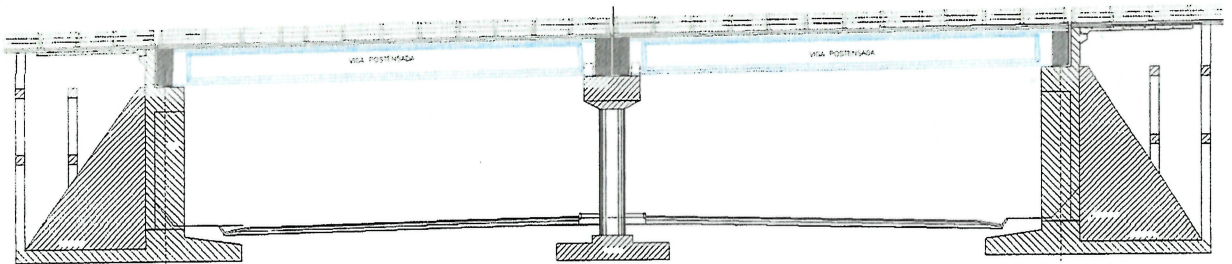


ESTUDIOS DE INGENIERÍA DEFINITIVOS DEL PROYECTO “RUTA SUR – VÍA AEROPUERTO”

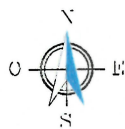
**PRIMERA ETAPA:
AV. SIMÓN BOLÍVAR ABS 0+000
HASTA LA PRIMAVERA ABS.4+671.330**

MEMORIA TÉCNICA

**PASO SUPERIOR 1
INTERCAMBIADOR AUQUITAS
ABS. 0+233.891 (PS1)**



INTERCAMBIADOR AUQUITAS
ABS. 0+233.891



ASOCIACIÓN

ÍNDICE

GENERALIDADES	2
SUPERESTRUCTURA	3
Diseño de viga postensada carga vehicular long 24m	4
Diseño losa	19
Diseño neopreno	27
SUB-ESTRUCTURA	30
Estribo 1	31
Estribo 2	65
Pila	99
Modelos Sap 2000	119

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 INTERCAMBIADOR AUQUITAS, ABSCISA 0+233.891 (PS1)

Corresponde al paso de la Av. Simón Bolívar sobre Ruta sur, tiene un ancho de 43.70m, conformado por 8 carriles, 2 espaldones, una faja central de 4m y dos veredas de 2.25m.

Posee un ángulo de esviajamiento de 41.43° , una pendiente transversal de 5.4 y 2.1 y una pendiente longitudinal de 5.4% .

El paso superior Auquitas está conformado por dos vanos de 24m, para lo cual se han diseñado vigas postensadas tipo AASHTO IV de 1.55m de altura, y 20cm de alma espaciadas 2.4m y una losa de 20cm de espesor.

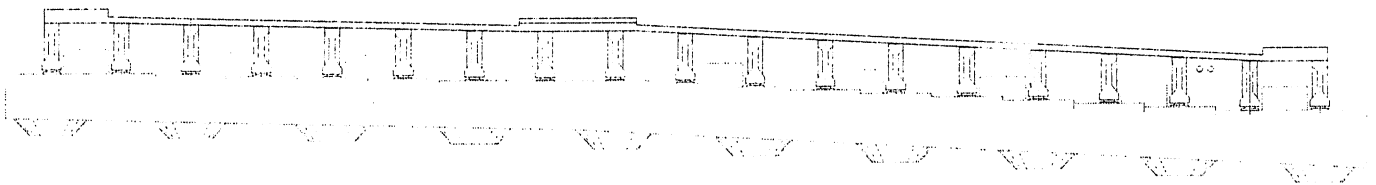
El tablero está conformado por 19 vigas por cada vano, diseñadas para carga vehicular normal de acuerdo a las normas AASHTO y MOP.

La altura de los estribos es de 12.81 y 15.79 y la altura de la pila es de 11.94.

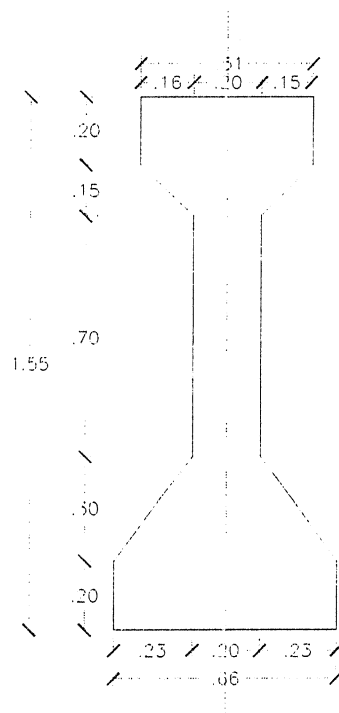
Para el diseño de la cimentación se tomo una capacidad portante del suelo de 20 t/m² para cargas permanentes, según los estudios de suelos correspondientes. Los detalles de diseño se pueden encontrar en la memoria técnica.

SUPER-ESTRUCTURA

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



DISEÑO DE VIGAS CARGA VEHICULAR LONG 24m TIPO A



SECCIÓN

CORTE

FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE CORTANTE VIGA INTERNA

1 Vía

$$g = 0.36 + \frac{S}{7600}$$

Varias Vías

$$g = 0.20 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700} \right)^{2.0}$$

g

FINAL

0.676

0.816

FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE CORTANTE VIGA EXTERNA

1 Vía

0.21

g

g* simulta.

0.25

$$g = e * g_{interior}$$

e

g

Varias Vías

0.43

0.35

$$e = 0.60 + \frac{de}{3000}$$

FACTOR DE CORRECCION DE CORTANTE POR ESVAJAMIENTO

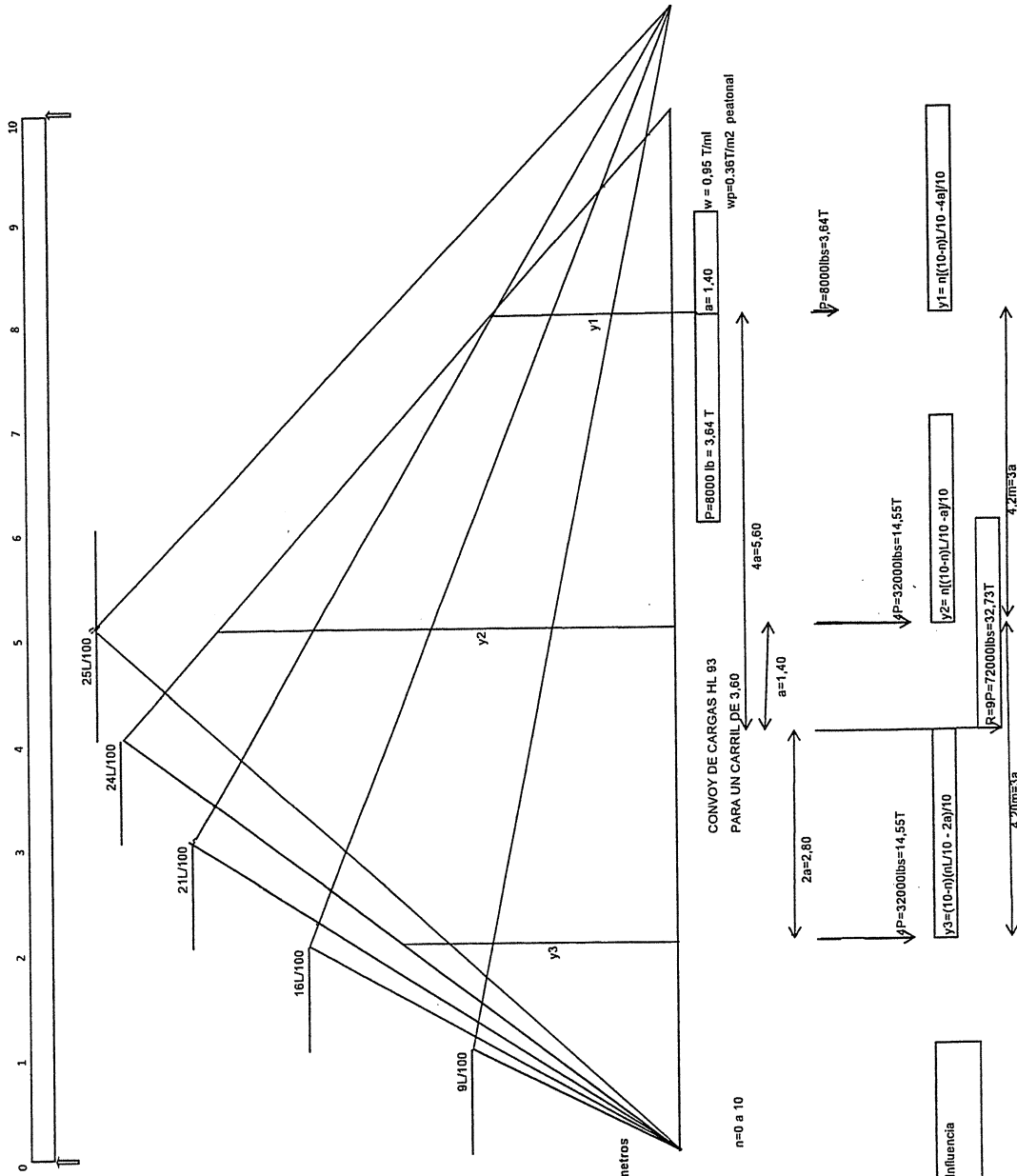
$$FC = 1.0 + 0.20 \left(\frac{L * Ts^3}{Kg} \right)^{0.3} \tan \theta$$

ENTRE 0 Y 60 GRADOS

FC

1.07

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



S=2,4 m

AASHTO carga en vigas: $S / 5,562$ en pies

$S / 1,676 \times 2 = S / 3,352$ en metros

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

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

VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS
 LINEAS DE INFLUENCIA Y MOMENTOS DE DISEÑO
 PUENTES DE LA RUTA SUR LUZ=24m

MOMENTOS MAXIMOS PARA EL CONVOY DE CARGAS CONCENTRADAS

LUZ=24m

	L	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24
n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	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
y1	0	1.6	2.72	3.36	3.52	3.2	2.4	1.12	-0.64	0	0	0	0	0	0	0	0
y2	0	2.02	3.56	4.62	5.2	5.3	4.92	4.08	2.72	0.9	0	0	0	0	0	0	0
y3	0	-0.36	1.6	3.08	4.08	4.6	4.64	4.2	3.28	1.88	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
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
Mmax por viga	0	38.76	81.43	119.07	141.66	149.19	141.66	119.07	81.43	38.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

ENVOLVENTE DE MOMENTOS MAXIMOS DE ACUERDO A AASHTO HL 93

LUZ=24m

24	Mmax P	0.0	38.8	81.4	119.1	141.7	149.2	141.7	119.1	81.4	38.8	0.0
24	Mmax w	0.0	17.7	31.5	41.4	47.3	49.2	47.3	41.4	31.5	17.7	0.0
24	M1 II (b)	0.0	56.5	112.9	160.4	188.9	198.4	188.9	160.4	112.9	56.5	0.0

LINEAS DE INFLUENCIA PARA CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA

LUZ=24m

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
L=24m	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24
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	2.4	4.8	7.2	9.6	12	14.4	16.8	19.2	21.6	24
b=(10-n)L/10	24	21.6	19.2	16.8	14.4	12	9.6	7.2	4.8	2.4	0
M=wab/2	0.0	17.7	31.5	41.4	47.3	49.2	47.3	41.4	31.5	17.7	0.0

Para cada viga
 $w=3$ por $0.95 + 2.20$ por

**VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS
LÍNEAS DE INFLUENCIA Y MOMENTOS DE DISEÑO
PUENTES DE LA RUTA SUR LUZ=24m**

MOMENTOS POR PESO PROPIO Mg

LUZ=24m

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

Acuando sobre ultima viga:
Veredas: 1,10 T/ml
Protecc: 0,72 T/ml
Total: 1,77 T/ml
Equivat: 0,50 km

Mg I wg I Peso propio de la viga/ml: area x 2,4 (?)
M1 I w1 I (a) Por viga: Peso de la losa 0,20*2,4*2,4
M1 II w1 II* + LI Por viga: Peso asfalto 0,15*2,2*2,4
Total por ml de viga: wg
Por viga: Peso diafragma en el centro wg
wg I (b) Por viga: 3,5 T

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
L=24m	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24
b=nl/10	0	2,4	4,8	7,2	9,6	12	14,4	16,8	19,2	21,6	24
b=((10-n)L)/10	24	21,6	19,2	16,8	14,4	12	9,6	7,2	4,8	2,4	0
Momento por peso viga (Mg I = [wg I]ab/2)	0,0	33,7	59,9	78,6	89,9	93,6	89,9	78,6	59,9	33,7	0,0
Momento por peso losa (M1 I (a) = [w1 I]ab)	0,0	29,9	53,1	69,7	79,6	82,9	79,6	69,7	53,1	29,9	0,0
Momento peso diafragma (M1 I (b) = Pa/2)	0,00	4,15	8,29	12,44	16,59	20,74	16,59	12,44	8,29	4,15	0,00
Momento peso losa + dia (M1 I = M1 I (a) + M1 I (b))	0,00	34,01	61,38	82,11	96,22	103,68	96,22	82,11	61,38	34,01	0,00
Momento peso asfalto M1 II (a) = [w1 II]ab	0,0	20,5	36,5	47,9	54,7	57,0	54,7	47,9	36,5	20,5	0,0
M1 II = M asf + M max L...											

MOMENTOS PARA DISEÑO

LUZ=24m

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

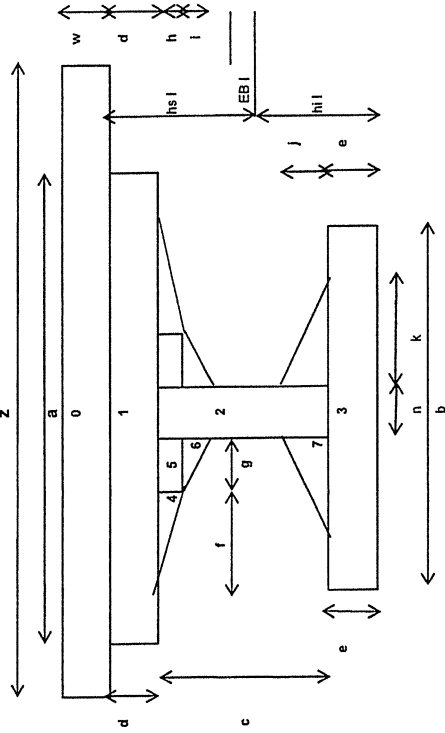
Segunda etapa
Mc1 I = Mg I + M1 I
Mc2 I = Mg I + M2 I

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Peso viga= Mg I	0,0	33,7	59,9	78,6	89,9	93,6	89,9	78,6	59,9	33,7	0,0
Peso losa + diafragma= M1 I	0,0	34,0	61,4	82,1	96,2	103,7	96,2	82,1	61,4	34,0	0,0
Envol momentos minimos =0 M2 I = 0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Peso asf y otros= M1 II (a) (asfalto)	0,0	20,5	36,5	47,9	54,7	57,0	54,7	47,9	36,5	20,5	0,0
Lineas de Inf CV mom. maximos= M1 II (b) (L1)	0,0	56,5	112,9	160,4	188,9	198,4	188,9	160,4	112,9	56,5	0,0
Envolv momen maximos por CV I II (a) + M1 II (b)	0,0	77,0	149,4	208,3	243,7	255,5	243,7	208,3	149,4	77,0	0,0
Envolv momen minimos por CV=0 M2 II = 0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mom maximos primera etapa (Mc1 I = Mg I + M1 I)	0,0	67,7	121,3	160,7	186,1	197,3	186,1	160,7	121,3	67,7	0,0
Mom minimos primera etapa (Mc2 I = Mg I + M2 I)	0,0	33,7	59,9	78,6	89,9	93,6	89,9	78,6	59,9	33,7	0,0
Mom maximos segunda etapa (Mc1 II = Mc1 I + M1 II (a))	0,0	144,7	270,7	369,1	429,7	452,7	429,7	369,1	270,7	144,7	0,0
Mom minimos segunda etapa (Mc2 II = Mc2 I + M1 II (b))	0,0	67,7	121,3	160,7	186,1	197,3	186,1	160,7	121,3	67,7	0,0

PUENTES DE LA RUTA SUR
LUZ: 24m
DISEÑO DE VIGAS DE HORMIGÓN POSTENSADO

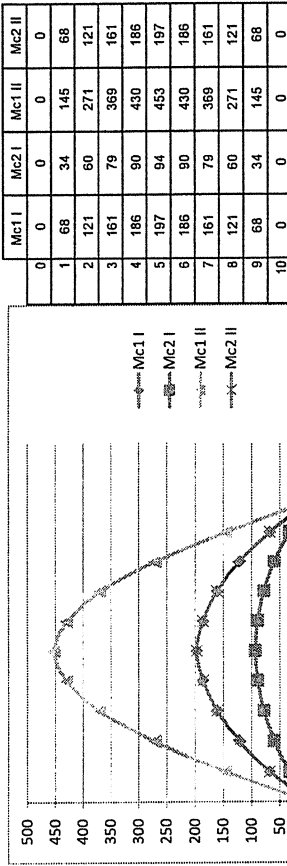
CARGAS NORMALES AASHTO LRFD / MOP														Peso Viga																							
L = 24	Tipo IV													L		m		(T)																			
H final	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	n	z	0.91		w		Area I		Area II		Eje baricéntrico (eb)		Momentos Inercia (leb)		Mc2 I		Mc1 I		fo ad I		ft ad I		Mc1 II			
														hs I		hs II		hs I		hs II		hs I		hs II		hs I		hs II		hs I		hs II		hs I		hs II	
1.55	0.51	0.66	1.14	0.20	0.20	0.00	0.15	0.00	0.15	0.23	0.23	0.20	2.18	0.20	0.54	0.99	0.71	0.84	1.13	0.62	0.150	0.367	24	31	0	0	1680	0	0	0	0	0					
1.55	0.51	0.66	1.14	0.20	0.20	0.00	0.15	0.00	0.15	0.23	0.23	0.20	2.18	0.20	0.54	0.99	0.71	0.84	1.13	0.62	0.150	0.367	24	31	68	34	1680	0	145	68	0	145					
1.55	0.51	0.66	1.14	0.20	0.20	0.00	0.15	0.00	0.15	0.23	0.23	0.20	2.18	0.20	0.54	0.99	0.71	0.84	1.13	0.62	0.150	0.367	24	31	121	60	1680	0	271	121	0	271					
1.55	0.51	0.66	1.14	0.20	0.20	0.00	0.15	0.00	0.15	0.23	0.23	0.20	2.18	0.20	0.54	0.99	0.71	0.84	1.13	0.62	0.150	0.367	24	31	161	79	1680	0	369	161	0	369					
1.55	0.51	0.66	1.14	0.20	0.20	0.00	0.15	0.00	0.15	0.23	0.23	0.20	2.18	0.20	0.54	0.99	0.71	0.84	1.13	0.62	0.150	0.367	24	31	186	90	1680	0	430	186	0	430					
1.55	0.51	0.66	1.14	0.20	0.20	0.00	0.15	0.00	0.15	0.23	0.23	0.20	2.18	0.20	0.54	0.99	0.71	0.84	1.13	0.62	0.150	0.367	24	31	197	94	1680	0	453	197	0	453					
1.55	0.51	0.66	1.14	0.20	0.20	0.00	0.15	0.00	0.15	0.23	0.23	0.20	2.18	0.20	0.54	0.99	0.71	0.84	1.13	0.62	0.150	0.367	24	31	186	90	1680	0	430	186	0	430					
1.55	0.51	0.66	1.14	0.20	0.20	0.00	0.15	0.00	0.15	0.23	0.23	0.20	2.18	0.20	0.54	0.99	0.71	0.84	1.13	0.62	0.150	0.367	24	31	121	60	1680	0	271	121	0	271					
1.55	0.51	0.66	1.14	0.20	0.20	0.00	0.15	0.00	0.15	0.23	0.23	0.20	2.18	0.20	0.54	0.99	0.71	0.84	1.13	0.62	0.150	0.367	24	31	68	34	1680	0	145	68	0	145					
1.55	0.51	0.66	1.14	0.20	0.20	0.00	0.15	0.00	0.15	0.23	0.23	0.20	2.18	0.20	0.54	0.99	0.71	0.84	1.13	0.62	0.150	0.367	24	31	0	0	1680	0	0	0	0	0					

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



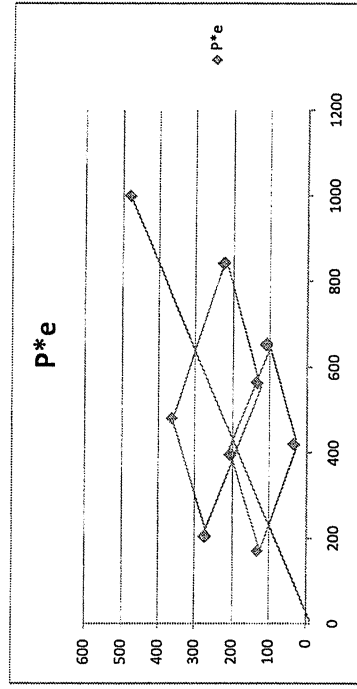
PARALELOGRAMO ETAPA I

Mc2 II	fc ad II	fl ad II	(2,s)* I (1,s) II	<	(1,i) II		<
					(2,j)* I	(1,j) II	
0	1680	50	0	1680	0	1394	0
68	1680	50	315	1680	161	1394	161
121	1680	50	578	1680	290	1394	290
161	1680	50	762	1680	389	1394	389
186	1680	50	913	1680	455	1394	455
197	1680	50	972	1680	491	1394	491
186	1680	50	913	1680	455	1394	455
161	1680	50	762	1680	389	1394	389
121	1680	50	578	1680	290	1394	290
68	1680	50	315	1680	161	1394	161
0	1680	50	0	1680	0	1394	0

VERIF. COND. NECESARIAS (ETAPA I)	
(Mc1 - Mc2)*hi/I	(Mc1 - Mc2)*hs/I
0	1680
161	1680
290	1680
389	1680
455	1680
491	1680
455	1680
389	1680
290	1680
161	1680
0	1680

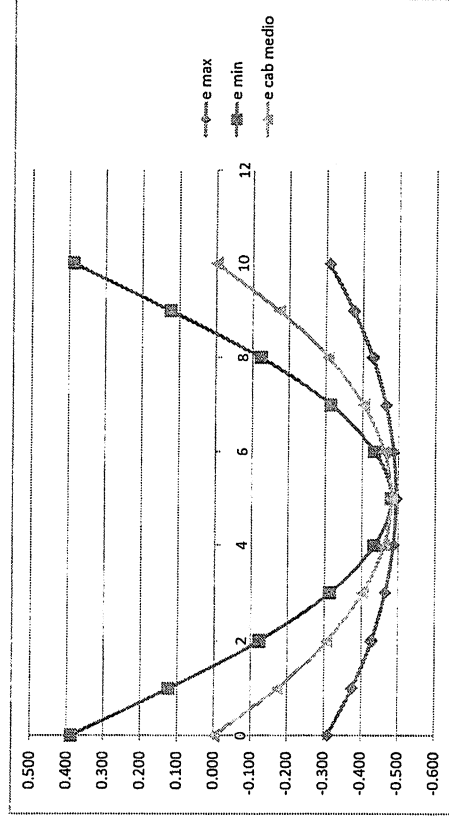
PARAMETROS DE DISEÑO PRIMERA ETAPA										COND. PREVIAS (*)				PARAMETROS DE DISEÑO SEGUNDA ETAPA					
A I	I I	hi I	hs I	Mc1 I	Mc2 I	fc ad I	fl ad I	fc ad I	fl ad I	fc* ad	fl* ad	p = P/P*	A II	I II	hi II	hs II	Mc1 II	Mc2 II	
0.54455	0.150	0.71	0.837	0	0	1680	0	1680	0	1680	0	0.8	0.99	0.37	1.13	0.62	0.42	0.00	0.00
0.54455	0.150	0.71	0.837	68	34	1680	68	1680	0	1680	0	0.8	0.99	0.37	1.13	0.62	0.42	144.72	67.70
0.54455	0.150	0.71	0.837	121	60	1680	121	1680	0	1680	0	0.8	0.99	0.37	1.13	0.62	0.42	270.72	121.28
0.54455	0.150	0.71	0.837	161	79	1680	161	1680	0	1680	0	0.8	0.99	0.37	1.13	0.62	0.42	369.08	160.74
0.54455	0.150	0.71	0.837	186	90	1680	186	1680	0	1680	0	0.8	0.99	0.37	1.13	0.62	0.42	429.75	186.07
0.54455	0.150	0.71	0.837	197	94	1680	197	1680	0	1680	0	0.8	0.99	0.37	1.13	0.62	0.42	452.74	197.28
0.54455	0.150	0.71	0.837	186	90	1680	186	1680	0	1680	0	0.8	0.99	0.37	1.13	0.62	0.42	429.75	186.07
0.54455	0.150	0.71	0.837	161	79	1680	161	1680	0	1680	0	0.8	0.99	0.37	1.13	0.62	0.42	369.08	160.74
0.54455	0.150	0.71	0.837	121	60	1680	121	1680	0	1680	0	0.8	0.99	0.37	1.13	0.62	0.42	270.72	121.28
0.54455	0.150	0.71	0.837	68	34	1680	68	1680	0	1680	0	0.8	0.99	0.37	1.13	0.62	0.42	144.72	67.70
0.54455	0.150	0.71	0.837	0	0	1680	0	1680	0	1680	0	0.8	0.99	0.37	1.13	0.62	0.42	0.00	0.00

