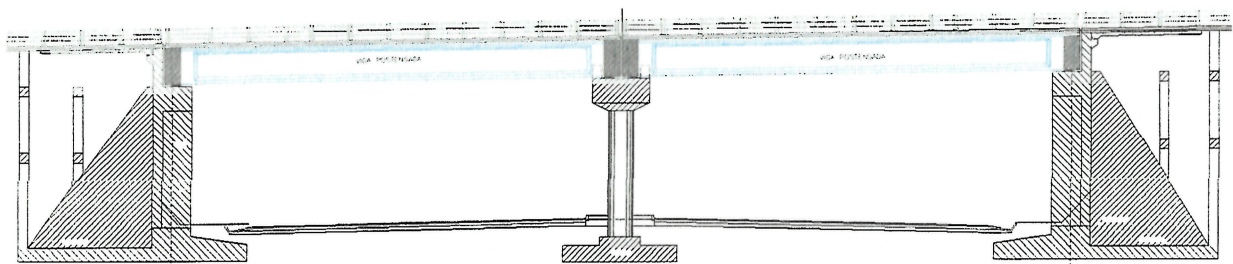


ESTUDIOS DE INGENIERÍA DEFINITIVOS DEL PROYECTO “RUTA SUR – VÍA AEROPUERTO”

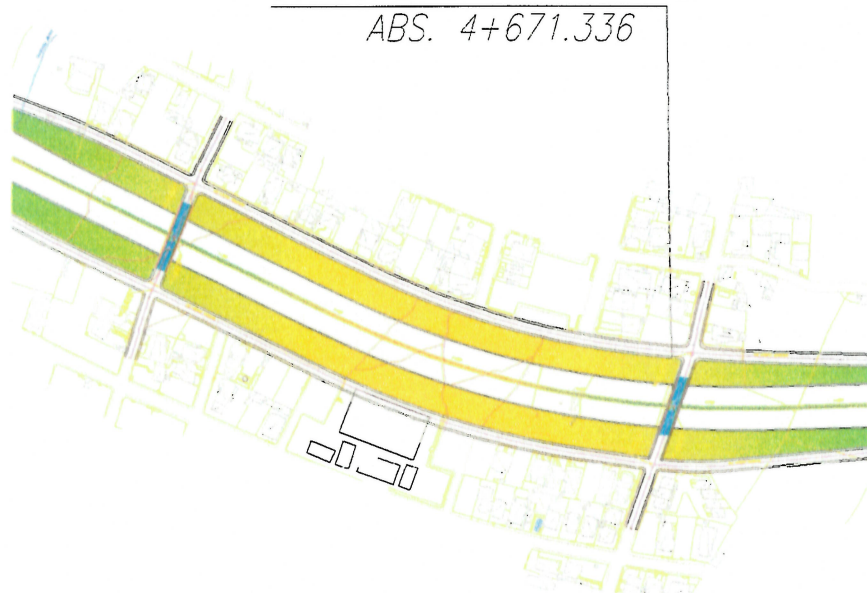
PRIMERA ETAPA:
AV. SIMÓN BOLÍVAR ABS 0+000
HASTA LA PRIMAVERA ABS.4+671.330

MEMORIA TÉCNICA

PASO SUPERIOR 6
LA PRIMAVERA II
ABS. 4+671.336 (PS6)



PASO SUPERIOR LA PRIMAVERA II
ABS. 4+671.336



ASOCIACIÓN

ÍNDICE

GENERALIDADES	2
SUPERESTRUCTURA	3
Diseño de viga postensada carga vehicular long 22m	4
Diseño losa	17
Diseño neopreno	25
SUB-ESTRUCTURA	28
Estribo 1	29
Pila	63
Modelos Sap 2000	83

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 LA PRIMAVERA II, ABSCISA 4+671.336 (PS6)

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

Posee un ángulo de esviajamiento de 14.95°, un bombeo del 2% y una pendiente longitudinal de 0.00%

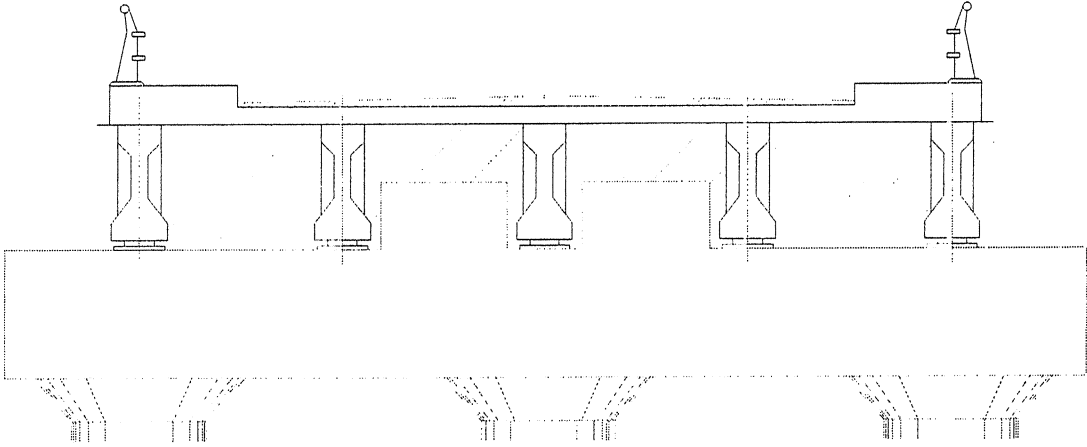
El tablero está conformado por 5 vigas por cada vano.

El paso superior de ferrocarril PS6 está conformado por dos vanos de 22m de longitud y 5 vigas por vano, para lo cual se han diseñado vigas postensadas tipo AASHTO de 1.35m de altura, espaciadas 2.4m y una losa de 20cm de espesor.

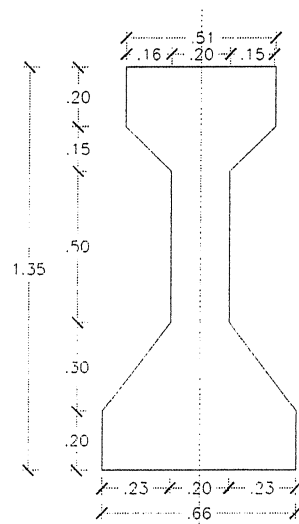
La altura de los estribos es de 11.60m y 11.60m y la altura de la pila es de 9.0. Para el diseño de la cimentación bajo la acción de cargas permanentes se tomo una capacidad portante del suelo de 20 t/m², según los estudios de suelos correspondientes. Los detalles de diseño se pueden encontrar en la memoria técnica

SÚPER-ESTRUCTURA

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

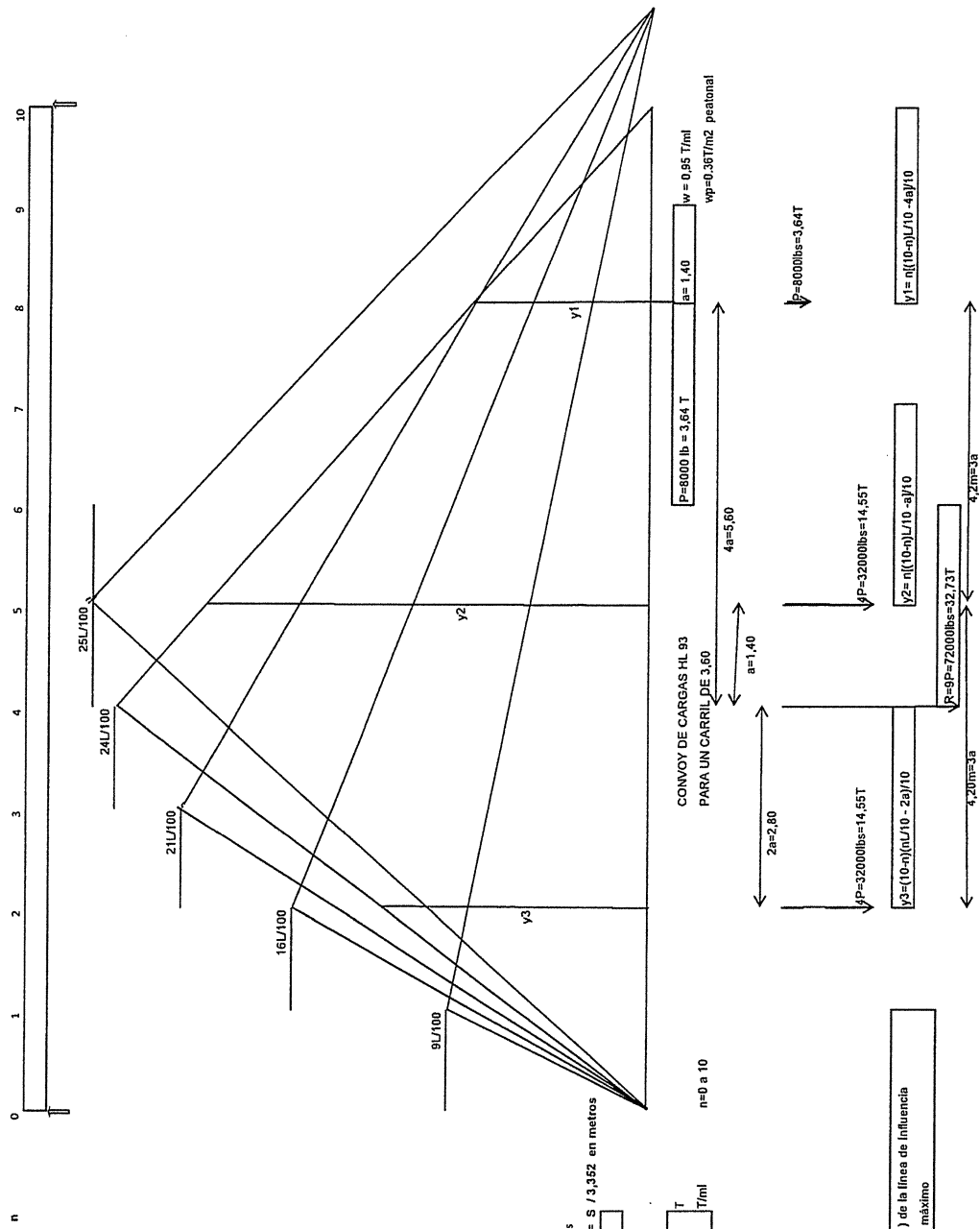


DISEÑO DE VIGAS CARGA VEHICULAR LONG 22m



SECCIÓN

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



S=2,4 m
 AASHTO carga en vigas: $S / 5,5 \times 2 = S / 3,352$ en metros
 Factor de carga en Vigas $2,4 / 3,352 = 0,716$

P=3,64T; w=0,95 T/ml	por carril
Pinal en cada viga = 3,64 x impacto (1,33) x factor de viga	3,466 T
w (0,95) x factor de viga (0,72)	0,584 T/ml

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

$y1 = \eta[(10-n)/10 - 4a]/10$

$y2 = \eta[(10-n)/10 - a]/10$

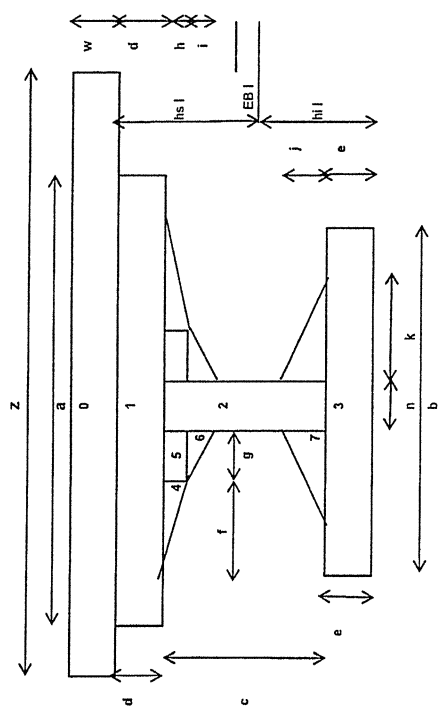
$y3 = (10-n)[nL/10 - 2a]/10$

**PUENTES DE LA RUTA SUR
LUZ: 22m
DISEÑO DE VIGAS DE HORMIGÓN POSTENSADO**

$f_{c\text{ad I}} = 0.55(0.821^2)^{-1} = 1894$

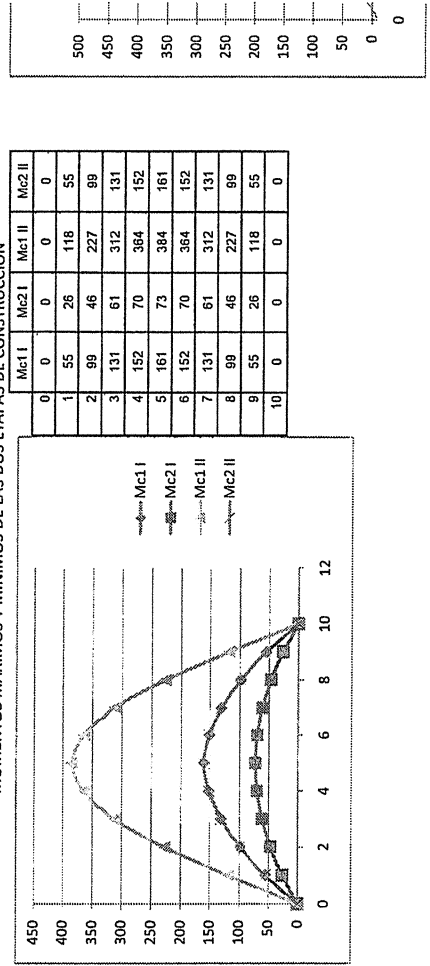
CARGAS NORMALES AASHTO LRFD /MOP										Eje banderístico (lb)										Momentos Inercia (leb)			Peso Viga (T)										
L = 22	22-A Tipo IV H=1.45									Area I		Area II		hi I	hs I	hi II	hs II	leb I	leb II	L	Mct I		Mct II		ft ad I		Mct I		Mct II				
H final	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	n	z	w	Area I	Area II	hi I	hs I	hi II	hs II	leb I	leb II	L	Mct I		Mct II		ft ad I		Mct I		Mct II	
1.45	0.51	0.66	1.04	0.20	0.20	0.00	0.15	0.00	0.15	0.23	0.23	0.20	2.18	0.20	0.52	0.97	0.66	0.78	1.07	0.58	0.125	0.315	22	0	0	1680	0	0	0	0	0	0	
1.45	0.51	0.66	1.04	0.20	0.20	0.00	0.15	0.00	0.15	0.23	0.23	0.20	2.18	0.20	0.52	0.97	0.66	0.78	1.07	0.58	0.125	0.315	22	28	55	26	118	0	118	55	55	55	
1.45	0.51	0.66	1.04	0.20	0.20	0.00	0.15	0.00	0.15	0.23	0.23	0.20	2.18	0.20	0.52	0.97	0.66	0.78	1.07	0.58	0.125	0.315	22	28	99	46	227	0	227	99	99	99	
1.45	0.51	0.66	1.04	0.20	0.20	0.00	0.15	0.00	0.15	0.23	0.23	0.20	2.18	0.20	0.52	0.97	0.66	0.78	1.07	0.58	0.125	0.315	22	28	131	61	1680	0	1680	131	131	131	
1.45	0.51	0.66	1.04	0.20	0.20	0.00	0.15	0.00	0.15	0.23	0.23	0.20	2.18	0.20	0.52	0.97	0.66	0.78	1.07	0.58	0.125	0.315	22	28	152	70	1680	0	1680	152	152	152	
1.45	0.51	0.66	1.04	0.20	0.20	0.00	0.15	0.00	0.15	0.23	0.23	0.20	2.18	0.20	0.52	0.97	0.66	0.78	1.07	0.58	0.125	0.315	22	28	161	73	1680	0	1680	161	161	161	
1.45	0.51	0.66	1.04	0.20	0.20	0.00	0.15	0.00	0.15	0.23	0.23	0.20	2.18	0.20	0.52	0.97	0.66	0.78	1.07	0.58	0.125	0.315	22	28	152	70	1680	0	1680	152	152	152	
1.45	0.51	0.66	1.04	0.20	0.20	0.00	0.15	0.00	0.15	0.23	0.23	0.20	2.18	0.20	0.52	0.97	0.66	0.78	1.07	0.58	0.125	0.315	22	28	131	61	1680	0	1680	131	131	131	
1.45	0.51	0.66	1.04	0.20	0.20	0.00	0.15	0.00	0.15	0.23	0.23	0.20	2.18	0.20	0.52	0.97	0.66	0.78	1.07	0.58	0.125	0.315	22	28	99	46	1680	0	1680	99	99	99	
1.45	0.51	0.66	1.04	0.20	0.20	0.00	0.15	0.00	0.15	0.23	0.23	0.20	2.18	0.20	0.52	0.97	0.66	0.78	1.07	0.58	0.125	0.315	22	28	55	26	1680	0	1680	55	55	55	
1.45	0.51	0.66	1.04	0.20	0.20	0.00	0.15	0.00	0.15	0.23	0.23	0.20	2.18	0.20	0.52	0.97	0.66	0.78	1.07	0.58	0.125	0.315	22	28	0	0	1680	0	1680	0	0	0	

