



Universidad Autónoma de Querétaro
Facultad de Ingeniería
Maestría en Ciencias (Estructuras)

**MODELACION COMPUTACIONAL DE LA DISTORSION ANGULAR EN CIMENTACIONES
RETICULARES SOBRE SUELOS EXPANSIVOS Y SU REMEDIACION**

TESIS

Que como parte de los requisitos para obtener el grado de
Maestro en Ciencias en Ingeniería (Estructuras)

Presenta:
Ing. Saúl Morán Bello

Dirigido por:
Dr. Jaime Horta Rangel

SINODALES

Dr. Jaime Horta Rangel
Presidente

Dr. Miguel Ángel Pérez Lara y Hernández
Secretario

Dr. Juan Bosco Hernández Zaragoza
Vocal

M.C. Joaquín Noriega Montes
Suplente

M.C. Julio César Leal Vaca
Suplente

Dr. Gilberto Herrera Ruiz
Director de la Facultad



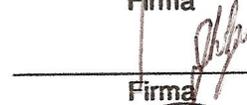
Firma



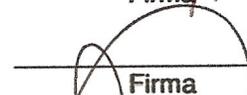
Firma



Firma



Firma



Firma



Dr. Luis Gerardo Hernández Sandoval
Director de Investigación y
Posgrado

Centro Universitario
Querétaro, Qro.
Noviembre 2007
México

RESUMEN

El presente trabajo evalúa la distorsión angular en cimentaciones reticulares sobre suelos expansivos mediante el uso del método de elemento finito, estableciendo al mismo tiempo una propuesta que permite de manera eficiente minimizar los efectos estructurales que ocasiona. El planteamiento se basa en el algoritmo propuesto por (Horta et. al., 2006) que analiza la cimentación sobre un suelo expansivo considerando sus características aleatorias además de sus efectos transmitidos a través de presiones sobre la cimentación. Este algoritmo se modifica proponiendo alternativas de rigidización de la cimentación que minimiza los efectos de la distorsión angular ajustándolos a parámetros establecidos en los códigos reglamentarios. Se plantea además un seguimiento de la energía de deformación de la retícula que nos permite observar las zonas mas deformadas de la cimentación, como una media cualitativa del comportamiento estructural de la cimentación. Las zonas mas esforzadas son indicios de generación por ejemplo de asentamientos diferenciales en la cimentación. Finalmente, los aspectos de estudio involucrados en este trabajo permiten prever en la etapa de análisis-diseño, aquellos efectos desfavorables de cargas o presiones por efectos de expansión del suelo durante la vida útil de la cimentación. Esta valoración permite estructurar apropiadamente la cimentación con la finalidad de que cualquier evento crítico expansivo sea soportado por la cimentación de manera segura y confiable. Finalmente, este trabajo ha sido desarrollado en el marco del proyecto de investigación titulado “Desarrollo de un nuevo método de análisis y diseño de cimentaciones sobre suelos expansivos” a cargo del Dr. Jaime Horta Rangel.

(Palabras Claves: cimentación, distorsión angular, efectos aleatorios, suelos expansivos)

SUMMARY

This work evaluates the angular distortion in reticular foundations located on expansive soil through the use of the finite element method. At the same time, it sets forth a proposal that would efficiently allow for the minimization of the structural effects that result. The formulation is based on the algorithm proposed by Horta et al. (2006) which analyzes foundations on expansive soil considering its aleatory characteristics, as well as the effects transmitted through pressure on the foundation. This algorithm is modified, proposing rigidity alternatives for the foundation, alternatives that minimize the effects of angular distortion, adjusting them to parameters established in regulation codes. It also proposes an energy follow-up of reticle deformation that allows us to observe the most deformed areas of the foundation. The most strengthened areas indicate generation, for example of differential settling of the foundation. Finally, study aspects involved in this work allow us to foresee, in the analysis-design stage, unfavorable effects of weight or pressure due to the expansion of soil during the life of the foundation. This evaluation helps us to appropriately structure the foundation so that any critical expansive event can be borne safely by the foundation. Finally, this work was carried out in the frame work of the research project titled "Development of a new method of analysis and design for foundations located on expansive soil" under the direction of Dr. Jaime Horta Rangel.

(Key words: Foundation, angular distortion, aleatory effects, expansive soil)

DEDICATORIAS

Este trabajo lo dedico a mi UNIVERSIDAD AUTONOMA DE QUERETARO y a todos mis maestros en especial al Dr. Jaime Horta Rangel, quien gracias a la gran ayuda que me a dado hoy concluyo este trabajo, también agradezco al mismo tiempo la amistad que me a brindado.

También a mis padres, mi esposa Alejandra, mis hijos: Alejandra, Karen, Brenda y Saúl. También al Ing. Hugo Pérez Gálvez y a todas las personas que me han apoyado de alguna o mil maneras.

INDICE

<i>Resumen</i>	<i>i</i>
<i>Summary</i>	<i>ii</i>
<i>Dedicatorias</i>	<i>iii</i>
<i>Índice</i>	<i>iv</i>
<i>Índice de figuras</i>	<i>vi</i>
<i>Índice de tablas</i>	<i>ix</i>
<i>Índice de fórmulas</i>	<i>x</i>

	DESCRIPCION	PAG.
1.	INTRODUCCION	1
1.1	Aspectos generales	
1.2	Hipótesis	1
1.3	Justificación	4
		5
		6
2.	ANTECEDENTES	8
2.1	Generalidades sobre un suelo expansivo	8
2.1.1	Características de las arcillas expansivas	9
2.1.1.1	Identificación mineralógica	9
2.1.1.2	Métodos directos	
2.1.1.3	Métodos indirectos	
		11
2.2	Suelos expansivos. Efectos	11
2.3	Cimentaciones	11
2.3.1	Generalidades	12
2.3.2	Tipos de cimentación	

3. ESTADO DEL ARTE	14
3.1 Estudio de los efectos de distorsion angular	14
3.2 Daños en vivienda por efectos de distorsion angular	18
3.3 Formas de remediacion	21
4. MARCO TEORICO	23
4.1 Comportamiento de las cimentaciones sobre suelos expansivos	23
4.1.1 Métodos de análisis de cimentaciones sobre arcillas expansivas	23
4.1.2 Recomendaciones de diseño	27
4.1.2.1 Flujo plástico en la cimentación	27
4.1.2.2 Fatiga	29
4.1.2.3 Combinación de cargas	29
4.1.2.4 Flexión	30
4.1.2.5 Cortante	30
4.1.2.6 Asentamientos diferenciales	31
4.1.2.7 Asentamiento vertical máximo	31
4.1.3 Influencia del espesor de la capa de material inerte.	32
4.2 Aspectos teoricos generales	33
4.2.1 Ecuaciones generales de comportamiento	33
4.2.2 Matrices estructurales	34
4.2.3 Modelos mecánicos equivalentes	36
4.2.3.1 Modelo de winkler	36
4.2.3.2 Modelo de filonenko-borodish	37
4.3 programa ansys	39
4.3.1 características generales	39
4.3.2 programa adcim	39
5. DESCRIPCION DEL TRABAJO.	44
5.1 Planteamiento general	44
5.2 Consideraciones de la distorsión angular en el programa adcim	47
5.2 Casos de estudio	51
6. DISCUSION DE RESULTADOS	101
7. CONCLUSIONES	103
8. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	105
9. ANEXOS	107
A. Geometría y cargas sobre la cimentación del ejemplo 1.	107
B. Geometría y cargas sobre la cimentación del ejemplo 2.	109

INDICE DE FIGURAS

Figura	Descripción	Página
2.1	Perfil típico de Humedades en un corte de suelo	7
2.2	Línea equipotencial de la succión	7
2.3	Tipos de cimentaciones comunes	13
3.1	Fallas típicas por asentamientos diferenciales	15
3.2	Efectos de movimientos diferenciales de la cimentación.	18
3.3	Falla compleja de tensiones en muros	19
3.4	Falla típica de tensiona diagonal	19
3.5	Falla típica de contracción en zapata aislada	20
3.6	Soluciones que se implementan en muros dañados	21
4.1	Contacto de una viga sobre un suelo expansivo	23
4.2	Viga apoyada sobre dos montículos deformables.	24
4.3	Patrones de Momento, Cortante y Deflexión de una viga sobre suelo expansivo	26
4.4	Deformación en el tiempo por el efecto de Creep.	28
4.5	Elemento finito unidimensional – viga 3D. Grados de libertad	35
4.6	Modelo Winkler. Comportamiento de la cimentación bajo un suelo comprensible	36
4.7	Modelos bi-paramétricos: (a) Filonenko-Borodish; (b) Pasternak.	38
5.1	Diagrama de bloques del programa ADCIM	45
5.2	Rigidez (K) del medio elástico	46
5.3	No. Trabes de cimentación	53
5.4	Áreas de expansión (-----) total áreas = 96, Diam. Expan=2.00 mt	53
5.5	Elementos Capturados en Áreas de Expansión, Total Áreas = 96	54
5.6	No hay elementos de colindancia	54
5.7	Cargas sobre la cimentación	55
5.8	Dist. Ang. Lim =300; trabes falladas=0;fallad=0;ciclo1;nan=1	55
5.9	Desp. Vert. UY (MT) Wm+Wv, perm=0.04m ciclo=1; nan=1	56
5.10	Pres. cont, en trabes (T/M2) Wm+Wv, perm=10 T/M2 ciclo=1, nan=1	56
5.11	Mom. Flex. MZ(T-M) diseño ciclo=1, nan=1	57
5.12	Fza cortante FY (T) diseño ciclo=1, nan=1	57
5.13	Ancho de zapata corrida (M) ciclo=1	58
5.14	Peralte de zapata (CM), ciclo=1	58
5.15	Acero por flexión en zapata corrida (CM2) ciclo=1	59
5.16	Peralte de trabe (CM), ancho=0.15 ciclo=1, fallad=0	59
5.17	Acero superior de trabe zapata (CM2) ciclo=1	60
5.18	Acero inferior de trabe zapata (CM2) ciclo=1	60
5.19	Separación de estribos ¼ en trabe zapata (CM) ciclo=1	61
5.20	Dist. Ang. Lim=300, trabes falladas=0, fallad=0, ciclo2, nan=1	61
5.21	Desp. Vert. UY (MT) Wm+Wv perm=0.04m ciclo=2 nan=1	62
5.22	Pres. cont. En trabes (T/M2) Wm+Wv perm=10T/M2 ciclo=2 nan=1	62
5.23	Mom. Flex Mz (T-M) diseño ciclo=2 nan=1	63
5.24	Fza. Cortante FY (T) diseño ciclo=2 nan=1	63
5.25	Ancho de zapata corrida (M) ciclo=2	64

5.26 Peralte de zapata (CM) ciclo=2	64
5.27 Acero por flexión en zapata corrida (CM2) ciclo=2	65
5.28 Peralte de trabe (CM) ancho=0.15 ciclo=2 fallad=0	65
5.29 Acero superior de trabe zapata (CM2) ciclo=2	66
5.30 Acero inferior de trabe zapata (CM2) ciclo=2	66
5.31 Separación de estribos ¼ en trabe zapata (CM) ciclo=2	67
5.32 Dist. Ang. Lim=300, traves falladas=0, fallad=0, ciclo=1, nan=2	67
5.33 Dist. Ang. Lim=300, traves falladas=0, fallad=0, ciclo=1, nan=45	68
5.34 Dist. Ang. Lim=300, traves falladas=0, fallad=0, ciclo=1, nan=46	68
5.35 Dist. Ang. Lim=300, traves falladas=0, fallad=0, ciclo=1, nan=78	69
5.36 Dist. Ang. Lim=300, traves falladas=0, fallad=0, ciclo=1, nan=79	69
5.37 Dist. Ang. Lim=300, traves falladas=0, fallad=0, ciclo=1, nan=97	70
5.38 Peralte actualizado de trabe (CM) ancho=0.15 ciclo=1 nan=97	70
5.39 Ancho actualizado de zapata corrida ciclo=1 nan=97	71
5.40 Peralte actualizado de la zapata (CM) ciclo=1 nan=97	71
5.41 Acero actualizado de la zapata corrida (CM2) ciclo=1 nan=97	72
5.42 Acero positivo actualizado flexión traves ciclo=1 nan=97	72
5.43 Acero negativo actualizado flexión traves ciclo=1 nan=97	73
5.44 Acero actualizado de estribos en traves ciclo=1 nan=97	73
5.45 Total energía de deformación en traves vs ciclos de analisis	74
5.46 Volumen total de las traves cim vs ciclos de análisis	74
5.47 Evolución de desp máximo UY (M) en traves Wm+Wv UY perm=0.04M	75
5.48 Evolución de las presiones de contacto en traves Wm+Wv perm=10T/M2	75
5.49 Evolución de momentos flexionantes positivos máximos (T-M) en traves	76
5.50 Evolución de los momentos flexionantes negativos máximos (T-M) en traves	76
5.51 Evolución de la fuerza cortante FY (T) en traves	77
5.52 Actualizado acero transversal zapata separación de varillas 3/8 (CM)	77
5.53 Actualizado numero de varillas 3/8 acero superior de trabe zapata	78
5.54 Actualizado num de varillas 3/8 acero inferior de trabe zapata	78
5.55 Plano estructural de la cimentación	79
5.56 Detalle de armado de zapata corrida	79
5.57 Cimentación Planta. Conformación del modelo geométrico.	81
5.58 Fzas. puntuales sobre la cimentación s/e (Ton)	82
5.59 Carga uniformemente repartida sobre la cimentación s/e (T/m)	82
5.60 No. Traves de cimentación	83
5.61 Áreas de expansión (-----) total areas=80, diam exp= 2MT	83
5.62 Elementos Capturados en Áreas de Expansión, Total Áreas = 80	84
5.63 Dist. Ang. Lim=300, traves falladas=2, fallad=2, ciclo1, nan=1	84
5.64 Dist. Ang. Lim=300, traves falladas=2, fallad=0, ciclo2, nan=1	85
5.65 Mom. Flex. MZ (T-M) Diseño Ciclo=2, nan=1	85
5.66 Pres. Cont. En traves (T/M2) Wm+Wc perm=10T/M2 ciclo=2, nan=1	86
5.67 Desp. Vert. UY (MT) Wm+Wv perm=0.04M ciclo=2, nan=1	86
5.68 Fza. Cortante FY (T) diseño ciclo=2, nan=1	87
5.69 Ancho de zapata corrida (M) ciclo=2	87
5.70 Acero por flexión en zapata corrida (CM2) ciclo=2	88
5.71 Peralte de zapata (CM) ciclo=2	88
5.72 Separación de estribos ¼ en trabe de zapata (CM) ciclo=2	89

5.73 Acero inferior de trabe zapata (CM2) ciclo=2	89
5.74 Acero superior de trabe zapata (CM2) ciclo=2	90
5.75 Dist. Ang. Lim=300, trabes falladas=0, fallad=0, ciclo1, nan=2	90
5.76 Dist. Ang. Lim=300, trabes falladas=0, fallad=0, ciclo1, nan=50	91
5.77 Dist. Ang. Lim=300, trabes falladas=0, fallad=0, ciclo1, nan=81	91
5.78 Peralte actualizado de trabe (CM) ancho=0.20 ciclo=1 nan=81	92
5.79 Acero actualizado de la zapata corrida (CM2) ciclo=1 nan=81	92
5.80 Ancho actualizado de zapata corrida ciclo=1 nan=81	93
5.81 Acero positivo actualizado flexión trabes ciclo=1 nan=81	93
5.82 Total energía de deformación en trabes vs ciclo de analisis	94
5.83 Acero actualizado de estribos en trabes ciclo=1 nan=81	94
5.84 Acero negativo actualizado flexión trabes ciclo=1 nan=81	95
5.85 Volumen total de las trabes cim vs ciclos de análisis	95
5.86 Evolución de las presiones de contacto en trabes W_m+W_v perm=10T/M2	96
5.87 Evolución de los desp máx UY (M) en trabes W_m+W_v UY perm=0.04M	96
5.88 Evolución de los momentos flexionantes neg máximos (T-M) en trabes	97
5.89 Evolución de los momentos flexionantes positivos max (T-M) en trabes	97
5.90 Actualizado num de varillas 3/8 acero superior de trabe zapata	98
5.91 Actualizado acero transversal zapata separación de varillas 3/8 (CM)	98
5.92 Actualizado num de varillas 3/8 acero inferior de trabe zapata	99
5.93 Plano estructural de cimentación	100
5.94 Detalle armado de zapatas	100

INDICE DE TABLAS

Tabla	Descripción	Página
2.1	Expansividad de una arcilla en relación al índice de Plasticidad	9
2.2	Relación entre expansividad y la contracción lineal	10
3.1	Severidad del daño en el muro por fisuramiento	16
3.2	Sumario de deformaciones críticas en elementos estructurales	16
3.3	Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas	17
9.1	Keypoints y Lineas. Geometría de la cimentación	107
9.2	Cargas aplicadas a la cimentación	108
9.3	Keypoints y Lineas. Geometría de la cimentación	109
9.4	Cargas aplicadas a la cimentación	109

INDICE DE FORMULAS

Formula	Descripción	Página
2.1	Cálculo de la succión	6
2.2	Cálculo del potencial de expansión de un suelo	9
2.3	Relación entre potencial de expansión y porcentaje de arcilla	10
4.1	Ecuación diferencial del perfil deformado de un suelo	23
4.2	Ecuación diferencial de una viga sin contacto con el suelo	24
4.3	Ecuación diferencial de una placa en contacto con el suelo	24
4.4	Ecuación diferencial de una placa sin contacto con el suelo	24
4.5	Momento corregido debido al corrimiento del montículo	25
4.6	Reducción del montículo	25
4.7	Calculo de fuerza cortante y flexion de una viga	25
4.8	Momento corregido de placa	25
4.9	Momento corregido de claro corto y claro largo de una placa	25
4.10	Coefficiente de Creep	27
4.11	Relación entre el coeficiente de Creep y el modulo de elasticidad	28
4.12	Modulo de elasticidad para concretos de baja resistencia	28
4.13	Modulo de elasticidad para concretos en cimentaciones	28
4.14	Combinación de carga viva y carga muerta	29
4.15	Combinación de carga viva, carga muerta, temperatura, asentamientos diferenciales y contracción	29
4.16	Presiones de contacto admisibles	29
4.17	Combinación de carga viva y carga muerta sin factorizar	29
4.18	Relación entre momento de diseño y memento nominal	30
4.19	Calculo de momento nominal	30
4.20	Valor de f'_c factorizado	30
4.21	Relación entre porcentaje de acero, F_y y F'_c	30
4.22	Calculo del porcentaje de acero máximo y minimo	30
4.23	Relación entre fuerza cortante nominal y ultima	30
4.24	Calculo de la fuerza cortante nominal	30
4.25	Calculo de la fuerza cortante del concreto	31
4.26	Calculo de la fuerza cortante proporcionada por el acero máxima	31
4.27	Calculo de la fuerza cortante proporcionada por el acero	31
4.28	Calculo del area de acero minima por cortante	31
4.29	Separación máxima de estribos	31
4.30	Separación máxima de estribos para trabes con mayor cortante	31
4.31	Asentamiento diferencial máximo	31
4.32	Asentamiento vertical máximo	31
4.33	Ecuación constitutiva	33
4.34	Tensor de deformación infinitesimal	33
4.35	Ecuación de equilibrio	33
4.36	Ecuación de equilibrio para el caso elastostático	33
4.37	Principio de energía potencial mínima	33
4.38	Principio del trabajo virtual	34
4.39	Ecuación del modelo discreto	34

4.40	Ecuación del modelo discreto simplificada	34
4.41	Relación entre la carga, modulo de elasticidad y deformación del suelo	36
4.42	Ecuación diferencial de una viga sobre cimiento elástico	37
4.43	Modelo bi-paramétrico	37

1. INTRODUCCION

1.1 Aspectos generales

Los asentamientos superficiales en la interfase de una cimentación se deben no solo al efecto de las presiones transmitidas por el peso de las cargas de servicio sobre la cimentación, sino también por las presiones inducidas por los cambios volumétricos del suelo que son característicos de los suelos no-saturados. Este tipo de suelos se encuentra diseminado en gran parte del territorio nacional, siendo tema de investigación de un gran número de investigadores. Los efectos que ocasionan estos suelos sobre las construcciones son de muy diversa índole, los asentamientos diferenciales ocasionan fisuras y desprendimiento de recubrimientos en muros, y dependiendo de la magnitud del asentamiento: daños en elementos estructurales, trabes, columnas y losas, incluyendo la cimentación (Tomlinson, 1986).

El comportamiento del suelo está íntimamente asociada a las variaciones de la succión. Un cambio de volumen se manifiesta por un cambio en la succión y por consecuencia una variación en su estado de esfuerzos. Cuanto menores sean las humedades (época de estiaje), mayores serán las succiones y las presiones de expansión del suelo. Durante el año, las propiedades de humedad y succión varían y la zona activa experimenta expansiones y contracciones que provocan cambios en el estado de esfuerzos de la cimentación.

En ciertos casos se requiere analizar el estado de esfuerzos provocado por levantamientos (o asentamientos) debidos a presiones de expansión como consecuencia de la humedad o bien contracciones por desecamiento en regiones localizadas en el área de influencia de la cimentación.

Las diferencias de humedad en el suelo provocan que los efectos de expansión no sean uniformes sino que varían tanto con la profundidad como por su ubicación en el plano de la cimentación. Tanto la succión como la presión de expansión se evalúan mediante pruebas de laboratorio, este último parámetro para el caso de Querétaro reporta valores que oscilan entre 0.40 – 6.0 Kg/cm². La succión al igual que la presión de expansión disminuye con la profundidad de las muestras analizadas. Conforme disminuye la succión, la actividad expansiva del suelo disminuye. La valoración de un umbral en donde los efectos de expansión sean mínimos es importante ya que establece la profundidad de desplante apropiada para la cimentación, a dicho umbral se le conoce como “capa activa”.

Es de notar que cuando las condiciones de humedad en dicho umbral cambien por consecuencia de variaciones extraordinarias de humedad la actividad del suelo expansivo se hará presente, es decir, el umbral de expansión (o contracción) depende fundamentalmente del contenido de humedad.

Los suelos expansivos formalmente denominados suelos parcialmente saturados experimentan un comportamiento muy particular a diferencia de los suelos denominados inertes, al contacto con la humedad, incrementan significativamente su volumen ocasionando en las

cimentaciones deformaciones y esfuerzos adicionales a los provocados por las cargas de servicio. Los efectos en el inmueble son diversos: ocasiona levantamiento de pisos, desviaciones estructurales, asentamientos diferenciales, fisuras en columnas, muros, losas, etc. limitando sustancialmente la vida útil de la estructura y llevándolo en casos extremos al colapso. Una revisión de su incidencia en el territorio nacional nos lleva a comprobar su presencia en varios Estados, en particular en el Estado de Querétaro. Sus efectos son considerados de interés general, provocando en los constructores la implementación de medidas precautorias al momento de construir las viviendas.

El efecto del suelo expansivo se traduce en primer término en una variación en las condiciones de frontera en cuanto a los desplazamientos superficiales, estas variaciones están íntimamente asociadas a la presión de expansión ocurrente al interior de la masa de suelo. Es práctica común en la construcción, colocar una capa de material inerte con el objetivo de disipar los efectos de expansión y/o contracción del suelo.

Generalmente los estudios de mecánica de suelos que se llevan a cabo previos a la construcción, permiten establecer la zona natural de influencia o potencial expansivo del suelo, la excavación tiene como fin remover dicha zona activa para sustituirla por este material inerte. El suelo permanece entonces en un estado de equilibrio y su actividad tanto de expansión como de contracción minimizada. Sin embargo si las condiciones de humedad se alteran, su potencialidad expansiva se manifiesta en mayor o en menor grado dependiendo de las condiciones iniciales de equilibrio.

Bajo esas circunstancias los efectos de expansión que se manifiesten sobre la cimentación deben de ser estimados con el fin de que no ocurran efectos graves que dañen la estructura. Sin embargo, las incertidumbres propias de esta fenomenología son complejas, procurando por ello implementar medidas precautorias que minimicen sus efectos, uno de ellos es precisamente la capa de material inerte, y en virtud de su importancia en el comportamiento integral del sistema suelo expansivo-estructura, siempre será de interés ahondar en estudios acerca de su comportamiento.

Uno de los efectos poco estudiado y menos considerado en cuanto a algún planteamiento confiable de solución, es la distorsión angular (Kennet B. Simmons,1991). Los efectos que provoca, son de hecho los más evidentes en cuanto a fallas en un inmueble: fisuras en muros, levantamiento de piso en zonas cercanas a muros, y por consecuencia daños estructurales en columnas y trabes siendo estos elementos estructurales primarios.

Los planteamientos de solución aplicados redundan en el reforzamiento de la rigidez de muros a través de elementos estructurales intermedios, contraventeos, etc. Todos estos, concebidos por lo general en la etapa de construcción o bien como una remediación ante fallas tempranas evidentes.

La distorsión angular es un evento que debe analizarse y cuantificarse desde un inicio, en la etapa de análisis, de la concepción estructural de la cimentación. Sus efectos no son exclusivos

de cimentaciones sobre suelos expansivos, ocurren con bastante frecuencia incluso en cimentaciones sobre suelos sin actividad expansiva.

Existe un vacío evidente en aspectos de análisis de la cimentación asociado a este hecho. Uno de los resultados primarios de un análisis se refiere a la evaluación de los asentamientos máximos de la cimentación así como de los asentamientos diferenciales. Este último resultado se encuentra íntimamente asociado a la distorsión angular que experimenta cada trabe de la cimentación.

Sin embargo, la solución local que pudiese implementarse no necesariamente redundaría en una solución viable ya que la respuesta de la cimentación depende de la rigidez estructural no solo local sino del conjunto, por tanto se requiere analizar el problema no solo desde un punto de vista local sino global, es decir analizar las variaciones que deba requerir la cimentación en su conjunto para así proponer una solución viable y óptima que minimice el efecto de distorsión alejándola de los límites establecidos.

Un parámetro de calidad que nos permite visualizar el comportamiento estructural, es la energía de deformación asociada a cada modificación que se desee llevar a cabo. Este es el planteamiento que se desarrolla en este trabajo. Por otra parte si referimos el problema en el marco de los efectos expansivos, se adiciona un evento que genera una complicación adicional en el análisis estructural de la cimentación.

El problema por tanto se lleva a cabo utilizando el método propuesto por (Horta, et. al., 2006) consistente en la evaluación de la respuesta estructural de la cimentación mediante el método de áreas de presiones y que considera en adición el efecto de transmisión de presiones debidas al efecto expansivo sobre la cimentación. El estudio asocia por razones de la evaluación cíclica de los efectos estructurales, la evaluación de las nuevas secciones que soportan los efectos a los que se ven sometidos, es decir asocia el diseño de los elementos estructurales basado en la normatividad vigente.

1.2 Hipótesis

- El comportamiento de la cimentación obedece a un modelo elástico lineal. Los elementos que conforman la retícula de cimentación son elementos viga 3-D.
- Los efectos de expansión del suelo se traducen de conformidad con el planteamiento de (Horta, et. al.,2006) en presiones sobre los elementos estructurales.
- Las presiones debidas a la expansión se aplicaran en áreas de influencia de acuerdo a la propuesta hecha por el mismo autor.
- La fase análisis-diseño que integra el programa ADCIM se modifica para facilitar la reestructuración de la retícula por los efectos de distorsión angular de la cimentación siendo este el planteamiento esencial de este proyecto.
- Como indicativo de calidad, se evaluará la energía de deformación almacenada en la cimentación producto de cada ciclo de análisis-diseño (secciones modificadas) y que integra tanto el caso no expansivo, como los casos expansivos por áreas de influencia.
- Los efectos de distorsión angular en la estructuración se minimizan siguiendo una metodología adoptada en esta trabajo y consiste en rigidizar la cimentación en la etapa de análisis-permitiendo con ello prolongar la vida útil de la vivienda.

1.3 Justificación

En la republicana Mexicana así como en distintas zonas del globo terráqueo existen depósitos de suelos no-saturados (expansivos) con las implicaciones que se derivan de su actividad sobre edificaciones, carreteras, etc. y en particular en casas-habitación cuyo estudio es tema del presente trabajo. La actividad de expansión y/o contracción de estos suelos ocasiona movimientos diferenciales en las cimentaciones que son responsables de las fallas estructurales del inmueble. Las manifestaciones de dichas fallas son diversas: levantamiento en pisos, fallas (grietas) por tensión diagonal en muros, separación de muros con castillos y losa, patrón de grietas muy diverso acusando un estado complejo de esfuerzos, y en casos extremos fallas en elementos estructurales primarios que pudiesen ocasionar la inhabilitación y colapso del inmueble.

Las soluciones que se han implementado para resolver estas manifestaciones, son asimismo diversas, y depende del tipo de inmueble y de las posibilidades económicas de los usuarios: por ejemplo, en fallas por tensión diagonal en muros, se colocan grapas de concreto con la circunstancia de que con el tiempo vuelve a aparecer la grieta y tiende a desarrollarse en forma mas compleja. Otra solución, es colocar tensores diagonales que minimicen una posible aparición futura de la grieta, esta solución normalmente es cara y poco aplicable a usuarios de escasos recursos, máxime si estas grietas han ocurrido en varios muros. Existen otras soluciones que van desde “pegar” membranas resistentes a las caras del muro, hasta rehacer en forma parcial o total el muro dañado.