PARALELOGRAMOS DE LAS CONDICIONES FUNDAMENTALES



EXCENTRICIDADES MÁXIMAS Y MÍNIMAS. TRAZADO DEL CABLE MEDIO

P	P*e
420	34
653	109
171	131
396	205
565	134
843	225
205	274
482	365
1000	480



ZONA DE PASO DEL CABLE MEDIO

fc ad II	ft ad II	ri	e lim	P con e lim en Ec (1,s) II		P	e max	e min	e max	e min	e cab	h=
				P Ec (1,s) II	P Ec (1,s) II							
1680,00	50,00	0,23	0,480	-12	-2000	407	0,31	-0,39	0,310	-0,388	0,000	1,55
1680,00	50,00	0,23	0,480	124	-1447	407	0,38	-0,12	0,376	-0,124	0,173	24
1680,00	50,00	0,23	0,480	240	-993	407	0,43	0,12	0,428	0,123	0,307	0,480
1680,00	50,00	0,23	0,480	329	-652	407	0,46	0,31	0,464	0,315	0,403	0,90
1680,00	50,00	0,23	0,480	385	-436	407	0,49	0,43	0,486	0,433	0,461	
1680,00	50,00	0,23	0,480	407	-346	407	0,49	0,48	0,494	0,480	0,480	
1680,00	50,00	0,23	0,480	365	-436	407	0,43	0,43	0,486	0,433	0,461	
1680,00	50,00	0,23	0,480	329	-652	407	0,46	0,31	0,464	0,315	0,403	
1680,00	50,00	0,23	0,480	240	-993	407	0,43	0,12	0,428	0,123	0,307	
1680,00	50,00	0,23	0,480	124	-1447	407	0,38	-0,12	0,376	-0,124	0,173	
1680,00	50,00	0,23	0,480	-12	-2000	407	0,31	-0,39	0,310	-0,388	0,000	

	e max	e min	e cab medio
0	-0,310	0,388	0,000
1	-0,376	0,124	-0,173
2	-0,428	-0,123	-0,307
3	-0,464	-0,315	-0,403
4	-0,486	-0,433	-0,461
5	-0,494	-0,480	-0,480
6	-0,486	-0,433	-0,461
7	-0,464	-0,315	-0,403
8	-0,428	-0,123	-0,307
9	-0,376	0,124	-0,173
10	-0,310	0,388	0,000

Ec* = 4700raiz f'c 30460MPa=3046000T/m2 2780500T/m2

Ec=66%Ec*

Ecuacion Cable Medio Carga equiva. pretensado L= 28 A

Ecuacion Cable Medio Carga equiva. pretensado L= 24
e lim= 0.480

e = (-Ax2+4Lx) / (e lim / L2) p = P (d2e/dx2) eo = 4fo n/10-4fo n2/100
e = e lim (-n2+10n) / 25 ps = P (-8 e lim/L2) e1 = b+4f n/10-4f n2/100
M = (p eq. pie) L2/8 p equiv. pret = -2.71 Est finales máximos= P/(A lI)+(P's final lI) c/(lI)*(Mc1/2) lI-c/(lI) e2 = -b+4f2 n/10 -4f2 n2/100

Ec =	2000000	Est finales máximos=	P/(A lI)+(P's final lI) c/(lI)*(Mc1/2) lI-c/(lI)	-195.3	(-P'e)=	-195.3	-366.7
Mc1 lI=	453	f sup=	-412	618	-764	-557	Compret(-)
Mc2 lI=	197	f inf=	-412	-1131	1396	-147	Tracción(+)
w pp=	1.31	w total=	6.29				
p pp=	-2.71	Deformaciones elásticas=	5 w L4 / 384 E I				
wpp+p.pre=	-1.41	Def(pret+pp)=	-0.008	m	Def total=	0.053	m

FI	T	0.74Pu	T	0.60Pu	0.653	m
9	177	143	9	177	143	
9	177	143	12	236	191	
9	177	143	9	177	143	
Perd	531	429	Perd	590	477	
		0.23			0.31	

eo = 4fo n/10-4fo n2/100

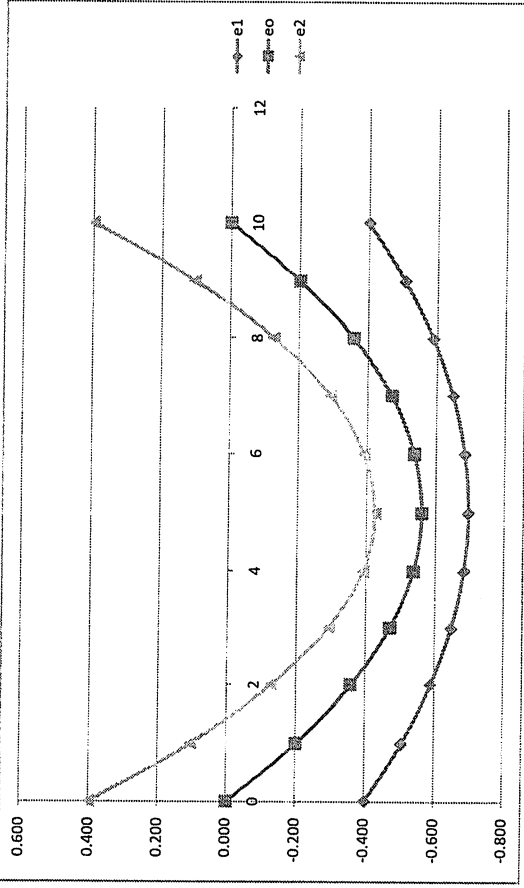
eo = 4fo n/10-4fo n2/100

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

e2 = -b+4f2 n/10 -4f2 n2/100

	a	b	En apoyo	f1	fo	f2
En centr	0.135	0.4	0.215	0.480	0.745	
	a	b	e1	eo	e2	
0	0.135	0.4	0.400	0.000	-0.400	
1	0.135	0.4	0.477	0.173	-0.132	
2	0.135	0.4	0.537	0.307	0.077	
3	0.135	0.4	0.580	0.403	0.226	
4	0.135	0.4	0.606	0.461	0.315	
5	0.135	0.4	0.615	0.480	0.345	
6	0.135	0.4	0.606	0.461	0.315	
7	0.135	0.4	0.580	0.403	0.226	
8	0.135	0.4	0.537	0.307	0.077	
9	0.135	0.4	0.477	0.173	-0.132	
10	0.135	0.4	0.400	0.000	-0.400	

TRAZADO DE CABLES



	e1	eo	e2
0	0.400	-0.400	0.000
1	-0.477	-0.173	0.132
2	-0.537	-0.307	-0.077
3	-0.580	-0.403	-0.226
4	-0.606	-0.461	-0.315
5	-0.615	-0.480	-0.345
6	-0.606	-0.461	-0.315
7	-0.580	-0.403	-0.226
8	-0.537	-0.307	-0.077
9	-0.477	-0.173	0.132
10	-0.400	0.000	0.400

PERDIDAS

AASHTO 2006

CENTRO DE LA VIGA

c8

DATOS

P	578680KG
e	47.41cm
Mpp	96.12Tm/m

Aps	37.80cm ²
f's	18900Kg/cm ²
fpi	0.78
fpbt	0.81
Ep	1950000Kg/cm ²

Tendones (N) 27

A	I	H	Yt	Yb	St	Sb
5.563cm ²	15.209.927cm ⁴	155.00cm	84.84cm	70.16cm	179.282cm ³	2.16.784cm ³

fci	420.00cm ²
Eci	245927Kg/cm ²

H% 80%

PERDIDAS POR ACORTAMIENTO ELÁSTICO

ES 557Kg/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 1382Kg/cm²

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

$$\gamma_h = 1.7 - 0.01H$$

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

0.90 Factor de corrección por humedad relativa

0.73 Factor de corrección por esfuerzo del hormigón

PERDIDAS TOTALES

ES	3.78
LT	9.37
Fricción (Aprox)	3.00
Anclajes	6.00

% PERDIDAS Aprox 22.16%

ALTURA	AREA	Y1s	Y1c	Y2c	Y3c	legc	S1osa	S1c	S3c
cm	cm ²	cm	cm	cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm ³
175.00	12,660.28	69.13	49.13	105.87	40924413	591,990.39	832,978.78		386,554.17

9.1 ESFUERZOS EN DIFERENTES PUNTOS

ESTADOS DE CARGA DE DISEÑO

α	x	hcc/2	hcc	legc	S1osa	S1c	S3c
0	0.00	0.875	1.75	0.1	0.2	0.30	0.42
esfuerzo admisible							
f1op	-58.08	-46.76	-0.6*fc	210.00	<=f1op<=	37.42	10.00
f1ottom	75.87	86.14	*2*RAIZ(fc)	-37.42	<=f1ottom<=	210.00	*+*TRACCION*
COMPRESSION SERVICE I							
f1op	48.01	49.90	1.60*RAIZ(fc)	-32.79	<=f1op<=	252.00	0.60*fc
f1ottom	-62.71	-55.21	0.60*fc	87.56	<=f1ottom<=	93.67	96.15
TRACCION SERVICE III							
f1op	48.01	49.20	1.60*RAIZ(fc)	-32.79	<=f1op<=	252.00	0.60*fc
f1ottom	-62.71	-56.72	0.60*fc	85.85	<=f1ottom<=	89.82	92.09
"MIN"(4,0.8*RAIZ(fc))"							
14	No AI	No AI	No AI	No AI	No AI	No AI	No AI

ESTATUS DE LAS SECCIONES

α	x	hcc/2	hcc	legc	S1osa	S1c	S3c	COMPRESION	TRACCION
0	0.0000	0.8750	1.7500	0.1	0.2	0.30	0.42	0.5	0.5
A LA TRANSFERENCIA									
f1op	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR
f1ottom	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR
CONDICION FINAL									
f1op	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR
f1ottom	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR

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

CONDICION FINAL									
α	0	hcc/2	hcc	0.1	0.2	0.30	0.42	0.4	0.5
x	0.00	0.875	1.75	2.40	4.80	7.20	10.00	9.60	12.00
esfuerzo admisible			0.79*RAIZ(f _c)	-32.79	<=f _{top} <=	189.00	0.45*f _c	*+COMPRESION*	
f _{top}	48.01	48.97	73.77	85.27	86.73	88.33	90.31	80.04	91.34
esfuerzo admisible			0.45*f _c	-189.00	<=f _{top} <=	32.79	0.79*RAIZ(f _c)	*+ TRACCION*	
f _{bottom}	-62.71	-57.22	-76.41	-62.80	-48.64	-38.10	-30.01	-30.86	-27.77

ESTATUS DE LAS SECCIONES

CONDICION FINAL									
f _{top}	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR
f _{bottom}	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR

10. CHEQUEOS POR RESISTENCIA

Fd	1.25	Fs	1.50	F(L+1)	1.75
----	------	----	------	--------	------

α	0	hcc/2	hcc	0.1	0.2	0.30	0.42	0.4	0.5
x	0.0000	0.8750	1.7500	2.4000	4.8000	7.2000	10.0000	9.6000	12.0000
Mucalc	0.00	95.14	182.74	242.84	425.14	558.61	844.21	636.35	659.87
dp	104.00	110.78	123.13	121.37	134.88	144.53	150.91	150.32	152.25
ps	0.00151	0.00142	0.00128	0.00150	0.00117	0.00109	0.00104	0.00105	0.00103
Fsu	18419.14	18448.57	18493.84	18487.96	18529.23	18553.99	18568.61	18567.31	18571.53
cu	8.13	8.14	8.16	8.16	8.17	8.19	8.19	8.19	8.19
b	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00
Muprov	695.24	743.58	831.66	819.12	915.51	984.37	1029.90	1025.69	1039.47
	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR

AASTHO ESTANDAR

Acero dulce

Asb	1.000	Asl	1.000
-----	-------	-----	-------

AASTHO LRFD

5.7.3.1

k	0.28
---	------

dp	104.00	110.78	123.13	121.37	134.88	144.53	150.91	150.32	152.25
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
lps	18894	18894	18895	18895	18895	18896	18896	18896	18896
Mh	742.40	790.84	879.06	866.50	983.02	1.031.96	1.077.54	1.073.32	1.087.11
	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	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

	0	hcc/2	hcc	0.1	0.2	0.30	0.42	0.4	0.5
α	0.0000	0.8750	1.7500	2.4000	4.8000	7.2000	10.0000	9.6000	12.0000
x	480918.13	458318.18	45126.92	451985.93	44752.14	442423.93	437672.88	438287.01	435192.29
$\eta \cdot P_I$	62.71	75.92	116.20	115.73	142.38	160.54	171.70	170.74	173.42
f_{pe}	414.92	459.05	593.61	592.03	681.09	741.75	779.02	775.82	784.76
M_{cr1}	32.78	14.04	27.04	36.04	64.33	84.86	99.02	97.65	102.68
M_{cr2}	458.56	534.01	679.88	687.19	740.12	788.27	816.00	813.81	818.50
$1.2 \cdot M_{cr}$	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR

12. DEFLEXIONES EN EL CENTRO DE LA VIGA

A LA TRANSFERENCIA

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

		T/m
q_{eq}	-3.65	T/m
q_g	1.34	T/m
L	24.00	m
δ_{eq}	-4.81	cm
δ_g	1.69	cm
δ_{sh}	1.05	cm

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

EN LA CONDICION FINAL

		T/m
q_{losa}	1.15	T/m
q_s	0.77	T/m
L	23.00	m
δ_{op}	0.16	cm
δ_{losa}	1.12	cm
δ_s	0.30	cm
δ_{L+1}	1.16	cm

$\delta_{op} = 5 \cdot M_{max} \cdot L^2 / (48 \cdot E_c I^* p)$
 $\delta_{losa} = 5 \cdot q_{losa} \cdot L^4 / (384 \cdot (E_c I^* p))$
 $\delta_s = 5 \cdot q_s \cdot L^4 / (384 \cdot (E_c I^* p))$
 $\delta_{L+1} = 5 \cdot M_{max} \cdot L^2 / (48 \cdot E_c I^* c)$

Def. por dp
 Por peso de losa
 Muerte Superimpuesta
 Viva

SI Cumple

CAUSA	TRANSFER	FACTOR	MONTAJE (28 DIAS)	FACTOR	FINAL (Años)
Fuerza de Prestuerzo	-4.61	1.80	-8.30	2.20	-10.15
Peso Propio de viga	1.69	1.85	3.12	2.40	4.05
D. Superimpuesta en viga				2.30	0.36
Peso de losa en viga				2.30	2.58
DS. en Seccion Compuesta				3.00	0.91

Diagramas

TOTAL	-2.92	cm	1.8	cm	-5.18	cm	-2.24	cm
ACORTAMIENTO sh	1.05	cm	1.88	cm				

PUENTE: RUTA SUR 24m

13. DISEÑO A CORTE VERTICAL

AASHTO LRFD
5.8.3.3

X	0.00	0.875	1.75	2.40	4.80	7.20	10.00	9.60	12.00
h	175.00	175.00	175.00	175.00	175.00	175.00	175.00	175.00	175.00
dv	126.00	126.00	126.00	126.00	134.88	144.53	150.91	150.32	152.25
bv	51.00	51.00	51.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
Vp	30373.93	34243.60	31124.94	29078.41	21579.92	14231.30	5666.03	7048.79	0.00
Vu	118.92	112.30	106.00	100.85	83.14	65.41	44.72	47.71	29.96
Vn max	705.10	708.97	705.85	293.68	304.83	317.74	322.78	322.72	319.73
v	Acceptar	Acceptar	Acceptar	Acceptar	Acceptar	Acceptar	Acceptar	Acceptar	Acceptar
v/c	15.84	14.09	13.48	32.93	26.24	20.22	14.52	15.29	10.93
Mu	0.038	0.034	0.032	0.078	0.062	0.046	0.035	0.036	0.028
Mu	149.84	141.50	182.74	242.94	428.14	558.61	644.21	636.35	659.87
fpo	13230.00	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	35.28	37.80	37.80	37.80	37.80
Ac	4662.50	4662.50	4662.50	2790.00	2790.00	2790.00	2790.00	2790.00	2790.00
Ex *1000	-0.105	-0.112	-0.100	-0.082	-0.035	-0.025	-0.014	-0.015	-0.015
B	20.40	20.40	20.40	20.40	21.00	21.10	21.80	21.90	21.80
B	4.75	4.75	4.75	4.75	4.10	4.10	3.75	3.75	3.75
Vc	165769.58	165769.58	165769.58	65007.66	60066.44	64383.90	61467.99	61227.79	62013.91
Vs	-33638.35	-75232.29	-79115.71	17863.99	10726.18	-5912.71	-17644.36	-15285.19	-28724.44
Asmin	6.02	6.02	6.02	2.36	2.36	2.36	2.36	2.36	2.36
As dis	-2.36	-5.29	-5.56	1.26	0.73	-0.38	-1.11	-0.97	-1.80
As real	15.70	15.70	10.47	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	15.00	15.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
	PASA	PASA	PASA	PASA	PASA	PASA	PASA	PASA	PASA

Aps

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 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

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 cm²

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

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**

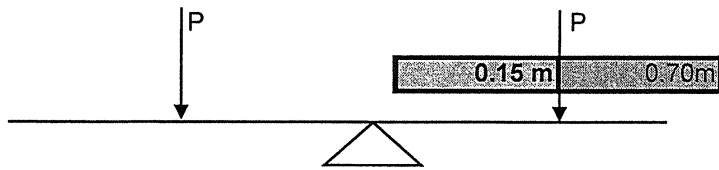
Mu

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)

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

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**

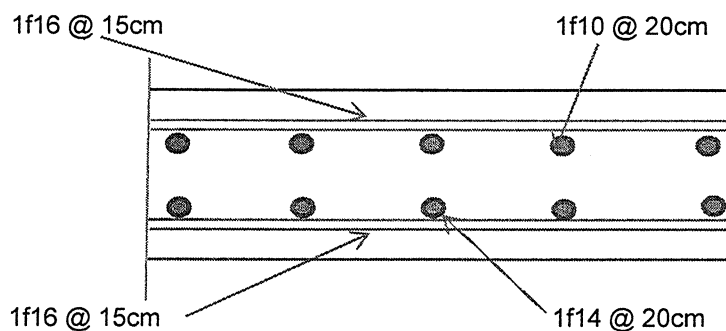
67.00%

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

As **8.09 cm²**

1φ 14 mm @ 20.00 cm

ESQUEMA DE ARMADO

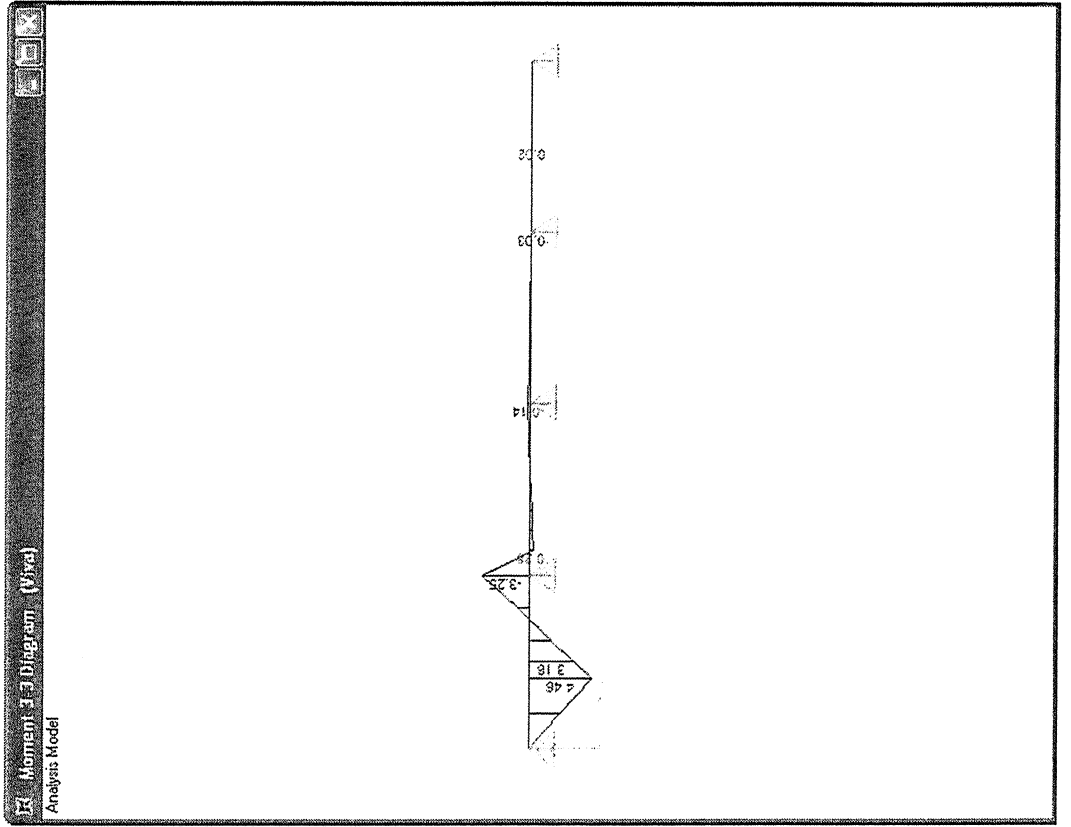
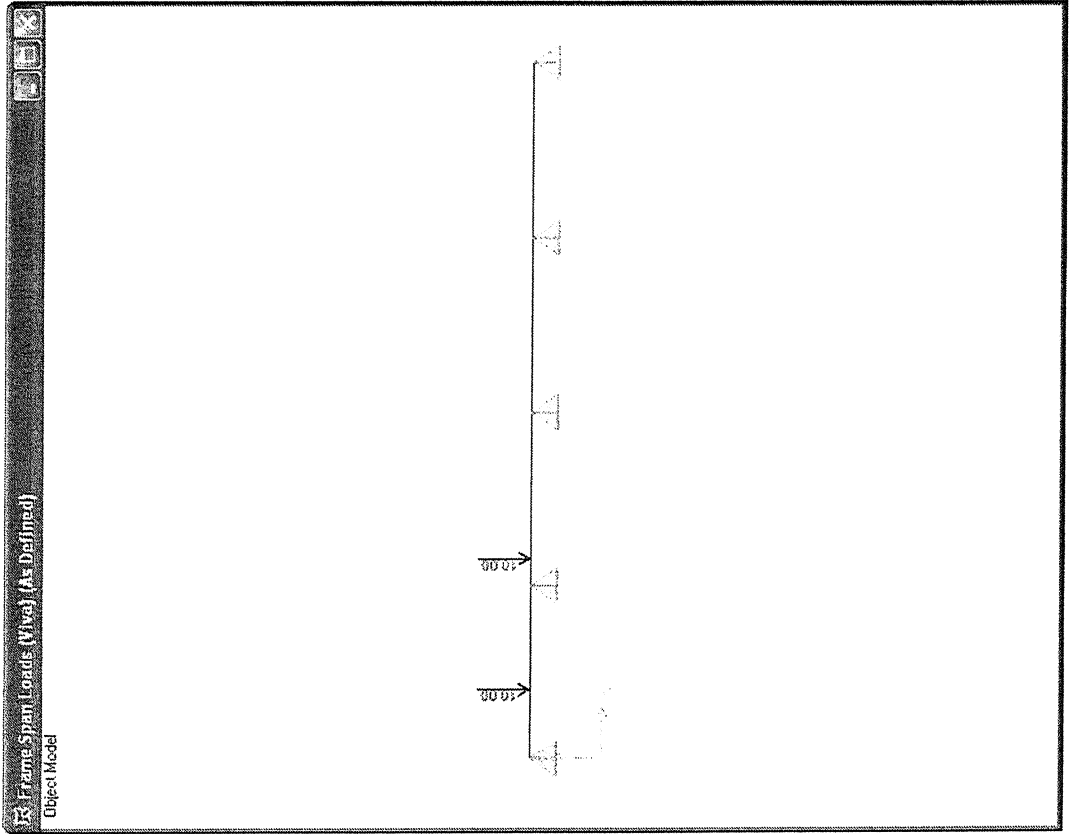