SECCIONES COMPUESTAS



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

MOMENTOS MÁXIMOS Y MÍNIMOS DE LAS DOS ETAPAS DE CONSTRUCCIÓN



fc ad II = 1680 = 0.4 f'c

fc ad II	f' ad II	(2.5) ³ / I	(1.5) / II	(1.5) / I	(1.5) / II	(2.5) ³ / I	<
1680	0	0	1680	0	1680	0	1344
1680	0	289	1680	181	1680	153	1344
1680	0	539	1680	326	1680	276	1344
1680	0	730	1680	437	1680	370	1344
1680	0	855	1680	435	1680	435	1344
1680	0	912	1680	469	1680	469	1344
1680	0	855	1680	513	1680	435	1344
1680	0	730	1680	437	1680	370	1344
1680	0	539	1680	326	1680	276	1344
1680	0	289	1680	181	1680	153	1344
1680	0	0	1680	0	1680	0	1344

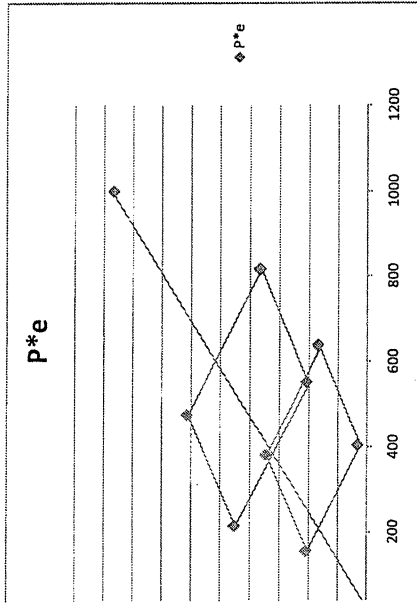
VERIF. COND. NECESARIAS (ETAPA I)

(Mc1 - Mc2) / hII	I	(Mc1 - Mc2) / hII	I	<
0	1680	0	1680	<
153	1680	181	1680	<
276	1680	326	1680	<
370	1680	437	1680	<
435	1680	435	1680	<
469	1680	513	1680	<
435	1680	513	1680	<
370	1680	437	1680	<
276	1680	326	1680	<
153	1680	181	1680	<
0	1680	0	1680	<

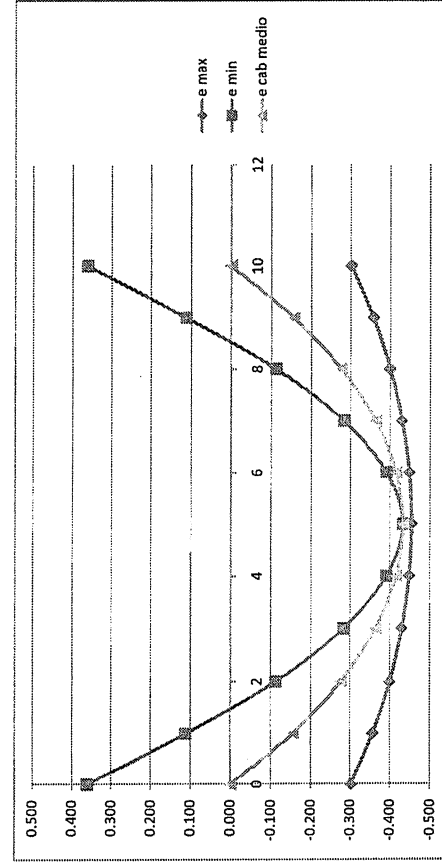
PARALELOGRAMO ETAPA I

PARAMETROS DE DISEÑO PRIMERA ETAPA										COND. PREVIAS (*)				PARAMETROS DE DISEÑO SEGUNDA ETAPA										
A I	I I	hI	hII	Mc1 I	Mc2 I	fc ad I	ft ad I	fc ad I	ft ad I	fc ad	ft ad	p = P/P*	A II	I II	hI II	hII II	Mc1 II	Mc2 II	fc ad II	ft ad II	fc ad II	ft ad II	if	
0.52423	0.125	0.66	0.783	0	0	1680	0	1680	0	1680	0	0.8	0.97	0.32	1.07	0.58	0.38	0.00	0.00	1680.00	0.00	1680.00	0.00	0.23
0.52423	0.125	0.66	0.783	55	26	1680	0	1680	0	1680	0	0.6	0.97	0.32	1.07	0.58	0.38	117.78	55.03	1680.00	0.00	1680.00	0.00	0.23
0.52423	0.125	0.66	0.783	99	46	1680	0	1680	0	1680	0	0.8	0.97	0.32	1.07	0.58	0.38	227.21	98.67	1680.00	0.00	1680.00	0.00	0.23
0.52423	0.125	0.66	0.783	131	61	1680	0	1680	0	1680	0	0.8	0.97	0.32	1.07	0.58	0.38	311.84	130.93	1680.00	0.00	1680.00	0.00	0.23
0.52423	0.125	0.66	0.783	152	70	1680	0	1680	0	1680	0	0.8	0.97	0.32	1.07	0.58	0.38	364.14	151.81	1680.00	0.00	1680.00	0.00	0.23
0.52423	0.125	0.66	0.783	161	73	1680	0	1680	0	1680	0	0.8	0.97	0.32	1.07	0.58	0.38	384.10	161.30	1680.00	0.00	1680.00	0.00	0.23
0.52423	0.125	0.66	0.783	152	70	1680	0	1680	0	1680	0	0.8	0.97	0.32	1.07	0.58	0.38	364.14	151.81	1680.00	0.00	1680.00	0.00	0.23
0.52423	0.125	0.66	0.783	131	61	1680	0	1680	0	1680	0	0.6	0.97	0.32	1.07	0.58	0.38	311.84	130.93	1680.00	0.00	1680.00	0.00	0.23
0.52423	0.125	0.66	0.783	99	46	1680	0	1680	0	1680	0	0.8	0.97	0.32	1.07	0.58	0.38	227.21	98.67	1680.00	0.00	1680.00	0.00	0.23
0.52423	0.125	0.66	0.783	55	26	1680	0	1680	0	1680	0	0.6	0.97	0.32	1.07	0.58	0.38	117.78	55.03	1680.00	0.00	1680.00	0.00	0.23
0.52423	0.125	0.66	0.783	0	0	1680	0	1680	0	1680	0	0.8	0.97	0.32	1.07	0.58	0.38	0.00	0.00	1680.00	0.00	1680.00	0.00	0.23

IGRAMOS DE LAS CONDICIONES FUNDAMENTALES



EXCENTRICIDADES MÁXIMAS Y MÍNIMAS. TRAZADO DEL CABLE MEDIO



P	P*e
404	16
638	85
155	105
382	174
554	104
817	184
215	227
477	307
1000	433

ZONA DE PASO DEL CABLE MEDIO

e lim	P con e lim en Ec (1,9) II		P con e lim en Ec (1,9) II		P	e max	e min	h=	L=	e lim=	e final II=	e cab
	P Ec (1,9) II	P Ec (1,9) II	P Ec (1,9) II	P Ec (1,9) II								
0.433	0	-2100	383	0.302	383	0.302	-0.36	1.45	22	0.433	0.84	0.000
0.433	120	-1576	383	0.357	383	0.357	-0.11					0.000
0.433	228	-1136	383	0.389	383	0.389	0.11					0.156
0.433	311	-806	383	0.429	383	0.429	0.28					0.277
0.433	363	-595	383	0.448	383	0.448	0.39					0.364
0.433	383	-505	383	0.454	383	0.454	0.43					0.416
0.433	363	-595	383	0.448	383	0.448	0.39					0.433
0.433	311	-806	383	0.429	383	0.429	0.28					0.433
0.433	228	-1136	383	0.389	383	0.389	0.11					0.416
0.433	120	-1576	383	0.357	383	0.357	-0.11					0.364
0.433	0	-2100	383	0.302	383	0.302	-0.36					0.277

	e max	e min	e cab medio
0	-0.302	0.360	0.000
1	-0.357	0.112	-0.156
2	-0.399	-0.112	-0.277
3	-0.429	-0.284	-0.364
4	-0.448	-0.391	-0.416
5	-0.454	-0.433	-0.433
6	-0.448	-0.391	-0.416
7	-0.429	-0.284	-0.364
8	-0.399	-0.112	-0.277
9	-0.357	0.112	-0.156
10	-0.302	0.360	0.000

Ec= 4700niz Tc 304600MPa=3046000T/m2 2780500T/m2

Ec=66%Ec*

Ecuacion Cable Medio Carga equiva. pretensado L= 28 A

Ecuacion Cable Medio Carga equiva. pretensado L= 22A
 e lim= 0.456
 e= (-4x2+4x) (e lim/ L2) p= P (d2e/dx2)
 e= e lim (-2+10n)/25 p= P (-8 e lim/ L2)
 M= (p eq. pre)L2/8 p equiv. pre= -2.74 (-P'e)= -166.0 (-P'e)= -321.5
 Esf finales máximos= P/(A II)+(P'e final II) c/(II)+(Mc/1.2) II c/(II)
 Mc1 II= 394 f sup= -398 593 -708 -511 Compr(-)
 Mc2 II= 161 f inf= -396 -1091 1303 -183 Tracción(+)
 w pp= 1.26 w total= 6.35
 p pre= -2.74 Deformaciones elásticas= 5 w L4 / 384 E I
 wpp.p.pre= -1.49 Dsl(pret+pp)= -0.005 m Def total= 0.029 m

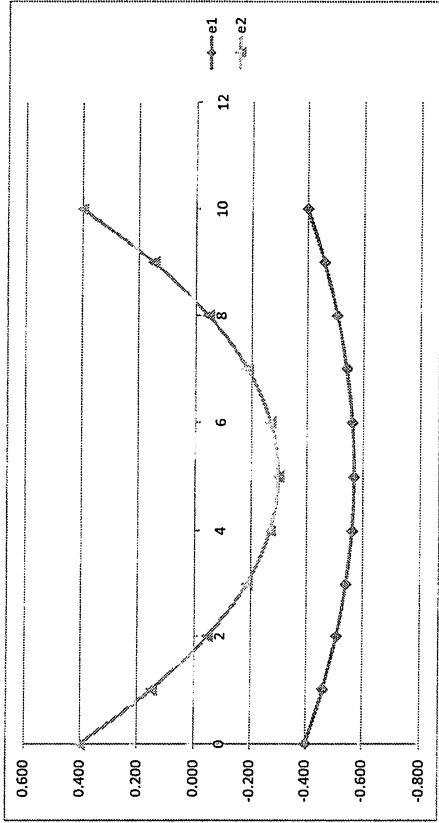
FI	T	T	FI	T	T
9	177	143	9	177	143
9	177	143	9	177	143
9	177	143	9	177	143
Perd	472	382	Perd	531	429
		0.19			0.28

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

En centr.	En apoyo	f1	fo	e2
a	b	e1	eo	e2
0	0.135	0.4	0.400	0.000
1	0.135	0.4	0.460	0.156
2	0.135	0.4	0.508	0.277
3	0.135	0.4	0.541	0.364
4	0.135	0.4	0.561	0.416
5	0.135	0.4	0.568	0.433
6	0.135	0.4	0.561	0.416
7	0.135	0.4	0.541	0.364
8	0.135	0.4	0.508	0.277
9	0.135	0.4	0.460	0.156
10	0.135	0.4	0.400	0.000

e1	eo	e2
0	-0.400	0.400
1	-0.460	0.149
2	-0.508	-0.047
3	-0.541	-0.186
4	-0.561	-0.316
5	-0.568	-0.433
6	-0.561	-0.516
7	-0.541	-0.564
8	-0.508	-0.577
9	-0.460	-0.556
10	-0.400	0.400

TRAZADO DE CABLES



PERDIDAS
AASTHO 2006

c8 CENTRO DE LA VIGA

DATOS

P	578680Kg
e	38.31cm
Mpp	74.961mcm
Aps	37.60cm ²
f's	18900Kg/cm ²
fpi	0.78
fpbt	0.81
Ep	196000Kg/cm ²
# Tendones (N)	27

A	I	H	Yt	Yb	St	Sb
5.163cm ²	10.457183cm ⁴	195.00cm	73.94cm	61.06cm	141.429cm ³	174.259cm ³

fci	420.00cm ²
Eci	245927Kg/cm ²

H % 80%

PERDIDAS POR ACORTAMIENTO ELÁSTICO

ES 578Kg/cm²

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

PERDIDAS EN FUNCIÓN DEL TIEMPO

LT 1433Kg/cm²

$$\Delta f_{pLT} = 100 * \frac{f_{pi} * A_{ps} * \gamma_h * \gamma_{st} + 83 * \gamma_h * \gamma_{st} + \Delta f_{pr}}{A_g}$$

$\gamma_h = 1.7 - 0.01H$
35

γ_h

Factor de corrección por humedad relativa 0.90

$$\gamma_{st} = \frac{35}{7 + f'_{ci}}$$

γ_{st}

Factor de corrección por esfuerzo del hormigón 0.73

PERDIDAS TOTALES

ES	3.92
LT	9.72
Fricción (Aprox)	3.00
Anclajes	6.00

% PERDIDAS Aprox 22.64%

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

CONDICION FINAL		α	0	hcc/2	hcc	0.1	0.2	0.30	0.32	0.4	0.5
x	estruje admisible	0.00	0.775	1.55	2.20	4.40	6.60	7.00	8.80	11.00	
ftop	estruje admisible	52.75	54.00	77.59	85.76	91.91	93.82	94.12	95.64	96.92	
fbottom	estruje admisible	-72.40	-65.87	-42.54	-47.46	-51.36	-39.92	-38.38	-32.28	-28.24	
				0.45*fc	0.79*RAZ(σ)	0.45*fc	0.79*RAZ(σ)	0.45*fc	0.79*RAZ(σ)	0.45*fc	0.79*RAZ(σ)

ESTATUS DE LAS SECCIONES

CONDICION FINAL		ftop	fbottom	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	COMPRE.	COMPRE.
		ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR

10. CHEQUEOS POR RESISTENCIA

Fd	Fe	F(L+I)
125	130	175

α	0	hcc/2	hcc	0.1	0.2	0.30	0.32	0.4	0.5
x	0.0000	0.7750	1.5500	2.2000	4.4000	6.6000	7.0000	8.8000	11.0000
Mucalc	0.00	78.83	162.80	209.44	368.44	472.03	491.35	541.71	560.75
dp	94.00	99.20	108.70	107.77	118.48	126.13	127.19	130.72	132.25
ps	0.00168	0.00159	0.00145	0.00146	0.00133	0.00125	0.00124	0.00120	0.00119
Fsu	18367.99	18395.87	18439.95	18435.96	18477.91	18503.51	18506.82	18517.43	18521.86
cu	8.10	8.12	8.14	8.13	8.15	8.16	8.16	8.17	8.17
b	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00
Muprov	623.96	661.02	728.79	722.12	798.50	853.07	860.65	885.82	896.74
	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR

Acero dulce

Asb	Ast
10.00	10.00

AASTHO LRFD
5.7.3.1

k
0.25

dp	c	a	fps	Mn
94.00	0.12	0.10	18893	670.96
108.70	0.12	0.10	18894	708.11
107.77	0.12	0.10	18894	769.34
118.48	0.12	0.10	18895	845.85
126.13	0.12	0.10	18895	900.51
127.19	0.12	0.10	18895	908.09
130.72	0.12	0.10	18895	933.30
132.25	0.12	0.10	18895	944.23
			ACEPTAR	ACEPTAR

11. MINIMA CANTIDAD DE REFUERZO

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

α	0	hec/2	hec	0.1	0.2	0.30	0.32	0.4	0.5
x	0.0000	0.7750	1.5500	2.2000	4.4000	6.6000	7.0000	8.8000	11.0000
$1 \cdot M_{PI}$	457156.19	455979.07	450252.25	449115.98	444749.57	440330.27	439580.68	436553.31	433799.85
I_{pe}	72.40	85.49	123.22	123.27	149.88	168.06	170.50	178.32	181.07
M_{cr1}	367.00	402.90	506.33	506.45	579.41	629.24	635.93	657.37	664.91
M_{cr2}	29.37	12.17	23.47	32.28	57.62	76.00	78.59	87.43	91.91
$1.2 \cdot M_{cr}$	405.16	468.88	579.43	569.00	626.15	663.90	668.81	693.93	687.60
	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR

