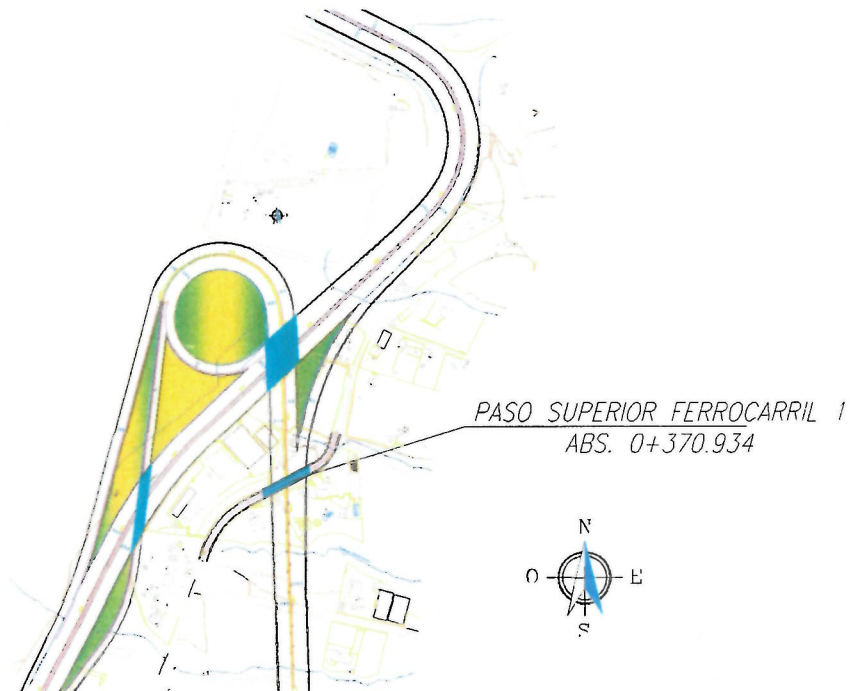
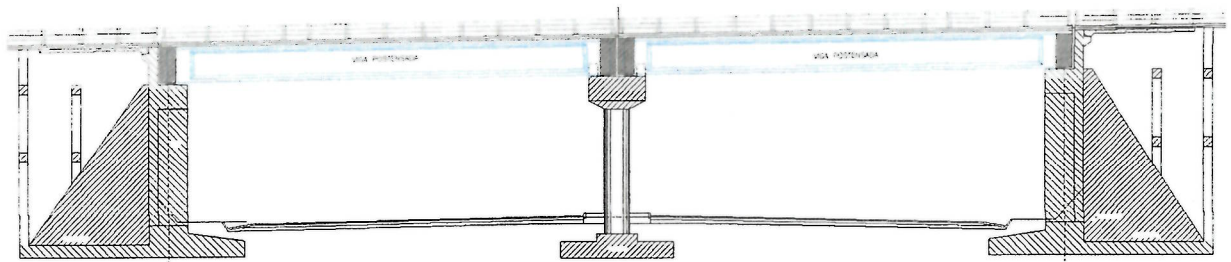


ESTUDIOS DE INGENIERÍA DEFINITIVOS DEL PROYECTO “RUTA SUR – VÍA AEROPUERTO”

PRIMERA ETAPA:
AV. SIMÓN BOLÍVAR ABS 0+000
HASTA LA PRIMAVERA ABS.4+671.330

MEMORIA TÉCNICA

PASO SUPERIOR 2
FERROCARRIL 1
ABS. 0+370.934 (PS2)



ASOCIACIÓN

ÍNDICE

GENERALIDADES	2
SUPERESTRUCTURA	3
Diseño de viga postensada carga ferrocarril tipo A long 28m	4
Diseño de viga postensada carga ferrocarril tipo B long 28m	18
Diseño losa	32
Diseño neopreno	40
SUB-ESTRUCTURA	43
Estribo 1	44
Estribo 2	65
Pila	112
Modelos Sap 2000	132

PASOS SUPERIORES DEL PROYECTO RUTA SUR. PRIMERA ETAPA DE ESTUDIOS.

Los pasos superiores están conformados por un sistema de vigas postensadas simplemente apoyadas y una losa fundida en sitio, los pasos superiores se han estructurado con dos vanos y está apoyados sobre dos estribos externos y una pila central.

Los pasos superiores presentan diferentes características geométricas que son definidas en cada uno de los casos por la variación de los siguientes parámetros: luz libre entre apoyos, ancho del tablero, gálibos, ángulo de esviajamiento, pendiente transversal y longitudinal de las vías que se interceptan. A continuación se describen las características geométricas y estructurales de cada uno de los puentes materia de este estudio.

PASO SUPERIOR DEL FERROCARRIL, ABCISA 0+370.934 (PS2)

Es un paso superior para circulación férrea y vehicular, tiene una sección transversal de 10.30m y está conformada por dos carriles de 3.65m y dos veredas de 1.50m.

Posee un ángulo de esviajamiento de 26.16° , un bombeo del 2% y una pendiente longitudinal de 3.5%. El tablero está conformado por 6 vigas por cada vano, existen dos tipos de vigas en este paso. Dos vigas separadas a 1.20m diseñadas para soportar directamente el paso de las ruedas del ferrocarril y el resto de vigas fueron diseñadas para carga vehicular normal. Este hecho obliga a tomar especial atención en el diseño de los diafragmas interiores del tablero.

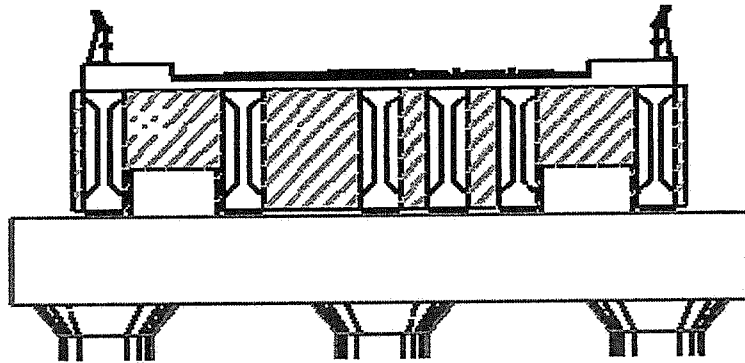
El paso superior de ferrocarril PS2 está conformado por dos vanos de 28m, para lo cual se han diseñado vigas postensadas tipo AASHTO de 2.05m de altura, espaciadas 2.4m para carga vehicular y 1.20m para carga de ferrocarril, y una losa de 20cm de espesor.

La altura de los estribos es de 13.50 y la altura de la pila es de 11.60.

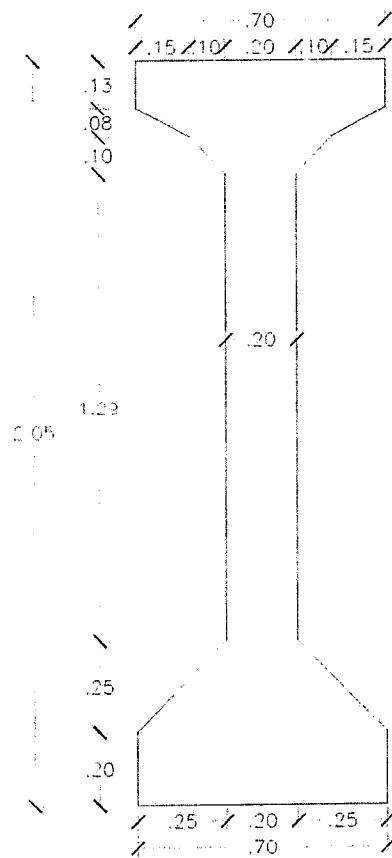
Para el diseño de la cimentación bajo la acción de cargas permanentes se tomo una capacidad portante del suelo de 20 t/m², según los estudios de suelos. Los detalles de diseño se pueden encontrar en la memoria técnica

SUPER-ESTRUCTURA

**DISEÑO DE VIGAS POSTENSADAS
DISEÑO DE LOSA
DISEÑO DE APOYOS DE NEOPRENO**

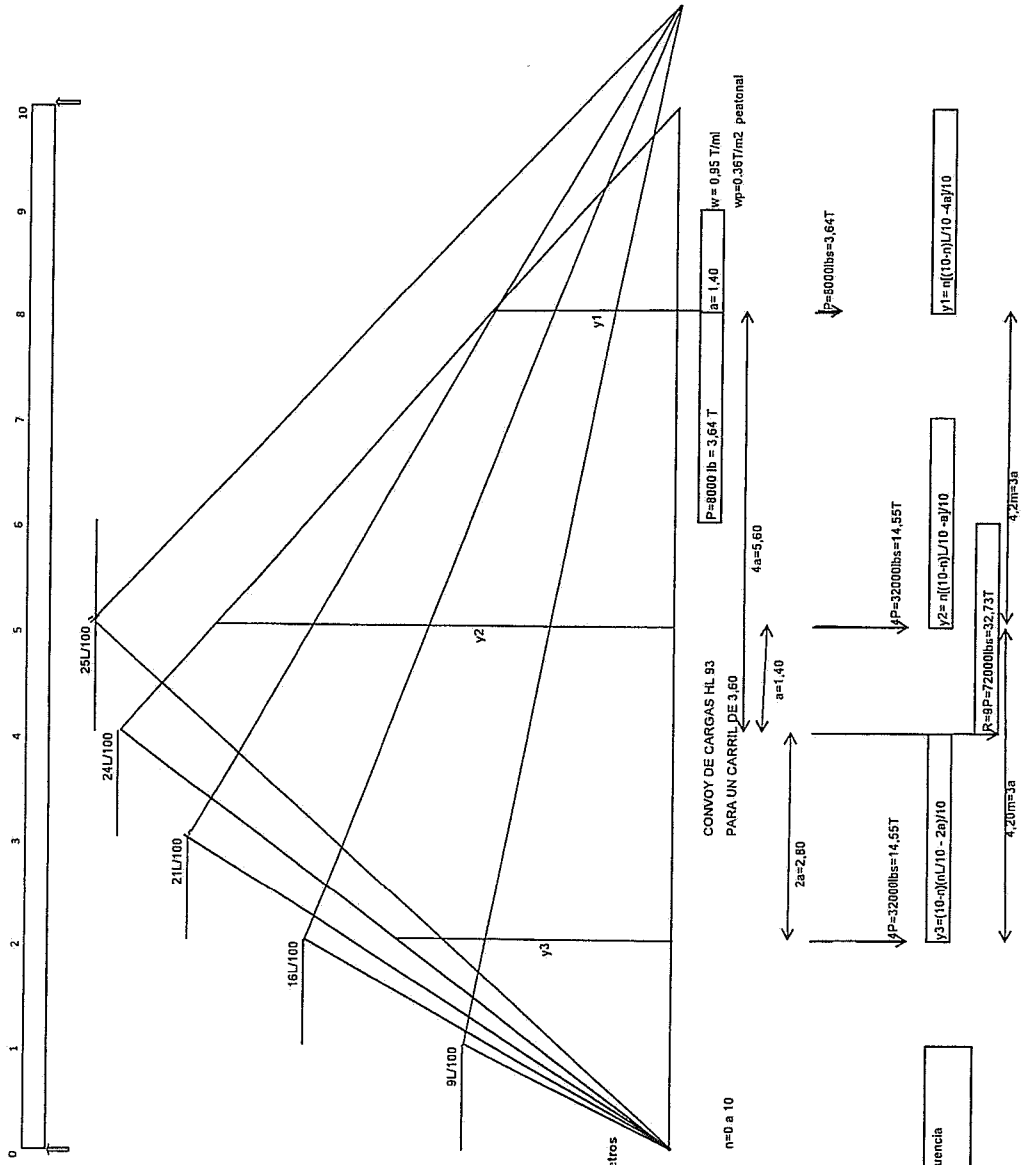


DISEÑO DE VIGAS PARA FERROCARRIL LONG 28m TIPO A



SECCIÓN

VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS LINEAS DE INFLUENCIA PARA CARGAS CONCENTRADAS PUENTES DE LA RUTA SUR



S=2,4 m
AASHTO carga en vigas: $S/5,542$ en pies
 $S/1,876 \times 2 = S/3,752$ en metros
Factor de carga en vigas $2,4/3,752 = 0,716$

P=3,64T; w=0,95 T/ml	por carril
Pfinal en cada viga = 3,64 x impacto (1,33) x factor de viga	3,486 T
w (0,95) x factor de viga (0,72)	0,684 T/ml

Ordenadas (y) de la línea de Influencia para momento más/menos

VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS
LÍNEAS DE INFLUENCIA Y MOMENTOS DE DISEÑO
PUENTES DE LA RUTA SUR LUZ=28m

MOMENTOS MAXIMOS PARA EL CONVOY DE CARGAS CONCENTRADAS

LUZ=28m		28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28
L		28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28
n		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	10
a		1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
y1	$y1 = n[(10-n)L/10 - a]/10$	0	1.96	3.56	4.2	4.48	4.2	3.36	1.96	0	0	0	0
y2	$y2 = n[(10-n)L/10 - a]/10$	0	2.38	4.2	5.46	6.16	6.3	5.88	4.5	3.36	1.26	0	0
y3	$y3 = (10-n)[(10 - 2a)/10]$	0	2.24	3.92	5.04	5.6	5.04	3.64	2.24	0	0	0	0
P		3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64
Pfinal		3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49
Mmax por viga		48.80	101.50	145.42	171.71	180.56	171.71	145.42	101.50	48.80	0.00	0.00	0.00
Mmax=(y1*P+(y2)*P+(y3)*P													

LÍNEAS DE INFLUENCIA PARA CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA

MOMENTOS MAXIMOS PARA CONVOY HL93

w=0.85 T/m² por carril de 3.60m

Tablero ancho = 13.5m

6 vigas espaciadas a 2.40m; volados de 0.75m

3 carriles por 3.65m = 10.95m; peatonal 13.5-10.95=2.55m

Carga peatonal (0.360 T/m²) por 2.20m)

w final = 0.9520/2 = 0.684

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
L=28m	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28
w	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68
a=nL/10	0	2.8	5.6	8.4	11.2	14	16.8	19.6	22.4	25.2	28
b=(10-n)L/10	28	25.2	22.4	19.6	16.8	14	11.2	8.4	5.6	2.8	0
M=wab/2	0	24.13	42.90	56.31	64.35	67.03	64.35	56.31	42.90	24.13	0

ENVOLVENTE DE MOMENTOS MAXIMOS DE ACUERDO A AASHTO HL 93:

M1 II (b) LINEAS DE INFLUENCIA CARGA UNIFORME + CARGAS CONCENTRADAS

EN CADA VIGA VALORES DE M1 (ENVOLVENTE DE MOMENTOS MAXIMOS)

MOMENTOS MAXIMOS POR CARGA VIVA CONVOY HL 93

CARGAS CONCENTRADAS (32.73 t) MAS CARGAS DISTRIBUIDAS (W=0.950ML)

Tres carriles de 3.60m, tablero con 6 vigas, impacto 1.33 solo en cargas concentradas ;S=2.40; factor de carga en vigas S(3.65=0.72

P=3.45 T

w=0.684

Luiz	n	0.0	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0
28	Mmax P	0.0	48.8	101.5	145.4	171.8	180.6	171.8	145.4	101.5	48.8	0.0
28	Mmax W	0.0	24.1	42.9	56.3	64.4	67.0	64.4	56.3	42.9	24.1	0.0
28	M1 II (b)	0.0	72.9	144.4	201.7	236.1	247.6	236.1	201.7	144.4	72.9	0.0

VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS
LÍNEAS DE INFLUENCIA Y MOMENTOS DE DISEÑO
PUENTES DE LA RUTA SUR LUZ=28m

Tablero de 13m; 6 vigas a 2.40m; diafragmas en el centro y en los apoyos (0.25*12*1.5); volados de 0.50m; dos veredas de 1,10 c/u
 Distancia entre vigas 2,4 m 3 carriles de 3.60m c/u en un ancho de 10.80m

Actuando sobre última viga:

Veredas:	1.05 T/ml
Profes:	0.72 T/ml
Total	3.77 T/ml
Equival:	0.606 m

Mg I	vg I	Peso propio de la viga/ml: area x 2.4 (7)	1.50 T/ml
M1 I	wf I (e)	Por viga: Peso de la losa 0.20*2.4*2.4	2.32 T/ml
M1 II	wf II + LI	Por viga: Peso asfalto 0.15*2.2*2.4	0.8 T/ml
Total por ml de viga:		vg	3.4 T/ml
Por viga: Peso diafragma en el centro		3.5 T	

MOMENTOS POR PESO PROPIO Mg

LUZ=28m

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
L=28m	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28
a=nL/10	0	2.8	5.6	8.4	11.2	14	16.8	19.6	22.4	25.2	28
b=(10-n)/10	28	25.2	22.4	19.6	16.8	14	11.2	8.4	5.6	2.8	0
Momento por peso viga (Mg I = [vg]ab/2	0.0	52.9	94.1	123.5	141.1	147.0	141.1	123.5	94.1	52.9	0.0
Momento por peso losa M1 I (a) = [wob] * a	0.0	40.6	72.3	94.8	108.4	112.9	108.4	94.8	72.3	40.6	0.0
Momento peso diafragma M1 I (b)=Pa/2	0.00	4.84	5.68	14.52	19.35	24.19	19.35	14.52	9.68	4.84	0.00
Momento peso losa +diga M1 I = M1 I (a) +	0.00	45.48	81.93	109.35	127.78	137.09	127.73	109.35	81.93	45.48	0.00
Momento peso asfalto M1 II (a) = [w asf] * a	0.0	27.9	49.7	65.2	74.5	77.6	74.5	65.2	49.7	27.9	0.0
M1 II = M.asf +M max. L.L.											

MOMENTOS PARA DISEÑO

LUZ=28m

Primera Etapa

Mc1 I = Mg I + M1 I
 Mc2 I = Mg I + M2 I

Segunda etapa

Mc1 I = Mg I + M1 I
 Mc2 I = Mg I + M2 I

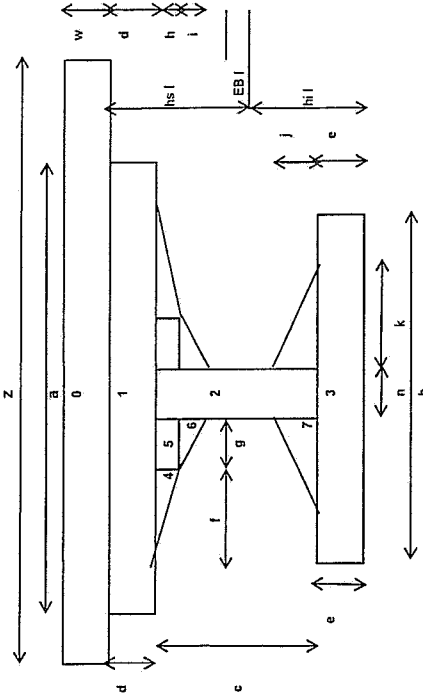
n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Peso viga= Mg I	0.0	52.9	94.1	123.5	141.1	147.0	141.1	123.5	94.1	52.9	0.0
Peso losa + diafragma= M1 I	0.0	45.5	81.9	109.3	127.7	137.1	127.7	109.3	81.9	45.5	0.0
Envolv momentos mínimos =0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Envolv momentos mínimos =0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Peso asfalto y otros= M1 II (a) (asfalto)	0.0	27.9	49.7	65.2	74.5	77.6	74.5	65.2	49.7	27.9	0.0
Mom máximos primera etapa Mc1 I = Mg I + M1 I	0.0	72.9	144.4	201.7	236.1	247.6	236.1	201.7	144.4	72.9	0.0
Mom mínimos primera etapa Mc2 I = Mg I + M2 I	0.0	100.9	194.1	266.9	310.6	325.2	310.6	266.9	194.1	100.9	0.0
Envolv momen máximos por CV=0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Envolv momen mínimos por CV=0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mom máximos primera etapa Mc1 I = Mg I + M1 I	0.0	98.4	176.0	232.8	268.9	284.1	268.9	232.8	176.0	98.4	0.0
Mom mínimos primera etapa Mc2 I = Mg I + M2 I	0.0	52.9	94.1	123.5	141.1	147.0	141.1	123.5	94.1	52.9	0.0
Mom máximos segunda etapa Mc1 I = Mg I + M1 I +	0.0	199.3	370.1	499.8	579.5	609.3	579.5	499.8	370.1	199.3	0.0
Mom mínimos segunda etapa Mc2 II = Mc1 I +	0.0	98.4	176.0	232.8	268.9	284.1	268.9	232.8	176.0	98.4	0.0

PUENTES DE LA RUTA SUR
LUZ: 28m; FERROCARRIL H= 2,05
DISEÑO DE VIGAS DE HORMIGÓN POSTENSADO

CARGA DE FERROCARRIL W-5 JML COOPER E 35 (W=4.37 JML)		0.91													Preso Vigas																
L = 28	28-C	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	n	z	w	Áreas		Eje batimétrico (eb)				Momentos Inercia (leb)				L		ft ad I		ft ad II	
H final	Tipo VI	n														Área I	Área II	hi I	hs I	ht I	hs II	ht II	le I	le II	le III	le IV	Mc1 I	Mc2 I	Mc1 II	Mc2 II	
2.05		0.70	0.70	1.72	0.13	0.20	0.15	0.10	0.08	0.10	0.25	0.25	0.20	2.18	0.20	0.68	1.13	0.95	1.096	1.43	0.83	0.35	0.74	28	46	0	0	1800	100	0	0
2.05		0.70	0.70	1.72	0.13	0.20	0.15	0.10	0.08	0.10	0.25	0.25	0.20	2.18	0.20	0.68	1.13	0.95	1.10	1.43	0.83	0.35	0.74	28	46	109	64	1800	100	285	109
2.05		0.70	0.70	1.72	0.13	0.20	0.15	0.10	0.08	0.10	0.25	0.25	0.20	2.18	0.20	0.68	1.13	0.95	1.10	1.43	0.83	0.35	0.74	28	46	195	113	1800	100	508	195
2.05		0.70	0.70	1.72	0.13	0.20	0.15	0.10	0.08	0.10	0.25	0.25	0.20	2.18	0.20	0.68	1.13	0.95	1.10	1.43	0.83	0.35	0.74	28	46	258	148	1800	100	689	258
2.05		0.70	0.70	1.72	0.13	0.20	0.15	0.10	0.08	0.10	0.25	0.25	0.20	2.18	0.20	0.68	1.13	0.95	1.10	1.43	0.83	0.35	0.74	28	46	287	169	1800	100	767	287
2.05		0.70	0.70	1.72	0.13	0.20	0.15	0.10	0.08	0.10	0.25	0.25	0.20	2.18	0.20	0.68	1.13	0.95	1.10	1.43	0.83	0.35	0.74	28	46	313	176	1800	100	803	313
2.05		0.70	0.70	1.72	0.13	0.20	0.15	0.10	0.08	0.10	0.25	0.25	0.20	2.18	0.20	0.68	1.13	0.95	1.10	1.43	0.83	0.35	0.74	28	46	287	169	1800	100	767	287
2.05		0.70	0.70	1.72	0.13	0.20	0.15	0.10	0.08	0.10	0.25	0.25	0.20	2.18	0.20	0.68	1.13	0.95	1.10	1.43	0.83	0.35	0.74	28	46	258	148	1800	100	689	258
2.05		0.70	0.70	1.72	0.13	0.20	0.15	0.10	0.08	0.10	0.25	0.25	0.20	2.18	0.20	0.68	1.13	0.95	1.10	1.43	0.83	0.35	0.74	28	46	195	113	1800	100	508	195
2.05		0.70	0.70	1.72	0.13	0.20	0.15	0.10	0.08	0.10	0.25	0.25	0.20	2.18	0.20	0.68	1.13	0.95	1.10	1.43	0.83	0.35	0.74	28	46	109	64	1800	100	285	109
2.05		0.70	0.70	1.72	0.13	0.20	0.15	0.10	0.08	0.10	0.25	0.25	0.20	2.18	0.20	0.68	1.13	0.95	1.10	1.43	0.83	0.35	0.74	28	46	0	0	1800	100	0	0

PARALELO

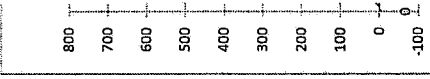
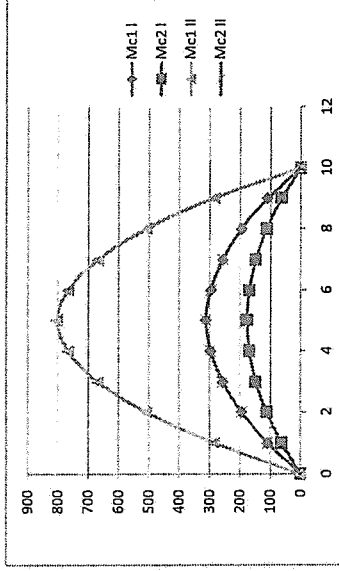
SECCIONES COMPUESTAS



Etapa I: solamente viga pre-fabricada
 Etapa II: viga mas losa, seccion compuesta

MOMENTOS MÁXIMOS Y MÍNIMOS DE LAS DOS ETAPAS DE CONSTRUCCIÓN

	Mc1 I	Mc2 I	Mc1 II	Mc2 II
0	0	0	0	0
1	109	64	285	109
2	195	113	508	195
3	258	148	689	258
4	287	169	767	287
5	313	176	803	313
6	287	169	767	287
7	258	148	689	258
8	195	113	508	195
9	109	64	285	109
10	0	0	0	0

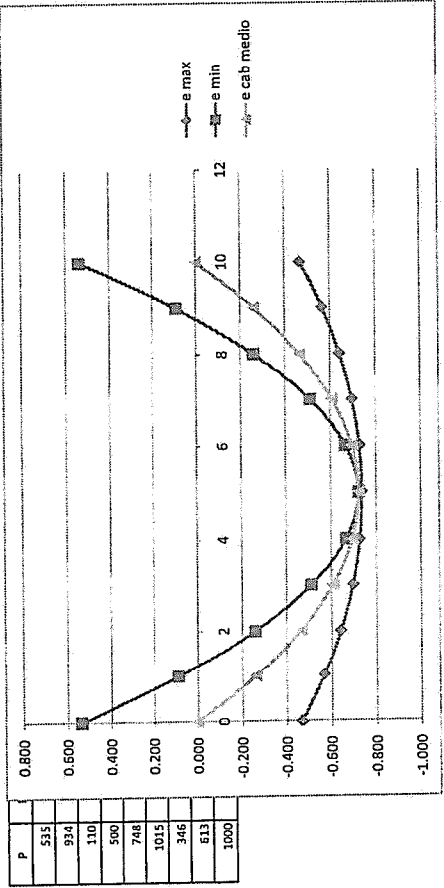


fc ad II	ft ad II	(2, e) I (1, s) II	<	(1, j) II (2, j) I	<	VERIF. COND. NECESARIAS (ETAPA I)	
						(Mc1 - Mc2) h1 / I	(Mc1 - Mc2) h2 / I
1680	0	0 1760		0 1440		0	1900
1680	0	332 1760		500 1440		124	1900
1680	0	584 1760		892 1440		224	1900
1680	0	785 1760		1176 1440		288	1900
1680	0	906 1760		1352 1440		349	1900
1680	0	956 1760		1418 1440		374	1900
1680	0	966 1760		1352 1440		349	1900
1680	0	785 1760		1176 1440		289	1900
1680	0	584 1760		892 1440		224	1900
1680	0	332 1760		500 1440		124	1900
1680	0	0 1760		0 1440		0	1900

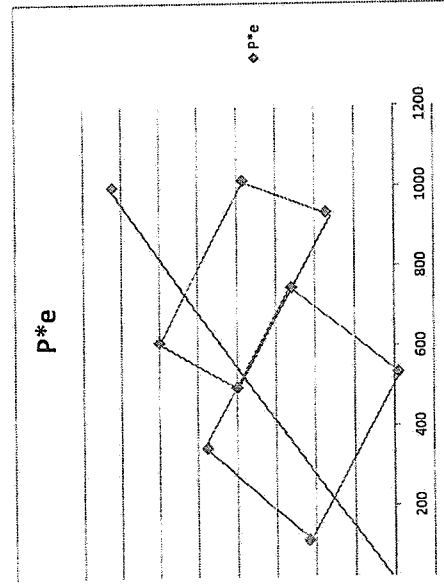
PARAMETROS DE DISEÑO PRIMERA ETAPA										COND. PREVIAS (°)										
A. I	I I	h I	hs I	Mc1 I	Mc2 I	ft ad I	fc ad I	ft ad I	ft ad I	ft ad I	ft ad I	ft ad I	ft ad I	ft ad I	ft ad I	ft ad I	ft ad I	ft ad I	ft ad I	
0.6824	0.349	0.95	1.096	0	0	1800	100	1800	100	0.8	1.13	0.74	1.43	0.83	0.82	0.00	0.00	1680		0.23
0.6824	0.349	0.95	1.096	109	64	1800	100	1800	100	0.8	1.13	0.74	1.43	0.83	0.82	285	109	1680		0.23
0.6824	0.349	0.95	1.096	195	113	1800	100	1800	100	0.8	1.13	0.74	1.43	0.83	0.82	508	195	1680		0.23
0.6824	0.349	0.95	1.096	258	148	1800	100	1800	100	0.8	1.13	0.74	1.43	0.83	0.82	669	258	1680		0.23
0.6824	0.349	0.95	1.096	297	168	1800	100	1800	100	0.8	1.13	0.74	1.43	0.83	0.82	767	297	1680		0.23
0.6824	0.349	0.95	1.096	313	178	1800	100	1800	100	0.8	1.13	0.74	1.43	0.83	0.82	803	313	1680		0.23
0.6824	0.349	0.95	1.096	297	168	1800	100	1800	100	0.8	1.13	0.74	1.43	0.83	0.82	767	297	1680		0.23
0.6824	0.349	0.95	1.096	258	148	1800	100	1800	100	0.8	1.13	0.74	1.43	0.83	0.82	669	258	1680		0.23
0.6824	0.349	0.95	1.096	195	113	1800	100	1800	100	0.8	1.13	0.74	1.43	0.83	0.82	508	195	1680		0.23
0.6824	0.349	0.95	1.096	109	64	1800	100	1800	100	0.8	1.13	0.74	1.43	0.83	0.82	285	109	1680		0.23
0.6824	0.349	0.95	1.096	0	0	1800	100	1800	100	0.8	1.13	0.74	1.43	0.83	0.82	0.00	0.00	1680		0.23

PARAMETROS DE DISEÑO SEGUNDA ETAPA																					
A. II	I II	h II	hs II	Mc2 II	Mc1 II	ft ad II	fc ad II	ft ad II	ft ad II	ft ad II	ft ad II	ft ad II	ft ad II	ft ad II	ft ad II	ft ad II	ft ad II	ft ad II	ft ad II	ft ad II	
1.13	0.74	1.43	0.83	0.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.23
1.13	0.74	1.43	0.83	0.82	285	109	1680														0.23
1.13	0.74	1.43	0.83	0.82	508	195	1680														0.23
1.13	0.74	1.43	0.83	0.82	669	258	1680														0.23
1.13	0.74	1.43	0.83	0.82	767	297	1680														0.23
1.13	0.74	1.43	0.83	0.82	803	313	1680														0.23
1.13	0.74	1.43	0.83	0.82	767	297	1680														0.23
1.13	0.74	1.43	0.83	0.82	669	258	1680														0.23
1.13	0.74	1.43	0.83	0.82	508	195	1680														0.23
1.13	0.74	1.43	0.83	0.82	285	109	1680														0.23
1.13	0.74	1.43	0.83	0.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.23

EXCENTRICIDADES MÁXIMAS Y MÍNIMAS. TRAZADO DEL CABLE MEDIO



IGRAMOS DE LAS CONDICIONES FUNDAMENTALES



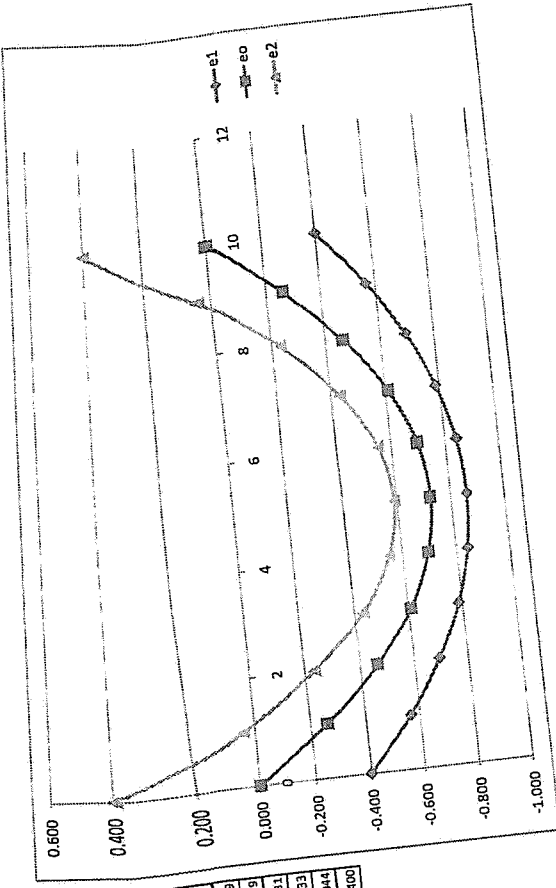
ZONA DE PASO DEL CABLE MEDIO

e lim	P con e lim en Ec (f,s) II		P	e max	x=Ln L/10		e min	e max	e min	e cab	h=
	P Ec (f,s) II	P Ec (f,s) II			e min	e max					
0.724	0	-2082	524	0.467	-0.537	0	0.467	-0.537	0.000	2.05	
0.724	186	-1472	524	0.566	-0.090	1	0.566	-0.090	0.261	L=	
0.724	331	-994	524	0.641	0.259	2	0.641	0.259	0.463	e lim=	
0.724	436	-647	524	0.695	0.511	3	0.695	0.511	0.608	e final=	
0.724	500	-432	524	0.728	0.666	4	0.728	0.666	0.695	1.20	
0.724	524	-347	524	0.738	0.724	5	0.738	0.724	0.724		
0.724	500	-432	524	0.728	0.666	6	0.728	0.666	0.695		
0.724	436	-647	524	0.695	0.511	7	0.695	0.511	0.608		
0.724	331	-994	524	0.641	0.259	8	0.641	0.259	0.463		
0.724	186	-1472	524	0.566	-0.090	9	0.566	-0.090	0.261		
0.724	0	-2082	524	0.467	-0.537	10	0.467	-0.537	0.000		

	e max	e min	e cab medio
0	-0.467	0.537	0.000
1	-0.566	0.090	-0.261
2	-0.641	-0.259	-0.463
3	-0.695	-0.511	-0.608
4	-0.728	-0.666	-0.695
5	-0.738	-0.724	-0.724
6	-0.728	-0.666	-0.695
7	-0.695	-0.511	-0.608
8	-0.641	-0.259	-0.463
9	-0.566	0.090	-0.261
10	-0.467	0.537	0.000

Ec= 47000niz Tc		30460MPa=3046000T/m2		2780500T/m2	
Ec=65%Ec*		Carga equiva. pretensado		L= 28 A.	
Ecuacion Cable Medio		Carga equiva. pretensado		L= 28-C	
e= (-Ax2+4Ly) (e lim/L2)		p= P (d2ax/2)		e lim= 0.724	
M= (p eq. pre)L2/8		p equiv. pre= -3.87		f1= eo + a-b	
Ec = 2000000		Esf finales máximos= F/(A-l) (P+e final l1) c/(l1)(Mc1.2) l1^2/(l1)		f2= eo-a+b	
Mc1 l1= 803		f sup= -465		0.135 0.4 0.459 0.724 0.989	
Mc2 l1= 313		f inf= -465		En centr En apoyo f1 f2	
w ppe= 1.64		w total= 8.20		a b	
p pre= -3.87		Deformaciones elásticas= 5 w L4/384 E I		En centr En apoyo f1 f2	
w ppe pre= -2.23		Def (pre+pp)= -0.012 m		a b	
FI		T		a b	
12		236		0.135 0.4	
12		236		0.135 0.4	
12		236		0.135 0.4	
Perd		708		0.135 0.4	
		0.74Pu		0.135 0.4	
		T		0.135 0.4	
		191		0.135 0.4	
		191		0.135 0.4	
		143		0.135 0.4	
		525		0.135 0.4	
		0.19		0.135 0.4	
		0.066 m		0.135 0.4	
		0.74Pu		0.135 0.4	
		T		0.135 0.4	
		236		0.135 0.4	
		191		0.135 0.4	
		143		0.135 0.4	
		525		0.135 0.4	
		0.19		0.135 0.4	

TRAZADO DE CABLES



e1	eo	e2
0	-0.400	0.000
1	-0.565	-0.261
2	-0.694	-0.463
3	-0.785	-0.606
4	-0.840	-0.695
5	-0.859	-0.724
6	-0.840	-0.695
7	-0.785	-0.606
8	-0.694	-0.463
9	-0.565	-0.261
10	-0.400	0.000

CHEQUEO A COMPRESION EN EL ESTADO FINAL SOLO CON CARGAS PERMANENTES.

α	D	hec/2	hec	0.1	0.2	0.30	0.36	0.4	0.5
x	0.00	1.125	2.25	2.80	5.60	8.40	10.00	11.20	14.00
estruzo admisible									
			0.79*RAIZ(c)	-32.79	<=flop<=	189.00	0.45*fc	+*COMPRESION*	
flop	31.22	33.86	72.20	84.10	87.26	90.40	92.17	93.51	95.87
estruzo admisible									
			0.45*fc	-189.00	<=flop<=	32.79	0.79*RAIZ(c)	+* TRACCION*	
fbottom	-46.99	-39.42	-70.10	-55.28	-33.40	-16.99	-9.96	-5.67	-0.62

CONDICION FINAL

ESTATUS DE LAS SECCIONES

top	bottom	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	COMPRE.	COMPRE.
		ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	COMPRE.