DIAGRAMAS DE ESFUERZOS

CARGA VIVA MAX M POSITIVO INTERNO

CARGA

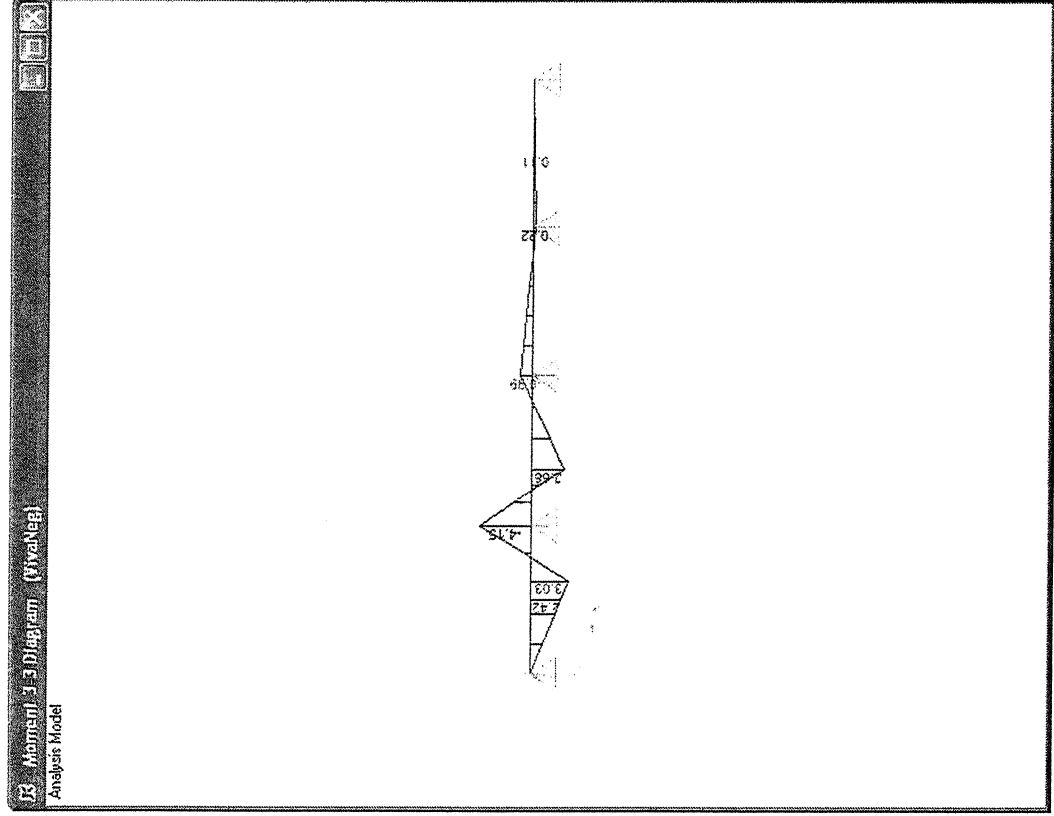
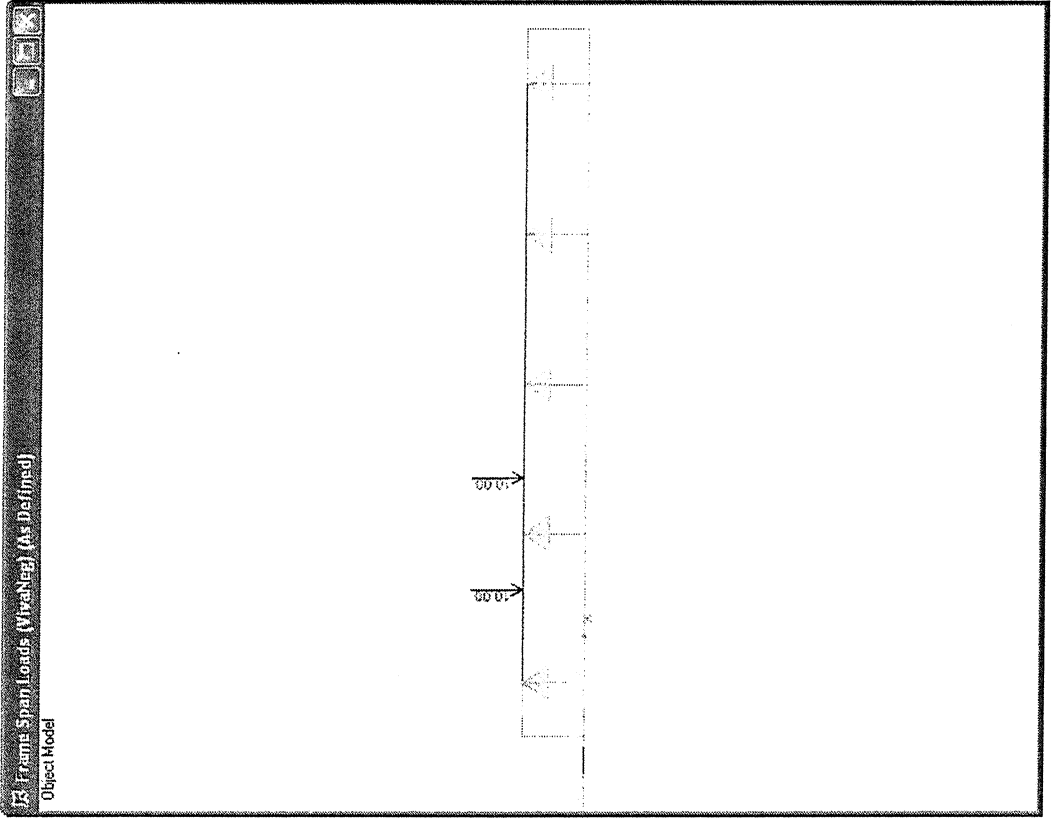
MOMENTO



CARGA VIVA MAX M NEGATIVO INTERNO

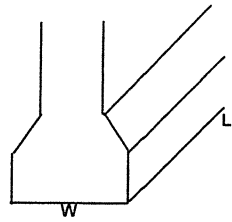
CARGA

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	14.60 Kg/cm ²			



Esfuerzo a compresion

σ_c	40.83 Kg/cm ²	<	70.30 Kg/cm ²
------------	--------------------------	---	--------------------------

CARACTERISTICAS

Neopreno	60°		
#Laminas de Acero	4	e	1.25mm
# Capas Neopreno	3	e	9.00mm
Recubrimiento	4.00mm		

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

FACTOR DE FORMA

S	5.13
---	------

Esfuerzo a compresion

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

Si Cumple

DEFORMACIONES MAXIMAS VERTICALES

δ_g	48.6 Kg/cm ²	<	70.3 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 $w > l$

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

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 25.0°

α 1.08E-05 mm/mm°C

luz 28.000.00

Climas Moderados

Δ temp 378mm

SISMO
$$\Delta_{sismica} = \frac{Kh * Rdl * e_{goma}}{Gs * W * I}$$

RDL
(Reaccion DL) 4918 Tn

e goma
(hrt) 6500mm

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

K1
(Factor de Importancia) 1
(Esencial)

S
(Coef. Suelo) 1.2
(Tipo III)

Ao
(aceleracion f(g)) 0.4

Kh 0.24

Δ sismo 3413mm

Δ total 3791mm
 $2\Delta s < hrt$

Verificar

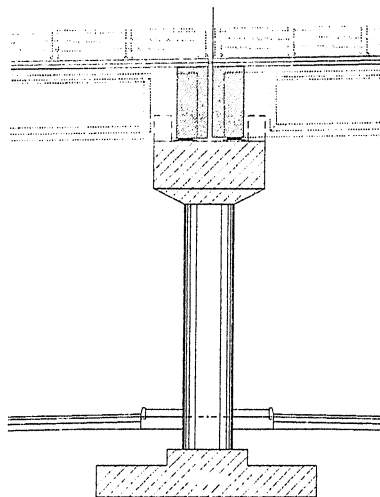
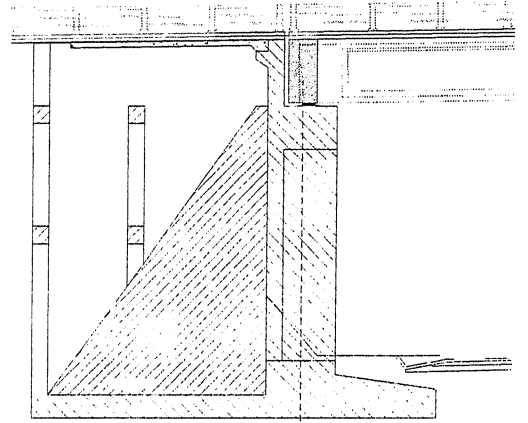
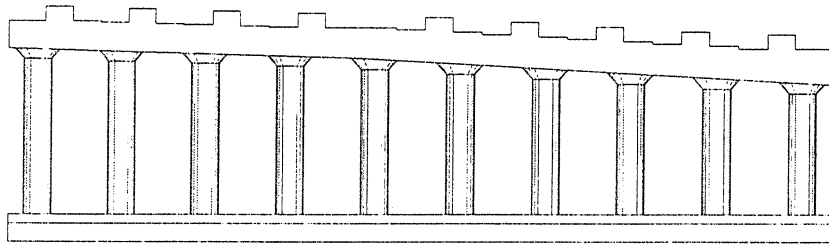
RIGIDEZ
$$K = \frac{G * A}{hrt}$$

A 1540.00cm²

K 3458.6 Kg/cm

SUB-ESTRUCTURA

DISEÑO ESTRIBO
DISEÑO PILA



ESTRIBOS 13.50

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

1

DISEÑO DE ESTRIOS CON DIFERENTES ESVIAMIENTOS																													
TOTAL CARGAS VERTICALES																													
Reacc. del tablero, sin										Reacc. del tablero, con																			
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 + tabli- diáf/ml	Fv P/ml	MX Fv	MY Fv	X Fv eg	Y Fv eg	Fv Q/ml	Rellen/ml
H = 16.70m																													
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	10.6	0.4	1.2	2	12.8	18.33	117	2136	11614	5.4	15606	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	10.6	0.4	1.2	2	12.8	15.40	121	1863	9904	5.4	12168	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	10.6	0.4	1.2	2	12.8	13.29	125	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	10.6	0.4	1.2	2	12.8	12.80	128	1627	8558	5.3	10413	6.4	270	270
H = 12.90m																													
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	163	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	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	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	1231	5878	4.6	8261	6.4	163	163
H = 11.00m																													
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
H = 8.50m																													
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	10280	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

Peso total relleno										Estr + suelo + tablero/ml				CARGAS VERTICALES TOTALES estructura+suelo+tablero				AREA DE CIMENTACIÓN EXCENTRICIDADES				TOTAL SISMIOS				Fuerzas horiz. Tot.s Pres. suelos + sísm.			
Fv.Q	MX Fv.Q	Y Fv.Q	MY Fv.Q	X Fv.Q	Fv Tot./ml	Fv total	Mv X Tot	Y cg total	Mv Y Tot	K cg total	Y cg	e Ycg	x cg	e xcg	Mv Y cg	Mv X cg	H tot	M tot	H tota sis	M tota sis	Fh Tot	MfH Tot	FS a volc	Fv Total					
4954	40970	8.3	24088	4.9	387	7090	52584	7.42	38694	5.60	6.30	-1.12	6.23	0.63	-7917	242.6	1494	9957	522	3413	2015	13370	3.93	7090					
4164	34334	8.3	20368	4.9	382	6026	44418	7.17	32536	5.40	6.30	-1.07	5.78	0.38	-6451	150.2	1255	8368	444	2959	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	387	2631	1470	9851	3.91	5264					
3460	28614	8.27	22144	6.4	398	5087	37172	7.31	32527	6.40	6.30	-1.01	6.40	0.00	-5124	0.0	1063	6954	374	2555	1417	9509	3.91	5087					

Peso total relleno										Estr + suelo + tablero/ml				CARGAS VERTICALES TOTALES estructura+suelo+tablero				AREA DE CIMENTACIÓN EXCENTRICIDADES				TOTAL SISMIOS				Fuerzas horiz. Tot.s Pres. suelos + sísm.			
Fv.Q	MX Fv.Q	Y Fv.Q	MY Fv.Q	X Fv.Q	Fv Tot./ml	Fv total	Mv X Tot	Y cg total	Mv Y Tot	K cg total	Y cg	e Ycg	x cg	e xcg	Mv Y cg	Mv X cg	H tot	M tot	H tota sis	M tota sis	Fh Tot	MfH Tot	FS a volc	Fv Total					
2988	21626	7.2	17633	5.9	254	4660	29452	6.32	30973	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	3978	24957	6.27	24195	6.08	5.30	-0.97	6.37	0.28	-3876	73.7	764	4135	279	1563	1042	5698	4.38	3978					
2167	15882	7.2	12471	5.8	263	3490	21727	6.22	20876	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										Estr + suelo + tablero/ml				CARGAS VERTICALES TOTALES estructura+suelo+tablero				AREA DE CIMENTACIÓN EXCENTRICIDADES				TOTAL SISMIOS				Fuerzas horiz. Tot.s Pres. suelos + sísm.			
Fv.Q	MX Fv.Q	Y Fv.Q	MY Fv.Q	X Fv.Q	Fv Tot./ml	Fv total	Mv X Tot	Y cg total	Mv Y Tot	K cg total	Y cg	e Ycg	x cg	e xcg	Mv Y cg	Mv X cg	H tot	M tot	H tota sis	M tota sis	Fh Tot	MfH Tot	FS a volc	Fv Total					
1805	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	2726	14242	5.23	18288	6.72	4.30	-0.93	6.91	0.20	-2527	35.0	563	2697	179	956	742	3653	3.90	2726					
1309	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	7813	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	3100	3.89	2332					

Peso total relleno										Estr + suelo + tablero/ml				CARGAS VERTICALES TOTALES estructura+suelo+tablero				AREA DE CIMENTACIÓN EXCENTRICIDADES				TOTAL SISMIOS				Fuerzas horiz. Tot.s Pres. suelos + sísm.			
Fv.Q	MX Fv.Q	Y Fv.Q	MY Fv.Q	X Fv.Q	Fv Tot./ml	Fv total	Mv X Tot	Y cg total	Mv Y Tot	K cg total	Y cg	e Ycg	x cg	e xcg	Mv Y cg	Mv X cg	H tot	M tot	H tota sis	M tota sis	Fh Tot	MfH Tot	FS a volc	Fv Total					
1129	6361	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	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	1183	110	539	407	1722	4.70	1762					
789	4422	5.63	5047	6.4	134	1711	7834	4.38	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	My final	lx cg	ly cg	lx cg	ly cg	[Mx]/lx	[My]/ly	Fv Tot/Area	Esf Itq	Esf der	Efecto Biaxial	Fricción	FS desl	Presión inicial	50% Presión inicial	Esf Itq	Esf der	Sin sismos					
lx final	ly final	lx final	ly final	lx final	ly final	lx final	ly final	lx final	ly final	lx final	lx final	lx final	lx final	lx final	lx final	lx final	lx final	lx final					
5453	0.769	203	0.034	230.9	6.3	6.2	3055	7425	11.2	0.20	31	42	19	42	19	3191	1.6	16	26	19	11		
4876	0.809	150	0.025	194.1	6.3	5.8	2568	4182	12.0	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	2215	2516	12.7	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	32	44	19	44	19	2289	1.6	16	29	21	10		
Promete.																			31	43	19	28	3

M final/P final

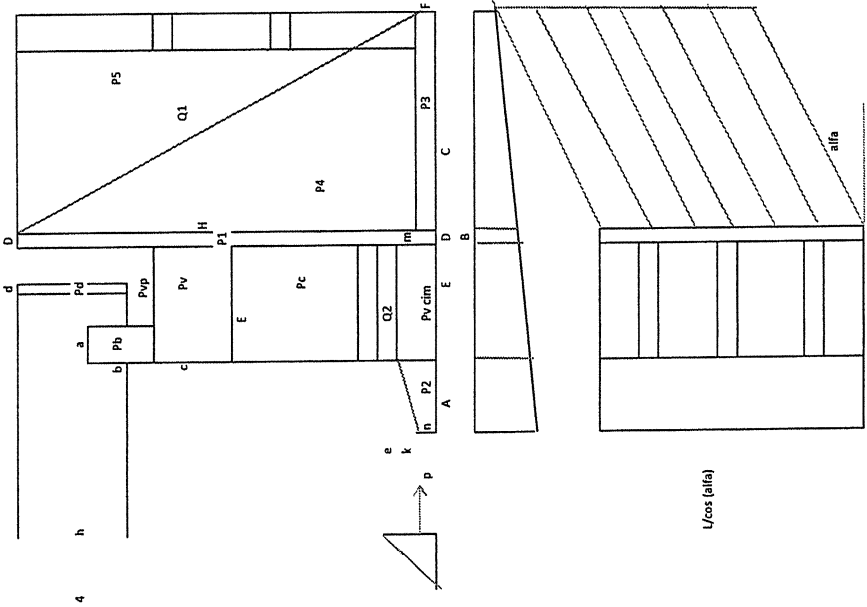
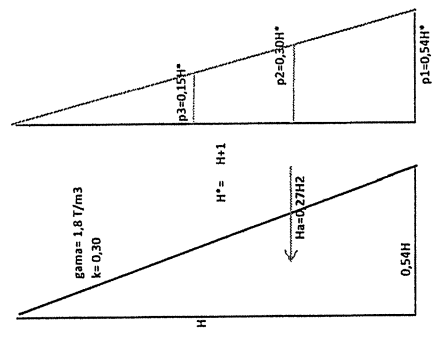
Mx final	My final	lx final	ly final	lx cg	ly cg	[Mx]/lx	[My]/ly	Fv Tot/Area	Esf Itq	Esf der	Biaxial	Fricción	FS desl	Presión inicial	50% Presión inicial	Esf Itq	Esf der	Sin sismos					
lx final	ly final	lx final	ly final	lx final	ly final	lx final	ly final	lx final	ly final	lx final	lx final	lx final	lx final	lx final	lx final	lx final	lx final	lx final					
1940	0.42	121	0.03	194.3	5.3	7.1	1819.0	5949	6.651	0.144	24	30	18	30	18	2085.9	1.7	12	17	12	11		
1822	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	13	11		
1749	0.50	28	0.01	140.9	5.3	6.1	1319.0	2103	7.027	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	25	32	18	32	18	1520.0	1.7	12	20	14	11		
Promete.																			25	31	18	19	6

M final/P final

Mx final	My final	lx final	ly final	lx cg	ly cg	[Mx]/lx	[My]/ly	Fv Tot/Area	Esf Itq	Esf der	Biaxial	Fricción	FS desl	Presión inicial	50% Presión inicial	Esf Itq	Esf der	Sin sismos					
lx final	ly final	lx final	ly final	lx final	ly final	lx final	ly final	lx final	ly final	lx final	lx final	lx final	lx final	lx final	lx final	lx final	lx final	lx final					
1202	0.38	58	0.02	157.6	4.3	8.0	971.4	4621	5.320	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	816.5	2694	5.929	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	21	28	14	28	14	1082.5	1.7	11	17	12	9		
1065	0.46	0	0.00	110.1	4.3	6.4	678.5	1503	6.750	0.000	21	28	14	28	14	1049.3	1.7	11	17	12	9		
Promete.																			21	27	15	16	4

M final/P final

Mx final	My final	lx final	ly final	lx cg	ly cg	[Mx]/lx	[My]/ly	Fv Tot/Area	Esf Itq	Esf der	Biaxial	Fricción	FS desl	Presión inicial	50% Presión inicial	Esf Itq	Esf der	Sin sismos					
lx final	ly final	lx final	ly final	lx final	ly final	lx final	ly final	lx final	ly final	lx final	lx final	lx final	lx final	lx final	lx final	lx final	lx final	lx final					
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	7		
311	0.16	15	0.01	117.1	3.8	7.2	563.5	2355	2.101	0.047	17	19	15	19	15	892.1	1.9	8	11	7	7		
333	0.19	5	0.00	101.0	3.8	6.4	486.1	1492	2.602	0.024	17	20	15	20	15	793.0	1.9	8	12	7	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	7		
Promete.																			17	19	15	11	7



DISEÑO VIGA DE CIMENTACION

H = 13.5m

FLEXION

f'c	350
fy	4200
β_1	0.8

Mu	83.850.000 kg-cm
b	170cm
h	200cm
rec	7.5cm
d	193cm

CORTANTE

Vu	567.0Tn
θ	0.9
S	20cm

Vu	630.0Tn
Vc	324.5Tn
Vs	305.5Tn
Av	8.40cm ²

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

V	378.0Tn
Vu	567.0Tn

M	559.0Tn
Mu	838.5Tn

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

Vu > Vc

p	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

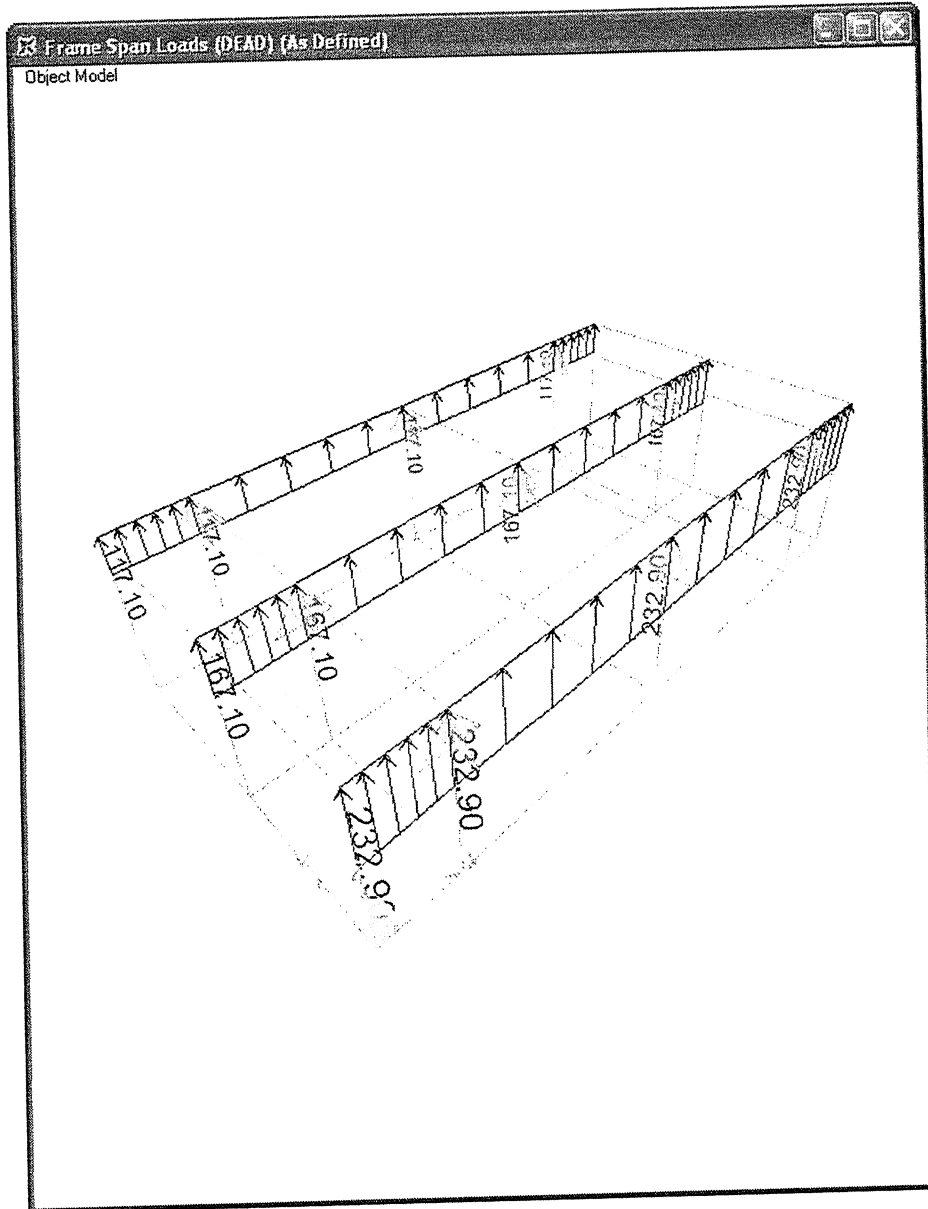
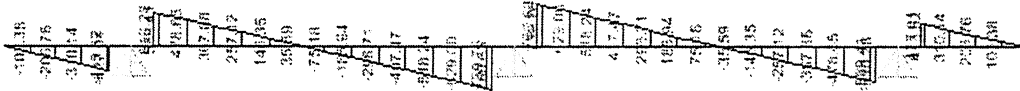


DIAGRAMA DE MOMENTOS



DIAGRAMA DE CORTANTE



DISEÑO TALON

H 13.5m
LONG. 2.5m

FLEXION

f'c	350
fy	4200
β_1	0.8

Mu	590000kg-cm
b	100cm
h	60cm
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