12. DEFLEXIONES EN EL CENTRO DE LA VIGA

A LA TRANSFERENCIA

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

$$q_{eq} = P_l \cdot e^{-8 \cdot (e_d - e_p) / L^2}$$

Def. por prestuerzo
Def. por peso propio

Longitud total de la viga
 $\delta_{eq} = 5 \cdot q_{eq} \cdot L^4 / 384 \cdot (E_c \cdot I_p)$
 $\delta_g = 5 \cdot q_g \cdot L^4 / 384 \cdot (E_c \cdot I_p)$
 $\delta_{sh} = P_l \cdot L / (A_p \cdot E_c)$

EN LA CONDICION FINAL

q_{osa}	1.15	T/m
q_s	0.77	T/m
L	21.00	m
δ_{up}	0.15	cm
δ_{osa}	1.13	cm
δ_s	0.29	cm
δ_{L+1}	1.17	cm

Def. por dp
Por peso de losa
Muerta Superimpuesta
Viva

$$\delta_{up} = 5 \cdot M_{max} \cdot L^2 / (48 \cdot E_c \cdot I_p)$$

$$\delta_{osa} = 5 \cdot q_{osa} \cdot L^4 / 384 \cdot (E_c \cdot I_p)$$

$$\delta_s = 5 \cdot q_s \cdot L^4 / 384 \cdot (E_c \cdot I_c)$$

$$\delta_{L+1} = 5 \cdot M_{max} \cdot L^2 / (48 \cdot E_c \cdot I_c)$$

2.75cm

Si Cumple

CAUSA	TRANSFER	FACTOR	MONTAJE (28 DIAS)	FACTOR	FINAL (Altos)
Fuerza de Prestuerzo	-4.48	1.80	-6.07	2.20	-9.85
Peso Propio de viga	1.61	1.85	2.98	2.40	3.86
D. Superimpuesta en viga		0.15		2.30	0.34
Peso de losa en viga		1.13		2.30	2.61
D.S. en Seccion Compuesta		0.29		3.00	0.87

TOTAL	-2.87	cm	1.8	cm	-5.09	cm
ACORTAMIENTO sh	1.04	cm	1.85	cm	-2.18	cm

RUTA SUR 20m

PUENTE:

13. DISEÑO A CORTE VERTICAL

AAASTHO LRFD
5.3.3.3

X	0.00	1.55	2.20	4.40	6.60	7.00	8.80	11.00
h	155.00	155.00	155.00	155.00	155.00	155.00	155.00	155.00
dv	111.60	111.60	111.60	118.48	126.13	127.19	130.72	132.25
bv	51.00	51.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
Vp	26070.37	29477.07	24987.18	18598.19	12249.19	11116.67	6072.06	0.00
Vu	112.90	107.18	96.17	79.48	62.77	59.76	46.08	29.35
Vn max	623.69	627.10	259.35	267.37	277.12	278.22	280.58	277.73
V	17.46	15.74	36.68	29.44	22.79	21.73	17.26	12.33
vffc	0.042	0.037	0.087	0.070	0.054	0.052	0.041	0.029
Mu	126.00	119.61	209.44	368.44	477.03	491.35	541.71	560.75
Ipo	13230.00	13230.00	13230.00	13230.00	13230.00	13230.00	13230.00	13230.00
Aps	35.28	35.28	35.28	35.28	37.80	37.80	37.80	37.80
Ac	4152.50	4152.50	2590.00	2590.00	2590.00	2590.00	2590.00	2590.00
Ex *1000	-0.121	-0.115	-0.094	-0.043	-0.032	-0.029	-0.021	-0.021
B	2040	2040	2040	2110	2180	2180	2180	2180
Bc	475	475	475	470	410	375	375	375
Vc	146824.49	146824.49	57578.23	52762.99	56169.79	51607.43	5244.39	5367.58
Vs	-21374.81	-57213.39	24233.05	16988.43	1329.43	3477.21	-8111.33	-21255.08
Asmin	6.02	6.02	2.36	2.36	2.36	2.36	2.36	2.36
As dis	-1.70	-4.54	1.93	1.31	0.10	0.26	-0.59	-1.53
As real	22.60	22.60	15.07	11.30	11.30	11.30	11.30	11.30
AV	226	226	226	226	226	226	226	226
Sx	1060	1000	1500	2000	2000	2000	2000	2000
	PASA	PASA	PASA	PASA	PASA	PASA	PASA	PASA

Aps 25.20

Nota sitio donde el aps actua

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 LINEA		
	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	180mm
------	-------

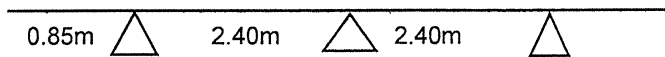
e	0.20m
---	-------

FACTOR DE DISTRIBUCIÓN VIGA EXTERNA

# de vías	2
-----------	---

Simultaneidad 1 vía	1.20
---------------------	------

DIMENSIONAMIENTO LOSA



M. POSITIVO

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

SAP

Recubrimiento

M negativo	3.80 cm
M positivo	3.80 cm

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

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**

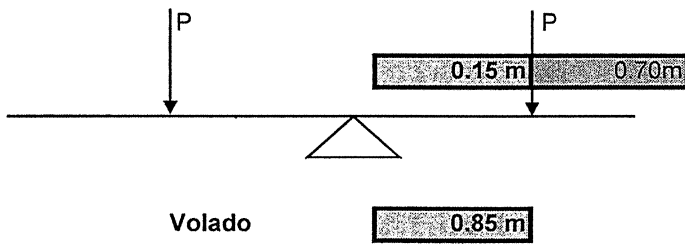
Mu

Rec

As

φ @

M. NEGATIVO VOLADO (paso vehicular)



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**

$$E = 0.833X_c + 1.140$$

Mcr **1.42 T-m**

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)

$$A_{s_{Temp}} = 0.0018 * b * h$$

ACI

AS **3.60 cm²** En ambas caras e max = 45cm o 3 veces e losa

1φ 10 @ 20.00 cm

$$A_{s_{Temp}} = \frac{0.75 * b * h}{2 * (b + h) * f_y}$$

AASHTO
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%)

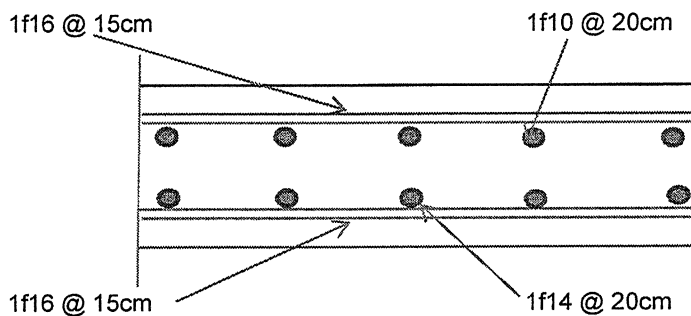
Se **2.108 m**

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

As 67.00% **8.09 cm²**

1φ 14 mm @ 20.00 cm

ESQUEMA DE ARMADO

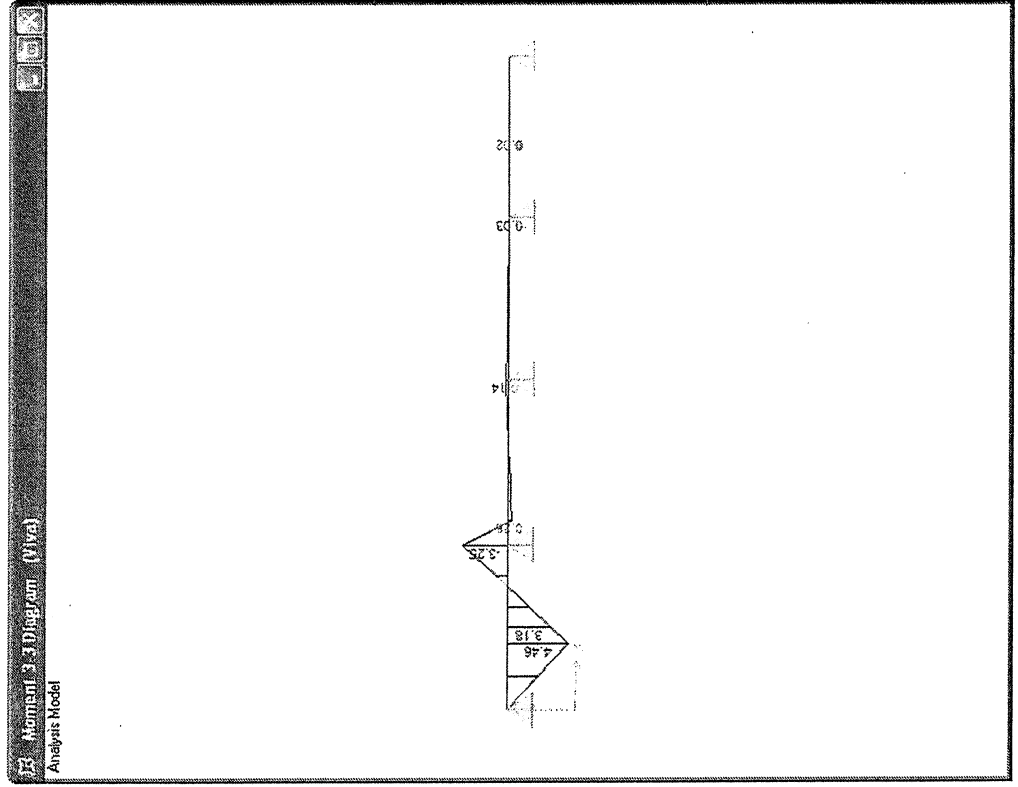
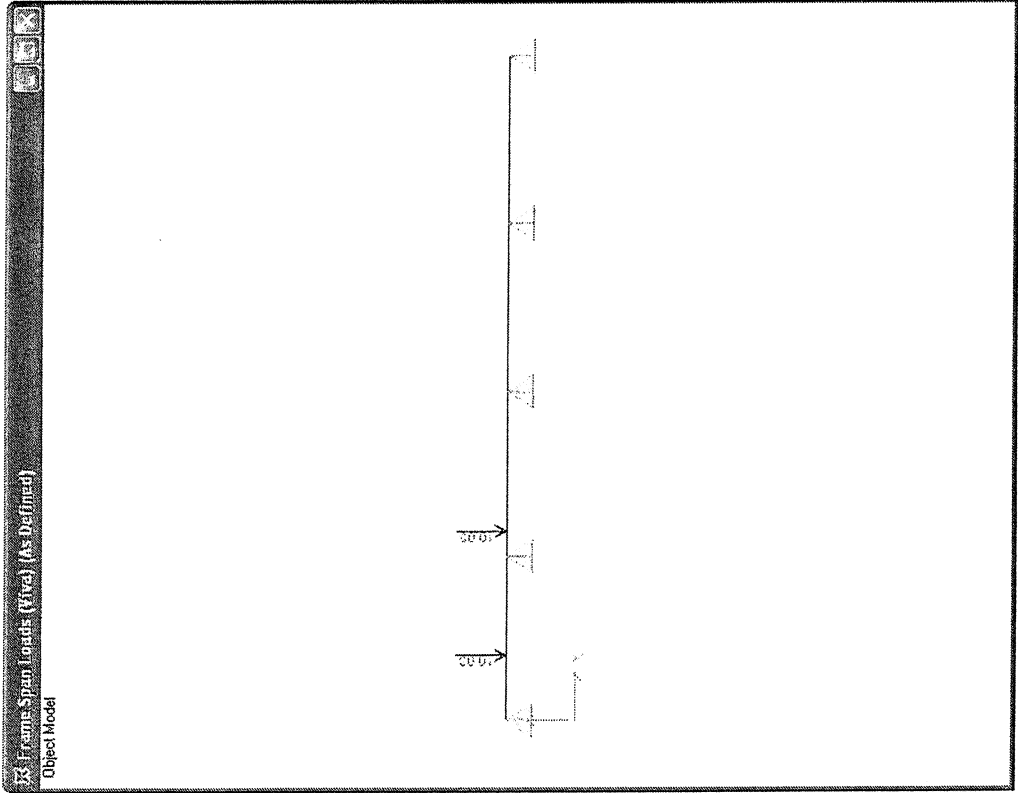


DIAGRAMAS DE ESFUERZOS

CARGA VIVA MAX M POSITIVO INTERNO

CARGA

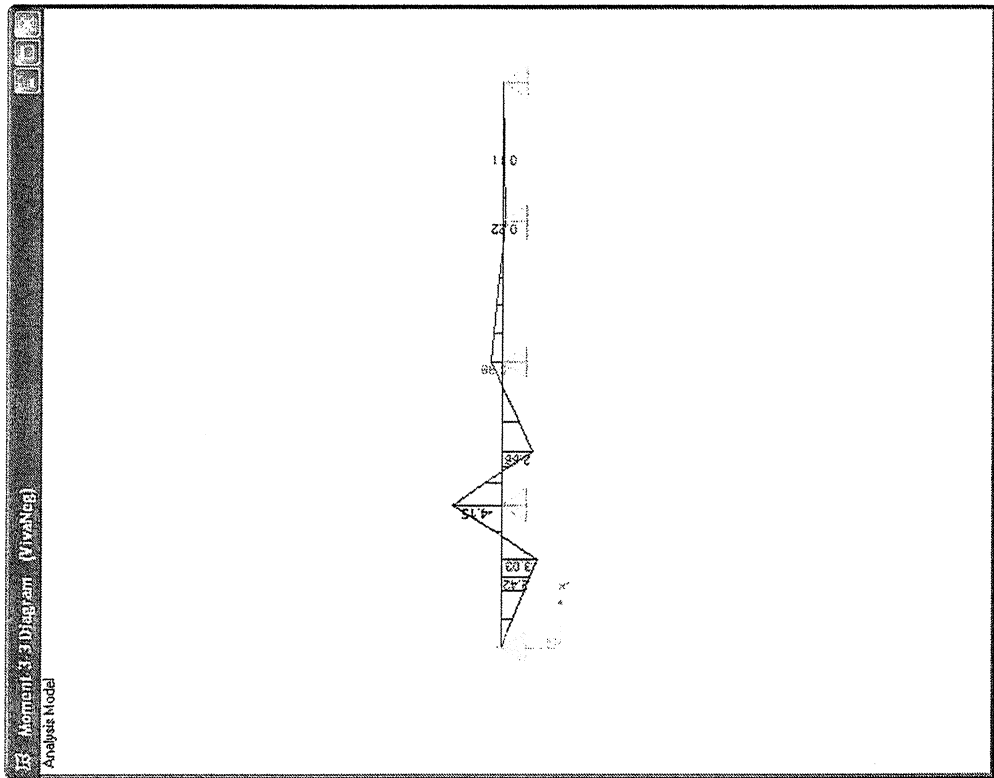
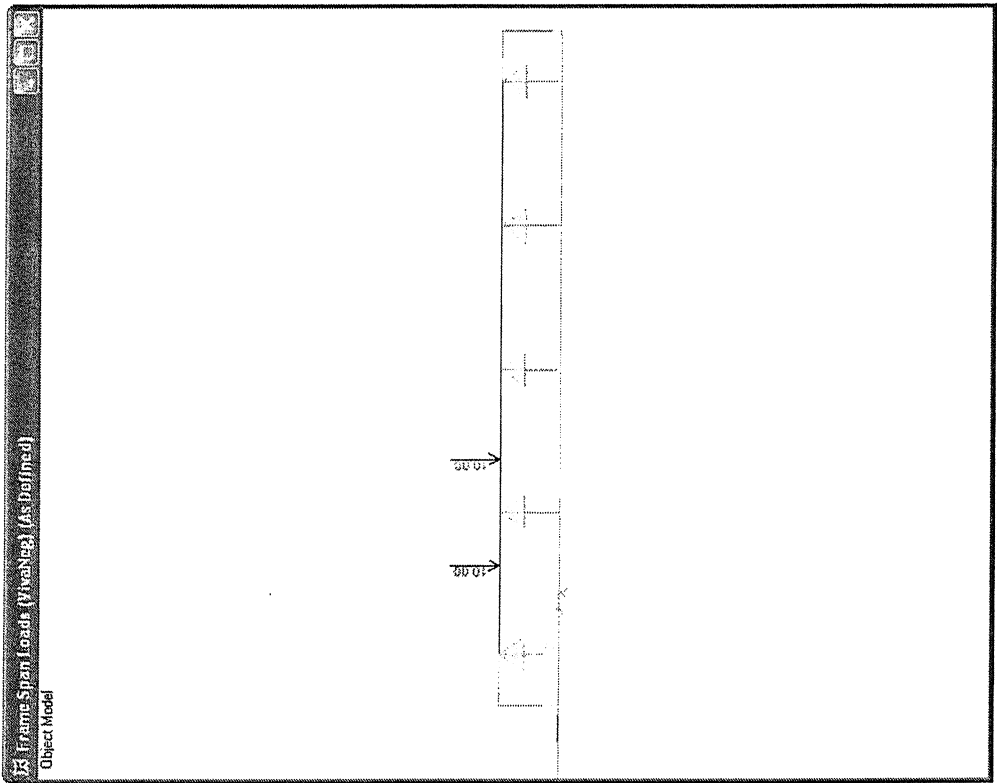
MOMENTO