Una solución racional y viable consiste en la que se propone en este estudio, consiste en analizar apropiadamente la cimentación bajo el efecto expansivo y evaluar desde esa etapa de diseño la distorsión angular en cada “portal” estructural con la finalidad de establecer cuales son las zonas potenciales de asentamientos diferenciales y por ende de los efectos por distorsión angular. Detectando estas zonas se procederá a aplicar una metodología consistente en variar determinadas secciones que minimicen dicha distorsión y la lleve a valores reglamentarios. Este planteamiento aplicado en esta etapa de diseño garantiza el blindaje de la estructura a daños futuros que pudiese ocasionar la distorsión angular.

El procedimiento integra su solución en base al programa ADCIM desarrollado por J. Horta, permitiendo con ello la obtención de una solución racional de cimentación para el caso que se revisa, reticular. Las graficas que se derivan del programa, permiten la visualización de los elementos mecánicos resultantes, asentamientos, etc. así como de la distorsión angular en cada uno de los elementos de la cimentación.

2. ANTECEDENTES

2.1 Generalidades sobre un suelo expansivo

Las arcillas expansivas tienen como característica la variación significativa de su volumen en relación al contenido de humedad. Cuando las arcillas se humedecen sufren expansiones, y cuando se secan experimentan contracciones. Existen depósitos de arcillas con potencial expansivo diseminados en diferentes partes del mundo. En la república mexicana dichos depósitos llegan a ser del orden del 15% y más de acuerdo a estudio realizados por (Zepeda A., año). En la zona del Bajío y en especial en la ciudad de Querétaro la acumulación de dichos depósitos son importantes. De esta manera las construcciones asentadas en estas zonas sufren de daños provocados por los movimientos que les ocasionan las arcillas expansivas. Uno de los parámetros que caracteriza la actividad expansiva de un suelo es la succión.

La succión total se evalúa mediante la relación siguiente:

$$\psi = \frac{RT}{V} \ln \frac{P}{P_0} \quad (2.1)$$

Tal que:

- ϕ : succión (kPa)
- R : Constante universal de los gases
- T : Temperatura absoluta K
- V : Peso gram-molecular del vapor de agua V=18.02 gm/mol
- P_0 : Presión de vapor saturado del vapor de agua
- P : Presión del vapor de agua del suelo
- P/ P_0 : Humedad relativa

Durante el año, las propiedades de humedad y succión varían y la zona activa experimenta expansiones y contracciones que provocan cambios en el estado de esfuerzos de la cimentación.

En ciertos casos se requiere analizar el estado de esfuerzos provocado por levantamientos (o asentamientos) debidos a presiones de expansión como consecuencia de la humedad o bien contracciones por desecamiento en regiones localizadas en el área de influencia de la cimentación.

Las diferencias de humedad en el suelo provocan que los efectos de expansión no sean uniformes sino que varían tanto con la profundidad como por su ubicación en el plano de la cimentación. Tanto la succión como la presión de expansión se evalúan mediante pruebas de laboratorio.

En las Figs. 2.1 y 2.2 se muestran valores típicos del contenido de humedad así como de la succión con respecto a la profundidad del suelo. Conforme disminuye la succión, la actividad expansiva del suelo disminuye. La valoración de un umbral en donde los efectos de expansión

sean mínimos es importante ya que establece la profundidad de desplante apropiada para la cimentación. A dicho umbral se le conoce como “capa activa”.

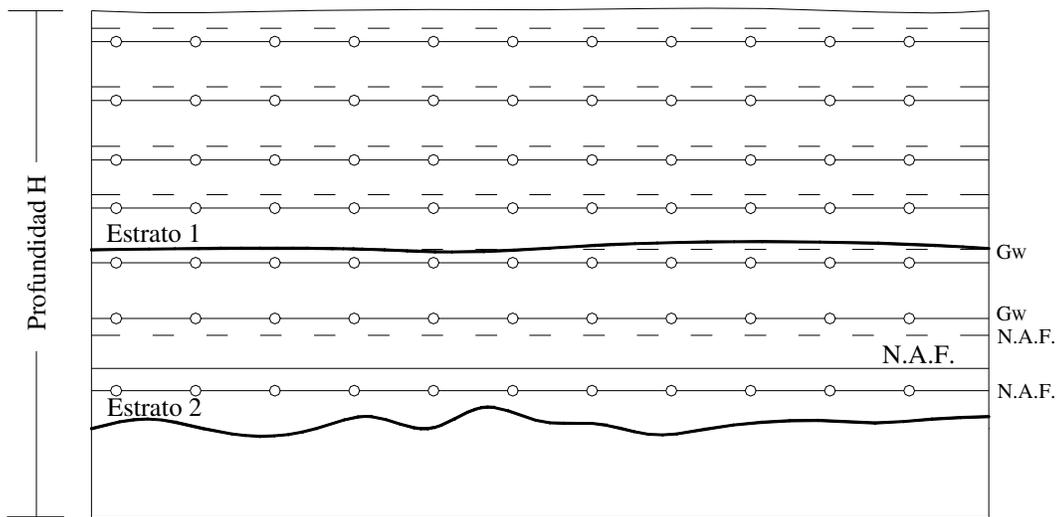


Fig. 2.1 Perfil típico de Humedades en un corte de suelo: (o-o) época de sequía; (- - -) época de lluvia.

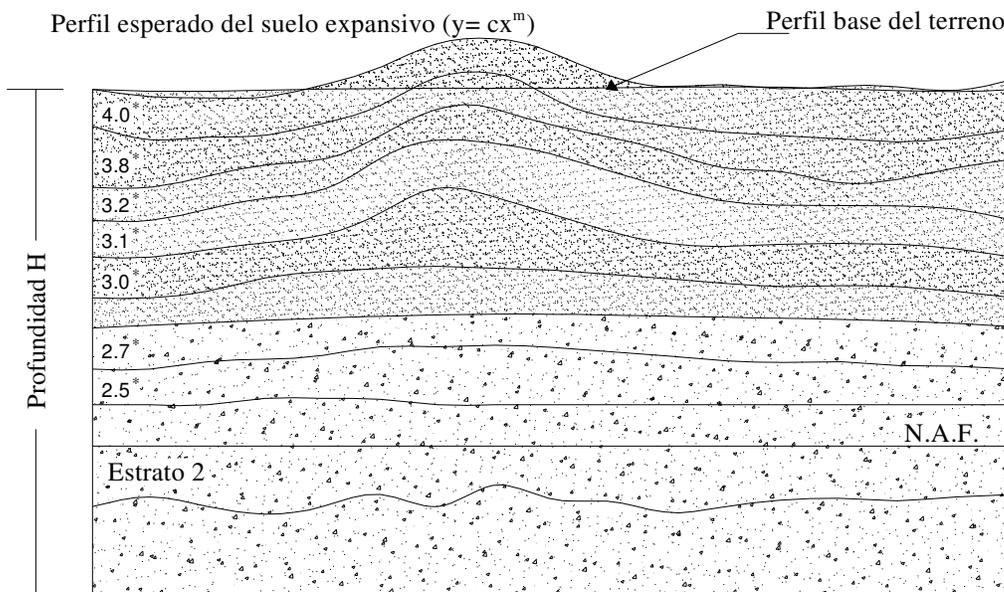


Fig. 2.2 Línea equipotencial de la succión (----) en época de lluvia en un corte del suelo.
*valores supuestos (PF = log h)

Cuando las condiciones de humedad en dicho umbral cambien por consecuencia de variaciones extraordinarias de humedad la actividad del suelo expansivo se hará presente, es

decir, el umbral de expansión (o contracción) depende fundamentalmente del contenido de humedad.

2.1.1 Características de las arcillas expansivas

Las arcillas son suelos que presentan la propiedad de plasticidad, es decir son suelos que pueden deformarse hasta cierto límite sin romperse. El grado de plasticidad en las arcillas es variable, para determinarlo se hace uso de los límites de Atterberg, quien identificó los cuatro estados de consistencia de los suelos: Estado sólido, Estado semi-sólido; Estado Plástico; y Estado líquido. Los límites de Atterberg son:

- Límite líquido (LL)
- Límite Plástico (LP)
- Límite de Contracción (LC)

Existen métodos para clasificar la potencialidad de expansión de las arcillas, (Zepeda, 1986) a saber:

- Método de identificación mineralógica
- Métodos Directos
- Métodos Indirectos

2.1.1.1 Identificación Mineralógica

La composición mineralógica de los suelos expansivos tiene una gran influencia en el potencial de expansión debido a la estructura reticular de que esta compuesta por láminas sílicas y aluminicas dependiendo del tipo de arcilla de que se trate. Así, se plantea que identificando los constituyentes mineralógicos es posible estimar su potencial de expansión. Las técnicas que se utilizan para este efecto son:

- Difracción de rayos X
- Análisis Térmico diferencial
- Adsorción de calor
- Análisis Químico
- Microscopía electrónica

2.1.1.2 Métodos Directos

Ofrece la mayor información para el ingeniero práctico. Las pruebas son sencillas de llevar a cabo y no requieren de un equipo sofisticado y caro. Sin embargo es importante realizar las pruebas en un número apropiado de muestras para que estadísticamente los resultados sean lo más apegados a la realidad.

2.1.1.3 Métodos Indirectos

Entre ellos las propiedades índices; el método PVC (Potencial de cambio volumétrico); y el método de la actividad.

La evaluación del potencial de expansión puede realizarse mediante pruebas como:

- Límites de Atterberg
- Contracción lineal
- Expansión libre
- Contenido de coloides

Holt y Gibbs (1956) demostraron que el índice de plasticidad y el límite líquido son índices de utilidad para determinar las características de expansión en una arcilla. El potencial de expansión se define como el porcentaje de aumento de volumen en una muestra confinada lateralmente, la cual se satura bajo una sobrecarga de 1.0 psi (lb/in²) después de ser compactada a su peso específico máximo en la humedad óptima conforme a la prueba AASHO. Seed, Woodward y Lundgren establecen la siguiente relación simplificada:

$$S = 60 k (Ip)^{2.44} \quad (2.2)$$

En donde: S es el potencial de expansión; $k = 3.6 \times 10^{-5}$

Asimismo se ha determinado la siguiente relación entre el potencial de expansión de las arcillas respecto al índice de plasticidad

Tabla No. 2.1 Expansividad de una arcilla en relación al índice de Plasticidad

Potencial de Expansión	Índice de Plasticidad
Bajo	0 – 10
Mediano	10- 20
Alto	20 -35
Muy alto	35 o más

La expansividad de un suelo también la han asociado a la contracción lineal que tiene, de esta manera Altmeyer (1955) sugirió la relación que se muestra enseguida:

Tabla No. 2.2 Relación entre expansividad y la contracción lineal

Limite de Contracción como porcentaje	Contracción lineal como porcentaje	Grado de expansión
< 10	> 8	Critico
10-12	5-8	Marginal
> 12	0-5	No critica

La prueba de expansión libre consiste a su vez en saturar una muestra de suelo seco monitoreando su volumen final. La diferencia respecto a estos dos volúmenes inicial y final expresada como porcentaje de del volumen inicial determina el valor de la expansión libre. Holtz sugirió que los suelos con valores de expansión libre menor del 100% pueden causar daños importantes sobre las estructuras, mientras que valores menores del 50% rara vez ocasionan problemas importantes.

El tamaño de las partículas en una arcilla manifiesta también el posible potencial de expansión de la misma. La relación entre el potencial de expansión y de porcentaje de arcilla (en cuanto a tamaño de grano) se expresa mediante la ecuación:

$$S = K C^x \quad (2.3)$$

Siendo S el potencial de expansión expresado en porcentaje de expansión bajo una sobrecarga de 1.0 psi par una muestra compactada con humedad optima para peso especifico seco máximo de acuerdo a la prueba de compactación AASHO estándar.

C representa el porcentaje de partículas de arcilla menores a 0.002 mm

K es un coeficiente que depende el tipo de arcilla

x exponente que depende también del tipo de arcilla.

La cantidad de partículas arcillosas se determinan a través de la prueba del hidrómetro, el tipo de coloides se refleja en x y K .

2.2 Suelos expansivos. Efectos

Los efectos provocados por los suelos expansivos tasados en términos económicos no son nada despreciables. En 1973 Jones y Holtz realizaron un estudio sobre el impacto de los daños que ocasionan estos suelos en diferentes tipos de infraestructura, fueron monitoreados durante un lapso anual sus efectos en casas habitación, en edificios comerciales, en carreteras, instalaciones, etc. la estimación de daños fue del orden de 2, 255 millones de dólares, siendo los daños ocasionados a casas habitación y edificios los mas significativos, superior cada uno a los 300 millones de dólares.

Lo anterior desprende la importancia de los estudios que lleven a minimizar sus daños que incluso rebasan los promedios anuales estimados por efectos de inundaciones, o sismos.

El estudio que se realiza en este trabajo de tesis, incide sobre uno de los efectos más comunes de daños ocasionados en casa habitación que es el efecto de distorsión angular. Es conveniente sin embargo acotar que muchos de los efectos atribuidos en ocasiones a los suelos expansivos resultan impropios. Por ejemplo algunos agrietamientos en losas sobre suelos expansivos son en ocasiones provocados por la contracción y el deficiente curado de la losa, o bien por las inadecuadas juntas de expansión propuestas.

En las casa habitación que son estructuras ligeras los daños provocados por los suelos expansivos suelen ser mas evidentes, no hay que descuidar sin embargo como sugiere Chen (1975) que ciertos movimientos de la cimentación suelen ser provocados por otros aspectos ajenos al efectos expansivo.

2.3 Cimentaciones

2.3.1 Generalidades

El objetivo de las cimentaciones es transmitir las cargas de la superestructura y el peso propio de ellas al terreno. Existen otras funciones igualmente importantes como: distribuir las descargas, limitar los asentamientos tanto totales como diferenciales y de esta manera poder controlar los daños en la construcción así como en las vecinas.

La identificación a tiempo de los lechos de arcilla expansiva puede ser una medida preventiva adecuada, sin embargo por lo general no siempre esta uno en condiciones de elegir el lugar en donde se va a construir. Bajo estas circunstancias existen tres soluciones para reducir o mitigar los efectos expansivos del suelo:

- Aislar la estructura del efecto expansivo del suelo
- Proyectar una estructura que por si sola soporte de manera confiable los efectos expansivos
- Eliminar la expansión

Algunas otras recomendaciones suele ser, por ejemplo, si se tienen suelos con un potencial de expansión medio, pueden utilizarse zapatas aisladas donde la carga muerta de la estructura puede concentrarse con intensidades de $1.5 - 2.5 \text{ Kg/cm}^2$.

Para suelos con potencial de expansión alto suelen utilizarse pilotes profundos con un sistema de contrarabes.

La eliminación de la expansión puede efectuarse mediante tres maneras:

- Humedecimiento del terreno previamente hasta que la humedad tenga un valor igual al de equilibrio.
- Tratando de que las cargas hacia abajo sean iguales o excedan las presiones producidas por la expansión.
- Impidiendo la expansión químicamente

2.3.2 Tipos de cimentación

Cuando el suelo tiene una buena capacidad de carga quizás la cimentación mas apropiada sea la zapata aislada. Este tipo de cimentación no se utiliza sobre suelos expansivos o bien suelos que tengan menos del 1% de potencial de expansión y presiones de expansión muy bajas.

En la siguiente Figura se muestran algunos tipos de cimentación, a saber: (a) Zapata aislada; (b) Zapata corrida; (c) Retícula de trabes; (d) Losa maciza y (e) Losa nervada.

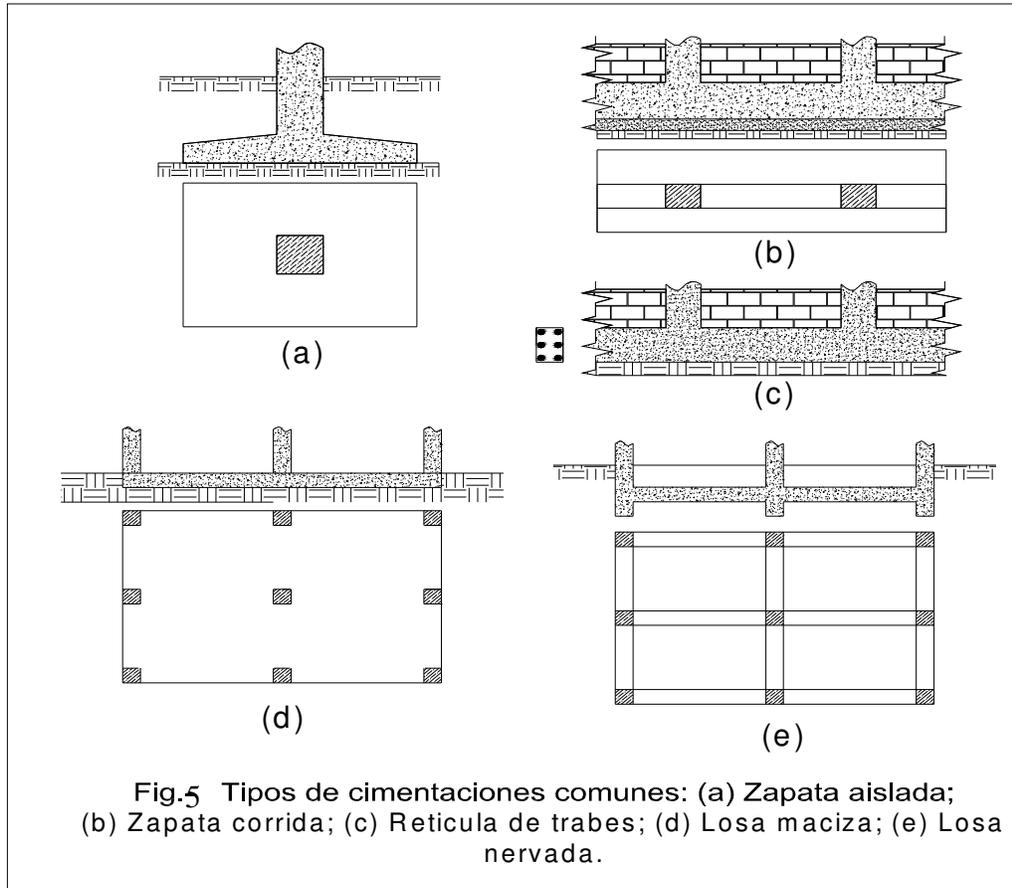


Fig. 2.3 Tipos de cimentaciones comunes

El uso de zapatas corridas se sugiere limitar a suelos con potencial de expansión bajo, y presiones de expansión menores de 1.5 Kg/cm^2 . El análisis de las zapatas corridas bajo un suelo expansivo se suele plantear como un cantiliver o bien como una viga simplemente apoyada (delimitada entre castillos), esta propuesta se sugirió por Jennings (1950), luego se extendió para el caso de las losas sobre suelos expansivos (Lytton, 1980).

Las losas reforzadas han sido utilizadas con éxito para estructuras pesadas, y en donde los efectos de expansión del suelo no son altamente significativos, ya sea por la profundidad del estrato de suelo expansivo o bien por el espesor del material inerte. Se tiene sin embargo en nuestro país la práctica de utilizar losas de cimentación pobremente reforzada e incluso de espesores delgados para casa habitación, la técnica habitual es la sustitución de suelo superficial por material inerte. Muchas son las preguntas que se tienen de esta práctica constructiva al igual que en el caso de cimentaciones reticulares, es por ello, el interés por estudiar y clarificar el comportamiento de estos eventos.

3. ESTADO DEL ARTE

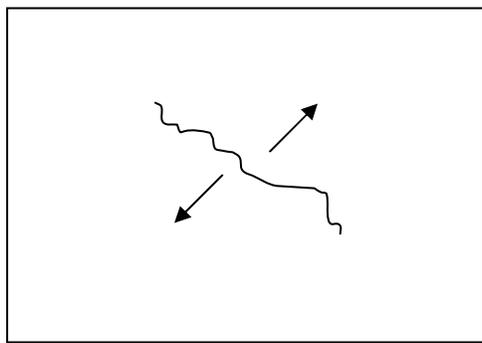
3.1 Estudio de los efectos de la distorsión angular

Además de la observación y evidencias de las fallas en muros por efectos de distorsión angular, se han llevado a cabo un gran número de investigaciones en muros hechos de diversos materiales: principalmente en muros de mampostería utilizando block de concreto y ladrillo esencialmente; y por otra parte muros elaborados exclusivamente de concreto reforzado. Las pruebas que se han realizado son tanto a efectos de carácter estático como dinámico, este último caso para conocer su resistencia bajo sismos. Algunas referencias se indican a continuación: (Alcocer, S., et al., 2006); (Skempton A., 1956); (Grant R., et al., 1974); (Golder H., 1972); (Simons K., 1991); (Webb D., 1974); (Burland J., 1975); (Bone S., 1996); (Meyerhof G., 1947)

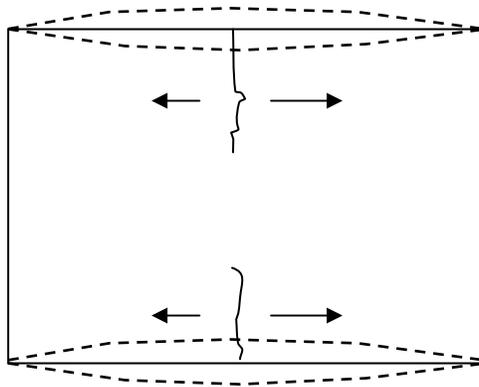
En particular, los efectos por consecuencia de efectos expansivos del suelo se abordan desde la perspectiva de los asentamientos diferenciales de la cimentación y cotejados con los valores permisibles de falla en muros dictados por la reglamentación vigente. El tipo de fallas que se presentan comúnmente en muros se muestran en la Figura 3.1.

Las fisuras que se presentan en un muro son indicativas de los esfuerzos diagonales de tensión debidos a la distorsión angular. Los esfuerzos principales tienen un direccionamiento perpendicular a las grietas. Estas fisuras o grietas tipifican también el daño en el muro, así Boone propone la siguiente descripción del daño sufrido en el muro de conformidad con el nivel de grietas presente (Tabla 3.1, 3.2)

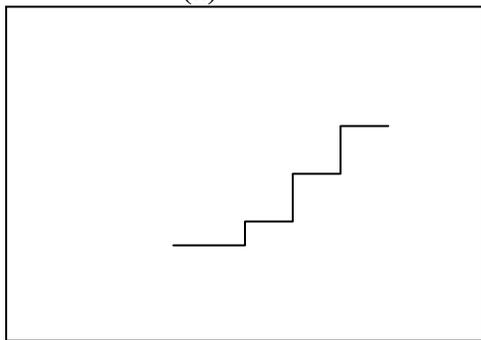
En pruebas realizadas por Burland se obtienen deformaciones críticas para muros de mampostería del orden del 0.3%, es decir: $\Delta / L = 1 / 300$, siendo Δ el asentamiento diferencial. En la Tabla 3.3 se muestran varias recomendaciones de deformaciones críticas para diferentes elementos estructurales que incluye materiales diversos.



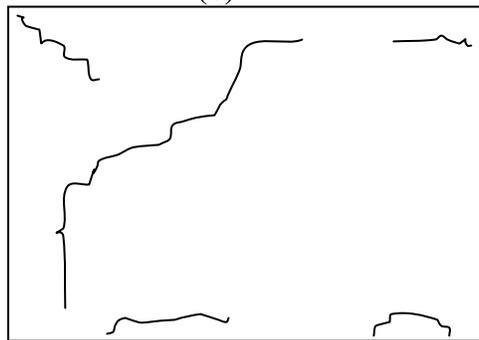
(a)



(b)



(c)



(d)

Fig. 3.1 Fallas típicas por asentamientos diferenciales

a) Falla típica de tensión diagonal; (b) Falla provocada por el asentamiento diferencial de los extremos con respecto al punto central; (c) Falla por tensión diagonal siguiendo el curso de la unión en los tabiques; (d) Falla compleja de tensiones en muro además de posibles efectos de aplastamiento en las zonas cercanas a los cerramientos.

Tabla. 3.1 Severidad del daño en el muro por fisuramiento

Tipo de daño	Descripción	Ancho de fisura
Poco perceptible	Fisura del grosor de un cabello	< 0.1 mm
Poco leve	Daño muy leve acompañado de fisuras muy finas que son fácilmente reparadas	1.0 mm
Leve	Los daños son mas visibles	< 5 mm
Moderado	Los daños requieren un trabajo de albañilería importante, resanando las grietas con una resina.	De 5 a 15 mm ; o bien un mayor numero de fisuras > 3 mm
Severo	Se presentan fisuras largas. Existen distorsiones en puertas y ventanas.	De 15 a 25 mm
Muy severo	Daños severos en los cuales se requiere una reconstrucción total del muro aunque con implicaciones en el inmueble en su conjunto	>25 mm

Tabla 3.2 Sumario de deformaciones críticas en elementos estructurales

Condiciones de la prueba	Tipo de deformación	Deformación critica (%)
Edificios de mampostería	Tensión por flexión	0.05
Marcos de mampostería a escala natural	Tensión diagonal	0.081-0.137
	Cortante	0.16-0.27
Muros de mampostería a escala natural $1.2 < L/H < 3.0$	Tensión por flexión	0.038-0.06
Blocks de arcilla con mortero arena-cemento	Deformación por cortante	0.1-0.2
Blocks de concreto con mortero arena-cemento	Deformación por cortante	0.1
Muros de mampostería a escala natural en pruebas de campo	Tensión	0.02-0.03

En nuestro país también se han llevado a cabo diversos estudios relacionados con el comportamiento de muros sujetos a efectos de distorsión angular, por razones obvias uno de los aspectos que interesan por las condiciones sísmicas que se tienen en México, es el aspecto dinámico, la capacidad de absorción y disipación de energía por los muros. Se han realizado pruebas en muros a escala en el Instituto de Ingeniería de la UNAM así como en el CENAPRED, el ultimo estudio de esta naturaleza fue realizado por Acosta, et. al. (2006) siendo el interés aquí observar el comportamiento de muros de concreto bajo efectos cíclicos laterales.

El Reglamento de construcciones vigente (NTRCDF,2004), establece deformaciones límites, entre las que podemos destacar algunas relativas al tipo de estructuración que analizamos aquí:

Tabla 3.3 Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas

Tipo de estructura	Variable que se limita	Limite
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro	0.006
Marcos de concreto	“ “	0.004
Muros de carga de tabique de barro o bloques de concreto	“ “	0.002
Muros con acabados muy sensibles como yeso.	“ “	0.001 Se toleran valores mayores si la deformación ocurre antes de colocar el acabado de yeso.
Paneles móviles o muros con acabados poco sensibles con juntas secas	“ “	0.004
Tuberías de concreto con juntas	Cambios de pendiente en las juntas	0.015

3.2 Daños en vivienda por efecto de distorsion angular

A continuación se muestran algunos daños típicos de los efectos de las arcillas expansivas sobre viviendas. Los casos fueron reportados en la Ciudad de Querétaro.

Es de destacar que muchos daños pueden asociarse a combinaciones de circunstancias, una evidente y de interés para este trabajo es la distorsión angular, sin embargo la forma constructiva así como los materiales utilizados juegan un papel muy importante en el comportamiento final de los muros y de la estructuración. Por ejemplo, el uso de refuerzos a base de una sola varilla, o bien el uso de escalerillas, etc. deben tomarse en cuenta al hacer un análisis integral del conjunto.



Fig. 3.2 Efectos de movimientos diferenciales de la cimentación.



Fig. 3.3Falla compleja de tensiones en muros



Fig. 3.4 Falla típica de tensiona diagonal



Fig. 3.5 Falla típica de contracción en zapata aislada

3.3 Formas de remediación

Existen en la práctica, diversos tratamientos que se han implementado en la remediación de muros con problemas evidentes de distorsión angular ocasionado por los asentamientos diferenciales de la cimentación producto de la actividad expansiva del suelo. A continuación se destacan algunos de estos procedimientos. Se hace hincapié en que dichos planteamientos se realizan en la fase de remediación, no en la de prevención del daño.

Las técnicas de reparación y/o rehabilitación dependen del tipo de daño sufrido por el muro.

Las soluciones que se implementan son varias, así por ejemplo para el caso (a) de la Fig. 3.6 se suelen colocar “grapas” metálicas o de concreto cuya finalidad sea la de detener la propagación de la fisura, otra solución implementada consiste en colocar un elemento estructural que funcione en dirección de la diagonal que trabaje como tensor. Para el caso (b) es común observar soluciones en base a mallas que recubren firmemente la zona afectada y que previene el crecimiento de la grieta.

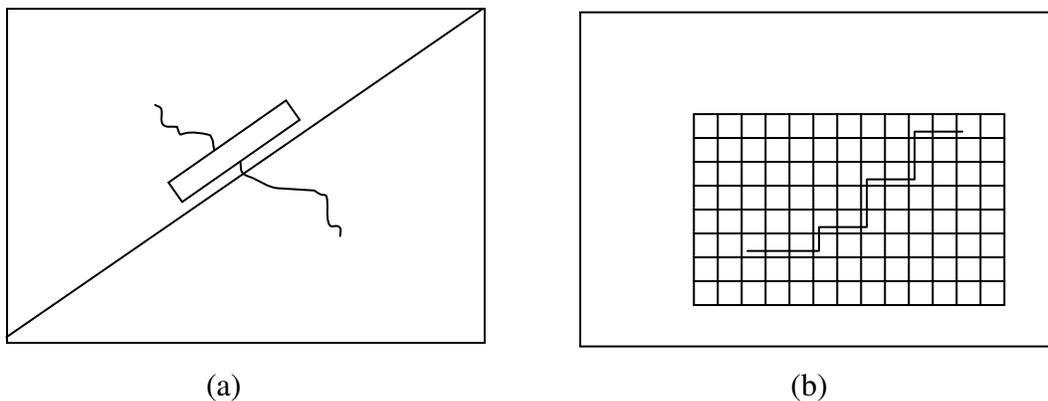


Fig. 3.6 (a) Remediación a base de “grapas” y/o tensores; (b) Colocación de malla de fibra que refuerza la zona afectada.