$V_u < V_c$

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

ρ 0.00303

As 22.00

As temp 0.040 cm/cm

As min 24.17cm²

As min 1 17.40cm²

1 ϕ

25mm

@ 20cm

MODELO TALÓN ASENTADO SOBRE CONTRAFUERTES

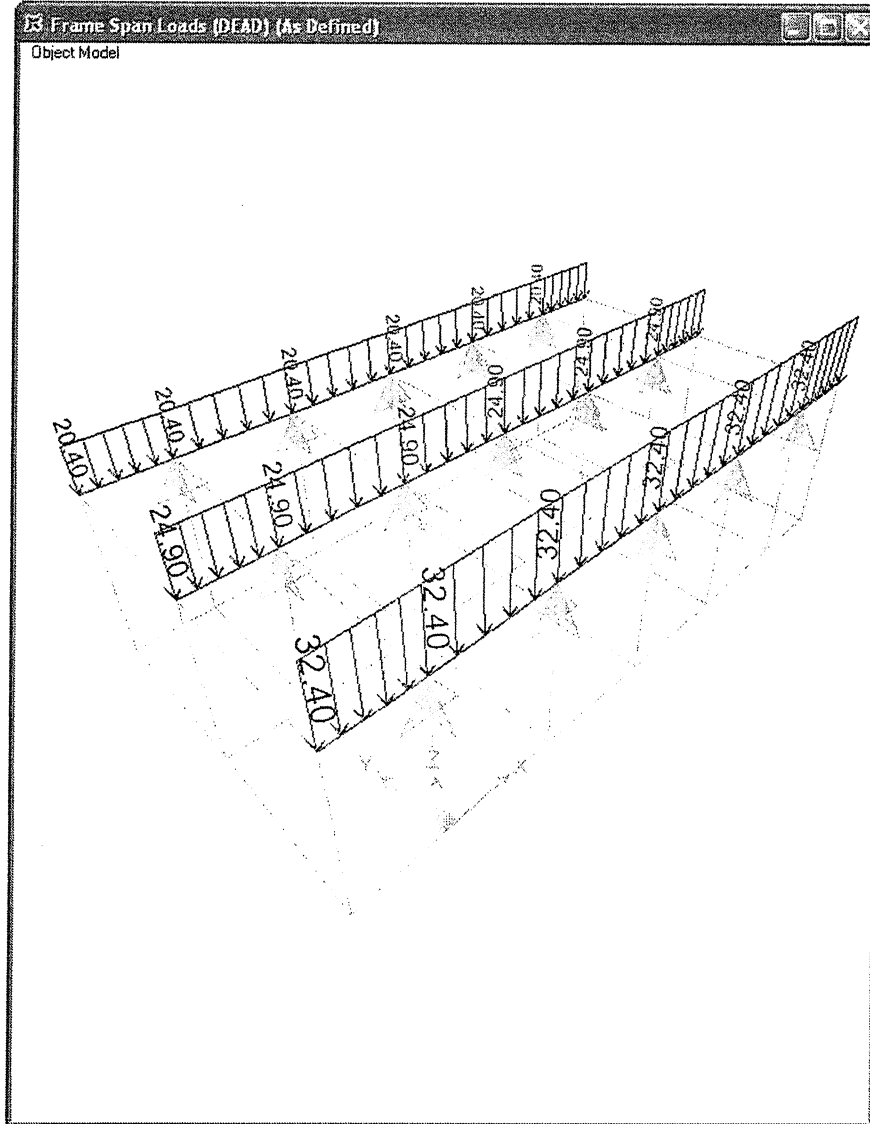
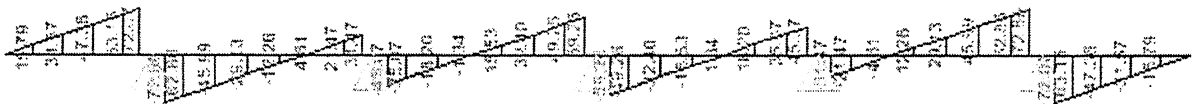


DIAGRAMA DE MOMENTOS



DIAGRAMA DE CORTANTE



DISEÑO DEDO

H 13.50m
LONG. 2.5m

FLEXION

f'c	350
fy	4200
β_1	0.8

Mu	14018000kg-cm
b	100cm
h	150cm
rec	7.5cm
d	143cm

CORTANTE

Vu	56.0Tn
θ	0.9
S	20cm

Vu	62.2Tn
Vc	141.3Tn
Vs	-79.1Tn
As	-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
--------	---------

As	26.37
----	-------

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

--	--

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

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

1	
---	--

25mm	
------	--

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

DISEÑO PANTALLA

H 5m
LONG. 2.5m

FLEXION

f'c	350
fy	4200
β_1	0.8

Mu	1239000 kg-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

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
----	------

$V_u < V_c$

$\rho = 0.00317$

As = 10.32

As temp = 0.026 cm/cm

58.02cm²

10.83cm²

As min

As min 1

1.6

2.01

5

10

10

1

16mm

@ 200mm

ϕ

DISEÑO PANTALLA

H 10m
LONG. 2.5m

FLEXION

f'c	350
fy	4200
β_1	0.8

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

CORTANTE

Vu	17.3 Tn
θ	0.9
S	20 cm

Vu	19.2 Tn
Vc	32.2 Tn
Vs	-13.0 Tn
As	-1.91 cm ²

V	11.5 Tn
Vu	17.3 Tn

M	14.6 Tn
Mu	22.0 Tn

h total	17.5
h Viga	7.5

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

q1	5.4
----	-----

$Vu < Vc$

$\rho = 0.00573$

As = 18.63

As temp = 0.026 cm/cm

58.02 cm²

10.83 cm²

As min 1

7.80 cm²

1.6 2.01

5 10

10

1

16 mm

@ 20 cm

ϕ

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

Vu < Vc

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

58.02cm ²

10.83cm ²

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

1.8 2.54

10 25

10

1 ϕ 16mm @ 20cm

MODELO PANTALLA ASENTADAS SOBRE CONTRAFUERTES

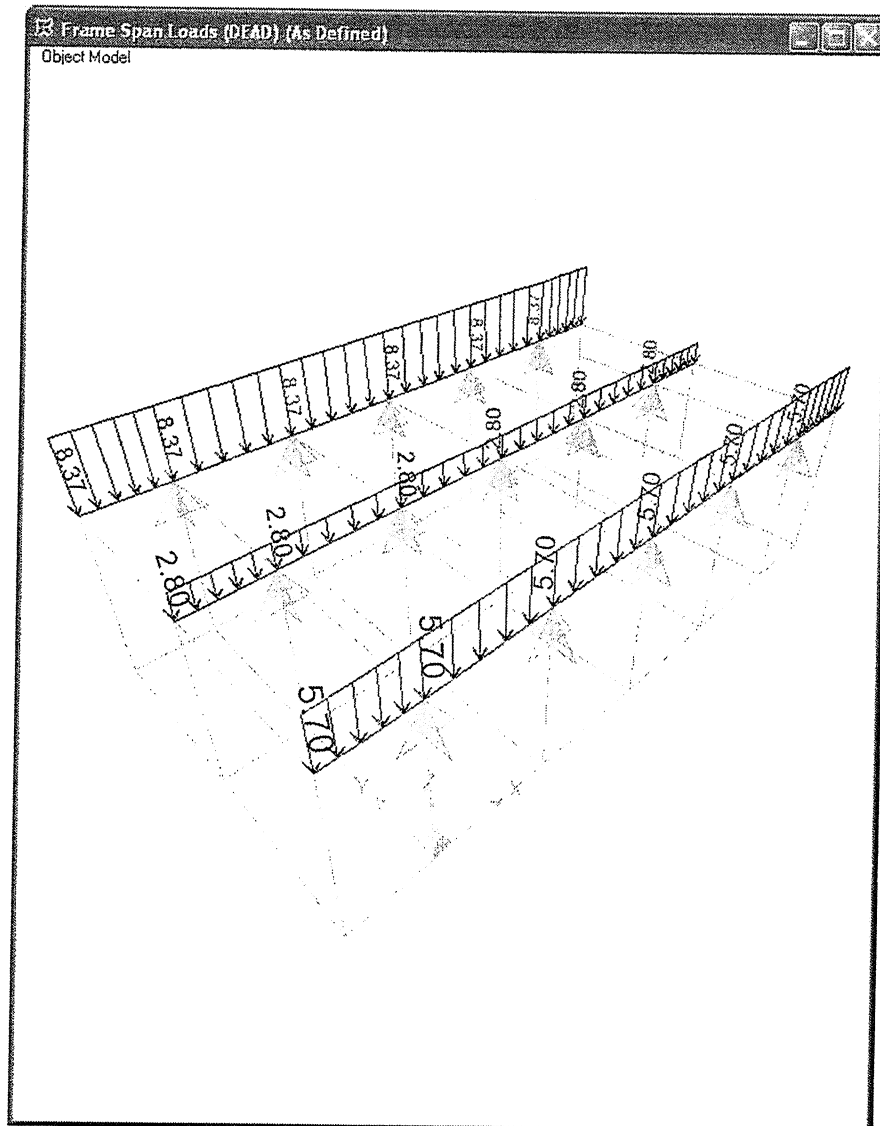


DIAGRAMA DE MOMENTOS

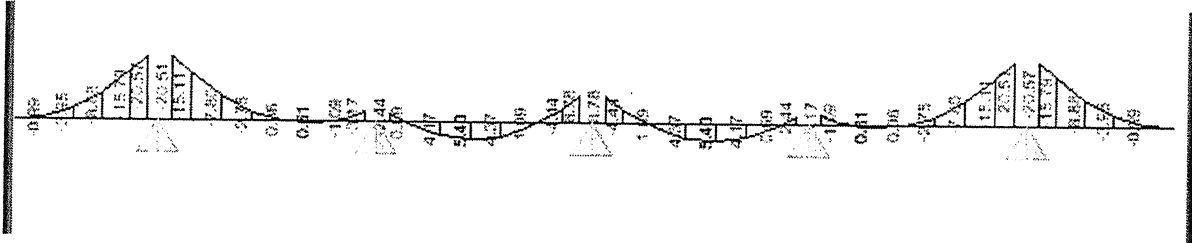
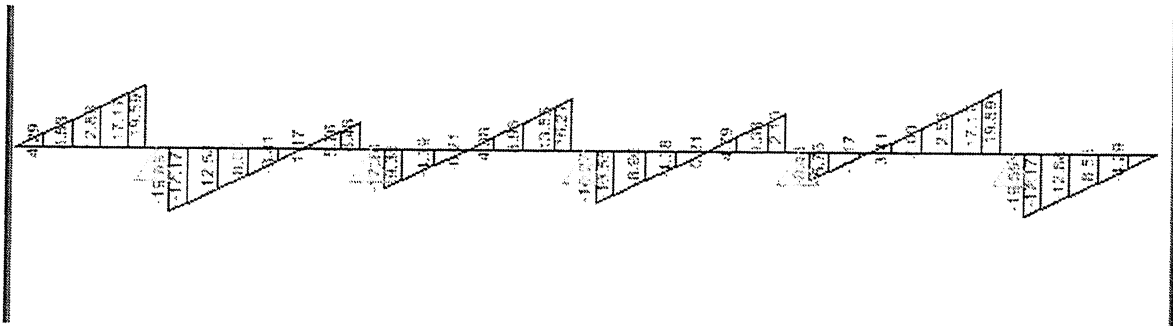


DIAGRAMA DE CORTANTE



DISEÑO PANTALLA SUPERIOR

H 10m
LONG. 2.5m

FLEXION

f'c	350
fy	4200
β_1	0.8

Mu	24948kg-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

$V_u < V_c$

$\rho = 0.00655$

$A_s = 21.29$

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

V	20.3Tn
Vu	20.3Tn

M	24.9Tn
Mu	24.9Tn

H Viga	2.5
H estribo	16.5
suelo	13.8
Talón	8.5

qs1	2.94
qs2	2.49

Vs	6.79
Ms	8.72

q1	1.35
----	------

V1	1.69
M1	1.41

q2	0.3
----	-----

V2	0.75
M2	0.94

q3	0.192
----	-------

V2	0.48
M2	0.60

q4	4.25
----	------

V2	10.63
M2	13.28

As max = 58.02cm²

As min = 10.83cm²

As min 1 = 7.80cm²

$\phi = 16mm$

$\phi = 16mm$

$\phi = 20cm$

$\phi = 20cm$

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 = 36.13

As temp = 0.071 cm/cm

As max = 440.06cm²

As min = 82.17cm²

As principal

14 ϕ

32mm @

Estribos

4 ϕ

16mm @

20cm

MODELO CABEZAL ESTRIBO APOYADO SOBRE COLUMNAS

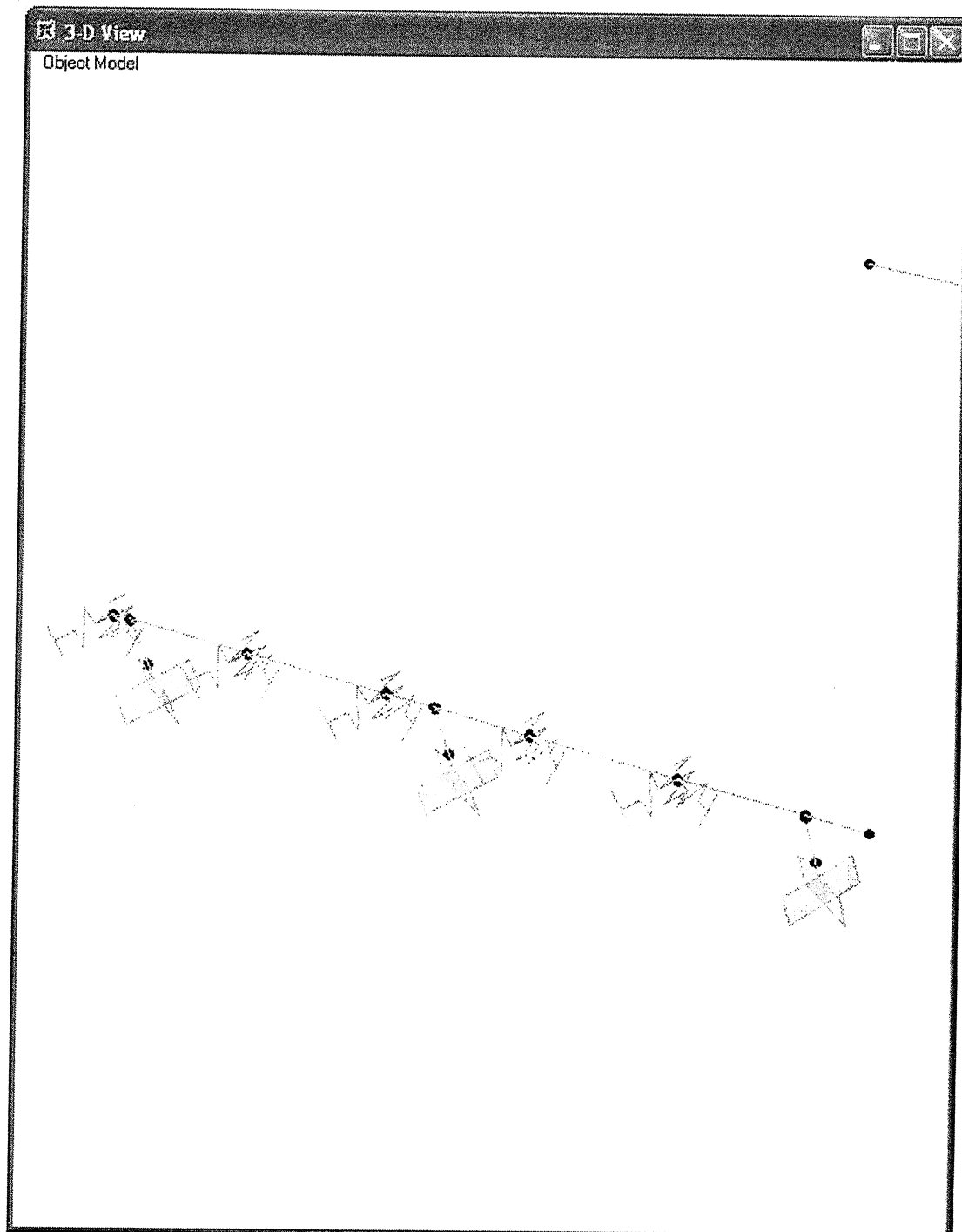
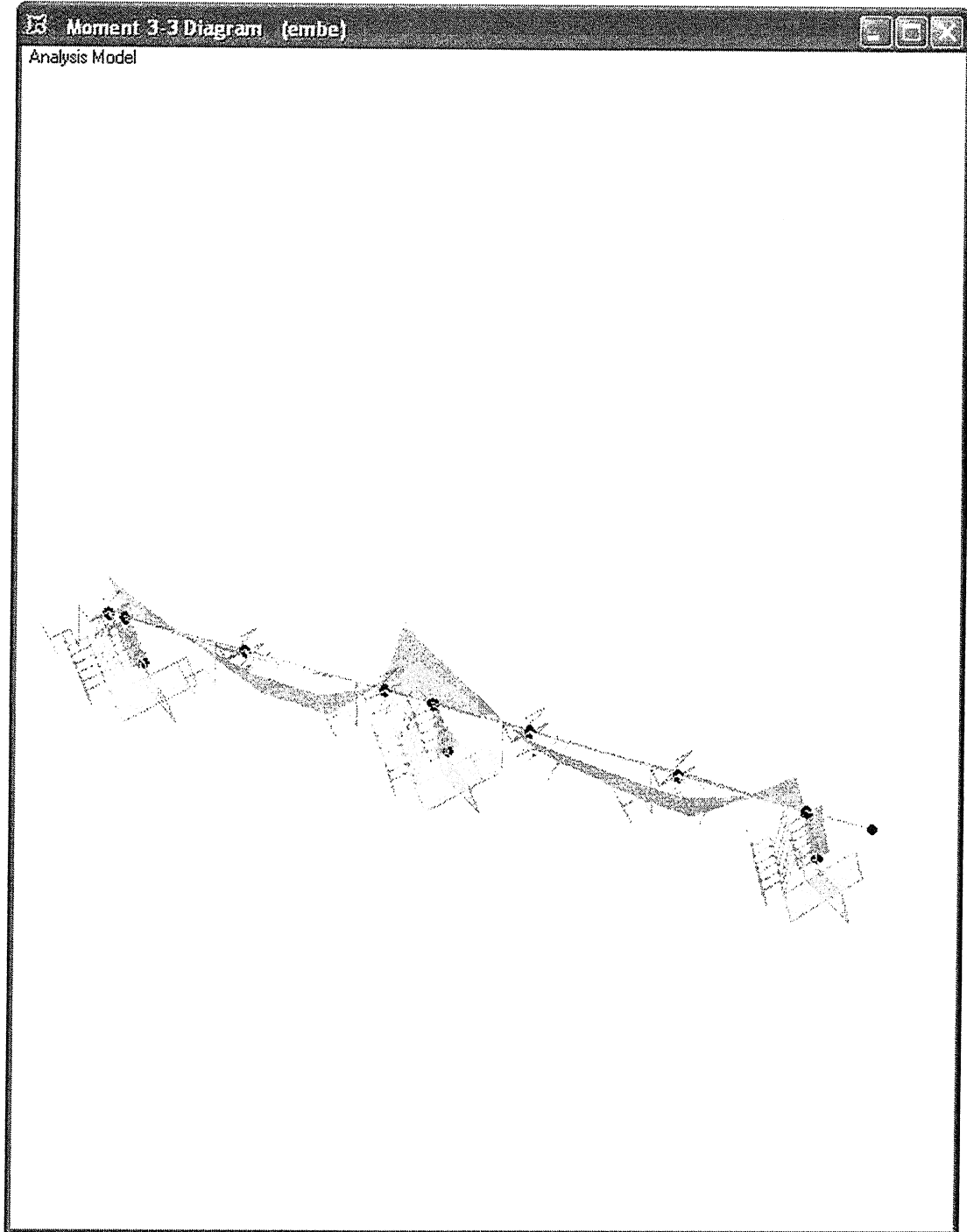


DIAGRAMA DE MOMENTOS



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

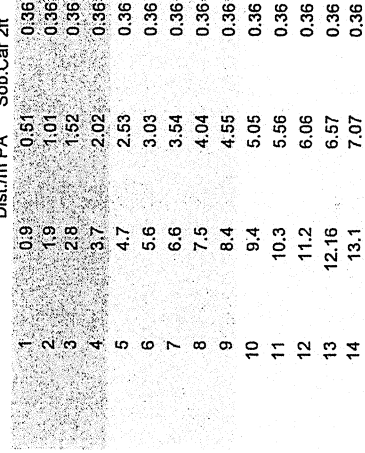
PA Calculo de la presión activa estática
 por sismo 0,45 gamma suelo (Y) T/ 1.80 T/m3
 por sismo 0,45 Ka 0.30
 h en la base (m) 13.10 m
 Kp 3.33 m

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

Presion activa estatica del suelo t/ml

43.03

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



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

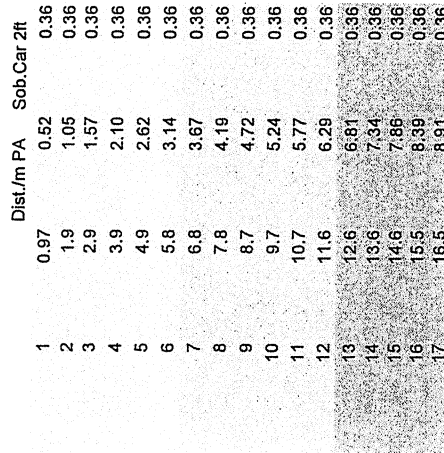
PA Calculo de la presión activa estática
 por sismo 0,45 gamma suelo (Y) T/ 1.80 T/m3
 por sismo 0,45 Ka 0.30
 h en la base (m) 16.50 m
 Kp 3.33 m

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

Presion activa estatica del suelo t/ml

56.21

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



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
fy	4200 kg/cm ²
β1	0.8

Mu	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
---------------	-----------------------

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

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

Vc	32225.02
Vs	10715.25

Vt	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

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 cm²
---------------	-----------------------------

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

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

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
fy	4200 kg/cm ²
β1	0.8

Mu	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 cm²
---------------	-----------------------------

As max	137.46 cm²
---------------	------------------------------

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

ρ	0.00136
As	10.46

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
β₁	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
---------------	-----------------------

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

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

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

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

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/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
--------	-----------

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

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 cm2	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

As min	25.67 cm²
---------------	-----------------------------

As max	137.46 cm²
---------------	------------------------------

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

ρ	0.00506
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

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

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

ρ	0.00173
As	13.33

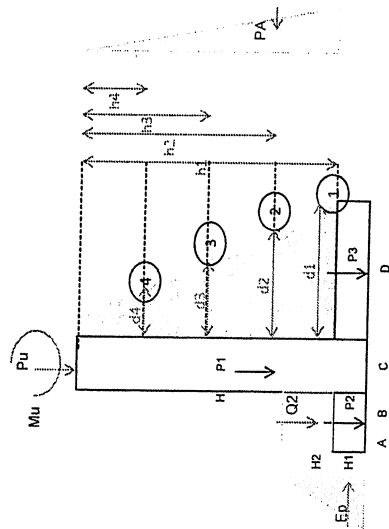
Razón por la que se colocan en el área de flexión

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



$$M_1 = K_{c1} \frac{h_1^2}{2} \frac{P_1}{h_1} \frac{h_1}{2}$$

$$A_2 = \frac{M_2}{f_s \cdot j \cdot d}$$

$\gamma_{suelo} = 0.0018 \text{ kg/cm}^3$
 $K_a = 0.3$
 $S = 350 \text{ m (longitud coperaente)}$
 $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $j = 0.882$
 $e \text{ muro} = 40$

$$M_{Mu} = K_{c2} \frac{h_2^2}{2} \frac{P_2}{h_2} \frac{h_2}{2}$$

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/cm2
fy	4200 Kg/cm2
b	0.40 m
t	0.40 m
Ag	0.16 m2
rec	0.075 m
φ As Long	0.016 m
f	0.9

Diseño de Tensores

Cargas Axiales de Tracción

	P_u	f'_c	f_y	f_y'	f_y''	f_y'''	f_y''''	f_y'''''	f_y''''''
As	20.61 cm2								
ro min	0.01328								
Ag	1552.04 cm2								
h	40 cm2								
b	38.80103748 cm2								
Portico	Altura Pax (T)								
Exterior	14.5	22.78	0.9	4200	6.03	0.003	0.01	24	0.06 Minima
Exterior	7.25	100.03	0.9	4200	26.46	0.011	0.01	24	0.06 Minima
Interior	14.5	70.5	0.9	4200	18.65	0.008	0.01	24	0.06 Minima
Interior	7.25	218.63	0.9	4200	57.84	0.024	0.01	24	0.06 Minima
Exterior	10.5	31.28	0.9	4200	8.28	0.003	0.01	24	0.06 Minima
Exterior	5.75	79.18	0.9	4200	20.95	0.009	0.01	24	0.06 Minima

ESTRIBOS 16.50

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 ESVIAMIENTOS

1

H=H* +0.75															H = 16.70m															TOTAL CARGAS VERTICALES															Reacc. del tablero, sin				Peso total de estructura+ reacción tablero + diafr. de tablero				Rellen/mi			
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 +tabl+ diafr/mi	Fv P/mi	MX Fv	Y Fv cg	MY Fv	X Fv cg	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	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																												