CARGA VIVA MAX M NEGATIVO INTERNO

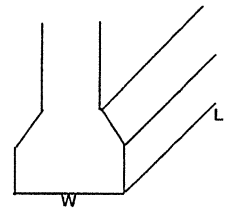
CARGA

MOMENTO



DISEÑO DE NEOPRENO

WD	49.18 Tn	Dim	W	44.00 cm
WL	13.70 Tn		L	35.00 cm
G estatico inf	9.48 Kg/cm ²			
G estatico sup	12.00 Kg/cm ²			
G dinámico	14.80 Kg/cm ²			



Esfuerzo a compresion

$$\sigma_c = 40.83 \text{ Kg/cm}^2 < 70.30 \text{ Kg/cm}^2$$

CARACTERISTICAS

Neopreno	60°			
#Laminas de Acero	4	e	1.25mm	
# Capas Neopreno	3	e	19.00mm	
Recubrimiento	4.00mm			

H total	70.00mm	Hrt	65.00mm
H Goma (hrt)	65.00mm		

FACTOR DE FORMA

$$S = 5.13$$

Esfuerzo a compresion

$$\sigma_c = 41 \text{ Kg/cm}^2 < 1.66 \cdot G \cdot S = 81 \text{ Kg/cm}^2 < 112 \text{ Kg/cm}^2$$

Si Cumple

DEFORMACIONES MAXIMAS VERTICALES

$$\delta_g = 48.6 \text{ Kg/cm}^2 < 70.3 \text{ Kg/cm}^2$$

Si Cumple

COMPRESION INSTANTANEA FLEXIONANTE

δ	1.95mm		
ϵ_i	0.03	Abaco Asstho	

CAPACIDAD A LA ROTACION

θ_{max}	0.0111 Rad		
θ_{dc1}	0.0034 Rad	θ_L	0.0090 Rad
λ	2.47	θ_{unk}	0.0050 Rad
θ_{dc}	0.0034 Rad		

θ_{dc1} = 0.0118 Rad

θ_{s1} = 0.0022 Rad

θ_{s2} = 0.0078 Rad

θ_s = 0.0078 Rad

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

σ_c = 40.8 Kg/cm²

$\sigma_{up\ min}$ = 42.9 Kg/cm²

Verificar

Si se soporta deformacion por corte debe cumplir

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

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

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

σ_c = 40.8 Kg/cm²

σ_{cr} = 372.24 Kg/cm²

Si Cumple

Si l>w

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

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 = 25.0°

α = 1.08E-05 mm/mm°C

luz = 28.000.00

Climas Moderados

Δ temp 3.78mm

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

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 54.13mm

Δ total 37.91mm

$$2\Delta_s < hrt$$

Verificar

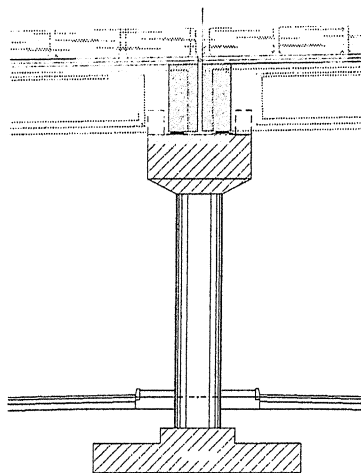
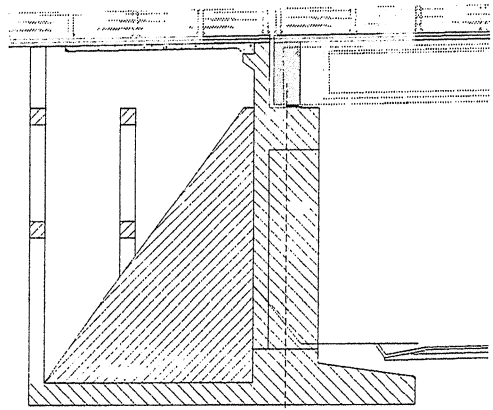
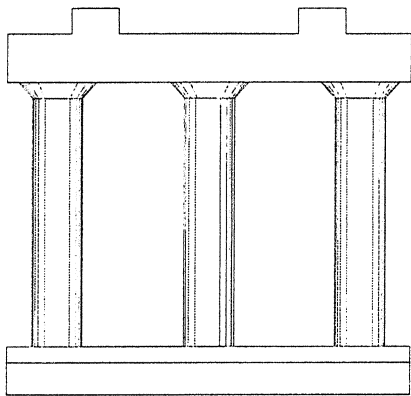
RIGIDEZ
$$K = \frac{G * A}{hrt}$$

A 1540.00cm²

K 9458.6 Kg/cm²

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

DISEÑO DE ESTRIBOS CON DIFERENTES ESQUINAMIENTOS

H=H* = 16.70m														TOTAL CARGAS VERTICALES										Rellen/m				
Reacc. del tablero, sin														Peso total de estructura + reacción tablero + diafr. de tablero										Fv Q/ml				
H*	H	C	F	k	m	n	alfa	cos	1/cos	a	b	c	d	e	A	B	D	E	h/vig	L	L esp	Fv P	MX Fv	Y Fv cg	MY Fv	X Fv cg		
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	15606	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	121	1863	9984	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	126	1671	8826	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	128	1627	8558	5.3	10413	6.4	270
Reacc. del tablero, sin														TOTAL CARGAS VERTICALES										Rellen/m				
Reacc. del tablero, sin														Peso total de estructura + reacción tablero + diafr. de tablero										Fv Q/ml				
H*	H	C	F	k	m	n	alfa	cos	1/cos	a	b	c	d	e	A	B	D	E	h/vig	L	L esp	Fv P	MX Fv	Y Fv cg	MY Fv	X Fv cg		
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	7828	4.7	13340	8.0	163
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	6781	4.6	10205	7.0	163
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	6046	4.6	8405	6.3	163
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	1291	5876	4.6	8261	6.4	163
Reacc. del tablero, sin														TOTAL CARGAS VERTICALES										Rellen/m				
Reacc. del tablero, sin														Peso total de estructura + reacción tablero + diafr. de tablero										Fv Q/ml				
H*	H	C	F	k	m	n	alfa	cos	1/cos	a	b	c	d	e	A	B	D	E	h/vig	L	L esp	Fv P	MX Fv	Y Fv cg	MY Fv	X Fv cg		
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
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
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
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
Reacc. del tablero, sin														TOTAL CARGAS VERTICALES										Rellen/m				
Reacc. del tablero, sin														Peso total de estructura + reacción tablero + diafr. de tablero										Fv Q/ml				
H*	H	C	F	k	m	n	alfa	cos	1/cos	a	b	c	d	e	A	B	D	E	h/vig	L	L esp	Fv P	MX Fv	Y Fv cg	MY Fv	X Fv cg		
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
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	3624	3.7	7707	7.5	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
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

Peso total relleno	CARGAS VERTICALES TOTALES												Fuercas horiz. Tot. Pres. suelos + sísm.											
	Estr + suelo + tablero/ml						estructura+suelo+tablero						Fuercas horiz. Tot. Pres. suelos + sísm.											
	FVQ	MX FVQ	Y FVQ	Q FVQ	X FVQ	FVQ	MV X Tot	Y cg total	MV Y Tot	X cg total	Y cg	e Ycg	x cg	e xcg	MV y cg	Mv x cg	H tot	M tot	M tot	M tot	Fh Tot	Mfh Tot	Fs a volc	Fv Total
4954	40970	8.3	24088	4.9	387	7090	32584	7.42	39694	5.60	6.30	-1.12	6.23	0.63	-7417	242.6	1494	9957	522	3413	2015	13370	3.93	7090
4164	34434	8.3	20368	4.9	392	6026	44418	7.37	32536	5.40	6.30	-1.07	5.78	0.38	-6451	150.2	1255	8368	444	2559	1699	11327	3.92	6026
3592	29709	8.3	19660	5.5	397	5264	38535	7.32	29882	5.70	6.30	-1.02	5.84	0.15	-5573	98.8	1083	7220	387	2631	1470	9851	3.91	5264
3400	28634	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												Fuercas horiz. Tot. Pres. suelos + sísm.											
	Estr + suelo + tablero/ml						estructura+suelo+tablero						Fuercas horiz. Tot. Pres. suelos + sísm.											
	FVQ	MX FVQ	Y FVQ	Q FVQ	X FVQ	FVQ	MV X Tot	Y cg total	MV Y Tot	X cg total	Y cg	e Ycg	x cg	e xcg	MV y cg	Mv x cg	H tot	M tot	M tot	M tot	Fh Tot	Mfh Tot	Fs a volc	Fv Total
2988	21626	7.2	17633	5.9	254	4659.84	29452	6.32	30873	6.65	5.30	-1.02	7.12	0.47	-4755	120.7	909	4919	325	1775	1234	6695	4.40	4660
2511	18176	7.2	13989	5.6	259	24957	24957	6.27	24195	6.08	5.30	-0.97	6.37	0.28	-3976	73.7	764	4135	279	1563	1042	5698	4.38	3978
2167	15682	7.2	12471	5.8	263	3490	21727	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	15104	7.24	13356	6.4	264	3378	20979	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

Peso total relleno	CARGAS VERTICALES TOTALES												Fuercas horiz. Tot. Pres. suelos + sísm.											
	Estr + suelo + tablero/ml						estructura+suelo+tablero						Fuercas horiz. Tot. Pres. suelos + sísm.											
	FVQ	MX FVQ	Y FVQ	Q FVQ	X FVQ	FVQ	MV X Tot	Y cg total	MV Y Tot	X cg total	Y cg	e Ycg	x cg	e xcg	MV y cg	Mv x cg	H tot	M tot	M tot	M tot	Fh Tot	Mfh Tot	Fs a volc	Fv Total
1805	11189	6.2	12522	6.9	173	3175.96	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	6.20	0.20	-2527	35.0	563	2697	179	956	742	3653	3.90	2724
1309	8114	6.2	7904	6.0	181	2406	12472	5.18	15015	6.24	4.30	-0.88	6.32	0.07	-2128	13.2	486	2327	159	877	645	3704	3.89	2406
1261	7815	6.20	8070	6.4	183	2332	12062	5.17	14923	6.40	4.30	-0.87	6.40	0.00	-2035	0.0	468	2241	154	859	622	3700	3.89	2332

Peso total relleno	CARGAS VERTICALES TOTALES												Fuercas horiz. Tot. Pres. suelos + sísm.											
	Estr + suelo + tablero/ml						estructura+suelo+tablero						Fuercas horiz. Tot. Pres. suelos + sísm.											
	FVQ	MX FVQ	Y FVQ	Q FVQ	X FVQ	FVQ	MV X Tot	Y cg total	MV Y Tot	X cg total	Y cg	e Ycg	x cg	e xcg	MV y cg	Mv x cg	H tot	M tot	M tot	M tot	Fh Tot	Mfh Tot	Fs a volc	Fv Total
1129	6961	5.6	8431	7.5	125	2295.69	10699	4.66	18663	8.13	3.80	-0.86	6.34	0.21	-1976	26.2	410	1631	139	630	549	2261	4.73	2296
949	5346	5.6	6257	6.6	129	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	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	1188	110	539	407	1722	4.70	1762
789	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

Mix final	Fv final	Mv final	lv final	Area	lv cg	ycg	lxcg	lycg	[Mv]/ly	Fv Tot/Area	Esf lqz	Esf der	Fricción	0,45Xfv Tot	50% Presión	Esf lqz	Esf der	Sin sísmos
															inicial			adici
5453	0,769	243	0,034	230,9	6,3	6,2	3055	7425	11,2	0,20	31	42	19	42	1,6	16	26	11
4876	0,809	160	0,025	194,1	6,3	5,8	2568	4182	12,0	0,21	31	45	19	45	1,6	16	27	11
4771	0,851	99	0,011	167,4	6,3	5,8	2215	2516	12,7	0,14	31	44	19	44	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	1,6	16	29	10
Prome.																		
31 43 19 28 3																		

M final/P final

Mix final	Fv final	Mv final	lv final	Area	lv cg	ycg	lxcg	lycg	[Mv]/ly	Fv Tot/Area	Esf lqz	Esf der	Fricción	0,45Xfv Tot	50% Presión	Esf lqz	Esf der	Sin sísmos
															inicial			adici
1940	0,42	121	0,02	194,3	5,3	7,1	1819,0	5949	5,651	0,144	24	30	18	30	1,7	12	17	11
1822	0,46	74	0,02	163,3	5,3	6,4	1528,8	8412	6,317	0,138	24	31	18	31	1,7	12	18	11
1749	0,50	28	0,01	140,9	5,3	6,1	1319,0	2101	7,027	0,082	25	32	18	32	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	1,7	12	20	5
Prome.																		
25 31 19 19 6																		

M final/P final

Mix final	Fv final	Mv final	lv final	Area	lv cg	ycg	lxcg	lycg	[Mv]/ly	Fv Tot/Area	Esf lqz	Esf der	Fricción	0,45Xfv Tot	50% Presión	Esf lqz	Esf der	Sin sísmos
															inicial			adici
1202	0,38	58	0,02	157,6	4,3	8,0	971,4	4621	5,320	0,100	20	25	15	26	1,6	11	15	9
1126	0,41	35	0,01	132,5	4,3	6,9	816,5	2694	5,929	0,090	21	26	15	27	1,7	11	16	9
1076	0,45	13	0,01	114,3	4,3	6,3	704,4	1693	6,571	0,049	21	28	14	28	1,7	11	17	9
1065	0,46	0	0,00	110,1	4,3	6,4	678,5	1503	6,750	0,000	21	28	14	28	1,7	11	17	9
Prome.																		
21 27 15 16 4																		

M final/P final

Mix final	Fv final	Mv final	lv final	Area	lv cg	ycg	lxcg	lycg	[Mv]/ly	Fv Tot/Area	Esf lqz	Esf der	Fricción	0,45Xfv Tot	50% Presión	Esf lqz	Esf der	Sin sísmos
															inicial			adici
285	0,12	26	0,01	139,3	3,8	8,3	670,4	4010	1,617	0,054	16	18	15	18	1,9	8	10	7
311	0,16	15	0,01	117,1	3,8	7,2	563,5	2355	2,101	0,047	17	19	15	15	1,9	8	11	7
333	0,19	5	0,00	101,0	3,8	6,4	486,1	1492	2,602	0,024	17	20	15	20	1,9	8	12	7
328	0,20	0	0,00	97,3	3,8	6,4	463,2	1328	2,741	0,000	18	20	15	20	2,0	8	12	7
Prome.																		
17 19 15 11 7																		