10. CHEQUEOS POR RESISTENCIA

Fd	1.25	F5	1.50	F(L+1)	1.75
α	0	hec/2	hec	0.1	0.2
x	0.0000	1.1250	2.2500	2.8000	5.6000
Mutac/c	0.00	213.14	407.71	496.06	877.02
				1,428.87	1,246.74
				1,303.80	1,354.71

Acero dulce

Asb 10.00 Asl 10.00

AASHTO LRFD
5.7.3.1

k	0.28	Asb	10.00	Asl	10.00
dp	129.39	140.63	164.88	155.62	176.02
c	0.14	0.14	0.14	0.14	0.14
a	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
fps	18894	18895	18895	18895	18896
Mn	1,120.92	1,227.06	1,436.77	1,357.95	1,536.09
				1,663.33	1,713.19
				1,739.67	1,755.32
				1,739.67	1,755.32

11. MINIMA CANTIDAD DE REFUERZO

Si Muprov es mayor que 1.2* Mcr la viga es aceptable bajo este concepto

α	D	hcr/2	hce	0.1	0.2	0.30	0.36	0.4	0.5
X	0.0000	1.1250	2.2500	2.8000	5.6000	8.4000	10.0000	11.2000	14.0000
1)*Pt	561165.36	558990.59	546639.71	545311.40	537788.91	530219.05	526346.73	523773.06	519072.74
f _{pe}	46.99	59.62	123.75	120.59	149.16	168.36	175.41	178.93	181.49
M _{cr1}	551.94	616.22	942.51	926.44	1071.82	1169.48	1205.37	1223.26	1236.33
M _{cr2}	38.31	17.98	34.55	42.13	75.52	100.16	110.31	116.05	123.20
1.2*M _{cr}	616.36	717.89	1088.55	1061.17	1196.56	1285.19	1314.07	1328.68	1356.75
	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR

12. DEFLEXIONES EN EL CENTRO DE LA VIGA

A LA TRANSFERENCIA

Pt= Fuerza en el centro de la viga a la transferencia (considera pérdidas por fricción)

$$q_{eq} = Pt \cdot e^{-5 \cdot (e/c)^2}$$

q _{eq}	-4.91	T/m
q _s	1.62	T/m
L _i	28.00	m
δ _{eq}	-5.03	cm
δ _g	1.66	cm
δ _{sh}	1.22	cm

Longitud total de la viga
 $\delta_{eq} = 5 \cdot q_{eq} \cdot L^4 / 384 \cdot (Ecf \cdot Ip)$
 $\delta_g = 5 \cdot q_g \cdot L^4 / 384 \cdot (Ecf \cdot Ip)$
 $\delta_{sh} = Pt \cdot L^3 / (48 \cdot Ecf \cdot Ic)$

EN LA CONDICION FINAL

q _{osa}	1.15	T/m
q _s	0.77	T/m
L	27.00	m
δ _{op}	0.31	cm
δ _{osa}	0.93	cm
δ _s	0.30	cm
δ _{L-1}	2.09	cm

$\delta_{op} = 5 \cdot M_{max} \cdot L^2 / (48 \cdot Ecf \cdot Ip)$
 $\delta_{osa} = 5 \cdot q_{osa} \cdot L^4 / 384 \cdot (Ecf \cdot Ip)$
 $\delta_s = 5 \cdot q_s \cdot L^4 / 384 \cdot (Ecf \cdot Ic)$
 $\delta_{L-1} = 5 \cdot M_{max} \cdot L^2 / (48 \cdot Ecf \cdot Ic)$

L/800 3.50cm

SI Cumple

CAUSA	TRANSFER	FACTOR	MONTAJE (28 DIAS)	FACTOR	FINAL (Aros)
Fuerza de Prestuerzo	-5.03	1.80	-9.06	2.20	-11.08
Peso Propio de viga	1.66	1.85	3.07	2.40	3.99
D. Supersimpuesta en viga				2.30	0.70
Peso de losa en viga				2.30	2.14
DS. en Seccion Compuesta				3.00	0.89

Diafragmas

TOTAL	-3.37	cm	1.8		-3.35	cm
ACORTAMIENTO sh	1.22	cm	2.20	cm	-5.99	cm

PUENTE: RUTA SUR 20m

13. DISEÑO A CORTE VERTICAL

AASHTO LRFD
5.8.3.3

X	0.00	1.125	2.25	2.80	5.50	8.40	10.00	11.20	14.00
h	225.00	225.00	225.00	225.00	225.00	225.00	225.00	225.00	225.00
dv	164.00	164.00	164.88	164.00	176.02	190.59	196.30	199.34	202.25
bv	70.00	70.00	70.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00
Vp	47895.62	55907.52	47755.16	45407.30	33585.69	22075.29	15652.91	10903.46	0.00
Vu	212.10	199.64	187.27	180.21	149.14	120.61	104.54	92.49	84.28
Vu max	1253.30	1258.91	1259.59	355.37	366.25	382.29	386.66	387.65	382.25
v	Aceptar	Aceptar	Aceptar	Aceptar	Aceptar	Aceptar	Aceptar	Aceptar	Aceptar
v/c	16.36	14.66	13.89	52.45	41.70	32.63	28.44	25.60	19.62
Mu	0.039	0.035	0.033	0.125	0.099	0.078	0.068	0.061	0.047
Mu	347.84	327.41	407.71	496.06	877.02	1142.87	1246.74	1303.80	1354.71
ipo	13230.00	13230.00	13230.00	13230.00	13230.00	13230.00	13230.00	13230.00	13230.00
Aps	41.16	41.16	41.16	41.16	41.16	46.20	46.20	46.20	46.20
Ac	8075.00	8075.00	8075.00	3115.00	3115.00	3115.00	3115.00	3115.00	3115.00
Ex *1000	-0.040	-0.048	-0.038	-0.026	0.341	0.428	0.555	0.613	0.605
θ	21.30	21.10	21.10	21.40	27.10	30.80	30.80	30.80	30.80
D	4.10	4.10	4.10	4.10	2.75	2.50	2.50	2.50	2.50
Vc	25520.84	25520.84	25596.07	65731.07	47319.34	46578.83	47874.26	48715.58	49427.83
Vc	-19959.53	-87306.96	-86663.22	89092.00	84806.68	85356.63	52528.33	43152.47	21994.40
As min	8.26	8.26	8.26	2.12	2.12	2.12	2.12	2.12	2.12
As dis	-1.12	-4.89	-5.39	5.07	5.87	4.87	3.80	3.07	1.54
As real	15.70	15.70	15.70	10.47	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85
Av	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
SX	10.00	10.00	10.00	15.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
	PASA	PASA	PASA	PASA	PASA	PASA	PASA	PASA	PASA

Aps 28.40

Nota silio donde el aps actua

RUTA SUR 20m

PUENTE:

Acero longitudinal

Control de Acero longitudinal

CONECTORES DE CORTE

AASHTO LRFD

Colocado

Asmin	2.10		2.10		0.81		1.08		1.08		1.08		1.08	
	Aceptar	u	Aceptar	u	Aceptar	u	Aceptar	u	Aceptar	u	Aceptar	u	Aceptar	u
c	0.70	1.00												
de	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00
Vh	1.31	1.23	1.16	1.11	1.11	0.92	0.74	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.37
Vh (N)	1155.92	1088.03	1020.61	982.13	982.13	812.82	655.17	479.24	479.24	479.24	479.24	479.24	479.24	328.00
Pc	13.46	13.46	13.46	13.46	13.46	13.46	13.46	13.46	13.46	13.46	13.46	13.46	13.46	13.46
Avf(m)	1.55	1.39	1.23	1.14	1.14	0.74	0.36	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	-0.42
Avf em2/m	15.53	13.92	12.31	11.40	11.40	7.37	3.61	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	-4.18
Avf em2/m	15.70	15.70	15.70	10.47	10.47	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85
AV	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
s	10.00	10.00	10.00	15.00	15.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
	Cumple	Cumple	Cumple	No Cumple	No Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

224.9cm

Longitud de desarrollo

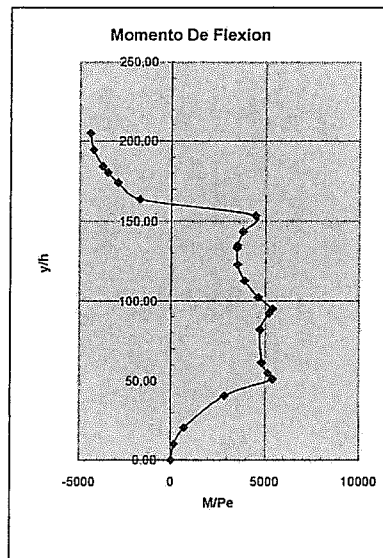
BLOQUE DE ANCLAJE (Kachaturian)

Fc	420 Kg/cm ²	# Estr	2
fy	4200 Kg/cm ²	φ As	12mm
Es	210000 Kg/cm ²	W	0.0127 cm
P	691.00 Tn	S	10.0 cm
# cables	35.00 Tn	Localizacion de cargas	
tendon	12.00 Tn	e	h
tendon	9.00 Tn	1.00 cm	205.0 cm
tendon	12.00 Tn	b	y
		70 cm	55.00
			95.00
			135.00
	e/h	0.0049	y/h
			0.26829
			0.46341
			0.65854

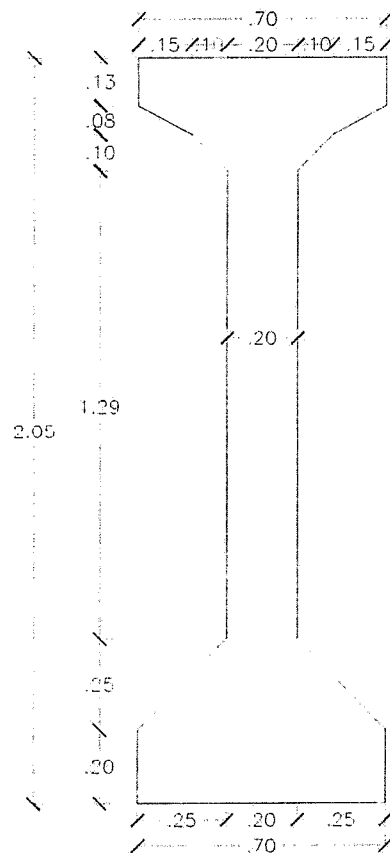
M	M/Pe	y/h			
69121.50	101.50	0	0.00	0	0
62320.69	91.51	0.05	10.25	179.44	
55878.09	82.05	0.1	20.50	717.09	
44063.42	64.70	0.2	41.00	2862.92	
38689.31	56.81	0.25	51.25	5397.70	
36811.98	54.06	0.26829	55.00	5145.24	
33669.32	49.44	0.3	61.50	4819.68	
24687.61	36.25	0.4	82.00	4721.93	
20723.85	30.43	0.45	92.25	5200.15	
19720.34	28.96	0.46341	95.00	5388.15	
17110.13	25.13	0.5	102.50	4635.44	
13845.41	20.33	0.55	112.75	3909.00	
10928.69	16.05	0.6	123.00	3530.55	
8359.93	12.27	0.65	133.25	3499.07	
7954.64	11.68	0.65854	135.00	3528.31	
6135.13	9.01	0.7	143.50	3813.54	
4256.25	6.25	0.75	153.75	4472.93	
2721.28	4.00	0.8	164.00	-1705.22	
1529.19	2.25	0.85	174.25	-2897.31	
978.09	1.44	0.88	180.40	-3448.41	
678.96	1.00	0.9	184.50	-3747.54	
169.57	0.25	0.95	194.75	-4256.93	
0.00	0.00	1	205.00	-4426.50	

Mmax(-)	5397.70 Tn-cm	MAX	5397.70
fs	1142 Kg/cm ²	MIN	-4426.50
Z	487.5 cm		
Ft	34545.28 Tn		
As1	30.24 cm ²		
h/2	102.50 cm		
As	46.37 cm ²	Cumple	

DIAGRAMA DE ESFUERZOS

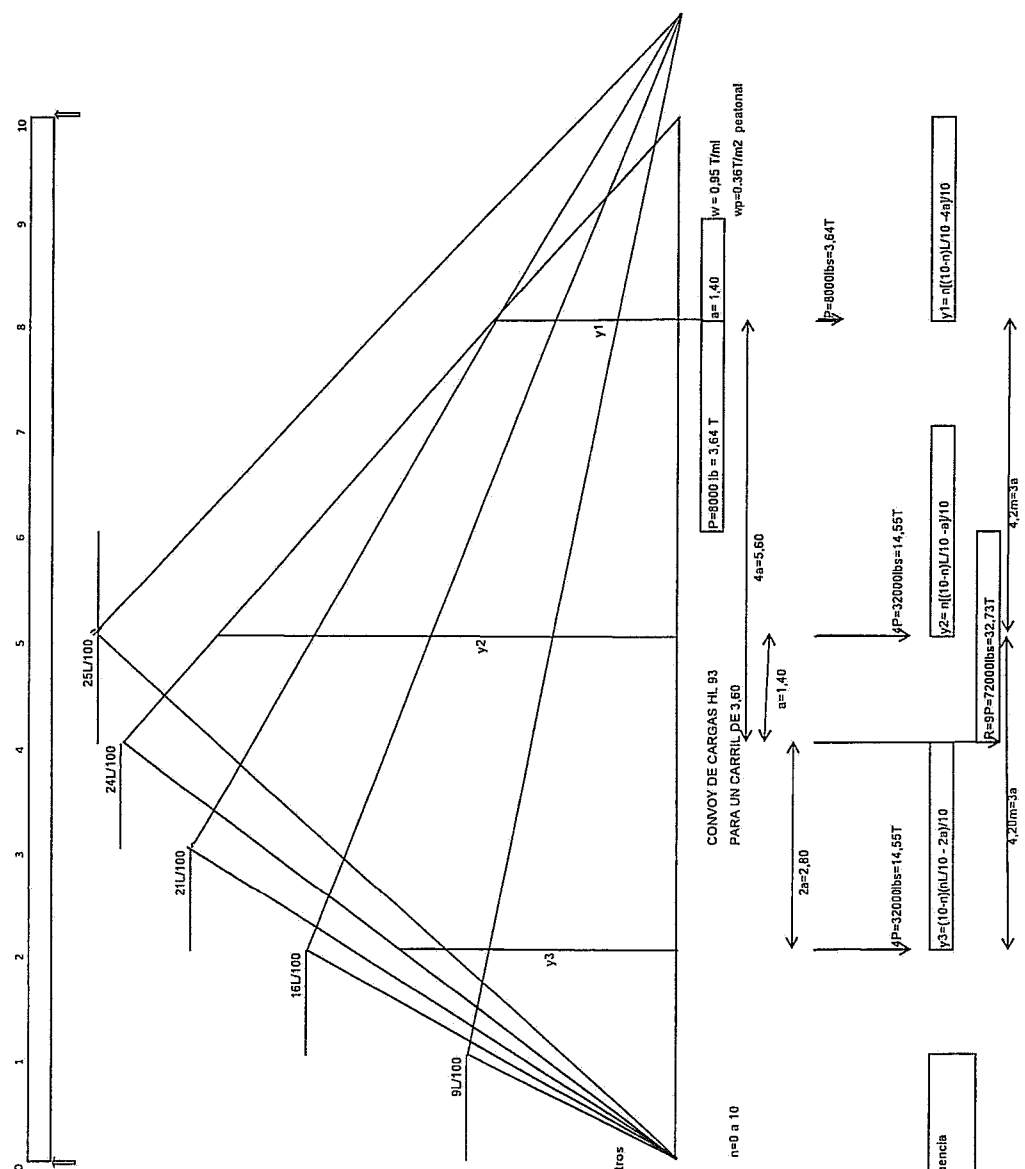


DISEÑO DE VIGAS CARGA VEHICULAR LONG 28m TIPO B



SECCIÓN

VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS LINEAS DE INFLUENCIA PARA CARGAS CONCENTRADAS PUENTES DE LA RUTA SUR



n

0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10

25L/100

24L/100

21L/100

16L/100

9L/100

S=2,4 m

ASHTO carga en vigas: $S / 5,52$ en pies

Factor de carga en vigas $2,4 / 3,352 = 0,716$

P=3,64T; w=0,95 T/ml por carril

Final en cada viga = 3,64 x impacto (1,33) x factor de viga (3,486
w (0,95) x factor de viga (0,72) =	0,684
T/ml	

CONVOY DE CARGAS HL 93
PARA UN CARRIL DE 3,60

n=0 a 10

T/ml

por carril

3,486

0,684

T/ml

0,95 T/ml

w=0,95 T/ml

P=3,64 T

a=1,40

w=0,95 T/ml

wp=0,95 T/ml

peatonal

4a=5,60

a=1,40

2a=2,80

4P=32000lbs=14,56T

Y2= (10-n)(L/10 - 2a)/10

Y2=3,73T

4P=32000lbs=14,56T

Y2= (10-n)(L/10 - 2a)/10

Y2=3,73T

4P=32000lbs=14,56T

Y2= (10-n)(L/10 - 2a)/10

Y2=3,73T

P=8000lbs=3,64T

a=1,40

4P=32000lbs=14,56T

Y2= (10-n)(L/10 - 2a)/10

Y2=3,73T

4P=32000lbs=14,56T

Y2= (10-n)(L/10 - 2a)/10

Y2=3,73T

4P=32000lbs=14,56T

Y2= (10-n)(L/10 - 2a)/10

Y2=3,73T

4P=32000lbs=14,56T

Y2= (10-n)(L/10 - 2a)/10

Y2=3,73T

Ordenadas (y) de la línea de influencia para momento máximo

Y2= (10-n)(L/10 - 2a)/10

Y1= n(10-n)(L/10 - 2a)/10

4,20m=3a

4,20m=3a

4,20m=3a

4,20m=3a

4,20m=3a

4,20m=3a

4,20m=3a

4,20m=3a

4,20m=3a

VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS
LÍNEAS DE INFLUENCIA Y MOMENTOS DE DISEÑO
PUENTES DE LA RUTA SUR LUZ=28m

MOMENTOS MAXIMOS PARA EL CONVOY DE CARGAS CONCENTRADAS
LUZ=28m

L	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28
n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
a	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
y1	0	1.95	3.36	4.2	4.48	4.2	3.36	1.95	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
y2	0	2.38	4.2	5.46	6.16	6.3	5.88	4.9	3.36	2.44	1.26	0	0	0	0	0	0	0	0	0
y3	0	0	2.24	3.92	5.04	5.6	5.6	5.04	3.92	2.24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
P	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64
Pfinal	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49
Mmax por viga	0	48.80	101.50	145.42	171.77	180.56	171.77	145.42	101.50	48.80	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

MOMENTOS MAXIMOS PARA CONVOY HL33
w=0.95 T/mj por carril de 3.60m
w final= w(0.95 T) por carril x factor de carga en vigas con S=2.40 sin impacto es 0.72
w final = 0.95X0.72 = 0.684

Tablero ancho = 13.5m
3 carriles por 3.65m = 10.95m; peatonal 13.5-10.95=2.55m
Carga peatonal (0.360 T/m2) por 2.20m)

LÍNEAS DE INFLUENCIA PARA CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA
LUZ=28m

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
L=28m	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28
w	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68
a=nL/10	0	2.8	5.6	8.4	11.2	14	16.8	19.6	22.4	25.2	28
b=(10-n)L/10	28	25.2	22.4	19.6	16.8	14	11.2	8.4	5.6	2.8	0
M=wab/2	0	24.13	42.90	56.31	64.35	67.03	64.35	56.31	42.90	24.13	0

Para cada viga

ENVOLVENTE DE MOMENTOS MAXIMOS DE ACUERDO A AASHTO HL 93
M1 II (b) LINEAS DE INFLUENCIA CARGA UNIFORME + CARGAS CONCENTRADAS
LUZ=28m

EN CADA VIGA VALORES DE M1 (ENVOLVENTE DE MOMENTOS MAXIMOS)
MOMENTOS MAXIMOS POR CARGA VIVA CONVOY HL 93
CARGAS CONCENTRADAS (32.73 t) MAS CARGAS DISTRIBUIDAS (W=0.96/MIL)
Tres carriles de 3.60m, tablero con 6 vigas, impacto 1.33 solo en cargas concentradas; S=2.40; factor de carga en vigas S/3.35=0.72
P=3.49 T
w=0.684

Luz	n	0.0	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0
Mmax P	0.0	48.8	101.5	145.4	171.8	180.6	171.8	145.4	101.5	48.8	0.0	0.0
Mmax w	0.0	20.1	42.9	56.3	64.4	67.0	64.4	56.3	42.9	20.1	0.0	0.0
M1 II (b)	0.0	72.9	144.4	201.7	236.1	247.6	236.1	201.7	144.4	72.9	0.0	0.0

VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS
LÍNEAS DE INFLUENCIA Y MOMENTOS DE DISEÑO
PUENTES DE LA RUTA SUR LUZ=28m

MOMENTOS POR PESO PROPIO Mg

LUZ=28m

Tablero de 13m; 6 vigas a 2.40m; diafragmas en el centro y en los apoyos (0.25*12*1.5); volados de 0.50m; dos veredas de 1.10 c/u
 Distancia entre vigas 2.4 m 3 carriles de 3.60m c/u en un ancho de 10.80m

Mg I	wg I	Peso propio de la viga/m: $area \times 2,4 (T)$	1.60 T/m
M1 I	w1 I (a)	Per viga: $Peso \text{ de la losa } 0,20 \times 2,4^2 \times 4$	3,12 T/m
M1 II	w1 II + LI	Per viga: $Peso \text{ asfalto } 0,15 \times 2,2 \times 2,4$	0,8 T/m
		Total por ml de viga: wg	3,4 T/m
		Por viga: $Peso \text{ diafragma en el centro}$	3,5 T

Actuando sobre ultima viga:

Veredas:	3,05 T/m
Protecc:	0,21 T/m
Total	3,27 T/m
Equival:	0,509m

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
L=28m	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28
a=nL/10	0	2,8	5,6	8,4	11,2	14	16,8	19,6	22,4	25,2	28
b=(10-n)L/10	28	25,2	22,4	19,6	16,8	14	11,2	8,4	5,6	2,8	0
Momento por peso viga (Mg I = lvg/lab/2)	0,0	52,9	94,1	123,5	141,1	147,0	141,1	123,5	94,1	52,9	0,0
Momento por peso losa (M1 I (a) = lwb/2)	0,0	40,6	72,3	94,8	108,4	112,9	108,4	94,8	72,3	40,6	0,0
Momento peso diafragma (M1 I (b) = Pa/2)	0,00	4,84	9,69	14,52	19,35	24,19	19,35	14,52	9,69	4,84	0,00
Momento peso losa + dia (M1 I = M1 I (a) + M1 I (b))	0,00	45,48	81,99	109,35	127,79	137,09	127,79	109,35	81,99	45,48	0,00
M1 II = M + adf + M, max L.I.	0,0	27,9	49,7	65,2	74,5	77,6	74,5	65,2	49,7	27,9	0,0

MOMENTOS PARA DISEÑO

LUZ=28m

Primera Etapa
 Mc1 I = Mg I + M1 I
 Mc2 I = Mg I + M2 I

Segunda etapa
 Mc1 I = Mg I + M1 I
 Mc2 I = Mg I + M2 I

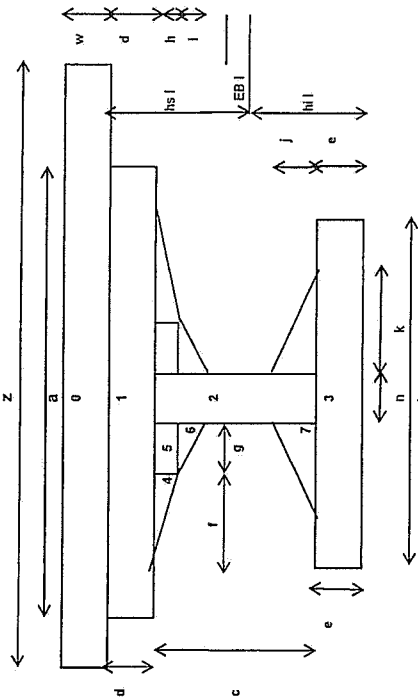
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Peso viga Mg I	0,0	52,9	94,1	123,5	141,1	147,0	141,1	123,5	94,1	52,9	0,0
Peso losa + diafragma= M1 I	0,0	45,5	81,9	109,3	127,7	137,1	127,7	109,3	81,9	45,5	0,0
Envol momentos mínimos =0 M2 I = 0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Peso asfalt y otras= M1 II (a) (asfalto)	0,0	27,9	49,7	65,2	74,5	77,6	74,5	65,2	49,7	27,9	0,0
Mom máximos M1 II (b) (L.I.)	0,0	72,9	144,4	201,7	236,1	247,6	236,1	201,7	144,4	72,9	0,0
Envol moment máximos por CV I II (a) + M1 II (b)	0,0	100,9	194,1	266,9	310,6	325,2	310,6	266,9	194,1	100,9	0,0
Envol moment mínimos por CV=0 M2 II = 0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mom máximos primera etapa Mc1 I= Mg I + M1 I	0,0	98,4	176,0	232,8	268,9	284,1	268,9	232,8	176,0	98,4	0,0
Mom mínimos primera etapa Mc2 I= Mg I + M2 I	0,0	52,9	94,1	123,5	141,1	147,0	141,1	123,5	94,1	52,9	0,0
Mom máximos segunda etapa Mc1 II = Mc1 I + M1 II (a)	0,0	199,3	370,1	499,8	579,5	609,3	579,5	499,8	370,1	199,3	0,0
Mom mínimos segunda etapa Mc2 II = Mc2 I + M1 II (b)	0,0	98,4	176,0	232,8	268,9	284,1	268,9	232,8	176,0	98,4	0,0

PUENTES DE LA RUTA SUR
LUZ: 28m; H=2,05 m

DISEÑO DE VIGAS DE HORMIGÓN POSTENSADO

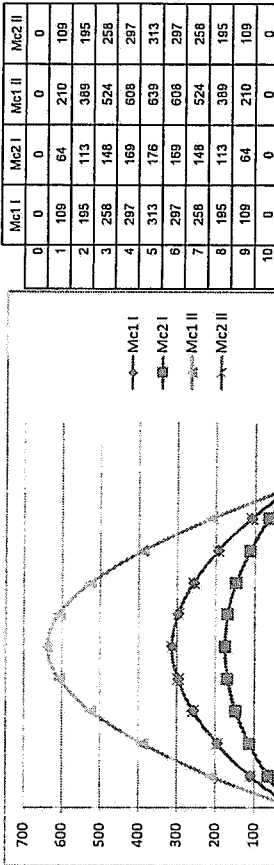
CARGAS NORMALES AASHTO LRFD / MOP		0.91													Peso Viga																
L = 28	28-D	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	n	z	w	Areas		Eje baricéntrico (eb)			Momentos Inercia (leb)			ft ad I		ft ad II					
H final	sección (ft)														Area I	Area II	hi I	hs I	hi II	hs II	leb I	leb II	L	m	Mc2 I	Mc1 I	Mc2 II	Mc1 II			
2.05	0.70	0.70	1.72	0.13	0.20	0.15	0.10	0.08	0.10	0.08	0.10	0.25	0.25	0.20	2.18	0.20	0.69	1.13	0.95	1.096	1.43	0.83	0.349	0.737	28	46	0	0	1680	0	0
2.05	0.70	0.70	1.72	0.13	0.20	0.15	0.10	0.08	0.10	0.08	0.10	0.25	0.25	0.20	2.18	0.20	0.68	1.13	0.95	1.10	1.43	0.83	0.349	0.737	28	46	109	64	1680	0	210
2.05	0.70	0.70	1.72	0.13	0.20	0.15	0.10	0.08	0.10	0.08	0.10	0.25	0.25	0.20	2.18	0.20	0.68	1.13	0.95	1.10	1.43	0.83	0.349	0.737	28	46	195	113	1680	0	389
2.05	0.70	0.70	1.72	0.13	0.20	0.15	0.10	0.08	0.10	0.08	0.10	0.25	0.25	0.20	2.18	0.20	0.68	1.13	0.95	1.10	1.43	0.83	0.349	0.737	28	46	258	148	1680	0	524
2.05	0.70	0.70	1.72	0.13	0.20	0.15	0.10	0.08	0.10	0.08	0.10	0.25	0.25	0.20	2.18	0.20	0.68	1.13	0.95	1.10	1.43	0.83	0.349	0.737	28	46	297	169	1680	0	608
2.05	0.70	0.70	1.72	0.13	0.20	0.15	0.10	0.08	0.10	0.08	0.10	0.25	0.25	0.20	2.18	0.20	0.68	1.13	0.95	1.10	1.43	0.83	0.349	0.737	28	46	313	176	1680	0	639
2.05	0.70	0.70	1.72	0.13	0.20	0.15	0.10	0.08	0.10	0.08	0.10	0.25	0.25	0.20	2.18	0.20	0.68	1.13	0.95	1.10	1.43	0.83	0.349	0.737	28	46	297	169	1680	0	608
2.05	0.70	0.70	1.72	0.13	0.20	0.15	0.10	0.08	0.10	0.08	0.10	0.25	0.25	0.20	2.18	0.20	0.68	1.13	0.95	1.10	1.43	0.83	0.349	0.737	28	46	258	148	1680	0	524
2.05	0.70	0.70	1.72	0.13	0.20	0.15	0.10	0.08	0.10	0.08	0.10	0.25	0.25	0.20	2.18	0.20	0.68	1.13	0.95	1.10	1.43	0.83	0.349	0.737	28	46	195	113	1680	0	389
2.05	0.70	0.70	1.72	0.13	0.20	0.15	0.10	0.08	0.10	0.08	0.10	0.25	0.25	0.20	2.18	0.20	0.68	1.13	0.95	1.10	1.43	0.83	0.349	0.737	28	46	109	64	1680	0	210
2.05	0.70	0.70	1.72	0.13	0.20	0.15	0.10	0.08	0.10	0.08	0.10	0.25	0.25	0.20	2.18	0.20	0.68	1.13	0.95	1.10	1.43	0.83	0.349	0.737	28	46	0	0	1680	0	0

SECCIONES COMPUESTAS



Etapla I: solamnta viga pre-fabricada
Etapla II: viga mas losa, seccion compuesta

MOMENTOS MÁXIMOS Y MÍNIMOS DE LAS DOS ETAPAS DE CONSTRUCCIÓN

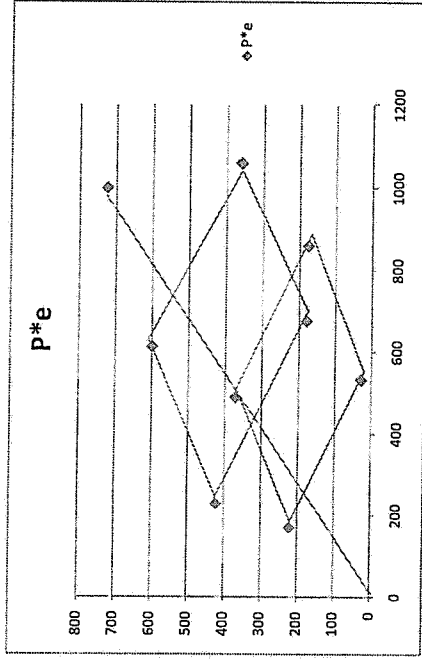


Mc2 II	fc ad II	ft ad II	(2.s) I		(1.1) II	<
			(1.s) I	(1.s) II		
0	1680	0	0	1680	0	1344
109	1680	0	268	1680	354	1344
195	1680	0	493	1680	661	1344
258	1680	0	652	1680	886	1344
297	1680	0	771	1680	1043	1344
313	1680	0	817	1680	1100	1344
297	1680	0	771	1680	1043	1344
258	1680	0	652	1680	886	1344
195	1680	0	493	1680	661	1344
109	1680	0	268	1680	354	1344
0	1680	0	0	1680	0	1344

VERIF. COND. NECESARIAS (ETAPA II)	
(Mc1 - Mc2)/hII I	(Mc1 - Mc2)/hsl I
0	1680
124	1680
224	1680
299	1680
349	1680
374	1680
349	1680
299	1680
224	1680
124	1680
0	1680

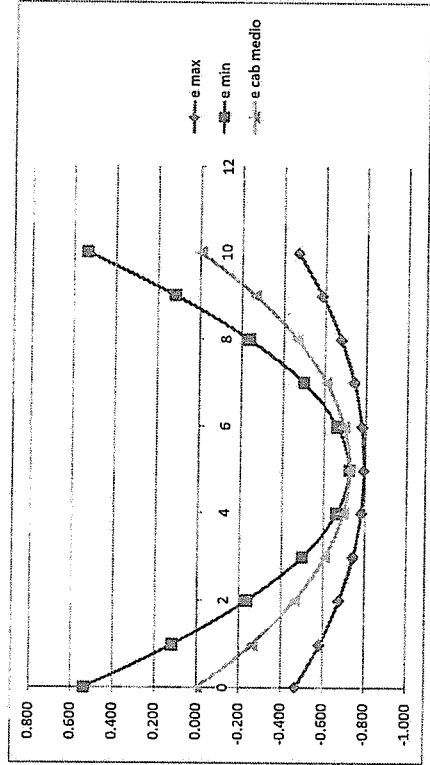
PARAMETROS DE DISEÑO PRIMERA ETAPA										COND PREVIAS (*)				PARAMETROS DE DISEÑO SEGUNDA ETAPA						
A I	I I	hI	hII	hs I	Mc2 I	Mc1 I	fc ad I	ft ad I	p = P/P'	fc* ad	ft* ad	hs* II	hII	I II	A II	hI II	hII	hs* II	Mc1 II	Mc2 II
0.6824	0.349	0.95	1.096	0	0	1680	0	1680	0	1680	0	1.43	0.83	1.13	0.74	1.43	0.83	0.62	0.00	0.00
0.6824	0.349	0.95	1.096	109	64	1680	0	1680	0	1680	0	1.43	0.83	1.13	0.74	1.43	0.83	0.62	210	109
0.6824	0.349	0.95	1.096	195	113	1680	0	1680	0	1680	0	1.43	0.83	1.13	0.74	1.43	0.83	0.62	389	195
0.6824	0.349	0.95	1.096	258	148	1680	0	1680	0	1680	0	1.43	0.83	1.13	0.74	1.43	0.83	0.62	524	258
0.6824	0.349	0.95	1.096	297	169	1680	0	1680	0	1680	0	1.43	0.83	1.13	0.74	1.43	0.83	0.62	608	297
0.6824	0.349	0.95	1.096	313	176	1680	0	1680	0	1680	0	1.43	0.83	1.13	0.74	1.43	0.83	0.62	639	313
0.6824	0.349	0.95	1.096	297	169	1680	0	1680	0	1680	0	1.43	0.83	1.13	0.74	1.43	0.83	0.62	608	297
0.6824	0.349	0.95	1.096	258	148	1680	0	1680	0	1680	0	1.43	0.83	1.13	0.74	1.43	0.83	0.62	524	258
0.6824	0.349	0.95	1.096	195	113	1680	0	1680	0	1680	0	1.43	0.83	1.13	0.74	1.43	0.83	0.62	389	195
0.6824	0.349	0.95	1.096	109	64	1680	0	1680	0	1680	0	1.43	0.83	1.13	0.74	1.43	0.83	0.62	210	109
0.6824	0.349	0.95	1.096	0	0	1680	0	1680	0	1680	0	1.43	0.83	1.13	0.74	1.43	0.83	0.62	0.00	0.00

PARALELOGRAMOS DE LAS CONDICIONES FUNDAMENTALES



EXCENTRICIDADES MÁXIMAS Y MÍNIMAS. TRAZADO DEL CABLE MEDIO

P	P'e
533	27
860	176
172	221
490	370
676	381
1059	380
230	421
613	600
1000	714



ZONA DE PASO DEL CABLE MEDIO

i cad II	i rad II	ri	e lim	P con e lim en Ec (1,i) II		P con e lim en Ec (1,s) II		P	e max	e min		e max	e min	e cab
				P Ec (1,i) II	P Ec (1,s) II	e min	e max							
1680	0	0.23	0.724	0	-2082	432	0.467	-0.537	0	0.467	-0.537	0.000	0.000	
1680	0	0.23	0.724	143	-1552	432	0.584	-0.118	1	0.584	-0.118	0.261	0.261	
1680	0	0.23	0.724	264	-1120	432	0.676	0.234	2	0.676	0.234	0.463	0.463	
1680	0	0.23	0.724	354	-799	432	0.741	0.498	3	0.741	0.498	0.608	0.608	
1680	0	0.23	0.724	410	-600	432	0.781	0.662	4	0.781	0.662	0.695	0.695	
1680	0	0.23	0.724	432	-520	432	0.784	0.724	5	0.784	0.724	0.724	0.724	
1680	0	0.23	0.724	410	-600	432	0.781	0.662	6	0.781	0.662	0.695	0.695	
1680	0	0.23	0.724	354	-799	432	0.741	0.498	7	0.741	0.498	0.608	0.608	
1680	0	0.23	0.724	264	-1120	432	0.676	0.234	8	0.676	0.234	0.463	0.463	
1680	0	0.23	0.724	143	-1552	432	0.584	-0.118	9	0.584	-0.118	0.261	0.261	
1680	0	0.23	0.724	0	-2082	432	0.467	-0.537	10	0.467	-0.537	0.000	0.000	

	e max	e min	e cab medio
0	-0.467	0.537	0.000
1	-0.584	0.118	-0.261
2	-0.676	-0.234	-0.463
3	-0.741	-0.498	-0.608
4	-0.781	-0.662	-0.695
5	-0.794	-0.724	-0.724
6	-0.781	-0.662	-0.695
7	-0.741	-0.498	-0.608
8	-0.676	-0.234	-0.463
9	-0.584	0.118	-0.261
10	-0.467	0.537	0.000

Ec = 47000 N/m² 30460 MPa = 30460000 N/m² 2780500 N/m²
 Ec = 66% Ec'