H=H* +0.75															H = 12.90m															TOTAL CARGAS VERTICALES															Reacc. del tablero, sin				Peso total de estructura+ reacción tablero + diafr. de tablero				Rellen/mi			
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 +tabl+ diafr/mi	Fv P/mi	MX Fv	Y Fv cg	MY Fv	X Fv cg	Fv Q/mi																												
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	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	4.8	8261	6.4	163																												

H=H* +0.75															H = 11.00m															TOTAL CARGAS VERTICALES															Reacc. del tablero, sin				Peso total de estructura+ reacción tablero + diafr. de tablero				Rellen/mi			
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 +tabl+ diafr/mi	Fv P/mi	MX Fv	Y Fv cg	MY Fv	X Fv cg	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	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																												

H=H* +0.75															H = 8.50m															TOTAL CARGAS VERTICALES															Reacc. del tablero, sin				Peso total de estructura+ reacción tablero + diafr. de tablero				Rellen/mi			
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 +tabl+ diafr/mi	Fv P/mi	MX Fv	Y Fv cg	MY Fv	X Fv cg	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	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	3824	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		Estr + suel + tablero/ml				CARGAS VERTICALES TOTALES estructura+suelo+tablero				AREA DE CIMENTACIÓN EXCENTRICIDADES				TOTAL SISMIOS				Fuerzas horiz. Tot.s Pres. suelos + slsm.					
FvQ	MX FvQ	Y FvQ	MY FvQ	X FvQ	Fv Tot./ml	Mv X Tot	Y cg total	Mv Y Tot	X cg total	e Ycg	x cge	e Ycg	x cge	H tot	M tot	H tota sis	M tota sis	Fh Tot	MFh Tot	F5 a voic	Fv Total		
4954					7090.04																		
4954	40970	6.3	24088	4.9	387	52584	7.42	39694	5.60	6.30	-1.12	6.23	0.63	-7917	242.6	1494	9957	3413	2015	13370	3.93	7090	
4164	34434	8.3	20388	4.9	392	44418	7.37	32536	5.40	6.30	-1.07	5.78	0.38	-6451	150.2	1255	8368	444	2959	11327	3.92	6026	
3522	29709	8.3	19660	5.5	397	38535	7.32	29982	5.70	6.30	-1.02	5.84	0.15	-5373	58.8	1083	7220	387	2631	14720	3.91	5264	
3460	28614	8.27	22144	6.4	398	37172	7.31	32557	6.40	6.30	-1.01	6.40	0.00	-5124	0.0	1043	6954	374	2553	1417	9509	3.91	5087

Peso total relleno		Estr + suel + tablero/ml				CARGAS VERTICALES TOTALES estructura+suelo+tablero				AREA DE CIMENTACIÓN EXCENTRICIDADES				TOTAL SISMIOS				Fuerzas horiz. Tot.s Pres. suelos + slsm.					
FvQ	MX FvQ	Y FvQ	MY FvQ	X FvQ	Fv Tot./ml	Mv X Tot	Y cg total	Mv Y Tot	X cg total	e Ycg	x cge	e Ycg	x cge	H tot	M tot	H tota sis	M tota sis	Fh Tot	MFh Tot	F5 a voic	Fv Total		
2988					4659.84																		
2988	21626	7.2	17633	5.9	254	4660	6.22	30973	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	3978	6.27	24195	6.08	5.30	-0.97	6.37	0.28	-3876	73.7	764	4135	279	1563	1042	5698	4.38	3978
2167	15882	7.2	12471	5.8	263	3490	6.22	20876	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	6.21	21617	6.40	5.30	-0.91	6.40	0.00	-3078	0.0	635	3636	237	1374	872	4810	4.36	3378

Peso total relleno		Estr + suel + tablero/ml				CARGAS VERTICALES TOTALES estructura+suelo+tablero				AREA DE CIMENTACIÓN EXCENTRICIDADES				TOTAL SISMIOS				Fuerzas horiz. Tot.s Pres. suelos + slsm.						
FvQ	MX FvQ	Y FvQ	MY FvQ	X FvQ	Fv Tot./ml	Mv X Tot	Y cg total	Mv Y Tot	X cg total	e Ycg	x cge	e Ycg	x cge	H tot	M tot	H tota sis	M tota sis	Fh Tot	MFh Tot	F5 a voic	Fv Total			
1805					3173.95																			
1805	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	18288	6.72	4.30	-0.93	6.91	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	15019	6.24	4.30	-0.88	6.32	0.07	-2128	13.2	486	2327	159	877	645	3204	3.89	2406
1261	7813	6.20	8070	6.4	183	2332	12062	5.17	14923	6.40	4.30	-0.87	6.40	0.00	-2035	0.0	488	2241	154	859	622	3100	3.89	2332

Peso total relleno		Estr + suel + tablero/ml				CARGAS VERTICALES TOTALES estructura+suelo+tablero				AREA DE CIMENTACIÓN EXCENTRICIDADES				TOTAL SISMIOS				Fuerzas horiz. Tot.s Pres. suelos + slsm.						
FvQ	MX FvQ	Y FvQ	MY FvQ	X FvQ	Fv Tot./ml	Mv X Tot	Y cg total	Mv Y Tot	X cg total	e Ycg	x cge	e Ycg	x cge	H tot	M tot	H tota sis	M tota sis	Fh Tot	MFh Tot	F5 a voic	Fv Total			
1129					2295.69																			
1129	6361	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	1982	9170	4.63	13964	7.04	3.80	-0.83	7.16	0.12	-1637	15.3	345	1171	122	577	467	1948	4.71	1982
819	4612	5.6	5062	6.2	133	1762	8085	4.59	12440	6.28	3.80	-0.79	6.42	0.04	-1389	5.5	297	1183	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

Mx final	ey final	My final	ex final	Area	yeg	xeg	ly eg	lx eg	ly eg	lx eg	[Mz]/ly	[Mz]/lx	Fv Tot/Area	Esf Itq	Esf der	Efecto Biaxial	Fricción	FS desl	50% Presión	Esf Itq	Esf der	Sin sismos				
																			inicial			Esf Itq	Esf der			
5453	0.769	243	0.034	230.9	6.3	6.2	3065	7425	11.2	0.20	11.2	0.20	0.20	31	42	19	42	19	1.6	16	26	19	11			
4876	0.809	150	0.025	194.1	6.3	5.8	2568	4182	12.0	0.21	12.0	0.21	0.21	31	43	19	43	19	1.6	16	27	20	11			
4477	0.851	59	0.011	167.4	6.3	5.8	2215	2516	12.7	0.14	12.7	0.14	0.14	31	44	19	44	19	1.6	16	28	21	10			
4885	0.862	0	0.000	161.3	6.3	6.4	2134	2202	12.9	0.00	12.9	0.00	0.00	32	44	19	44	19	1.6	16	29	21	10			
Promete.														31	43	19										

M final/P final

Mx final	ey final	My final	ex final	Area	yeg	xeg	ly eg	lx eg	ly eg	lx eg	[Mz]/ly	[Mz]/lx	Fv Tot/Area	Esf Itq	Esf der	Biaxial	Fricción	FS desl	50% Presión	Esf Itq	Esf der	Sin sismos				
																			inicial			Esf Itq	Esf der			
1940	0.42	121	0.03	194.3	5.3	7.1	1819.0	5949	5.651	0.144	5.651	0.144	0.144	24	30	18	30	18	1.7	12	17	12	11			
1822	0.46	74	0.02	163.3	5.3	6.4	1528.8	3412	6.317	0.138	6.317	0.138	0.138	24	31	18	31	18	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	7.027	0.082	0.082	25	32	18	32	18	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	7.225	0.000	0.000	25	32	18	32	18	1.7	12	20	14	11			
Promete.														25	31	18										

M final/P final

Mx final	ey final	My final	ex final	Area	yeg	xeg	ly eg	lx eg	ly eg	lx eg	[Mz]/ly	[Mz]/lx	Fv Tot/Area	Esf Itq	Esf der	Biaxial	Fricción	FS desl	50% Presión	Esf Itq	Esf der	Sin sismos				
																			inicial			Esf Itq	Esf der			
1202	0.38	58	0.02	157.6	4.3	8.0	971.4	4621	5.320	0.100	5.320	0.100	0.100	20	25	15	26	15	1.6	11	15	10	9			
1126	0.41	35	0.01	132.5	4.3	6.9	816.5	2694	5.929	0.090	5.929	0.090	0.090	21	26	15	27	15	1.7	11	16	10	9			
1076	0.45	13	0.01	114.3	4.3	6.3	704.4	1693	6.571	0.069	6.571	0.069	0.069	21	28	14	28	14	1.7	11	17	9	9			
1065	0.46	0	0.00	110.1	4.3	6.4	676.5	1503	6.750	0.000	6.750	0.000	0.000	21	28	14	28	14	1.7	11	17	9	9			
Promete.														21	27	15										

M final/P final

Mx final	ey final	My final	ex final	Area	yeg	xeg	ly eg	lx eg	ly eg	lx eg	[Mz]/ly	[Mz]/lx	Fv Tot/Area	Esf Itq	Esf der	Biaxial	Fricción	FS desl	50% Presión	Esf Itq	Esf der	Sin sismos				
																			inicial			Esf Itq	Esf der			
285	0.12	26	0.01	139.3	3.8	8.3	670.4	4010	1.617	0.054	1.617	0.054	0.054	16	18	15	18	15	1.9	8	10	6	10			
311	0.16	15	0.01	117.1	3.8	7.2	563.5	2355	2.101	0.047	2.101	0.047	0.047	17	19	15	19	15	1.9	8	11	7	10			
333	0.19	5	0.00	101.0	3.8	6.4	485.1	1492	2.602	0.024	2.602	0.024	0.024	17	20	15	20	15	1.9	8	12	7	11			
338	0.20	0	0.00	97.3	3.8	6.4	466.2	1328	2.741	0.000	2.741	0.000	0.000	18	20	15	20	15	2.0	8	12	7	11			
Promete.														17	19	15										

Esf Itq	Esf der	Sin sismos
35	26	19
36	26	20
37	26	21
37	26	21

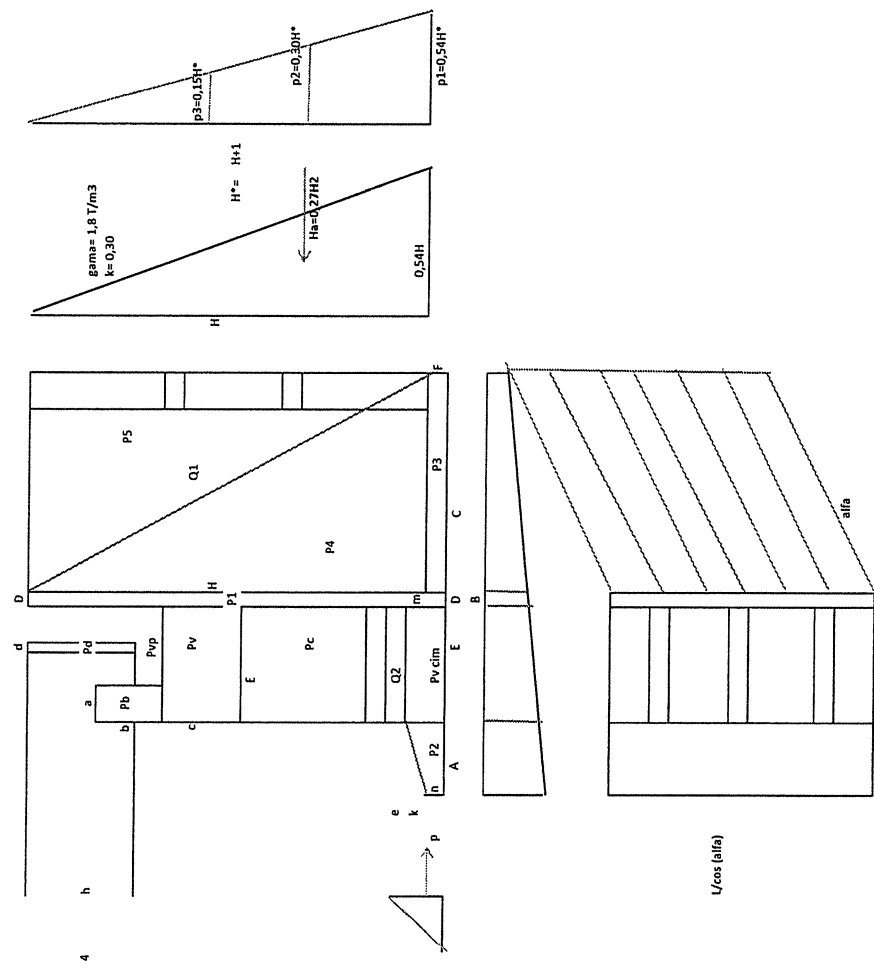
Esf Itq	Esf der	Sin sismos
36	26	20
24	24	12
25	23	13
26	23	14
26	23	14

Esf Itq	Esf der	Sin sismos
26	23	13

Esf Itq	Esf der	Sin sismos
21	20	10
21	20	11
22	20	12
22	20	12

Esf Itq	Esf der	Sin sismos
22	20	11

Esf Itq	Esf der	Sin sismos
15	18	6
15	19	7
16	19	8
16	19	8
15	19	7



DISEÑO VIGA DE CIMENTACION

H = 16.5m

FLEXION

f'c	350
fy	4200
β_1	0.8

Mu	118,500,000 kg-cm
b	170cm
h	200cm
rec	7.5cm
d	193cm

CORTANTE

Vu	802.5Tn
θ	0.9
S	20.0cm

Vu	891.7Tn
Vc	324.5Tn
Vs	567.2Tn
Av	15.59cm ²

W	232.0Tn
---	---------

V	535.0Tn
Vu	802.5Tn

M	790.0Tn
Mu	1185.0Tn

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

Vu > Vc

ρ	0.00516
--------	---------

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

As	169.01
----	--------

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

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

As principal

33	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

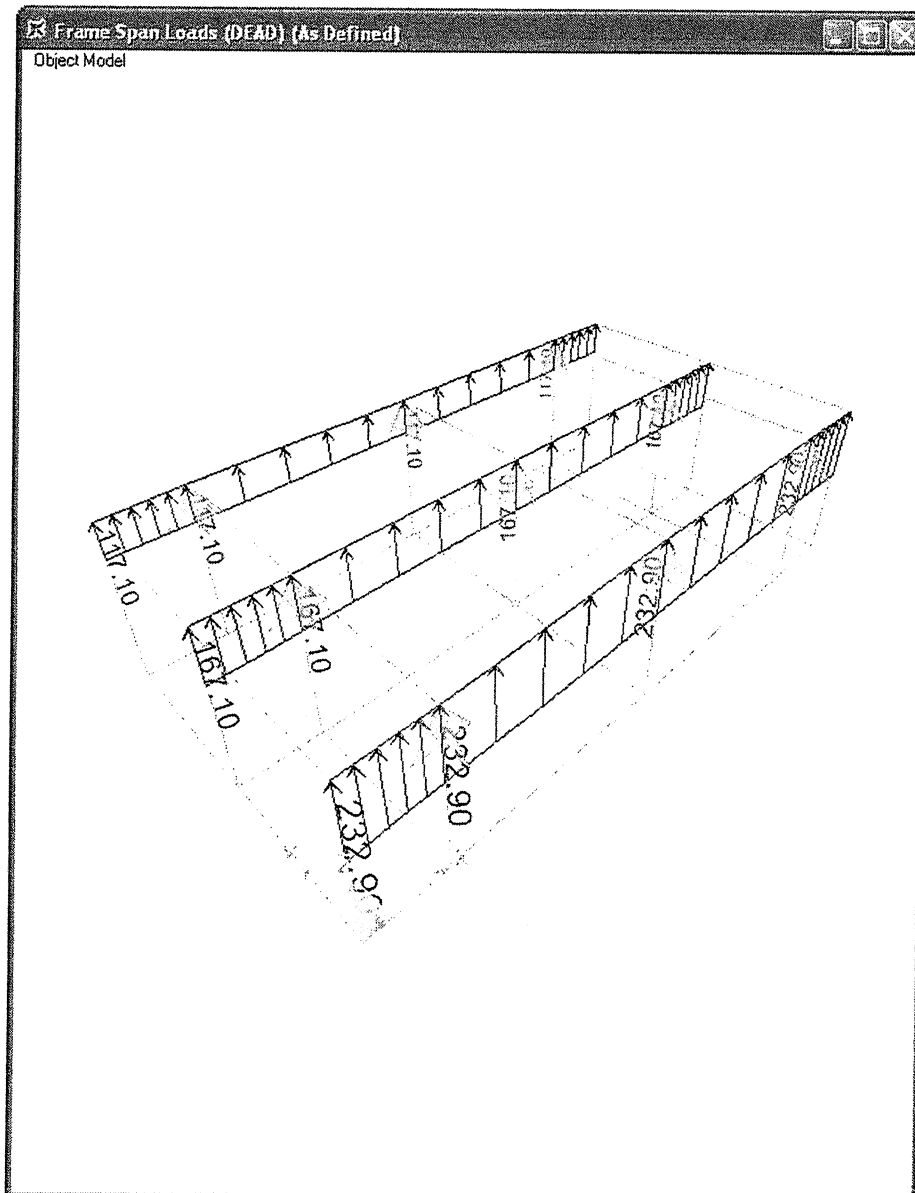


DIAGRAMA DE MOMENTOS

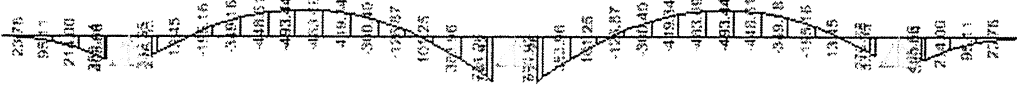
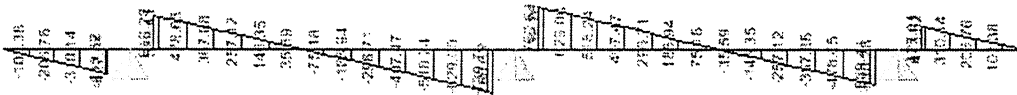


DIAGRAMA DE CORTANTE



DISEÑO TALON

H 16.5m
LONG. 2.5m

FLEXION

f'c	350
fy	4200
β_1	0.8

Mu	755000kg-cm
b	100cm
h	80cm
rec	7.5cm
d	73cm

Vu	45.1Tn
θ	0.9
S	20cm

Vu	50.1Tn
Vc	71.9Tn
Vs	-21.8Tn
As	-1.43cm ²

Vu < Vc

CORTANTE

L total	12.7
L Talon	8.5

q1	0
q2	0

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

q'	0.00
M	0.00
V	0.00

h total	17.5
h zapata	1

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

w	32.1
---	------

2.8 6.16

5 31

ρ 0.00391

As 28.33

As temp 0.040 cm/cm

As min 24.17cm²

As min 1 17.40cm²

1

28mm

@ 20cm

MODELO TALÓN ASENTADO SOBRE CONTRAFUERTE

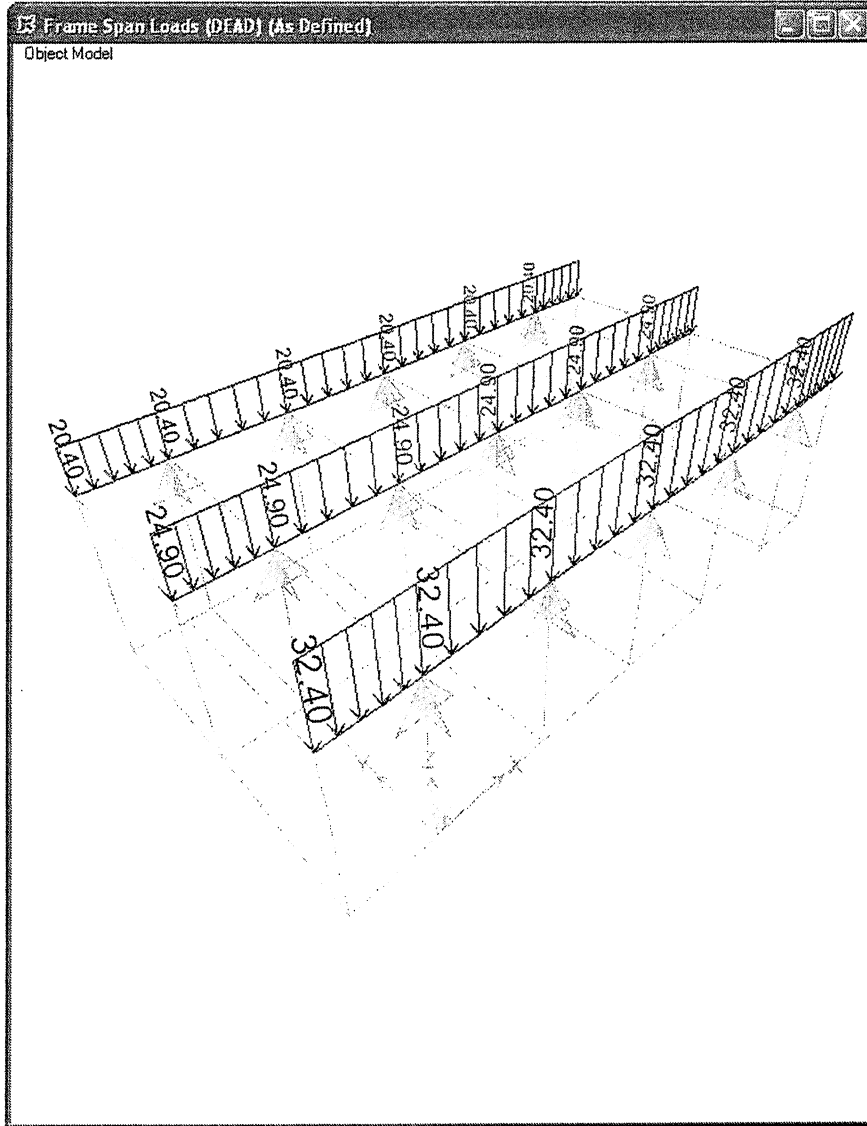


DIAGRAMA DE MOMENTOS

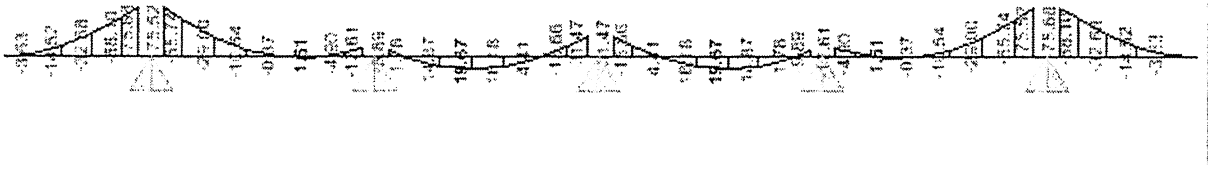
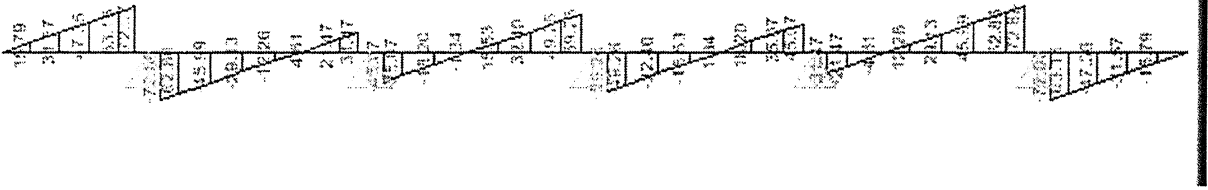


DIAGRAMA DE CORTANTE



DISEÑO DEDO

H 16.50m
LONG. 2.5m

FLEXION

f _c	350
f _y	4200
β ₁	0.8

M _u	180.1000 kg·cm
b	100cm
h	150cm
rec	7.5cm
d	143cm

CORTANTE

V _u	71.7Tn
θ	0.9
S	20cm

V _u	79.6Tn
V _c	141.3Tn
V _s	-61.6Tn
A _s	-2.06cm ²

$V_u < V_c$

L total	12.7
L dedo	2.5

q ₁	62.24
q ₂	-7.93

X	1.26
---	------

q'	48.43	cara del apoyo del apoyo
q'1	55.51	a d del apoyo
M	180.14	por sismo
V	71.68	Por sismo

dv

p 0.00239

A_s 34.01

A_{s temp} 0.054 cm/cm

A_{s min} 47.50cm²

A_{s min 1} 34.20cm²

1

25mm

@ 15cm

φ

DISEÑO PANTALLA

H 5m
LONG. 2.5m

FLEXION

f'c	350
fy	4200
β_1	0.8

Mu	1239000 kg-cm
b	100cm
h	40cm
rec	7.6cm
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