DISEÑO VIGA DE CIMENTACION

H = 11.0m

FLEXION

f'c	350
fy	4200
β_1	0.8

Mu	57,450,000 kg·cm
b	170 cm
h	200 cm
rec	75 cm
d	193 cm

CORTANTE

Vu	388.5 Tn
θ	0.9
S	20 cm

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

W	117.1 Tn
---	----------

V	259.0 Tn
Vu	388.5 Tn

M	383.0 Tn
Mu	574.5 Tn

Av min	3.98 cm ²
--------	----------------------

Vu > Vc

ρ	0.00246
--------	---------

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

As	80.35
----	-------

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

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

As principal

14	ϕ	32 mm	@
----	--------	-------	---

Estribos

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

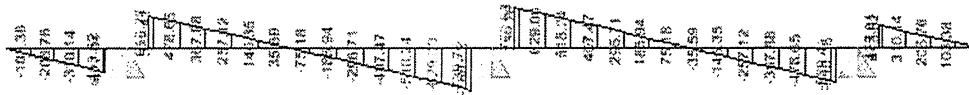
CARGAS VIGAS DE CIMENTACION

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

DIAGRAMA DE MOMENTOS



DIAGRAMA DE CORTANTE



DISEÑO TALON

H 11.00m
LONG. 2.5m

FLEXION

f'c	350
fy	4200
β_1	0.8

Mu	4900000 kg-cm
b	100 cm
h	80 cm
rec	7.5 cm
d	73 cm

CORTANTE

Vu	29.5 Tn
θ	0.9
S	20 cm

Vu	32.8 Tn
Vc	71.9 Tn
Vs	-39.1 Tn
As	-2.57 cm ²

$V_u < V_c$

L total	
L Talon	

q1	0
q2	0

X	# D14/01
---	----------

q'	# D14/01
M	# D14/01
V	# D14/01

h total	11
h zapata	1

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

w	20%
---	-----

ρ	0.00251
--------	---------

As	18.20
----	-------

As temp	0.040 cm/cm
---------	-------------

--	--

As min	24.17 cm ²
--------	-----------------------

As min 1	17.40 cm ²
----------	-----------------------

1	
---	--

ϕ

25 mm	
-------	--

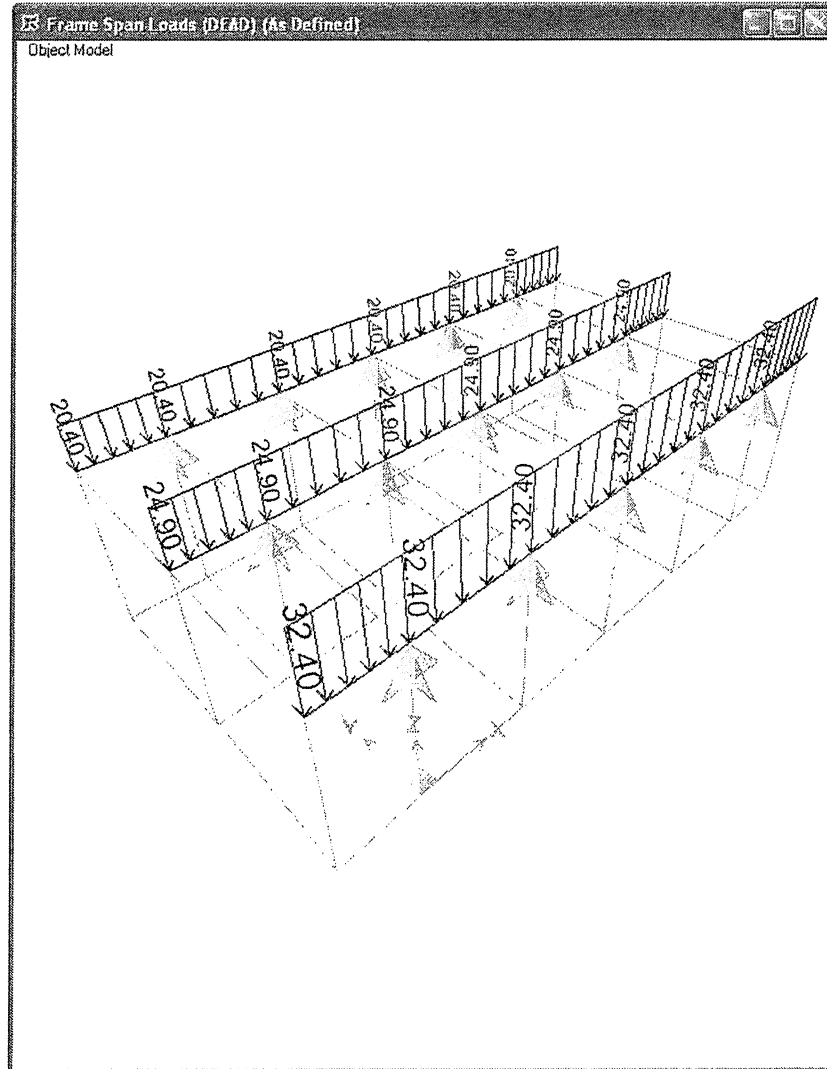
@

20 cm	
-------	--

2.5 4.91

5 25

MODELO TALÓN ASENTADO SOBRE CONTRAFUERTES



DISEÑO DEDO

H 11.00m

LONG. 2.5m

FLEXION

f'c	350
fy	4200
β_1	0.8

Mu	1152000kg-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	a d del apoyo
M	115.62	por sismo
V	46.53	Por sismo

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

p	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
fy	4200
β_1	0.8

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

CORTANTE

Vu	9.8 Tn
θ	0.9
S	20 cm

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

V	6.5 Tn
Vu	9.8 Tn

M	8.3 Tn
Mu	12.4 Tn

h total	17.5
h Viga	12

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

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

Vu < Vc

1.6 2.01

5 10

ρ 0.00317

58.02 cm²

As 10.32

10.83 cm²

As temp 0.026 cm/cm

10

As min 1

7.80 cm²

1

16 mm

@

ϕ

20 cm

DISEÑO PANTALLA

H. 10m
LONG. 2.5m

FLEXION

f'c	350
f'y	4200
β_1	0.8

M _u	2195000 kg-cm
b	100cm
h	40cm
rec	7.5cm
d	32.5cm

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

CORTANTE

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
----------------	-----

V_u < V_c

ρ 0.00573

A_s 18.63

A_{s temp} 0.026 cm/cm

58.02cm²

10.83cm²

1.6 2.01

5 10

10

As min 1

7.80cm²

1

15mm

@ 20cm

ϕ

DISEÑO PANTALLA

H 15.5m
LONG. 2.5m

FLEXION

f'c	350
fy	4200
β_1	0.8

Mu	3076500 kg·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

$V_u < V_c$

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
----	------

ρ	0.00818
--------	---------

As	26.58
----	-------

As temp	0.026
---------	-------

cm/cm

58.02cm ²

10.83cm ²

As min

As min 1

7.80cm ²

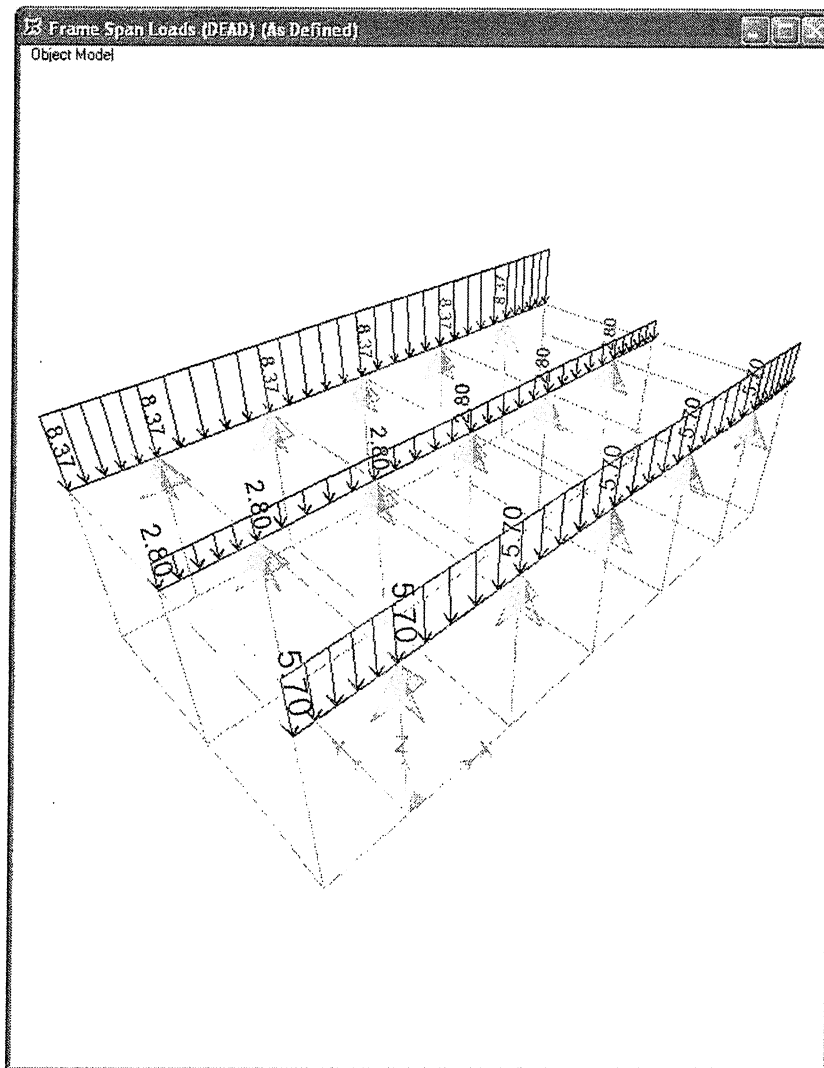
1.8 2.54

10 25

10

1 ϕ 16mm @ 20cm

MODELO PANTALLA ASENTADAS SOBRE CONTRAFUERTES



DISEÑO PANTALLA SUPERIOR

H 10m
LONG. 2.5m

FLEXION

f _c	350
f _v	4200
β ₁	0.8

M _u	2494848 kg·cm
b	100 cm
h	40 cm
rec	7.5 cm
d	32.5 cm

V _u	20.3 Tn
θ	0.9
S	20 cm

V _u	22.6 Tn
V _c	32.2 Tn
V _s	-9.6 Tn
A _s	-1.41 cm ²

$V_u < V_c$

$p = 0.00655$

$A_s = 21.29$

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

H Viga	2.5
H estribo	16.5
suelo	1.8
Talon	6.5

qs1	2.94
qs2	2.49

Sismo

V _s	6.79
M _s	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

V	20.3 Tn
V _u	20.3 Tn

M	24.9 Tn
M _u	24.9 Tn

As max = 58.02 cm²

As min = 10.83 cm²

As min 1 = 7.80 cm²

φ	16mm	@	20cm
φ	16mm	@	20cm

Refuerzo en la base

DISEÑO VIGA CABEZAL ESTRIBO

FLEXION

f'c	350
fy	4200
β_1	0.8

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

CORTANTE

Vu	120.0Tn
θ	0.9
S	20.0cm

Vu	133.3Tn
Vc	244.4Tn
Vs	-111.1Tn
Av	-4.05cm ²

V	120.0Tn
Vu	120.0Tn

M	196.0 T-m
Mu	196.0 T-m

Av min = 3.98cm²

$Vu < Vc$

$\rho = 0.00147$

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

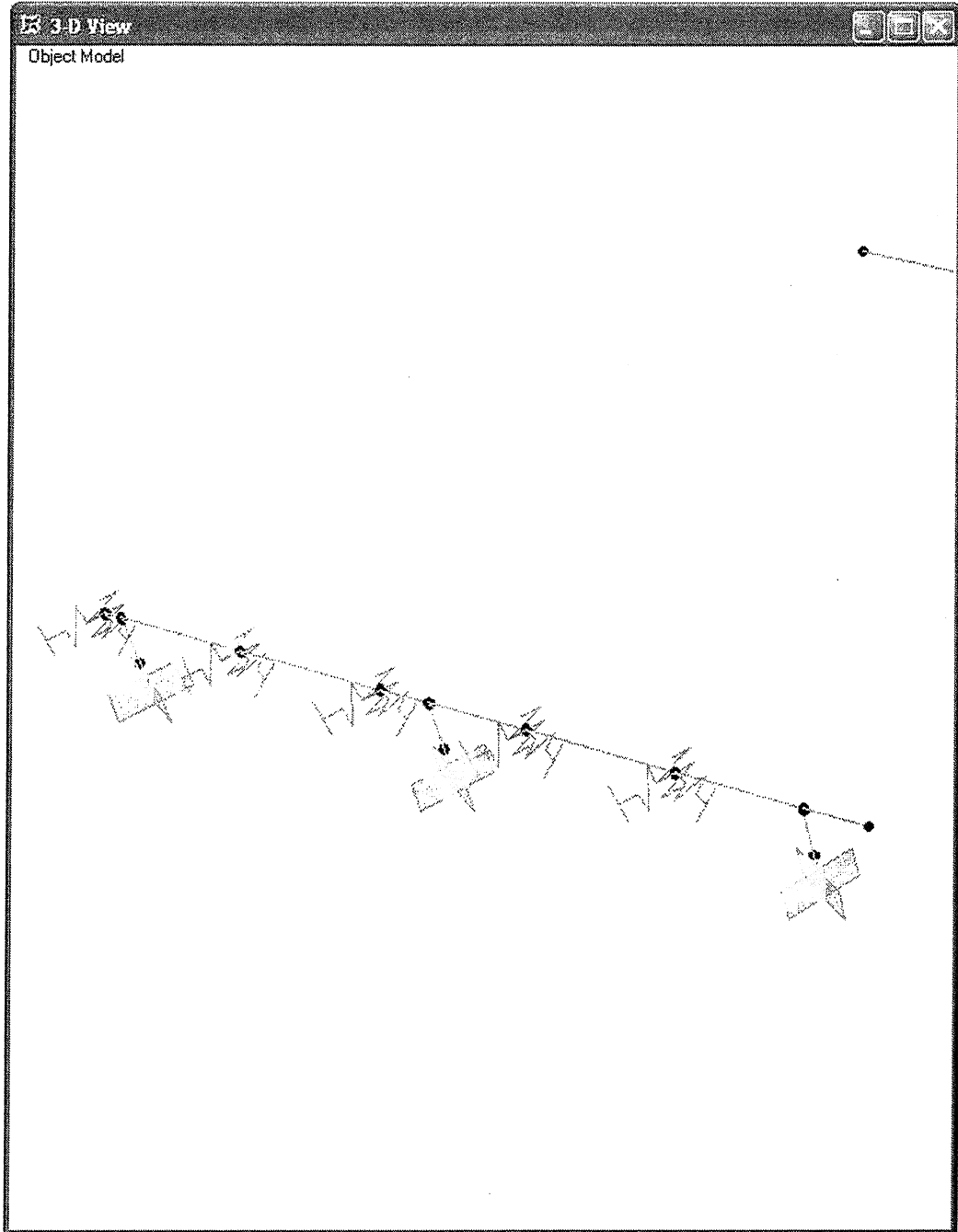
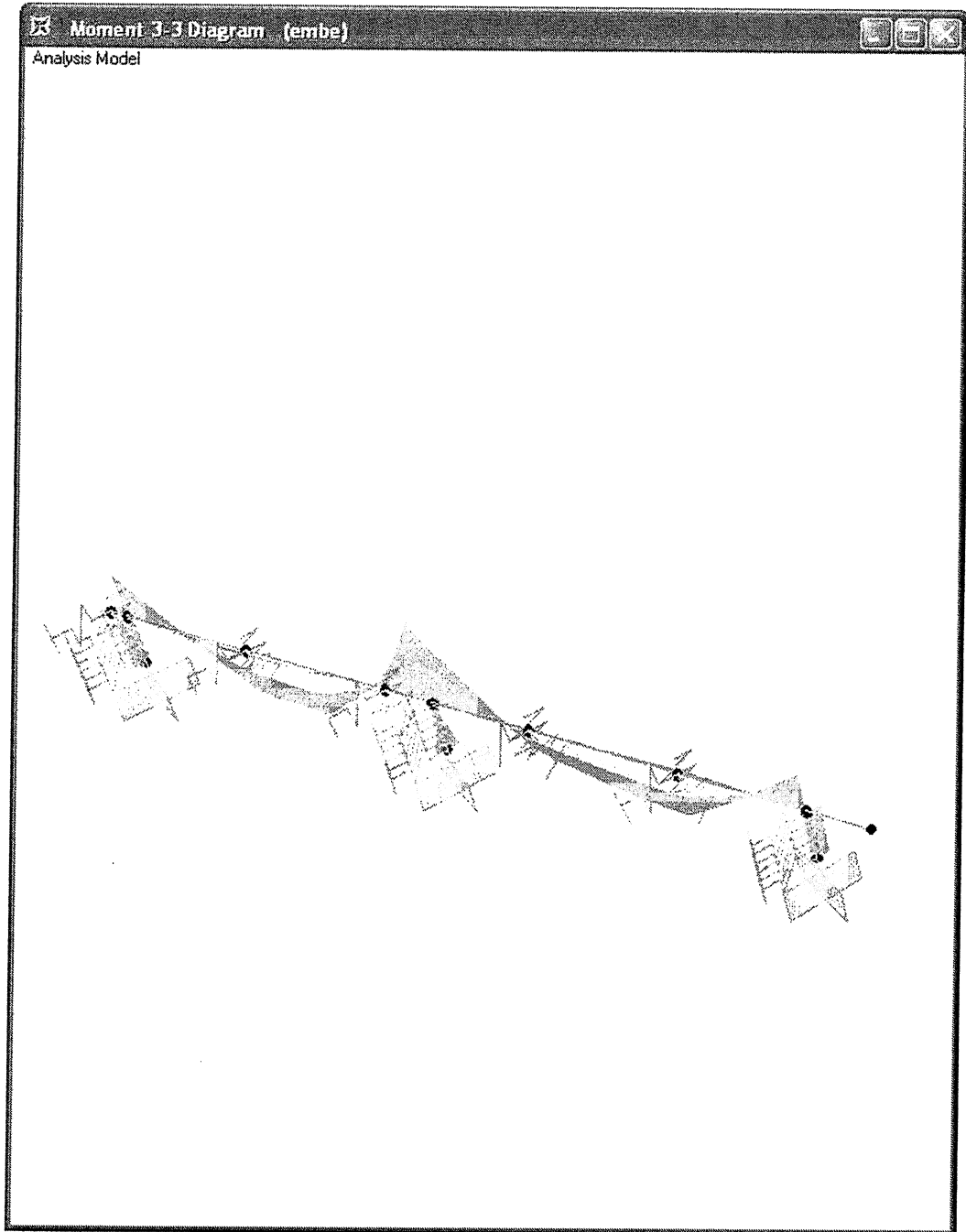


