

ANEXO 1: CÁLCULO DE VIGA POSTENSADA DE 30 m.

ANEXO 2: CÁLCULO DE VIGA POSTENSADA DE 24 m.

ANEXO 3: CÁLCULO DE PÓRTICO.

ANEXO 4: CÁLCULO DE PILAR.

ANEXO 5: CÁLCULO DE VIGA TRANSVERSAL O TRAVIESA.

ANEXO 6: CÁLCULO DE VIGA TRANSVERSAL EXTREMA.

ANEXO 7: CÁLCULO DE PILOTE DE FUNDACIÓN.

ANEXO 8: CRONOGRAMAS.

ANEXO 9: SUGERENCIA PARA ESTUDIO POSTERIOR, COMPARACIÓN DE CUANTÍAS POR VANO.

REFERENCIAS

AASHTO. **Standard Specifications for Highway Bridges**, Washington D.C.,1996

AINET-**Amses2D**, bajado en su versión educacional de:

<http://www.ainet-sp.si/AMSES/En/download.htm> , 2000

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cargas móveis em Ponte Rodoviaria e Passarela de pedestres**, Norma NBR 7188/84, RJ/1984

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Execução da protensão em concreto protendido com adêrencia posterior**, Norma NBR 10789/89, RJ/1989

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Fios de aço para concreto protendido**, Norma NBR 7482/91, RJ/1991

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cordoalhas de aço para concreto protendido**, Norma NBR 7483/91, RJ/1991

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**, Norma NBR 6118, RJ/2003

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto protendido**, Norma NBR 7197/89, RJ/1989

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido**, Norma NBR 7187/87, RJ/1987

CALAVERA, J. **Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado para Edificios**. Tomo I y II, 2ª edición, 1985.

CEB-FIP. **Code Modèle CEB-FIP pour le Structures en Béton**, 1978.

CEB-FIP. **Recommandations Internacionales pour le Calcul et l'Execution des Ouvrages en Béton**, 1972.

DE ALMEIDA, SÉRGIO MARQUES FERREIRA; MACHADO, ANA CLÁUDIA MORRISSY. **Estudo comparativo entre análises de lajes de pontes pelas tabelas de rüsch e pelo Método dos elementos finitos**

DE ALMEIDA, SÉRGIO MARQUES FERREIRA; MACHADO, ANA CLÁUDIA MORRISSY. **Influencia das transversinas nos tabuleiros de pontes em vigas multiplas**

DUNKER, K; RABBAT, Basile. **Performance of prestressed concrete highway bridges in United States-The first 40 years**. PCI Journal May-June 1992 vol. 37, no. 3, pp 47-65

GAONA, ANGEL. **Memoria de cálculo de puente sobre arroyo Yhaguy**, Empresa SITEM, Asunción, 1999

INTERNATIONAL COUNCIL ON MONUMENTS AND SITES

<http://www.icomos.org/studies/bridges.htm>

JOHANNSON, J., Dr. Ing. **Diseño y Cálculo de estructuras pretensadas**. Barcelona: Marcombo S.A, 1975

LACROIX, R.; FUENTES, A. **Hormigón Pretensado**. Barcelona: Editores Técnicos Asociados, 1978

LEONHARDT, FRITZ. **Vol. 5: Concreto Protendido.** Rio de Janeiro: Editora Interciencia, 1983

LEONHARDT, FRITZ. **Vol. 6: Princípios Básicos da construção de pontes de concreto.** Rio de Janeiro: Editora Interciencia, 1979

LUCKO, Gunnar. **Means and Methods Analysis of a Cast-In-Place Balanced Cantilever Segmental Bridge: The Wilson Creek Bridge Case Study.** 1999

MIRANDA, JOÃO DE. **Concreto Protendido: Flexão normal no estado limite último .** São Paulo, 1983

NAWY, EDWARD. **Prestressed concrete, a fundamental approach.** New Jersey: Prentice hall, 2003

PANKOW, HERMANN. **Comparison of methods to determine strengths due to moving loads, in simply supported bridge beams.** Paper publicado en el *2nd International Structural and Construction Conference ISEC-02*, Roma Italia 2003.

PCI - **Design Supplement to: Precast-Prestressed concrete SHORT SPAN BRIDGES, spans to 100 feet.** PCI Precast-prestressed Concrete Institute, 1984, pp 1-78

PCI - **Erection Safety for Precast and Prestressed concrete – PCI erectors Committee – 1995, pp 1-117**

PCI - **Erector's Manual-Standard and Guidelines for the Erection of Precast Concrete Products – PCI erectors Committee – Second Edition 1999**

PCI - Manual for quality control for Plants & Production of Structural Precast concrete products – PCI - Fourth edition 1999

PCI - Precast Prestressed Concrete Bridge Design Manual - PCI - First edition 1997

PCI - Tolerance Manual for Precast and Prestressed concrete Construction - PCI - First edition 2000, pp 1-188

PFEIL, WALTER. **Cimbramentos**. 1ª edición, Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1979

PFEIL, WALTER. **Concreto Armado 1-2-3**. 2ª edición, Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1985

PFEIL, WALTER. **Concreto Protendido 1-2-3**. 2ª edición, Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1988

PFEIL, WALTER. **Pontes em Concreto Armado**. 1ª edición, Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1979

SAN MARTIN F. J., **Cálculo de tabuleiros de pontes**, Livraria Ciencia e Tecnologia, SP:1981.

VASCHETTO, EDUARDO. **Memoria de cálculo de viaducto de Mariscal López**, Empresa CONEMPA, Asunción, 1998

WASHINGTON STATE DEPARTMENT OF TRANSPORTATION **Bridge Design Manual – Washington State Department of Transportation – August 1998**