As 10.32

As temp 0.026 cm/cm

58.02cm²

10.83cm²

As min 1

7.80cm²

1.6 2.01

5 10

1

16mm

@ 20cm

ϕ

DISEÑO PANTALLA

H 10m
LONG. 2.5m

FLEXION

f'c	350
fy	4200
β_1	0.8

Mu	219600kgfcm
b	100cm
h	40cm
rec	7.5cm
d	32.5cm

CORTANTE

Vu	17.3Tn
θ	0.9
S	20cm

Vu	19.2Tn
Vc	32.2Tn
Vs	-13.0Tn
As	-1.91cm ²

Vu < Vc

V	11.5Tn
Vu	17.3Tn

M	14.6Tn
Mu	22.0Tn

h total	17.5
h Viga	7.5

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

q1	5.4
----	-----

p 0.00573

58.02cm²

1.6 2.01

5 10

As 18.63

10.83cm²

As min

As min 1

10

As temp 0.026 cm/cm

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
r_{ec}	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

A_s 26.58

A_s_{temp} 0.026 cm/cm

58.02cm²

10.83cm²

As min 1 7.80cm²

1.8 2.54

10 25

10

1 ϕ 16mm @ 20cm

MODELO PANTALLA ASENTADAS SOBRE CONTRAFUERTE

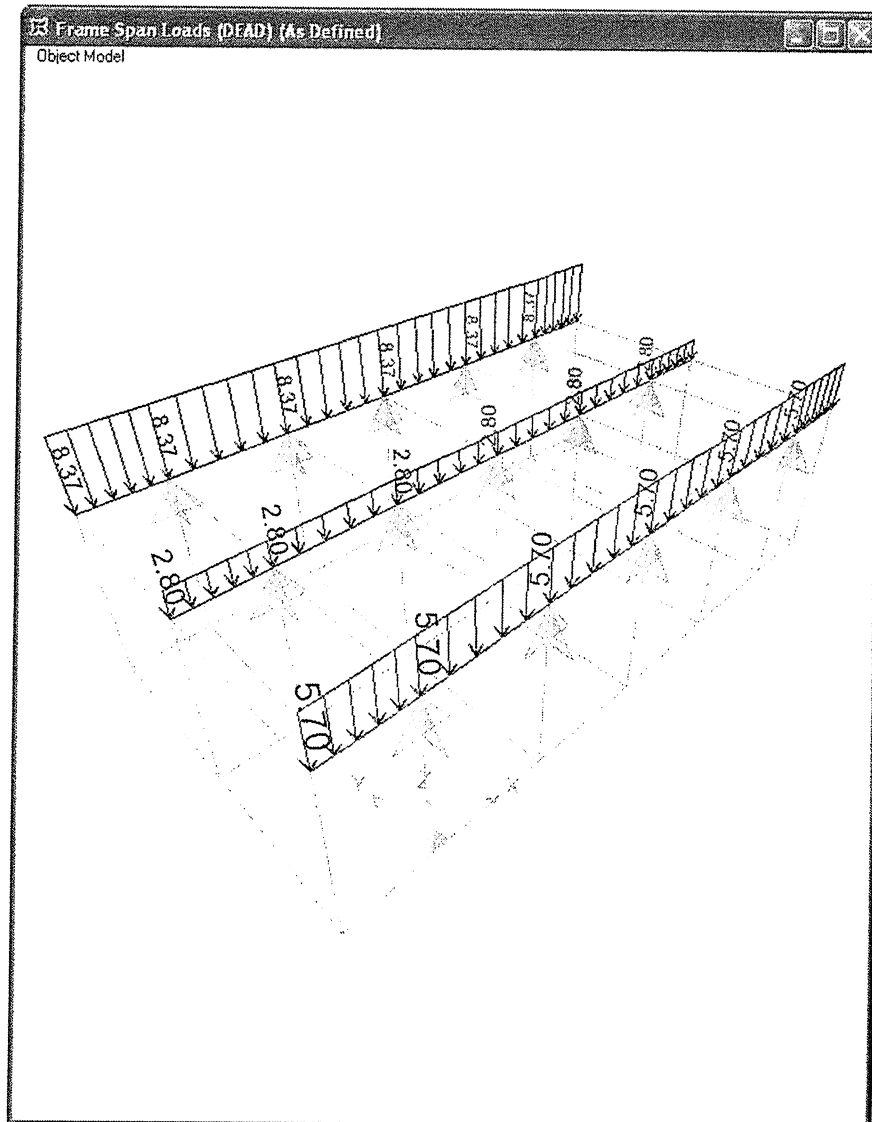


DIAGRAMA DE MOMENTOS

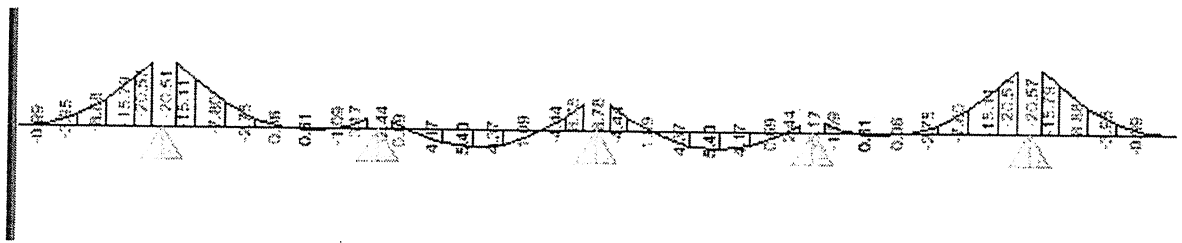
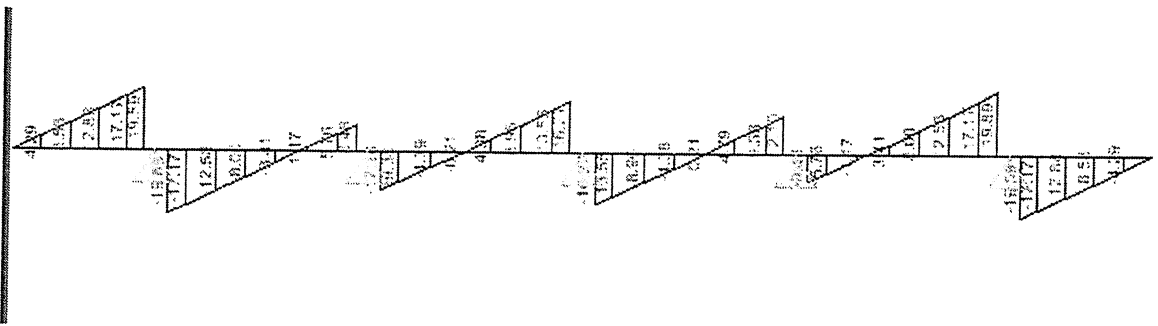


DIAGRAMA DE CORTANTE



DISEÑO PANTALLA SUPERIOR

H 10m
LONG. 2.5m

FLEXION

f'c	350
f'y	4200
β1	0.8

Mu	2494848 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	-1.41 cm ²

$V_u < V_c$

$p = 0.00655$

$A_s = 21.29$

$A_{s \text{ temp}} = 0.026 \text{ cm/cm}$

Refuerzo en la base

V	20.3Tn
Vu	20.3Tn

M	24.9Tn
Mu	24.9Tn

$A_{s \text{ max}} = 58.02 \text{ cm}^2$

$A_{s \text{ min}} = 10.83 \text{ cm}^2$

$A_{s \text{ min } 1}$

7.80 cm^2

$\phi = 16 \text{ mm}$

$\phi = 16 \text{ mm}$

$\phi = 20 \text{ mm}$

$\phi = 20 \text{ mm}$

H Viga	2.5
H estribo	18.5
suelo	1.8
Talón	8.5

qs1	2.94
qs2	2.49

Sismo

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

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

$Vu < Vc$

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

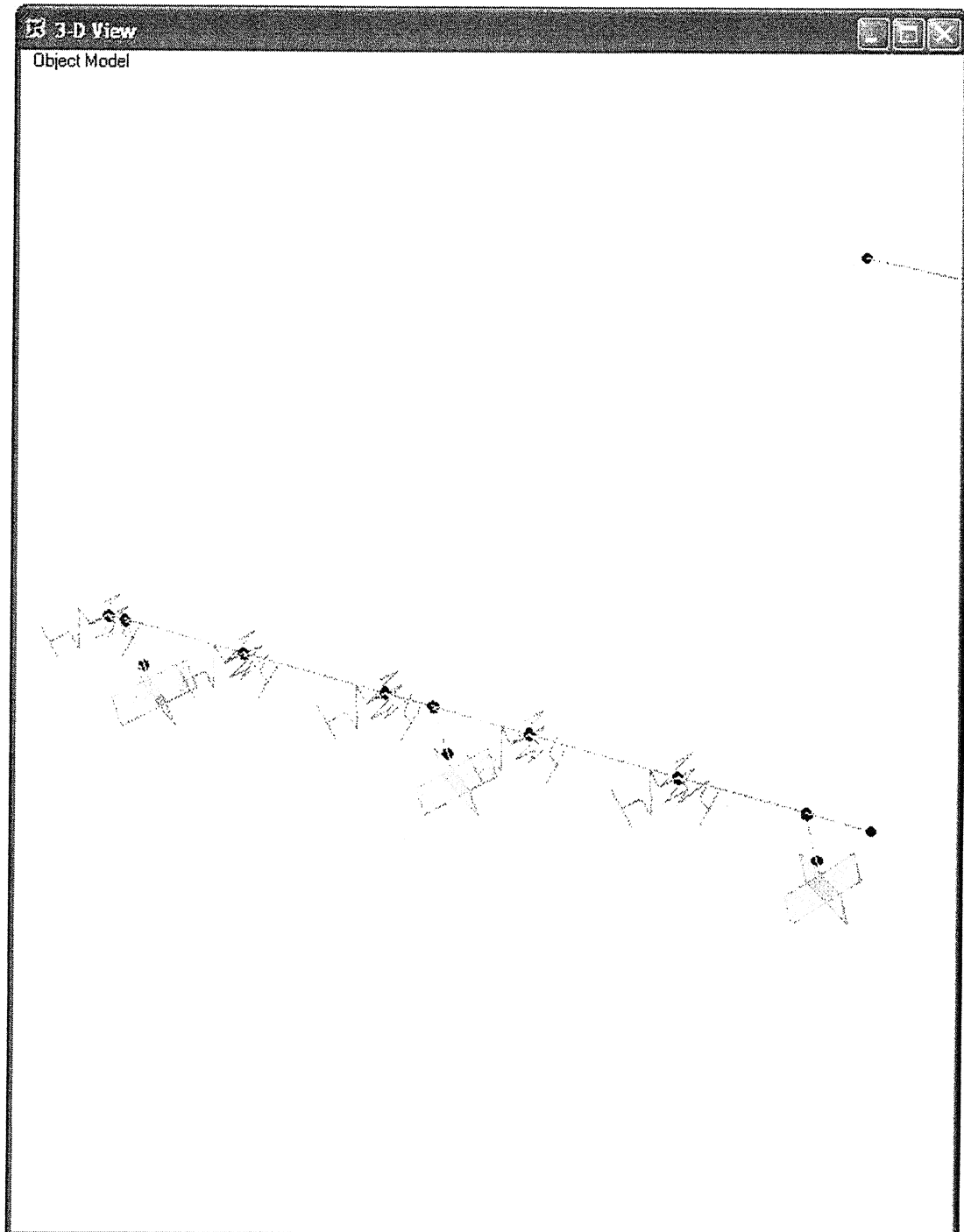
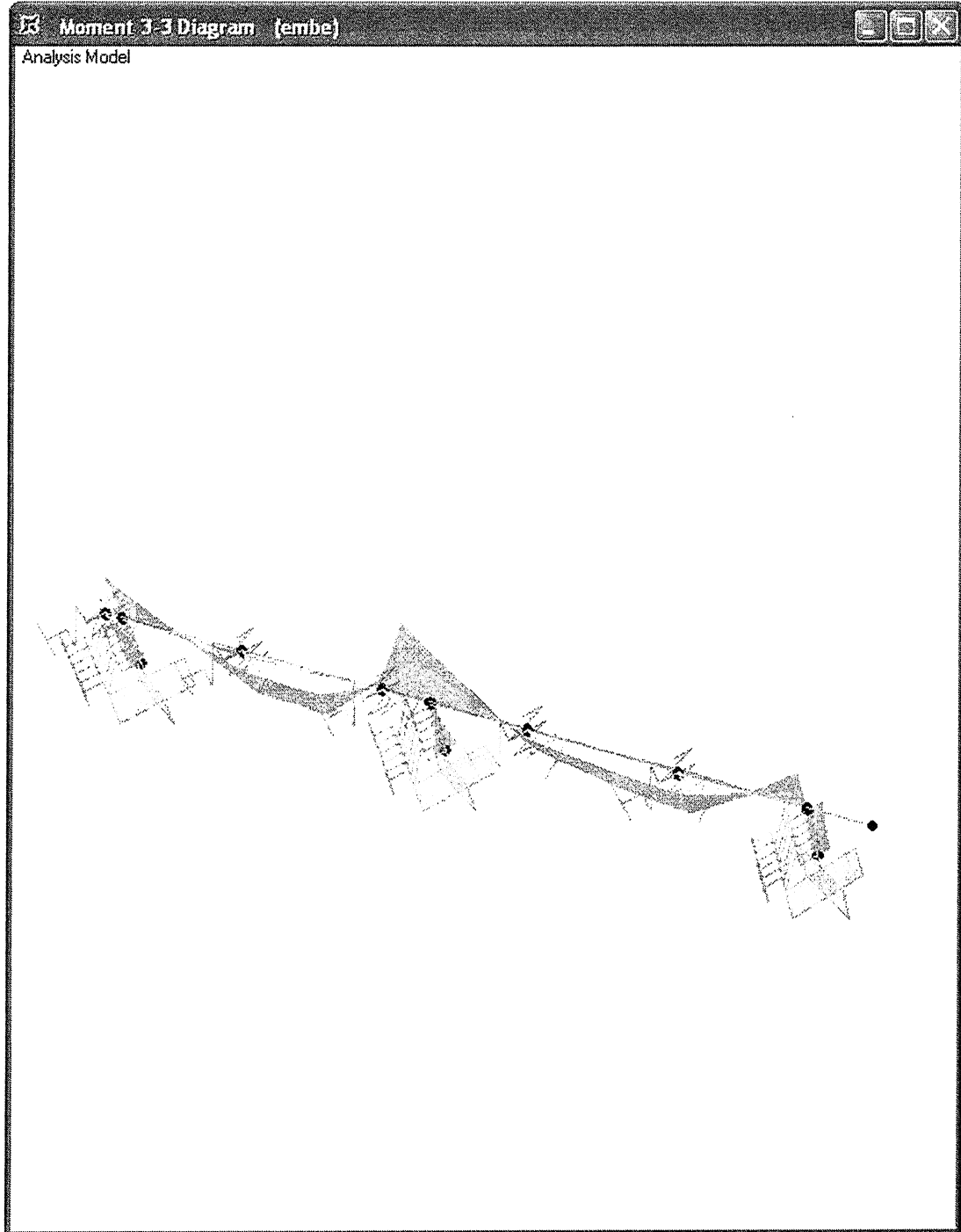


DIAGRAMA DE MOMENTOS



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

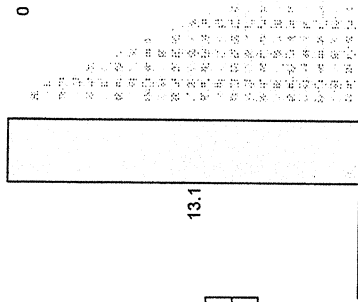
PA Calculo de la presión activa estática
 por sismo 0,45 gamma suelo (Y) T/ 1.80 T/m3
 por sismo 0,45 Ka 0.30
 h en la base (m) 13.10 m
 Ke 3.33 m

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

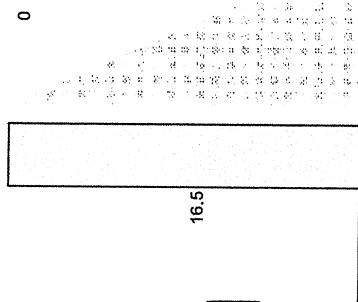
PA Calculo de la presión activa estática
 por sismo 0,45 gamma suelo (Y) T/ 1.80 T/m3
 por sismo 0,45 Ka 0.30
 h en la base (m) 16.50 m
 Ke 3.33 m

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
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

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

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

Capacidad por corte

Av	3.14
s	40

V_c	32225.02
V_s	10715.25

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

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

ρ	0.00232
As	7.55

Razón por la que se colocan en el área de flexión

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

As -

Capacidad por corte

f'c	350 kg/cm2
fy	4200 kg/cm2
β1	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 cm2
--------	-----------

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

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

ρ	0.00340
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
fy	4200 kg/cm ²
β1	0.8

Mu	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 cm²
---------------	-----------------------------

As max	137.46 cm²
---------------	------------------------------

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

ρ	0.00136
As	10.46

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/cm2
fy	4200 kg/cm2
β1	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 cm2
---------------	-----------

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

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

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 cm2	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
---------------	-----------------------

Capacidad por corte

Av	3.14
s	40

V_c	32225.02
V_s	10715.25

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

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

ρ	0.00633
As	20.57

Razón por la que se colocan en el área de flexión

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

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

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

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 cm2	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

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

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

ρ	0.00506
As	38.97

Razón por la que se colocan en el área de flexión

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

As -

Capacidad por corte

f'c	350 kg/cm2
fy	4200 kg/cm2
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 cm2
--------	-----------

As max	137.46 cm2
--------	------------

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

ρ	0.00173
As	13.33

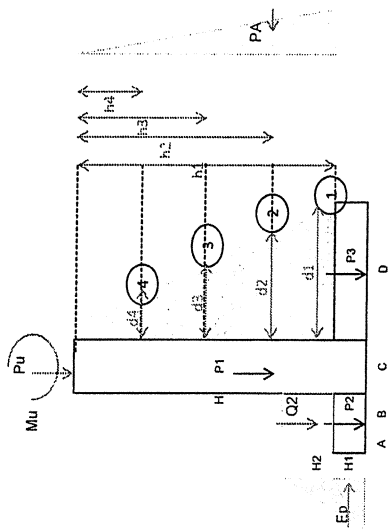
Razón por la que se colocan en el área de flexión

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 cm2	por metro
---------	----------	-----------



$$M_1 = N_{d1} \gamma_{d1} \frac{h_1}{2} \gamma_{d1} \frac{h_1}{3}$$

$$A_2 = \frac{M_1}{f_y \cdot s \cdot d}$$

$\gamma_{\text{acero}} = 0.0018 \text{ kg/cm}^3$

$k_a = 0.3$

$S = 350 \text{ m}$ (longitud coperaente)

$$M_{d1} = N_{d1} \gamma_{d1} \frac{h_1}{2} \gamma_{d1} \frac{h_1}{3}$$

$f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$j = 0.882$

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
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 mMaxima	Minima
Exterior	20.61	0.01328	1552.04	40	38.80103748	Exterior	14.5	22.78	0.9	4200	2400	6.03	0.003	0.01	24	0.06	0.011
Exterior	7.25					Exterior	7.25	100.03	0.9	4200	2400	26.46	0.011	0.01	24	0.06	0.011
Interior	14.5					Interior	14.5	70.5	0.9	4200	2400	18.65	0.008	0.01	24	0.06	0.024
Exterior	7.25					Exterior	7.25	218.63	0.9	4200	2400	57.84	0.024	0.01	24	0.06	0.024 8fi de 32
Exterior	10.5					Exterior	10.5	31.28	0.9	4200	2400	8.28	0.003	0.01	24	0.06	0.011
Exterior	5.75					Exterior	5.75	79.18	0.9	4200	2400	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 HI-93	16	20.8	16
Carga camion 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 HI-93	0.34	0.64	0.02	0.07	0.34	0.64	0.7	1.35
Carga camion 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	622600kg·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	3.95
---	------

q'	15.71	cara del apoyo del apoyo
q'1	19.37	a d del apoyo
M	62.26	por sismo
V	34.98	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
fy	4200
β_1	0.8

Mu	37.500,000 kg·cm
b	180cm
h	150cm
rec	7.56m
d	143cm

CORTANTE

Vu	362.0Tn
θ	0.9
S	20.0cm

Vu	402.2Tn
Vc	254.8Tn
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	457.92cm 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