DIAGRAMA DE MOMENTOS



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

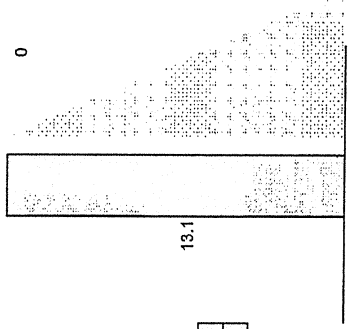
por sísmo 0,45 gamma suelo (Y) T/ 1.80 T/m3
 por sísmo 0,45 Ka 0.30
 h en la base (m) 13.10 m
 Kr 3.33 m

Presion activa estática del suelo t/ml

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

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

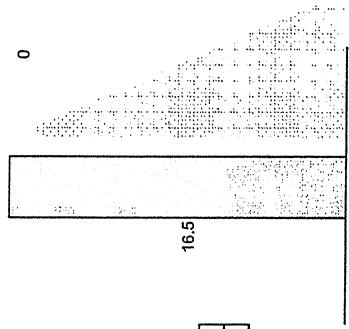
por sísmo 0,45 gamma suelo (Y) T/ 1.80 T/m3
 por sísmo 0,45 Ka 0.30
 h en la base (m) 16.50 m
 Kr 3.33 m

Presion activa estática del suelo t/ml

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

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 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

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	0.00232
As	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
β ₁	0.8

Av	3.14
s	40

Mu	1324000 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
--------	-----------------------

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

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 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
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
---------------	------------------------

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

ρ	0.00136
As	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

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
--------	-----------------------

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

ρ	0.00817
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/cm2
fy	4200 kg/cm2
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 cm2
--------	-----------

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

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

ρ	0.01169
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 cm2 por metro
---------	--------------------

COLUMNA CENTRAL PANTALLA 16,50m TERCIO INFERIOR

Acero Positivo

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

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

ρ	0.00506
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
fy	4200 kg/cm ²
β1	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
--------	------------------------

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

ρ	0.00173
As	13.33

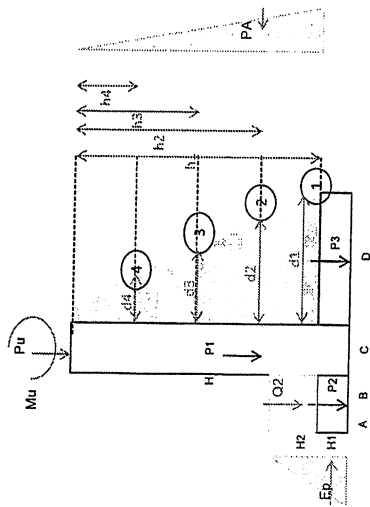
Razón por la que se colocan en el área de flexión

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
---------	--------------------------------



$$M_1 = K_A \gamma h^2 \frac{A_1}{2} + S_1 \frac{A_1}{3}$$

$$A_2 = \frac{M_1}{f_s \cdot J \cdot r}$$

Yeadlo 0.0018 kg/cm3

ka 0.3

S 350 m (longitud coperante)

$$M_{1A} = K_A \gamma h^2 \frac{A_1}{2} + S_1 \frac{A_1}{3}$$

f'c 350 kg/cm2

fy 4200 kg/cm2

j 0.892

e muro 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	91	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
fy	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	20.61 cm ²
As	0.01328
ro min	1552.04 cm ²
Ag	40 cm ²
h	38.80103748 cm ²
b	Altura
Portico	14.5
Exterior	7.25
Exterior	14.5
Interior	7.25
Interior	10.5
Exterior	5.75
Exterior	

φ As Tracción	Fy	Ag (60x40)	As cm ²	ρ Calculada	ρ mínima	As min	ρ m Máxima	ρ m Mínima
22.78	0.9	4200	2400	6.03	0.003	0.01	24	0.06
100.03	0.9	4200	2400	26.46	0.011	0.01	24	0.06
70.5	0.9	4200	2400	18.65	0.008	0.01	24	0.06
218.63	0.9	4200	2400	57.84	0.024	0.01	24	0.06
31.28	0.9	4200	2400	8.28	0.003	0.01	24	0.06
79.18	0.9	4200	2400	20.95	0.008	0.01	24	0.06

0.024 8fr de 32

PILA

CARGAS ZAPATA

Carga Axial			
Muerta	170	220.8	170
Muerta Zapata		199.68	
Sobreimpuesta	24	31	24
Carga distribuida HI-93	16	20.8	16
Carga camion HI-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 HI-93	0.34	0.64	0.02	0.07	0.34	0.64	0.7	1.35
Carga camion HI-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
M31+SY 353.52

1279.44 R=1

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	6226000 Kg-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	a d del apoyo
M	62.26	por sismo
V	34.33	Por sismo

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

p	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
f_y	4200
β_1	0.8

M_u	37,500,000 kg·cm
b	130cm
h	150cm
rec	7.5cm
d	143cm

CORTANTE

V_u	362.0Tn
θ	0.9
S	20.0cm

V_u	402.2Tn
V_c	254.3Tn
V_s	147.9Tn
A_v	5.49cm ²

W	
-----	--

V	362.0Tn
V_u	362.0Tn

M	375.0Tn
M_u	375.0Tn

A_v min	42.1cm ²
-----------	---------------------

$V_u > V_c$

ρ	0.00277
--------	---------

As max	457.92cm ²
--------	-----------------------

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

As min	85.50cm ²
--------	----------------------

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

As principal

10	ϕ	32mm	@
----	--------	------	---

Estribos

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

GEOMETRÍA DE ZAPATA

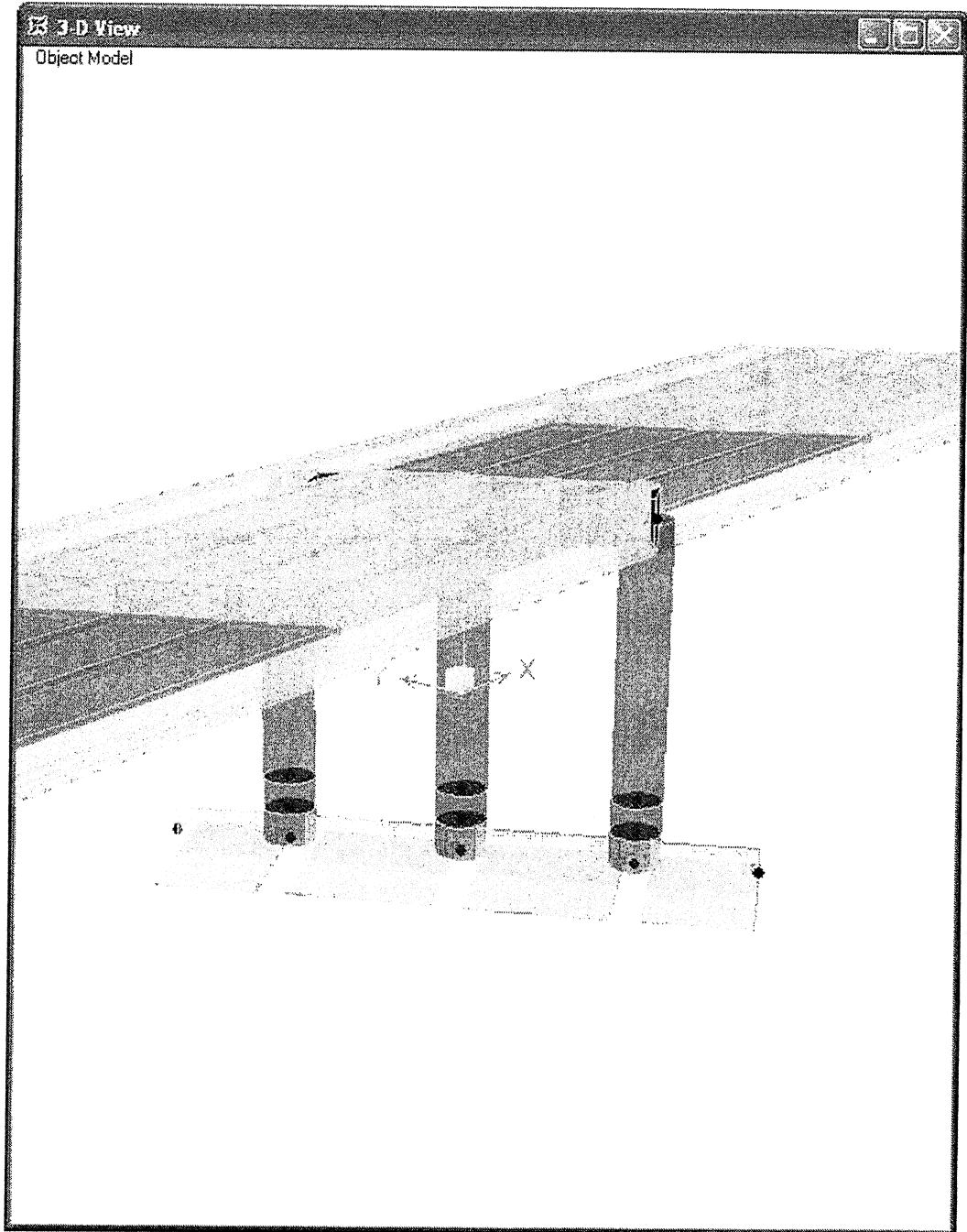
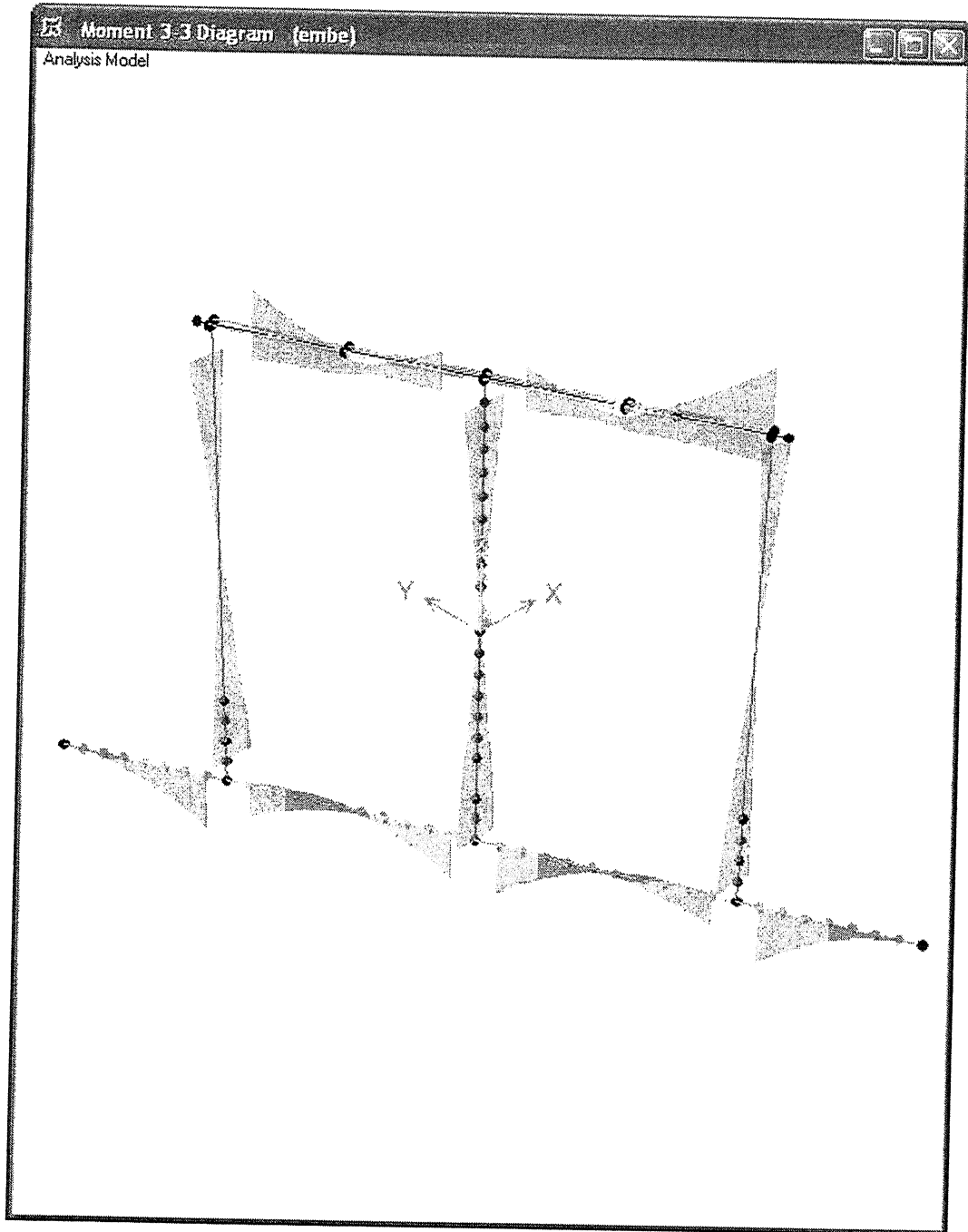
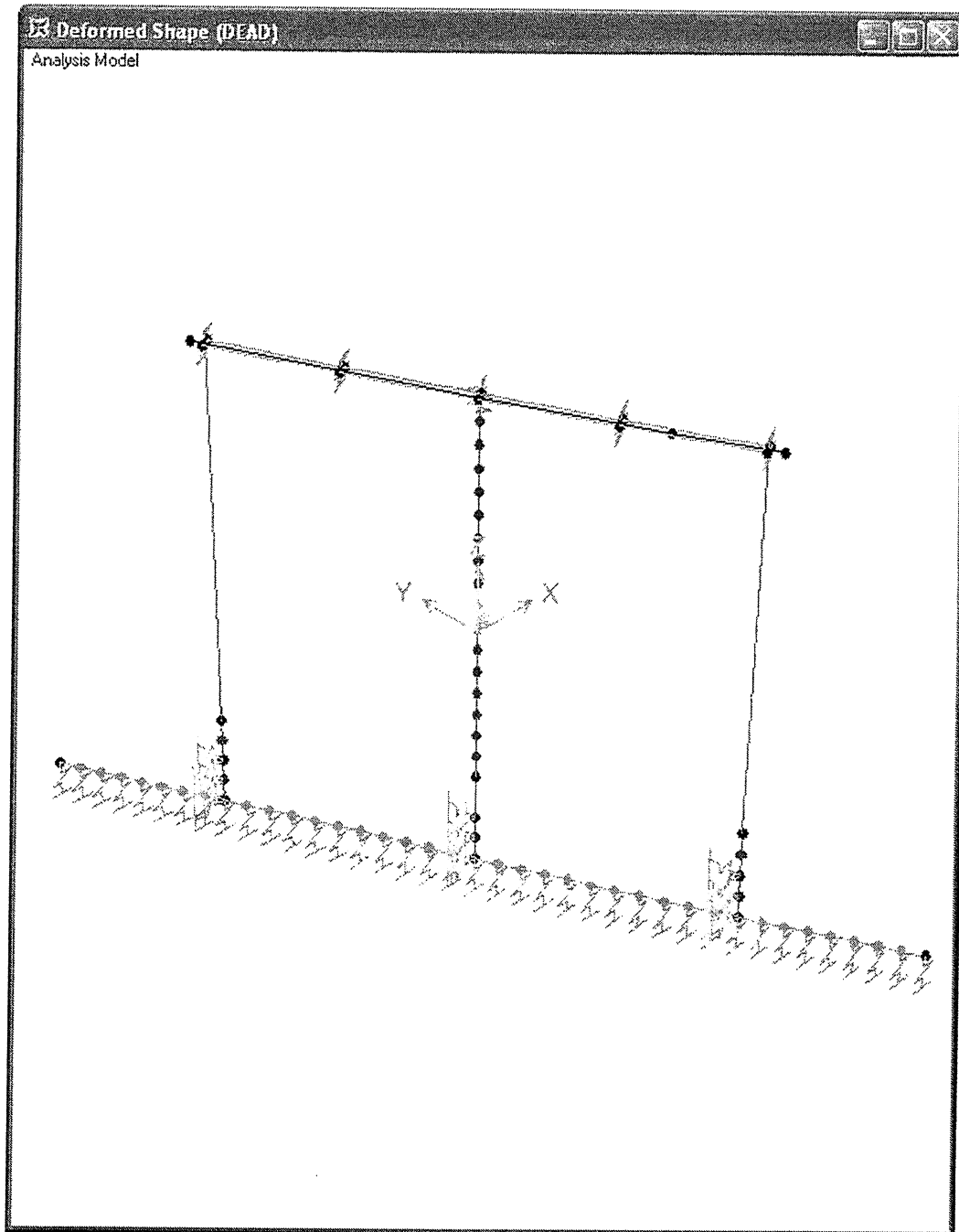