Estas soluciones resultan ser insuficientes en la mayoría de los casos. Las grietas en diagonal cubiertas por grapas continúa su crecimiento siguiendo el curso de la misma grapa. La colocación de tensores es una solución cara y tediosa que debilita el muro debido a que hay que ranurar para colocarla, por otra parte al momento de tensarse suele transmitir las deformaciones al acabado y manifestarse pequeñas fisuras. La malla es una solución que se implementa cada vez más, el elemento resistente es precisamente la malla por lo que se ofertan en el mercado elaborado de materiales diversos.

Los constructores aplican también diversas soluciones para reforzar las zonas dañadas y prever la formación de nuevas fisuras en muros, sin embargo, no todas se derivan de análisis formales que consideren los distintos factores que afectan la estructuración.

El planteamiento significativo de este trabajo de tesis consiste en proponer un diseño racional de la cimentación que integre los posibles efectos de distorsión angular y que no se llegue a la etapa de remediación que es cara y problemática para los moradores de la vivienda.

4. MARCO TEORICO

4.1 Comportamiento de las cimentaciones sobre suelos expansivos

4.1.1 Métodos de análisis de cimentaciones sobre arcillas expansivas

Existen dos métodos para evaluar el comportamiento del suelo expansivo:

1. Superposición de efectos. El procedimiento consiste en obtener primero el perfil deformado del suelo sin cargas, exclusivamente considerando el efecto de expansión y/o contracción volumétrica del medio, ver Fig.4.1 Como segundo paso se aplica la cimentación sobre este perfil deformado y se evalúa la interacción suelo-estructura.
2. Interacción en tiempo real. Este método involucra la evaluación de los efectos de interacción a cada paso de tiempo.

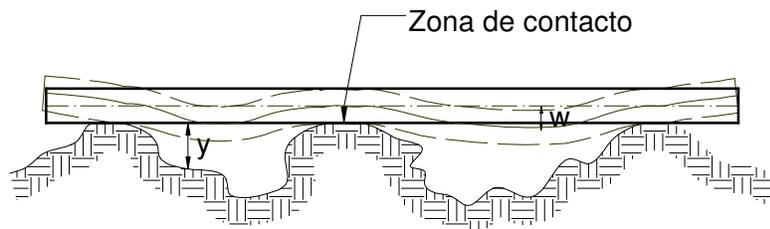


Fig.4.1 Contacto de una viga sobre un suelo expansivo

En el primer caso, la ecuación diferencial del perfil deformado del suelo es como sigue (Desai C. S., 1981):

a) Para vigas zona de contacto; Fig. 4.1

$$\frac{d^2}{dx^2} \left(EI \frac{d^2 w}{dx^2} \right) - \frac{d}{dx} \left[GhB \frac{d}{dx} (w - y) \right] + k B(w - y) = q(x) \quad (4.1)$$

Gh : Rigidez acoplada del suelo.

B : Ancho de soporte

w : Desplazamiento vertical de la viga.

k : Modulo de Winkler.

q : Carga uniforme.

b) Para vigas zonas sin contacto

$$\frac{d^2}{dx^2} \left(EI \frac{d^2 w}{dx^2} \right) = q \quad (4.2)$$

De manera similar, la ecuación diferencial de una placa en contacto con el suelo (zona de contacto).

$$D\nabla^4 w - \nabla[Gh\nabla(w - y)] + k(w - y) = p \quad (4.3)$$

Placa sin contacto:

$$D\nabla^4 w = p \quad (4.4)$$

$w = f(x,y)$: Desplazamiento vertical de la viga.

D : Rigidez a la flexión.

p : Presión sobre la placa.

Este método de superposición de efectos se prefiere por su sencillez y aplicabilidad en el diseño. Sin embargo es de notar que la determinación de los esfuerzos en una cimentación en base a este método de superposición de efectos involucra diversas simplificaciones, veamos algunas de ellas. El método propuesto por Lytton (1970) plantea la determinación de un momento flexionante máximo M_0 suponiendo que la cimentación (sea el caso de una viga) se encuentra simplemente apoyada Fig.4.2.

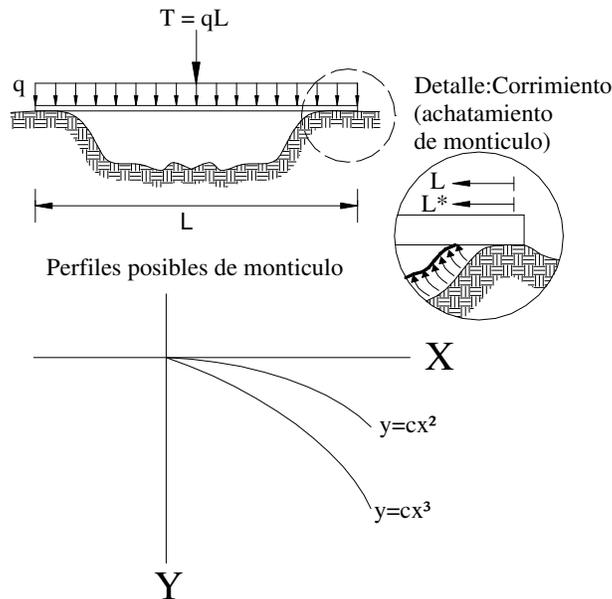


Fig. 4.2 Viga apoyada sobre dos montículos deformables.

Debido al corrimiento del montículo la longitud total de la viga disminuye, se introduce un momento M , corregido (M_0):

$$M_0 = \frac{wL^2}{8}(1-c) \quad (4.5)$$

Siendo:

$$c = \frac{m+1}{m+2} \left(\frac{m+1}{m} \cdot \frac{qL}{BL_s} \cdot \frac{1}{k(\Delta y)_m} \right)^{\frac{1}{m+1}} \quad (4.6)$$

Los parámetros adicionales introducidos, son: L_s = Longitud de soporte en el montículo; $(\Delta y)_m$ = máximo asentamiento diferencial esperado del suelo.

La evaluación en términos de diseño tanto de la fuerza cortante V , como de deflexión de la viga Δ , se lleva a cabo mediante las formulas siguientes:

$$V = \frac{4M}{L} \quad ; \quad \Delta = \frac{ML^2}{12E_c I} \quad (4.7)$$

E_c : Modulo de elasticidad del conjunto.

I : Momento de inercia de la viga.

Para el caso de una placa, se propone un tratamiento similar, las formulas que corresponden al caso de una placa rectangular son las siguientes:

$$M_L = M_1 \left(1.4 - 0.4 \frac{L}{l} \right) \quad (4.8)$$

también:

$$M_L = M_1 (1.5 - c) \quad M_S = M_1 \left[1 + 0.9(1.2 - c) \left(\frac{L}{l} - 1 \right) \right] \quad (4.9)$$

M_L : Momentos claro largo;

M_S : Momentos Claro Corto.

Este procedimiento descrito para el diseño de vigas y losas está basado en un tratamiento tanto aproximado como empírico. Es aproximado porque los efectos de expansión como de contracción del suelo se presentan en la cimentación, reticular ó placa, bajo un espectro amplio tanto de localización como de deformabilidad de carácter aleatorio. Resulta complicado establecer una generalización para dichos efectos sobre cualesquier tipo de cimentación que incluiría la generación de los montículos sobre los cuales descansaría la cimentación.

La Fig. 4.3, muestra los efectos que tendría sobre la cimentación diferentes respuestas del suelo: (a) contracción del suelo al interior de la cimentación ó bien expansión en sus extremos. Estos efectos provocan esfuerzos de tensión por flexión en la cara inferior en el elemento estructural, suele considerarse como un caso extremo para fines de diseño. (b) expansión al centro de la cimentación (ó contracción en sus extremos), genera tensiones en la cara superior de la cimentación. Los dos casos planteados son considerados como críticos para fines de diseño de una cimentación, es este el criterio comúnmente adoptado por varios autores, véase por ejemplo: Lytton (1970) para el diseño de cimentaciones sobre suelos expansivos.

Estos casos así mencionados pretenden generalizar comportamientos máximos para fines de diseño. Esto sin embargo, dista mucho de ocurrir en las cimentaciones ya sean de tipo reticular o placas y que son por lo general de forma irregular, y los efectos que induciría el suelo y por lo tanto el comportamiento de la cimentación, estarían supeditados a otras variables (Richards, 1973).

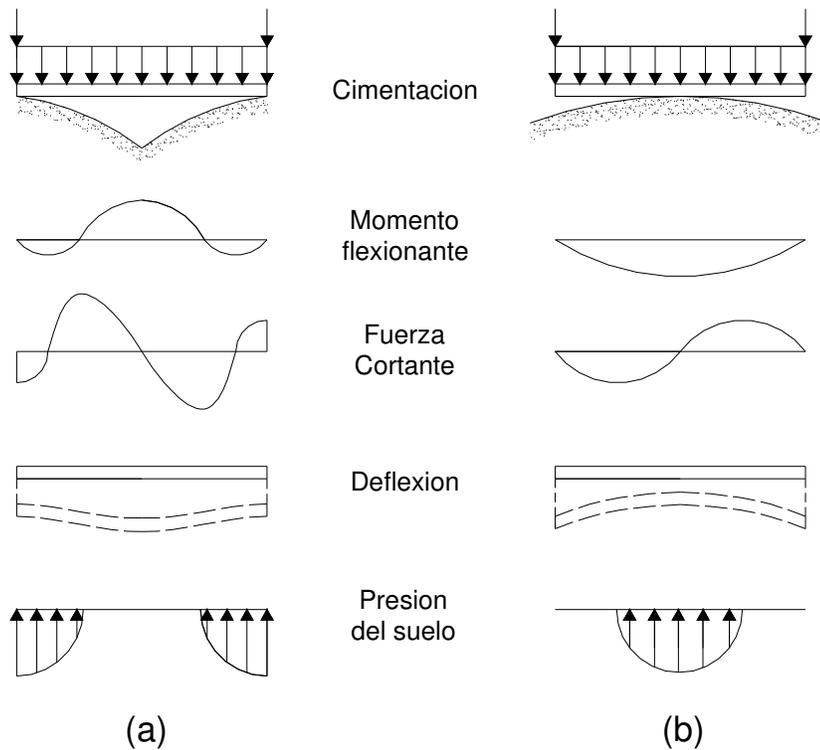


Fig. 4.3 Patrones de Momento, Cortante y Deflexión de una viga sobre suelo expansivo. (a) Contracción del suelo; (b) Expansión al centro del claro.

4.1.2 Recomendaciones de diseño

El diseño de cimentaciones involucra la aplicación de teorías de diseño y reglamentación vigente en la materia. Inicialmente se requiere evaluar su comportamiento bajo carga ya que comúnmente se solicitan los elementos mecánicos que actúan sobre la cimentación, de ahí que el análisis ocupe una parte central y significativa en el estudio de este problema, en particular, la elección del modelo constitutivo de la cimentación así como del suelo, define en gran medida la solución buscada.

Son varios los aspectos que involucra un planteamiento racional de análisis: además de la constitutividad de los materiales, la formulación del problema de contacto es asimismo importante. En general, estos planteamientos tienen un carácter no-lineal con un gran procesamiento de información.

Las incertidumbres aun existentes en estos planteamientos, y además por razones prácticas, hace que prevalezca el uso de modelos aproximados con resultados aceptables que han sido corroborados a través de estudios experimentales. En este contexto, el comportamiento de un suelo no-saturado resulta aún más complejo si consideramos los efectos de expansión y/o contracción que experimenta el mismo, al modificar su contenido de humedad.

4.1.2.1 Flujo Plástico en la Cimentación

El flujo plástico (Creep) en elementos estructurales de concreto armado se presenta cuando éstos se encuentran sujetos a cargas (ó esfuerzos) constantes y que provocan deformaciones adicionales en el tiempo.

La Fig. 4.4 muestra como se incrementa la deformación con el tiempo, a partir de una deformación instantánea ϵ_i . Si se mantiene la carga de manera permanente, la deformación adicional suele ser significativa, la grafica tiende a un valor máximo asintótico ϵ_{CR} .

El coeficiente de Creep se define mediante la relación siguiente:

$$C_{CR} = \frac{\epsilon_{CR}}{\epsilon_i} \quad (4.10)$$

Siendo ϵ_{CR} la deformación asintótica.

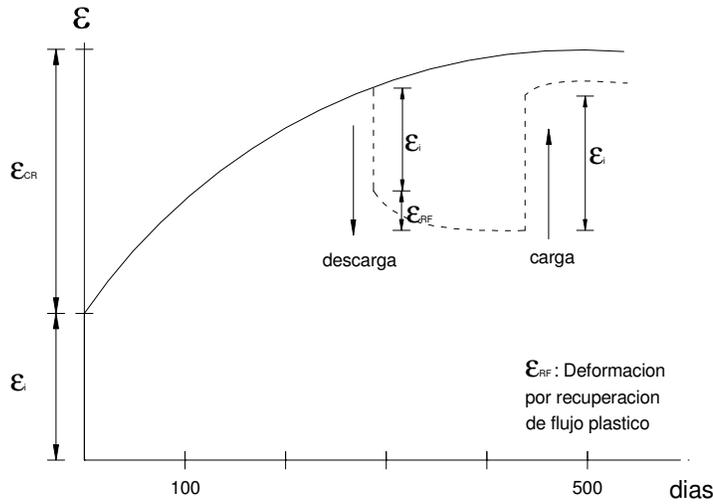


Fig. 4.4 Deformación en el tiempo por el efecto de Creep.

Este coeficiente se relaciona a su vez con el modelo de elasticidad como sigue:

$$\epsilon_i = \frac{\sigma_{cte}}{E_i} ; \epsilon_{CR} = \frac{\sigma_{cte}}{E_f} \quad \therefore E_f = \frac{E_i}{C_{CR}} \quad (4.11)$$

Conforme a investigaciones realizadas por la Universidad de Cornell (Nilson H.A. 1994), el valor de C_{CR} para concretos de baja resistencia comúnmente usados en vivienda y edificios bajos en nuestro país ($200 \leq F'_c \leq 300$) es de 3.0, por lo que el modulo de elasticidad E_f será:

$$E_f = 0.33 E_i \quad (4.12)$$

Este valor es significativamente menor al modulo E_i tradicionalmente usado. Es de notar sin embargo, que el requerimiento de que las cargas, y por consiguiente los esfuerzos, se mantuviesen constantes no se cumple, ya que la carga viva oscila tanto en magnitud como en ubicación durante el ciclo de vida útil del inmueble, por consiguiente el valor de E_f debe ser mayor.

Estudios realizados por el comité ACI-435 proponen para concretos de similar resistencia un valor de $E_f \approx 0.40 E_i$. Por lo anteriormente citado, valores menores de $C_{CR} = 2.0$ no se recomiendan. El efecto de Creep involucra a todo elemento estructural de concreto reforzado. Para nuestro estudio de cimentaciones consideraremos el valor:

$$E_f = 0.50 E_i \quad (4.13)$$

4.1.2.2 Fatiga

Los efectos de fatiga ó inversión de esfuerzos en el tiempo en elementos de concreto reforzado limitan significativamente su resistencia, incluso hasta un 50% de su resistencia nominal.

Es efecto es importante en los casos en que dicha inversión ocurra en lapsos cortos, es decir, cuando el numero de ciclos sea grande. Las inversiones de esfuerzo ocurrentes en una cimentación por efecto de un suelo expansivo es muy bajo, presentando solo quizás algunas inversiones por año, por consiguiente este efecto solo será importante considerarlo para efectos o sollicitaciones de tipo dinámico

4.1.2.3 Combinación de cargas

El artículo 9.2 del reglamento ACI-318R-99 establece que la resistencia sugería U de cualquier elemento estructural (y por ende, la cimentación) para resistir la carga muerta D y la carga viva L deberá ser por lo menos igual a:

$$U = 1.4 D + 1.7 L \quad (4.14)$$

Asimismo, si los efectos estructurales T de los asentamientos diferenciales, relajamiento, contracción, y/o cambios de temperatura sea significativos, U será por lo menos:

$$U = 0.75 (1.4 D + 1.4 T + 1.7 L) \leq 1.4 (D + L) \quad (4.15)$$

Las presiones de contacto admisibles q_a con respecto a las cargas de servicio, incluyen un coeficiente de seguridad C_s entre 2 y 3 contra la excedencia de la capacidad del suelo, es decir:

$$q_a = C_s q_u \quad (4.16)$$

Al revisar la cuantía de las presiones de contacto deberán considerarse cargas sin factorizar, es decir:

$$U = D + L \quad (4.17)$$

El diseño de la retícula de trabes asocia varios aspectos, que se enumeran a continuación (González Cuevas, 2002).

4.1.2.4 Flexión

$$\phi M_n \geq M_u \quad (4.18)$$

M_u : Momento ultimo de diseño;
 M_n : Momento nominal resistente;
 $\phi = 0.9$

Aquí:
$$M_n = bd^2 F_C'' q(1 - 0.5q) \quad (4.19)$$

b : ancho de trabe
d : peralte de trabe

$$F_C'' = 0.85F_C^* \quad ; \quad F_C^* = 0.8F_C' \quad (4.20)$$

$$q = \rho \frac{F_y}{F_C} \quad (4.21)$$

F_y : Limite de fluencia del acero de refuerzo
 F_c' : resistencia del concreto a los 28 días

ρ : porcentaje de refuerzo; $\rho = \frac{A_s}{bd}$

A_s : área de acero en flexión simple

Es también requerido que $\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$

$$\rho_{min} = \frac{14}{F_y} \quad ; \quad \rho_{max} = \frac{F_C''}{F_y} \frac{4800}{F_y + 6000} \quad (4.22)$$

4.1.2.5 Cortante

$$\phi_R V_{CR} \geq V_u \quad (4.23)$$

V_{CR} : Fuerza cortante nominal resistente de la sección.

V_u : Fuerza cortante ultima

$\phi_R = 0.85$

$$V_{CR} = V_c + V_s \quad (4.24)$$

V_c : resistencia del concreto

V_s : contribución del refuerzo

$$V_c = 0.5\sqrt{F^*c} b d \quad (4.25)$$

$$(V_s)_{max} = 20\sqrt{F^*c} \quad (4.26)$$

$$V_s = \frac{A_v F_y d}{s} \quad (4.27)$$

$$(A_v)_{min} = 3.5 \frac{(b)(s)}{F_y} \quad (4.28)$$

$$S_{max} = \frac{d}{2} \leq 60 \text{ cm} \quad \text{si } V_s \leq b d \sqrt{F^*c} \quad (4.29)$$

$$S_{max} = \frac{d}{4} \quad \text{si } V_s > b d \sqrt{F^*c} \quad (4.30)$$

A_v : área total del refuerzo por cortante en una distancia S .

S : separación de los estribos

4.1.2.6 Asentamientos diferenciales

Conforme a lo planteado en el cap. 3, adoptaremos el siguiente valor limite y que esta avalado por numerosos investigadores, además de aceptarlo el Reglamento.

$$\Delta_{dif} \leq \frac{L}{300} \quad (4.31)$$

4.1.2.7 Asentamiento vertical máximo (Bowles,1988):

$$\Delta_z \leq 4.0 \text{ cm} \quad (4.32)$$

4.1.3 Influencia de la capa de Material Inerte.

La profundidad de desplante se afecta con la introducción de material inerte, esta capa adicional cumple con ciertos objetivos: permite nivelar apropiadamente la base de las zapatas, estabilizar el contenido de humedad en el umbral de expansión, y finalmente y quizás el más importante, disipar la energía de posibles expansiones y/o contracciones de la capa umbral.

Debido a todas estas funciones la capa de material inerte juega un papel significativo en el comportamiento de la cimentación. Sin embargo, existen cuestionamientos respecto a la profundidad óptima de dicha capa, así como el grado de compactación requerido.

Es práctica común desplantar la cimentación no directamente sobre la capa arcillosa, sino sobre una capa de material inerte colocado ex profeso y cuya profundidad varía para construcciones de mediana envergadura de 0.4 – 2.0 metros. Esta capa cumple con varias funciones, una de ellas es la de disipar y distribuir la presión de expansión que le transmite la capa de suelo expansivo.

La profundidad que ha de excavarse se deriva en un principio de estudios de succión que evalúan la zona en que el suelo presenta actividad de expansión nula. Es un hecho sin embargo que si las condiciones de humedad a esa profundidad cambian, la actividad de expansión y/o contracción resurge y con ello, la posibilidad de efectos indeseables sobre la cimentación.

La capa de material inerte tiene la propiedad de disipar los efectos expansivos transmitidos por las capas inferiores activas. La magnitud de la disipación depende de las propiedades del material, del grado de compactación a que haya sido sujeto, y de sus propiedades constitutivas. De lo anterior se deduce que:

a) La compactación del material de la capa inerte incide sobre la densidad del material así como del módulo de elasticidad E , Módulo de Poisson y módulo de soporte k (Selvadurai, 1979). (este último requerido para el análisis integral de la cimentación).

b) Deberán ser evaluados los parámetros de expansión del suelo

Es importante tomar en cuenta que el espesor de material inerte considerado sea únicamente aquel que obra entre la cimentación y el suelo activo. Es claro que las cargas propias de la cimentación actuantes en la frontera superior modifican el comportamiento de la capa de material inerte generando compresiones adicionales sobre esta capa: estos efectos son considerados en el comportamiento general de la cimentación incorporando el módulo de soporte de esta capa.

4.2 Aspectos teoricos generales

4.2.1 Ecuaciones generales de comportamiento

Un marco común en muchos modelos es la teoría de elasticidad lineal mediante la cual se sustenta el modelo Filonenko-Borodish (Horvath 1989, 2002) y que de manera particular conforma un elemento importante en la propuesta de análisis de retículas de cimentación sobre suelos expansivos. Se plantean enseguida algunos aspectos básicos de la teoría de elasticidad con el fin de contextualizar el modelo aplicable a vigas 3-D sobre un cimiento elástico.

La teoría de elasticidad lineal asume que los esfuerzos residuales de la configuración inicial (ó de referencia) del cuerpo son nulos, además el gradiente del campo de desplazamientos es muy pequeño. La ecuación de campo para un problema elástico se expresa como:

$$\underline{\underline{E}} = \frac{1}{E} \left[(1+\nu) \underline{\underline{S}} - \nu (\text{tr } \underline{\underline{S}}) \underline{\underline{I}} \right] \quad (4.33)$$

$$\underline{\underline{E}} = \frac{1}{2} (\nabla \underline{\underline{u}} + \nabla \underline{\underline{u}}^T) \quad (4.44)$$

$$\text{Div} \underline{\underline{S}} + \underline{\underline{b}}_o = \rho_o \ddot{\underline{\underline{u}}} \quad (4.35)$$

siendo:

$\underline{\underline{E}}$: Tensor de deformaciones infinitesimales;

E : Modulo de Young;

$\ddot{\underline{\underline{u}}}$: campo de aceleraciones;

$\underline{\underline{b}}_o$: Campo de fuerza de cuerpo en la configuración inicial;

ρ_o : campo de densidades en la configuración de referencia;

$\underline{\underline{I}}$: Tensor identidad.

Para el caso elastostático, el campo aceleración $\ddot{\underline{\underline{u}}} = 0$ y la ecuación de equilibrio se modifica:

$$\text{Div } \underline{\underline{S}} + \underline{\underline{b}}_o = \underline{\underline{0}} \quad (4.36)$$

El principio de energía potencial mínima, plantea la solución $\{s\}$ del problema de valor en la frontera e iniciales estableciendo que corresponde al mínimo del funcional $\Phi(s)$:

$$\Phi(s) \leq \Phi(s^*) \quad (4.37)$$

Tal que: (s) corresponde al estado elástico solución; (s*) es cualquier otro estado cinemáticamente admisible. Además:

$$\Phi(s) = \int_B \tilde{S} \cdot \tilde{E} \, dv - \int_B \mathbf{b} \cdot \mathbf{u} \, dv - \int_{\partial B} \hat{\mathbf{s}} \cdot \mathbf{u} \, d\partial B \quad (4.38)$$

la primer integral corresponde al doble de la energía de deformación del sistema. Este parámetro nos permite evaluar el comportamiento de la cimentación conforme se proceda a rigidizar la cimentación con objeto de minimizar los efectos derivados de la distorsión angular.

4.2.2 Matrices estructurales

El modelo discreto correspondiente a los elementos unidimensionales (viga) utilizados para modelar los elementos integrantes de la cimentación reticular, tiene la forma (Cook R., et. al., 1988)

$$\left\{ \int_B [\mathbf{B}]^T [\mathbf{D}] [\mathbf{B}] \, dv + \int k [\mathbf{N}]^T [\mathbf{N}] \, da \right\} [\mathbf{U}] = \int_B [\mathbf{N}]^T \begin{Bmatrix} b_x \\ b_y \\ b_z \end{Bmatrix} \, dv + \int_{\partial B} [\mathbf{N}]^T \begin{Bmatrix} p_x \\ p_y \\ p_z \end{Bmatrix} \, d\partial B + \begin{Bmatrix} P_x \\ P_y \\ P_z \end{Bmatrix} \quad (4.39)$$

en donde:

[B] : matriz de derivadas de funciones de forma

[D] : matriz de constantes elásticas

[N] : matriz de funciones de forma

b_x, b_y, b_z : fuerzas de cuerpo

p_x, p_y, p_z : presiones actuantes en la superficie del cuerpo

P_x, P_y, P_z : fuerzas puntuales aplicadas en los nodos del modelo discreto.

k : modulo de rigidez del suelo.

La ecuación (4.39) se puede mostrar en una forma mas compacta:

$$([\mathbf{K}_s] + [\mathbf{K}_c])\{\mathbf{U}\} = \{\mathbf{f}\} \quad (4.40)$$

Siendo:

[\mathbf{K}_s] : matriz de la estructura.

4.2.3 Modelos mecánicos equivalentes

4.2.3.1 Modelo Winkler

Un método que tradicionalmente se ha aplicado en los modelos de interacción Suelo Estructura es el modelo de Winkler, su expresión es simple:

$$P(x, y) = f\{k(x, y), w(x, y)\} \quad (4.41)$$

Donde:

k : Es el modulo de reacción del suelo ($t/m/m^2$), depende de su ubicación (X-Y).

$w(x,y)$: deformación del suelo en sentido vertical (z).

$P(x,y)$: carga que genera el desplazamiento $w(x,y)$

El parámetro k es indicativo de la compresibilidad del suelo. Es un hecho, sin embargo, que cada estrato asocia por lo general una compresibilidad distinta. Por otra parte, el planteamiento de que k sea función no solo de (x,y) si no de (x,y,z) no resulta en absoluto ocioso; el suelo es un medio estratificado y cada uno de los estratos tiene en principio un valor único k . Es cierto sin embargo, que desde un punto de vista practico el aceptar que k sea únicamente función del plano (x,y) conduce a una solución mucho mas viable en términos del procesamiento que implica.

El modelo de Winkler es equivalente a considerar la cimentación apoyada en una cama de resortes de rigidez k , Fig.4.6 y en donde cada nodo experimenta un desplazamiento disociado de los nodos vecinos.

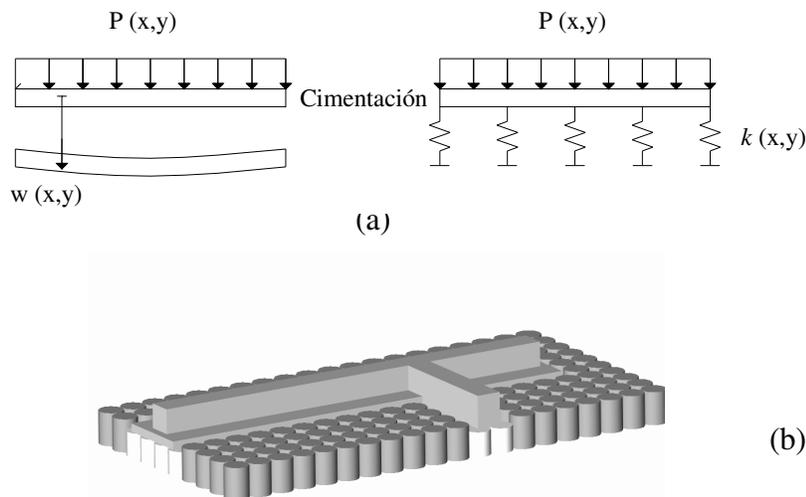


Fig. 4.6 Modelo Winkler. Comportamiento de la cimentación bajo un suelo compresible. (a) Representación de la respuesta del suelo a base de resortes de rigidez k .

(b) Modelo idealizado de dicho comportamiento.

El modelo de Winkler no es por otra parte una solución plenamente racional al estudio del comportamiento de una cimentación, en la actualidad con el desarrollo y aplicación masiva de los métodos numéricos y en virtud de las modernas herramientas computacionales, se presenta la oportunidad de realizar análisis cada vez más complejos, que incluyan tanto las características de estratificación del suelo, como de la estructura, permitiendo la inclusión de las propiedades no-lineales de cada medio; el acoplamiento en la interfase se plantea como un problema de contacto Unilateral tipo Signorigni, o bien de fricción Coulomb, etc. En la actualidad son temas de estudio de numerosos investigadores.