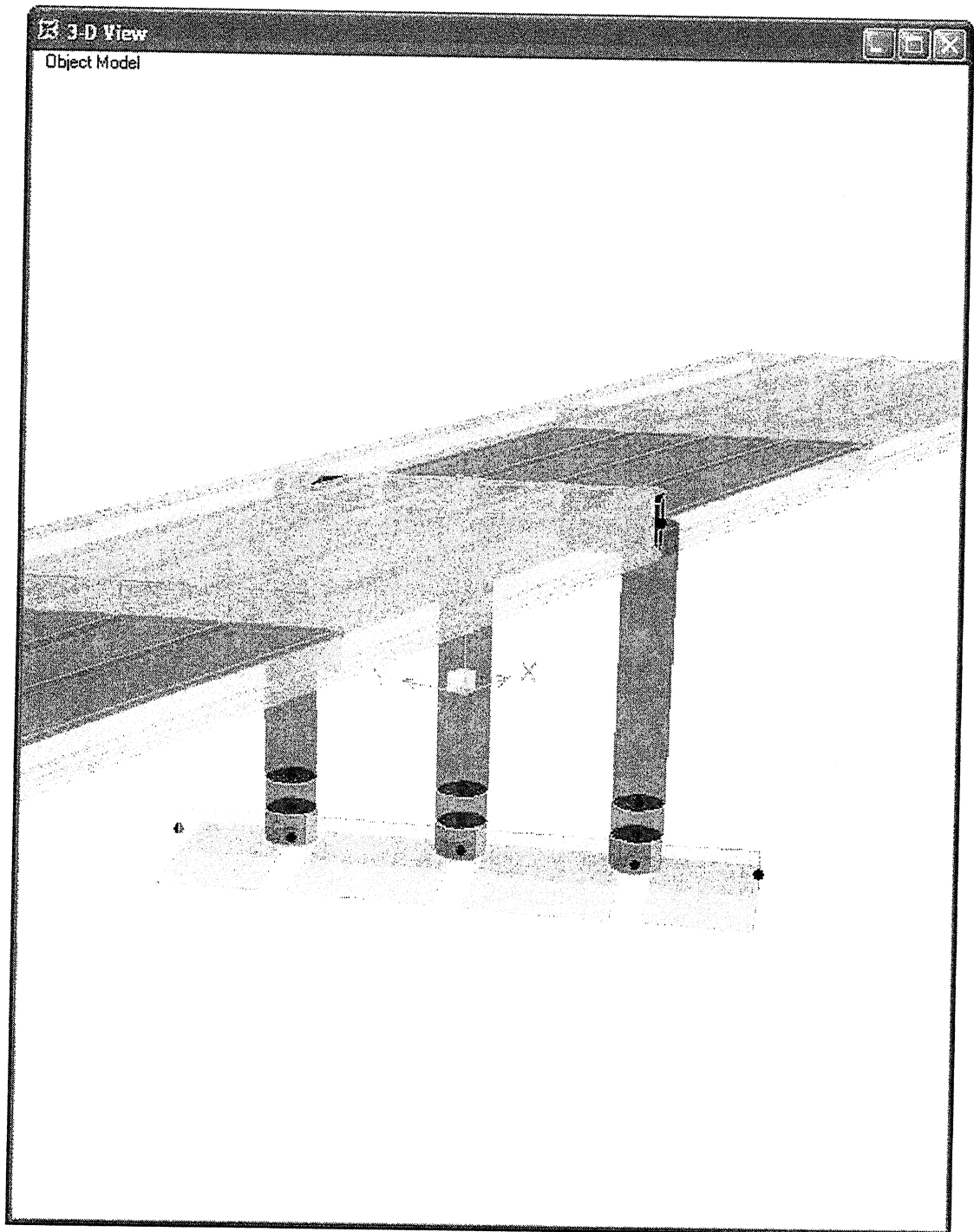
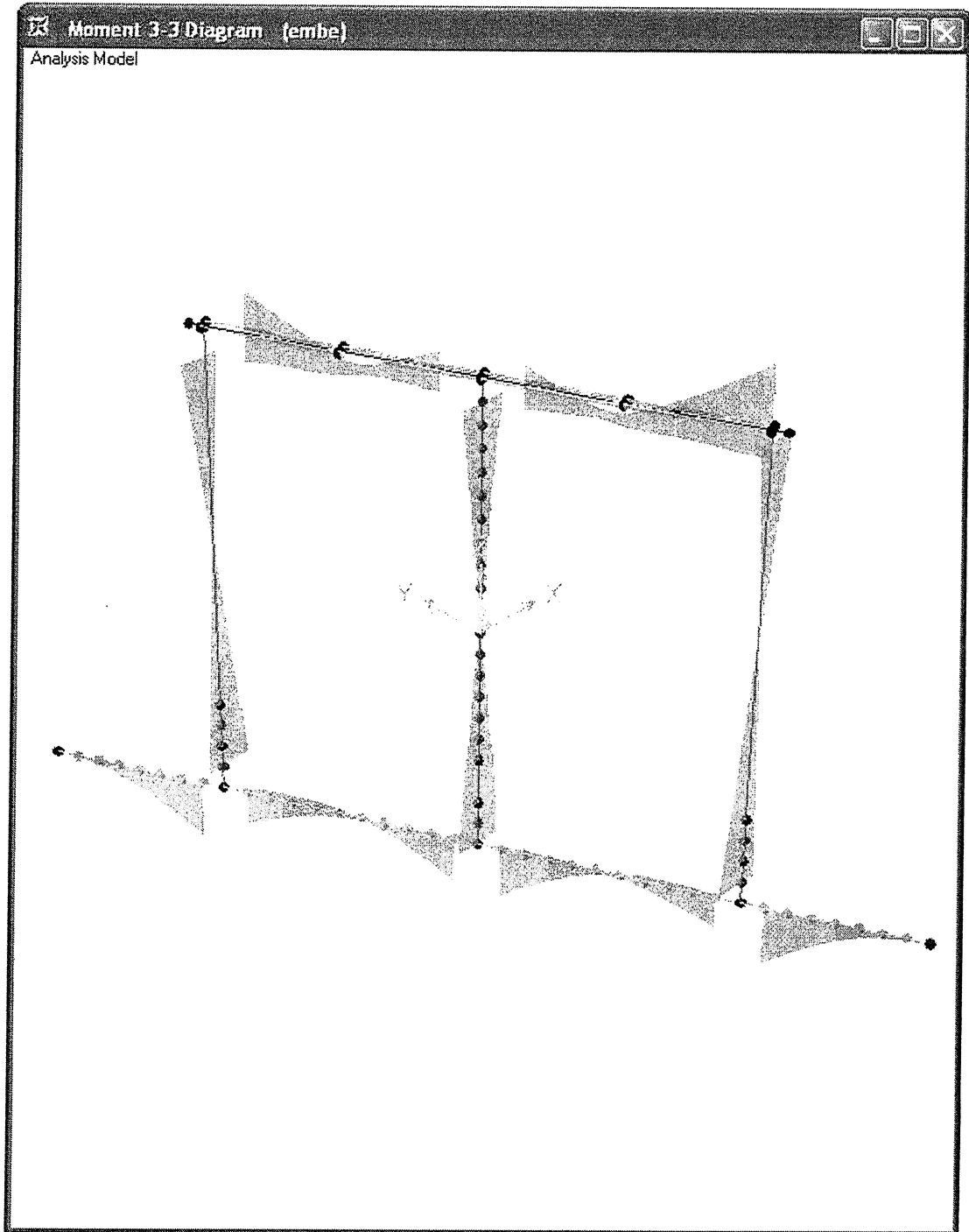
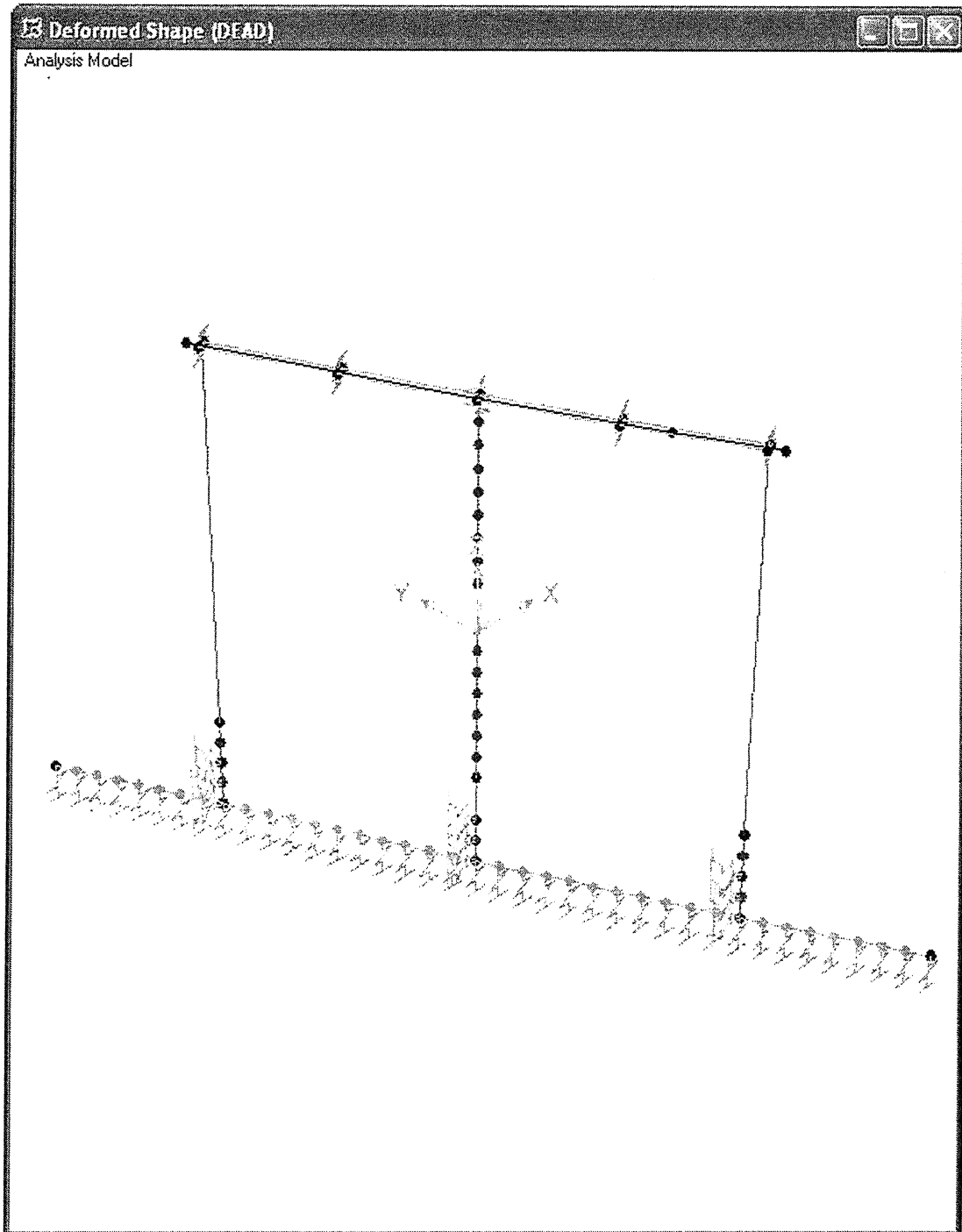


DIAGRAMA DE MOMENTOS



MODELO CON CIMENTACIÓN FLEXIBLE



DISEÑO DE COLUMNAS A FLEXOCOMPRESION

PILA CENTRAL

Combo EXTMAX_Y

Pu	402.00 Tn
Mu2	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

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

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

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
f _y	420MPa
Rec.	0.05m

$$K = 24.30$$

$$\frac{K \cdot l_u}{r} = 22$$

$$24.3 < 22$$

ACERO TRANSVERSAL

ACERO MINIMO

$$A_v = 0.003 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_v \cdot S}{f_y}$$