DIAGRAMA DE MOMENTOS



MODELO CON CIMENTACIÓN FLEXIBLE



DISEÑO DE COLUMNAS A FLEXOCOMPRESION

PILA CENTRAL

Combo EXTMAX_Y

Pu	402.00 Tn
Mu2	383.00 T-m
Mu3	169.00 T-m

fc	350 Kg/cm ²
fy	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 cm ²
-----------------	------------------------

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

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

AASHTO (5-127)
(Pag1)

ϕ	0.798
--------	-------

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

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

Diseño utilizando diagramas de Interacción

Ing. M. Romo

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

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

$$f'_c = 0.85 * f_c$$

x	0.030
y	0.051

Ingresando al Abacc

ρ cal	0.0020
------------	--------

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

As Longitudina	201.06 cm ²
----------------	------------------------

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
---	-------

$$\frac{K \cdot l_u}{r} = \frac{24.30}{0.05} = 486$$

$$24.3 < 22$$

ACERO TRANSVERSAL

ACERO MINIMO

$$A_v = 0.083 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{b_v \cdot S}{f_y}$$

bv	1600mm
S	150mm

A _v	281mm ²
----------------	--------------------

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

ACERO POR CONFINAMIENTO EN COLUMNA

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

A _g	20106cm ²
A _c	18337cm ²

ρ _s	0.0036
----------------	--------

A _s	6633cm ³
----------------	---------------------

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

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