Ecuacon Cable Medio Carga equiva. pretensado L = 28 A

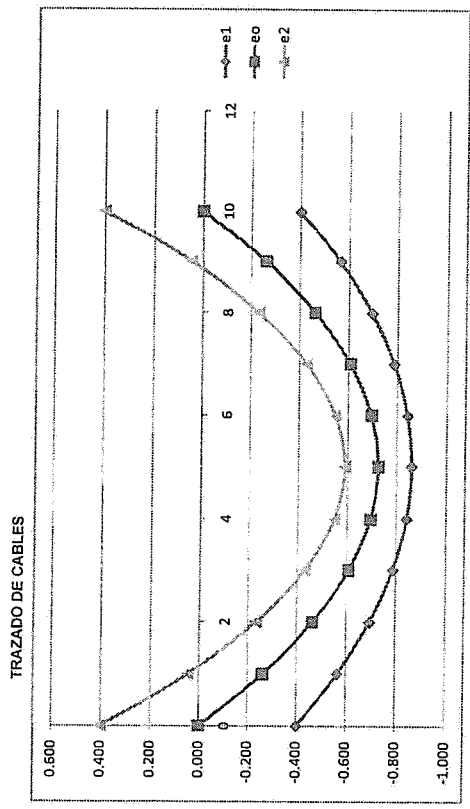
Ecuacon Cable Medio
 e = (-4x²+4Lx) / (e lim / L²)
 e = e lim (n²+10n) / 25
 M = (D eq. pto) / 25b

Ec =	2000000	p equiv. pret =	-3.19	-312.4	(-P*o) =	-312.4	-516.1
Nc1 Ii =	639	f sup =	-383	580	-717	-521	Complet
Nc2 Ii =	313	f inf =	-383	-899	1236	-146	Traccion
w ptp =	1.84	w total =	6.52				
D pret =	-3.19	Deformaciones elasticas =	5 w L ⁴ / 384 E I				
w ptp pto =	-1.55	Def (ptp pto) =	-0.008 m				
FI	T	Def total =		0.74Pu	0.60Pu	0.053 m	
9	177	T					
12	236	T					
9	177	T					
Perd	590	Perd					429
		Perd					0.19

eo = 4fo n/10-4fo n2/100
 ee = 4fo n/10-4fo n2/100
 e1 = b+4f n/10-4f n2/100
 e2 = b+4f2 n/10-4f2 n2/100

En centr		En apoyo		fi	fo	iz
a	b	a	b	e1	eo	e2
0	0.135	0.4	0.400	0.000	0.000	-0.400
1	0.135	0.4	0.565	0.261	0.261	-0.044
2	0.135	0.4	0.694	0.463	0.463	0.233
3	0.135	0.4	0.785	0.608	0.608	0.431
4	0.135	0.4	0.840	0.695	0.695	0.549
5	0.135	0.4	0.869	0.724	0.724	0.589
6	0.135	0.4	0.840	0.695	0.695	0.549
7	0.135	0.4	0.785	0.608	0.608	0.431
8	0.135	0.4	0.694	0.463	0.463	0.233
9	0.135	0.4	0.565	0.261	0.261	-0.044
10	0.135	0.4	0.400	0.000	0.000	-0.400

e1	eo	e2
0	-0.400	0.000
1	-0.565	-0.261
2	-0.694	-0.463
3	-0.785	-0.608
4	-0.840	-0.695
5	-0.869	-0.724
6	-0.840	-0.695
7	-0.785	-0.608
8	-0.694	-0.463
9	-0.565	-0.261
10	-0.400	0.000



PERDIDAS
AASTHO 2006

DATOS

c-8

CENTRO DE LA VIGA

P	578680Kg
e	73.16cm
Mpp	158.88Jn-m

A	I	H	Yt	Yb	St	Sb
57732cm ²	28715.533cm ⁴	205.00cm	115.76cm	89.24cm	248.062cm ³	321.777cm ³

fci	420.00cm ²
Eci	246927Kg/cm ²

H % 80%

Aps	37.80cm ²
f's	18900Kg/cm ²
fpi	0.78
fpbt	0.81
EP	1960000Kg/cm ²

Tendones (N) 27

PERDIDAS POR ACORTAMIENTO ELÁSTICO

ES 583Kg/cm²

$$\Delta p_{ES} = \frac{N-1}{2N} \frac{A_{ps} * f_{pbt} * (I_g + e_m^2 * A_g) - e_m M_g A_g}{A_{ps} * (I_g + e_m^2 * A_g) + \frac{A_g * I_g * E_{ci}}{E_p}}$$

PERDIDAS EN FUNCIÓN DEL TIEMPO

LT 1363Kg/cm²

$$\Delta p_{LT} = 10.0 * \frac{f_{pi} * A_{ps}}{A_g} * \gamma_h * \gamma_{st} + 83 * \gamma_h * \gamma_{st} + \Delta f_{pr}$$

$\gamma_h = 1.7 - 0.01H$ Factor de corrección por humedad relativa

$$\gamma_{st} = \frac{35}{7 + f_{ci}}$$

$\gamma_{st} = 0.73$ Factor de corrección por esfuerzo del hormigón

PERDIDAS TOTALES

ES	3.95
LT	9.24
Fricción (Aprox)	3.00
Anclajes	6.00

% PERDIDAS Aprox 22.20%

ALTURA cm	AREA cm ²	Y _{ts} cm	Y _{tc} cm	Y _{bc} cm	I _{top} cm ⁴	S _{topa} cm ³	S _{tc} cm ³	S _{bc} cm ³
225.00	18,731.78	95.18	76.18	128.82	928,852.59	965,706.40	1,219,226.73	721,067.84

9.1 ESFUERZOS EN DIFERENTES PUNTOS

ESTADOS DE CARGA DE DISEÑO

α	x	hcz/2	hcz	I _{top}	S _{topa}	S _{tc}	S _{bc}
0	0.00	1.125	2.25	2.80	5.60	8.40	10.00
esfuerzo admisible							
f _{top}	-31.00	-23.18	-47.40	-210.00	<=f _{top} <=	37.42	2°RAIZ(fc)
esfuerzo admisible							
f _{bottom}	46.66	54.30	112.60	-37.42	<=f _{bottom} <=	-17.34	*=-0.6*fc
CONDICION FINAL							
COMPRISION SERVICE I							
esfuerzo admisible							
f _{top}	25.47	28.22	61.55	-32.79	<=f _{top} <=	252.00	0.60*fc
esfuerzo admisible							
f _{bottom}	-38.34	-32.47	-58.54	-252.00	<=f _{top} <=	32.79	1.60°RAIZ(tc)
CONDICION FINAL							
TRACCION SERVICE III							
esfuerzo admisible							
f _{top}	25.47	27.57	60.36	-32.79	<=f _{top} <=	252.00	0.60*fc
esfuerzo admisible							
f _{bottom}	-38.34	-33.56	-61.49	-252.00	<=f _{top} <=	32.79	1.60°RAIZ(tc)
14	No AI	No AI	No AI	No AI	No AI	No AI	No AI

ESTATUS DE LAS SECCIONES

α	x	hcz/2	hcz	I _{top}	S _{topa}	S _{tc}	S _{bc}	COMPRESION	TRACCION
0	0.0000	1.1250	2.2500	2.8000	5.6000	8.4000	10.0000	0.4	0.5
A LA TRANSFERENCIA									
f _{top}	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR
f _{bottom}	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR
CONDICION FINAL									
f _{top}	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR
f _{bottom}	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR

CHEQUEO A COMPRESION EN EL ESTADO FINAL SOLO CON CARGAS PERMANENTES.

CONDICION FINAL		α	0	hcc/2	hec	0.1	0.2	0.30	0.36	0.4	0.5
x	estruzo admisible	0.00	1.125	2.25	0.79*RAIZ(c)	2.80	5.60	8.40	10.00	11.20	14.00
f _{top}	estruzo admisible	25.47	27.27	59.74	73.01	76.32	78.14	79.46	81.98	*"COMPRESION"	
f _{bottom}	estruzo admisible	-38.34	-34.08	-62.91	-51.97	-39.13	-29.02	-24.47	-21.59	*" TRACCION"	-17.53

ESTATUS DE LAS SECCIONES

CONDICION FINAL		f _{top}	ACEPTAR	hcc/2	ACEPTAR	hec	ACEPTAR	0.1	ACEPTAR	0.2	ACEPTAR	0.30	ACEPTAR	0.36	ACEPTAR	0.4	ACEPTAR	0.5	COMPRESION
f _{top}	estruzo admisible	25.47	ACEPTAR	27.27	ACEPTAR	59.74	ACEPTAR	73.01	ACEPTAR	76.32	ACEPTAR	78.14	ACEPTAR	79.46	ACEPTAR	81.98	ACEPTAR	ACEPTAR	COMPRESION
f _{bottom}	estruzo admisible	-38.34	ACEPTAR	-34.08	ACEPTAR	-62.91	ACEPTAR	-51.97	ACEPTAR	-39.13	ACEPTAR	-29.02	ACEPTAR	-24.47	ACEPTAR	-21.59	ACEPTAR	ACEPTAR	COMPRESION

10. CHEQUEOS POR RESISTENCIA

Fd	1.25	F _s	7.50	F(L+I)	1.75
----	------	----------------	------	--------	------

α	0	hcc/2	hec	0.1	0.2	0.30	0.36	0.4	0.5
x	0.0000	1.1250	2.2500	2.8000	5.6000	8.4000	10.0000	11.2000	14.0000
Muestre	0.00	142.18	272.23	331.41	587.74	759.00	840.67	880.21	918.85

Acero dulce

Asb	10.00	Asl	10.00
-----	-------	-----	-------

AASTHO LRFD
5.7.3.1

k	0.25
---	------

dp	129.39	140.63	164.88	155.62	176.02	190.59	195.30	199.34	202.25
c	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
a	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
f _{ns}	18895	18895	18895	18895	18895	18897	18897	18897	18897
Mn	923.80	1,004.09	1,177.31	1,111.18	1,256.93	1,351.04	1,401.83	1,423.50	1,444.32
	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR

11. MINIMA CANTIDAD DE REFUERZO

Si M_{prop} es mayor que $1.2 \cdot M_{cr}$ la viga es aceptable bajo este concepto

α	0	0.1	0.2	0.30	0.36	0.4	0.5
x	0.0000	1.1250	2.2500	3.4000	4.5600	5.7200	6.8800
$1^{\circ} Pt$	457658.05	456183.83	447671.83	441295.92	435864.87	431119.76	427441.19
f_{ps}	38.34	48.86	101.34	96.78	144.31	147.28	149.45
M_{cr1}	507.93	560.42	828.51	935.64	1017.04	1062.23	1073.30
M_{cr2}	38.31	17.98	34.55	42.13	100.16	116.05	123.20
$1.2 \cdot M_{cr}$	563.54	650.83	927.75	1032.15	1100.26	1135.41	1140.12
	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR

12. DEFLEXIONES EN EL CENTRO DE LA VIGA

A LA TRANSFERENCIA

$P =$ Fuerza en el centro de la viga a la transferencia (considera pérdidas por fricción)
 $q_{eq} = P \cdot e^{-\alpha} / (e^{\alpha} - e^{-\alpha}) / L^2$

Def. por presfuerzo
 Def. por peso propio

Longitud total de la viga
 $\delta_{eq} = 5 \cdot q_{eq} \cdot L^4 / 384 \cdot (E_c I^3)$
 $\delta_g = 5 \cdot q_g \cdot L^4 / 384 \cdot (E_c I^3)$
 $\delta_{sh} = P \cdot L^3 / (48 \cdot E_c I)$

EN LA CONDICION FINAL

q_{losa}	1.15	T/m
q_e	0.77	T/m
L	27.00	m
δ_{ep}	0.31	cm
δ_{pca}	0.93	cm
δ_a	0.30	cm
δ_{L1}	1.03	cm

Def. por dp
 Por peso de losa
 Mineria Superimpuesta
 Viga

$\delta_{ep} = 5 \cdot M_{max} \cdot L^2 / (48 \cdot E_c I^3)$
 $\delta_{losa} = 5 \cdot q_{losa} \cdot L^4 / 384 \cdot (E_c I^3)$
 $\delta_s = 5 \cdot q_s \cdot L^4 / 384 \cdot (E_c I^3)$
 $\delta_{L1} = 5 \cdot M_{max} \cdot L^2 / (48 \cdot E_c I^3)$

3.50cm

Si Cumple

CAUSA	TRANSFER	FACTOR	MONTAJE (28 DIAS)	FACTOR	FINAL (Abos)
Fuerza de Presfuerzo	-4.12	1.80	-7.41	2.20	-9.06
Peso Propio de viga	1.66	1.85	3.07	2.40	3.89
D. Superimpuesta en viga		0.31		2.30	0.70
Peso de losa en viga		0.93		2.30	2.14
DS. en Seccion Compuesta		0.30		3.00	0.89

Diagrafmas

TOTAL	-2.46	cm	1.8	cm	-4.34	cm
ACORTAMIENTO sh	1.00	cm	1.80	cm	-1.34	cm

PUENTE: RUTA SUR 20m

13. DISEÑO A CORTE VERTICAL

AASTHO LRFD
5.8.3.3

x	0.00	1.125	2.25	2.80	5.60	8.40	10.00	11.20	14.00
h	225.00	225.00	225.00	225.00	225.00	225.00	225.00	225.00	225.00
dv	164.00	164.00	164.00	164.00	176.02	190.59	196.30	199.34	202.25
bv	70.00	70.00	70.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00
Vp	39078.32	43666.68	39107.57	37196.10	27559.56	18146.92	12878.02	8974.68	0.00
Vu	137.11	128.43	119.78	115.07	93.42	73.00	61.43	52.77	32.49
Vn max	1244.48	1249.07	1250.94	347.16	360.24	378.37	383.88	385.72	382.25
v	8.97	8.63	8.14	30.71	24.06	18.35	15.67	13.84	9.92
vffc	0.023	0.021	0.019	0.073	0.057	0.044	0.037	0.033	0.024
Mu	224.86	210.62	272.23	331.41	587.74	789.00	840.67	880.21	918.86
fpo	13230.00	13230.00	13230.00	13230.00	13230.00	13230.00	13230.00	13230.00	13230.00
Aps	41.16	41.16	41.16	41.16	41.16	37.80	37.80	37.80	37.80
Ac	8075.00	8075.00	8075.00	3115.00	3115.00	3115.00	3115.00	3115.00	3115.00
Ex*1000	-0.075	-0.080	-0.072	-0.064	-0.035	-0.010	-0.006	-0.004	-0.003
β	21.10	21.10	21.10	21.40	27.10	30.80	30.60	30.80	30.60
Vc	255620.84	255620.84	255695.07	65731.07	47319.34	46578.83	47974.26	48715.58	49427.83
Vs	-103274.50	-156950.92	-163000.84	24928.70	28924.92	16380.10	7408.05	939.51	-13327.02
Asmin	8.26	8.26	8.26	2.12	2.12	2.12	2.12	2.12	2.12
As dis	-5.79	-6.77	-9.08	1.42	2.00	1.22	0.54	0.07	-0.94
As real	15.70	15.70	15.70	10.47	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85
Av	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
Sx	10.00	10.00	10.00	15.00	20.00	30.00	20.00	20.00	20.00
	PASA	PASA	PASA	PASA	PASA	PASA	PASA	PASA	PASA

Aps 28.40

Nota sitio donde
el aps actua

BLOQUE DE ANCLAJE (Kachaturian)

f _c	420 Kg/cm ²
f _y	4200 Kg/cm ²
E _s	2100000 Kg/cm ²
P	681,00 Tn

# Estr	2
φ As	12 mm
W	0,0127 cm
S	10,0 cm

		Localizacion de cargas					
tendon	# cables	e	h	b	y	y/h	
tendon	12,00 Tn				55,00	0,26829	
tendon	9,00 Tn	1,00 cm	205,0 cm	70 cm	95,00	0,46341	
tendon	12,00 Tn				135,00	0,65854	
		e/h	0,0049				

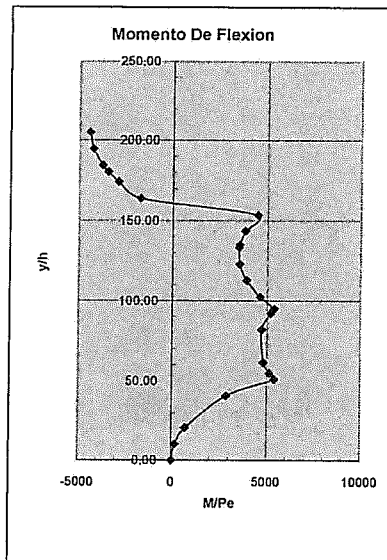
M	M/Pe	y/h		
69121,50	101,50	0	0,00	
62320,69	91,51	0,05	0,26	
55878,09	82,05	0,1	1,05	
44063,42	64,70	0,2	4,20	
38689,31	56,81	0,25	6,56	
36811,98	54,06	0,26829	7,56	
33669,32	49,44	0,3	9,44	
24687,61	36,25	0,4	16,75	
20723,85	30,43	0,45	21,18	
19720,34	28,96	0,46341	22,46	
17110,13	25,13	0,5	25,13	
13845,41	20,33	0,55	31,58	
10928,69	16,05	0,6	37,55	
8358,93	12,27	0,65	44,02	
7954,64	11,68	0,65854	45,18	
6135,13	9,01	0,7	51,01	
4256,25	6,25	0,75	58,50	
2721,28	4,00	0,8	66,50	
1529,19	2,25	0,85	75,00	
978,09	1,44	0,88	80,34	
678,96	1,00	0,9	84,00	
169,57	0,25	0,95	93,50	
0,00	0,00	1	103,50	

0,00	0	0
10,25	179,44	
20,50	717,09	
41,00	2862,92	
51,25	5397,70	
55,00	5145,24	
61,50	4819,68	
82,00	4721,93	
92,25	5200,15	
95,00	5388,15	
102,50	4635,44	
112,75	3909,00	
123,00	3530,55	
133,25	3499,07	
135,00	3528,31	
143,50	3813,54	
153,75	4472,93	
164,00	-1705,22	
174,25	-2897,31	
180,40	-3448,41	
184,50	-3747,54	
194,75	-4256,93	
205,00	-4426,50	

Mmax(-)	5397,70 Tn·cm
f _s	1142 Kg/cm ²
Z	487,5 cm
F _t	34545,28 Tn
As ₁	30,24 cm ²
h/2	102,50 cm
As	46,37 cm ²

MAX 5397,70
MIN 4426,50

DIAGRAMA DE ESFUERZOS



Cumple

DISEÑO DE LOSA

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

f_c	350 kg/cm ²
f_y	4200 kg/cm ²

ANÁLISIS DE CARGA

VEHICULAR		
	HS MOP	
	45.00 T	
	EJES	
Delantero	Posterior	Posterior
5.00 T	20.00 T	20.00 T
CARGA EN LÍNEA		
	0.95 T	
	Ancho	3.05m
CARGA MUERTA		
e losa	0.200m	
w/m²	480 kg/m ²	
e carpeta asfáltica	0.10m	
w/m²	220 kg/m ²	
W Protección	50 kg/m ²	
w total	750 kg/m ²	
W barrera	200.00 Kg	(Volado)
Acera (e=20cm)	480.00 Kg	(Volado)
CARGA PEATONAL		
	415.00Kg	

DISEÑO LOSA

Long .	20.00m
Esp (S)	2.40m
Volado	0.85m
b superior	0.406m
Alma	0.178m

$$E_{min} = \frac{S + 3000}{30}$$

emin	180 mm
------	--------

e	0.20m
---	-------

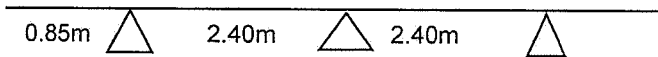
FACTOR DE DISTRIBUCIÓN VIGA EXTERNA

# de vías	2
-----------	---

Simultaneidad 1 vía

1.20

DIMENSIONAMIENTO LOSA



M. POSITIVO

MD Interior	0.25 T-m
-------------	----------

SAP

E	1.98m
---	-------

$$E = 660 + .55S$$

ML Interior	4.46 T-m
-------------	----------

SAP

ML Interior	2.25 T-m
-------------	----------

SAP/E

De modo de trabajar con un tramo de losa de 1m

ML Interior (*Simultan)	2.70 T-m
-------------------------	----------

Mu	7.00 T-m
----	----------

Rec

3.8

As	12.07 cm ²
----	-----------------------

1φ 16 mm @ 15.00 cm

Recubrimiento

M negativo	3.80 cm
M positivo	3.80 cm

M. NEGATIVO INTERNO

EL momento se lo toma a 1/3 del apoyo
o max 380mm

MD Interior **0.27 T-m**

0.36 SAP Momento en el apoyo

E **1.82m**

$$E = 1220 + 0.25S$$

ML Interior **3.13 T-m**

4.15 SAP Momento en el apoyo

ML Interior **1.72 T-m**

SAP/E De modo de trabajar con un tramo de losa de 1m

ML Interior (*Simultan) **2.06 T-m**

Mu **5.47 T-m**

Rec **3.8**

As **9.31 cm²**

1φ 16 mm @ 15.00 cm

M. NEGATIVO VOLADO (pasarela peatonal)

(En curva + critico)

Volado **En el apoyo**

MD Volado **-0.04 T-m**

M Peatones **0.00 T-m**

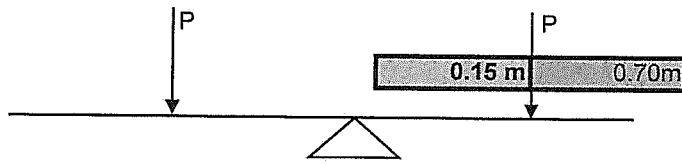
Mu

Rec

As

φ @

M. NEGATIVO VOLADO (paso vehicular)



Volado 0.85 m

MD Volado 0.57 T-m

Predimensionamiento

EL momento se lo toma a 1/3 del apoyo
o max 380mm

MD Volado 0.41 T-m

0.53 SAP Momento en el apoyo

Xc 0.150 m

E 1.265 m

P 10.00 Tn

Mcr 1.42 T-m

$$E = 0.833Xc + 1.140$$

Mcr + I 1.89 T-m

Mu 3.73 T-m

As 6.26 cm²

Rec 3.8

As 1φ 14 mm @ 20.00 cm

AS SUPERIOR (Temperatura)

$$As_{Temp} = 0.0018 * b * h$$

ACI

AS **3.60 cm²** En ambas caras e max = 45cm o 3 veces e losa
 1φ 10 @ 20.00 cm

$$As_{Temp} = \frac{0.75 * b * h}{2 * (b + h) * fy}$$

AASTHO
LRFD

As: Área de refuerzo cada cara mm²/m

fy **420.00 MPA**

Fy en Mega Páscales

As **0.15 mm²/mm**

As **1.49 cm²**

1φ 10 mm @ 20.00 cm

AS INFERIOR (Distribución)

Porcentaje del acero principal positivo (67%)

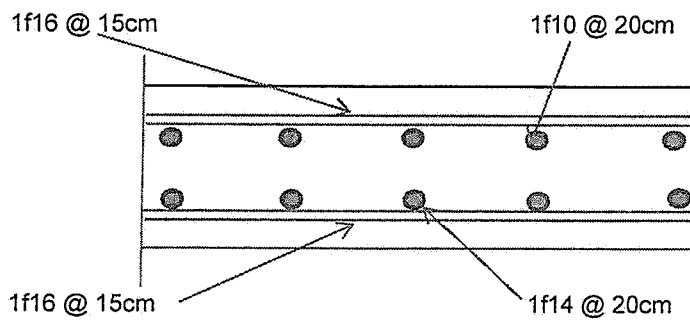
Se **2.108 m**

$$As_{DIS} = \frac{3840}{\sqrt{Se}} \leq 67\%$$

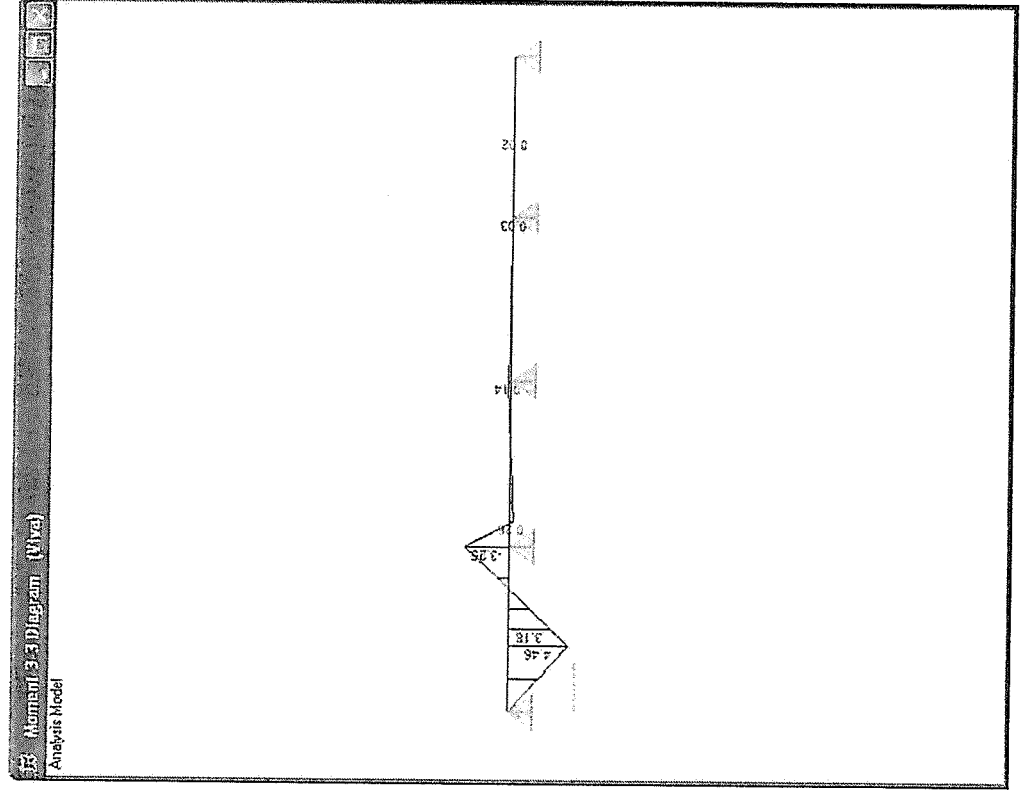
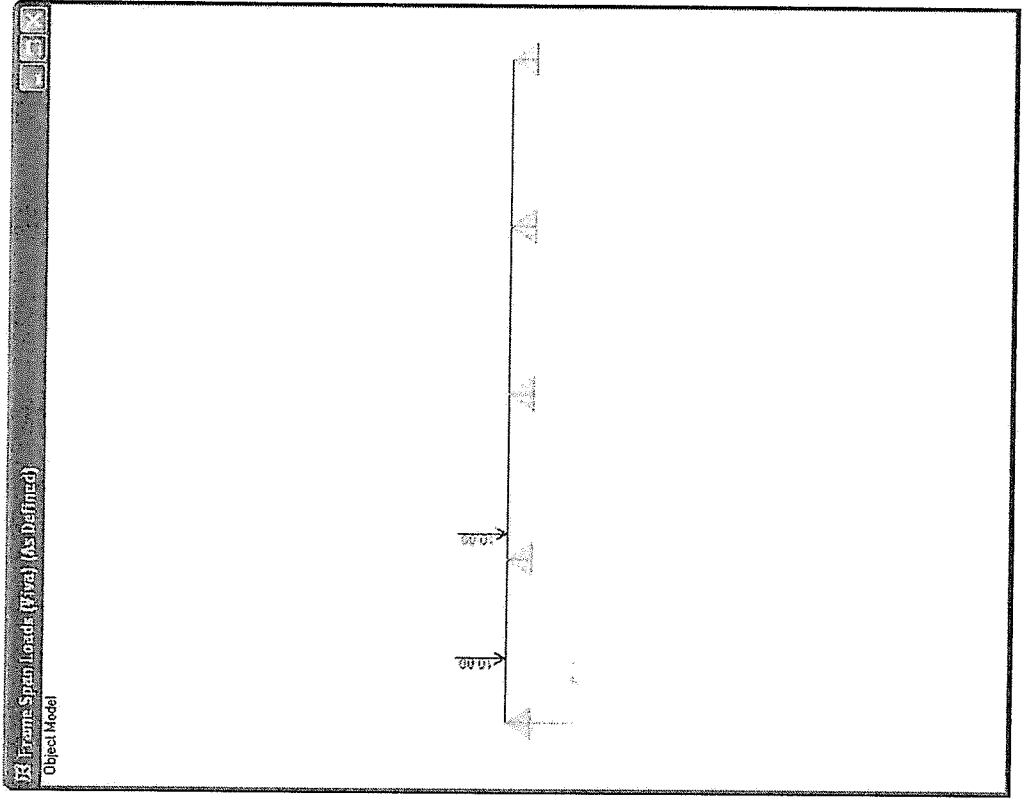
As 67.00% **8.09 cm²**

1φ 14 mm @ 20.00 cm

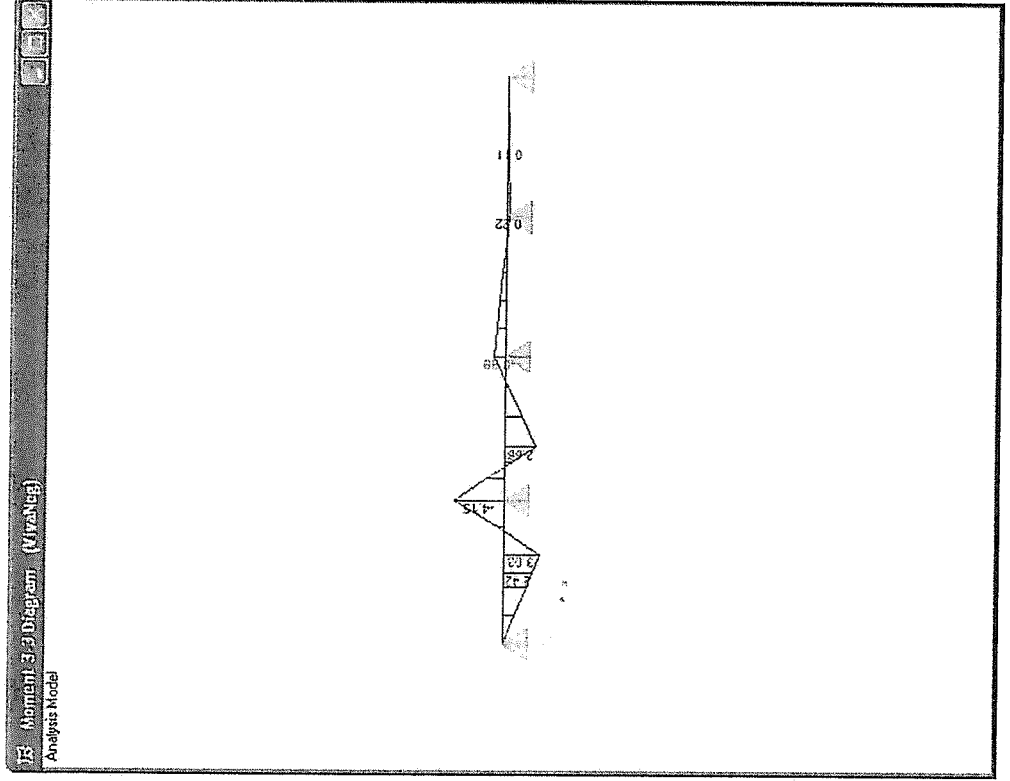
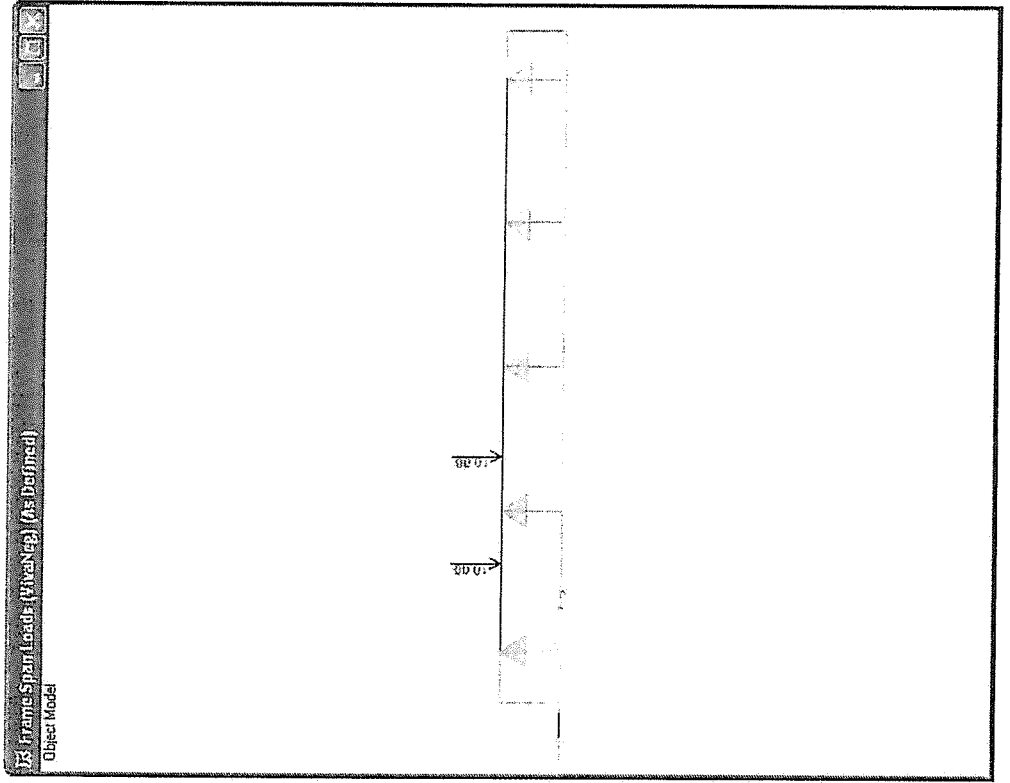
ESQUEMA DE ARMADO



CARGA VIVA MAX M POSITIVO INTERNO	
CARGA	MOMENTO



CARGA VIVA MAX M NEGATIVO INTERNO	
	MOMENTO
CARGA	

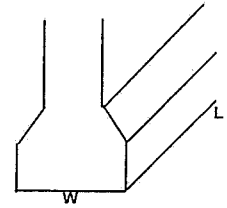


DIAGRAMAS DE ESFUERZOS

DISEÑO DE NEOPRENO

WD	49.18 cm	Dim	W	44.00 cm
WL	13.70 cm		L	39.00 cm

G estatico inf	9.48 Kg/cm ²
G estatico sup	12.00 Kg/cm ²
G dinámico	14.60 Kg/cm ²



Esfuerzo a compresion

σc	40.89 Kg/cm ²	<	70.30 Kg/cm ²
----	--------------------------	---	--------------------------

CARACTERISTICAS

Neopreno	60°		
#Laminas de Acero	4	e	1.25 mm

# Capas Neopreno	3	e	19.00 mm
------------------	---	---	----------

Recubrimiento	4.00 mm
---------------	---------

H total	70.00 mm	Hrt	65.00 mm
---------	----------	-----	----------

H Goma (hrt)	65.00 mm
--------------	----------

FACTOR DE FORMA

S	5.13
---	------

Esfuerzo a compresion

σc	<	1.66 * G * S	<	112 Kg/cm ²
41 Kg/cm ²		81 Kg/cm ²		

Si Cumple

DEFORMACIONES MAXIMAS VERTICALES

δg	48.6 Kg/cm ²	<	70.3 Kg/cm ²
----	-------------------------	---	-------------------------

Si Cumple

COMPRESION INSTANTANEA FLEXIONANTE

δ	1.95 mm
---	---------

ei	0.03	Abaco Asstho
----	------	--------------

CAPACIDAD A LA ROTACION

θmax	0.0111 Rad
------	------------

θdc1	0.0034 Rad	θL	0.0090 Rad
------	------------	----	------------

λ	2.47	θunk	0.0050 Rad
---	------	------	------------

θdc	0.0034 Rad
-----	------------

θ_{dc1} -0,0118:Rad

θ_{s1} 0,0022:Rad

θ_{s2} -0,0078:Rad

θ_s 0,0078:Rad

$$\sigma_c > \sigma_{up\ min} = 1 * G * S \left(\frac{\theta_s}{n} \right) * \left(\frac{B}{hri} \right)^2$$

σ_c 40,8:Kg/cm2

$\sigma_{up\ min}$ 42,9:Kg/cm2

Verificar

Si se soporta deformación por corte debe cumplir

$$\sigma_c < 1.875 * G * S \left(1 - 0.2 * \left(\frac{\theta_s}{n} \right) * \left(\frac{B}{hri} \right)^2 \right)$$

σ 75,1:Kg/cm2

Si Cumple

ESFUERZO DE COMPRESION

σ_c 40,8:Kg/cm2

$\sigma_c\ max$ 74,9:Kg/cm2

Si Cumple

ESTABILIDAD

Si $W > L$

A 0.2215

B 0.3124

$$2A < B$$

-0.0908

$$A = \frac{1.92 \frac{hri}{L}}{\sqrt{1 + \frac{2 * L}{W}}}$$

Si $L > W$

A 0.1513

B 0.2849

$$B = \frac{2.67}{(S + 2) * \left(1 + \frac{L}{4 * W} \right)}$$

Verificar

Si no pasa el anterior:

Con libertad de desplazamiento

Si $w > l$

$$\sigma_c < \sigma_{cr} = \frac{GS}{2A - B}$$

σ_c 40,8:Kg/cm2

σ_{cr} 372,24:Kg/cm2

Si Cumple

Si $l > w$

$$\sigma_c < \sigma_{cr} = \frac{GS}{2A - B}$$

σ_c 40,8:Kg/cm2

σ_{cr} 2752,50:Kg/cm2

Si Cumple

DESPLAZAMIENTOS

TEMPERATURA $\Delta temp = \frac{\alpha * \Delta t * Luz\ del\ tramo}{2}$

Δt 25,00

α 1,08E-05:mm/mm°C

luz 28,000:00

Climas Moderados

Δ temp 37.8mm

SISMO
$$\Delta_{sismo} = \frac{K_h * R_{dl} * e_{goma}}{G_s * w * l}$$

RDL
(Reaccion DL) 49.18 tn

e goma
(hrt) 65.00mm

$$KH = K1 * S * \frac{A_o}{2g} \geq 0.10$$

K1
(Factor de Importancia) 1
(Esencial)