Para el Ingeniero–Diseñador estos planteamientos resultan la mayoría de las veces inviables por el volumen de procesamiento de datos que implica y el tiempo de ejecución. Persiste el reto de establecer planteamientos viables en términos de capacidad de memoria, de procesamiento de información así como de visualización, la solución que se obtenga de estos tratamientos si bien aproximada, deberá plantearse sin fuerte detrimento de los aspectos fundamentales y metodológicos del modelo mecánico, el resultado final deberá contener los parámetros necesarios para el diseño de la cimentación así como los esfuerzos de contacto y asentamientos diferenciales.

4.2.3.2 Modelo de Filonenko-Borodish

Este modelo se basa en el modelo clásico de Winkler pero eliminan la discontinuidad introduciendo interacción entre los resortes verticales. El modelo de Filonenko–Borodish, así como los de Pasternak y Kerr, proponen ya sea una membrana, vigas, o capas que trabajan únicamente a cortante. Otros planteamientos propuestos por Reissner y Vlasov, plantean la aplicación de un modelo continuo con restricciones tanto en desplazamientos como en los esfuerzos.

La ecuación diferencial que gobierna el comportamiento de una viga sobre un cimiento elástico conforme a un modelo bi-paramétrico como lo es el de Filonenko-Borodish tiene la forma siguiente:

$$E_b I \frac{d^4 w}{dx^4} - G_p b^* \frac{d^2 w}{dx^2} + k b^* w = b p(x) \quad (4.42)$$

Siendo:

$$b^* = b \left(1 + \frac{G_p}{b^2 k} \right)^{1/2} \quad (4.43)$$

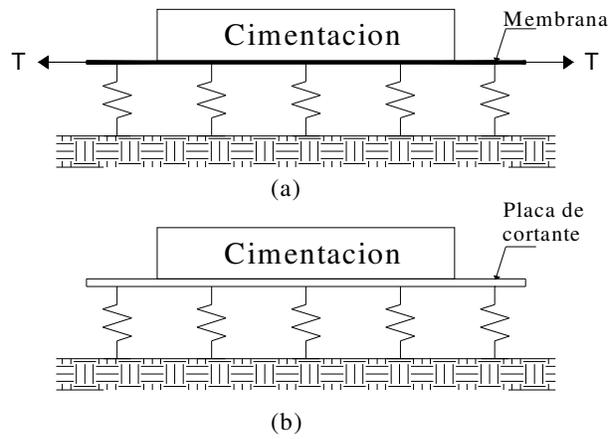


Fig. 4.7 Modelos bi-paramétricos: (a) Filonenko-Borodish; (b) Pasternak.

El modelo que se aplica en el programa desarrollado por Horta, hace uso precisamente del modelo de Filonenko-Borodish con la opción a no aplicarlo dependiendo del tiempo de procesamiento deseado.

4.3 Programa ANSYS

4.3.1 Características generales

El Programa Ansys (Análisis de Sistemas) es un programa de modelación que permite simular procesos fenomenológicos multipropósito. Ha sido diseñado para abordar problemas muy diversos, en su esquema general se divide en bloques de desarrollos, a saber:

- Mecánico (en el cual se incluye el análisis estructural)
- Térmico
- Magnético
- Eléctrico
- Fluidos

Dispone además de subrutinas para diseño probabilístico, así como de optimización. Varias son sus ventajas con respecto a sistemas similares: una de ellas es la capacidad del programa para desarrollar análisis de campos acoplados, es decir, de resolver problemas por ejemplo: Fluido-estructural; Termo-estructural; Electromagnético; etc.

Sin embargo, una de las circunstancias que lo hacen particularmente viable para hacer investigación es la capacidad del sistema para admitir programación e interactuar con el usuario. La forma de comunicarse es a través del lenguaje APDL que es en esencia un Fortran modificado.

De esta manera ha sido posible la realización del programa ADCIM que es en principio un Macro desarrollado para resolver cimentaciones muy diversas asentadas sobre suelos tanto expansivos como no expansivos. Este Macro es un desarrollo que utiliza por un lado las ventajas de la programación como por otro las herramientas de la estructura interna del bloque estructural, todo ello interactuando con los diversos procesadores del sistema.

4.3.2 Programa ADCIM

Las características generales del programa se destacan a continuación, tomadas de las instrucciones generales mostradas en las opciones del programa (Horta J., 2007).

Al correr el programa, se despliegan ventanas de información proporcionando datos referentes a los alcances del propio programa, como también para guiar al usuario en el análisis de su elección. Se muestra enseguida el curso de las ventanas y su información en orden de aparición:
Desea leer algunas recomendaciones generales del programa o bien ir directamente a la introducción de datos para el problema que se desee analizar para el primer caso aplique 1 en la ventana de dialogo superior para proceder a introducir datos aplique 0

presione la opción deseada (si=1;no=0)

opción 1

Existen dos procedimientos para proceder a la captura de la geometría de la estructura el primero es a través de este programa siguiendo las instrucciones correspondientes esta opción es viable y practica para estructuras pequeñas a medianas cuando la estructura es grande y su captura requiere de varias sesiones se sugiere generar la geometría en forma aislada en ansys usando el session editor

Cuando se genere la geometría en forma aislada, aplicar al terminar, save en el session editor esto generara un archivo de texto con los comandos ansys relativos a la geometría aplicada este archivo se transformara a macro y deberá correrse antes de iniciar el programa Adcim

La forma de transformar este archivo de texto en macro es aplicando al inicio el comando create geometría cimentación, luego si hubiere superestructura aplicar en donde ella inicie el comando create geometría superestructura. al archivo generado se le denominara geometría

Finalmente para correr este archivo geometría estructura se aplicara el comando use geometría estructura txt acto seguido, correr de manera similar el programa Adcim

el programa Adcim analiza y diseña cimentaciones sobre suelos expansivos y no-expansivos esta escrito en lenguaje Apdl (fortran modificado) en ambiente ansys se ha diseñado bajo un esquema amigable que guía al usuario a través de ventanas de dialogo

El sistema es interactivo ya que se construye la geometría del problema utilizando ansys existe la opción de involucrar la superestructura en el diseño de la cimentación

Los tipos de cimentaciones que analiza este programa son los siguientes: cimentaciones reticulares (zapatas corridas, con opción a sistema de trabes peraltadas) losas de cimentación apoyadas sobre el suelo (se consideran reforzadas con trabes en las líneas de estructuración) losas de cimentación no apoyadas sobre el suelo (el apoyo lo proporcionan las trabes reticulares Se considera además para las cimentaciones reticulares la opción de zapatas de lindero (colindancia)

Existe la opción de involucrar la superestructura, el programa dispone de introducción de datos para este fin en este caso se considera el análisis conjunto sin embargo el diseño se centra solo en la cimentación es conveniente que la geometría de la superestructura involucre todos los elementos incluyendo muros

El análisis se realiza bajo un modelo elastostático lineal se consideran dos tipos de cargas: de servicio y factorizadas el primero se aplica para evaluar los asentamientos en la cimentación, la distorsión angular en muros asimismo se evalúan las presiones de contacto las cargas factorizadas se aplican para fines de diseño de los elementos estructurales

El análisis de la cimentación se desarrolla considerando las propiedades de rigidez del suelo debido a eso se requiere la rigidez de los estratos superficiales existe la opción de involucrar la rigidez al corte del suelo a través de un efecto de tensión sobre la cimentación este modelo no-lineal requiere de un tiempo mayor de análisis. Las diferencias de análisis no son significativas para fines prácticos se recomienda no aplicar el efecto de tensión

La rigidez del medio sustentante es un dato sensible en este análisis el programa solicita la rigidez de los estratos, para evaluar en base a un modelo en paralelo la rigidez total sin embargo este modelo propuesto por varios autores no refleja con fidelidad la rigidez del medio en su conjunto la sugerencia es que se aplique la rigidez del medio medida in-situ (es decir, considerando un solo estrato)

El efecto expansivo se deriva de una presión ocurrente al interior de la masa de suelo generalmente en un estrato superficial esta presión es incierta tanto en magnitud como en localización el análisis que se aplica en este programa considera los resultados obtenidos por el autor a este respecto se consideran efectos de presiones máximas posibles ocurrentes en el interior del suelo

La expansividad de un suelo depende tanto de sus propiedades como de la humedad inicial estudios de laboratorio permiten conocer dicho potencial de expansión este es un dato que solicita el programa para fines prácticos el programa plantea un valor por default se sugiere sin embargo que el usuario revise su caso en particular

El efecto expansivo de un suelo genera en su superficie un cambio volumétrico visible el análisis formal de este problema es a través del contacto entre las dos superficies este problema así planteado conduce a un problema no-lineal en donde deba ser considerado todo el sistema en su conjunto el análisis bajo este esquema conduce a un sistema complejo de grandes proporciones que deriva en un tiempo de análisis muy amplio bajo estas circunstancias el análisis se vuelve impracticable perdiendo la efectividad que comúnmente se solicita

El efecto volumétrico derivado de la expansión interior del suelo y que afecta a la cimentación se considera aquí de conformidad con la propuesta hecha por el autor en donde el efecto volumétrico ocurrente y que afecta a la cimentación, es equivalente a una presión aplicada sobre ella

Esta presión ha sido evaluada por el autor dependiendo de la profundidad y de las propiedades de los estratos de suelo esta presión solo aplica para dicho fin y no para evaluar las presiones de contacto

El análisis involucrando el efecto expansivo del suelo considera que dicho efecto ocurre por zonas para lo cual se divide la cimentación en una retícula de zonas en las cuales actuara el efecto de expansión la propuesta se deriva de estudios hechos por el autor en donde el efecto de la expansión en el interior del suelo se refleja en una zona superficial que depende del diámetro o influencia de la expansión interior para expansiones no profundas, esta zona la considera el autor del orden de 3 veces el diámetro interior

Una característica del programa es la revisión de la distorsión angular de la cimentación en caso de no garantizarse se procede a modificar la rigidez de la misma y repetir los ciclos hasta que se cumpla para el caso de análisis expansivo se construye un ciclo externo que revisa el comportamiento de la estructura este ciclo externo asocia las expansiones en cada zona específica

Una característica del programa es que los resultados de diseño estructural se muestran en una forma actualizada

Para el caso particular de cimentaciones reticulares el programa revisa también si se cumple con la capacidad admisible del medio. en caso de no cumplirse se diseña la zapata corrida que garantice dicho requisito para el caso de losas comúnmente no se requiere

Otra característica de que dispone el programa es de mostrar la evolución gráfica de efectos máximos ocurrentes asimismo se muestra la energía de deformación y el volumen total de la cimentación los resultados se muestran en archivos de ploteos (fotos) que se almacenan en la carpeta de archivos ansys la subrutina de diseño integrada considera el diseño de los elementos estructurales por reglamento

Los resultados gráficos son ilustrativos, en ellos se condensa la información más significativa del caso por ejemplo, además de las áreas de acero, se indica la separación (o número) de varillas requeridas existe también la opción de elegir el tipo de ploteo (fotos) ya sea en extensión .jpeg o bien .png las dos son a color pero jpeg involucra un fondo blanco mientras que png dispone de un fondo negro el número total de fotos posibles para un caso particular es de 1000

Una característica adicional del programa es que con cada ciclo de análisis expansivo-diseño que se realiza se va generando un historial de las secciones y armados necesarios para soportar los efectos expansivos ocurrentes en cada una de las zonas posibles de expansión de esta manera los resultados actualizados representan las secciones estructurales capaces de soportar cualesquier efecto expansivo actuando sobre ella

Por aspectos prácticos se ha limitado el número de elementos finitos de las trabes de cimentación a un total de 500 elementos. en cuanto a las losas de cimentación no existe ninguna restricción

Con relación a las cargas. si no se considera la superestructura considerar entonces los efectos que transmite la superestructura sobre la cimentación solo de cargas de servicio ($c_m + c_v$) si se considera la superestructura, entonces tomar en cuenta solo las cargas vivas los pesos propios vienen considerados por default en el análisis los coeficientes de diseño los aplica directamente el programa en función del tipo de análisis

Se ha considerado un límite de fluencia para las varillas corrugadas de 3/8" de 4200 kg/cm² mientras que para el alambres (1/4") de 2300 kg/cm² es posible sin embargo modificar estos valores si así se requiere

Opcion: 0

Los primeros datos que se solicitan son como sigue anexp : el análisis que se realiza considera el suelo expansivo?...se deberá indicar 1 (si),o 0 (no) cimlosa : la cimentación es tipo losa ?... si (1),no(0) super : se considerara en el análisis la superestructura ?si (1), no(0) se sugiere también aplicar los botones de las ventanas y no enter

Se procederá enseguida a la introducción de datos del problema a analizar deberá primeramente indicar como desea generar la geometría interactivamente con el programa adcim (por default, aplicamos: 0) ó bien ha sido ya generado el archivo previamente (indicar: 1)

Debido al esquema interactivo del programa adcim, deberá considerarse lo siguiente:

use,postgeom_cim.....se aplica posterior a la geometría de la cimentación

use,postgeom_superse aplica posterior a la geometría superestructura

use,postcolinse aplica posterior a la introducción de colindancias use,postcargas_cim

.....se aplica posterior a cargas en la cimentación

use,postcargas_superse aplica posterior a cargas de la superestructura

5 DESCRIPCION DEL TRABAJO

5.1 Planteamiento y desarrollo

El tratamiento se desarrolla de manera similar a propuestas previas planteadas con anterioridad por (Horta, et.al.,2004) En ellas se ha desarrollado una subrutina denominada PARSE (Procedimiento Aleatorio para el análisis y diseño Racional de retículas de cimentación sobre Suelos Expansivos) escrita en lenguaje APDL que corre en ambiente Ansys. Ahí, se han aplicado presiones sobre los elementos finitos de la cimentación elegidos de manera aleatoria creando para observar el comportamiento mas critico de la cimentación, se varía también el número de los elementos aleatorios, todo ello bajo contextos tanto de expansión como de contracción.

La revisión de todos estos escenarios conducía a la obtención de las condiciones mas criticas de comportamiento de la cimentación. Todo el proceso descrito integraba una subrutina de diseño, que actualizaba las secciones requeridas en la cimentación para cada escenario crítico de análisis.

La subrutina PARSE descrita, tenia la desventaja de generar escenarios poco probables, ya que los elementos finitos que son receptores de las presiones debidas a la expansión del suelo y que han sido elegidos aleatoriamente, se localizan en la mayoría de los casos muy dispersos haciendo poco realista la actividad del suelo expansivo. En fechas recientes, trabajos adicionales del autor (Horta,et.al.,2006) dejan evidencias de un nuevo planteamiento bajo el cual la subrutina PARSE es modificada con diversas adiciones y en donde de manera esencial se integra la aplicación de presiones en áreas de influencia como las define el autor. En la Fig. 5.1 se muestra el diagrama de bloques propuesto por el autor y que se utiliza en este proyecto.

La parte significativa del trabajo que se presenta es el participar en el desarrollo de la subrutina en la parte relacionada con la distorsión angular así como en las modificaciones que debieron realizarse para incluir las penalizaciones necesarias en aquellos casos en que no se logre satisfacer la distorsión límite.

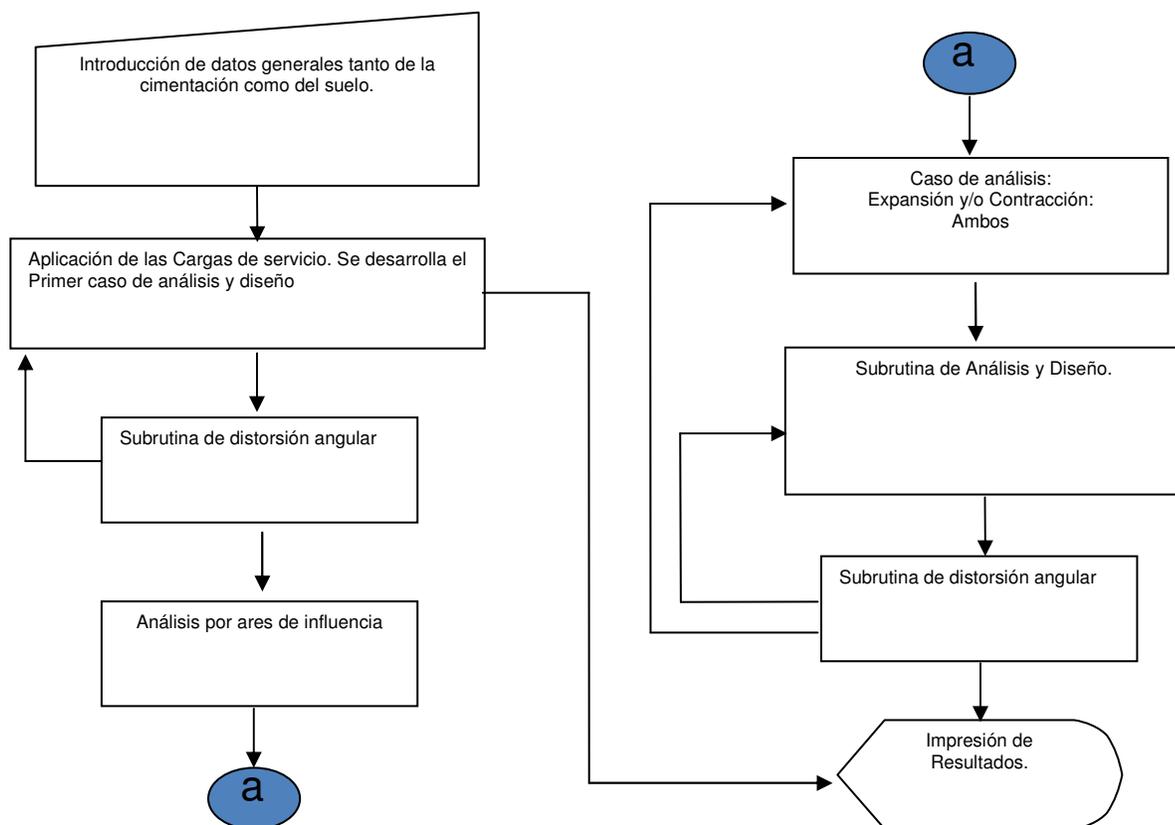


Fig. 5.1 Diagrama de bloques del programa ADCIM

Así pues, las consideraciones de remediación a dicho efecto en nuestra propuesta se ubican en la etapa cíclica de análisis-diseño de la cimentación bajo la cual se proponen modificaciones que tiendan a rigidizar la estructura en función de los elementos estructurales (trabes) que hayan fallado. El número de elementos y su ubicación en la retícula serán determinantes para establecer las medidas pertinentes de reestructuración. Asimismo la evaluación de la energía de deformación del sistema (cimentación) será un indicativo de calidad para proponer una guía que conlleve a una solución viable y óptima.

Algunas características de esta nueva propuesta son como sigue:

- i) La transmisión de presiones se aplican en áreas o zonas de influencia. Dichas áreas dependerán de manera directa de la diseminación de la zona expansiva al interior de la masa de suelo. De conformidad con los estudios realizados al respecto, se tomaran estas áreas conforme a un diámetro igual a 3 veces el diámetro de la región expansiva.
- ii) El análisis a realizar no será aleatorio, se procederá a analizar el efecto que sobre la cimentación tienen las presiones aplicadas en cada una de las zonas de influencia.
- iii) La presión máxima P_c que actúa sobre la cimentación producto del efecto expansivo, se evalúa de conformidad con el seguimiento propuesto por el autor (Horta, et.al., 2007)
- iv) Finalmente una característica adicional de esta subrutina es la introducción de una rigidez k del medio elástico que asocia la participación tanto de la capa de material inerte, como de los estratos de suelo existentes.

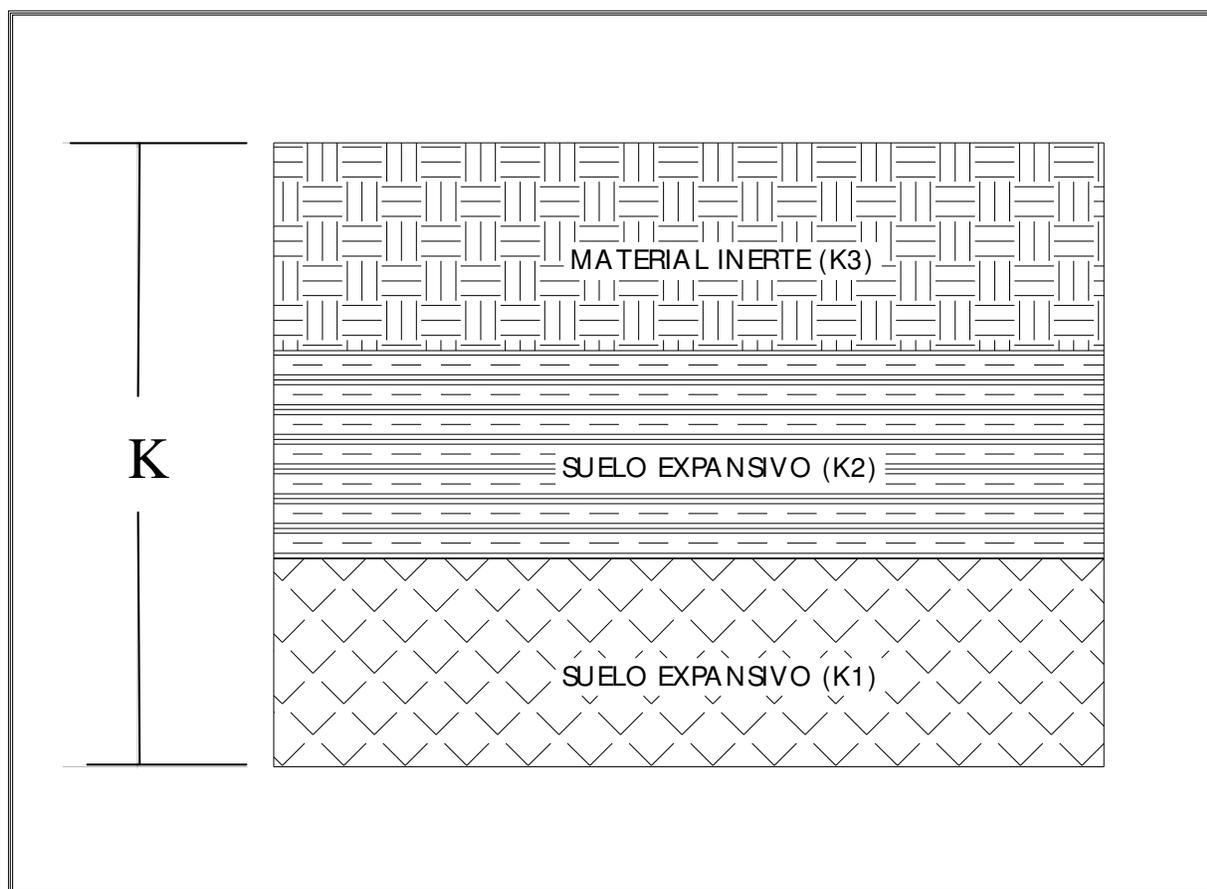


Fig. 5.2 Rigidez (K) del medio elástico

5.2 Distorsión Angular en el Programa ADCIM

En base a la subrutina que se muestra a continuación, se identifican las líneas de muros (trabes) susceptibles de variaciones en la distorsión angular, procurando que dichas líneas se ubiquen en un contorno (marco) cerrado.

/com,distorsion angular. Identificación de los componentes

```
*DO,NL,1,LTOT,1
*GET,DESNI(NL),NODE,NODOI(NL),U,Y
*GET,DESNJ(NL),NODE,NODOJ(NL),U,Y
ASDIF(NL)=DESNJ(NL)-DESNI(NL)
ADABS(NL)=ABS(ASDIF(NL))
DISTANG(NL)=LONGL(NL)/ADABS(NL)
*IF,DISTANG(NL),LT,300,THEN
LIND(NL)=NL
*ELSE
LIND(NL)=0
*ENDIF
*ENDDO

LCONT=0
*DO,IZ,1,ETOT,1
NELD(IZ)=0
*ENDDO
*DO,NL,1,LTOT,1
*IF,LIND(NL),NE,0,THEN
LCONT=LCONT+1
*DO,IZ,1,ETOT,1
NELD1(IZ)=0
*ENDDO
*IF,NX(NODOI(NL)),EQ,NX(NODOJ(NL)),THEN
  *IF,NZ(NODOI(NL)),LT,NZ(NODOJ(NL)),THEN
    NSEL,S,LOC,X,NX(NODOI(NL)),NX(NODOJ(NL))
    NSEL,R,LOC,Z,NZ(NODOI(NL))+0.2,NZ(NODOJ(NL))-0.2
  *ELSE
    NSEL,S,LOC,X,NX(NODOI(NL)),NX(NODOJ(NL))
    NSEL,R,LOC,Z,NZ(NODOI(NL))-0.2,NZ(NODOJ(NL))+0.2
  *ENDIF
*ELSE
*ENDIF
*IF,NZ(NODOI(NL)),EQ,NZ(NODOJ(NL)),THEN
  *IF,NX(NODOI(NL)),LT,NX(NODOJ(NL)),THEN
    NSEL,S,LOC,X,NX(NODOI(NL))+0.2,NX(NODOJ(NL))-0.2
    NSEL,R,LOC,Z,NZ(NODOI(NL)),NZ(NODOJ(NL))
  *ELSE
    NSEL,S,LOC,X,NX(NODOI(NL))-0.2,NX(NODOJ(NL))+0.2
    NSEL,R,LOC,Z,NZ(NODOI(NL)),NZ(NODOJ(NL))
  *ENDIF
*ELSE
*ENDIF
*IF,NX(NODOI(NL)),NE,NX(NODOJ(NL)),AND,NZ(NODOI(NL)),NE,NZ(NODOJ(NL)),THEN
  *IF,NX(NODOI(NL)),LT,NX(NODOJ(NL)),THEN
    NSEL,S,LOC,X,NX(NODOI(NL))+0.2,NX(NODOJ(NL))-0.2
    NSEL,R,LOC,Z,NZ(NODOI(NL)),NZ(NODOJ(NL))
  *ELSE
```

```

    NSEL,S,LOC,X,NX(NODOI(NL))-0.2,NX(NODOJ(NL))+0.2
    NSEL,R,LOC,Z,NZ(NODOI(NL)),NZ(NODOJ(NL))
*ENDIF
*ELSE
*ENDIF
ESLN,S
*DO,NLN,1,ETOT,1
    NELD1(NLN)=ESEL(NLN)
    *IF,NELD1(NLN),EQ,1,THEN
        NELD(NLN)=1
    *ELSE
    *ENDIF
*ENDDO
NSEL,ALL
ESEL,ALL

*ELSE
*ENDIF
*ENDDO

*IF,LCONT,GE,NINT(0.25*LTOT),THEN
FALLAD=1
*ELSE
*ENDIF
*IF,LCONT,LT,NINT(0.25*LTOT),AND,LCONT,GT,1,THEN
FALLAD=2
*ELSE
*ENDIF
*IF,LCONT,LE,1,THEN
FALLAD=0
*ELSE
*ENDIF
/AXLAB,Y,DISTORSION ANGULAR.
/YRANGE,0,1000
/AXLAB,X,NUMERO DE TRABE
/XRANGE,0,LTOT
/TITLE,DIST.ANG.LIM.=300;TRABES
FALLADAS=%LCONT%;FALLAD=%FALLAD%;CICLO%CIC%;NAN=%NAN%
/GROPT,DIVX,LTOT
/GTHK,CURVE,1
/GRID,0

*DO,I,1,LTOT,1
SEP(I)=I
*ENDDO
*VPLOT,SEP,DISTANG
LSEL,S,LOC,Y,
ESLL,S

```

Esta subrutina permite la graficación de las distorsiones en cada una de las traves y de esa manera observar si se encuentra o no dentro de los límites aceptables. Se construye esta grafica en forma de histograma, de tal manera que todas las traves (columnas en la grafica) con valores superiores a 300 se aceptan. Aquellos que sean menores de 300 estarán violando la reglamentación en la materia. En dicha grafica se identifican las traves que han fallado, distinguiéndose varios casos de falla por distorsión angular:

- FALLAD =0
- FALLAD=1
- FALLAD=2

El primer caso ocurre cuando no existe ninguna falla en traveses de cimentación. En este caso se acepta y continúa el proceso en su etapa de diseño.

Cuando FALLAD=2, indica que han ocurrido fallas en mas de una trabe hasta un máximo igual a la cuarta parte del total de traveses de la cimentación.

Si FALLAD=1, será indicativo de que mas de la cuarta parte del total de traveses de la cimentación ha fallado por distorsión angular.

El objetivo de esta identificación, es para establecer un procedimiento racional de elección de nuevas secciones más rígidas que eviten los efectos de dichas distorsiones.

Posteriormente y posterior al ciclo de diseño, se establecen los siguientes lineamientos que modifican las secciones, en base al tipo de falla detectada:

- Si FALLAD=2 La característica de esta falla es que solo se procederá a modificar las secciones de aquellas traveses que han fallado, para ello se deberán identificar plenamente:

En el transcurso de 10 ciclos Análisis-Diseño se incrementara el peralte de las traveses que han fallado en 5 cm, así como el ancho de zapata en 10 cm. revisando en cada ciclo si la distorsión angular ha pasado a ser permisible.