Se asume 15cm y se adicionan vinchas de 16mm

ACERO POR CONFINAMIENTO ROTULA PLASTICA

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

ps 0.0100

As 18337cm³

Var 20mm 58m

Esp 0.08m

Se asume 10cm y se adicionan vinchas de 16mm

ESPACIAMIENTO MAXIMO

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

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

Smax
0.60

Smax
0.30

CORTANTE

$$Vc = \frac{|Vu|}{\phi * bw * dv}$$

Vu	60.3Tn
θ	0.9
s	15cm
de	1.27m
dv	1.15m
Pu	93

Vu 67.0Tn Tn

$$Vc = 0.063 * \beta * \sqrt{f'c} * bw * dv$$

Vc 24.3Tn Tn

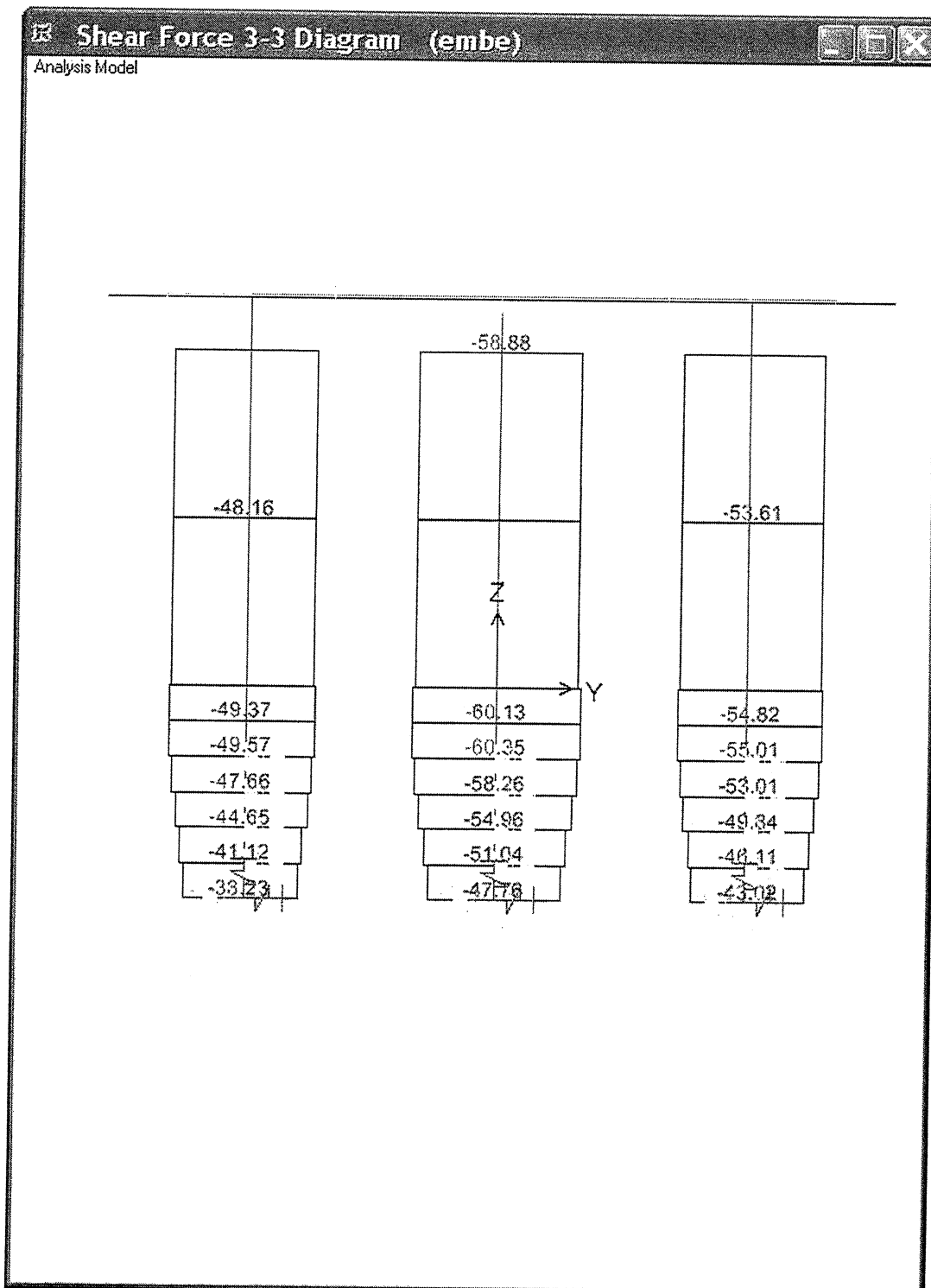
Vs 42.8Tn

Av 1.33cm² @ 15cm

1 Var 14mm @ 15cm

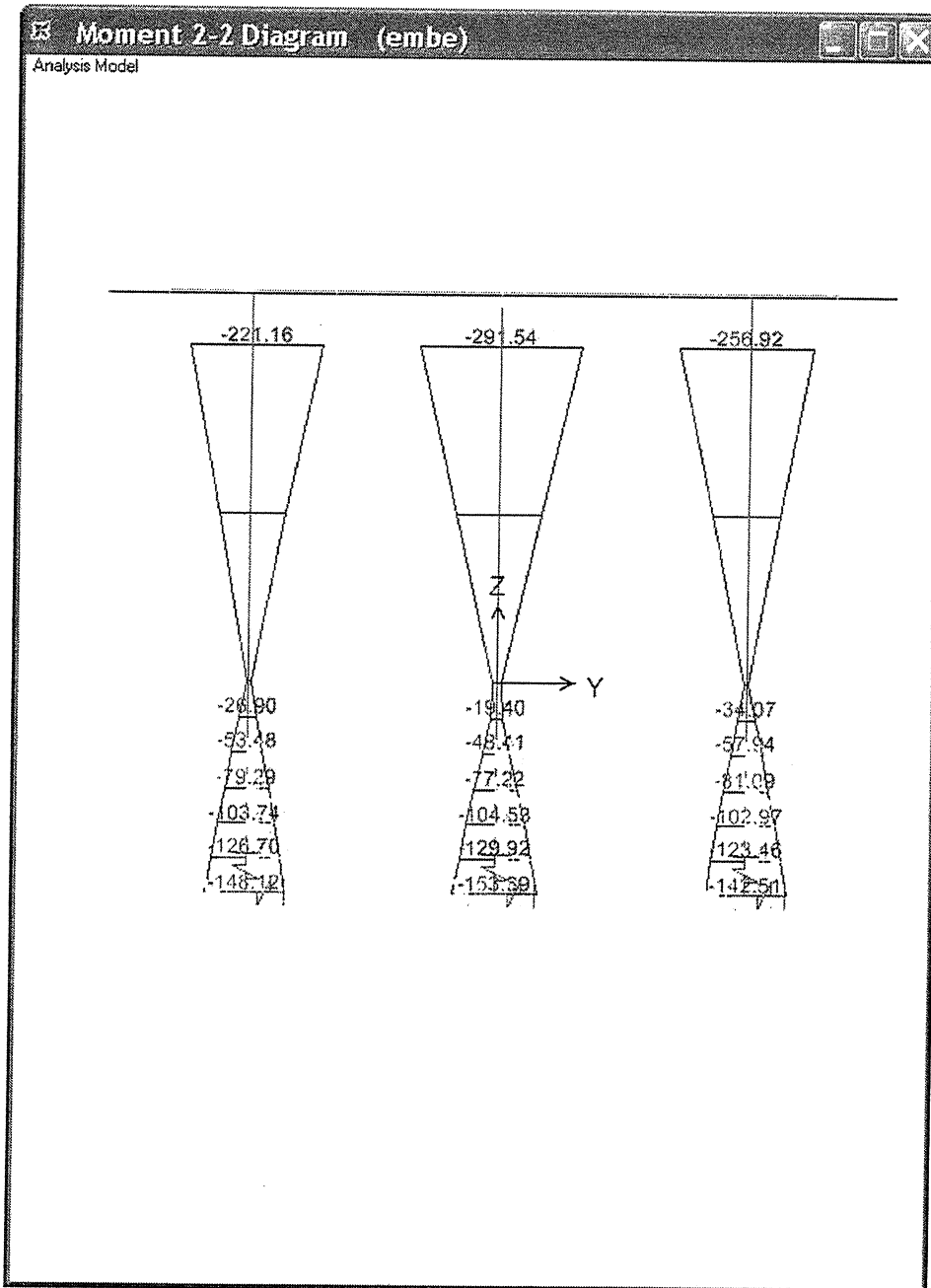
ESFUERZOS COLUMNAS

Cortante Máximo
Columnas



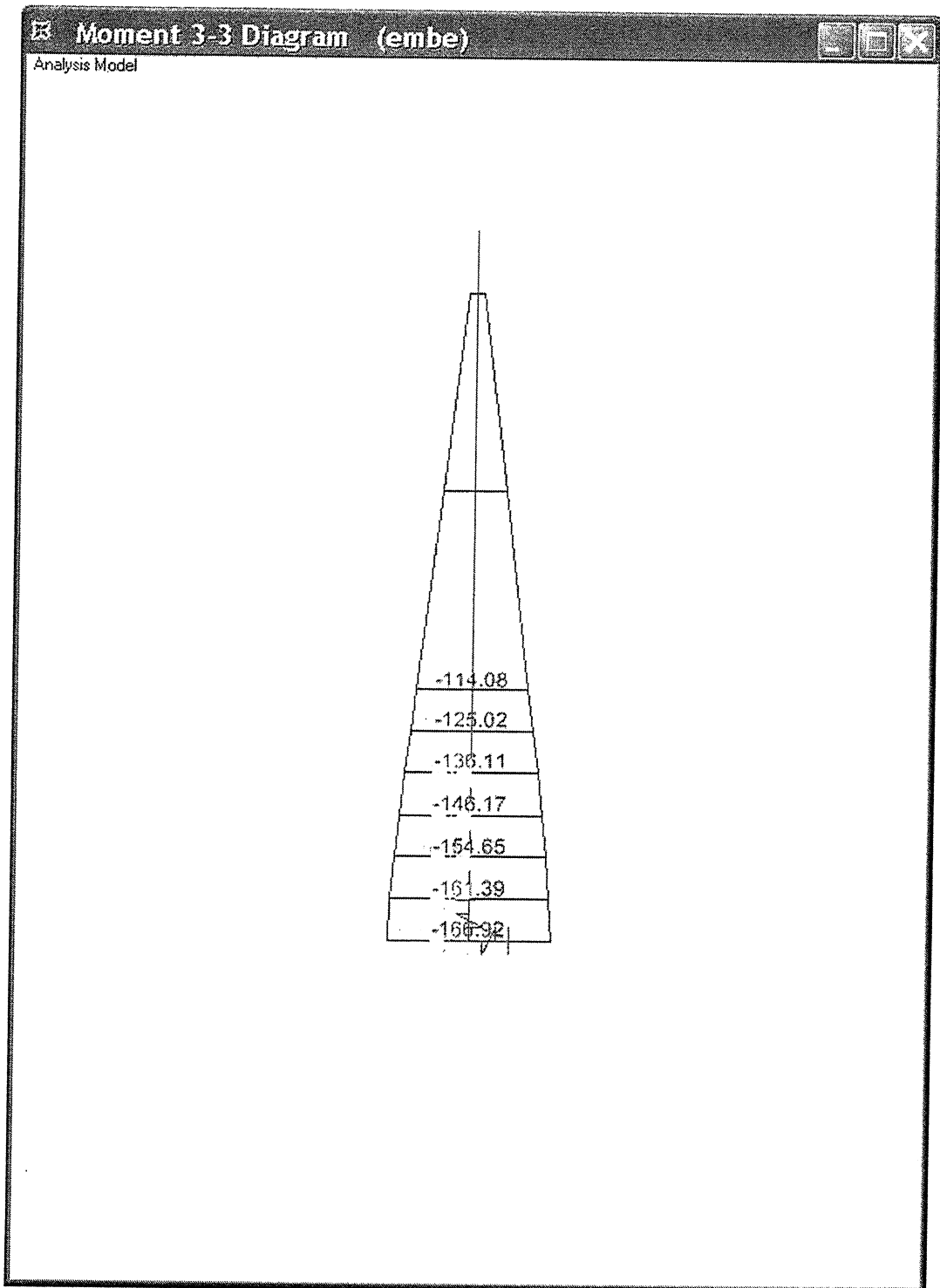
Momento2-2

Columnas



Momento 3-3

Columnas



Diseño SAP 2000

DISEÑO VIGA CABEZAL

FLEXION

f'c	350
fy	4200
β_1	0.8

Mu	403.0 T-m
b	250 cm
h	150 cm
rec	5.0 cm
d	145 cm

CORTANTE

Vu	273.0 Tn
θ	0.9
S	20.0 cm

Vu	303.3 Tn
Vc	359.4 Tn
Vs	-56.1 Tn
Av	-2.05 cm ²

V	273.0 Tn
Vu	273.0 Tn

M	403.0 T-m
Mu	403.0 T-m

Av min = 5.85 cm²

$V_u < V_c$

$\rho = 0.00206$

As = 74.61

As temp = 0.084 cm/cm

As max = 647.15 cm²

As min = 120.83 cm²

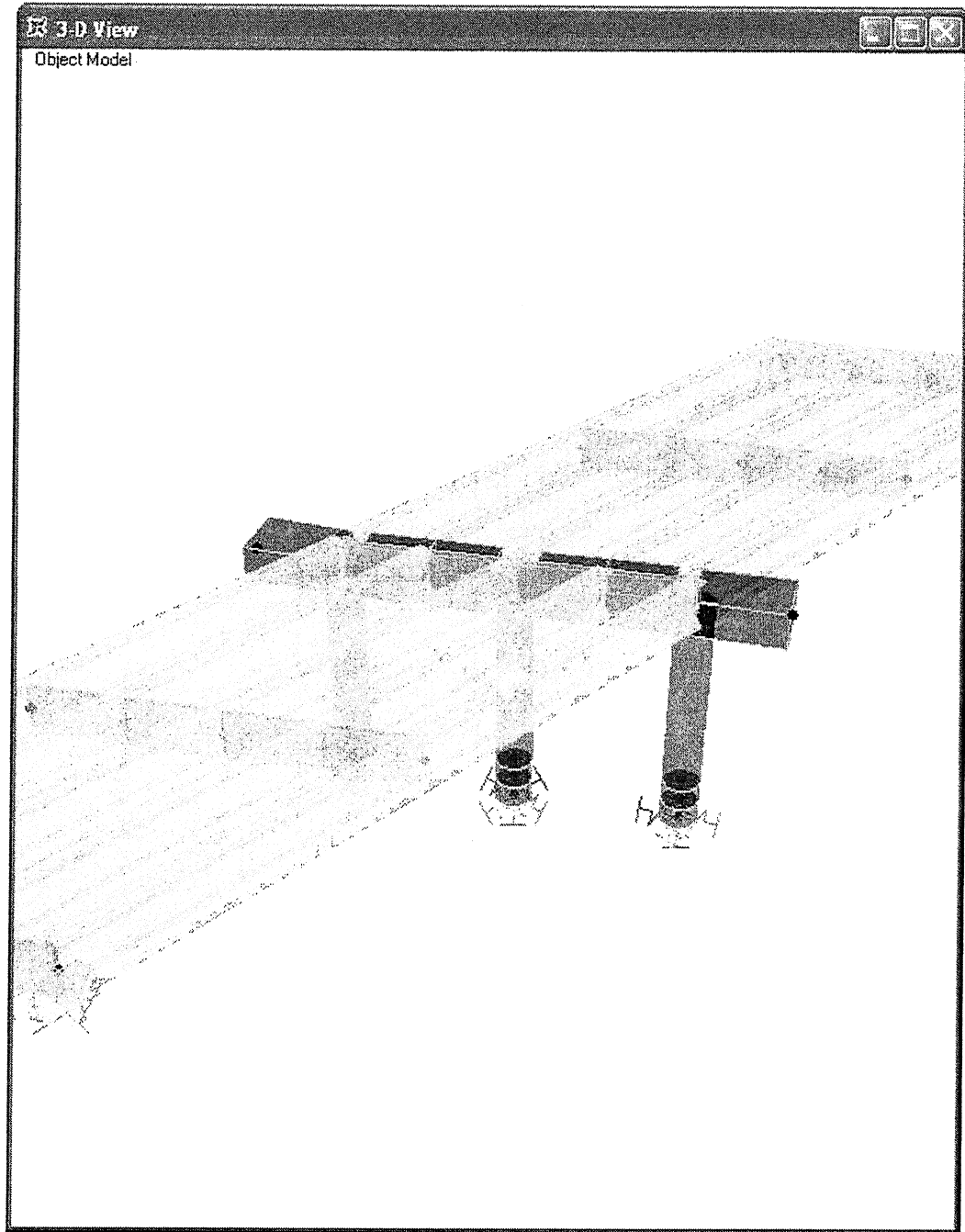
As principal

14 ϕ 32 mm @

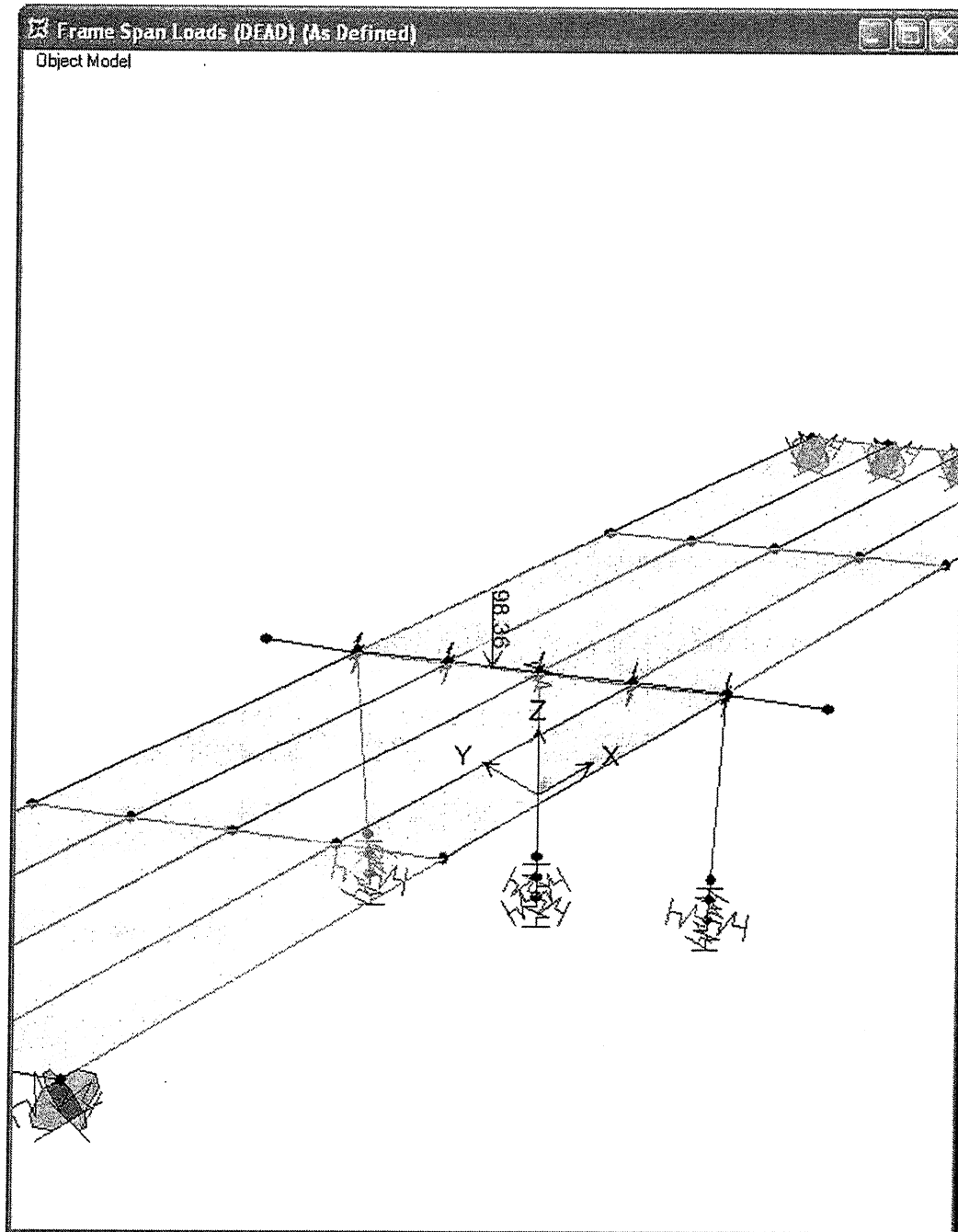
Estribos

4 ϕ 16 mm @ 20 cm

GEOMETRÍA DE CABEZAL

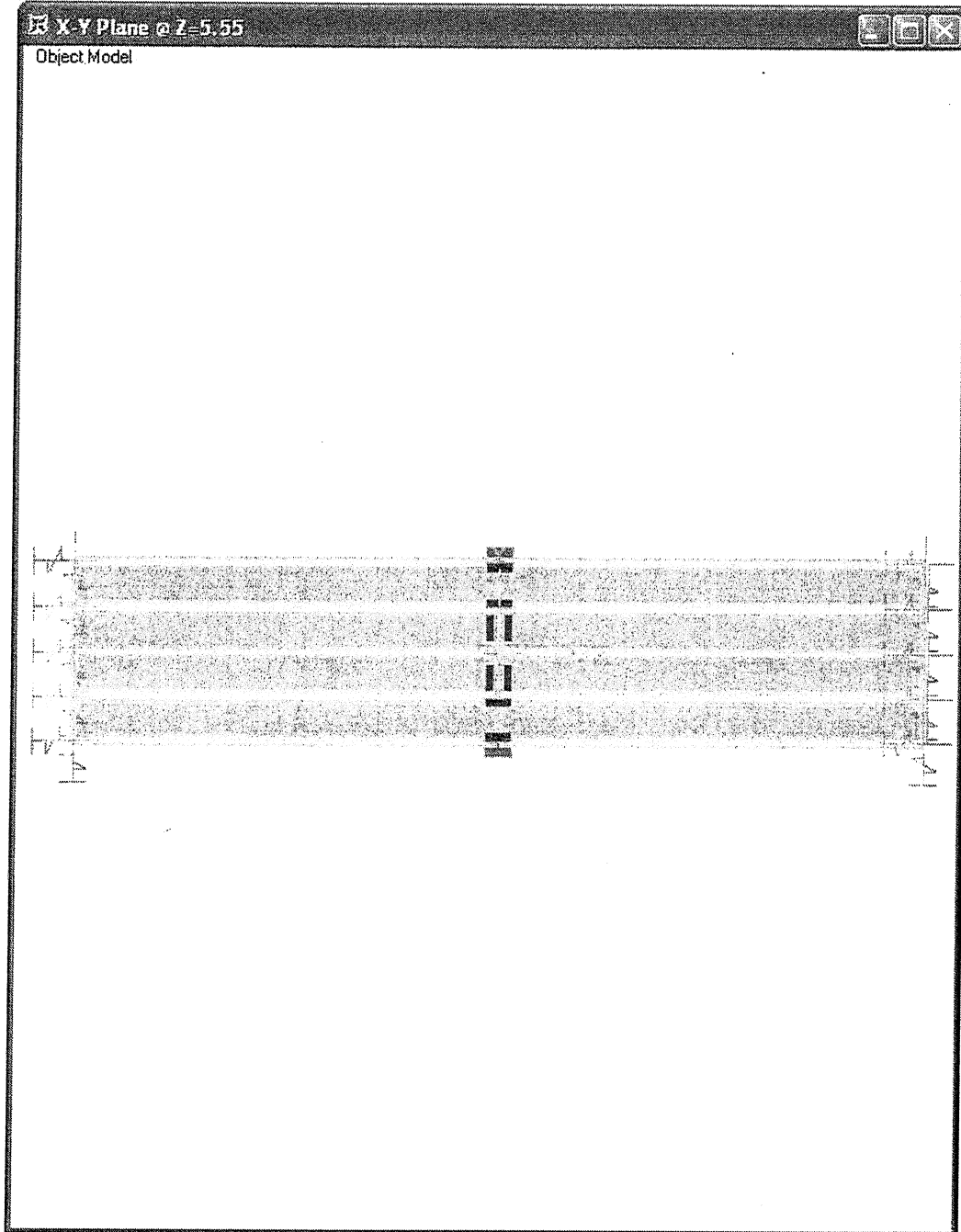


CARGA EQUIVALENTE VIGA TREN

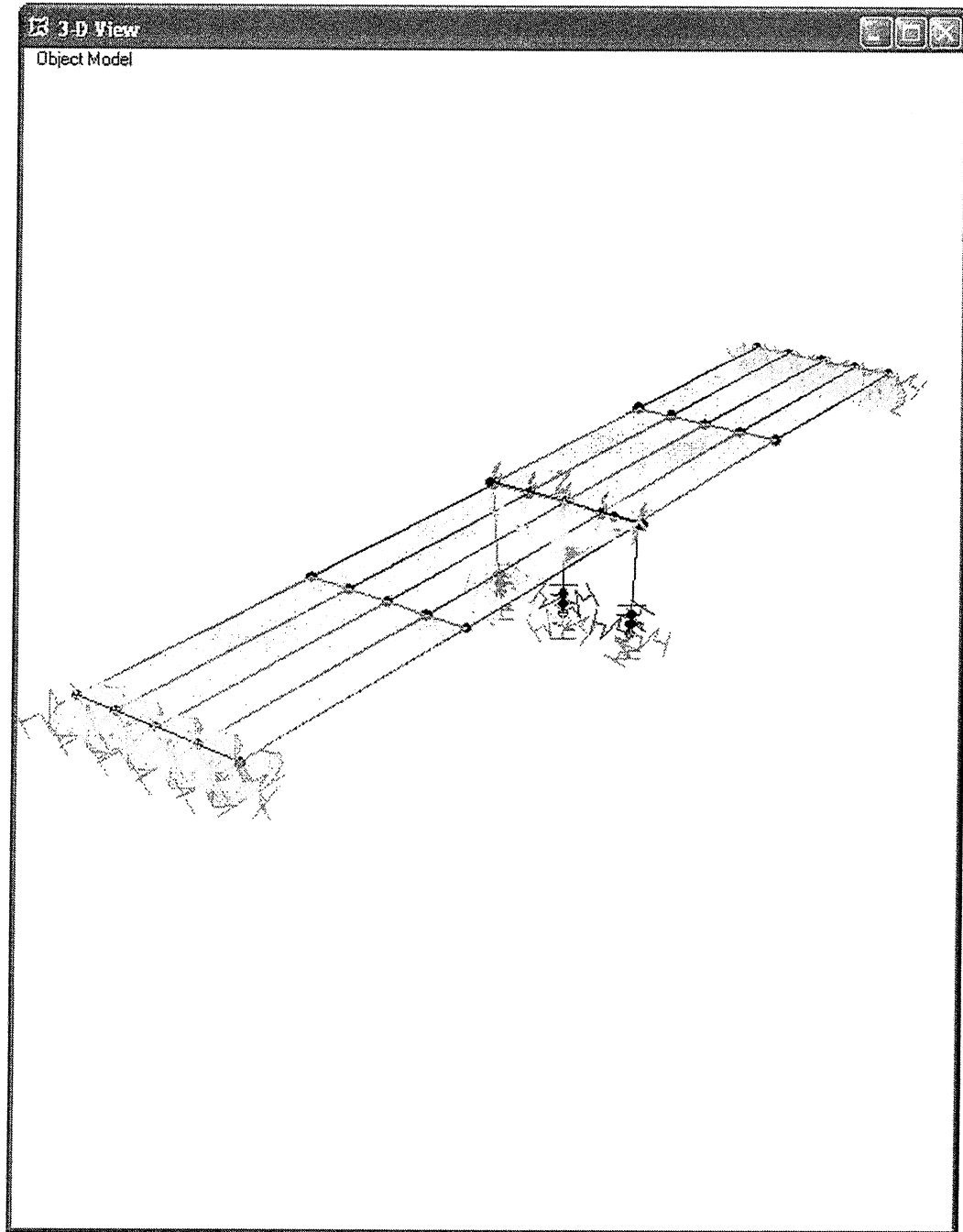


MODELOS SAP 2000

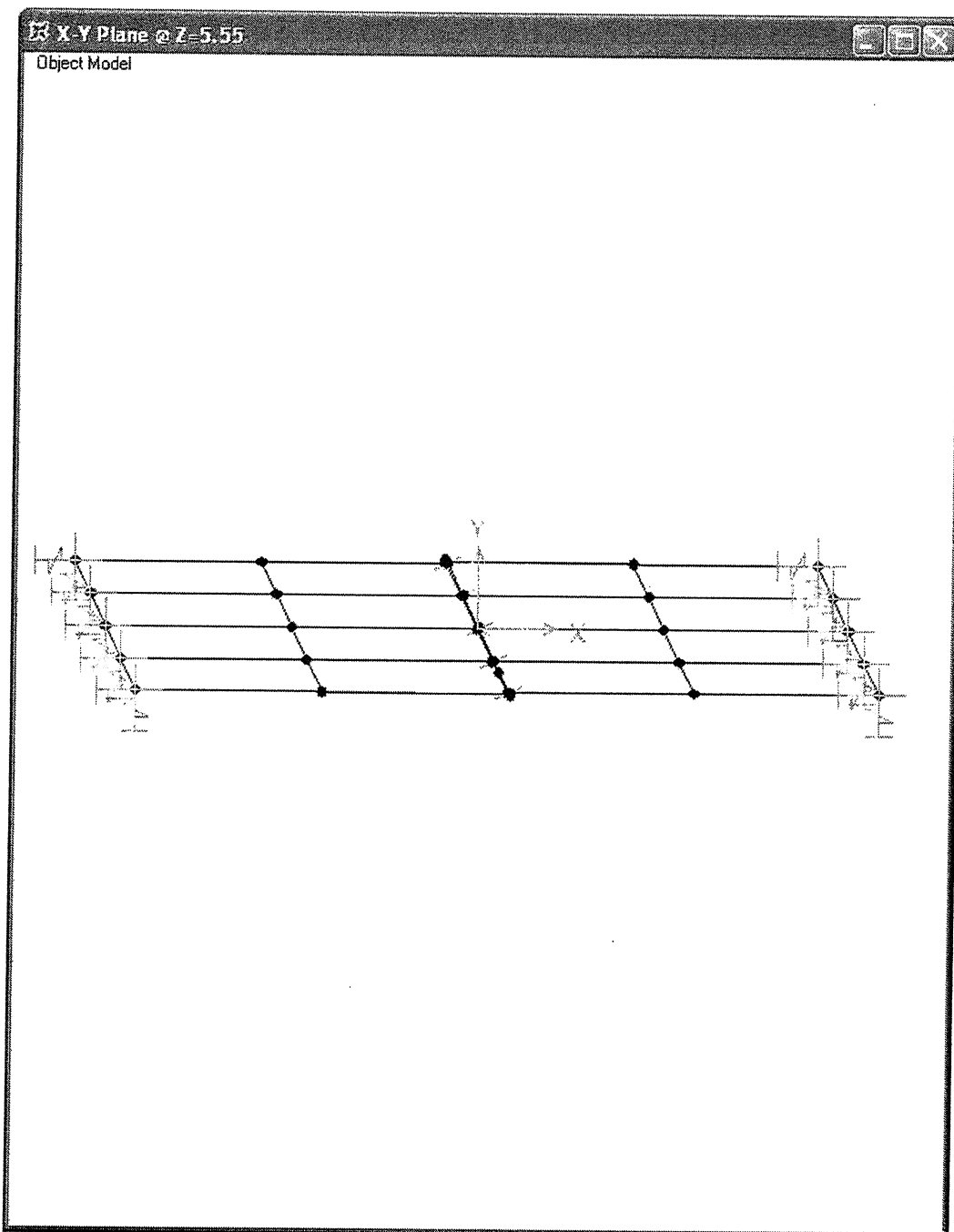
MODELO RECTO



MODELO RECTO



MODELO ESVIAJADO



MODELO ESVAJADO