S
(Coef. Suelo) 1.2
(Tipo III)

Ao
(aceleracion f(g)) 0.4

Kh 0.24

Δ sismo 34.13mm

Δ total 37.91mm

$$2\Delta_s < h_{rt}$$

Verificar

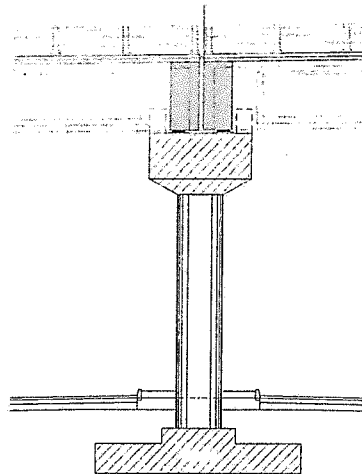
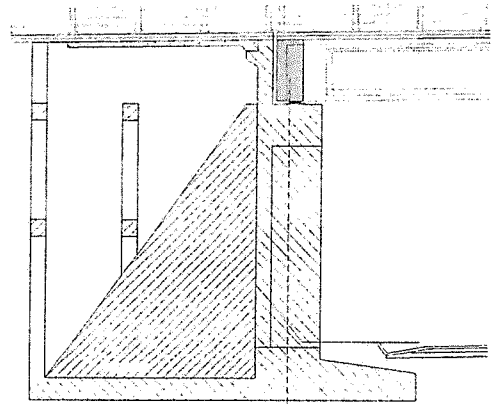
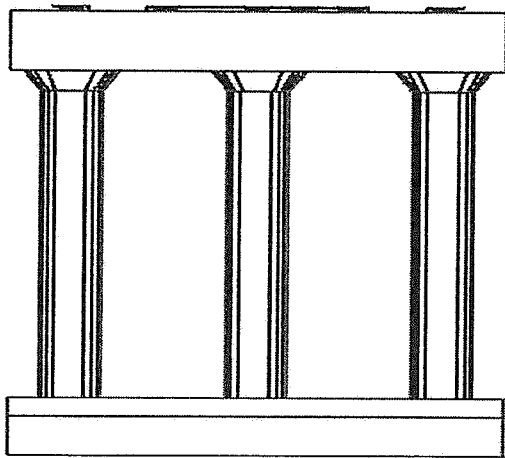
RIGIDEZ
$$K = \frac{G * A}{h_{rt}}$$

A 1540.00cm²

K 3458.6 Kg/cm

SUB-ESTRUCTURA

DISEÑO ESTRIBO
DISEÑO PILA



ESTRIBOS 11.00

RUTA SUR AL NUEVO AEROPUERTO DE QUITO
MEMORIA DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS PUENTES
VIGAS DE HORMIGÓN POSTENSADO SIMPLEMENTE APOYADAS
NORMAS AASHTO LRFD 2007

1

DISEÑO DE ESTRIBOS CON DIFERENTES ESVAJAMIENTOS																														
H = 16.70m										H = 12.90m																				
Reacc. del tablero, sin TOTAL CARGAS VERTICALES																														
H*	H	C	F	k	m	n	alfa	cos	1/cos	a	b	c	d	e	A	B	D	E	h/vig	L	L esv	Estruc +tabilit	FvP/ml	Reacción tablero + diafr. de tablero	Mx Fv	Y Fv cg	MY Fv	X Fv cg	Rellen/m	Fv Q/ml
16.7	17.45	8.5	0.8	1.5	2	1	45.7	0.70	1.43	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	12.6	0.4	1.2	2	12.8	18.33	117	2136	11614	5.4	15605	7.3	270	270	
16.7	17.45	8.5	0.8	1.5	2	1	33.8	0.83	1.20	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	12.6	0.4	1.2	2	12.8	15.40	121	1863	9984	5.4	13148	6.5	270	270	
16.7	17.45	8.5	0.8	1.5	2	1	15.6	0.96	1.04	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	12.6	0.4	1.2	2	12.8	13.29	126	1671	8826	5.3	10322	6.2	270	270	
16.7	17.45	8.5	0.8	1.5	2	1	0	1.00	1.00	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	12.6	0.4	1.2	2	12.8	12.80	128	1627	8558	5.3	10413	6.4	270	270	
TOTAL CARGAS VERTICALES																														
H*	H	C	F	k	m	n	alfa	cos	1/cos	a	b	c	d	e	A	B	D	E	h/vig	L <td>L esv</td> <td>Estruc +tabilit</td> <td>FvP/ml</td> <td>Reacción tablero + diafr. de tablero</td> <td>Mx Fv</td> <td>Y Fv cg</td> <td>MY Fv</td> <td>X Fv cg</td> <td>Rellen/m</td> <td>Fv Q/ml</td>	L esv	Estruc +tabilit	FvP/ml	Reacción tablero + diafr. de tablero	Mx Fv	Y Fv cg	MY Fv	X Fv cg	Rellen/m	Fv Q/ml
12.9	13.65	6.5	0.8	1.5	2	1	45.7	0.70	1.43	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	10.6	0.4	1.2	2	12.8	18.33	91	1672	7826	4.7	13340	8.0	165	165	
12.9	13.65	6.5	0.8	1.5	2	1	33.8	0.83	1.20	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	10.6	0.4	1.2	2	12.8	15.40	96	1466	6783	4.6	10205	7.0	165	165	
12.9	13.65	6.5	0.8	1.5	2	1	15.6	0.96	1.04	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	10.6	0.4	1.2	2	12.8	13.29	100	1324	6066	4.6	8405	6.3	165	165	
12.9	13.65	6.5	0.8	1.5	2	1	0	1.00	1.00	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	10.6	0.4	1.2	2	12.8	12.80	101	1281	5976	4.6	8261	6.4	165	165	
TOTAL CARGAS VERTICALES																														
H*	H	C	F	k	m	n	alfa	cos	1/cos	a	b	c	d	e	A	B	D	E	h/vig	L <td>L esv</td> <td>Estruc +tabilit</td> <td>FvP/ml</td> <td>Reacción tablero + diafr. de tablero</td> <td>Mx Fv</td> <td>Y Fv cg</td> <td>MY Fv</td> <td>X Fv cg</td> <td>Rellen/m</td> <td>Fv Q/ml</td>	L esv	Estruc +tabilit	FvP/ml	Reacción tablero + diafr. de tablero	Mx Fv	Y Fv cg	MY Fv	X Fv cg	Rellen/m	Fv Q/ml
11.0	11.75	4.5	0.8	1.5	2	1	45.7	0.70	1.43	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	8.6	0.4	1.2	2	12.8	18.33	75	1369	5531	4.0	11674	8.5	99	99	
11.0	11.75	4.5	0.8	1.5	2	1	33.8	0.83	1.20	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	8.6	0.4	1.2	2	12.8	15.40	79	1207	4838	4.0	8820	7.3	99	99	
11.0	11.75	4.5	0.8	1.5	2	1	15.6	0.96	1.04	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	8.6	0.4	1.2	2	12.8	13.29	83	1097	4358	4.0	7115	6.5	99	99	
11.0	11.75	4.5	0.8	1.5	2	1	0	1.00	1.00	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	8.6	0.4	1.2	2	12.8	12.80	84	1071	4247	4.0	6854	6.4	99	99	
TOTAL CARGAS VERTICALES																														
H*	H	C	F	k	m	n	alfa	cos	1/cos	a	b	c	d	e	A	B	D	E	h/vig	L <td>L esv</td> <td>Estruc +tabilit</td> <td>FvP/ml</td> <td>Reacción tablero + diafr. de tablero</td> <td>Mx Fv</td> <td>Y Fv cg</td> <td>MY Fv</td> <td>X Fv cg</td> <td>Rellen/m</td> <td>Fv Q/ml</td>	L esv	Estruc +tabilit	FvP/ml	Reacción tablero + diafr. de tablero	Mx Fv	Y Fv cg	MY Fv	X Fv cg	Rellen/m	Fv Q/ml
8.5	9.25	3.5	0.8	1.5	2	1	45.7	0.70	1.43	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	7.6	0.4	1.2	2	12.8	18.33	64	1167	4338	3.7	10230	8.8	62	62	
8.5	9.25	3.5	0.8	1.5	2	1	33.8	0.83	1.20	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	7.6	0.4	1.2	2	12.8	15.40	68	1033	3824	3.7	7707	7.5	62	62	
8.5	9.25	3.5	0.8	1.5	2	1	15.6	0.96	1.04	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	7.6	0.4	1.2	2	12.8	13.29	71	943	3473	3.7	6178	6.5	62	62	
8.5	9.25	3.5	0.8	1.5	2	1	0	1.00	1.00	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	7.6	0.4	1.2	2	12.8	12.80	73	923	3392	3.7	5904	6.4	62	62	

FV.Q.	Estr + suel + tablero/ml				CARGAS VERTICALES TOTALES estructura+suelo+tablero						AREA DE CIMENTACIÓN EXCENTRICIDADES						Fuercas horiz. Tot. Pres. suelos + slm.						
	MX FV.Q.	Y FV.Q.	MY FV.Q.	X FV.Q.	Fv Tot./ml	MV X Tot	Y cg total	MV Y Tot	X cg total	e Ycg	e Xcg	e Ycg	e Xcg	MV Y cg	MV X cg	H tot	M tot	M tot sis	Fh Tot	Mfh Tot	Fs a volc	Fv Total	
4954	8.3	24088	4.9	397	7090.04	7090.04	5.60	39694	5.60	6.30	-1.12	6.23	0.63	-7917	242.6	1494	9957	522	3413	2015	13370	3.93	7090
4954	8.3	20688	4.9	397	7090	7090	5.60	39694	5.60	6.30	-1.07	5.78	0.38	-6451	150.2	1255	8368	444	2859	1659	11327	3.92	6028
4184	8.3	20688	4.9	397	6026	4418	7.37	32536	5.40	6.30	-1.02	5.84	0.15	-5373	58.8	1083	7230	307	2631	2470	9851	3.91	5964
3592	8.3	19660	5.5	397	5264	38535	7.32	29982	5.70	6.30	-1.02	5.84	0.15	-5373	58.8	1083	7230	307	2631	2470	9851	3.91	5964
3460	8.27	22144	6.4	398	5087	37172	7.31	32552	6.40	6.30	-1.01	6.40	0.00	-5324	0.0	1043	6954	374	2555	1417	9509	3.91	5087

FV.Q.	Estr + suel + tablero/ml				CARGAS VERTICALES TOTALES estructura+suelo+tablero						AREA DE CIMENTACIÓN EXCENTRICIDADES						Fuercas horiz. Tot. Pres. suelos + slm.						
	MX FV.Q.	Y FV.Q.	MY FV.Q.	X FV.Q.	Fv Tot./ml	MV X Tot	Y cg total	MV Y Tot	X cg total	e Ycg	e Xcg	e Ycg	e Xcg	MV Y cg	MV X cg	H tot	M tot	M tot sis	Fh Tot	Mfh Tot	Fs a volc	Fv Total	
2988	7.2	17833	5.9	254	4659.84	29452	6.32	30973	6.65	5.30	-1.02	7.12	0.47	-4755	120.7	909	4919	325	1725	1234	6695	4.40	4660
2511	7.2	13889	5.6	259	3978	24957	6.27	24195	6.08	5.30	-0.97	6.37	0.38	-3926	73.7	764	4135	279	1565	1042	5698	4.38	3978
2167	7.2	12471	5.8	263	3490	21277	6.22	20976	5.98	5.30	-0.92	6.09	0.11	-3228	28.3	659	3567	245	1409	904	4977	4.37	3490
2087	7.24	13356	6.4	264	3378	20978	6.21	21617	6.40	5.30	-0.91	6.40	0.00	-3078	0.0	635	3436	237	1374	872	4810	4.36	3378

FV.Q.	Estr + suel + tablero/ml				CARGAS VERTICALES TOTALES estructura+suelo+tablero						AREA DE CIMENTACIÓN EXCENTRICIDADES						Fuercas horiz. Tot. Pres. suelos + slm.						
	MX FV.Q.	Y FV.Q.	MY FV.Q.	X FV.Q.	Fv Tot./ml	MV X Tot	Y cg total	MV Y Tot	X cg total	e Ycg	e Xcg	e Ycg	e Xcg	MV Y cg	MV X cg	H tot	M tot	M tot sis	Fh Tot	Mfh Tot	Fs a volc	Fv Total	
1805	6.2	12822	6.9	173	3173.95	16720	5.27	24195	7.62	4.30	-0.97	7.96	0.33	-3072	57.8	670	3209	207	1065	877	4774	3.91	3174
1517	6.2	9478	6.2	177	2724	14342	5.23	18298	6.72	4.30	-0.93	6.29	0.20	-2527	35.0	563	2697	179	956	742	3653	3.90	2724
1309	6.2	7904	6.0	181	2406	12472	5.18	15019	6.24	4.30	-0.88	6.32	0.07	-2128	13.2	486	2327	159	877	645	3204	3.89	2406
1261	6.20	8070	6.4	183	2332	12852	5.17	14923	6.40	4.30	-0.87	6.40	0.00	-2035	0.0	468	2241	154	859	622	3100	3.89	2332

FV.Q.	Estr + suel + tablero/ml				CARGAS VERTICALES TOTALES estructura+suelo+tablero						AREA DE CIMENTACIÓN EXCENTRICIDADES						Fuercas horiz. Tot. Pres. suelos + slm.						
	MX FV.Q.	Y FV.Q.	MY FV.Q.	X FV.Q.	Fv Tot./ml	MV X Tot	Y cg total	MV Y Tot	X cg total	e Ycg	e Xcg	e Ycg	e Xcg	MV Y cg	MV X cg	H tot	M tot	M tot sis	Fh Tot	Mfh Tot	Fs a volc	Fv Total	
1129	5.6	8431	7.5	125	2295.69	10699	4.66	18661	8.18	3.80	-0.86	8.34	0.21	-1976	26.2	410	1691	139	630	549	2261	4.73	2296
949	5.6	6257	6.6	128	1982	9170	4.63	13964	7.04	3.80	-0.83	7.16	0.12	-1637	15.3	345	1371	122	577	467	1948	4.71	1982
819	5.6	5062	6.2	133	1762	8085	4.59	11240	6.38	3.80	-0.79	6.42	0.04	-1389	5.5	297	1183	110	539	407	1722	4.70	1762
788	5.63	5047	6.4	134	1711	7834	4.58	10951	6.40	3.80	-0.78	6.40	0.00	-1332	0.0	286	1139	107	531	394	1670	4.69	1711

M final/P final

Mx final	Fy final	My final	Ix final	Area	lycg	ix c/g	lycg	Ixc/g	Iyc/g	[Mx]/ly	[My]/ly	Fv Tot/Area	Esf/taq	Esf/der	Efecto Biaxial	Fricción	FS dest	50% Presión	Esf/taq	Esf/der	Sin sismos	
5453	0.769	243	0.034	230.9	6.3	6.2	3025	7425	11.2	0.20	0.20	31	42	19	42	19	3191	1.6	16	26	18	11
4876	0.899	159	0.025	194.1	6.3	5.8	2568	4182	12.0	0.21	0.21	31	43	19	43	19	2712	1.6	16	27	20	11
4477	0.851	59	0.011	167.4	6.3	5.8	2115	2516	12.7	0.14	0.14	31	44	19	44	19	2369	1.6	16	28	21	10
4385	0.862	0	0.000	161.3	6.3	6.4	2134	2202	12.9	0.00	0.00	32	44	19	44	19	2289	1.6	16	29	21	10
Promete.														31	43	19						

M final/P final

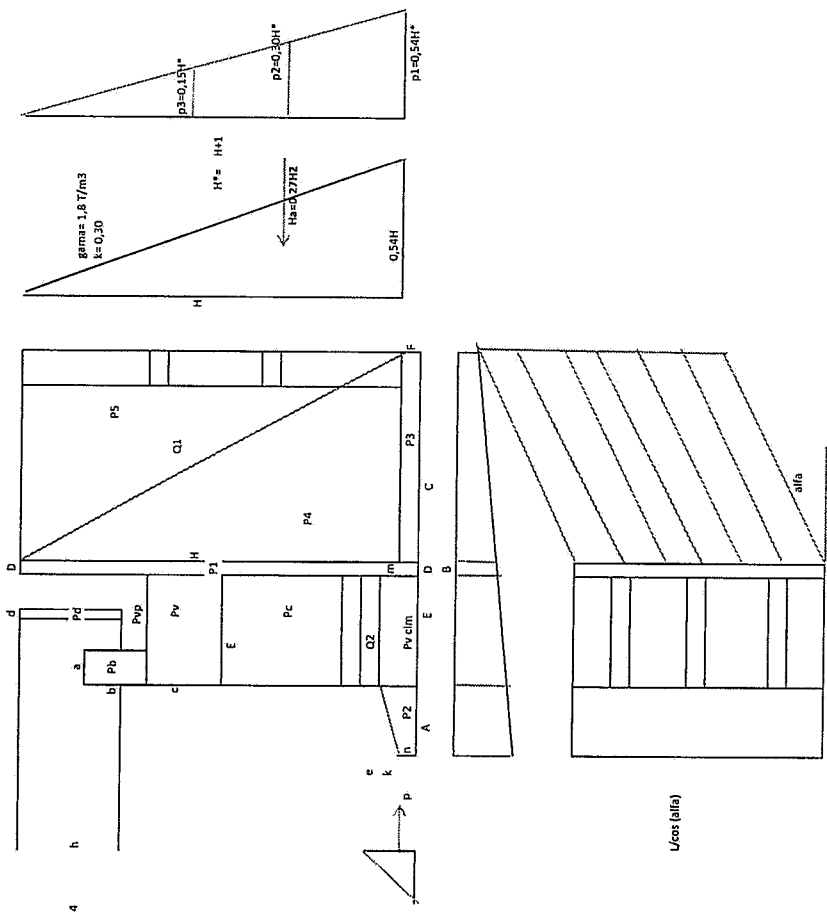
Mx final	Fy final	My final	Ix final	Area	lycg	ix c/g	lycg	Ixc/g	Iyc/g	[Mx]/ly	[My]/ly	Fv Tot/Area	Esf/taq	Esf/der	Biaxial	Fricción	FS dest	50% Presión	Esf/taq	Esf/der	Sin sismos	
1940	0.42	121	0.03	194.3	5.1	7.1	1819.0	5949	6.51	0.144	0.144	24	30	18	30	18	2096.9	1.7	12	17	11	6
1822	0.46	74	0.02	163.3	5.3	6.4	1528.8	3412	6.317	0.138	0.138	24	31	18	31	18	1785.9	1.7	12	18	13	11
1749	0.50	28	0.01	140.9	5.3	6.1	1319.0	2101	7.027	0.082	0.082	25	32	18	32	18	1570.7	1.7	12	20	14	11
1732	0.51	0	0.00	135.7	5.3	6.4	1270.4	1852	7.225	0.000	0.000	25	32	18	32	18	1520.0	1.7	12	20	14	11
Promete.														25	31	18						

M final/P final

Mx final	Fy final	My final	Ix final	Area	lycg	ix c/g	lycg	Ixc/g	Iyc/g	[Mx]/ly	[My]/ly	Fv Tot/Area	Esf/taq	Esf/der	Biaxial	Fricción	FS dest	50% Presión	Esf/taq	Esf/der	Sin sismos	
1282	0.28	58	0.02	157.6	4.3	8.0	971.4	4621	5.320	0.100	0.100	20	25	15	26	15	1428.3	1.6	11	15	10	9
1126	0.41	35	0.01	132.5	4.3	6.9	815.5	2694	5.929	0.090	0.090	21	26	15	27	15	1226.0	1.7	11	16	11	9
1076	0.45	13	0.01	114.3	4.3	6.3	704.4	1693	6.571	0.049	0.049	21	28	14	28	14	1082.5	1.7	11	17	11	9
1065	0.46	0	0.00	110.1	4.3	6.4	675.5	1503	6.750	0.000	0.000	21	28	14	28	14	1049.3	1.7	11	17	11	9
Promete.														21	27	15						

M final/P final

Mx final	Fy final	My final	Ix final	Area	lycg	ix c/g	lycg	Ixc/g	Iyc/g	[Mx]/ly	[My]/ly	Fv Tot/Area	Esf/taq	Esf/der	Biaxial	Fricción	FS dest	50% Presión	Esf/taq	Esf/der	Sin sismos	
285	0.12	26	0.01	139.3	3.8	8.3	670.4	4010	1.617	0.054	0.054	16	18	15	18	15	1038.1	1.9	8	10	7	10
311	0.16	15	0.01	117.1	3.8	7.2	565.5	2355	2.101	0.047	0.047	17	19	15	19	15	892.1	1.9	8	11	7	10
333	0.19	5	0.00	101.0	3.8	6.4	486.1	1492	2.602	0.024	0.024	17	20	15	20	15	793.0	1.9	8	12	7	10
338	0.20	0	0.00	97.3	3.8	6.4	466.2	1328	2.741	0.000	0.000	18	20	15	20	15	770.0	2.0	8	12	7	10
Promete.														17	19	15						



DISEÑO VIGA DE CIMENTACION

H = 11.0m

FLEXION

f'c	350
fy	4200
β_1	0.8

Mu	57,450,000kg-cm
b	170cm
h	200cm
rec	7.5cm
d	193cm

CORTANTE

Vu	388.5Tn
θ	0.9
S	20cm

Vu	431.7Tn
Vc	324.5Tn
Vs	107.2Tn
Av	2.95cm ²

Vu > Vc

ρ 0.00246

As 80.35

As temp 0.082 cm/cm

W 117.1Tn

V	259.0Tn
Vu	388.5Tn

M	383.0Tn
Mu	574.5Tn

Av min 3.98cm²

As max 584.22cm²

As min 109.08cm²

As principal

14	ϕ	32mm	@
----	--------	------	---

Estribos

4	ϕ	16mm	@	20cm
---	--------	------	---	------

CARGAS VIGAS DE CIMENTACION

H	Talon	Viga	Dedo	Long	A. Cooperante	W total	W
11	4.5	1.7	2.5	8.7	6.45	158	117.1
13.5	6.5	1.7	2.5	10.7	7.45	240	167.1
16.5	8.5	1.7	2.5	12.7	8.45	350	232.9

MODELO VIGA DE CIMENTACIÓN

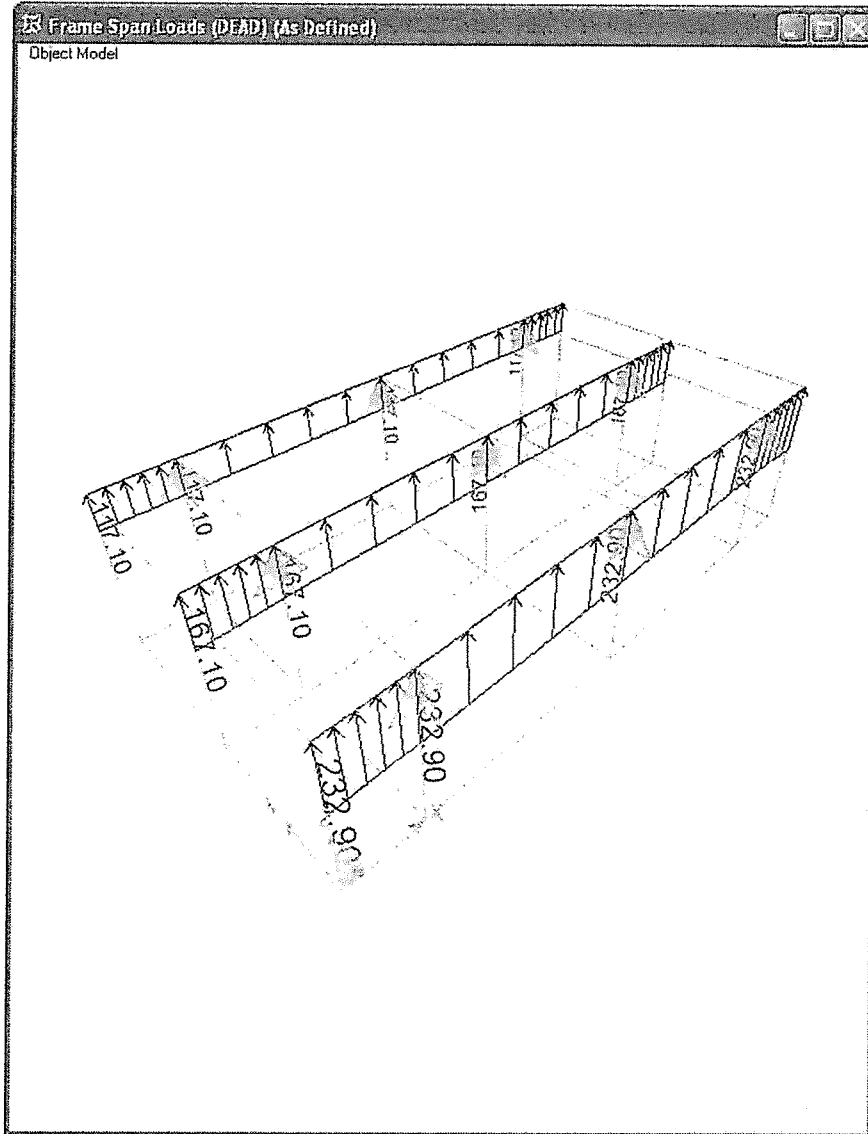


DIAGRAMA DE MOMENTOS

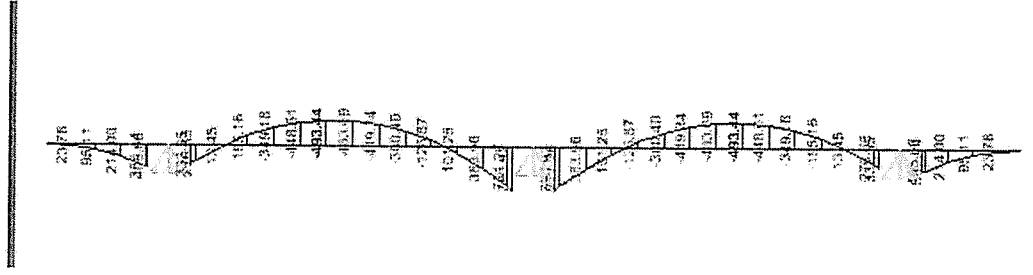
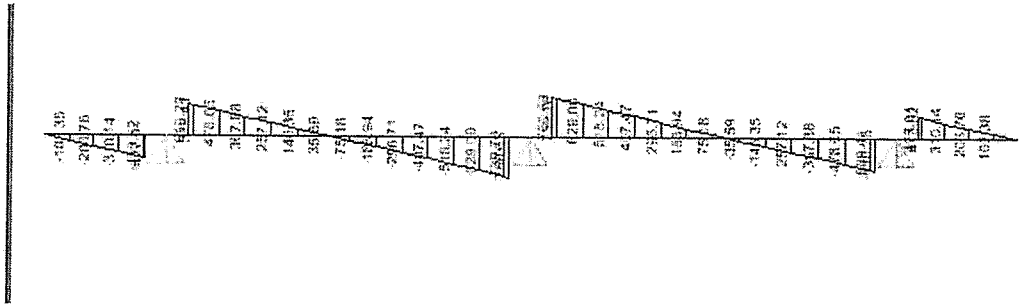


DIAGRAMA DE CORTANTE



DISEÑO TALON

H 11.00m
LONG. 2.5m

FLEXION

f _c	350
f _y	4200
β ₁	0.8
M _u	490000kg-cm
b	100cm
h	80cm
rec	7.5cm
d	73cm

V _u	29.51k
θ	0.9
S	20cm

V _u	32.81k
V _c	71.91k
V _s	-39.11k
A _s	-2.57cm ²

$V_u < V_c$

CORTANTE

L total	
L Talon	

q ₁	0
q ₂	0

X	# DIV/0'
---	----------

q'	# DIV/0'
M	# DIV/0'
V	# DIV/0'

h total	11
h zapata	1

suelo	1.8
-------	-----

w	20.4
---	------

ρ	0.00251
---	---------

A _s	18.20
----------------	-------

A _{s temp}	0.040 cm/cm
---------------------	-------------

--	--

A _{s min}	24.17cm ²
--------------------	----------------------

2.5

5

4.91

25

A _{s min 1}	17.40cm ²
----------------------	----------------------

1	
---	--

φ

25mm	
------	--

@

20cm	
------	--

MODELO TALÓN ASENTADO SOBRE CONTRAFUERTE

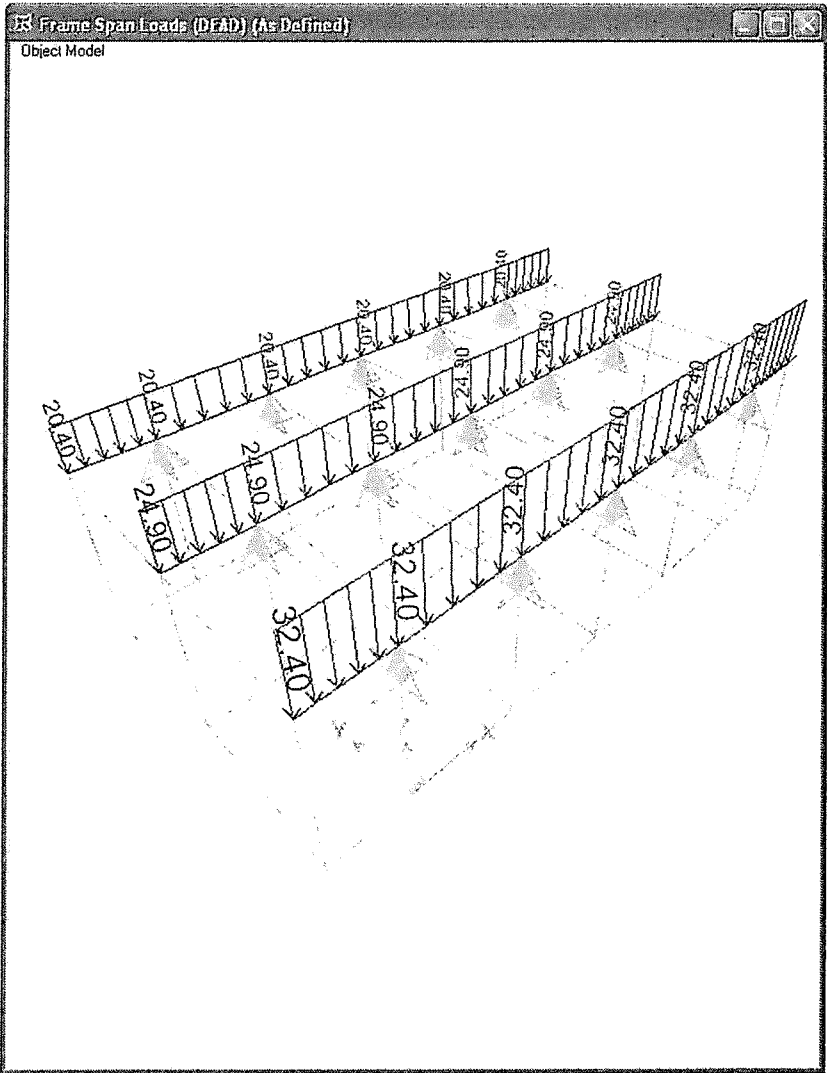


DIAGRAMA DE MOMENTOS

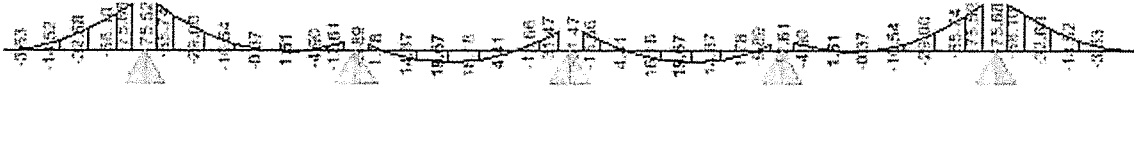


DIAGRAMA DE CORTANTE



DISEÑO DEDO

H: 11.00m
LONG: 2.5m

FLEXION

f'c	350
fy	4200
β_1	0.8
Mu	1152900kg-cm
b	100cm
h	150cm
rec	7.5cm
d	143cm

CORTANTE

Vu	46.5Tn
θ	0.9
S	20cm
Vu	51.7Tn
Vc	141.3Tn
Vs	-89.6Tn
As	-2.99cm ²

$V_u < V_c$

L total	8.7
L dedo	2.5

q1	41.52
q2	-5.69

X	7.65
---	------

q'	27.95	cara del apoyo del apoyo
q'1	34.91	cara del apoyo
M	115.62	por sismo
V	46.53	Por sismo

dv	1.28
----	------

ρ	0.00152
--------	---------

AS	21.64
----	-------

As temp	0.054 cm/cm
---------	-------------

--	--

As min	47.50cm ²
--------	----------------------

As min 1	34.20cm ²
----------	----------------------

1	
---	--

ϕ	25mm
--------	------

@	15cm
---	------

DISEÑO PANTALLA

H 5m
LONG. 2.5m

FLEXION

f _c	350
f _y	4200
β ₁	0.8

M _u	123900kg-cm
b	100cm
h	40cm
rec	7.5cm
d	32.5cm

V _u	9.8Tn
θ	0.9
S	20cm

V _u	10.9Tn
V _c	32.2Tn
V _s	-21.4Tn
As	-3.13cm ²

V_u < V_c

CORTANTE

V	6.5Tn
V _u	9.8Tn

M	8.3Tn
M _u	12.4Tn

h total	17.5
h Viga	12

suelo	1.8
-------	-----

q ₁	2.97
----------------	------

ρ	0.00317
---	---------

58.02cm ²

1.6 2.01

5 10

As	10.32
----	-------

10.83cm ²

As min

As min 1

7.80cm ²

10

As temp	0.026 cm/cm
---------	-------------

1	φ	16mm	@	20cm
---	---	------	---	------

DISEÑO PANTALLA

H 10m

LONG. 2.5m

FLEXION

f_c	350
f_y	4200
β_1	0.8

M_u	2196000 kg-cm
b	100cm
h	40cm
rec	7.5cm
d	32.5cm

CORTANTE

V_u	17.3Tn
θ	0.9
S	20cm

V_u	19.2Tn
V_c	32.2Tn
V_s	-13.0Tn
A_s	-1.91cm ²

$V_u < V_c$

V	11.5Tn
V_u	17.3Tn

M	14.6Tn
M_u	22.0Tn

h_{total}	17.5
h_{Viga}	7.5

suelo	1.8
-------	-----

q_1	5.4
-------	-----

ρ	0.00573
--------	---------

	58.02cm ²
--	----------------------

1.6 2.01

5 10

A_s	18.63
-------	-------

$A_s \text{ min}$	10.83cm ²
-------------------	----------------------

10

$A_s \text{ temp}$	0.026 cm/cm
--------------------	-------------

$A_s \text{ min 1}$	7.80cm ²
---------------------	---------------------

1

ϕ

16mm

@

20cm

DISEÑO PANTALLA

H 15.5m
LONG. 2.5m

FLEXION

f _c	350
f _y	4200
β ₁	0.8

M _u	3076500 kg-cm
b	100cm
h	40cm
rec	7.5cm
d	32.5cm

CORTANTE

V _u	24.2Tn
θ	0.9
S	20cm

V _u	26.9Tn
V _c	32.2Tn
V _s	-5.3Tn
A _s	-0.78cm ²

$V_u < V_c$

V	16.2Tn
V _u	24.2Tn

M	20.5Tn
M _u	30.8Tn

h total	17.5
h Viga	2

suelo	1.8
-------	-----

q ₁	8.37
----------------	------

ρ	0.00818
---	---------

58.02cm ²

1.8 2.54

10 25

A _s	26.58
----------------	-------

10.83cm ²

As min 1

7.80cm ²

10

A _{s temp}	0.026 cm/cm
---------------------	-------------

1

φ

@

20cm

MODELO PANTALLA ASENTADAS SOBRE CONTRAFUERTES

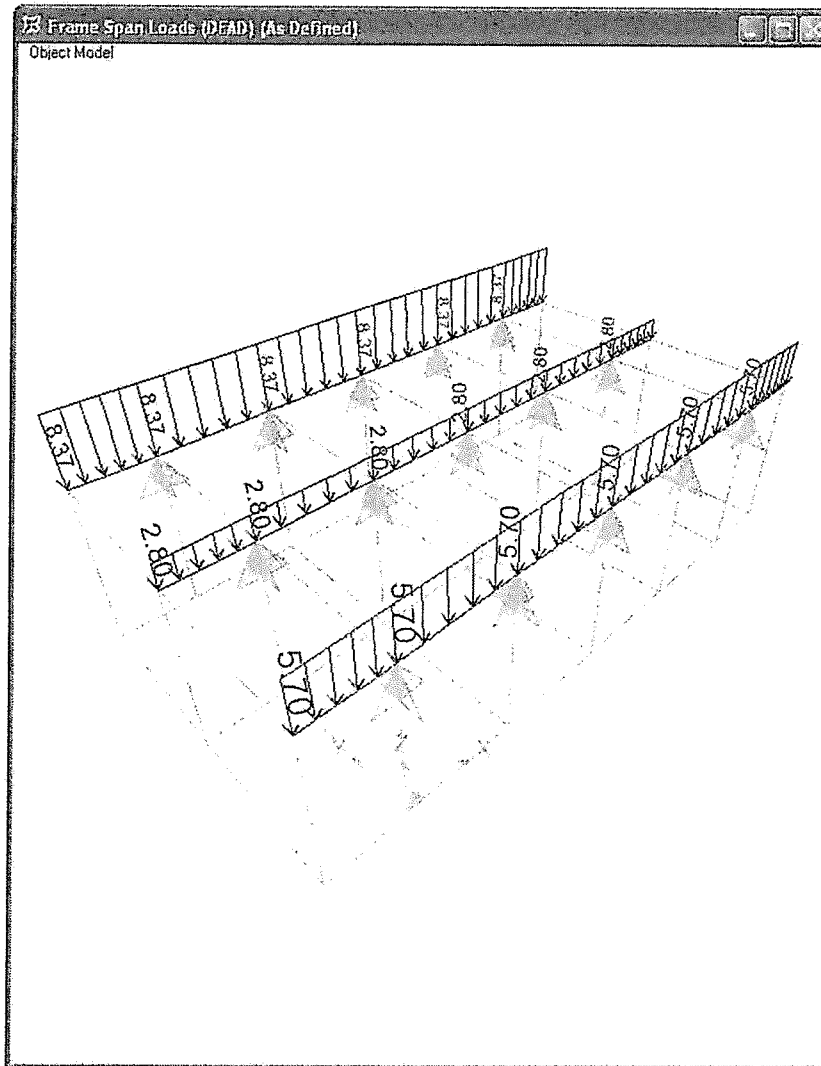


DIAGRAMA DE MOMENTOS

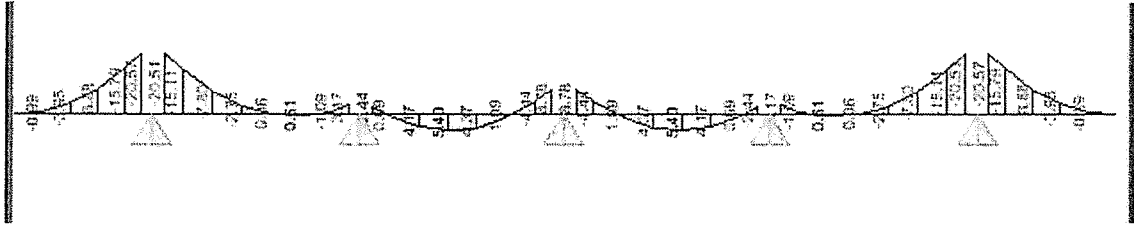
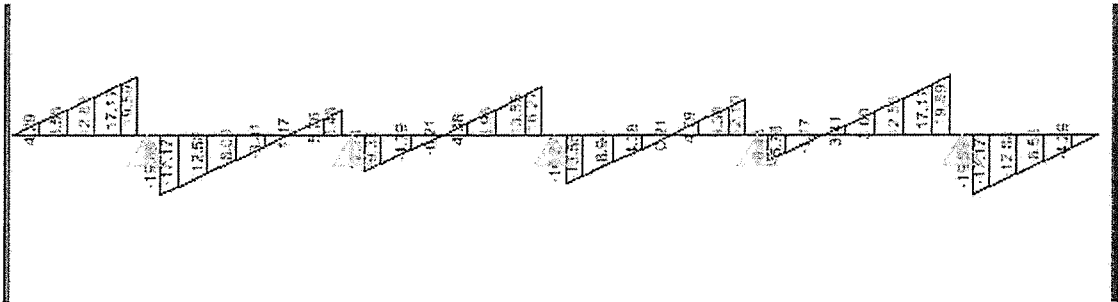