Si no ocurre lo anterior, se modificara a partir del ciclo 10 y en adición a lo ya estipulado anteriormente, el ancho de trabe en 5 cm. Nuevamente se procederá a revisar si en alguno de estos ciclos se cumple lo permisible.

* Si FALLAD=1 En este caso habrán fallado mas de la cuarta parte de las traveses. Por lo que se juzga apropiado modificar toda la cimentación, en base a lo siguiente:

En el transcurso de 6 ciclos Análisis-Diseño se incrementara el peralte de traveses en 5 cm, en caso de no obtener una respuesta, a partir del ciclo 7 y hasta el 10 se modificara el ancho de zapata en 10 cm. Finalmente y si fuere el caso, a partir del ciclo 10 y hasta el 30 se modificaran de manera simultanea tanto el peralte como el ancho de zapata en las cantidades ya indicadas.

Estos procesos se activaran tanto en el caso no-expansivo, como en cada una de las variantes expansivas (áreas de influencia) analizadas.

La subrutina correspondiente a estas penalizaciones se muestra a continuación:

```
/com, Penalización de los parámetros que no garanticen la distorsión angular permisible
*IF,CIMLOSA,EQ,0,THEN
H=HDISV(J)/100
ANZAPP=ANZAP(J)
```

HBDIS=PERZF(J)/100

*IF,FALLAD,EQ,1,THEN

*IF,CIC,GE,1,AND,CIC,LE,6,THEN

HDISV(J)=HDISV(J)+5

H=HDISV(J)/100

*ELSE

*ENDIF

*IF,CIC,GT,6,AND,CIC,LE,10,THEN

ANZAP(J)=ANZAP(J)+0.1

ANZAPP=ANZAP(J)

*ELSE

*ENDIF

*IF,CIC,GT,11,AND,CIC,LE,30,THEN

HDISV(J)=HDISV(J)+5

H=HDISV(J)/100

ANZAP(J)=ANZAP(J)+0.1

ANZAPP=ANZAP(J)

*ELSE

*ENDIF

*ELSE

*ENDIF

*IF,FALLAD,EQ,2,THEN

*IF,NELD(J),EQ,1,THEN

*IF,CIC,GE,1,AND,CIC,LE,10,THEN

HDISV(J)=HDISV(J)+5

H=HDISV(J)/100

ANZAP(J)=ANZAP(J)+0.1

ANZAPP=ANZAP(J)

*ELSE

HDISV(J)=HDISV(J)+5

H=HDISV(J)/100

ANZAP(J)=ANZAP(J)+0.1

ANZAPP=ANZAP(J)

B=0.20

*ENDIF

*ELSE

*ENDIF

5.2 Casos de estudio

El objetivo de los dos análisis que a continuación se muestran, es para analizar en base al procedimiento descrito las modificaciones requeridas en la cimentación en caso de que falle por distorsión angular.

Ejemplo No. 1: Análisis- Diseño de una Casa Habitación que se construirá en un terreno de suelo expansivo con presión de expansión de 40 ton/m², diámetro de influencia superficial de expansión de 2.00 m, considerando un solo estrato cuya rigidez es de 2,500 ton/m³ en la cual se colocará una capa de material inerte (tepetate) con una capacidad de 10 ton/m².

Se propone una zapata corrida de cimentación cuyos datos iniciales son:

Peralte de la trabe de cimentación 0.40 m

Ancho de trabe de cimentación 0.15 m

Peralte de zapata corrida 0.10 m

$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$

Peso volumétrico del concreto 2.40 ton/m³

Modulo de Poisson del concreto 0.10

$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 2,400 \text{ kg/cm}^2$ (de estribos)

Se indican enseguida los datos introducidos en el programa ADCIM

- ANEXP,'SUELO EXPANSIVO (SI=1;NO=0)',1
- CIMLOSA,'LOSAS DE CIMENTACION (SI=1;NO=0)',0
- SUPER,'HAY SUPERESTRUCTURA (SI=1;NO=0)',0
- GEOM1,'GENERACION CIMENTACION (1;0)',0
- H,'PERALTE DE TRABES CIM,(M)',0.40
- B,'ANCHO DE TRABES CIM.(M)',0.15
- HBDIS,'PERALTE ZAPATAS CORRIDAS (M)',0.10
- FC,'RESIST.CONCRETO(KG/CM2)',250
- PVOL,'PVOL.CONCRETO(T/M3)',2.4
- NU,'MOD.POISSON CONCRETO',0.10
- FYA,'RESIST.VARILLAS(KG/CM2)',4200
- NESTR,'ESTRIBO A UTILIZAR (#2 ó #3)',2
- EFECTO,'EXPANSION(1),CONTRACCION(-1)',1
- PNEGAT,'PRES.EXPANSION DEL SUELO(T/M2)',40

- DEXP,'DIAM.DE INFLUENCIA SUPERFICIAL(M)',2
- CONTPER,'CAPACIDAD DEL MAT.INERTE(T/M2)',10.0
- NESTRA,'No.ESTRATOS SUELO A CONSIDERAR',1
- KESTR1,'RIGIDEZ ESTRATO 1 (T/M3)',2500
- LCIM,'DIMENSION MAX.CIMENTACION (MT)',26
- SMA,'SEPARACION DE MALLA (MT)',0.50
- FOTO,'ELIJA TIPO PLOTEOS:JPEG(1);PNG(0)',0