b _v	1600mm
S	150mm

$$A_v = 281 \text{mm}^2$$

$$1 \quad 14 \text{mm} \quad @ \quad 15 \text{cm}$$

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

$$\rho_s = 0.0036$$

$$A_s = 6633 \text{cm}^3$$

$$\text{Var } 16 \text{mm} \quad 33 \text{m}$$

$$\text{Esp} \quad 0.14 \text{m}$$

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

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

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

Vu 67.0Tn Tn

$$Vc = 0.083 * \beta * \sqrt{f'c} * du * dv$$

Vc 24.3Tn Tn

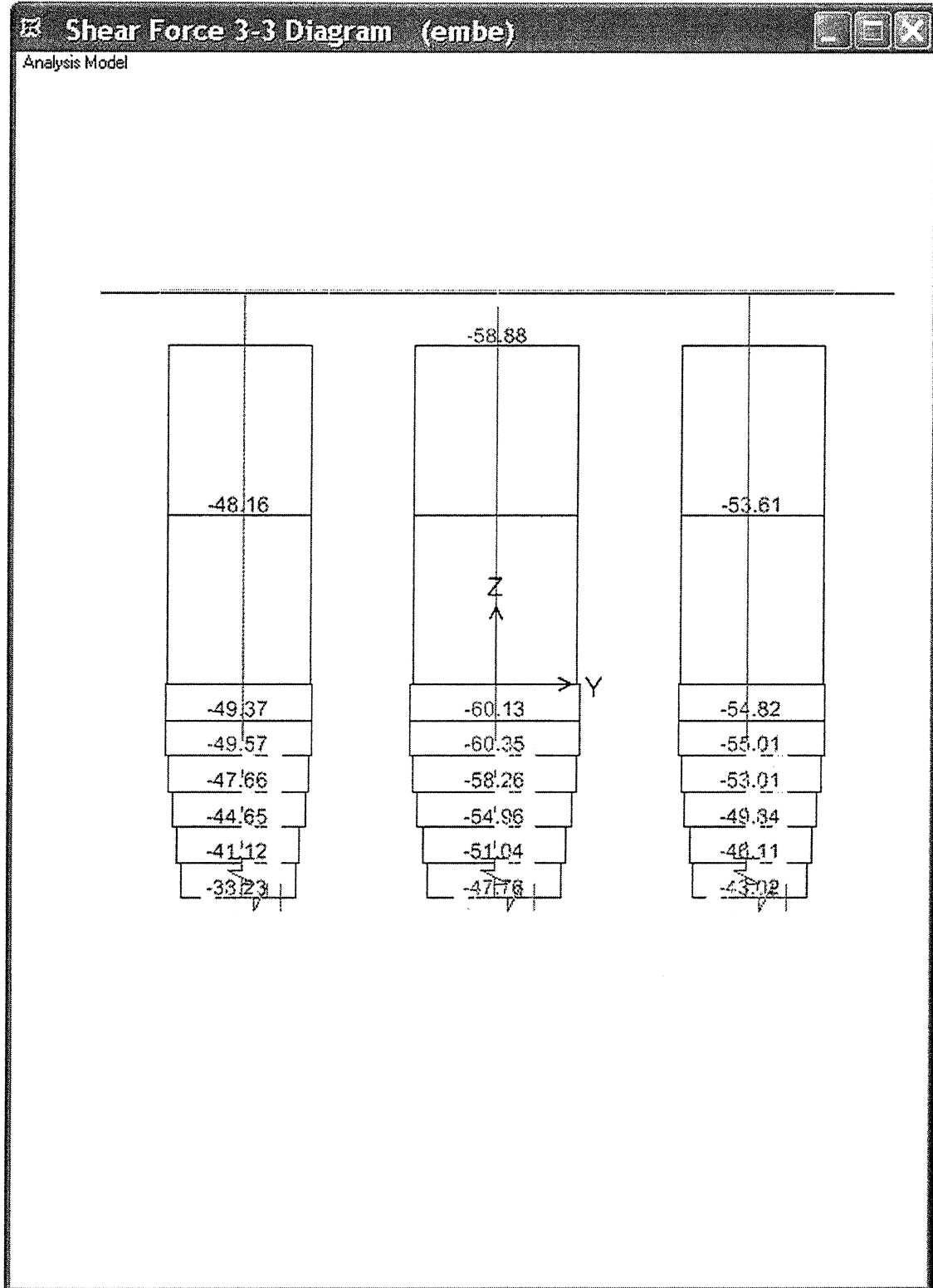
Vs 42.8Tn

Av 1.33cm² @ 15cm

1 Var 14mm @ 15cm

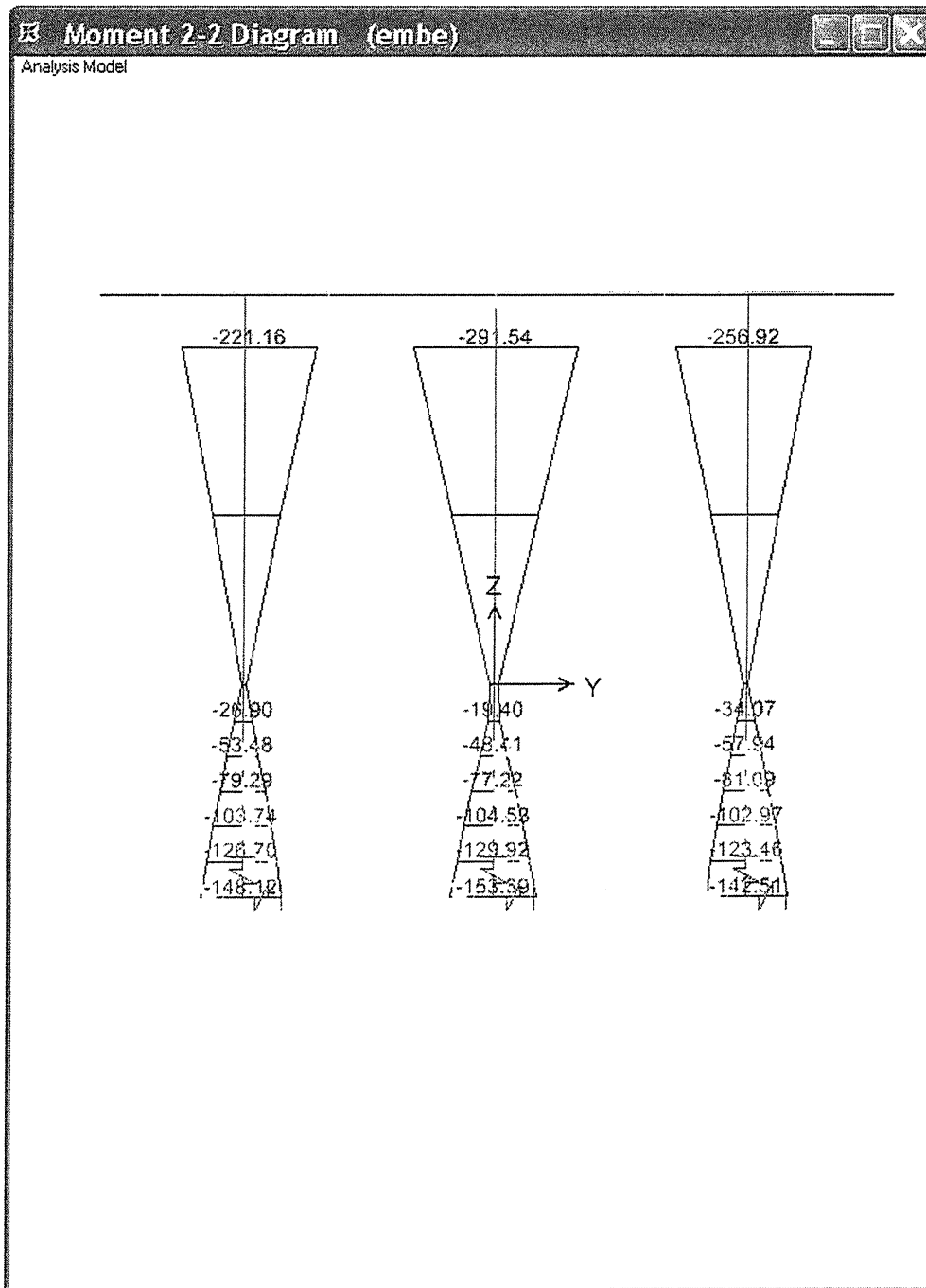
ESFUERZOS COLUMNAS

Cortante Máximo
Columnas



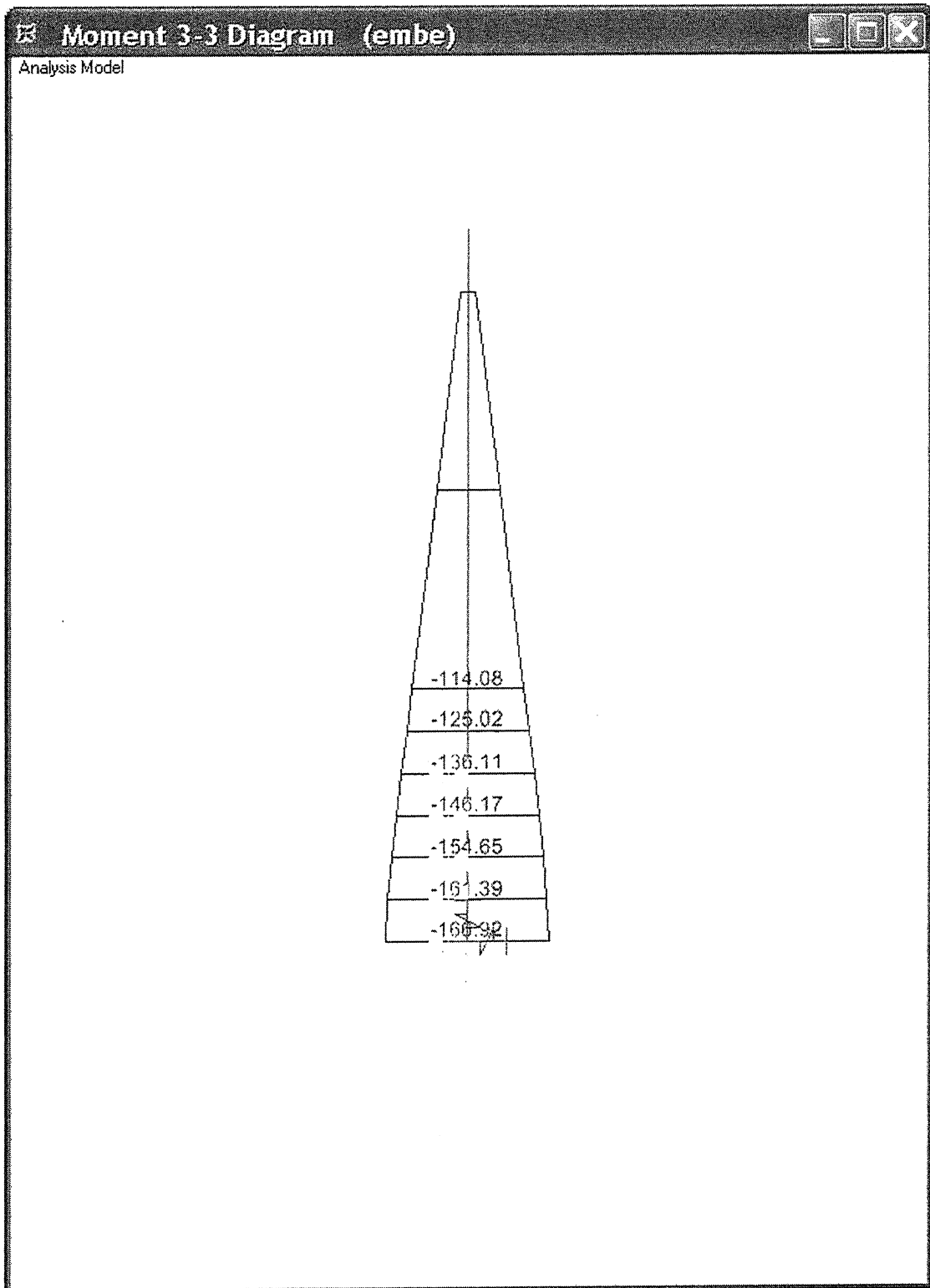
Momento2-2

Columnas



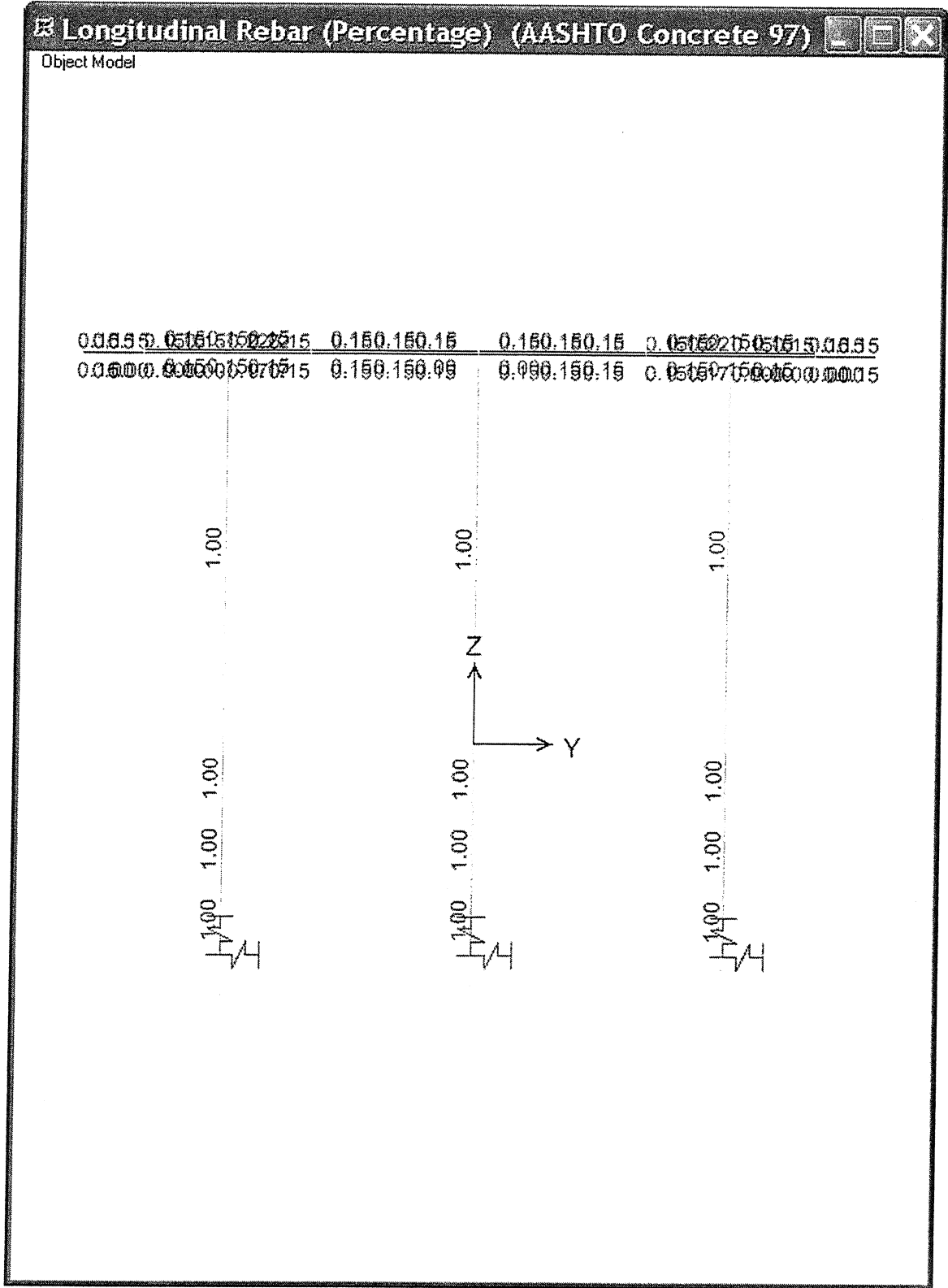
Momento 3-3

Columnas



Diseño SAP 2000

Columnas Cuantía de Acero



DISEÑO VIGA CABEZAL

FLEXION

f'c	350
fy	4200
β_1	0.8

M _u	40.300,00 kg·cm
b	250 cm
h	150 cm
rec	5,08 m
d	145 cm

CORTANTE

V _u	273,0 Tn
θ	0.9
S	20,0 cm

V _u	303,3 Tn
V _c	359,4 Tn
V _s	56,1 Tn
A _v	2,05 cm ²

V	273,0 Tn
V _u	273,0 Tn

M	403,0 T·m
M _u	403,0 T·m

A_v min 5,85 cm²

$$V_u < V_c$$

ρ 0.00206

A_s 74.61

A_s temp 0.084 cm/cm

A_s max 647,15 cm²

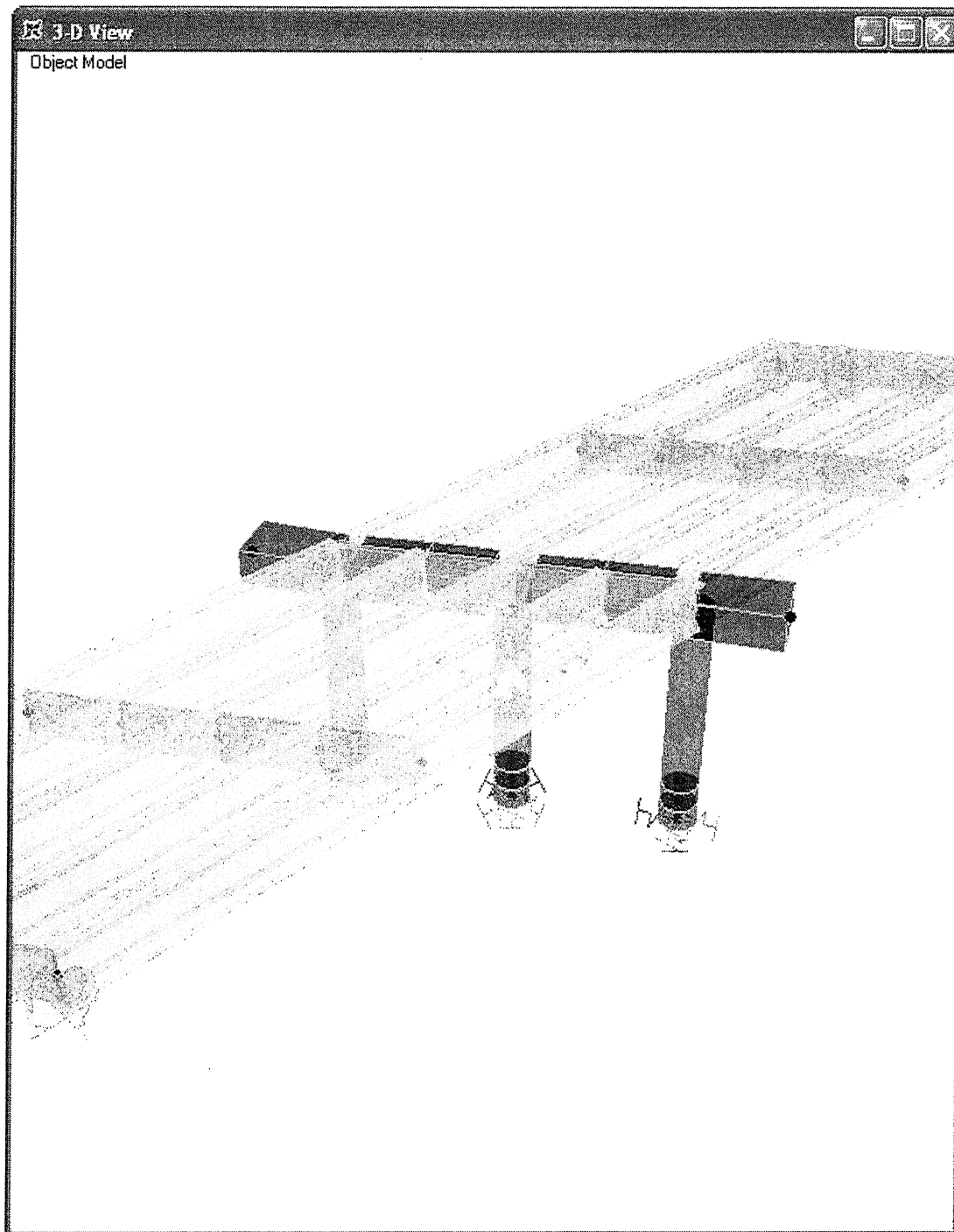
A_s min 120,83 cm²

A_s principal

Estribos

14	ϕ	32 mm	@
4	ϕ	16 mm	@
			20 cm

GEOMETRÍA DE CABEZAL



CARGA EQUIVALENTE VIGA TREN

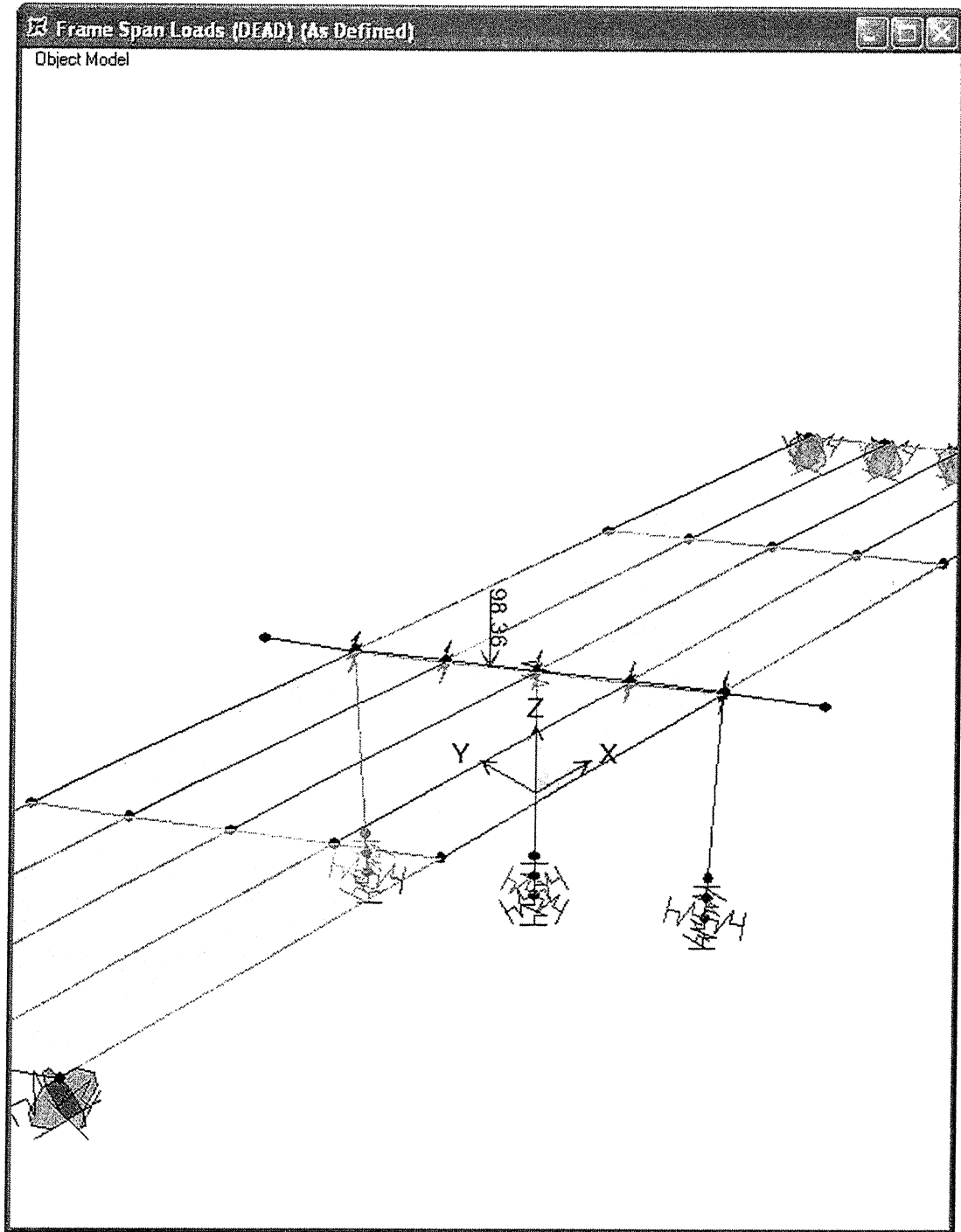


DIAGRAMA DE MOMENTOS

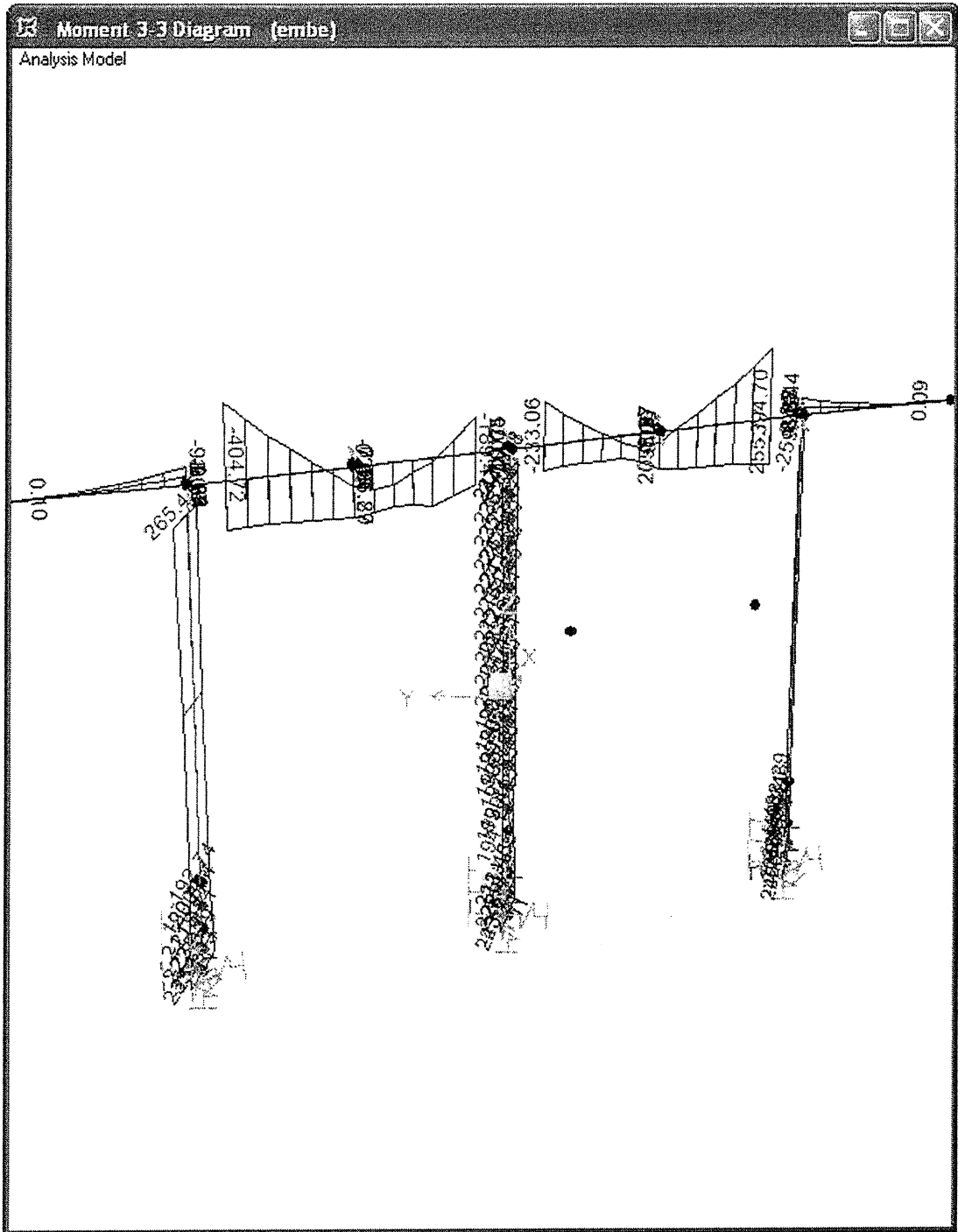
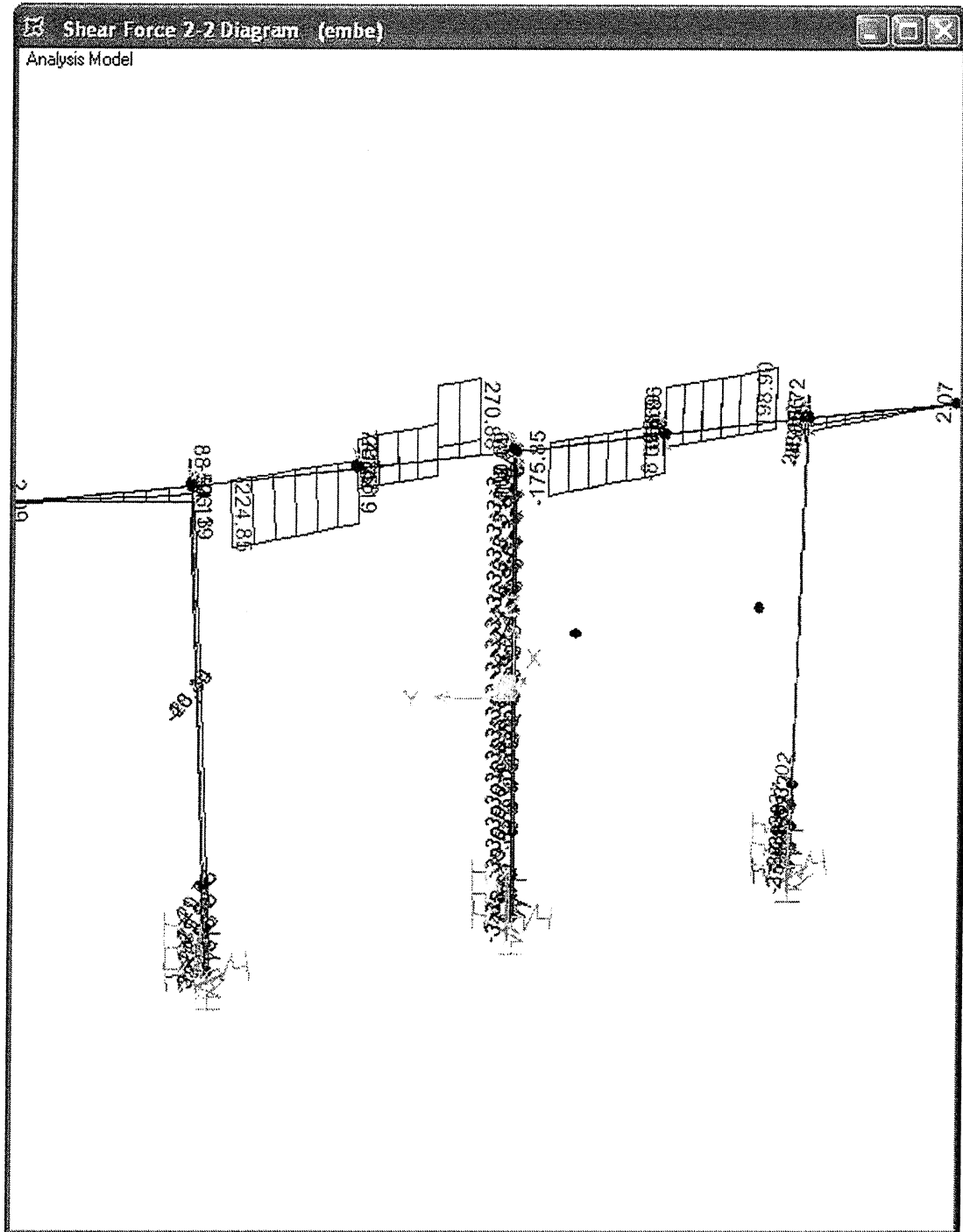
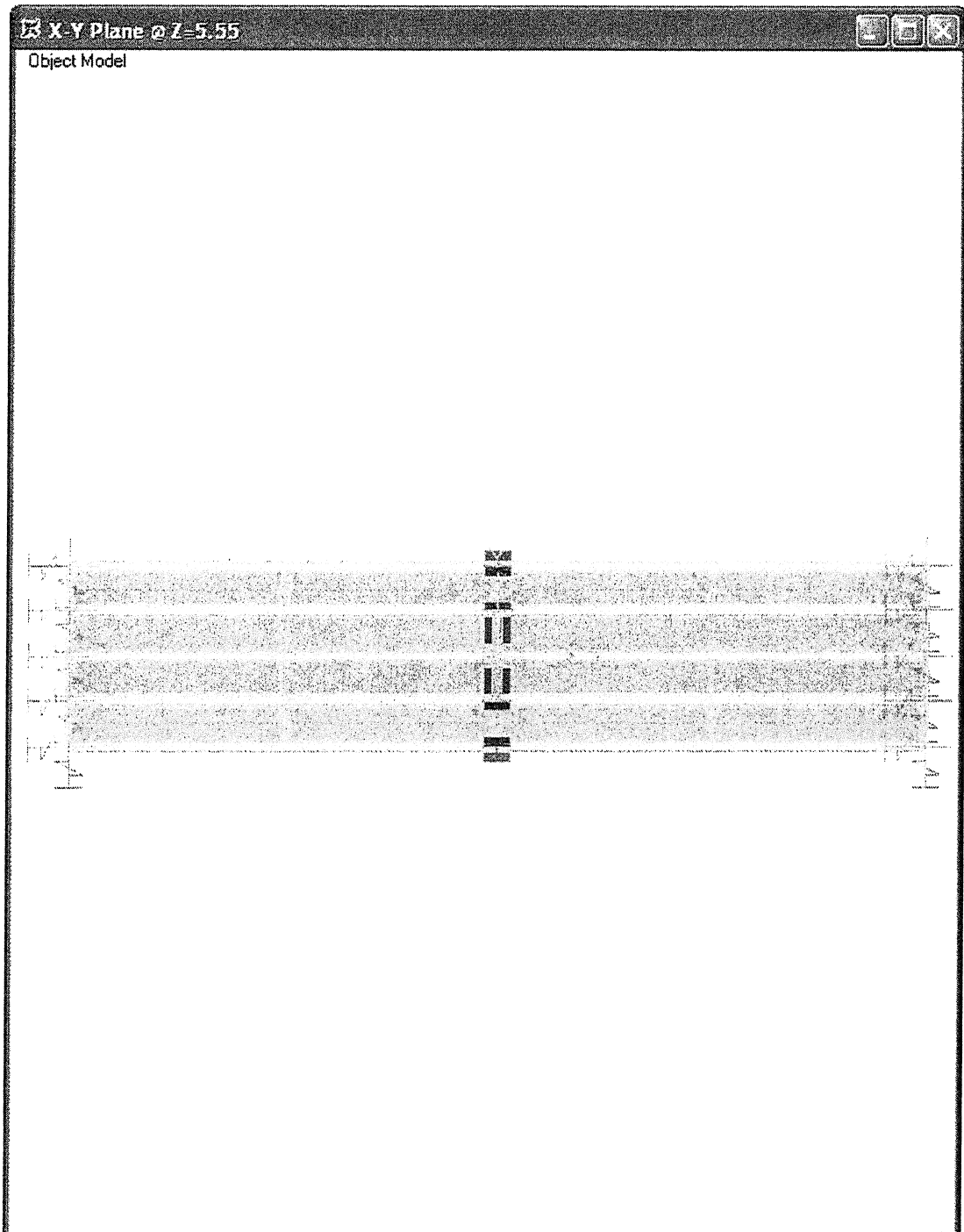


DIAGRAMA DE CORTANTE

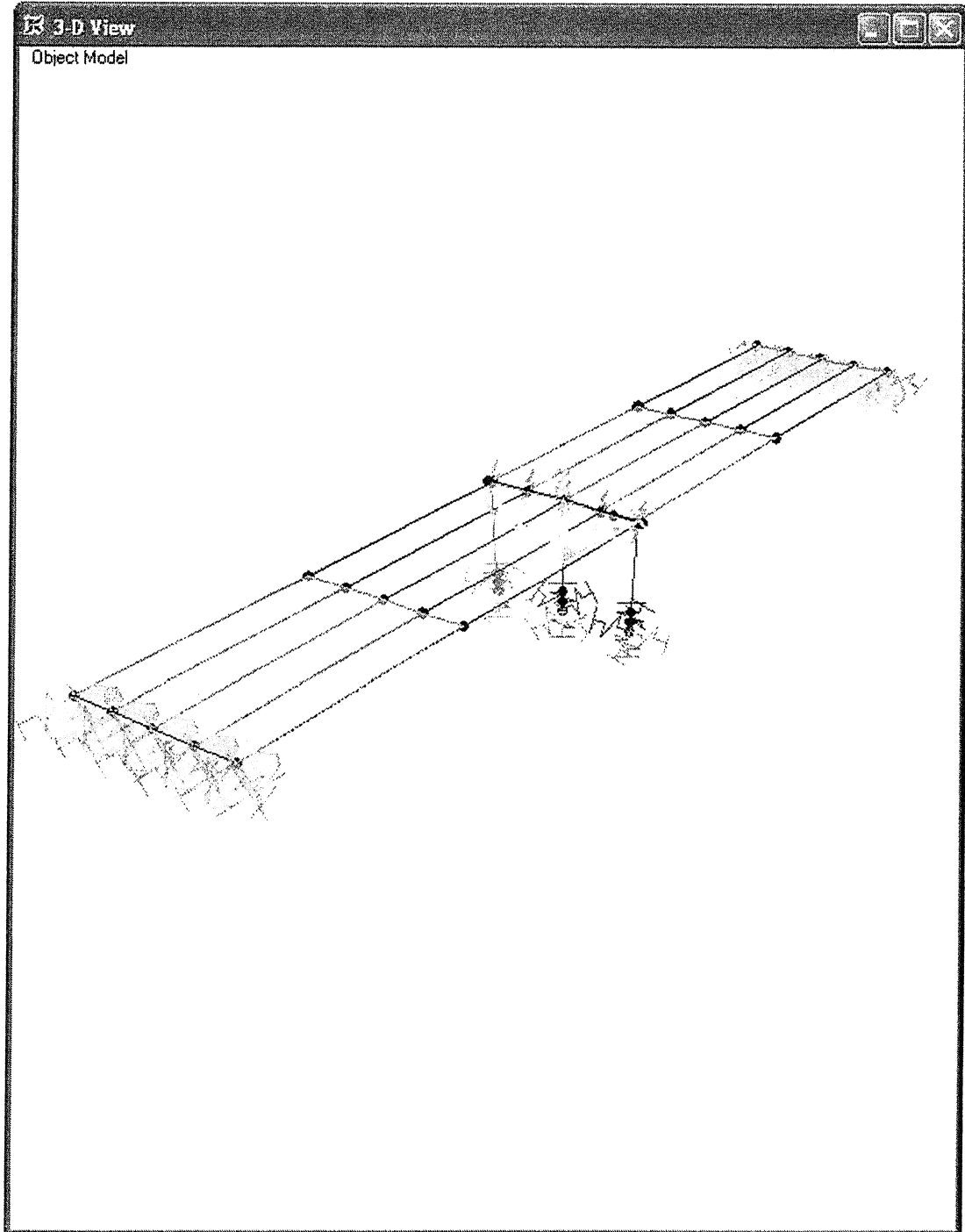


MODELOS SAP 2000

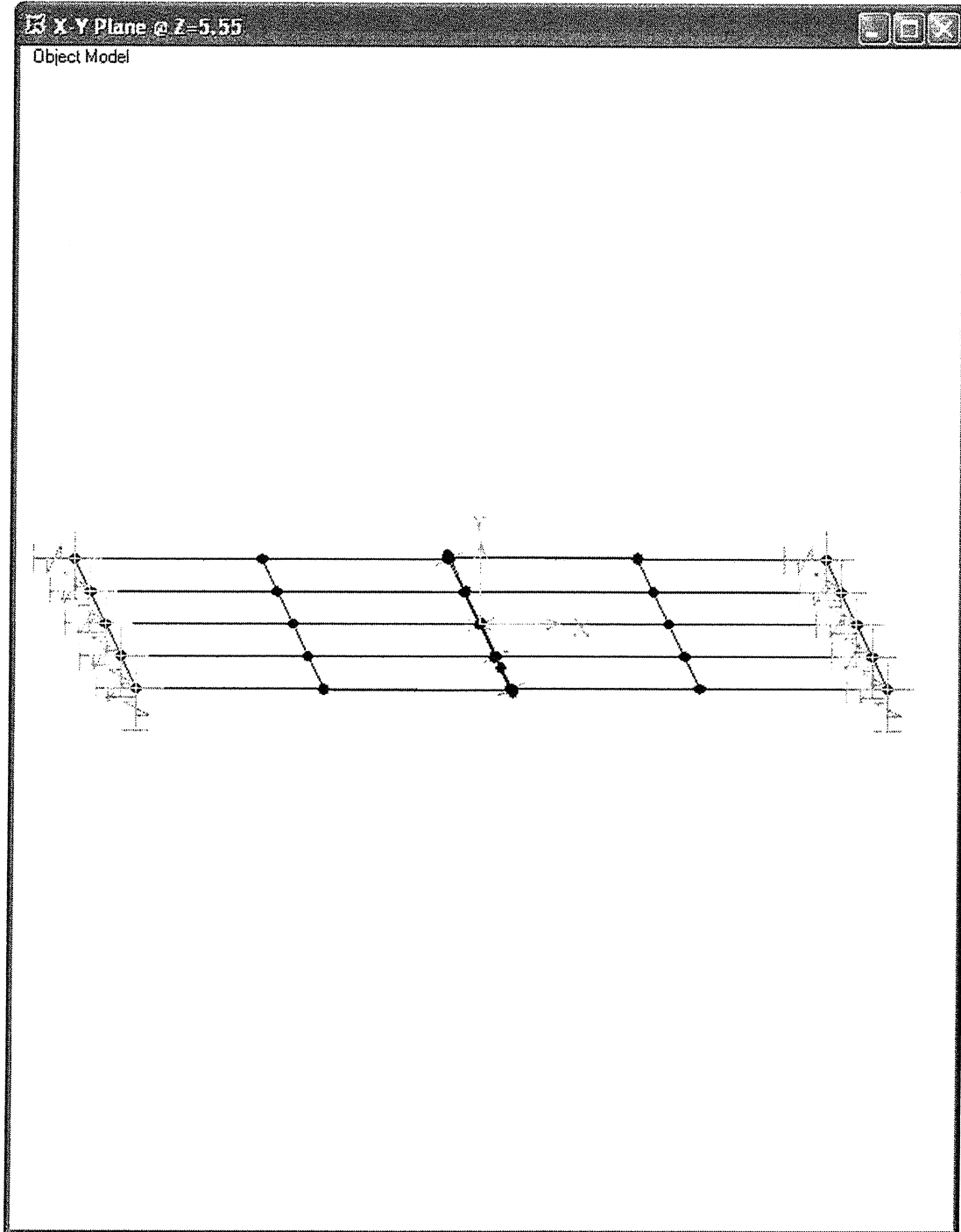
MODELO RECTO



MODELO RECTO



MODELO ESVIAJADO



MODELO ESVAJADO