DIAGRAMA DE CORTANTE



DISEÑO PANTALLA SUPERIOR

H 10m
LONG. 2.5m

FLEXION

f'c	350
fy	4200
β_1	0.8
Mu	2494848kg-cm
b	100cm
h	40cm
rec	7.5cm
d	32.5cm

CORTANTE

Vu	20.3Tn
θ	0.9
S	20cm

Vu	22.6Tn
Vc	32.2Tn
Vs	-9.6Tn
As	-1.41cm ²

$Vu < Vc$

ρ 0.00655

As 21.29

As temp 0.026 cm/cm

V	20.3Tn
Vu	20.3Tn
M	24.9Tn
Mu	24.9Tn

H Viga	2.5
H estribo	16.5
suelo	1.8
Talón	8.5

qs1	2.94	Sismo
qs2	2.49	

Vs	6.79
Ms	8.72

q1 1.35 Empuje activo

V1	1.69
M1	1.41

q2 0.3 sobrecarga

V2	0.75
M2	0.94

q3 0.192 Peso propio sismo

V2	0.48
M2	0.60

q4 4.25 Relleno sismo

V2	10.63
M2	13.28

As min 1

As max 58.02cm²

As min 10.83cm²

As min 1

As min 1

As min 1

As min 1

16mm

ϕ

16mm

@

20cm

@

20cm

Refuerzo en la base

DISEÑO VIGA CABEZAL ESTRIBO

FLEXION

f_c	350
f_y	4200
β_1	0.8

M_u	19,600,000 kg-cm
b	170cm
h	150cm
rec	5.0cm
d	145cm

CORTANTE

V_u	120.0Tn
θ	0.9
S	20.0cm

V_u	133.3Tn
V_c	244.4Tn
V_s	-111.1Tn
A_v	-4.05cm ²

$A_v \text{ min} = 3.98 \text{ cm}^2$

V	120.0Tn
V_u	120.0Tn

M	196.0 T-m
M_u	196.0 T-m

$V_u < V_c$

$\rho = 0.00147$

$A_s = 36.13$

$A_{s \text{ temp}} = 0.071 \text{ cm/cm}$

$A_s \text{ max} = 440.06 \text{ cm}^2$

$A_s \text{ min} = 82.17 \text{ cm}^2$

$A_s \text{ principal}$

$A_s \text{ Estribos}$

14	ϕ	32mm	@
4	ϕ	16mm	@

MODELO CABEZAL ESTRIBO APOYADO SOBRE COLUMNAS

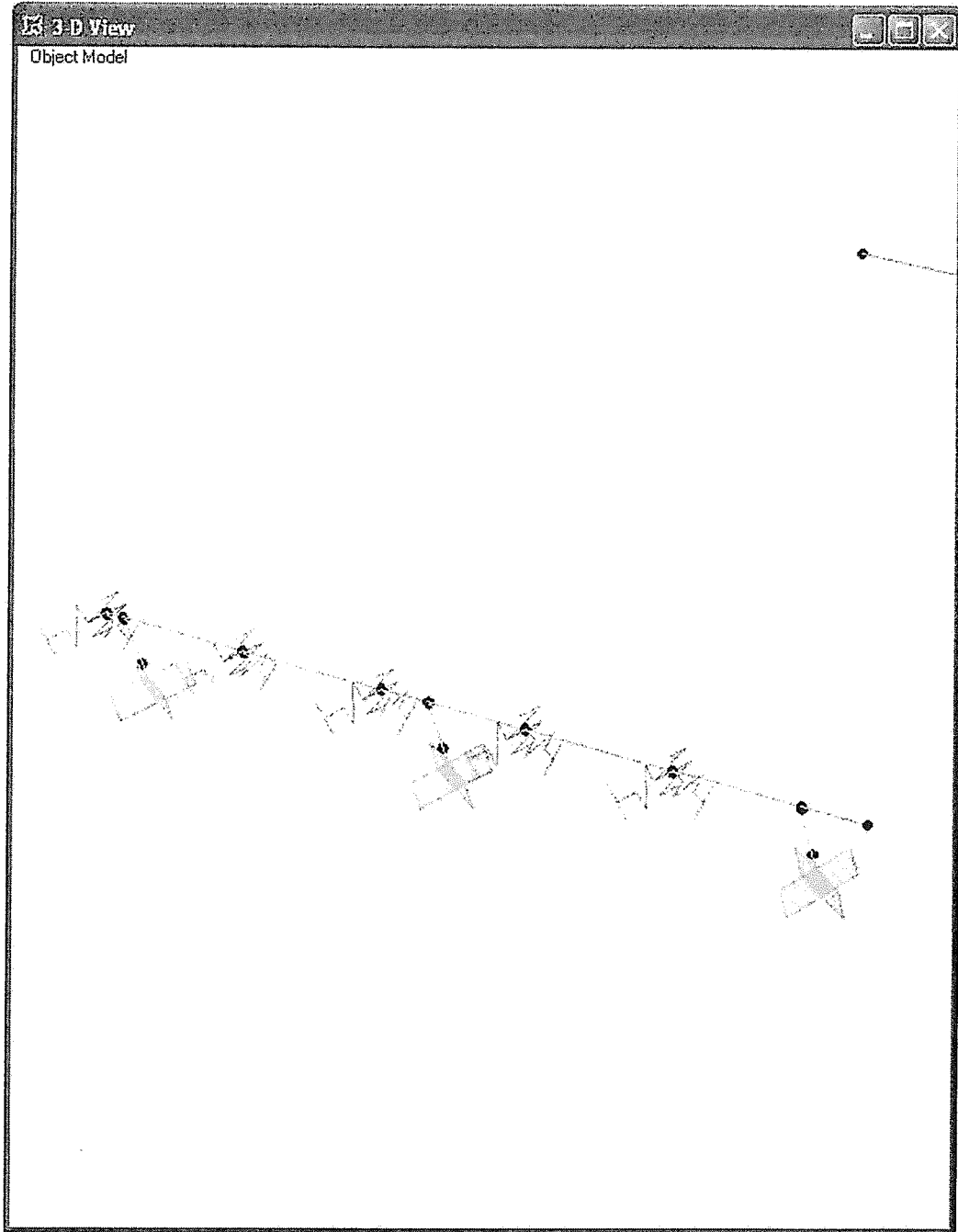
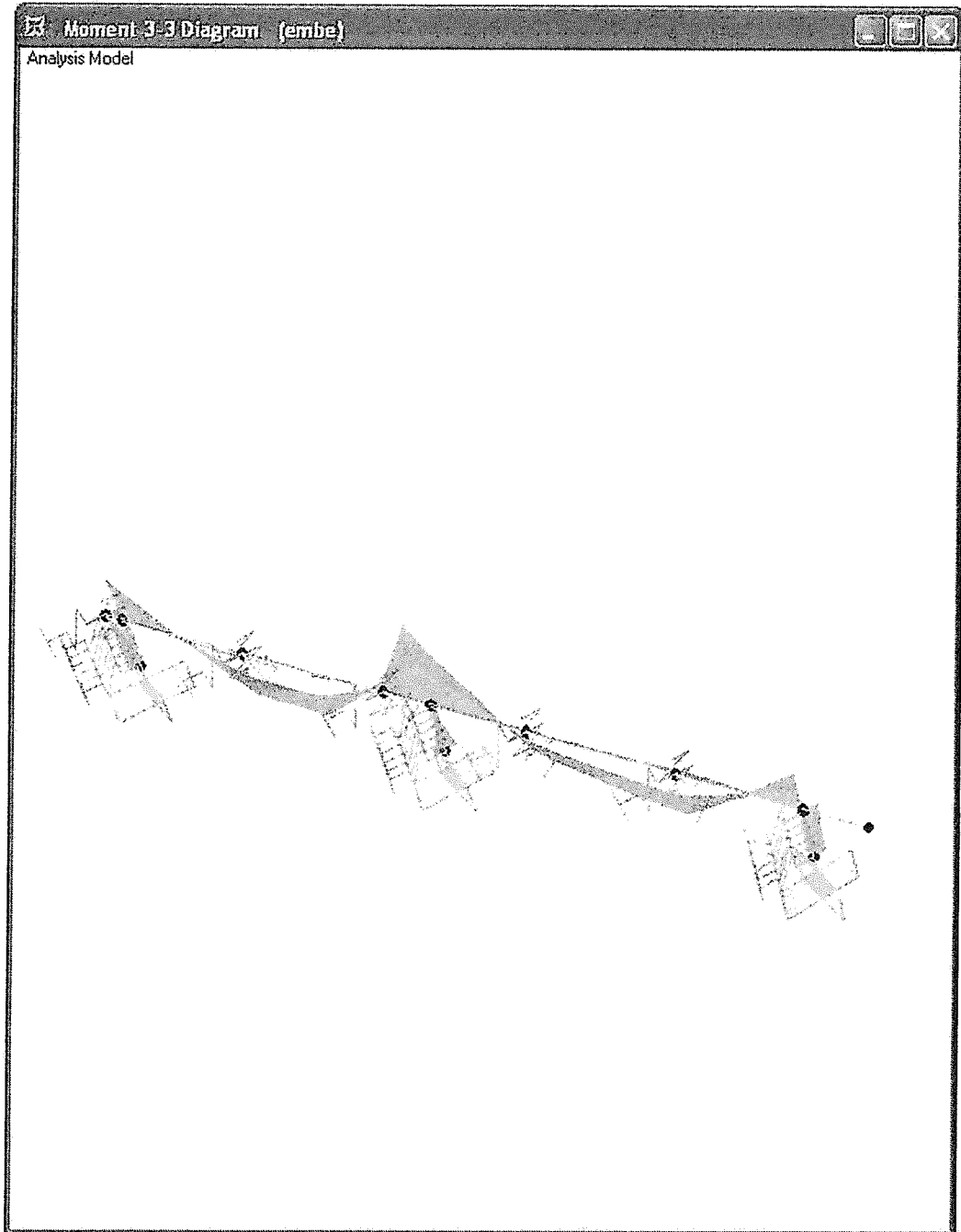


DIAGRAMA DE MOMENTOS



Calculo de cargas para pantallas laterales

gamma H.A (Y) T/m3 2.40 T/m3
 gamma suelo (Y) T/m3 1.80 T/m3

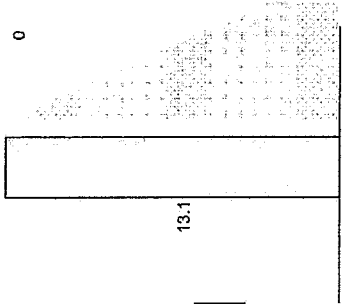
PA Calculo de la presión activa estática
 por sismo 0,45 gamma suelo (Y) T/ 1.80 T/m3
 por sismo 0,45 KA 0.30
 h en la base (m) 13.10 m
 Kp 3.33 m

(PAE por 1m en la base)
7.07 T/ml

Presion activa estatica del suelo t/ml

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A \quad 43.03$$

	Dist./m PA	Sob.Car 2ft
1	0.9	0.51
2	1.9	1.01
3	2.8	1.52
4	3.7	2.02
5	4.7	2.53
6	5.6	3.03
7	6.6	3.54
8	7.5	4.04
9	8.4	4.55
10	9.4	5.05
11	10.3	5.56
12	11.2	6.06
13	12.16	6.57
14	13.1	7.07



7.07

Calculo de cargas para pantallas laterales

gamma H.A (Y) T/m3 2.40 T/m3
 gamma suelo (Y) T/m3 1.80 T/m3

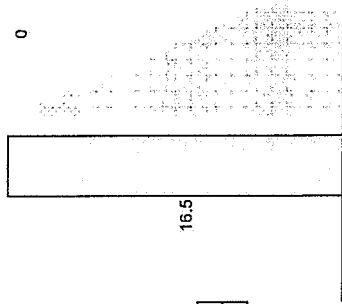
PA Calculo de la presión activa estática
 por sismo 0,45 gamma suelo (Y) T/ 1.80 T/m3
 por sismo 0,45 KA 0.30
 h en la base (m) 16.50 m
 Kp 3.33 m

(PAE por 1m en la base)
8.91 T/ml

Presion activa estatica del suelo t/ml

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A \quad 56.21$$

	Dist./m PA	Sob.Car 2ft
1	0.97	0.52
2	1.9	1.05
3	2.9	1.57
4	3.9	2.10
5	4.9	2.62
6	5.8	3.14
7	6.8	3.67
8	7.8	4.19
9	8.7	4.72
10	9.7	5.24
11	10.7	5.77
12	11.6	6.29
13	12.6	6.81
14	13.6	7.34
15	14.6	7.86
16	15.5	8.39
17	16.5	8.91



8.91

2.91

DISEÑO DE COLUMNAS 0,4X0,57 m

Columnas de Tensores

Combo STR.I.MAX

DC
DW
(LL+IM)

$$1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM)$$

Carga muerta
Carga Sobre Impuesta
Carga viva más Impacto

Pu	9.28 Tn
Mu2	0.00 T-m
Mu3	2.90 T-m

f _c	350 Kg/cm ²
f _y	4200 Kg/cm ²
b	0.40 m
t	0.57 m
Ag	0.23 m ²
rec	0.075 m
φ As Long	0.016 m
g	0.71 m ²

$$Mu = \sqrt{Mu_2^2 + Mu_3^2}$$

Mu	2.90 T-m
----	----------

Factor de mayoración φ

$$\phi = 0.9 - \frac{2 * Pu}{f_c * Ag}$$

AASHTO (5-127)
(Pag1)

φ	0.877
---	-------

Pu	10.58 Tn
----	----------

Mu	3.31 T-m
----	----------

$$Pu = \frac{Pu}{\phi}$$

$$Mu = \frac{Mu}{\phi}$$

Diseño utilizando diagramas de Interacción

$$X = \frac{Mu}{f_c * b * t^2}$$

Marcelo Romo Proaño Msc.
(Grafico 12)

$$Y = \frac{Pu}{f_c * b * t}$$

X	0.0073
Y	0.0133

Ingresando al Abaco

Marcelo Romo Proaño Msc.
(Grafico 11)

ρ Calculada	0
ρ Mínima	0.01
ρ Máxima	0.06

Verificación

As Longitudinal

0.00 cm ²
18 φ 32 mm

DISEÑO DE LOSA DE MURO LATERAL 16,50m TERCIO SUPERIOR

Acero Positivo

f_c	350 kg/cm ²
f_y	4200 kg/cm ²
β₁	0.8

M_u	912000 kg-cm
b	100 cm
h	40 cm
rec	7.5 cm
d	32.5 cm

ρ max	0.01785
ρ max %	1.78525

As min	10.83 cm ²
---------------	-----------------------

As max	58.02 cm ²
---------------	-----------------------

$$\rho = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0.85 * \phi * f'_c * b * d^2}} \right]$$

ρ	0.00232
As	7.55

Razón por la que se colocan en el área de flexión

1	φ	16 mm	@	20
---	---	-------	---	----

Capacidad por corte

Av	3.14
s	40

V_c	32225.02
V_s	10715.25

V_t	42940.27
----------------------	----------

As -

Capacidad por corte

f_c	350 kg/cm ²
f_y	4200 kg/cm ²
β₁	0.8

A_v	3.14
s	40

M_u	1324000 kg-cm
b	100 cm
h	40 cm
rec	7.5 cm
d	33 cm

V_c	32225.02
V_s	10715.25

V_t	42940.27
----------------------	----------

ρ max 0.01785
 ρ max % 1.78525

As min	10.83 cm²
---------------	-----------------------------

As max	58.02 cm²
---------------	-----------------------------

$$\rho = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{\left(1 - \frac{2 * M_u}{0.85 * \phi * f'_c * b * d^2} \right)} \right]$$

ρ	0.00340
As	11.04

Razón por la que se colocan en el área de flexión

1	φ	16 mm	@	20
+				
1	φ	10 mm	@	20

As de temperatura

ρ temp	0.0018 cm
b	100 cm
h	30 cm
rec	6 cm
d	24 cm

As temp	4.32 cm² por metro
----------------	--------------------------------------

DISEÑO DE LOSA DE MURO LATERAL 16,50m TERCIO MEDIO

Acero Positivo

f_c	350 kg/cm ²
f_y	4200 kg/cm ²
β₁	0.8

M_u	7537475 kg-cm
b	40 cm
h	200 cm
rec	7.5 cm
d	192.5 cm

ρ max	0.01785
ρ max %	1.78525

As min	25.67 cm ²
---------------	-----------------------

As max	137.46 cm ²
---------------	------------------------

Capacidad por corte

A_v	3.14
s	40

V_c	76348.52
V_s	63467.25

V_t	139815.77
----------------------	-----------

$$\rho = 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{\left(1 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2} \right)} \right]$$

ρ	0.00136
As	10.46

Razón por la que se colocan en el área de flexión

1	φ	16 mm	@	20
---	---	-------	---	----

As -

Capacidad por corte

f _c	350 kg/cm ²
f _y	4200 kg/cm ²
β ₁	0.8

A _v	3.14
s	40

M _u	3073000 kg-cm
b	100 cm
h	40 cm
rec	7.5 cm
d	33 cm

V _c	32225.02
V _s	10715.25

V _t	42940.27
----------------	----------

ρ max 0.01785
 ρ max % 1.78525

As min	10.83 cm ²
--------	-----------------------

As max	58.02 cm ²
--------	-----------------------

$$\phi = 0.85 * \frac{f'_c}{F_y} \left[1 - \sqrt{\left(1 - \frac{2 * M_u}{0.85 * \phi * f'_c * b * d^2} \right)} \right]$$

ρ	0.00817
As	26.54

Razón por la que se colocan en el área de flexión

1	φ	16 mm	@	20
+				
1	φ	10 mm	@	20

As de temperatura

ρ temp	0.0018 cm
b	100 cm
h	30 cm
rec	6 cm
d	24 cm

As temp	4.32 cm ² por metro
---------	--------------------------------

DISEÑO DE LOSA DE MURO LATERAL 16,50m TERCIO INFERIOR

Acero Positivo

f_c	350 kg/cm ²
f_y	4200 kg/cm ²
β₁	0.8

M_u	2414399 kg-cm
b	100 cm
h	40 cm
rec	7.5 cm
d	32.5 cm

ρ max	0.01785
ρ max %	1.78525

As min	10.83 cm ²
---------------	-----------------------

As max	58.02 cm ²
---------------	-----------------------

$$\rho = 0.85 \cdot \frac{f'_c}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

ρ	0.00633
As	20.57

Razón por la que se colocan en el área de flexión

1	φ	16 mm	@	20
---	---	-------	---	----

Capacidad por corte

A_v	3.14
s	40

V_c	32225.02
V_s	10715.25

V_t	42940.27
----------------------	----------

As -

Capacidad por corte

f _c	350 kg/cm ²
f _y	4200 kg/cm ²
β ₁	0.8

A _v	3.14
s	40

M _u	4283865 kg-cm
b	100 cm
h	40 cm
rec	7.5 cm
d	33 cm

V _c	32225.02
V _s	10715.25

V _t	42940.27
----------------	----------

ρ max 0.01785
 ρ max % 1.78525

As min	10.83 cm ²
--------	-----------------------

As max	58.02 cm ²
--------	-----------------------

$$\rho = 0.85 \cdot \frac{f'_c}{F_y} \left[1 - \sqrt{\left(1 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2} \right)} \right]$$

ρ	0.01169
As	38.01

Razón por la que se colocan en el área de flexión

1	φ	16 mm	@	20
+				
1	φ	10 mm	@	20

As de temperatura

ρ temp	0.0018 cm
b	100 cm
h	30 cm
rec	6 cm
d	24 cm

As temp	4.32 cm ² por metro
---------	--------------------------------

COLUMNA CENTRAL PANTALLA 16,50m TERCIO INFERIOR

Acero Positivo

f'c	350 kg/cm ²
fy	4200 kg/cm ²
β1	0.8

Mu	27343916 kg-cm
b	40 cm
h	200 cm
rec	7.5 cm
d	192.5 cm

ρ max	0.01785
ρ max %	1.78525

As min	25.67 cm ²
--------	-----------------------

As max	137.46 cm ²
--------	------------------------

$$\rho = 0.85 * \frac{f'c}{fy} \left[1 - \sqrt{\left(1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * \phi * f'c * b * d^2} \right)} \right]$$

ρ	0.00506
As	38.97

Razón por la que se colocan en el área de flexión

1	φ	16 mm	@	20
---	---	-------	---	----

Capacidad por corte

Av	3.14
s	40

Vc	76348.52
Vs	63467.25

Vt	139815.77
----	-----------

As -

Capacidad por corte

f _c	350 kg/cm ²
f _y	4200 kg/cm ²
β ₁	0.8

Av	3.14
s	40

Mu	9582000 kg-cm
b	40 cm
h	200 cm
rec	7.5 cm
d	193 cm

Vc	76348.52
Vs	63467.25

Vt	139815.77
----	-----------

ρ max	0.01785
ρ max %	1.78525

As min	25.67 cm ²
--------	-----------------------

As max	137.46 cm ²
--------	------------------------

$$\rho = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * \phi * f'_c * b * d^2}} \right]$$

ρ	0.00173
As	13.33

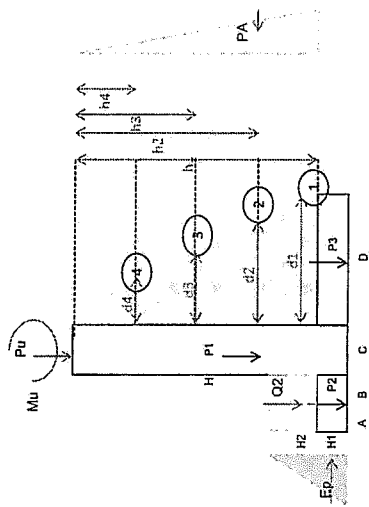
Razón por la que se colocan en el área de flexión

1	φ	16 mm	@	20
+				
1	φ	10 mm	@	20

As de temperatura

ρ temp	0.0018 cm
b	100 cm
h	30 cm
rec	6 cm
d	24 cm

As temp	4.32 cm ² por metro
---------	--------------------------------



$$M_1 = \frac{H_1^2}{2} \cdot \frac{A_1}{A_2} \cdot \frac{A_1}{A_2}$$

$$A_2 = \frac{M_1}{f_{s,1} \cdot d}$$

γ_{suele} 0.0018 kg/cm³
 k_a 0.3
 S 350 m (longitud coperante)
 $M_{L1} = N_{SA} \cdot \gamma_{suele} \cdot S \cdot \frac{A_1}{A_2}$

f_c 350 kg/cm²
 f_y 4200 kg/cm²
 j 0.892
 e muro 40

H	h1	h2	h3	h4	d1	d2	d3	d4	M1	M2	M3	M4	As1	As2	Asm12	As3	As4	Asm12	Asm12	
1650	1650	1238	825	412.5	850.0	650.0	450.0	250.0	212252906	89544195	26531613	3316452	67	119	37	91	16	63	4	35
1350	1350	1013	675	337.5	650.0	500.0	350.0	200.0	116252719	49044116	14531580	1816449	48	91	26	70	11	48	2	28
1100	1100	825	550	275.0	450.0	350.0	250.0	150.0	62889750	26531613	7861219	982652	37	63	20	49	8	35	2	21

TENSORES PASOS SUPERIORES

Pax	77.91 Tn
f'c	350 Kg/cm ²
f'y	4200 Kg/cm ²
b	0.40 m
t	0.40 m
Ag	0.16 m ²
rec	0.075 m
φ As Long	0.016 m
f	0.9

Diseño de Tensores

Cargas Axiales de Tracción

Pu	As	ro min	Ag	h	b	Portico	Altura	Pax (T)	φ As Tracción	Fy	Ag (60x40)	As cm ²	p Calculada	p mínima	As min	p mm	Máxima	Mínima
20.61	0.01328	1552.04	40	38.80	14.5	Exterior	14.5	14.5	22.78	0.9	4200	2400	6.03	0.003	0.01	24	0.06	0.011
7.25	1552.04	40	38.80	14.5	7.25	Exterior	7.25	7.25	100.03	0.9	4200	2400	26.46	0.011	0.01	24	0.06	0.011
7.25	1552.04	40	38.80	14.5	7.25	Interior	14.5	14.5	70.5	0.9	4200	2400	18.65	0.008	0.01	24	0.06	0.011
10.5	1552.04	40	38.80	10.5	10.5	Interior	7.25	7.25	218.63	0.9	4200	2400	57.84	0.024	0.01	24	0.06	0.011
5.75	1552.04	40	38.80	5.75	5.75	Exterior	10.5	10.5	31.28	0.9	4200	2400	8.28	0.003	0.01	24	0.06	0.011
5.75	1552.04	40	38.80	5.75	5.75	Exterior	5.75	5.75	79.18	0.9	4200	2400	20.95	0.009	0.01	24	0.06	0.011

ESTRIBOS 13.50

RUTA SUR AL NUEVO AEROPUERTO DE QUITO
MEMORIA DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS PUENTES
VIGAS DE HORMIGÓN POSTENSADO SIMPLEMENTE APOYADAS
NORMAS AASHTO LRFD 2007

DISEÑO DE ESTRIBOS CON DIFERENTES ENVIAMIENTOS

H=H* +0.75														H = 16.70m														TOTAL CARGAS VERTICALES														Rellen/mi																																																							
Reacc. del tablero, sin														Reacc. del tablero, sin														Estruc+tabl+ diaf/mi														Peso total de estructura+ reacción tablero + diaf de tablero														Estruc+tabl+ diaf/mi														Fv P/mi														Fv Q/mi													
H*	H	C	F	k	m	n	alfa	cos	1/cos	a	b	c	d	e	A	B	D	E	h vlg	L	Le sv	Fv P/mi	MX Fv	Y Fv csg	MY Fv	X Fv csg	Fv Q/mi																																																																						
16.7	17.45	8.5	0.8	1.5	2	1	45.7	0.70	1.43	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	12.6	0.4	1.2	2	12.8	18.33	2136	1161.4	5.4	15806	7.3	270																																																																						
16.7	17.45	8.5	0.8	1.5	2	1	33.8	0.83	1.20	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	12.6	0.4	1.2	2	12.8	15.40	1863	998.4	5.4	12168	6.5	270																																																																						
16.7	17.45	8.5	0.8	1.5	2	1	15.6	0.96	1.04	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	12.6	0.4	1.2	2	12.8	13.29	1265	882.6	5.3	10322	6.2	270																																																																						
16.7	17.45	8.5	0.8	1.5	2	1	0	1.00	1.00	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	12.6	0.4	1.2	2	12.8	12.80	1627	855.8	5.3	10413	6.4	270																																																																						
TOTAL CARGAS VERTICALES														TOTAL CARGAS VERTICALES														TOTAL CARGAS VERTICALES														TOTAL CARGAS VERTICALES																																																							
Reacc. del tablero, sin														Reacc. del tablero, sin														Estruc+tabl+ diaf/mi														Peso total de estructura+ reacción tablero + diaf de tablero														Estruc+tabl+ diaf/mi														Fv P/mi														Fv Q/mi													
H*	H	C	F	k	m	n	alfa	cos	1/cos	a	b	c	d	e	A	B	D	E	h vlg	L	Le sv	Fv P/mi	MX Fv	Y Fv csg	MY Fv	X Fv csg	Fv Q/mi																																																																						
12.9	13.65	5.5	0.8	1.5	2	1	45.7	0.70	1.43	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	10.6	0.4	1.2	2	12.8	18.33	1672	783.6	4.7	13340	8.0	163																																																																						
12.9	13.65	5.5	0.8	1.5	2	1	33.8	0.83	1.20	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	10.6	0.4	1.2	2	12.8	15.40	96	1466	673.1	4.6	10205	7.0	163																																																																					
12.9	13.65	5.5	0.8	1.5	2	1	15.6	0.96	1.04	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	10.6	0.4	1.2	2	12.8	13.29	100	1224	604.6	4.6	8405	6.3	163																																																																					
12.9	13.65	5.5	0.8	1.5	2	1	0	1.00	1.00	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	10.6	0.4	1.2	2	12.8	12.80	101	1291	597.6	4.6	8761	6.4	163																																																																					
TOTAL CARGAS VERTICALES														TOTAL CARGAS VERTICALES														TOTAL CARGAS VERTICALES														TOTAL CARGAS VERTICALES																																																							
Reacc. del tablero, sin														Reacc. del tablero, sin														Estruc+tabl+ diaf/mi														Peso total de estructura+ reacción tablero + diaf de tablero														Estruc+tabl+ diaf/mi														Fv P/mi														Fv Q/mi													
H*	H	C	F	k	m	n	alfa	cos	1/cos	a	b	c	d	e	A	B	D	E	h vlg	L	Le sv	Fv P/mi	MX Fv	Y Fv csg	MY Fv	X Fv csg	Fv Q/mi																																																																						
11.0	11.75	4.5	0.8	1.5	2	1	45.7	0.70	1.43	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	8.6	0.4	1.2	2	12.8	18.33	1369	553.1	4.0	11674	8.5	99																																																																						
11.0	11.75	4.5	0.8	1.5	2	1	33.8	0.83	1.20	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	8.6	0.4	1.2	2	12.8	15.40	78	1207	482.8	4.0	8820	7.3	99																																																																					
11.0	11.75	4.5	0.8	1.5	2	1	15.6	0.96	1.04	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	8.6	0.4	1.2	2	12.8	13.29	83	1097	438.8	4.0	7115	6.5	99																																																																					
11.0	11.75	4.5	0.8	1.5	2	1	0	1.00	1.00	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	8.6	0.4	1.2	2	12.8	12.80	84	1071	424.7	4.0	6854	6.4	99																																																																					
TOTAL CARGAS VERTICALES														TOTAL CARGAS VERTICALES														TOTAL CARGAS VERTICALES														TOTAL CARGAS VERTICALES																																																							
Reacc. del tablero, sin														Reacc. del tablero, sin														Estruc+tabl+ diaf/mi														Peso total de estructura+ reacción tablero + diaf de tablero														Estruc+tabl+ diaf/mi														Fv P/mi														Fv Q/mi													
H*	H	C	F	k	m	n	alfa	cos	1/cos	a	b	c	d	e	A	B	D	E	h vlg	L	Le sv	Fv P/mi	MX Fv	Y Fv csg	MY Fv	X Fv csg	Fv Q/mi																																																																						
8.5	9.25	3.5	0.8	1.5	2	1	45.7	0.70	1.43	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	7.6	0.4	1.2	2	12.8	18.33	1167	433.8	3.7	10230	8.8	62																																																																						
8.5	9.25	3.5	0.8	1.5	2	1	33.8	0.83	1.20	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	7.6	0.4	1.2	2	12.8	15.40	64	1167	433.8	3.7	10230	8.8	62																																																																					
8.5	9.25	3.5	0.8	1.5	2	1	15.6	0.96	1.04	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	7.6	0.4	1.2	2	12.8	13.29	68	1033	382.4	3.7	7707	7.5	62																																																																					
8.5	9.25	3.5	0.8	1.5	2	1	0	1.00	1.00	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	7.6	0.4	1.2	2	12.8	12.80	71	943	347.3	3.7	6178	6.5	62																																																																					
8.5	9.25	3.5	0.8	1.5	2	1	0	1.00	1.00	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	7.6	0.4	1.2	2	12.8	12.80	73	923	339.2	3.7	5904	6.4	62																																																																					

Peso total relleno										CARGAS VERTICALES TOTALES										AREA DE CIMENTACION										TOTAL SISMIOS										Fuerzas horiz. Tot.									
Estr + suel + tablero/ml										estructura+suelo+tablero										EXCENTRICIDADES										Pres. suelos + sísm.																			
FvQ	MX FvQ	Y Fv Q	Y Fv Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	MV FvQ	Y Fv Q	Y Fv Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	e Y	e X	e Y	e X	e Y	e X	e Y	e X	e Y	e X	H tot	M tot	H tot	M tot	H tot	M tot	H tot	M tot	H tot	M tot										
4954										7090.04																																							
4954	4097.0	8.3	24088	4.9	307	7090	52564	7.42	39694	5.60	6.30	-1.12	6.23	0.63	-7817	242.6	1494	9957	522	3413	2015	13370	3.91	7090																									
4154	34334	8.3	20588	4.9	397	6026	44418	7.37	32536	5.40	6.30	-1.07	5.78	0.38	-6451	150.2	1255	8368	444	2859	1829	11327	3.92	6026																									
3592	29709	8.3	19660	5.5	397	5264	38535	7.32	29982	5.70	6.30	-1.02	5.84	0.15	-5373	58.8	1083	7220	307	2631	1470	9851	3.91	5264																									
3480	28614	8.27	22144	6.4	398	5087	37172	7.31	32557	6.40	6.30	-1.01	6.40	0.00	-5124	0.0	1043	6954	374	2555	1417	9509	3.91	5087																									

Peso total relleno										CARGAS VERTICALES TOTALES										AREA DE CIMENTACION										TOTAL SISMIOS										Fuerzas horiz. Tot.									
Estr + suel + tablero/ml										estructura+suelo+tablero										EXCENTRICIDADES										Pres. suelos + sísm.																			
FvQ	MX FvQ	Y Fv Q	Y Fv Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	MV FvQ	Y Fv Q	Y Fv Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	e Y	e X	e Y	e X	e Y	e X	e Y	e X	e Y	e X	H tot	M tot	H tot	M tot	H tot	M tot	H tot	M tot	H tot	M tot										
2988										4659.84																																							
2988	21026	7.2	17639	5.9	254	4660	29452	6.32	30973	6.65	5.30	-1.02	7.12	0.47	-4755	120.7	909	4919	325	1725	1234	6695	4.40	4660																									
2511	18176	7.2	13889	5.6	259	3978	24957	6.27	24195	6.08	5.30	-0.97	6.37	0.28	-3876	73.7	764	4135	279	1563	1042	5898	4.38	3978																									
2167	15682	7.2	12471	5.8	283	3490	21227	6.22	20976	5.98	5.30	-0.92	6.09	0.11	-3238	28.3	659	3587	245	1409	904	4977	4.37	3490																									
2087	15104	7.24	13356	6.4	264	3378	20976	6.21	21617	6.40	5.30	-0.91	6.40	0.00	-5078	0.0	635	3436	237	1374	872	4810	4.36	3378																									