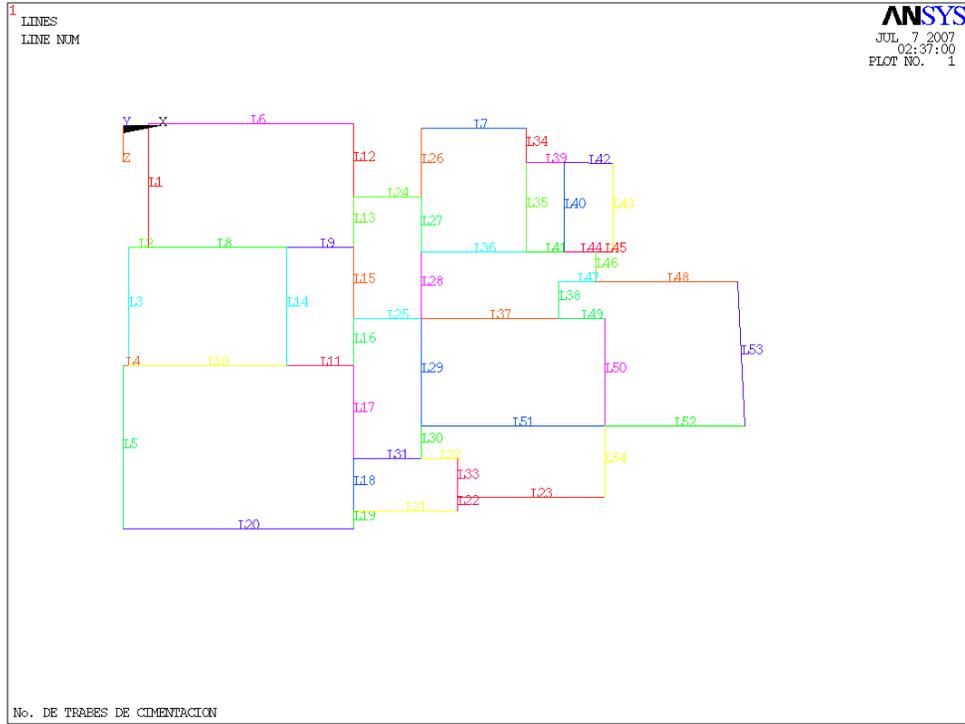


Fig. 5.3 No. Trabes de cimentación

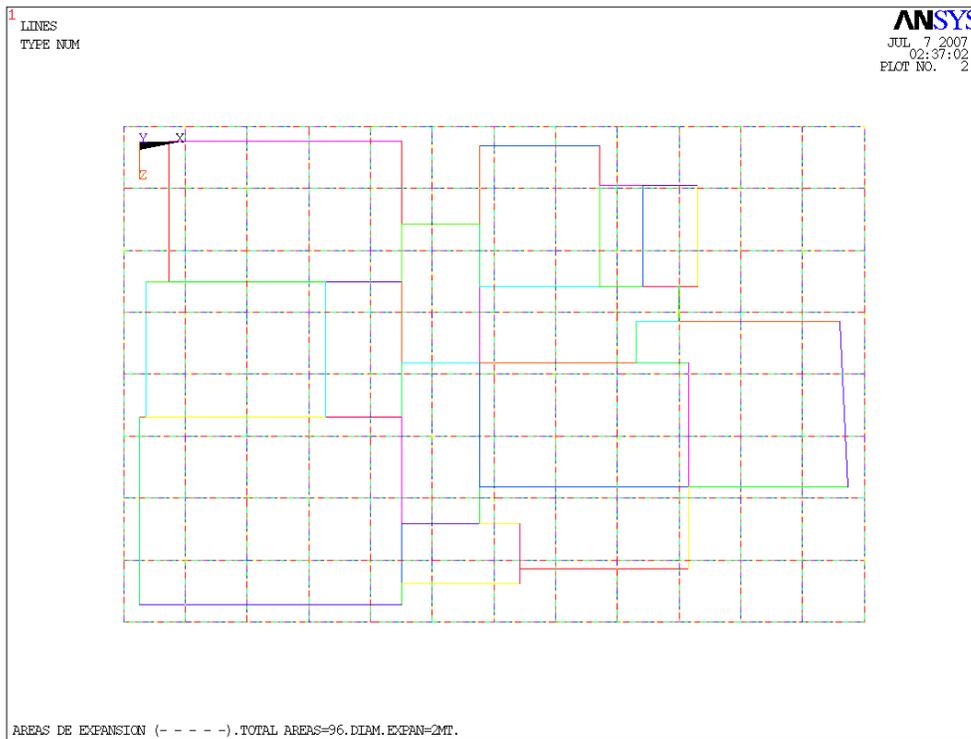


Fig. 5.4 Áreas de expansión (-----) total áreas = 96, Diam. Expan=2.00 mt

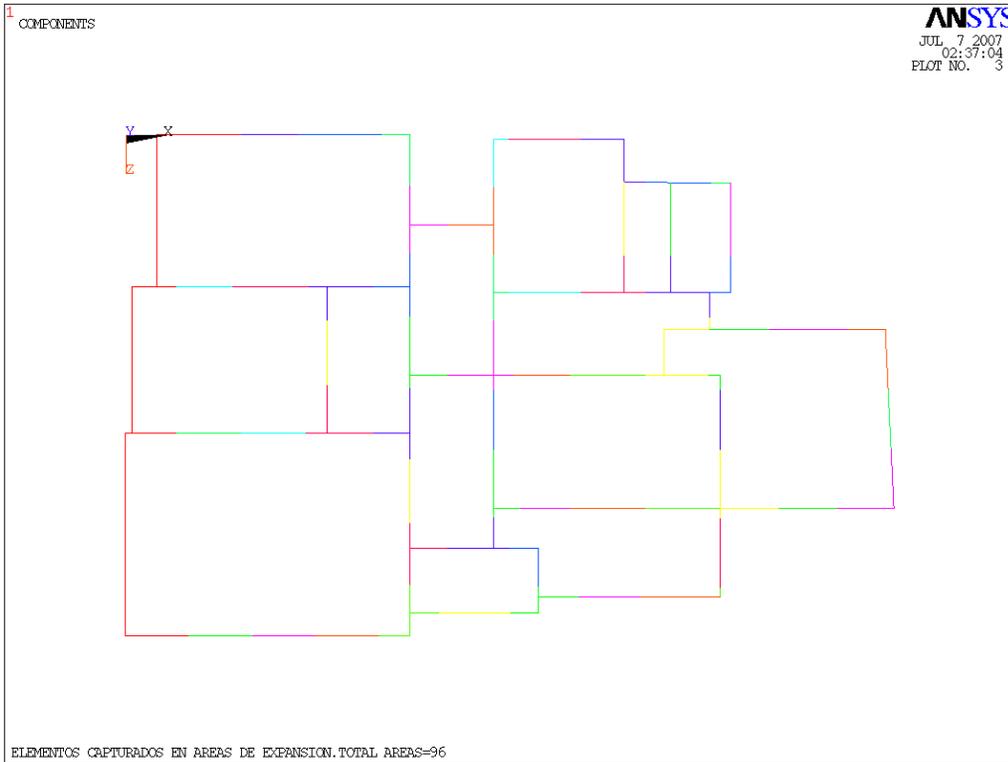


Fig. 5.5 Elementos Capturados en Áreas de Expansión, Total Áreas = 96

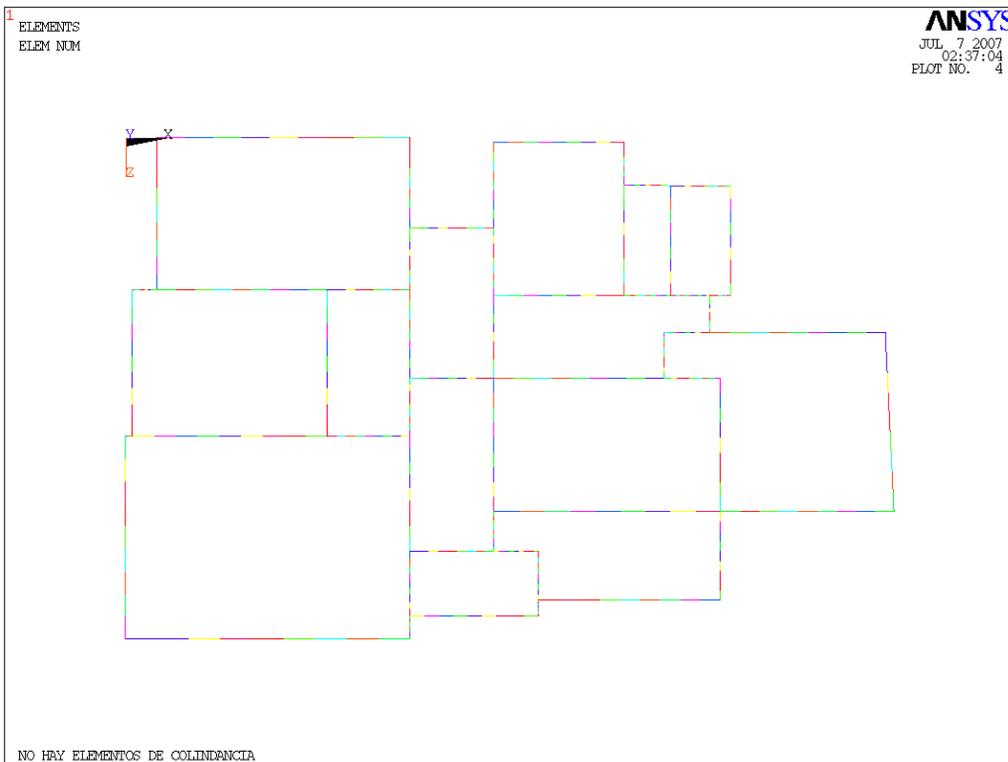


Fig. 5.6 No hay elementos de colindancia

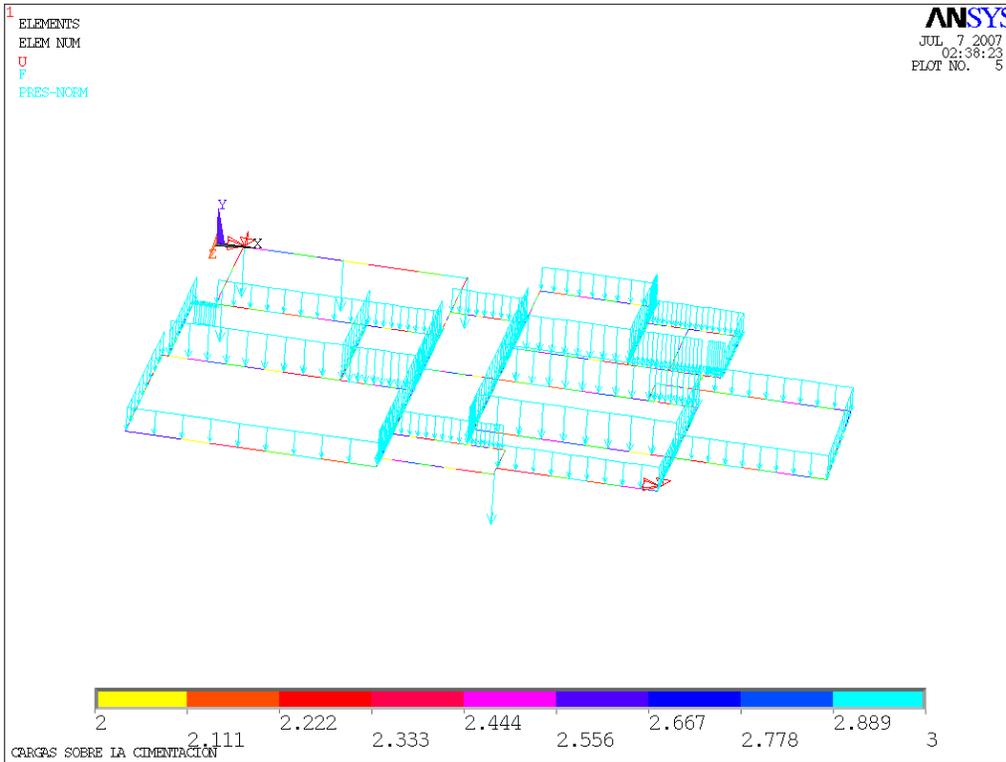


Fig. 5.7 Cargas sobre la cimentación

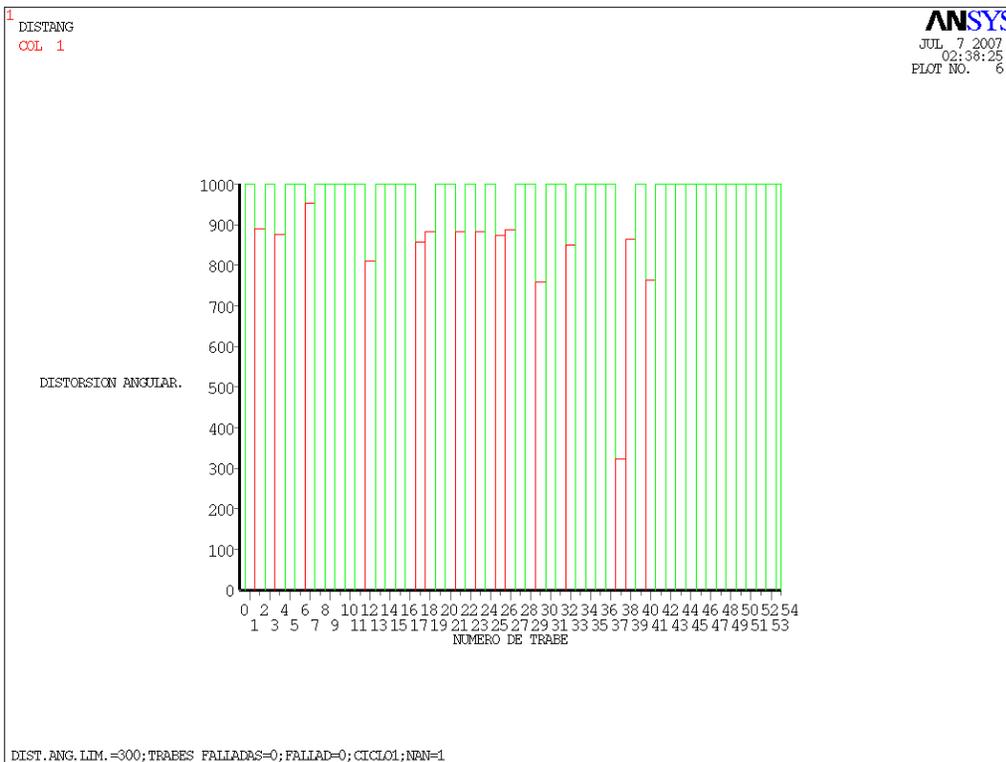


Fig. 5.8 Dist. Ang. Lim =300; trabes falladas=0;fallad=0;ciclo1;nan=1

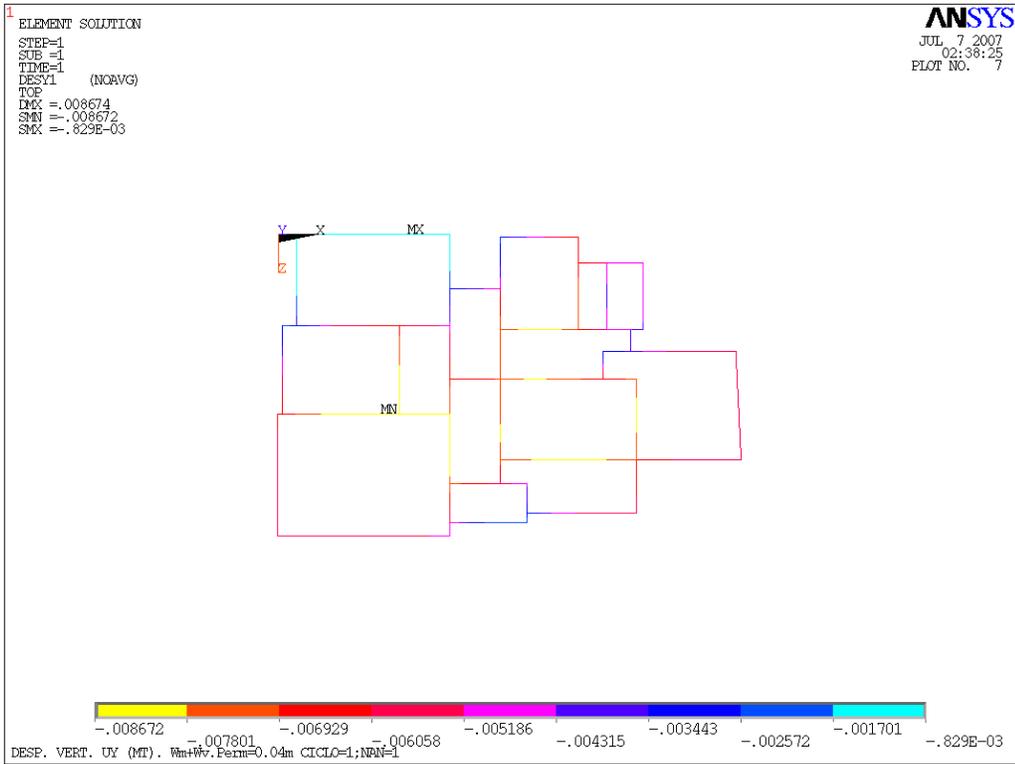


Fig. 5.9 Desp. Vert. UY (MT) Wm+Wv, perm=0.04m ciclo=1; nan=1

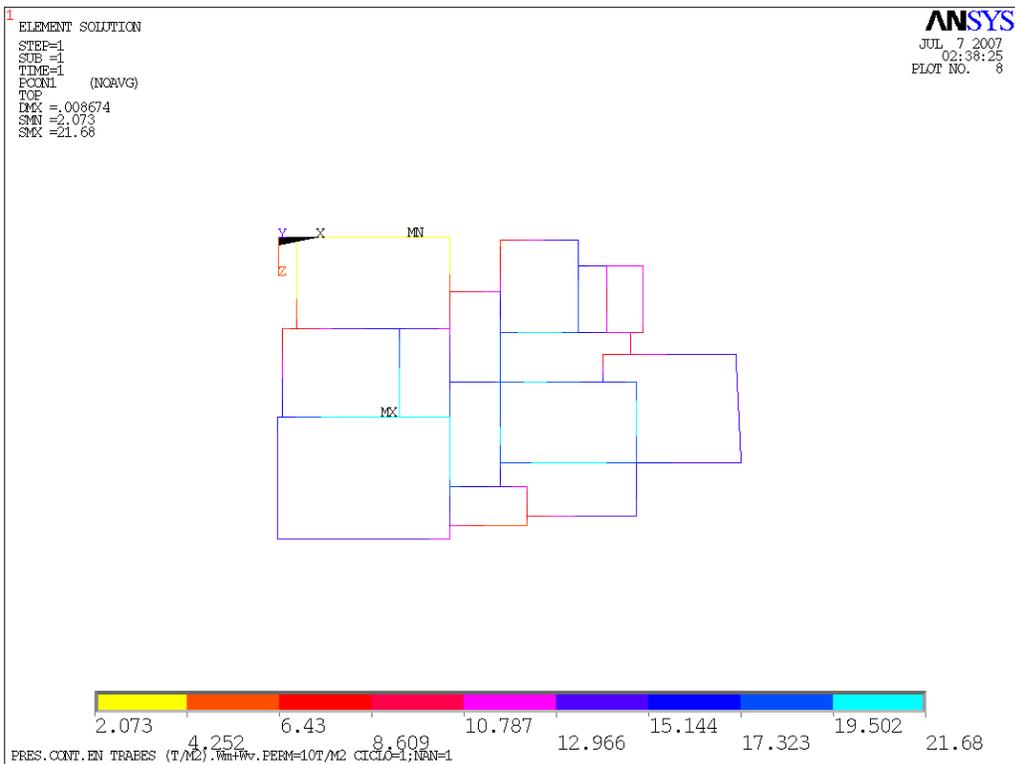


Fig. 5.10 Pres. cont, en trabes (T/M2) Wm+Wv, perm=10 T/M2 ciclo=1, nan=1

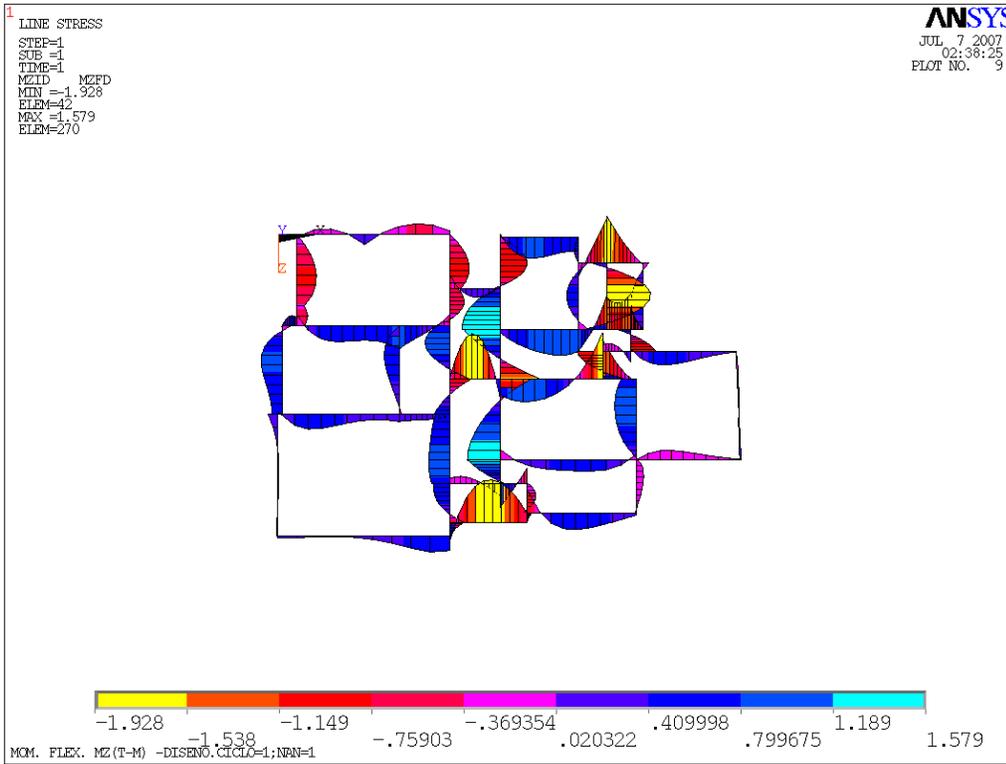


Fig. 5.11 Mom. Flex. MZ(T-M) diseño ciclo=1, nan=1

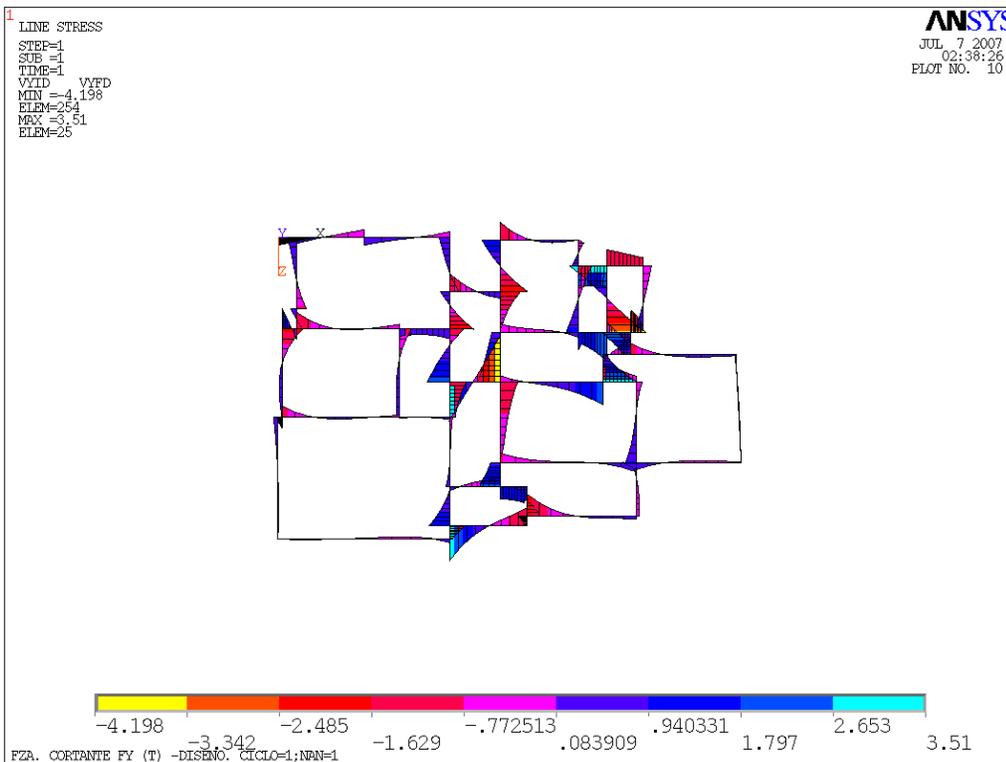


Fig. 5.12 Fza cortante FY (T) diseño ciclo=1, nan=1

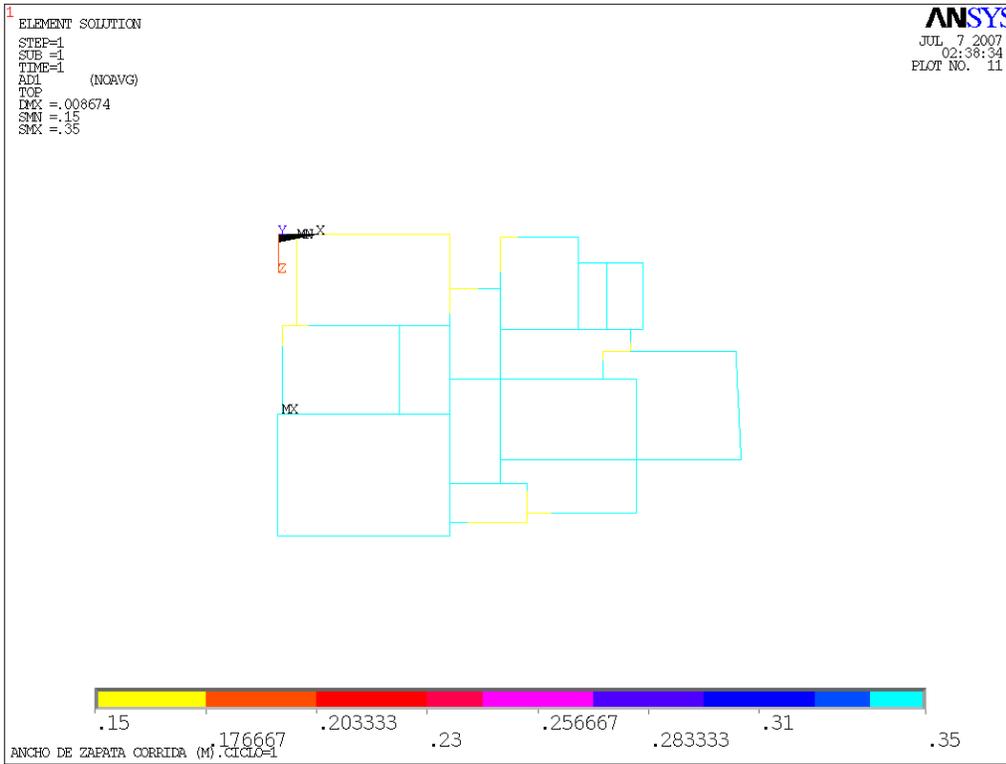


Fig. 5.13 Ancho de zapata corrida (M) ciclo=1

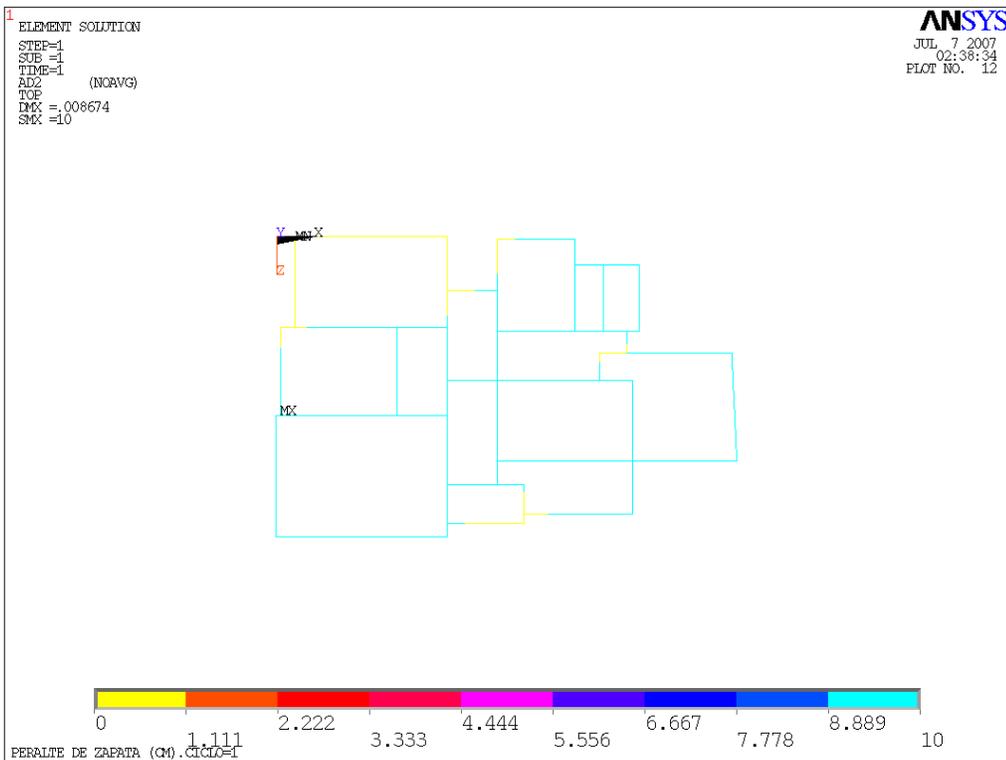


Fig. 5.14 Peralte de zapata (CM), ciclo=1

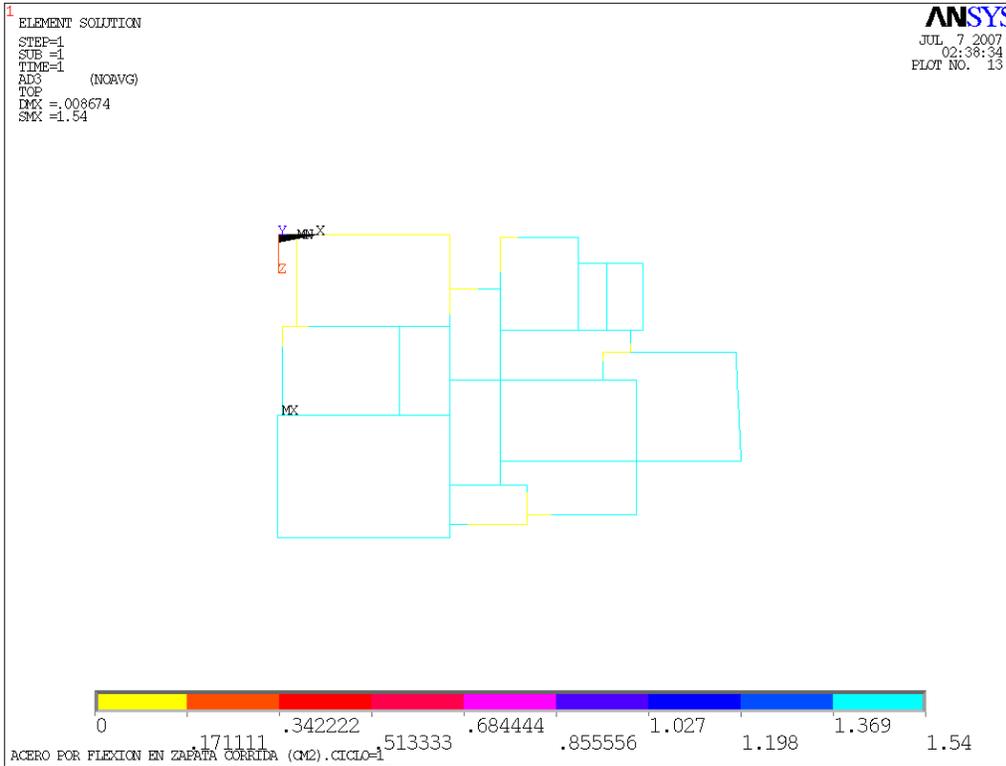


Fig. 5.15 Acero por flexión en zapata corrida (CM2) ciclo=1

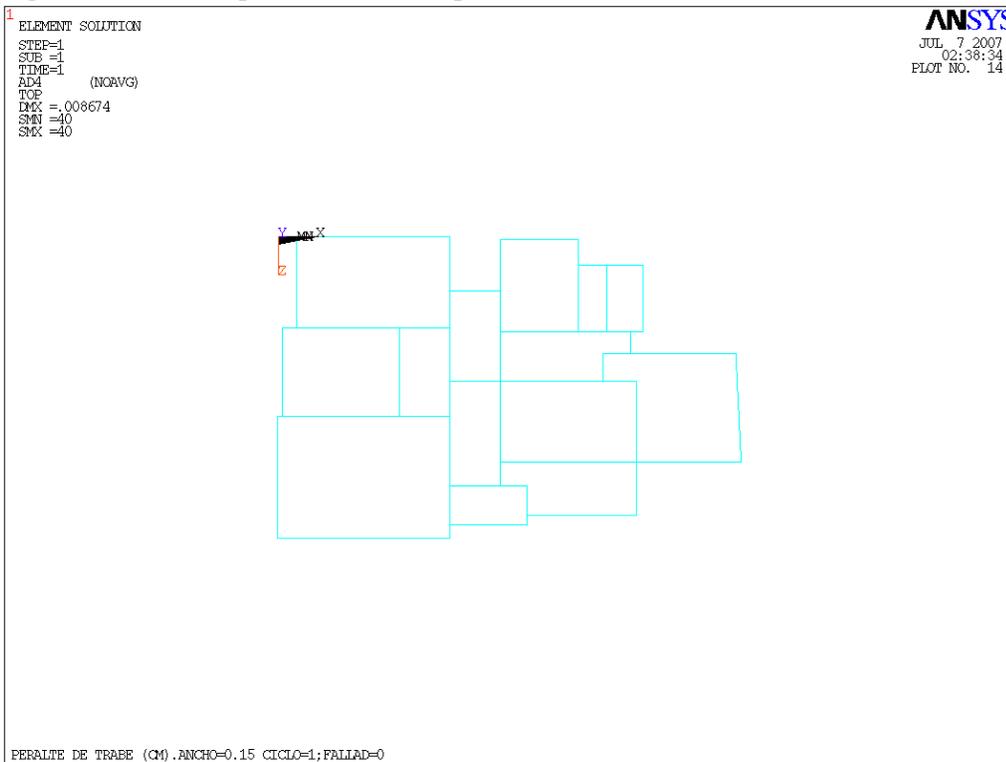


Fig. 5.16 Peralte de trabe (CM), ancho=0.15 ciclo=1, fallad=0

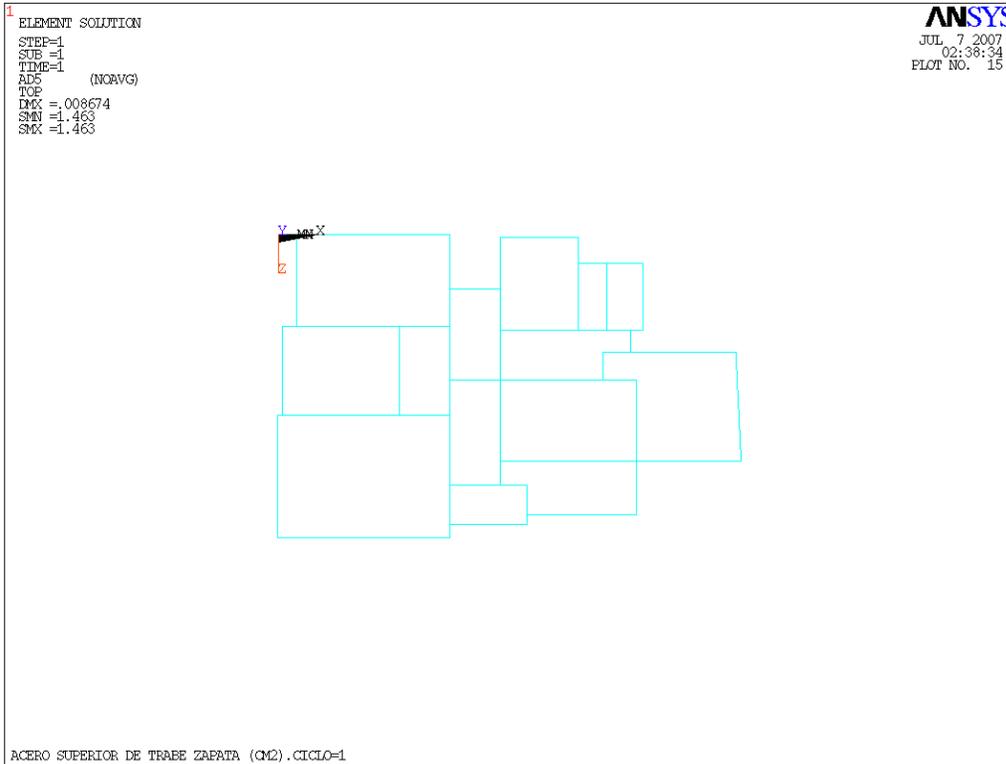


Fig. 5.17 Acero superior de trabe zapata (CM2) ciclo=1

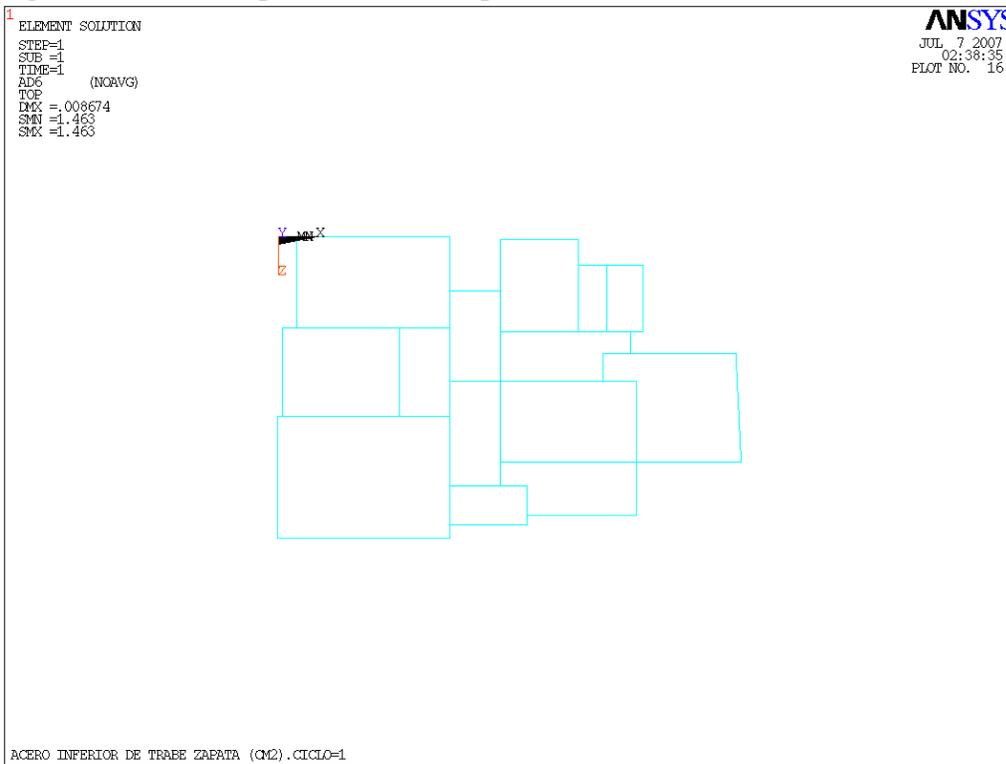