Peso total relleno										CARGAS VERTICALES TOTALES										AREA DE CIMENTACION										TOTAL SISMIOS										Fuerzas horiz. Tot.									
Estr + suel + tablero/ml										estructura+suelo+tablero										EXCENTRICIDADES										Pres. suelos + sísm.																			
FvQ	MX FvQ	Y Fv Q	Y Fv Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	MV FvQ	Y Fv Q	Y Fv Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	e Y	e X	e Y	e X	e Y	e X	e Y	e X	e Y	e X	H tot	M tot	H tot	M tot	H tot	M tot	H tot	M tot	H tot	M tot										
3825										3173.95																																							
3805	11189	6.2	12522	6.9	173	3174	16720	5.27	24195	7.62	4.30	-0.97	7.96	0.33	-3072	57.9	670	3209	207	1065	877	4274	3.91	3174																									
1517	9404	6.2	9478	6.2	177	2724	14242	5.23	18298	6.72	4.30	-0.93	6.91	0.20	-2527	35.0	563	2897	179	956	742	3653	3.90	2724																									
1305	8114	6.2	7904	6.0	181	2406	12472	5.18	15019	6.24	4.30	-0.88	6.32	0.07	-2128	13.2	486	2327	159	877	645	3204	3.89	2406																									
1261	7815	6.20	8070	6.4	183	2322	12062	5.17	14923	6.40	4.30	-0.87	6.40	0.00	-2035	0.0	468	2241	154	859	622	3100	3.89	2322																									

Peso total relleno										CARGAS VERTICALES TOTALES										AREA DE CIMENTACION										TOTAL SISMIOS										Fuerzas horiz. Tot.									
Estr + suel + tablero/ml										estructura+suelo+tablero										EXCENTRICIDADES										Pres. suelos + sísm.																			
FvQ	MX FvQ	Y Fv Q	Y Fv Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	MV FvQ	Y Fv Q	Y Fv Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	e Y	e X	e Y	e X	e Y	e X	e Y	e X	e Y	e X	H tot	M tot	H tot	M tot	H tot	M tot	H tot	M tot	H tot	M tot										
1129										2295.69																																							
1129	6561	5.6	8431	7.5	125	2296	10699	4.66	18661	8.13	3.80	-0.86	8.34	0.21	-1976	26.2	410	1631	139	630	549	2261	4.73	2296																									
949	5346	5.6	6257	6.6	129	1983	9170	4.65	13564	7.04	3.80	-0.83	7.16	0.12	-1637	15.3	345	1371	122	577	467	1948	4.71	1983																									
819	4612	5.6	5062	6.2	133	1762	8085	4.59	11240	6.38	3.80	-0.79	6.42	0.04	-1389	5.5	297	1183	110	539	407	1722	4.70	1762																									
788	4442	5.63	5047	6.4	134	1711	7834	4.58	10951	6.40	3.80	-0.78	6.40	0.00	-1332	0.0	286	1139	107	531	394	1670	4.69	1711																									

M final/P final

Mx final	Fy final	Mxy final	Area	lv cg	lv cg	lv cg	[Mz]/ly	Fv Tot/Area	Est/ly	Est/der	Electo Bialtal	Fricción	FS dest	50% Est/ly	Est/der	Sin stimos					
			ex final	kg	kg	kg	[Mz]/lx				Est/ly	Est/der	0,45Xfv Tot	inicial	adici	Est/ly					
5453	0,769	248	0,034	230,9	6,3	6,2	3055	7425	11,2	0,20	31	42	19	42	19	3191	1,6	16	26	11	
4876	0,809	159	0,025	194,1	6,3	5,8	2588	4182	12,0	0,21	31	43	19	43	19	2712	1,6	16	27	11	
4477	0,851	99	0,011	167,4	6,3	5,8	2115	2516	12,7	0,14	31	44	19	44	19	2369	1,6	16	28	10	
4385	0,862	0	0,000	161,3	6,3	6,4	2134	2202	12,9	0,00	32	44	19	44	19	2289	1,6	16	28	10	
Prome.																					
											31	43	19								28

M final/P final

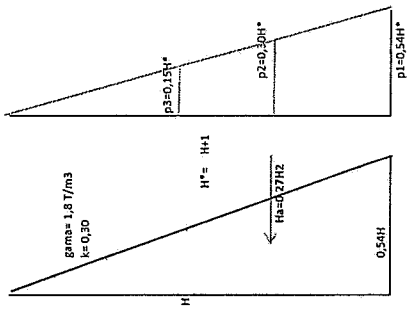
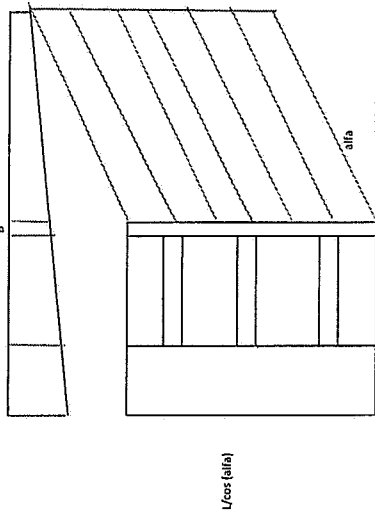
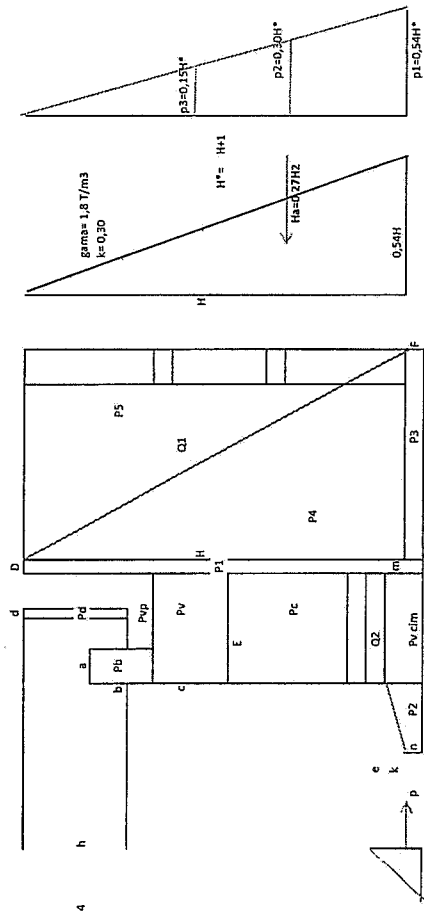
Mx final	Fy final	Mxy final	Area	lv cg	lv cg	lv cg	[Mz]/ly	Fv Tot/Area	Est/ly	Est/der	Bialtal	Fricción	FS dest	50% Est/ly	Est/der	Sin stimos					
			ex final	kg	kg	kg	[Mz]/lx				Est/ly	Est/der	0,45Xfv Tot	inicial	adici	Est/ly					
1940	0,42	121	0,03	194,3	5,3	7,1	1815,0	5949	5,651	0,144	24	30	18	30	18	2096,9	1,7	12	17	6	
1872	0,46	74	0,02	163,3	5,3	6,4	1528,8	3412	6,317	0,138	24	31	18	31	18	1789,9	1,7	12	18	6	
1749	0,50	28	0,01	140,9	5,3	6,1	1319,0	2101	7,027	0,082	25	32	18	32	18	1570,7	1,7	12	20	5	
1732	0,51	0	0,00	135,7	5,3	6,4	1270,4	1852	7,225	0,000	25	32	18	32	18	1520,0	1,7	12	20	5	
Prome.																					
											25	31	18								19

M final/P final

Mx final	Fy final	Mxy final	Area	lv cg	lv cg	lv cg	[Mz]/ly	Fv Tot/Area	Est/ly	Est/der	Bialtal	Fricción	FS dest	50% Est/ly	Est/der	Sin stimos					
			ex final	kg	kg	kg	[Mz]/lx				Est/ly	Est/der	0,45Xfv Tot	inicial	adici	Est/ly					
1202	0,38	58	0,02	157,6	4,3	8,0	971,4	4621	5,320	0,100	20	25	15	25	15	1428,3	1,6	11	15	4	
1126	0,41	35	0,01	132,5	4,3	6,9	815,5	2694	5,929	0,090	21	26	15	27	15	1276,0	1,7	11	16	4	
1076	0,45	13	0,01	114,3	4,3	6,3	704,4	1693	6,571	0,049	21	28	14	28	14	1082,3	1,7	11	17	4	
1035	0,46	0	0,00	110,1	4,3	6,4	678,5	1383	6,750	0,000	21	28	14	28	14	1049,3	1,7	11	17	4	
Prome.																					
											21	27	15								16

M final/P final

Mx final	Fy final	Mxy final	Area	lv cg	lv cg	lv cg	[Mz]/ly	Fv Tot/Area	Est/ly	Est/der	Bialtal	Fricción	FS dest	50% Est/ly	Est/der	Sin stimos					
			ex final	kg	kg	kg	[Mz]/lx				Est/ly	Est/der	0,45Xfv Tot	inicial	adici	Est/ly					
285	0,12	26	0,01	139,3	3,8	8,3	670,4	4010	1,617	0,054	16	18	15	18	15	1033,1	1,9	8	10	7	
311	0,16	15	0,01	117,1	3,8	7,2	565,5	2355	2,101	0,047	17	19	15	19	15	892,1	1,9	8	11	7	
333	0,19	5	0,00	101,0	3,8	6,4	485,1	1492	2,602	0,024	17	20	15	20	15	793,0	1,9	8	12	7	
338	0,20	0	0,00	97,3	3,8	6,4	468,2	1328	2,741	0,000	18	20	15	20	15	770,0	2,0	8	12	7	
Prome.																					
											17	19	15								11



DISEÑO VIGA DE CIMENTACION

H = 13.5m

FLEXION

f _c	350
f _y	4200
β ₁	0.8

M _u	83,850,000 kg-cm
b	170cm
h	200cm
rec	7.5cm
d	193cm

CORTANTE

V _u	567.0Tn
θ	0.9
S	20cm

V _u	630.0Tn
V _c	324.5Tn
V _s	305.5Tn
A _v	8.40cm ²

W	167.1Tn
---	---------

V	378.0Tn
V _u	567.0Tn

M	559.0Tn
M _u	898.5Tn

A _v min	3.98cm ²
--------------------	---------------------

V_u > V_c

ρ	0.00361
---	---------

As max	584.22cm ²
--------	-----------------------

As	118.25
----	--------

As min	109.08cm ²
--------	-----------------------

As temp	0.082 cm/cm
---------	-------------

As principal

15	φ
----	---

32mm	@
------	---

Estribos

4	φ
---	---

16mm	@
------	---

20cm

CARGAS VIGAS DE CIMENTACION

H	Talon	Viga	Dedo	Long	A. Cooperante	W total	W
11	4.5	1.7	2.5	8.7	6.45	158	117.1
13.5	6.5	1.7	2.5	10.7	7.45	240	167.1
16.5	8.5	1.7	2.5	12.7	8.45	350	232.9

MODELO VIGA DE CIMENTACIÓN

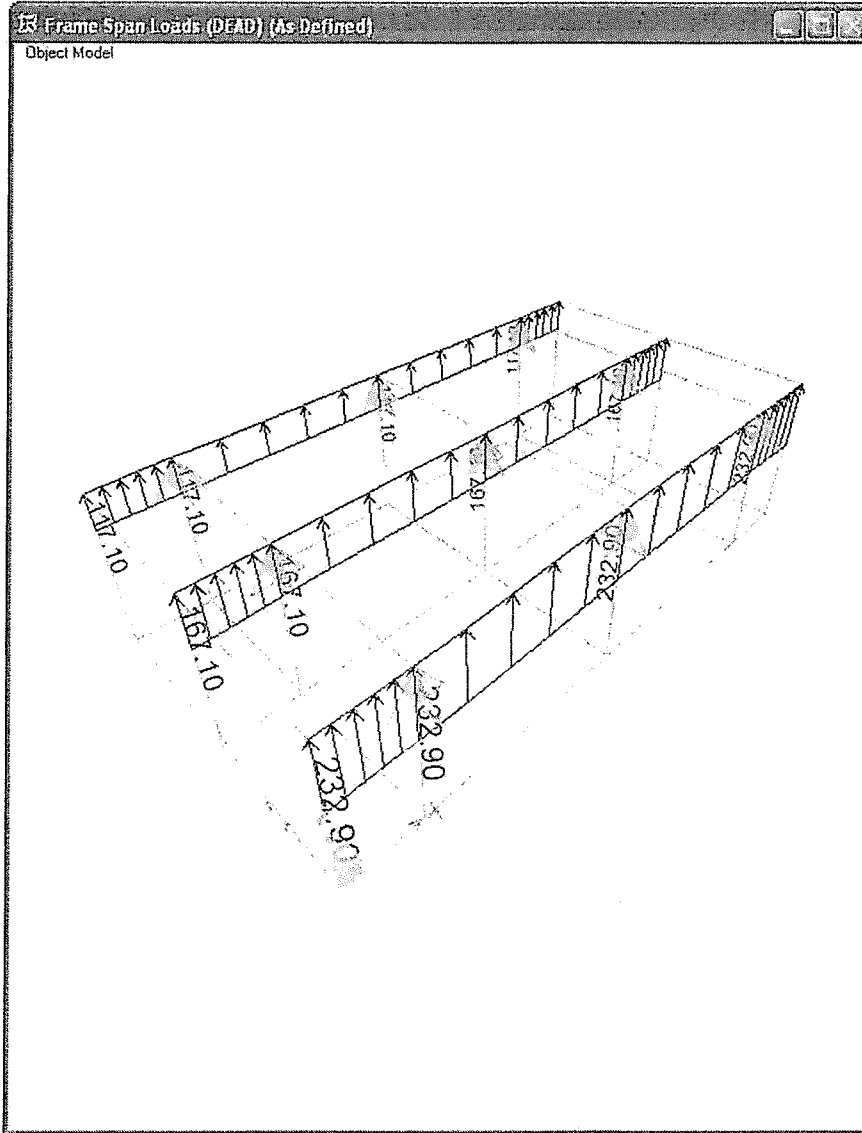


DIAGRAMA DE MOMENTOS



DIAGRAMA DE CORTANTE



DISEÑO TALON

H 13.5m
LONG. 2.5m

FLEXION

f'c	350
fy	4200
β_1	0.8

Mu	590000 kg-cm
b	100cm
h	80cm
rec	7.5cm
d	73cm

CORTANTE

Vu	35.5Tn
θ	2
S	20cm

Vu	17.8Tn
Vc	71.9Tn
Vs	-54.1Tn
As	-3.56cm ²

$Vu < Vc$

ρ 0.00303

As 22.00

As temp 0.040 cm/cm

L total	0
L Talon	0

q1	0
q2	0

X	#DIV/0!
---	---------

q'	#DIV/0!
M	#DIV/0!
V	#DIV/0!

h total	13.5
h zapata	1

suelo	1.8
-------	-----

w	24.9
---	------

2.5 4.91

5 25

As min 1 17.40cm²

As min 24.17cm²

1 ϕ 25mm @ 20cm

MODELO TALÓN ASENTADO SOBRE CONTRAFUERTES

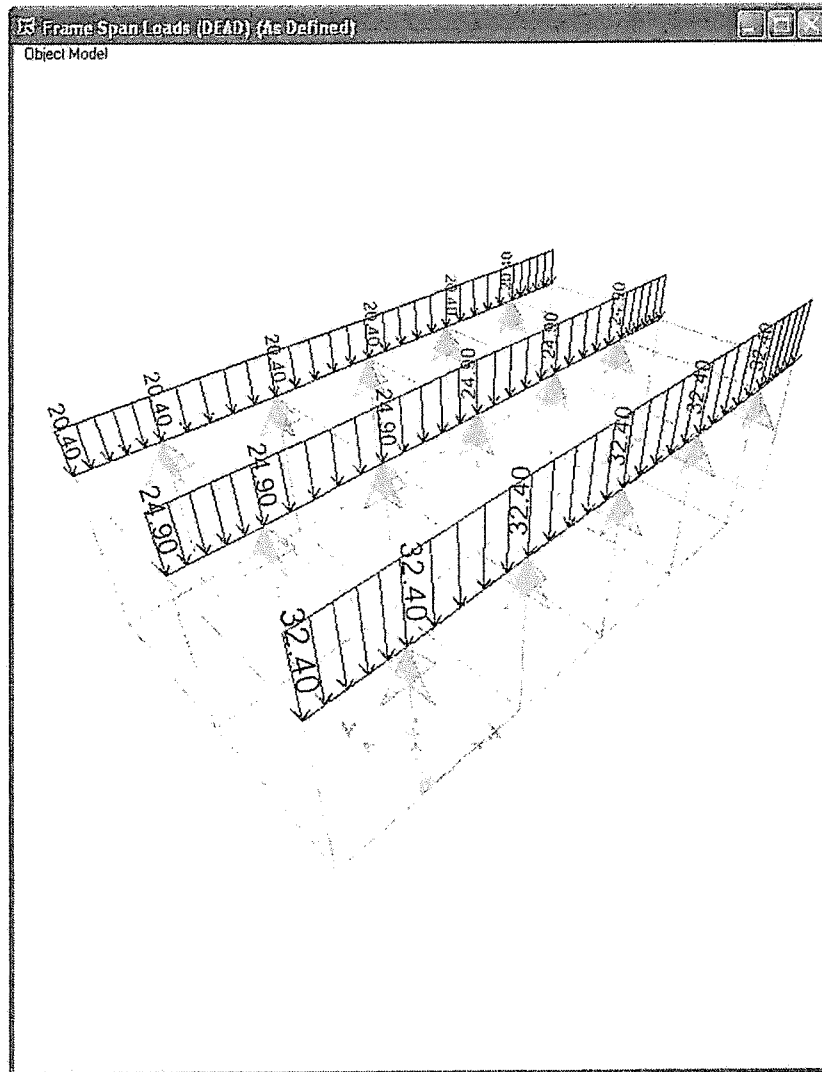


DIAGRAMA DE MOMENTOS

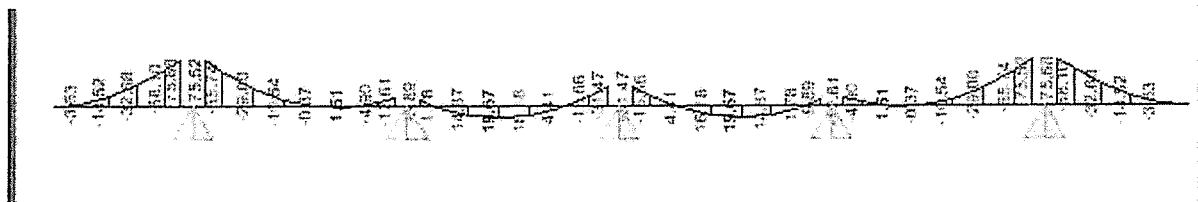
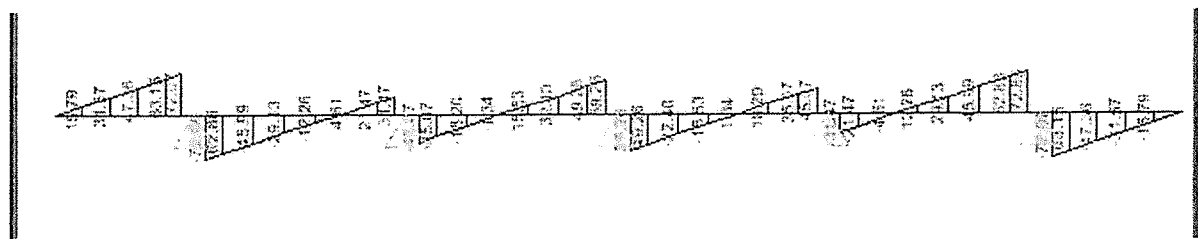


DIAGRAMA DE CORTANTE



DISEÑO DEDO

H 13.50m
LONG. 2.5m

FLEXION

f'c	350
f'y	4200
β_1	0.8

M _u	140.18000 kg-cm
b	100cm
h	150cm
rec	7.5cm
d	143cm

CORTANTE

V _u	56.0Tn
θ	0.9
S	20cm

V _u	62.2Tn
V _c	141.3Tn
V _s	-79.1Tn
A _s	-2.64cm ²

$$V_u < V_c$$

L total	10.7
L dedo	2.5

q1	49.07
q2	-5

X	9.71
---	------

q'	36.44	cara del apoyo del apoyo
q'1	42.92	a d del apoyo
M	140.18	por sismo
V	56.00	Por sismo

dv	1.28
----	------

ρ	0.00185
--------	---------

A _s	26.37
----------------	-------

A _{s temp}	0.054 cm/cm
---------------------	-------------

--	--

A _{s min}	47.50cm ²
--------------------	----------------------

A _{s min 1}	34.20cm ²
----------------------	----------------------

1	
---	--

ϕ

25mm	
------	--

@

15cm	
------	--

DISEÑO PANTALLA

H 5m
LONG. 2.5m

FLEXION

f'c	350
fy	4200
β_1	0.8

Mu	1239000kg-cm
b	100cm
h	40cm
rec	7.5cm
d	32.5cm

CORTANTE

Vu	9.8Tn
θ	0.9
S	20cm

Vu	10.9Tn
Vc	32.2Tn
Vs	-21.4Tn
As	-3.13cm ²

Vu < Vc

V	6.5Tn
Vu	9.8Tn

M	8.3Tn
Mu	12.4Tn

h total	17.5
h Viga	12

suelo	1.8
-------	-----

q1	2.97
----	------

ρ	0.00317
--------	---------

	58.02cm ²
--	----------------------

1.6 2.01

	5	10
--	---	----

As	10.32
----	-------

	10.83cm ²
--	----------------------

As min 1 7.80cm²

As temp	0.026 cm/cm
---------	-------------

1 ϕ 16mm @ 20cm

DISEÑO PANTALLA

H. 10m
LONG. 2.5m

FLEXION

f _c	350
f _y	4200
β ₁	0.8

M _u	219600kg-cm
b	100cm
h	40cm
rec	7.5cm
d	32.5cm

CORTANTE

V _u	17.3Tn
θ	0.9
S	20cm

V _u	19.2Tn
V _c	32.2Tn
V _s	-13.0Tn
A _s	-1.91cm ²

V_u < V_c

V	11.5Tn
V _u	17.3Tn

M	14.6Tn
M _u	22.0Tn

h total	17.5
h Viga	7.5

suelo	1.8
-------	-----

α ₁	5.4
----------------	-----

ρ 0.00573

A_s 18.63

A_{s temp} 0.026 cm/cm

58.02cm²

10.83cm²

As min 1

7.80cm²

1.6 2.01

5 10

10

1

φ 16mm

@ 20cm

DISEÑO PANTALLA

H: 15.5m
LONG: 2.5m

FLEXION

f'c	350
fy	4200
β_1	0.8

Mu	3076500kg-cm
b	100cm
h	40cm
rec	7.5cm
d	32.5cm

CORTANTE

Vu	24.2Tn
θ	0.9
S	20cm

Vu	26.9Tn
Vc	32.2Tn
Vs	-5.3Tn
As	-0.78cm ²

V	16.2Tn
Vu	24.2Tn

M	20.5Tn
Mu	30.8Tn

h total	17.5
h Viga	2

suelo	1.8
-------	-----

q1	8.37
----	------

Vu < Vc

ρ 0.00818

58.02cm²

1.8 2.54

10 25

As 26.58

10.83cm²

As min 1

7.80cm²

10

As temp 0.026 cm/cm

1

15mm

@

20cm

MODELO PANTALLA ASENTADAS SOBRE CONTRAFUERTE

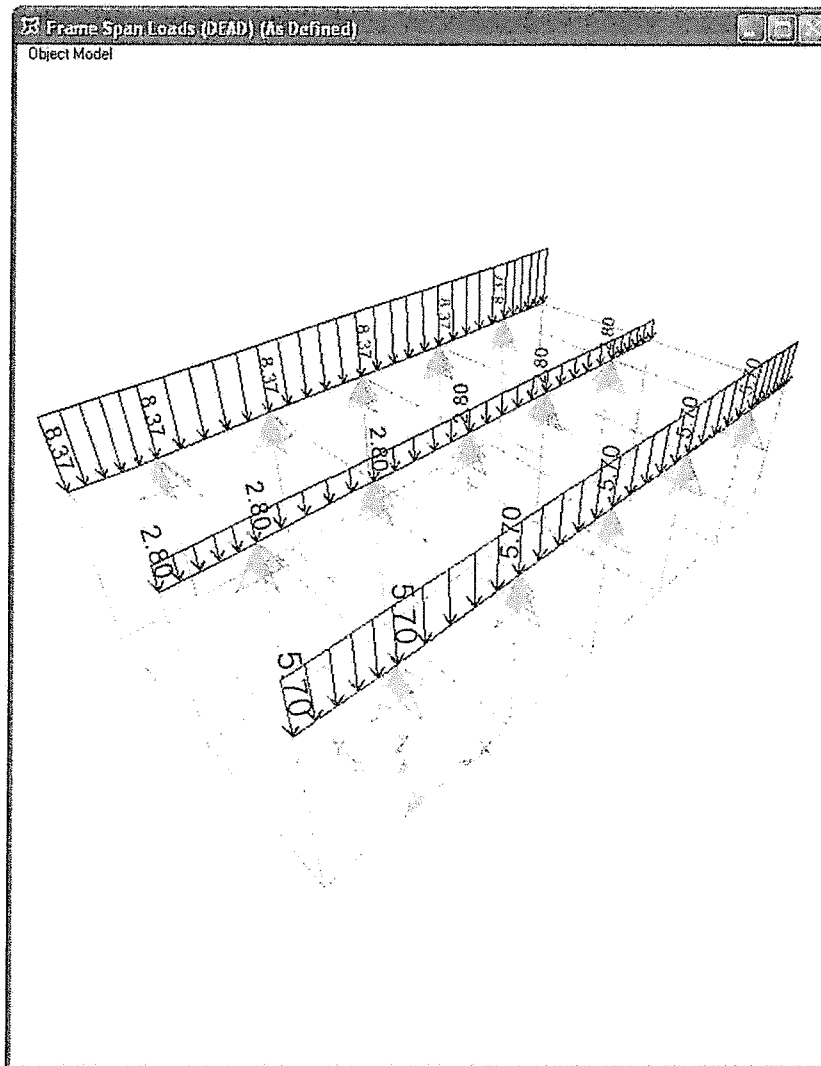


DIAGRAMA DE MOMENTOS

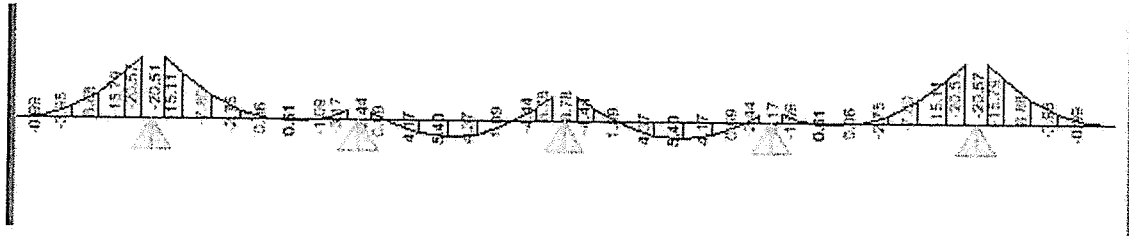
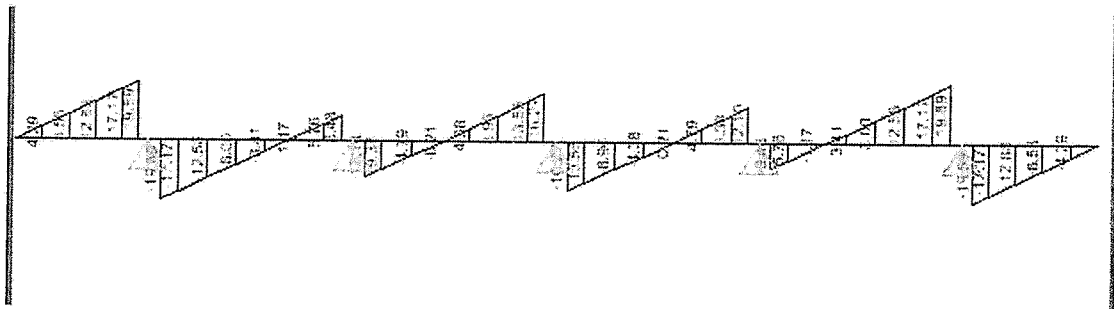


DIAGRAMA DE CORTANTE



DISEÑO PANTALLA SUPERIOR

H 10m
LONG. 2.5m

FLEXION

f'c	350
fy	4200
β_1	0.8
Mu	2494648(kg-cm)
b	100cm
h	40cm
rec	7.5cm
d	32.5cm

CORTANTE

Vu	20.3Tn
θ	0.9
S	20cm
Vu	22.6Tn
Vc	32.2Tn
Vs	-9.6Tn
As	-1.41cm ²

$$Vu < Vc$$

$$\rho = 0.00655$$

$$As = 21.29$$

$$As_{temp} = 0.026 \text{ cm/cm}$$

Refuerzo en la base

V	20.3Tn
Vu	20.3Tn
M	24.9Tn
Mu	24.9Tn

H Viga	25.5
H estribo	16.5
suelo	1.8
Talon	8.5

qs1	2.94	Sismo
qs2	2.49	

Vs	6.79
Ms	8.72

q1	1.35	Empuje activo
----	------	---------------

V1	1.69
M1	1.41

q2	0.3	sobrecarga
----	-----	------------

V2	0.75
M2	0.94

q3	0.192	Peso propio sismo
----	-------	-------------------

V2	0.48
M2	0.60

q4	4.25	Relleno sismo
----	------	---------------

V2	10.63
M2	13.28

As min 1	7.80cm ²
----------	---------------------

1	ϕ	16mm	@	20cm
1	ϕ	16mm	@	20cm

DISEÑO VIGA CABEZAL ESTRIBO

FLEXION

f_c	350
f_y	4200
β_1	0.8

M_u	19.600,000 kg-cm
b	170cm
h	150cm
rec	5.0cm
d	145cm

CORTANTE

V_u	120.0Tn
θ	0.9
S	20.0cm

V_u	133.3Tn
V_c	244.4Tn
V_s	-111.1Tn
A_v	-4.05cm ²

V	120.0Tn
V_u	120.0Tn

M	196.0 T-m
M_u	196.0 T-m

A_v min = 3.98cm²

$V_u < V_c$

ρ = 0.00147

As max = 440.06cm²

As = 36.13

As min = 82.17cm²

As temp = 0.071 cm/cm

As principal

14 ϕ 32mm @

Estribos

4 ϕ 16mm @ 20cm

MODELO CABEZAL ESTRIBO APOYADO SOBRE COLUMNAS

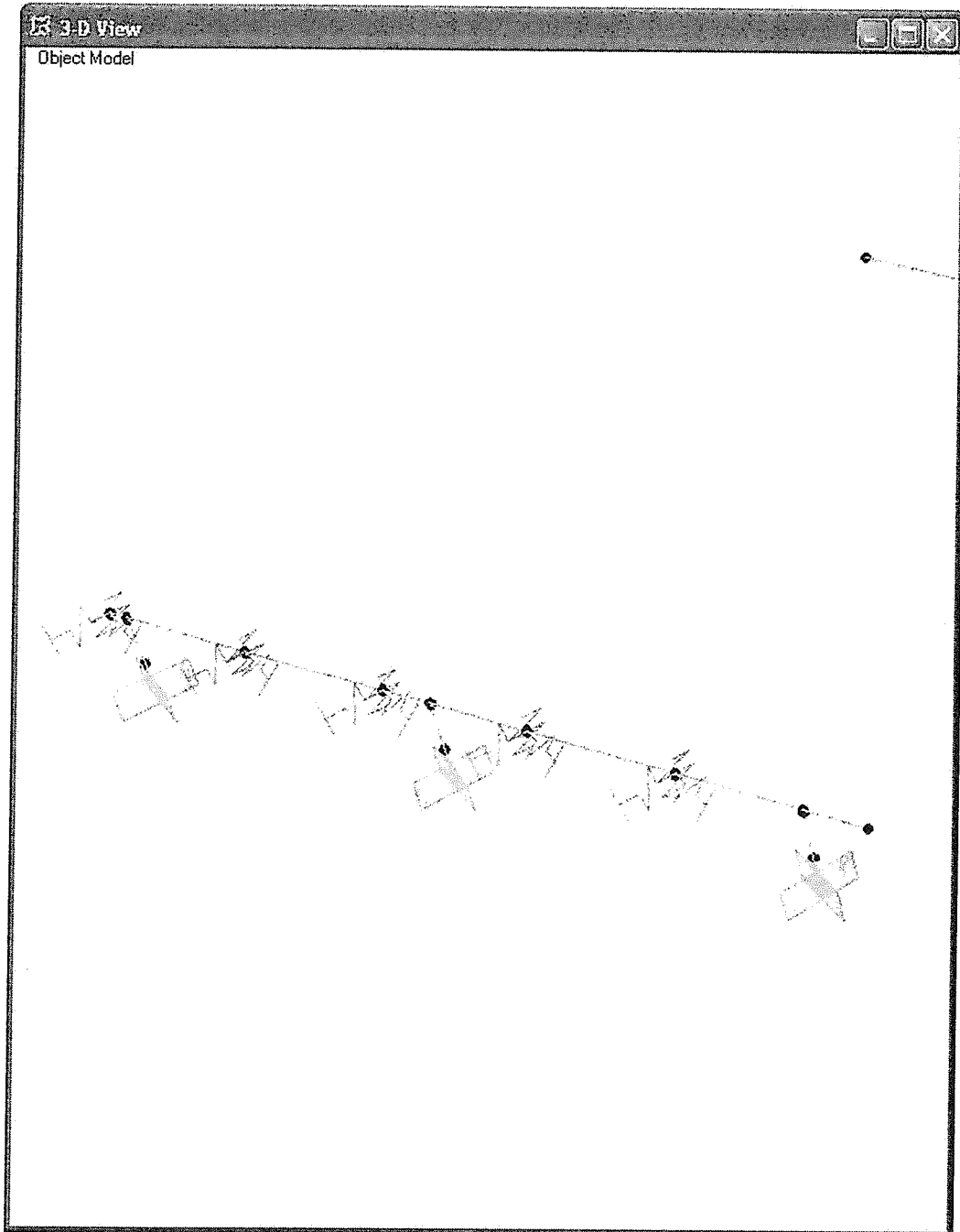
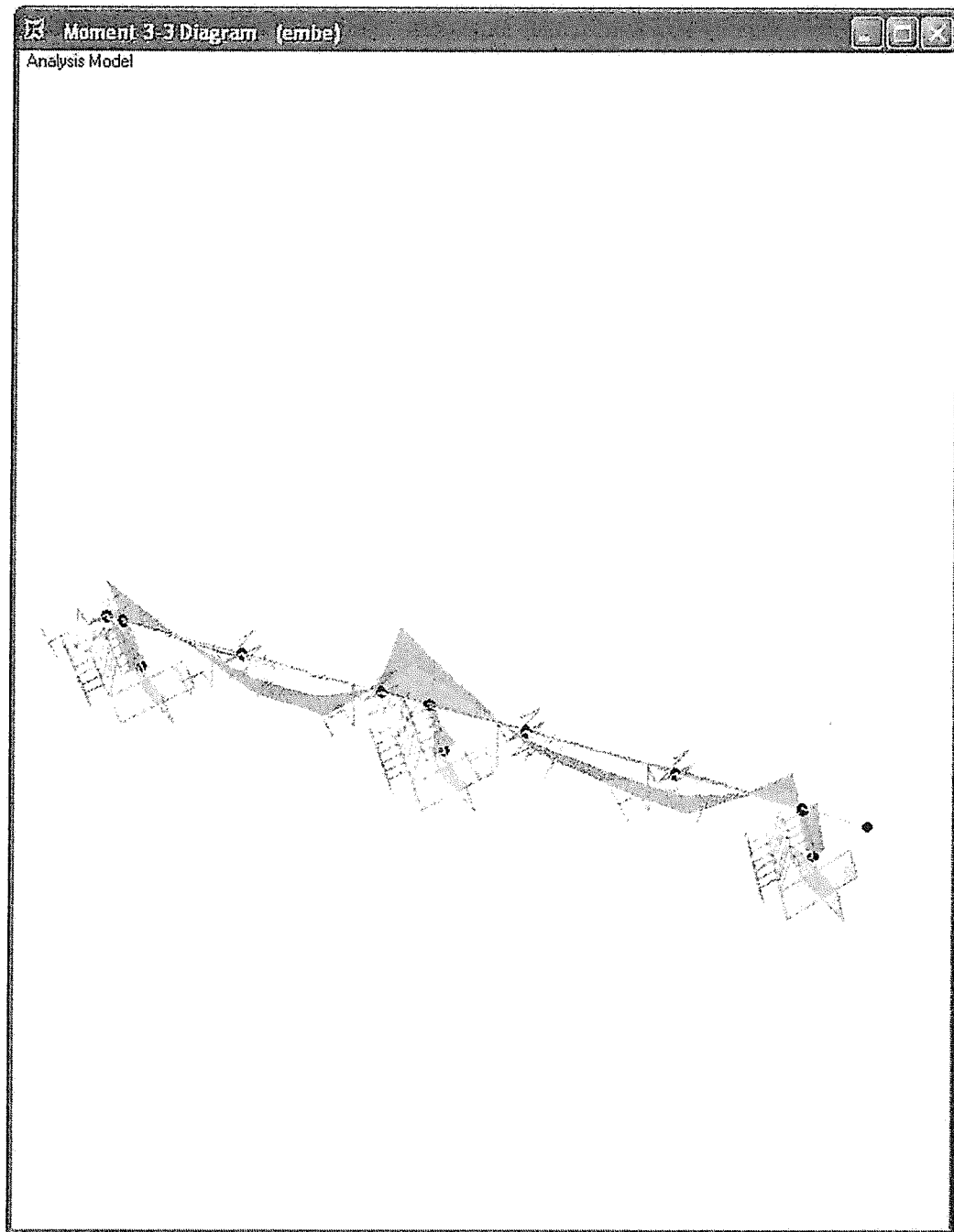


DIAGRAMA DE MOMENTOS



Calculo de cargas para pantallas laterales

gamma H,A (Y) T/m3 2.40 T/m3
 gamma suelo (Y) T/m3 1.80 T/m3

PA Calculo de la presión activa estática
 por sísmo 0,45 gamma suelo (Y) T/ 1.80 T/m3
 por sísmo 0,45 KA 0.30
 h en la base (m) 13.10 m
 Ke 3.33 m