Fig. 5.18 Acero inferior de trabe zapata (CM2) ciclo=1

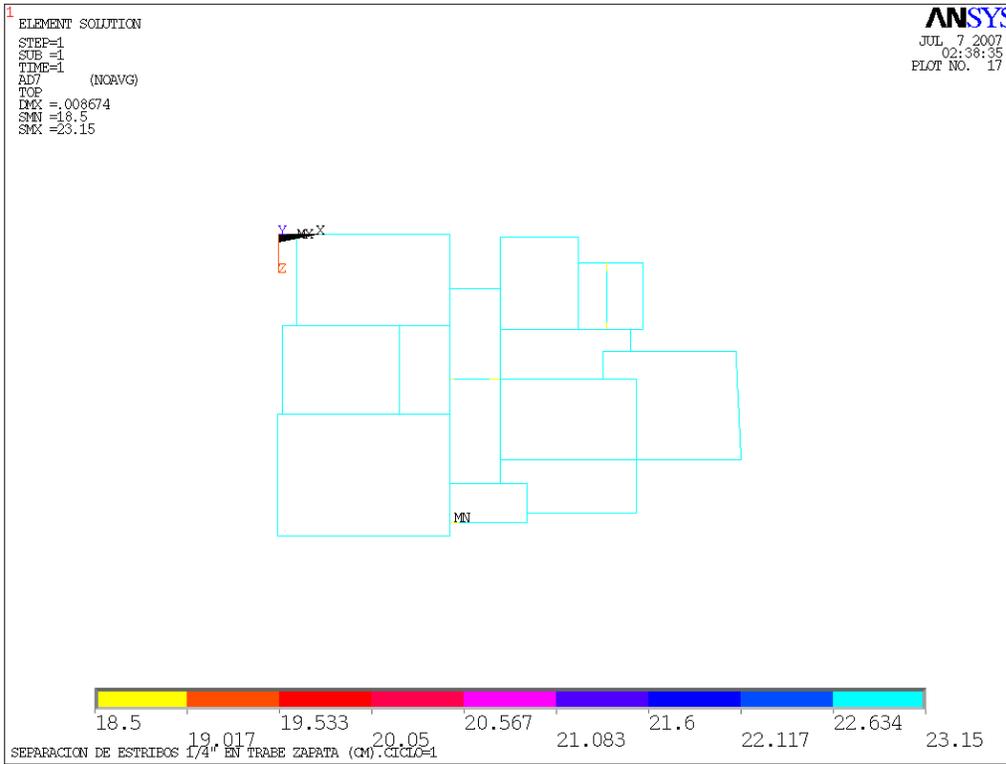


Fig. 5.19 Separación de estribos $\frac{1}{4}$ en trabe zapata (CM) ciclo=1

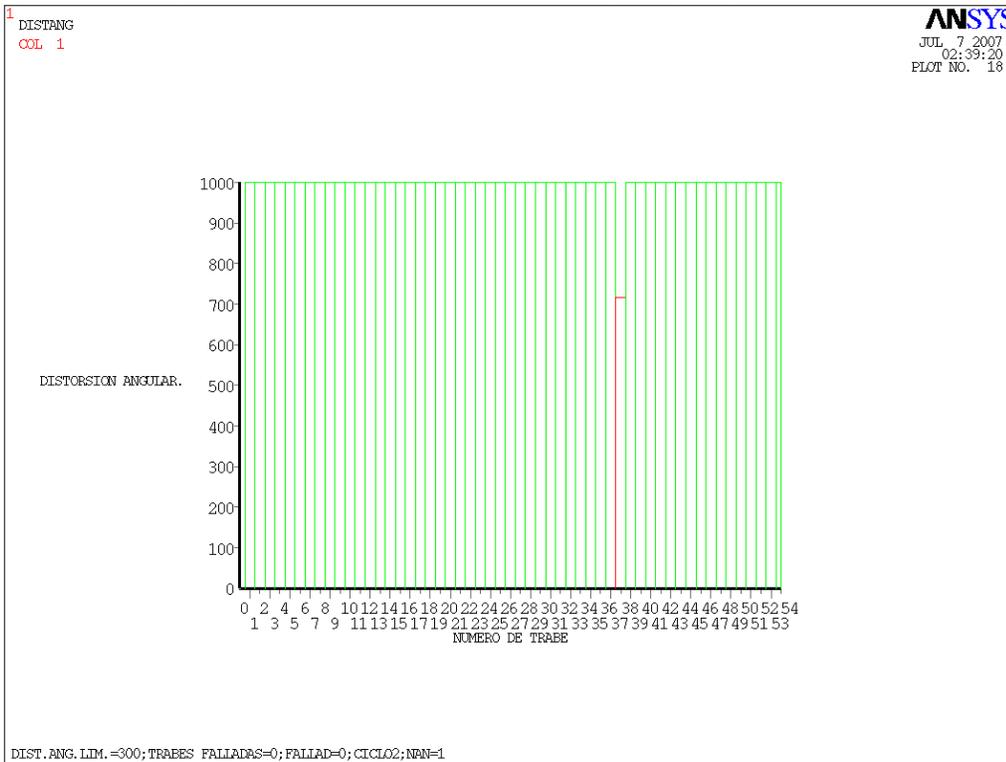


Fig. 5.20 Dist. Ang. Lim=300, trabes falladas=0, fallad=0, ciclo2, nan=1

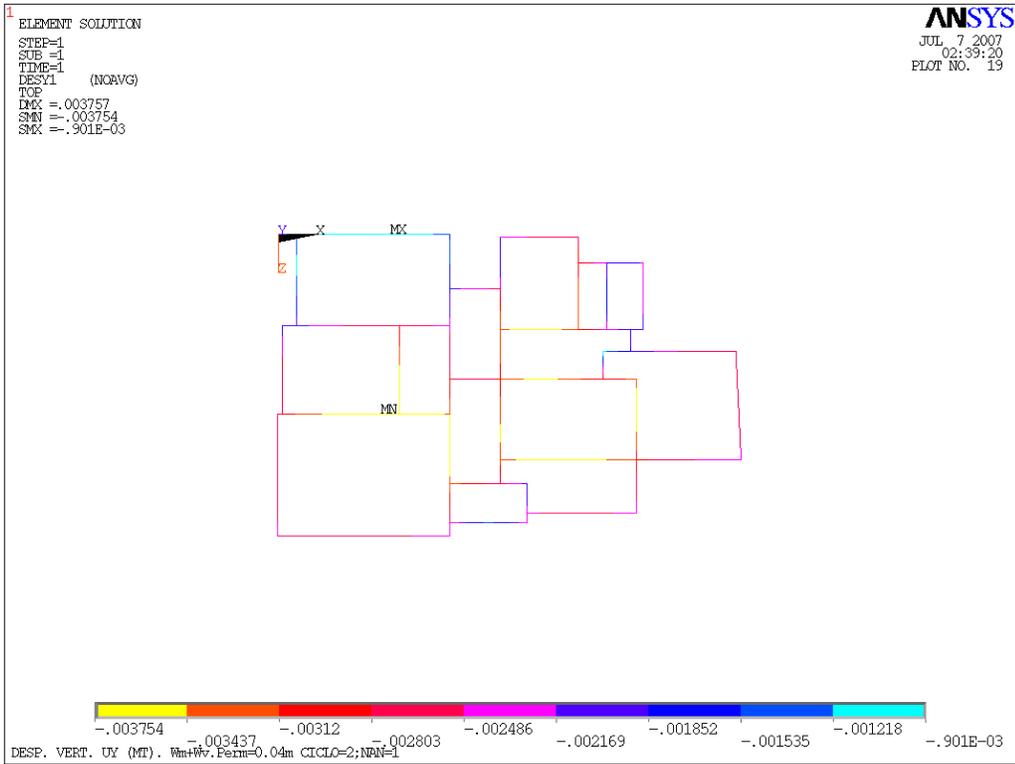


Fig. 5.21 Desp. Vert. UY (MT) Wm+Wv perm=0.04m ciclo=2 nan=1

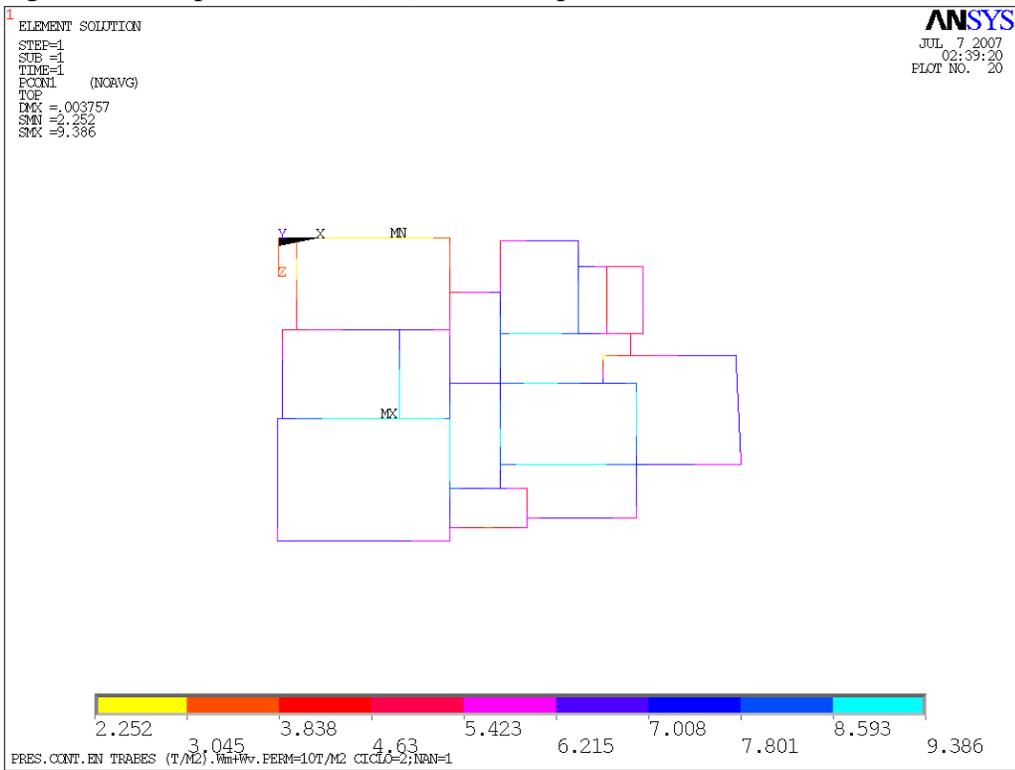


Fig. 5.22 Pres. cont. En trabes (T/M2) Wm+Wv perm=10T/M2 ciclo=2 nan=1

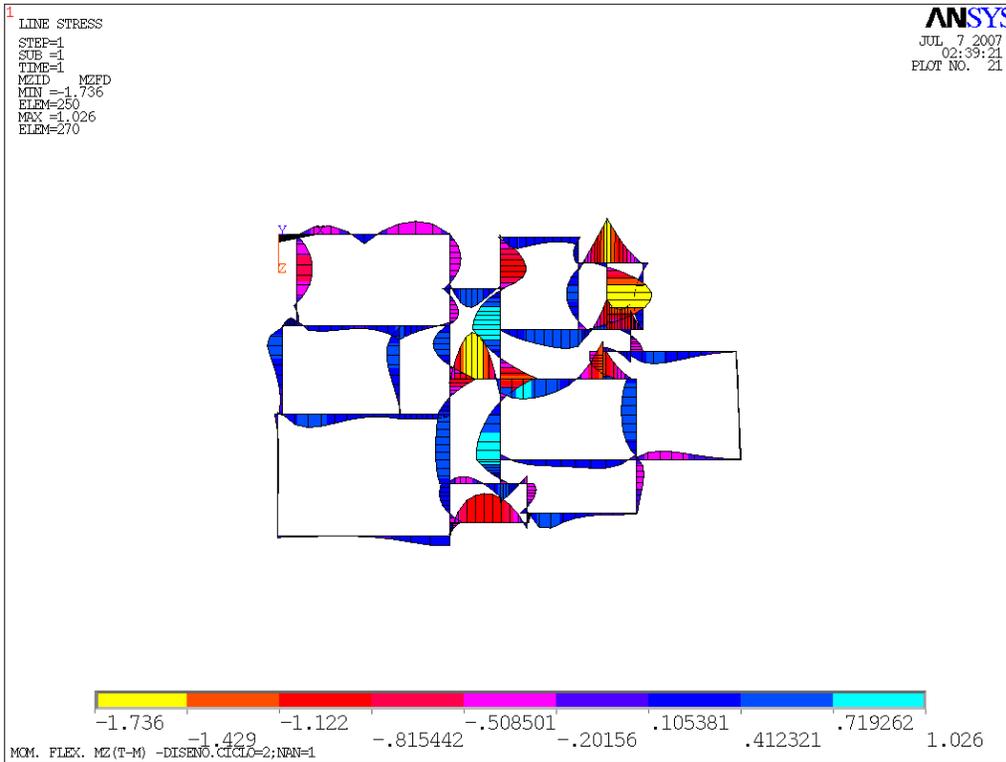


Fig. 5.23 Mom. Flex Mz (T-M) diseño ciclo=2 nan=1

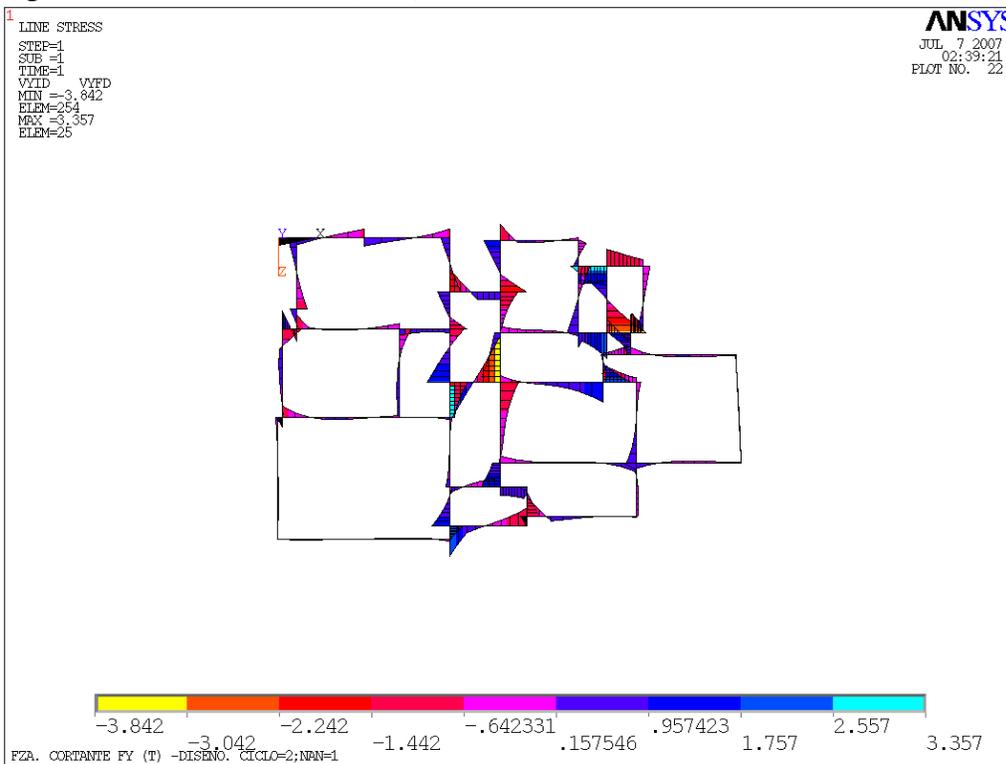


Fig. 5.24 Fza. Cortante FY (T) diseño ciclo=2 nan=1

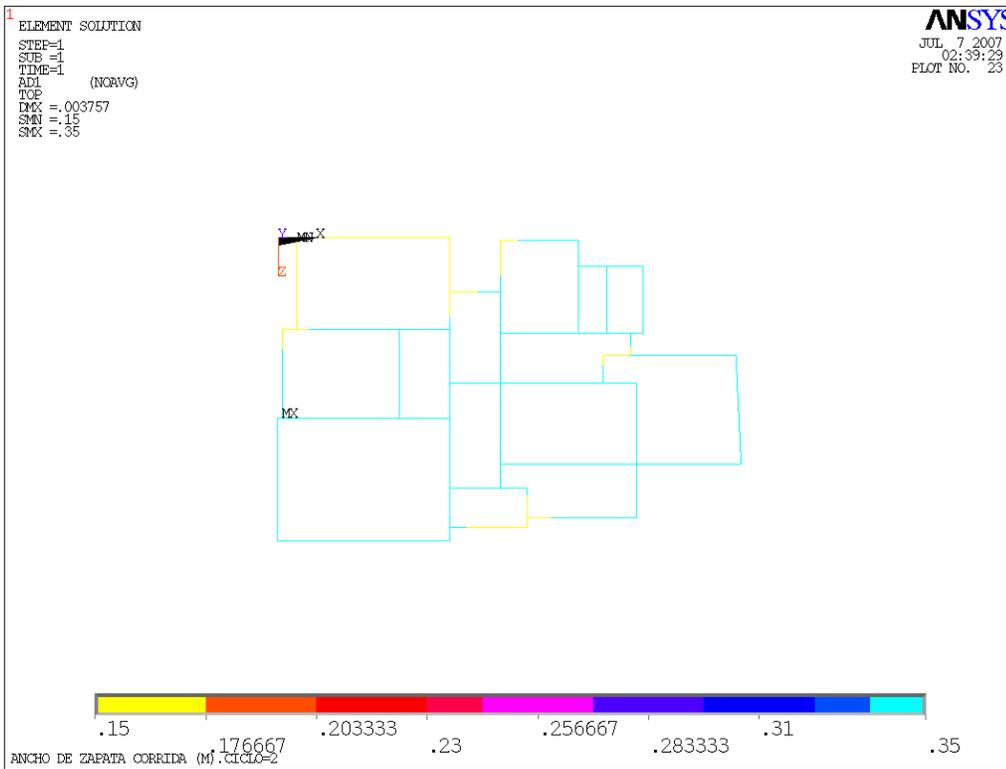


Fig. 5.25 Ancho de zapata corrida (M) ciclo=2

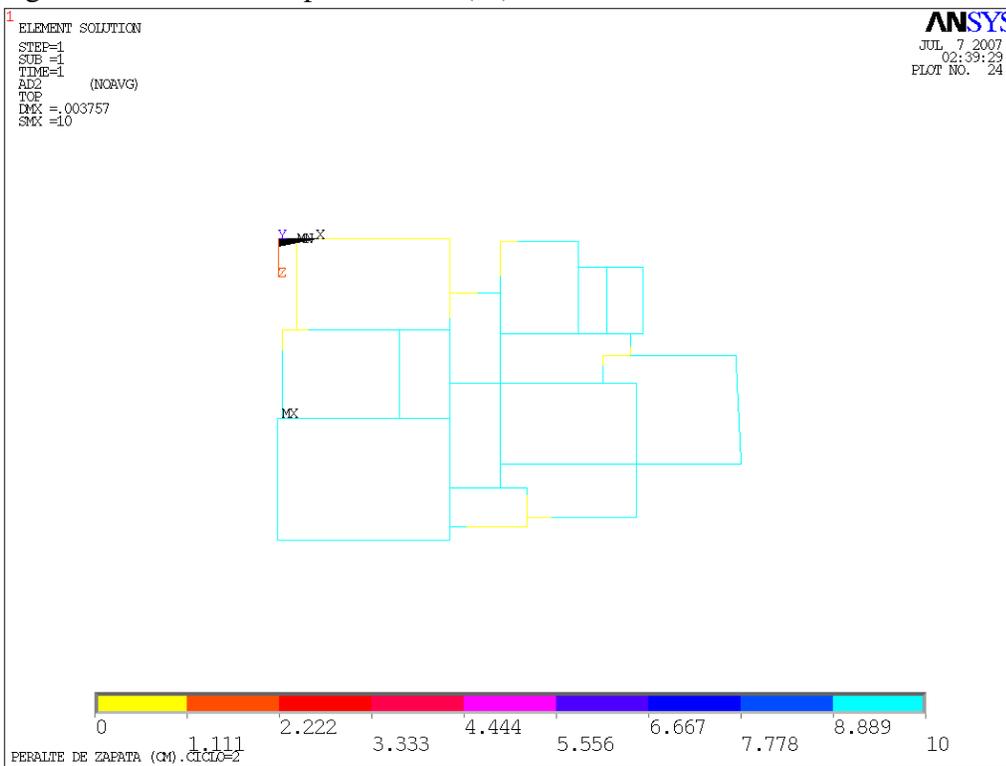


Fig. 5.26 Peralte de zapata (CM) ciclo=2

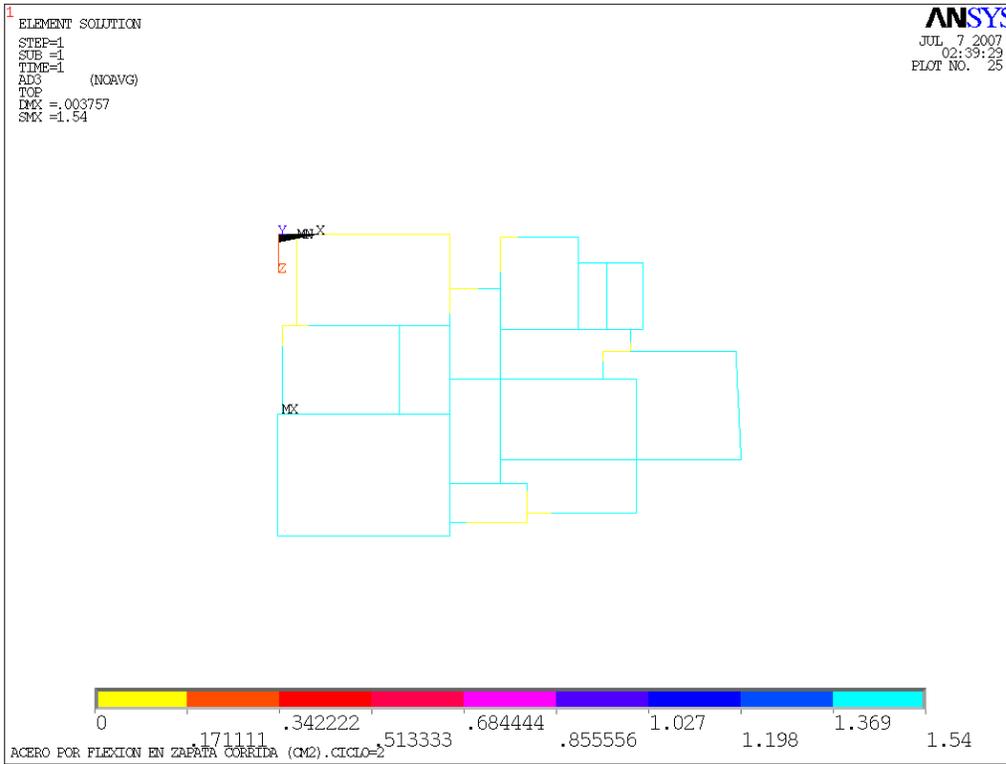


Fig. 5.27 Acero por flexión en zapata corrida (CM2) ciclo=2

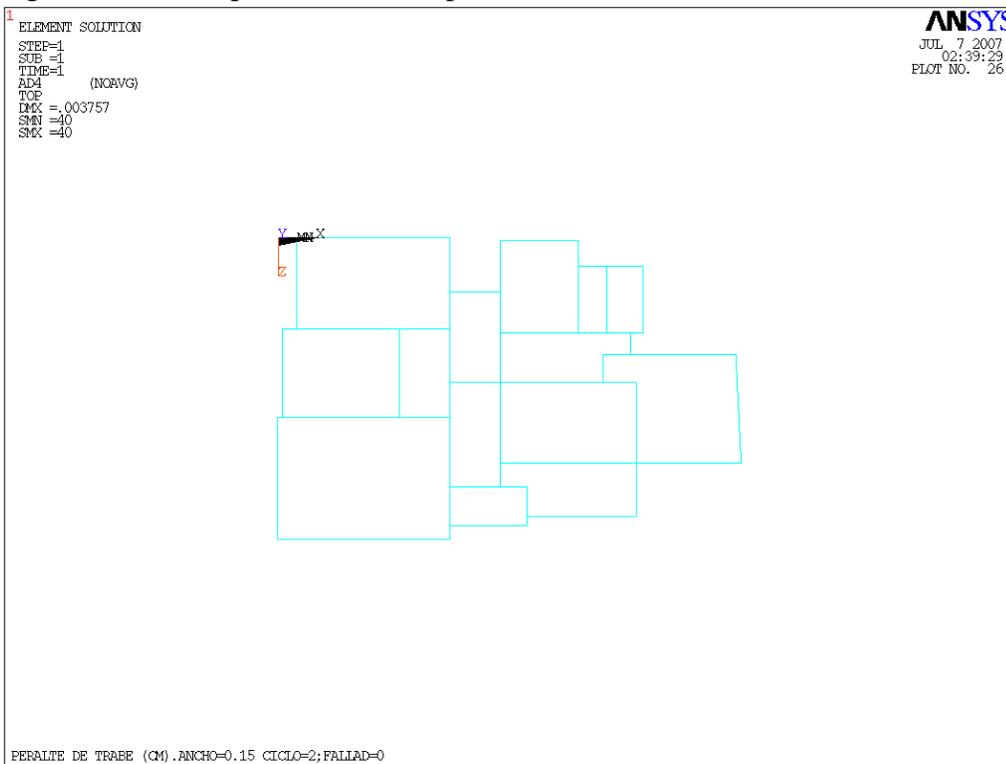


Fig. 5.28 Peralte de trabe (CM) ancho=0.15 ciclo=2 fallad=0

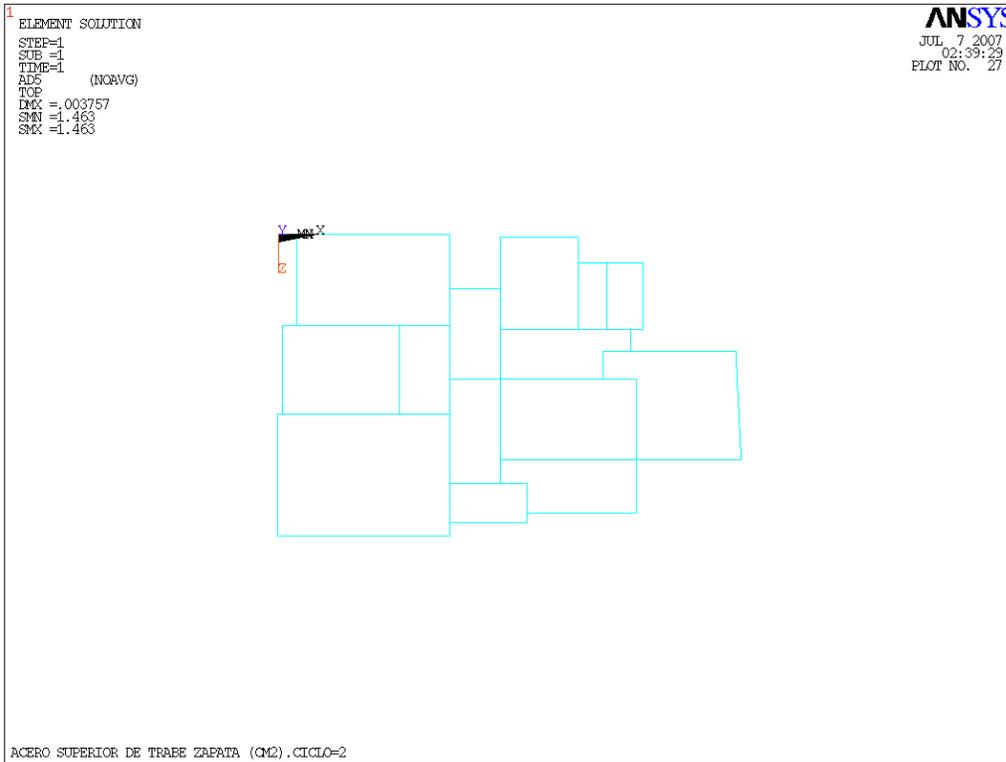


Fig. 5.29 Acero superior de trabe zapata (CM2) ciclo=2

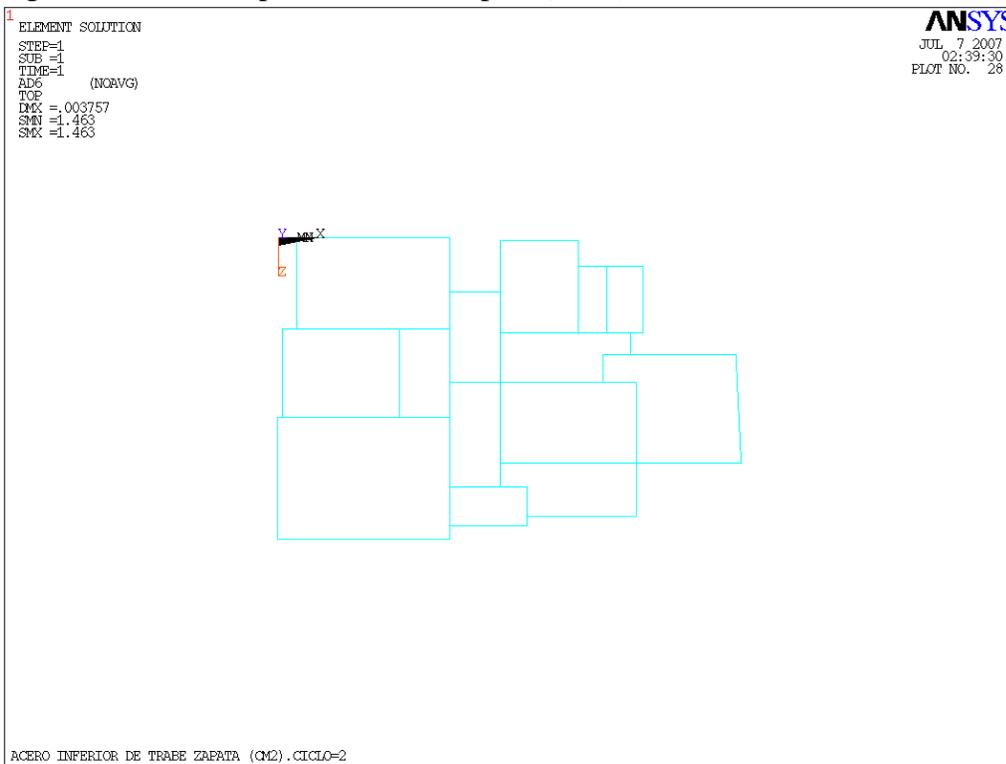


Fig. 5.30 Acero inferior de trabe zapata (CM2) ciclo=2

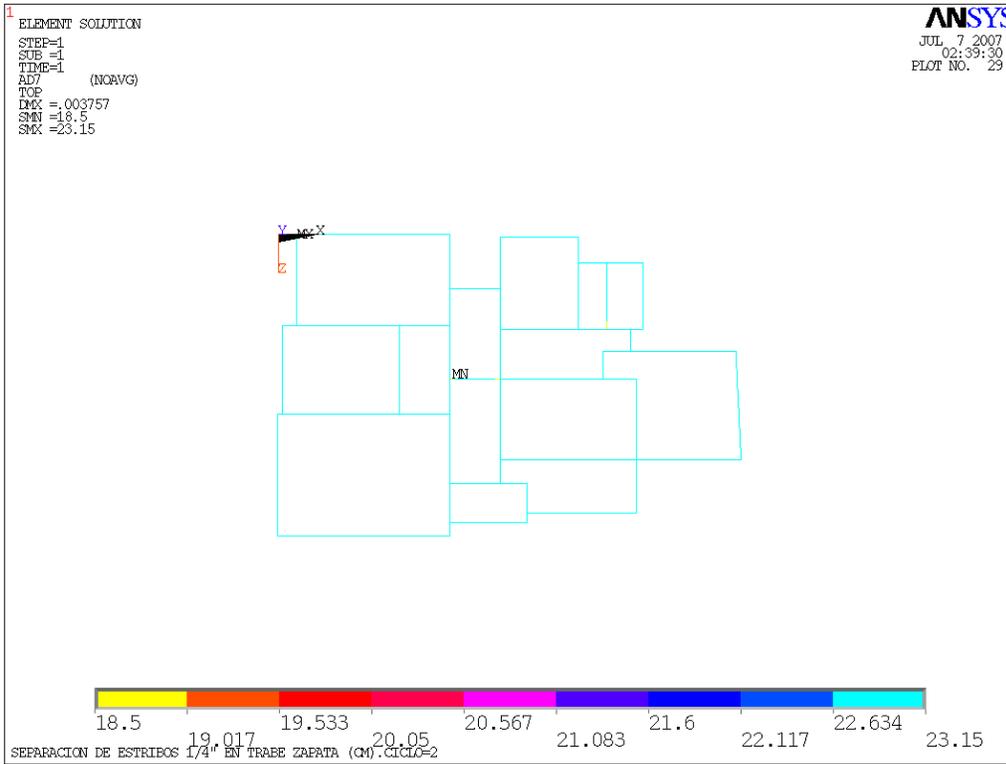


Fig. 5.31 Separación de estribos 1/4 en trabe zapata (CM) ciclo=2

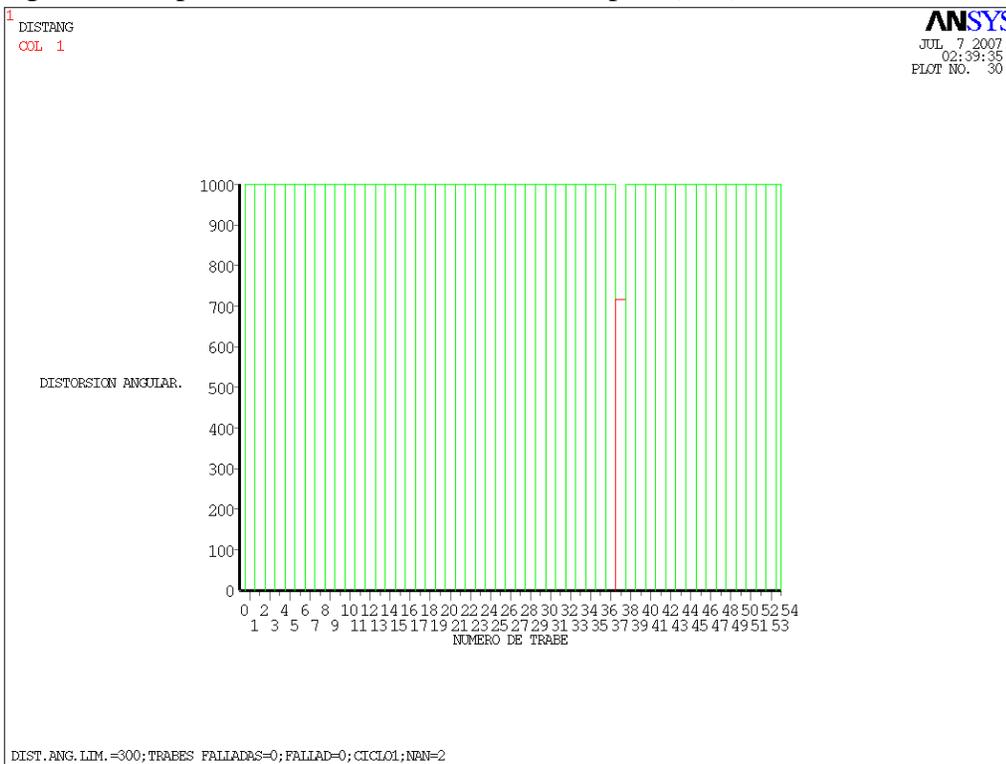


Fig. 5.32 Dist. Ang. Lim=300, trabes falladas=0, fallad=0, ciclo=1, nan=2

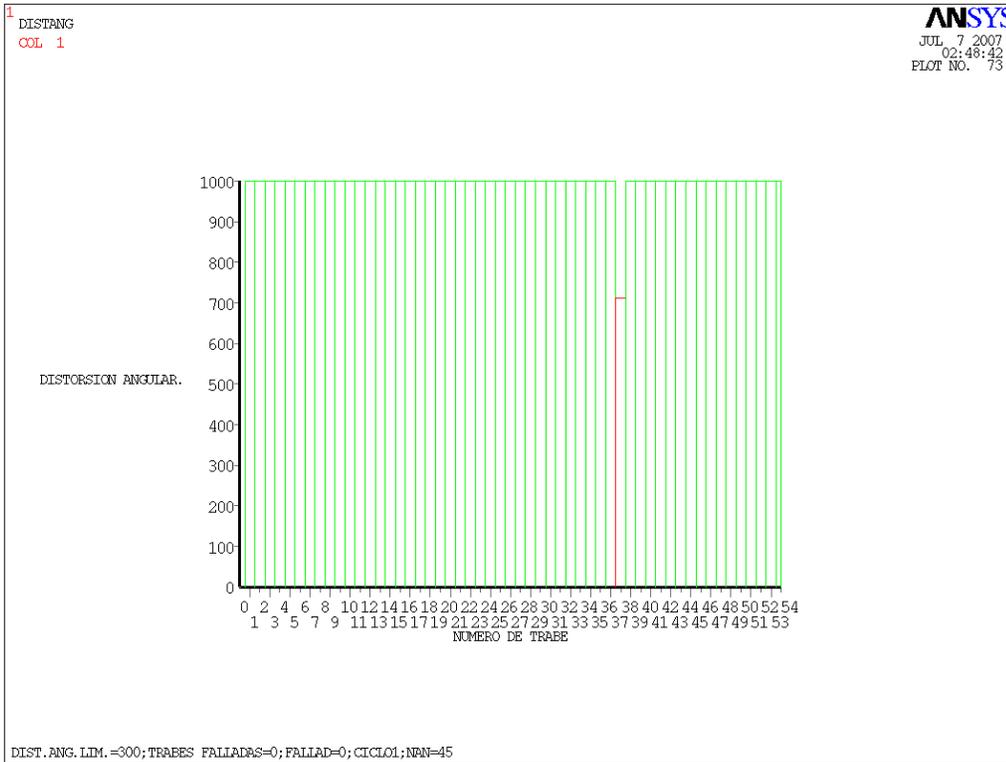