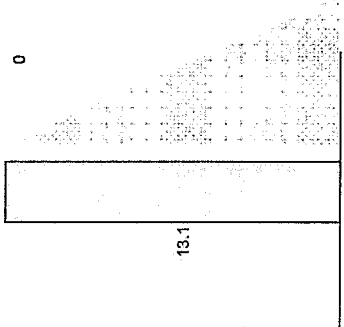
(PAE por 1m en la base)
7.07 T/ml

Presion activa estatica del suelo t/ml

43.03

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A$$

	Dist./m PA	Sob.Car.2ft
1	0.9	0.51
2	1.9	1.01
3	2.8	1.52
4	3.7	2.02
5	4.7	2.53
6	5.6	3.03
7	6.6	3.54
8	7.5	4.04
9	8.4	4.55
10	9.4	5.05
11	10.3	5.56
12	11.2	6.06
13	12.16	6.57
14	13.1	7.07



7.07

Calculo de cargas para pantallas laterales

gamma H,A (Y) T/m3 2.40 T/m3
 gamma suelo (Y) T/m3 1.80 T/m3

PA Calculo de la presión activa estática
 por sísmo 0,45 gamma suelo (Y) T/ 1.80 T/m3
 por sísmo 0,45 KA 0.30
 h en la base (m) 16.50 m
 Ke 3.33 m

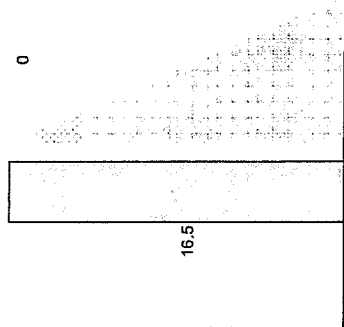
(PAE por 1m en la base)
8.91 T/ml

Presion activa estatica del suelo t/ml

56.21

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A$$

	Dist./m PA	Sob.Car.2ft
1	0.97	0.52
2	1.9	1.05
3	2.9	1.57
4	3.9	2.10
5	4.9	2.62
6	5.8	3.14
7	6.8	3.67
8	7.8	4.19
9	8.7	4.72
10	9.7	5.24
11	10.7	5.77
12	11.6	6.29
13	12.6	6.81
14	13.6	7.34
15	14.6	7.86
16	15.5	8.39
17	16.5	8.91



8.91

2.91

DISEÑO DE COLUMNAS 0,4X0,57 m

Columnas de Tensores

Combo STR.I.MAX

DC

DW

(LL+IM)

$$1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM)$$

Carga muerta

Carga Sobre Impuesta

Carga viva más Impacto

Pu	9.28 Tn
Mu2	0.00 T-m
Mu3	2.90 T-m

f'c	350 Kg/cm ²
fy	4200 Kg/cm ²
b	0.40 m
t	0.57 m
Ag	0.23 m ²
rec	0.075 m
φ As Long	0.016 m
g	0.71 m ²

$$Mu = \sqrt{Mu_2^2 + Mu_3^2}$$

Mu	2.90 T-m
----	----------

Factor de mayoracion φ

$$\phi = 0.9 - \frac{2 * Pu}{f'c * Ag}$$

AASHTO (5-127)
(Pag1)

φ	0.877
---	-------

Pu	10.58 Tn
----	----------

Mu	3.31 T-m
----	----------

$$Pu = \frac{Pu}{\phi}$$

$$Mu = \frac{Mu}{\phi}$$

Diseño utilizando diagramas de Interacción

$$X = \frac{Mu}{f'c * b * t^2}$$

Marcelo Romo Proaño Msc.
(Grafico 12)

$$Y = \frac{Pu}{f'c * b * t}$$

X	0.0073
Y	0.0133

Ingresando al Abaco

Marcelo Romo Proaño Msc.
(Grafico 11)

ρ Calculada	0
ρ Mínima	0.01
ρ Máxima	0.06

Verificacion

As Longitudinal

0.00 cm ²
18 φ 32 mm

DISEÑO DE LOSA DE MURO LATERAL 16,50m TERCIO SUPERIOR

Acero Positivo

f_c	350 kg/cm ²
f_y	4200 kg/cm ²
β₁	0.8

M_u	912000 kg-cm
b	100 cm
h	40 cm
rec	7.5 cm
d	32.5 cm

ρ max	0.01785
ρ max %	1.78525

A_{s min}	10.83 cm ²
--------------------------	-----------------------

A_{s max}	58.02 cm ²
--------------------------	-----------------------

$$\rho = 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

ρ	0.00232
A_s	7.55

Razón por la que se colocan en el área de flexión

1	φ	16 mm	@	20
---	---	-------	---	----

Capacidad por corte

A_v	3.14
s	40

V_c	32225.02
V_s	10715.25

V_t	42940.27
----------------------	----------

As -

Capacidad por corte

f_c	350 kg/cm ²
f_y	4200 kg/cm ²
β₁	0.8

Av	3.14
s	40

M_u	1324000 kg-cm
b	100 cm
h	40 cm
rec	7.5 cm
d	33 cm

V_c	32225.02
V_s	10715.25

V_t	42940.27
----------------------	----------

ρ max	0.01785
ρ max %	1.78525

As min	10.83 cm ²
---------------	-----------------------

As max	58.02 cm ²
---------------	-----------------------

$$\rho = 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

ρ	0.00340
As	11.04

Razón por la que se colocan en el área de flexión

1	φ	16 mm	@	20
+				
1	φ	10 mm	@	20

As de temperatura

ρ temp	0.0018 cm
b	100 cm
h	30 cm
rec	6 cm
d	24 cm

As temp	4.32 cm ² por metro
----------------	--------------------------------

DISEÑO DE LOSA DE MURO LATERAL 16,50m TERCIO MEDIO

Acero Positivo

f_c	350 kg/cm ²
f_y	4200 kg/cm ²
β_1	0.8

M_u	7537475 kg-cm
b	40 cm
h	200 cm
rec	7.5 cm
d	192.5 cm

ρ max	0.01785
ρ max %	1.78525

A_s min	25.67 cm ²
-----------	-----------------------

A_s max	137.46 cm ²
-----------	------------------------

$$\rho = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0.85 * \phi * f'_c * b * d^2}} \right]$$

ρ	0.00136
A_s	10.46

Razón por la que se colocan en el área de flexión

1	ϕ	16 mm	@	20
---	--------	-------	---	----

Capacidad por corte

A_v	3.14
s	40

V_c	76348.52
V_s	63467.25

V_t	139815.77
-------	-----------

As -

Capacidad por corte

f _c	350 kg/cm ²
f _y	4200 kg/cm ²
β ₁	0.8

Av	3.14
s	40

Mu	3073000 kg-cm
b	100 cm
h	40 cm
rec	7.5 cm
d	33 cm

Vc	32225.02
Vs	10715.25

Vt	42940.27
----	----------

ρ max	0.01785
ρ max %	1.78525

As min	10.83 cm ²
--------	-----------------------

As max	58.02 cm ²
--------	-----------------------

$$\rho = 0.85 \cdot \frac{f'_c}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mu}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

ρ	0.00817
As	26.54

Razón por la que se colocan en el área de flexión

1	φ	16 mm	@	20
+				
1	φ	10 mm	@	20

As de temperatura

ρ temp	0.0018 cm
b	100 cm
h	30 cm
rec	6 cm
d	24 cm

As temp	4.32 cm ² por metro
---------	--------------------------------

DISEÑO DE LOSA DE MURO LATERAL 16,50m TERCIO INFERIOR

Acero Positivo

f_c	350 kg/cm ²
f_y	4200 kg/cm ²
β₁	0.8

M_u	2414399 kg-cm
b	100 cm
h	40 cm
rec	7.5 cm
d	32.5 cm

ρ max	0.01785
ρ max %	1.78525

As min	10.83 cm ²
---------------	-----------------------

As max	58.02 cm ²
---------------	-----------------------

$$\rho = 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

ρ	0.00633
As	20.57

Razón por la que se colocan en el área de flexión

1	φ	16 mm	@	20
---	---	-------	---	----

Capacidad por corte

A_v	3.14
s	40

V_c	32225.02
V_s	10715.25

V_t	42940.27
----------------------	----------

As -

Capacidad por corte

f'c	350 kg/cm ²
fy	4200 kg/cm ²
β1	0.8

Av	3.14
s	40

Mu	4283865 kg-cm
b	100 cm
h	40 cm
rec	7.5 cm
d	33 cm

Vc	32225.02
Vs	10715.25

Vt	42940.27
-----------	----------

ρ max	0.01785
ρ max %	1.78525

As min	10.83 cm ²
---------------	-----------------------

As max	58.02 cm ²
---------------	-----------------------

$$\rho = 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mu}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

ρ	0.01169
As	38.01

Razón por la que se colocan en el área de flexión

1	φ	16 mm	@	20
+				
1	φ	10 mm	@	20

As de temperatura

ρ temp	0.0018 cm
b	100 cm
h	30 cm
rec	6 cm
d	24 cm

As temp	4.32 cm ² por metro
----------------	--------------------------------

COLUMNA CENTRAL PANTALLA 16,50m TERCIO INFERIOR

Acero Positivo

f_c	350 kg/cm ²
f_y	4200 kg/cm ²
β₁	0.8

M_u	27343916 kg-cm
b	40 cm
h	200 cm
rec	7.5 cm
d	192.5 cm

ρ max 0.01785
ρ max % 1.78525

A_s min	25.67 cm ²
--------------------------	-----------------------

A_s max	137.46 cm ²
--------------------------	------------------------

$$\rho = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{\left(1 - \frac{2 * M_u}{0.85 * \phi * f'_c * b * d^2} \right)} \right]$$

ρ	0.00506
A_s	38.97

Razón por la que se colocan en el área de flexión

1	φ	16 mm	@	20
---	---	-------	---	----

Capacidad por corte

A_v	3.14
s	40

V_c	76348.52
V_s	63467.25

V_t	139815.77
----------------------	-----------

As -

Capacidad por corte

f _c	350 kg/cm ²
f _y	4200 kg/cm ²
β ₁	0.8

Av	3.14
s	40

M _u	9582000 kg-cm
b	40 cm
h	200 cm
rec	7.5 cm
d	193 cm

V _c	76348.52
V _s	63467.25

V _t	139815.77
----------------	-----------

ρ max	0.01785
ρ max %	1.78525

As min	25.67 cm ²
--------	-----------------------

As max	137.46 cm ²
--------	------------------------

$$\rho = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{\left(1 - \frac{2 * M_u}{0.85 * \phi * f'_c * b * d^2} \right)} \right]$$

ρ	0.00173
As	13.33

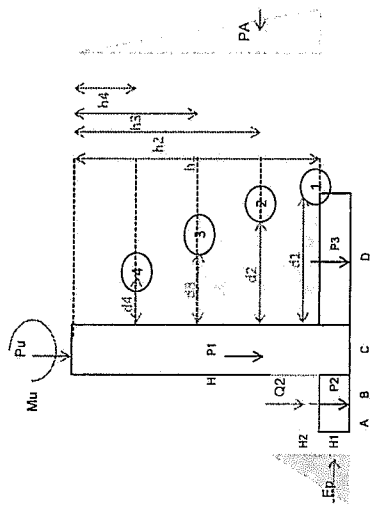
Razón por la que se colocan en el área de flexión

1	φ	16 mm	@	20
+				
1	φ	10 mm	@	20

As de temperatura

ρ temp	0.0018 cm
b	100 cm
h	30 cm
rec	6 cm
d	24 cm

As temp	4.32 cm ² por metro
---------	--------------------------------



$$M_1 = M_{2,3,4} \frac{h_1^2}{2} + S_1 \frac{h_1}{3}$$

$$A_2 = \frac{M_2}{f_y \cdot I_d}$$

γ_{suelo} 0.0018 kg/cm³

ka 0.3

S 350 m (longitud cooperante)

$$M_{2,3,4} = M_{2,3,4} \cdot \frac{h_2}{2} + S_2 \cdot \frac{h_2}{3}$$

f'c 350 kg/cm²

f'y 4200 kg/cm²

J 0.892

e mltro 40

H	h1	h2	h3	h4	d1	d2	d3	d4	M1	M2	M3	M4	As1	Asmin1	As2	Asmin2	As3	Asmin2	As4	Asmin2
1650	1650	1238	825	412.5	850.0	650.0	450.0	250.0	212252906	89544195	26531613	3316452	67	119	37	91	16	63	4	35
1350	1350	1013	675	337.5	650.0	500.0	350.0	200.0	116252719	49044116	14531590	1816449	48	97	26	70	11	49	2	28
1100	1100	825	550	275.0	450.0	350.0	250.0	150.0	62889750	26531613	7861219	982652	37	63	20	49	8	35	2	21

TENSORES PASOS SUPERIORES

Pax	77.91 Tn
f'c	350 Kg/cm ²
f _y	4200 Kg/cm ²
b	0.40 m
t	0.40 m
Ag	0.16 m ²
rec	0.075 m
φ As Long	0.016 m
f	0.9

Diseño de Tensores

Cargas Axiales de Tracción

Pu	As	ro min	Ag	h	b	Portico	Altura	Pax (T)	φ As Tracción	Fy	Ag (60x40)	As cm ²	p Calculada	p mínima	As min	p m Máxima	p m Mínima
	20.61 cm ²	0.01328	1552.04 cm ²	40 cm ²	38.80103748 cm ²	Exterior	14.5	14.5	22.78	0.9	4200	6.03	0.003	0.01	24	0.06	0.011
						Exterior	7.25	7.25	100.03	0.9	4200	26.46	0.011	0.01	24	0.06	0.011
						Interior	14.5	14.5	70.5	0.9	4200	18.65	0.008	0.01	24	0.06	0.011
						Interior	7.25	7.25	218.63	0.9	4200	57.84	0.024	0.01	24	0.06	0.024 8fi de 32
						Exterior	10.5	10.5	31.28	0.9	4200	8.28	0.003	0.01	24	0.06	0.011
						Exterior	5.75	5.75	79.18	0.9	4200	20.95	0.009	0.01	24	0.06	0.011

PILA

CARGAS ZAPATA

Carga Axial			
Muerta	170	220.8	170
Muerta Zapata		199.68	
Sobreimpuesta	24	31	24
Carga distribuida HL-93	16	20.8	16
Carga camión HL-93	26.5	34.27	26.5

560.8
199.68
79
52.8
87.27

q adm	20
Largo	12.8
Ancho	6.5
Espesor	1
W	199.68

qu	26.6
----	------

W total 979.55

q 11.77

	Momentos							
	COL1		COL2		COL3		TOTAL	
	M3	M2	M3	M2	M3	M2	M3	M2
Muerta	3.4	6.42	0.2	0.74	3.4	6.42	7	13.58
Sobreimpuesta	0.52	0.98	0.03	0.11	0.52	0.98	1.07	2.07
Carga distribuida HL-93	0.34	0.64	0.02	0.07	0.34	0.64	0.7	1.35
Carga camión HL-93	0.49	1.135	-0.03	0.19	0.49	1.135	0.95	2.46
Sismo X	208	121	214	127	208	121	630	369
Sismo Y	115.9	234	112	252	115.9	234	343.8	720

M31 9.72
M21 19.46

M31+SX 639.72 1279.44 R=1
M31+SY 353.52

M21+SX 388.46
M21+SY 739.46 1478.92 R=1

ESFUERZOS ZAPATA

Sismo X
Sentido corto

F1	25.97
F2	-2.42

Sismo Y
Sentido corto

F1	20.11
F2	3.44

Cargas permanentes
Sentido corto

F1	11.88
F2	11.67

Cargas permanentes
Sentido corto

F1	11.88
F2	11.66

Etapa constructiva
Peso superestructura 245
Excentricidad 0.6
Momento 147

F1	13.40
F2	10.14

DISEÑO ZAPATA

LONG. 6,50m

FLEXION

f'c	350
fy	4200
β_1	0.8

Mu	6226000kg-cm
b	100cm
h	100cm
rec	7.5cm
d	93cm

CORTANTE

Vu	34.4Tn
θ	0.9
S	20cm

Vu	38.2Tn
Vc	91.7Tn
Vs	-53.5Tn
As	-2.76cm ²

$Vu < Vc$

L total	6.5
L dedo	2.35

q1	25.97
q2	-2.42

X	5.95
---	------

q'	15.71	cara del apoyo del apoyo
q'1	19.34	ad del apoyo
M	62.26	por sismo
V	34.38	Por sismo

dv	0.83
----	------

ρ	0.00195
--------	---------

As	18.06
----	-------

As temp	0.045 cm/cm
---------	-------------

As min	30.83cm ²
--------	----------------------

As min 1	22.20cm ²
----------	----------------------

1	ϕ
---	--------

25mm	@
------	---

15cm	
------	--

DISEÑO VIGA DE CIMENTACION

8

FLEXION

f'c	350
fy	4200
β_1	0.8

Mu	37,500,000 kg-cm
b	180cm
h	150cm
rec	7.5cm
d	143cm

CORTANTE

Vu	362.0Tn
θ	0.9
S	20.0cm

Vu	402.2Tn
Vc	254.3Tn
Vs	147.9Tn
AV	5.49cm ²

W	
---	--

V	362.0Tn
Vu	362.0Tn

M	375.0Tn
Mu	375.0Tn

Av min	4.21cm ²
--------	---------------------

$V_u > V_c$

ρ	0.00277
--------	---------

As max 457.92cm²

As	71.01
----	-------

As min 85.50cm²

As temp	0.073 cm/cm
---------	-------------

As principal

10	ϕ	32mm	@
----	--------	------	---

Estribos

4	ϕ	16mm	@	20cm
---	--------	------	---	------

GEOMETRÍA DE ZAPATA

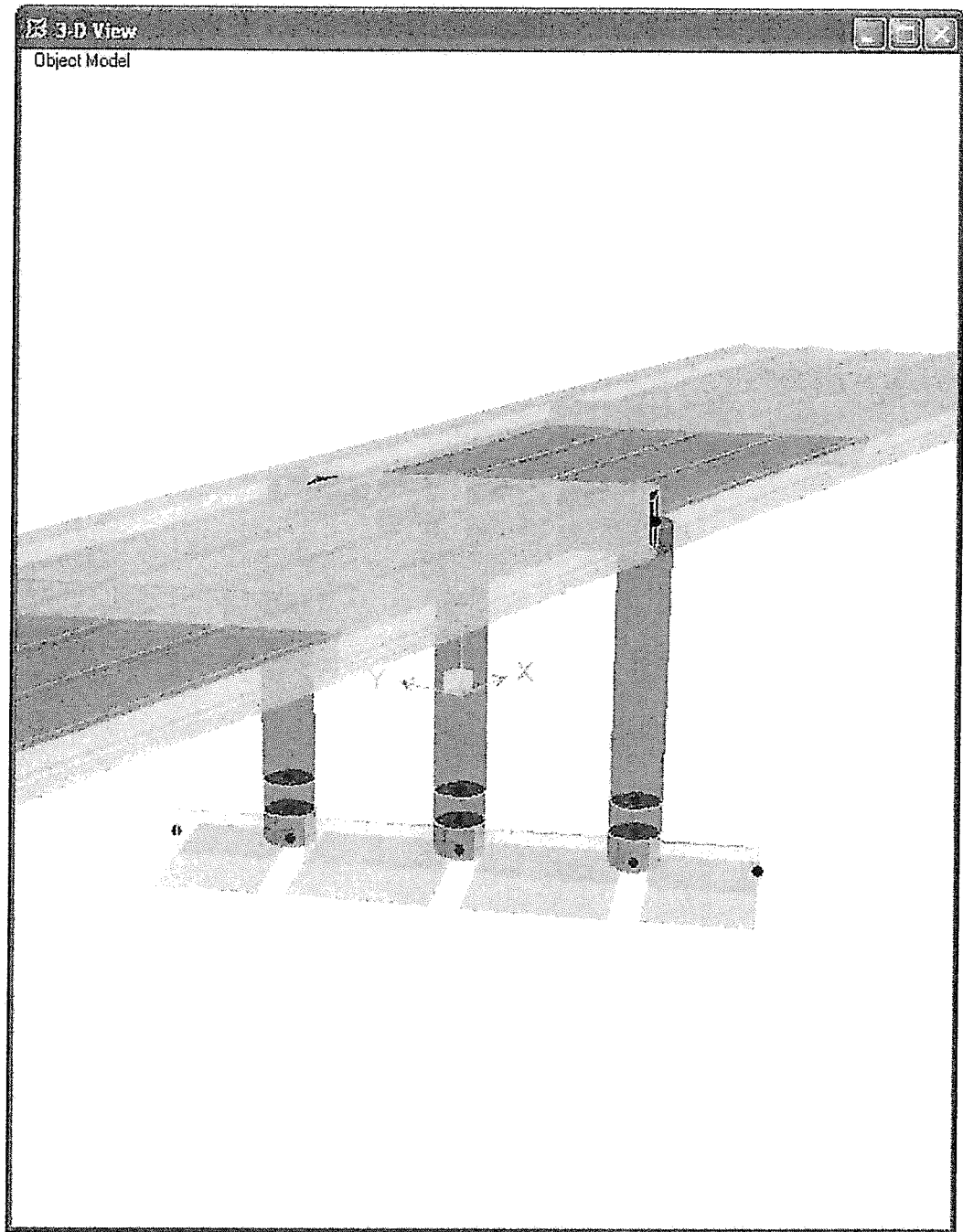
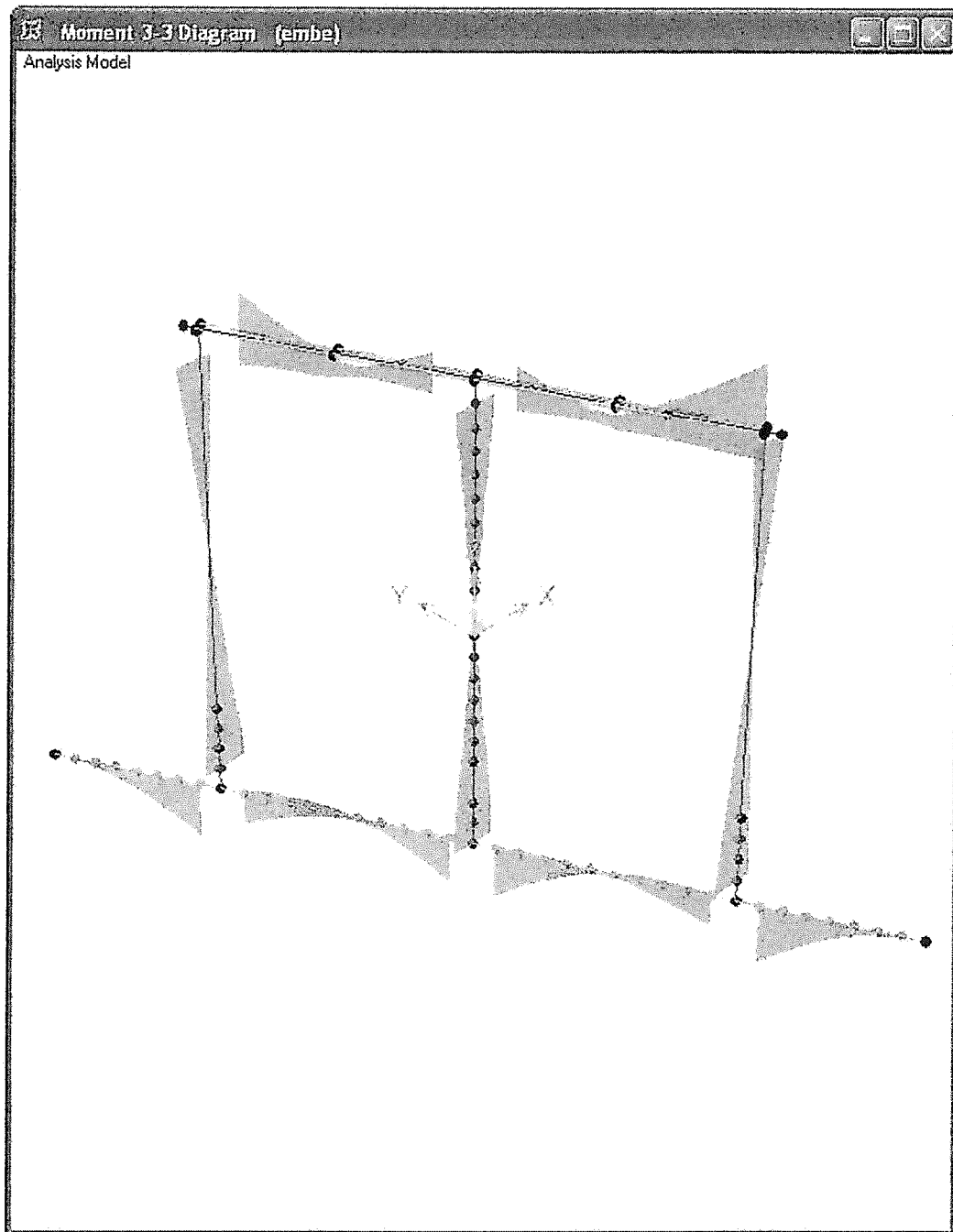
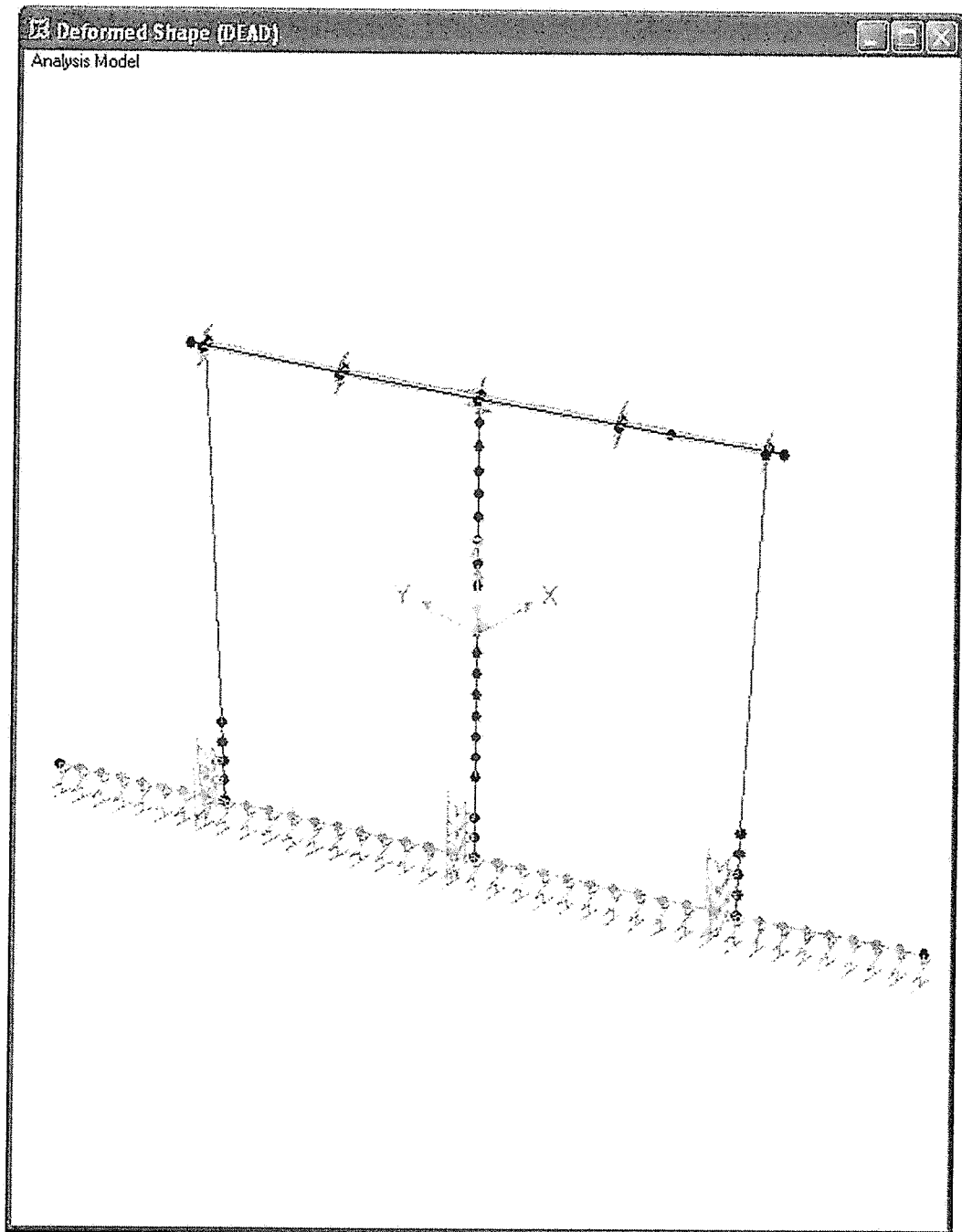


DIAGRAMA DE MOMENTOS



MODELO CON CIMENTACIÓN FLEXIBLE



DISEÑO DE COLUMNAS A FLEXOCOMPRESION

PILA CENTRAL

Combo EXTMAX_Y

Pu	402.00 Tn
Mu2	333.00 T-m
Mu3	169.00 T-m

f _c	350 Kg/cm ²
f _y	4200 Kg/cm ²

$$Mu = \sqrt{Mu_2^2 + Mu_3^2}$$

Diametro	1.60 m
----------	--------

Mu	373.43 T-m
----	------------

Ag	2.01 m ²
----	---------------------

Factor de mayoracion ϕ

$$\phi = 0.9 - \frac{2 * Pu}{f_c * Ag}$$

AASHTO (5-127)
(Pag1)

ϕ	0.786
--------	-------

Pu	402.00 Tn
----	-----------

Mu	373.43 T-m
----	------------

Diseño utilizando diagramas de Interacción

Ing. M. Romo

$$x = \frac{Mu}{f_c * Ag * D}$$

$$y = \frac{Pu}{f_c * Ag}$$

$$f'_c = 0.85 * f_c$$

x	0.033
y	0.057

Ingresando al Abaco

ρ cal	0.0025
------------	--------

ρ final	0.0100
--------------	--------

As Longitudinal 201.06 cm²

26	ϕ	32 mm
----	--------	-------

DISEÑO DE COLUMNAS A FLEXOCOMPRESION

PILA LATERAL

Combo EXTMAX_Y

Pu	359.00 Tn
Mu2	153.00 T-m
Mu3	304.00 T-m

f _c	350 Kg/cm ²
f _y	4200 Kg/cm ²

$$Mu = \sqrt{Mu_2^2 + Mu_3^2}$$

Diametro	1.60 m
----------	--------

Mu	340.33 T-m
----	------------

Ag	2.01 m ²
----	---------------------

Factor de mayoracion ϕ

$$\phi = 0.9 - \frac{2 * Pu}{f_c * Ag}$$

AASHTO (5-127)
(Pag1)

ϕ	0.798
--------	-------

Pu	359.00 Tn
----	-----------

Mu	340.33 T-m
----	------------

Diseño utilizando diagramas de Interacción

Ing. M. Romo

$$x = \frac{Mu}{f_c * Ag * D}$$

$$y = \frac{Pu}{f_c * Ag}$$

$$f'_c = 0.85 * f_c$$

x	0.030
y	0.051

Ingresando al Abacc

ρ cal	0.0020
------------	--------

ρ final	0.0100
--------------	--------

As Longitudina 201.06 cm²

26	ϕ	32 mm
----	--------	-------

DISEÑO DE PILAS

K	1.2
lu	8.10m
Diametro	1.60m
f'c	35MPa
fy	420MPa
Rec.	0.05m

K	24.30
---	-------

$$\frac{K \times l_u}{r} \leq 22$$

$$24.3 < 22$$

ACERO TRANSVERSAL

ACERO MINIMO

$$A_{tr} = 0.0083 \times \sqrt{f'c} \times \frac{b_v \times S}{f_y}$$

bv	1600mm
S	150mm

Av	281mm ²
----	--------------------

1	14mm	@	15cm
---	------	---	------

ACERO POR CONFINAMIENTO EN COLUMNA

$$\rho_s \geq 0.45 \times \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \times \frac{f'c}{f_y}$$

Ag	20106cm ²
Ac	18337cm ²

ρs	0.0036
----	--------

As	6633cm ³
----	---------------------

Var 16mm	33m
----------	-----

Esp	0.14m
-----	-------

Se asume 15cm y se adicionan vinchas de 16mm

ACERO POR CONFINAMIENTO ROTULA PLASTICA

$$\rho_s \geq 0.12 \times \frac{f'c}{f_y}$$

ρ_s	0.0100
----------	--------

A_s	18337cm ³
-------	----------------------

Var 20mm	58m
----------	-----

Esp	0.08m
-----	-------

Se asume 10cm y se adicionan
vinchas de 16mm

ESPACIAMIENTO MAXIMO

$V_u < 0.125 f'c$ $S_{max} = 0.8d_v \leq 600mm$

$V_u \geq 0.125 f'c$ $S_{max} = 0.4d_v \leq 300mm$

S_{max}
0.60

S_{max}
0.30

CORTANTE

$$V_u = \frac{|V_u|}{\phi * d_v * d_v}$$

V_u	60.3Tn
θ	0.9
s	15cm
d_e	1.27m
d_v	1.15m
P_u	93

V_u	67.0Tn	Tn
-------	--------	----

$$V_c = 0.083 * \beta * \sqrt{f'c} * b_v * d_v$$

V_c	24.3Tn	Tn
-------	--------	----

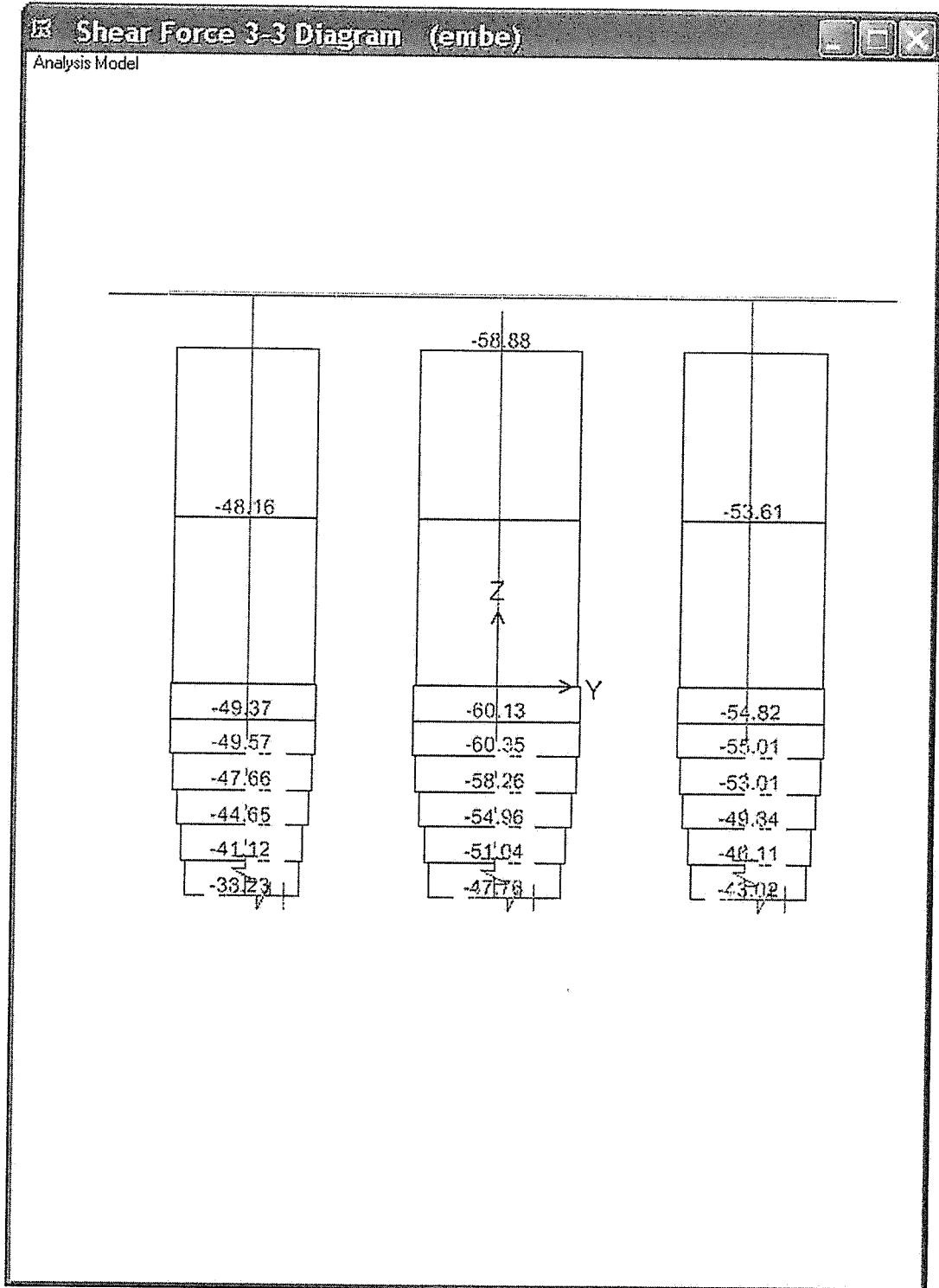
V_s	42.8Tn
-------	--------

A_v	1.33cm ²	@	15cm
-------	---------------------	---	------

1 Var	14mm	@	15cm
-------	------	---	------

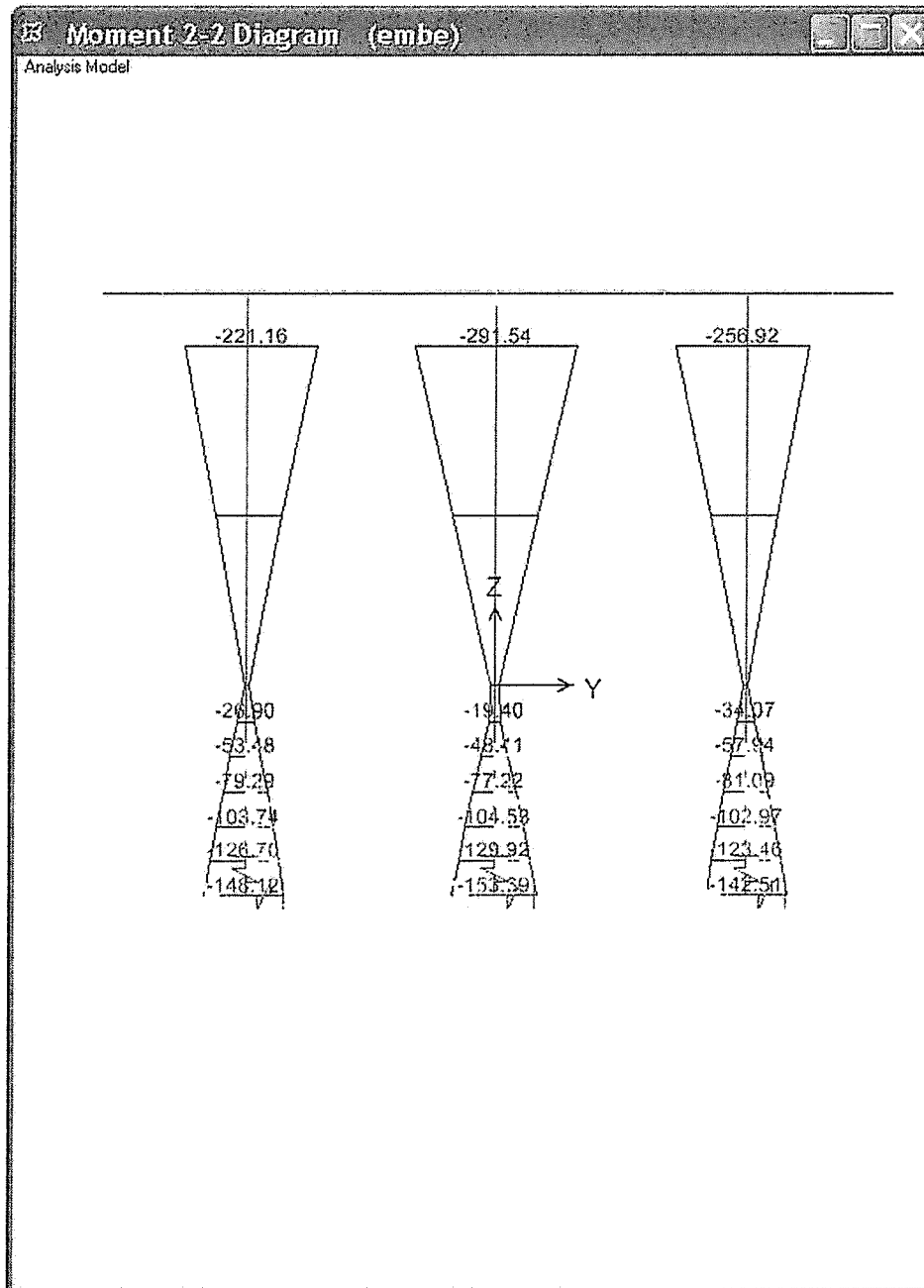
ESFUERZOS COLUMNAS

Cortante Máximo
Columnas



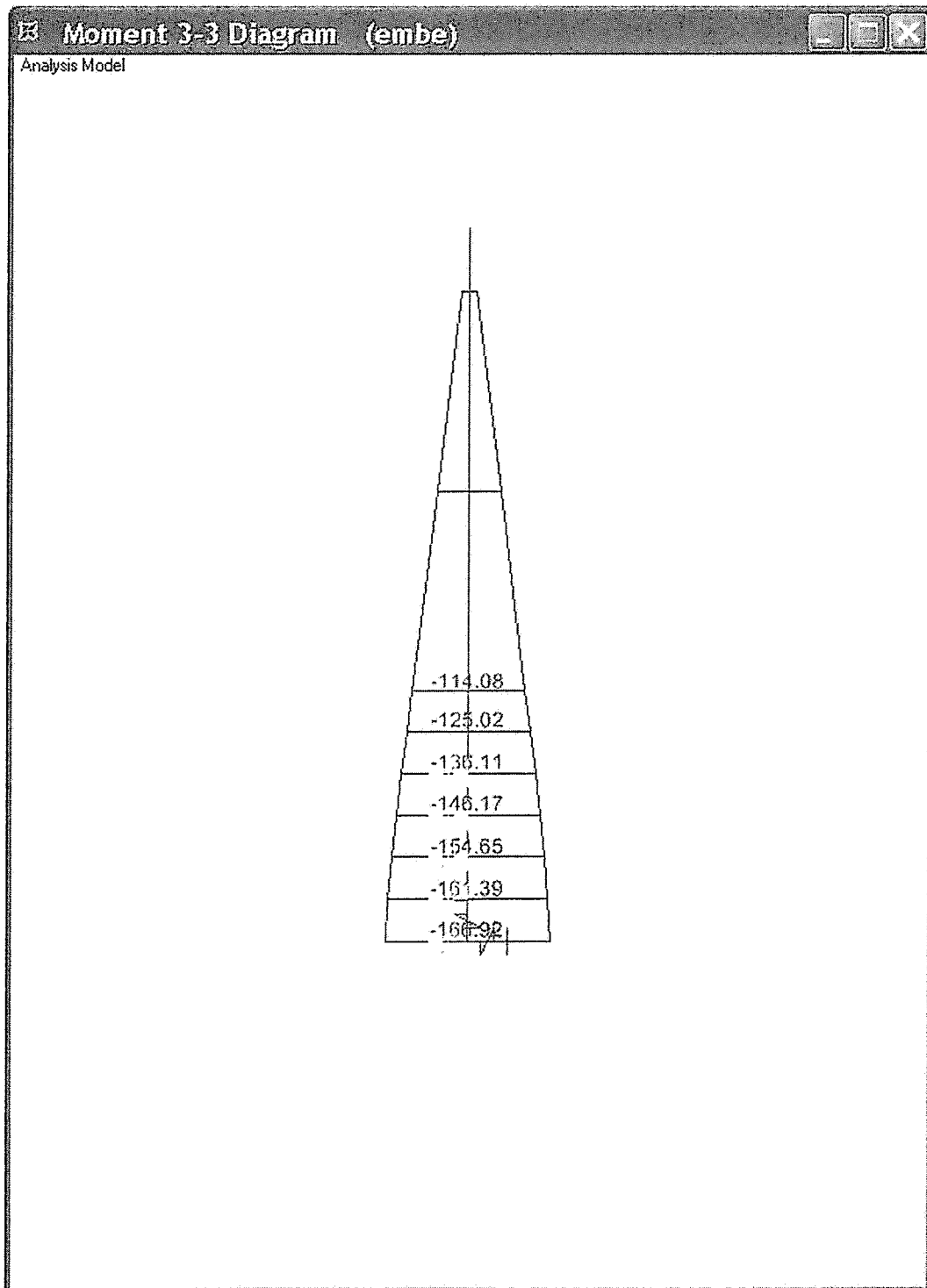
Momento2-2

Columnas



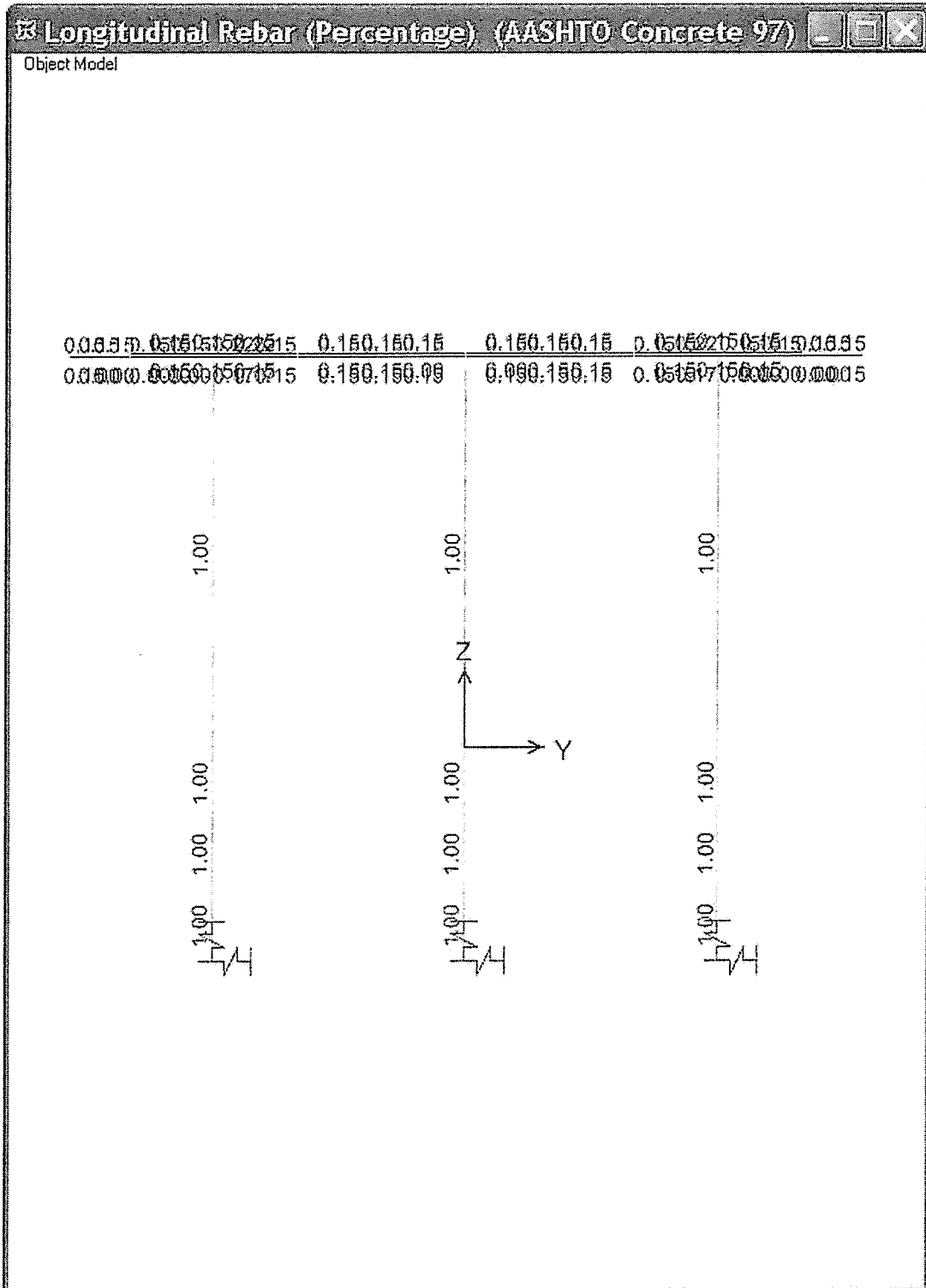
Momento 3-3

Columnas



Diseño SAP 2000

Columnas Cuantía de Acero



DISEÑO VIGA CABEZAL

FLEXION

f_c	350
f_y	4200
β₁	0.8

M_u	40,300,000 kg-cm
b	250cm
h	150cm
rec	5.0cm
d	145cm

CORTANTE

V_u	273.0Tn
θ	0.9
S	20.0cm

V_u	303.3Tn
V_c	359.4Tn
V_s	-56.1Tn
A_v	-2.05cm ²

V	273.0Tn
V_u	273.0Tn

M	403.0 T-m
M_u	403.0 T-m

A_v min	5.85cm ²
--------------------------	---------------------

$V_u < V_c$

ρ	0.00206
----------	---------

A_s max	647.15cm ²
--------------------------	-----------------------

A_s	74.61
----------------------	-------

A_s min	120.83cm ²
--------------------------	-----------------------

A_s temp	0.084 cm/cm
---------------------------	-------------

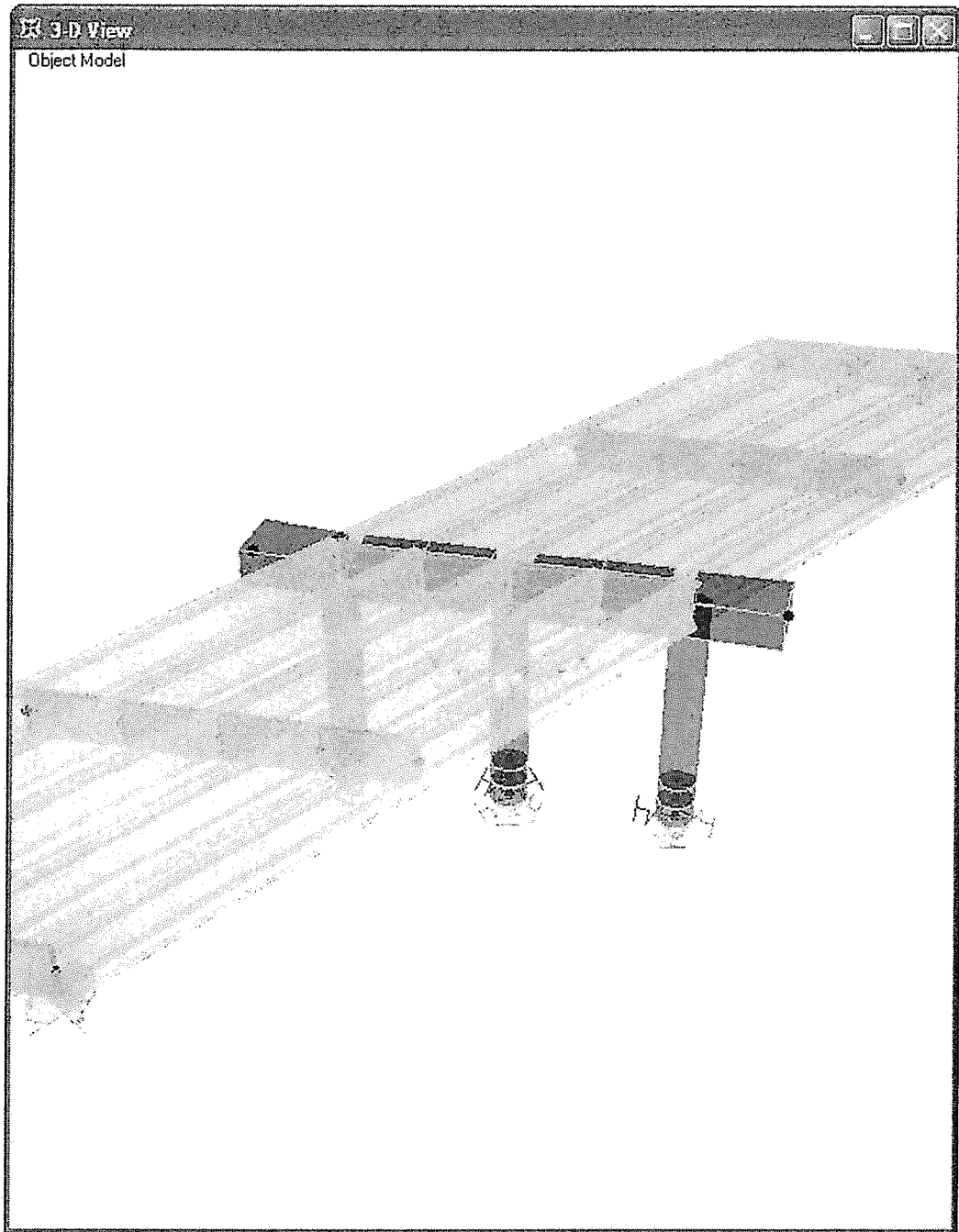
A_s principal

14	φ	32mm	@
----	---	------	---

Estribos

4	φ	16mm	@
			20cm

GEOMETRÍA DE CABEZAL



CARGA EQUIVALENTE VIGA TREN

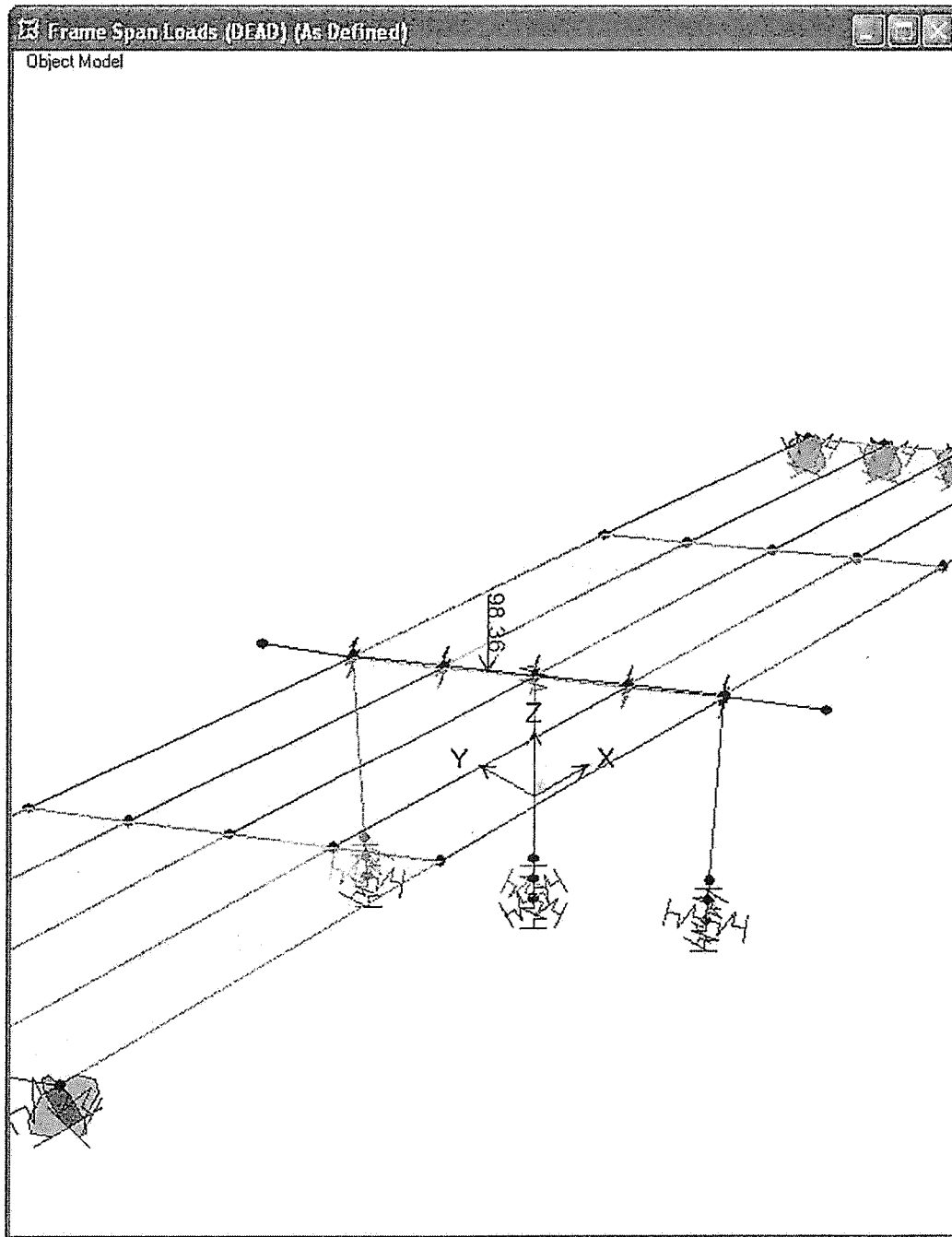


DIAGRAMA DE MOMENTOS

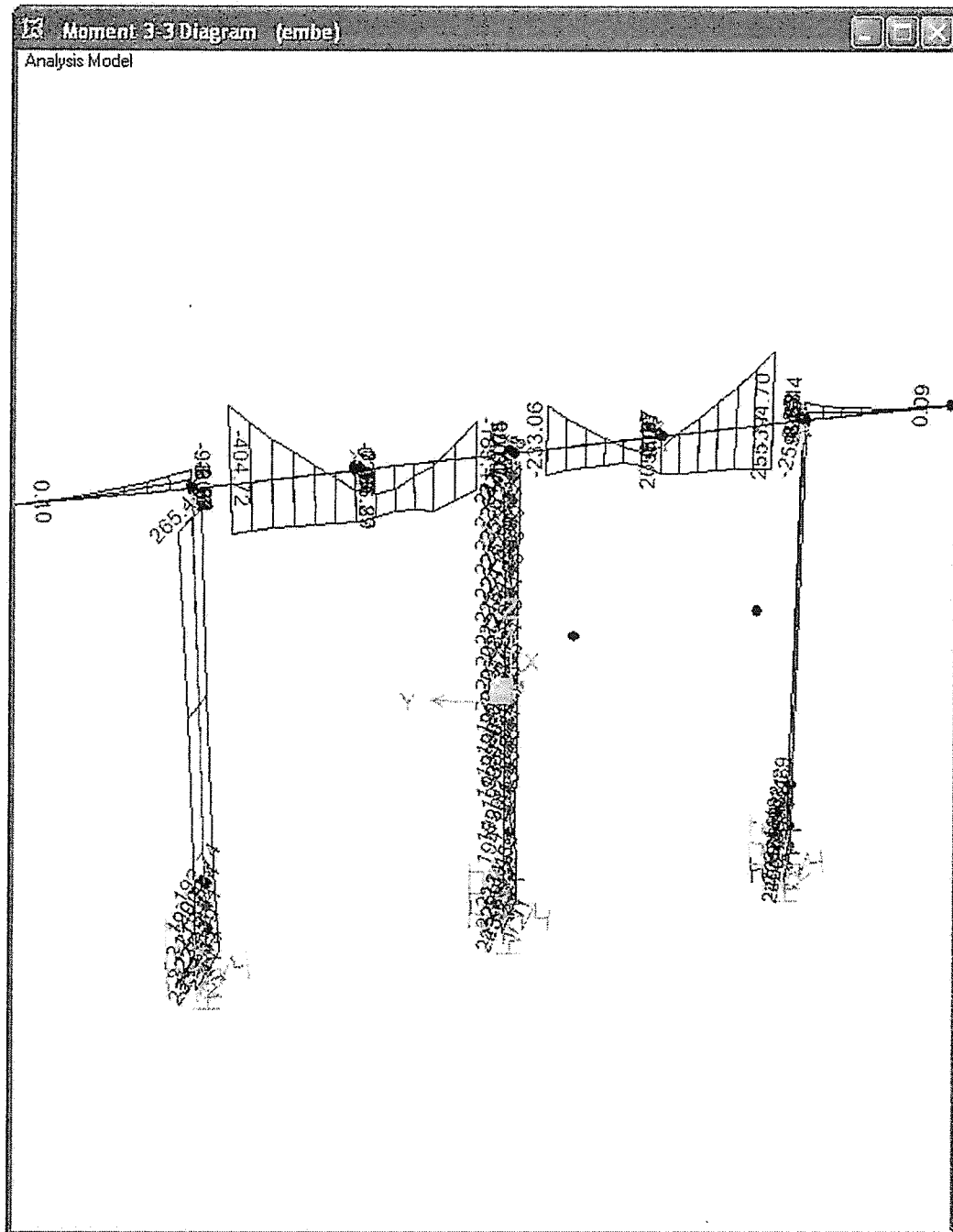
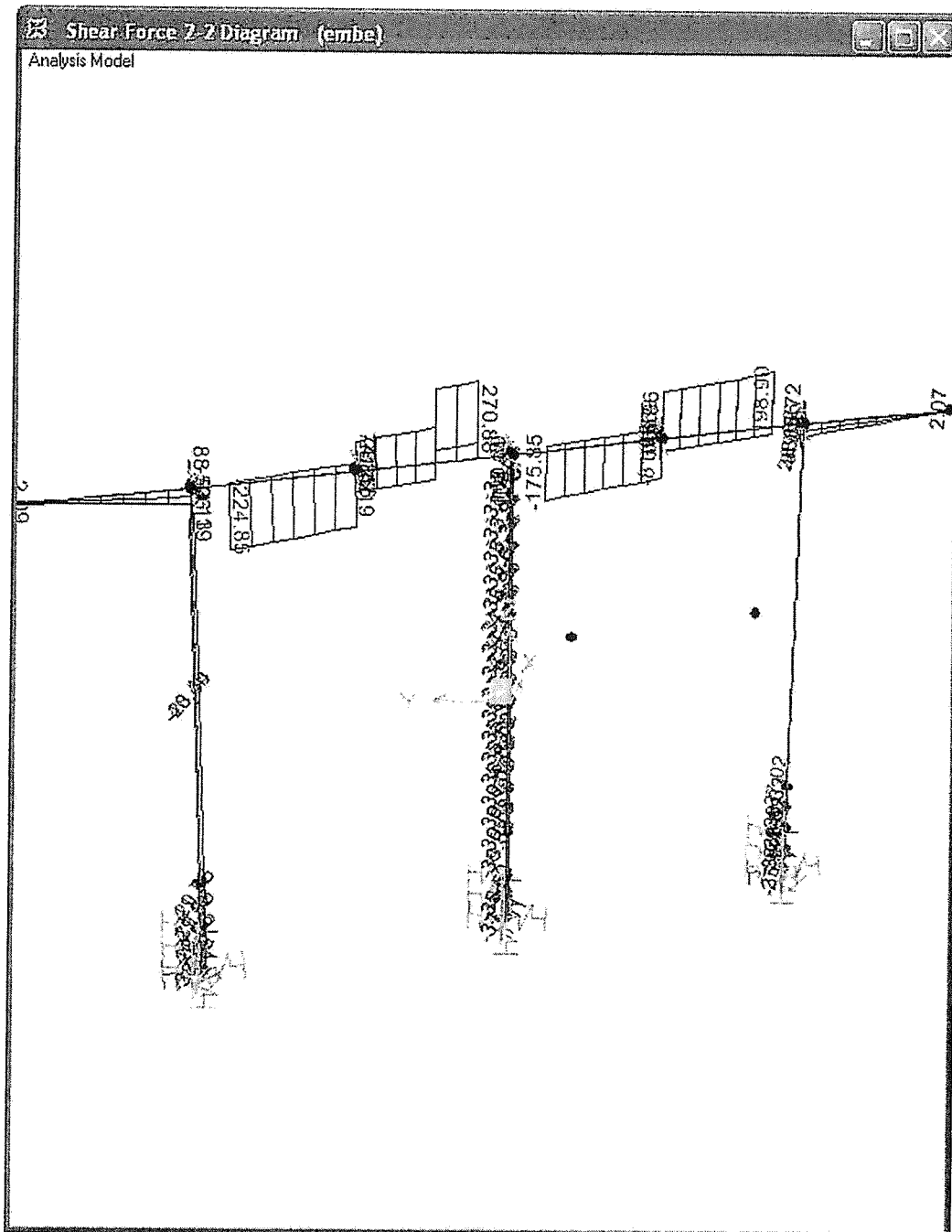
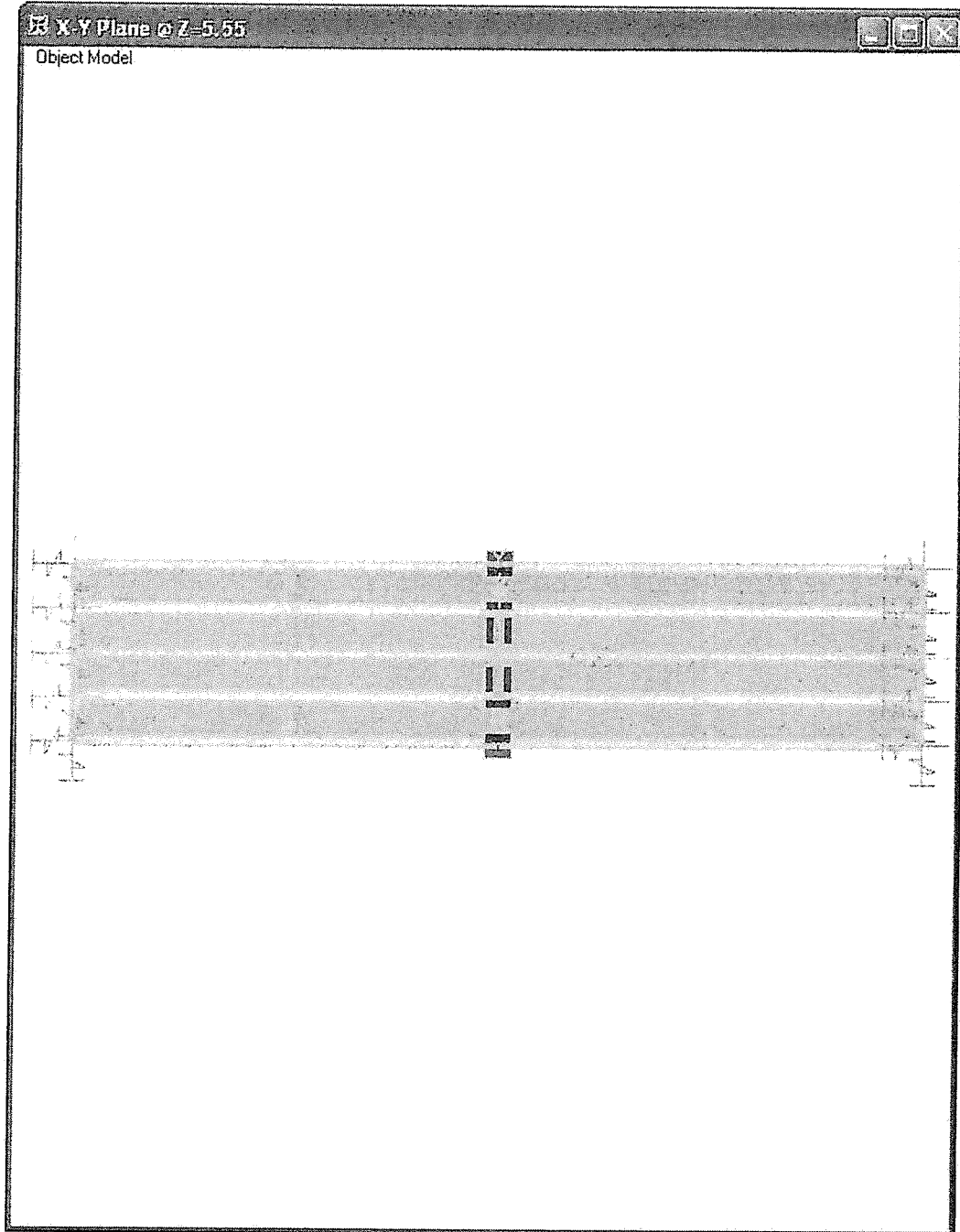


DIAGRAMA DE CORTANTE

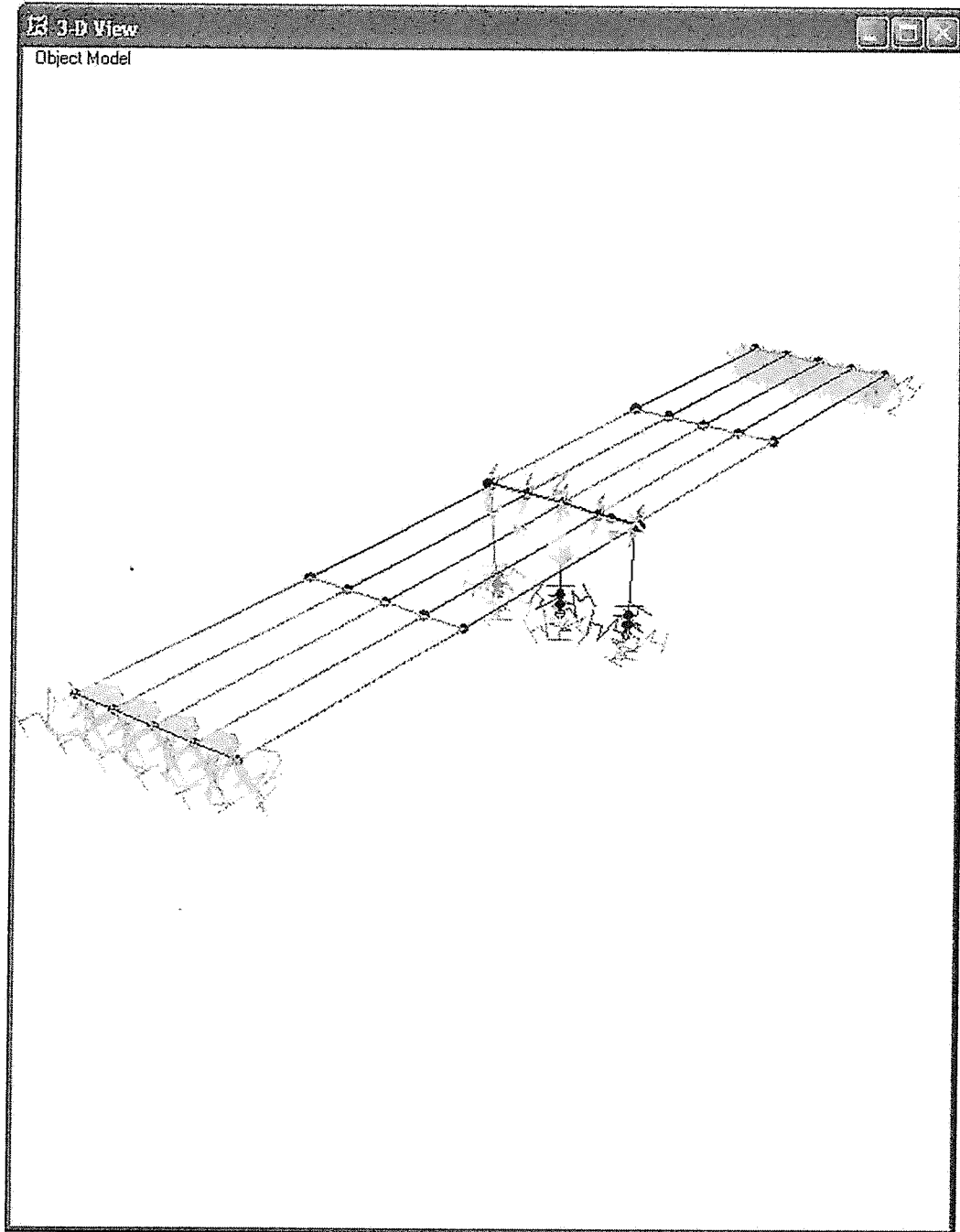


MODELOS SAP 2000

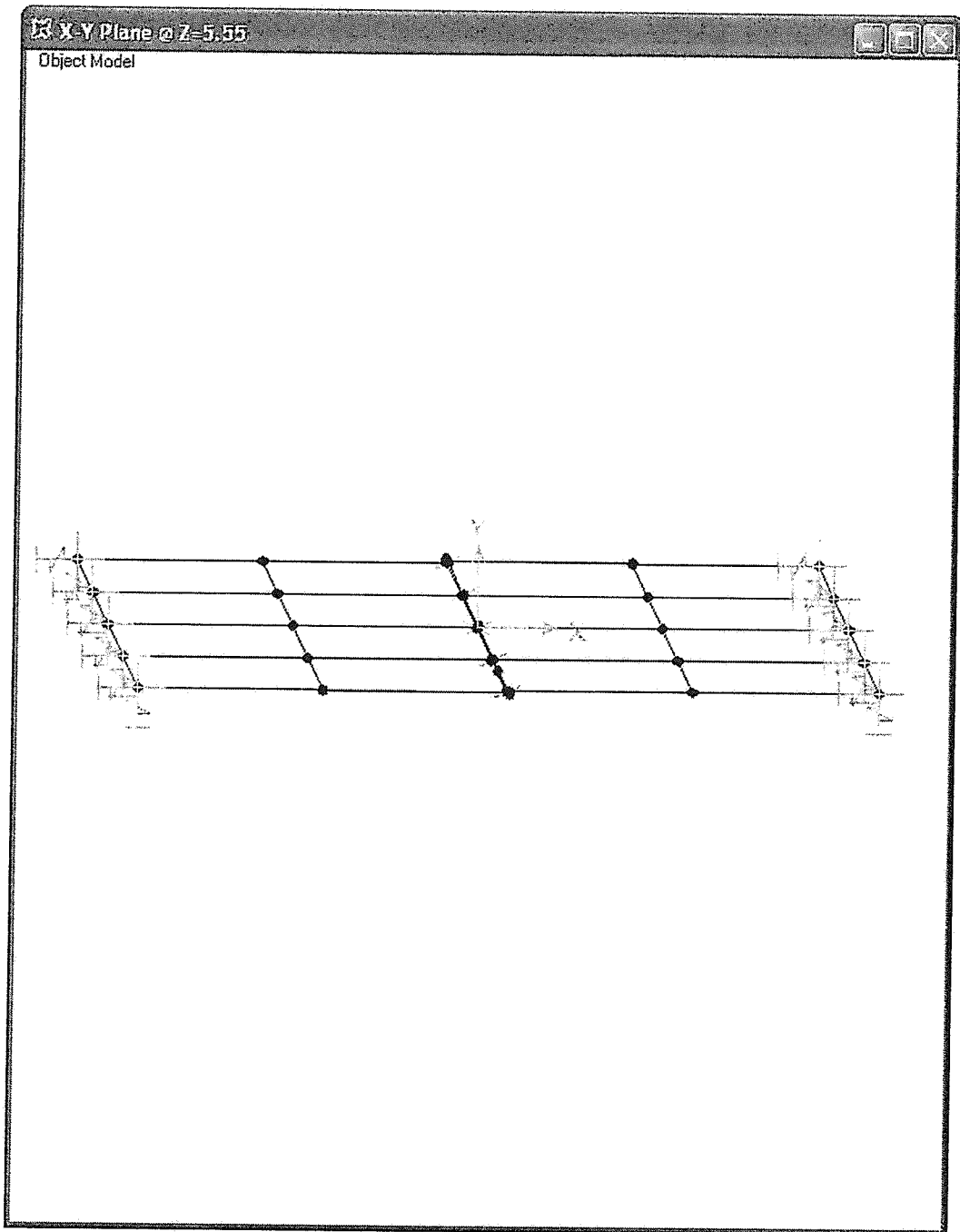
MODELO RECTO



MODELO RECTO



MODELO ESVAJADO



MODELO ESVIAJADO