Fig. 5.33 Dist. Ang. Lim=300, trabes falladas=0, fallad=0, ciclo=1, nan=45

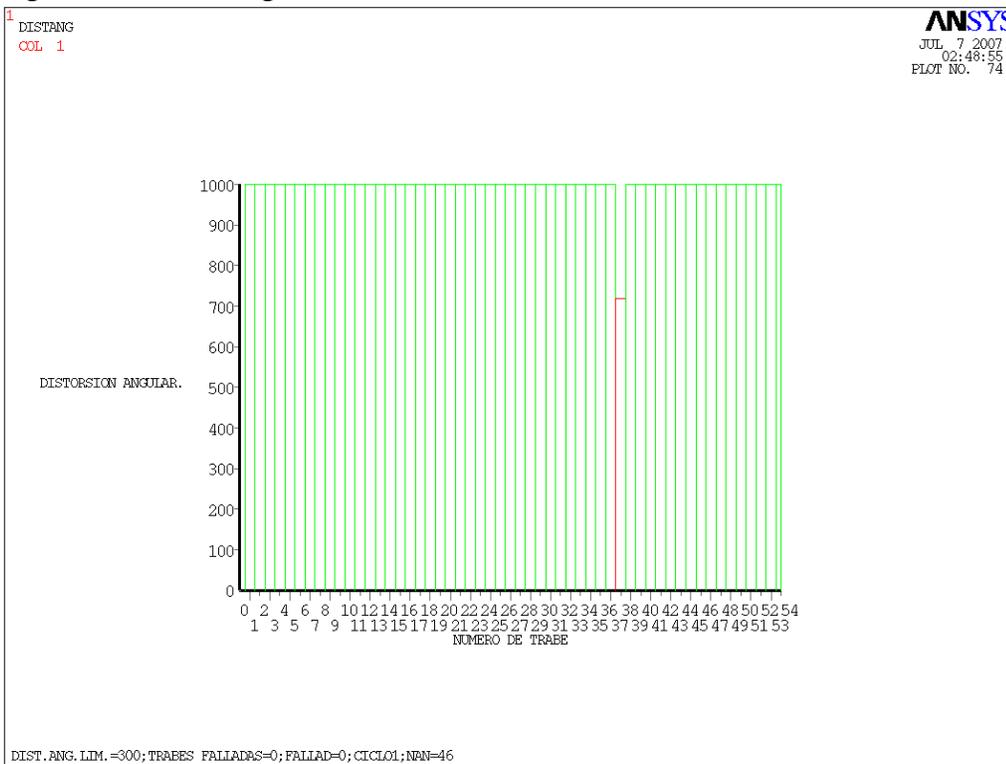


Fig. 5.34 Dist. Ang. Lim=300, trabes falladas=0, fallad=0, ciclo=1, nan=46

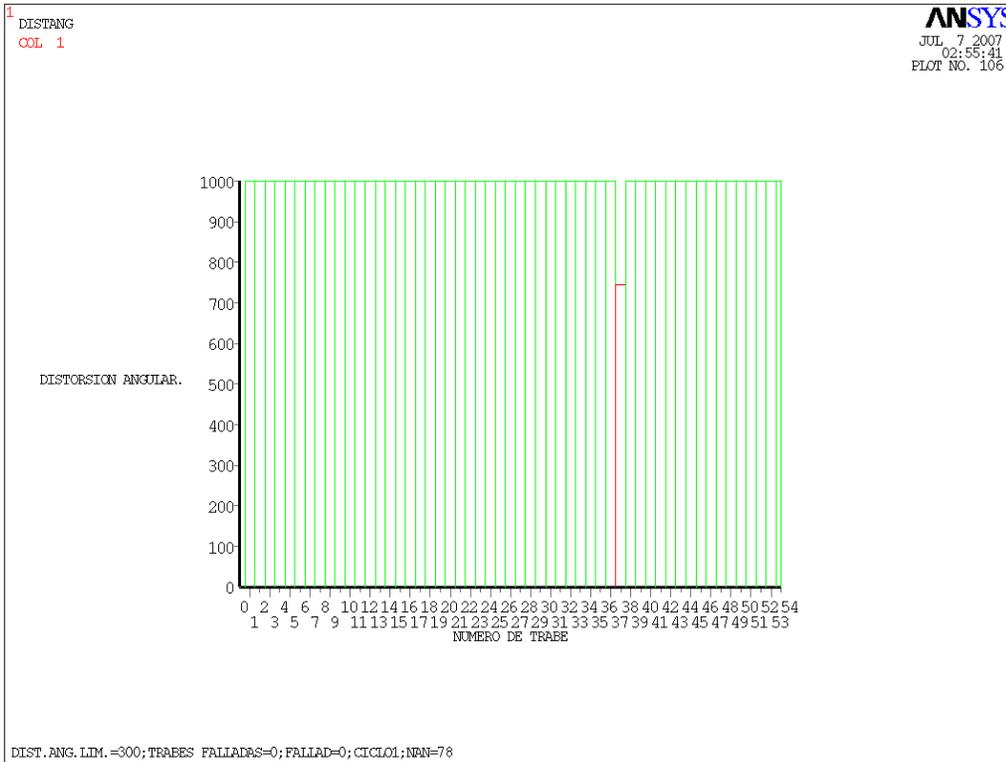


Fig. 5.35 Dist. Ang. Lim=300, trabes falladas=0, fallad=0, ciclo=1, nan=78

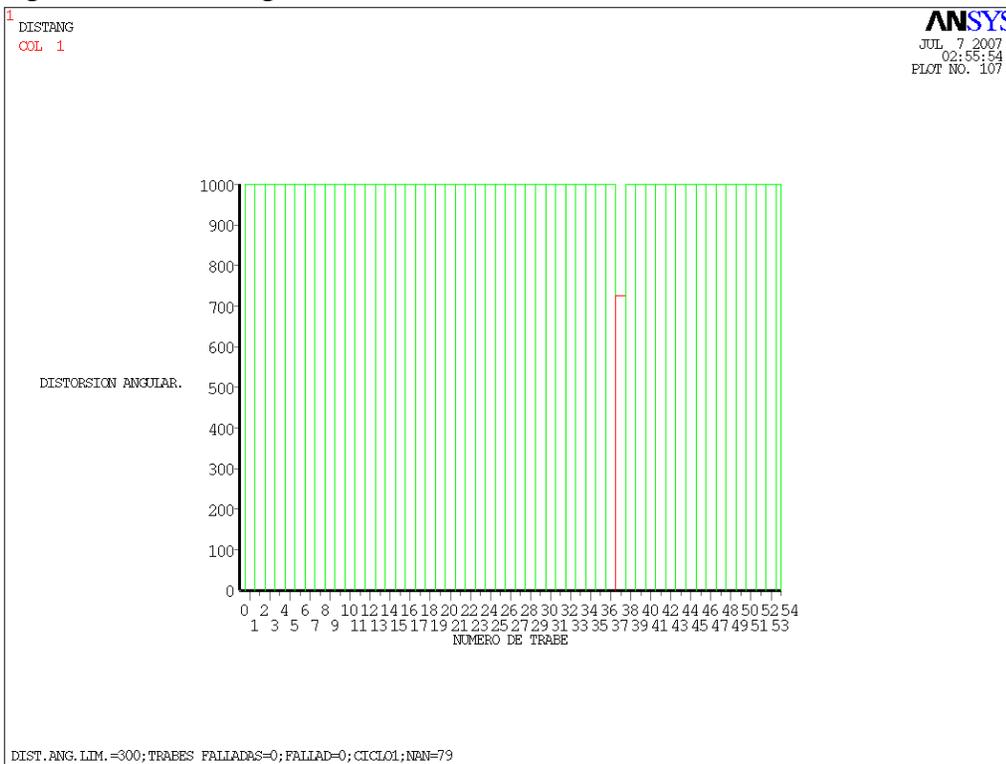


Fig. 5.36 Dist. Ang. Lim=300, trabes falladas=0, fallad=0, ciclo=1, nan=79

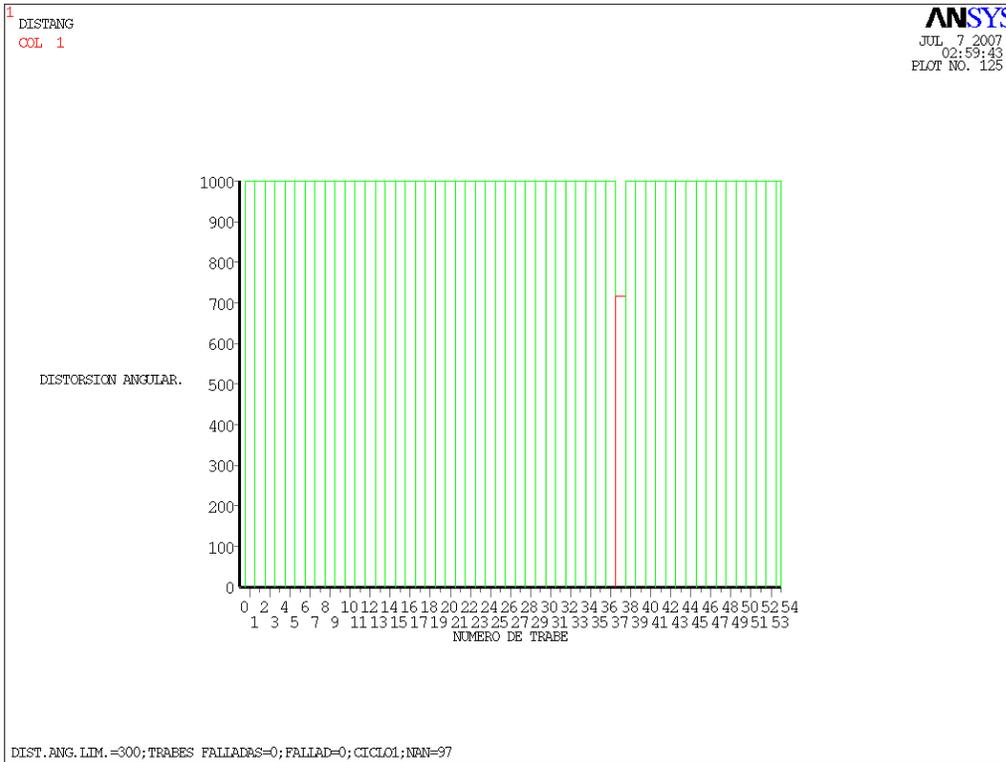


Fig. 5.37 Dist. Ang. Lim=300, trabes falladas=0, fallad=0, ciclo=1, nan=97

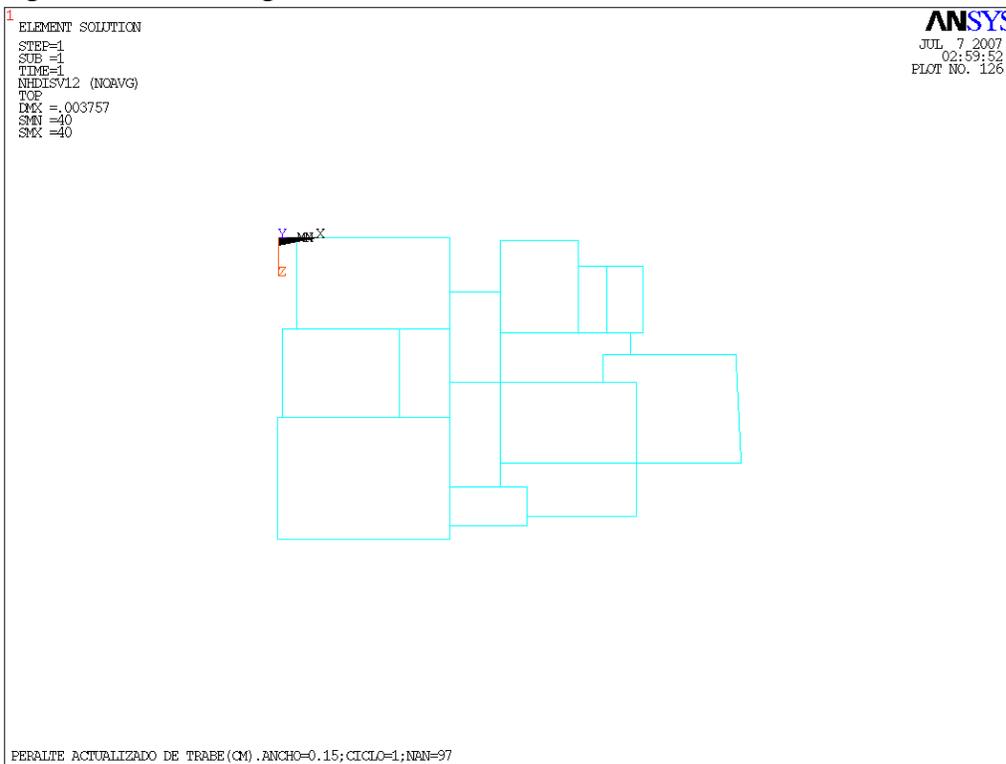


Fig. 5.38 Peralte actualizado de trabe (CM) ancho=0.15 ciclo=1 nan=97

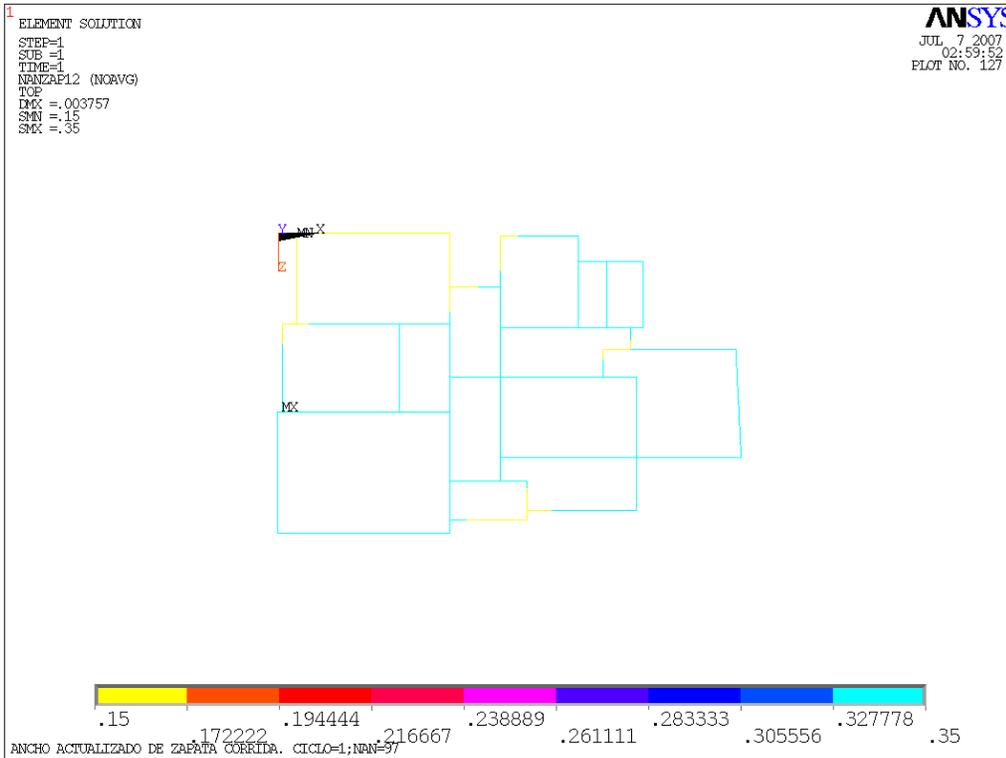


Fig. 5.39 Ancho actualizado de zapata corrida ciclo=1 nan=97

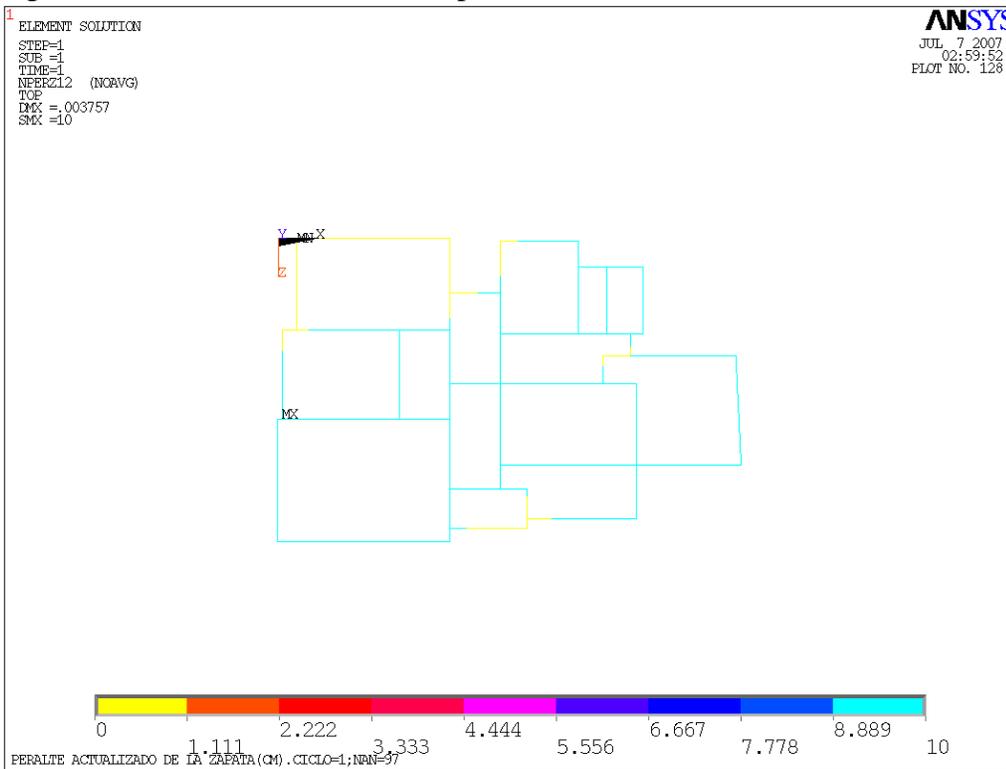


Fig. 5.40 Peralte actualizado de la zapata (CM) ciclo=1 nan=97

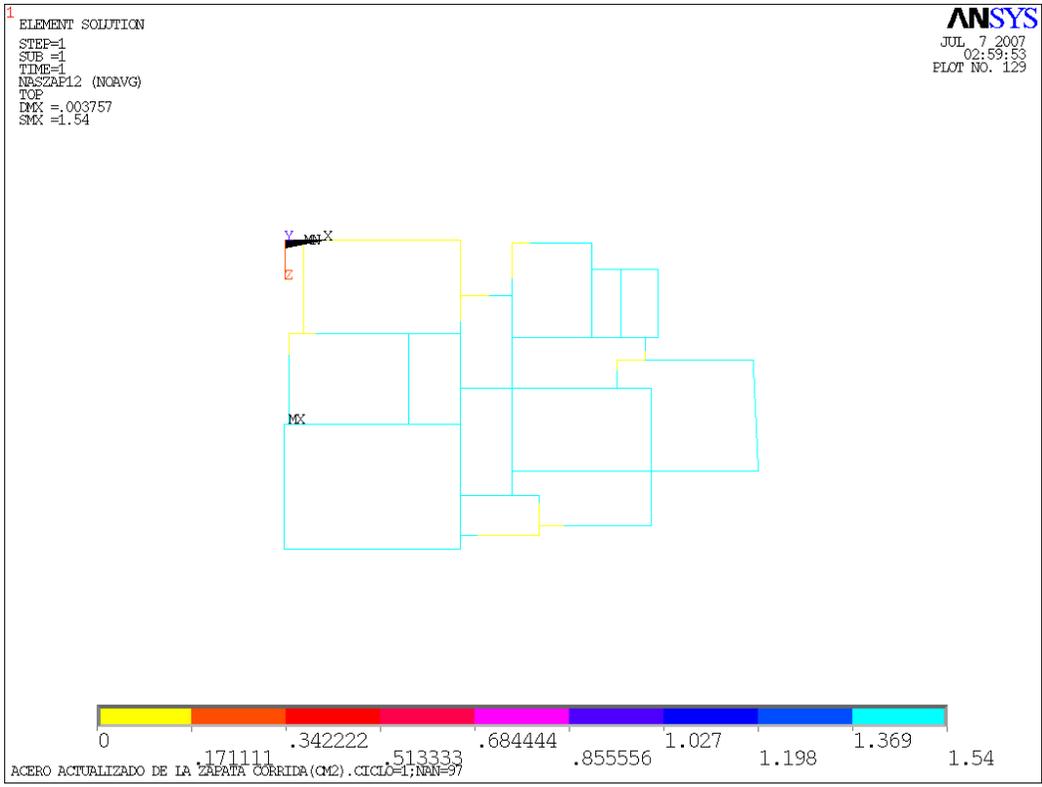


Fig. 5.41 Acero actualizado de la zapata corrida (CM2) ciclo=1 nan=97

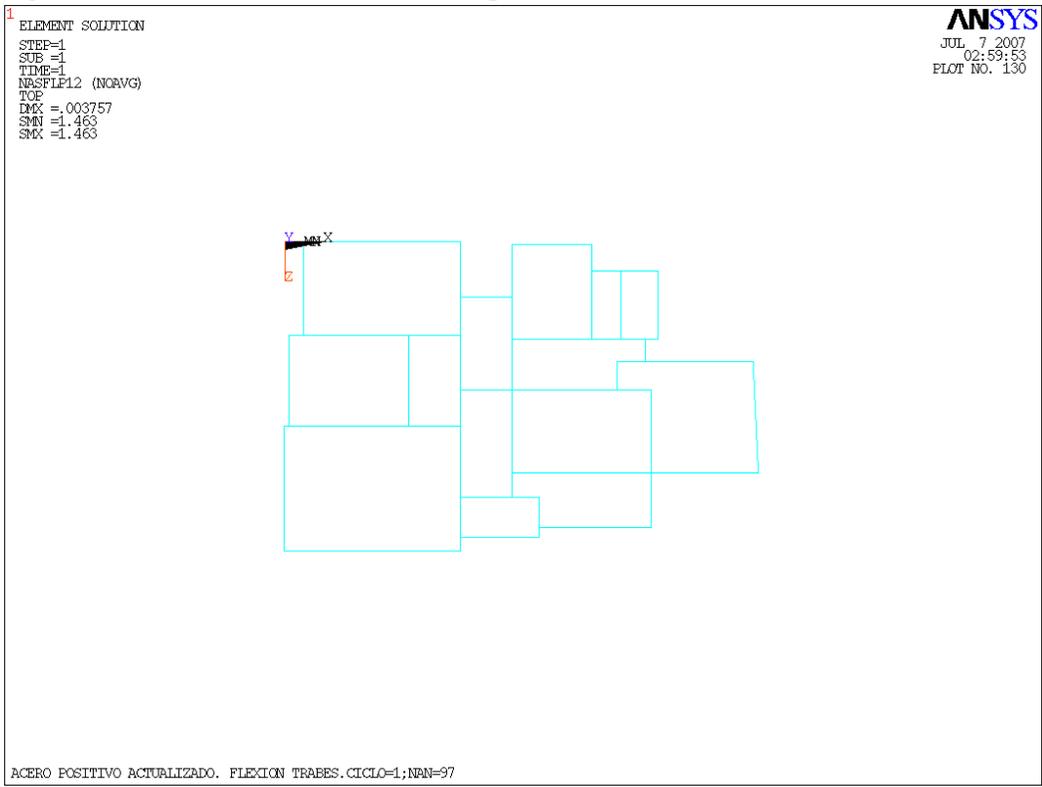


Fig. 5.42 Acero positivo actualizado flexión traves ciclo=1 nan=97

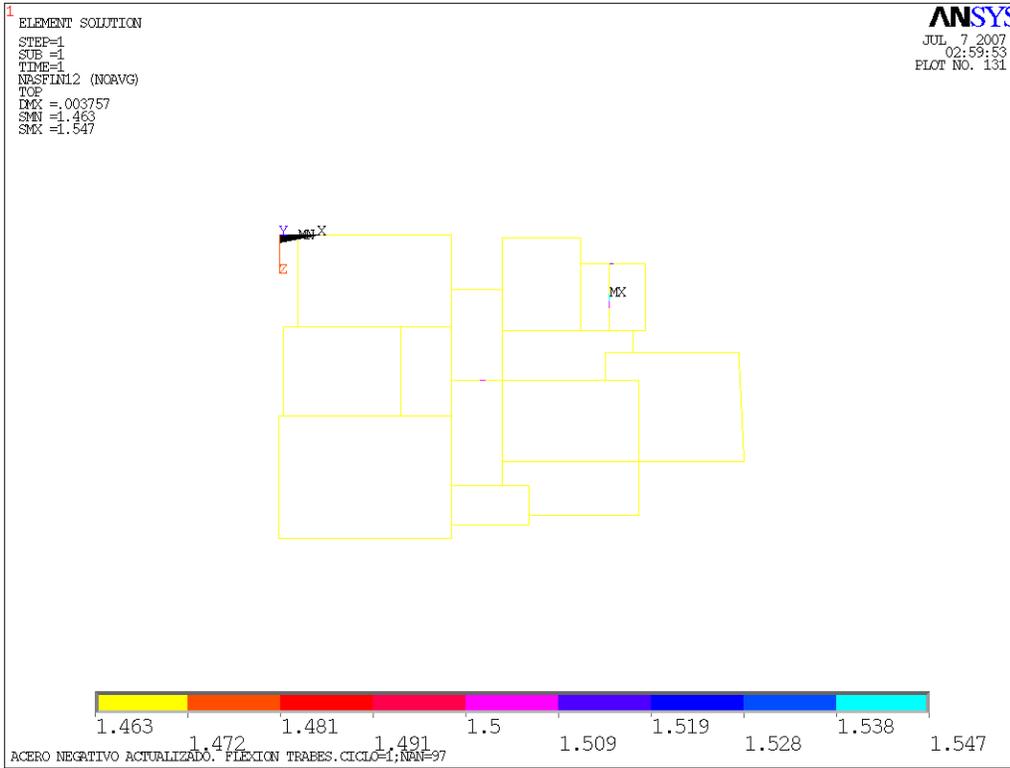


Fig. 5.43 Acero negativo actualizado flexión traves ciclo=1 nan=97

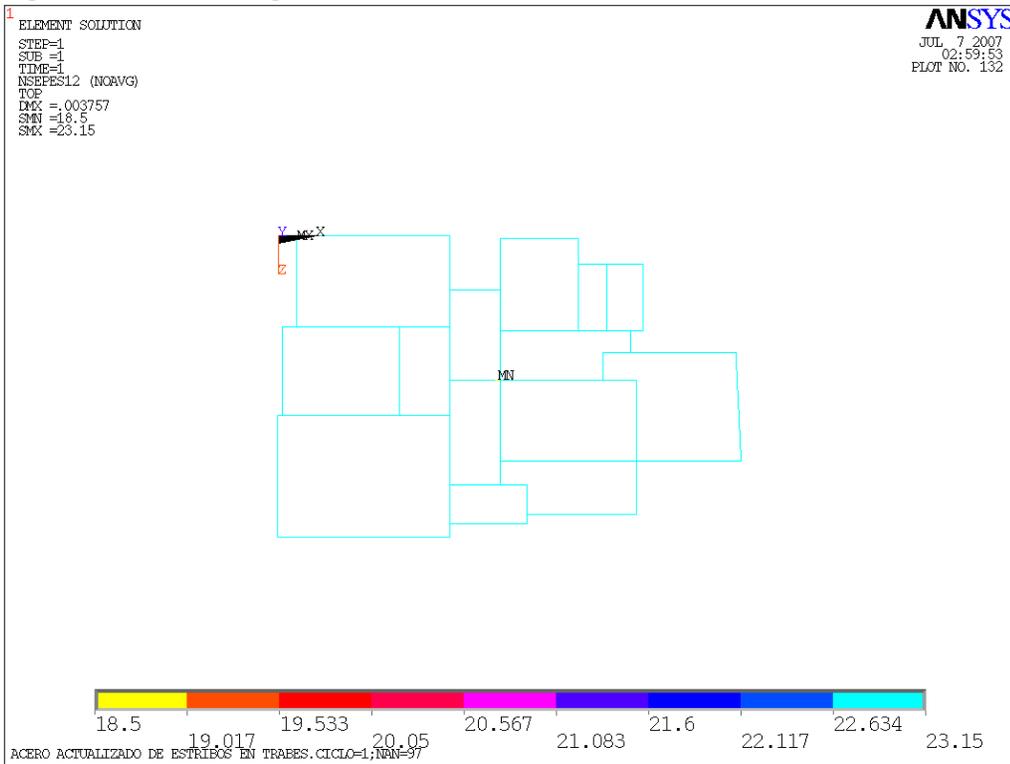


Fig. 5.44 Acero actualizado de estribos en traves ciclo=1 nan=97

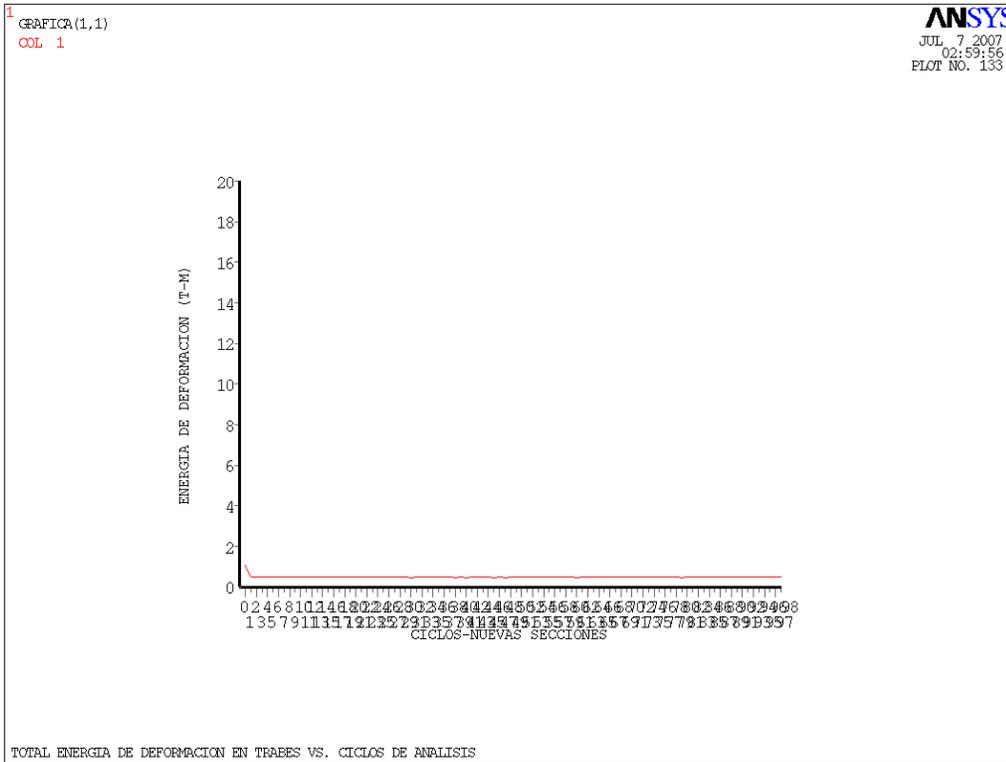


Fig. 5.45 Total energía de deformación en traves vs ciclos de analisis

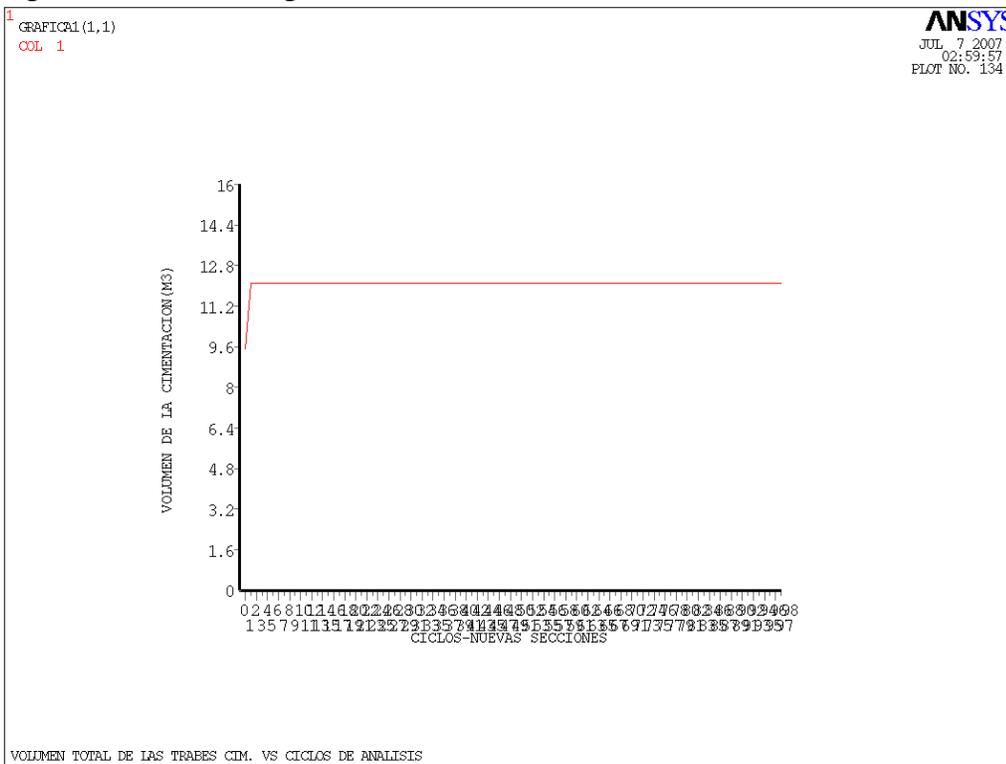


Fig. 5.46 Volumen total de las traves cim vs ciclos de análisis

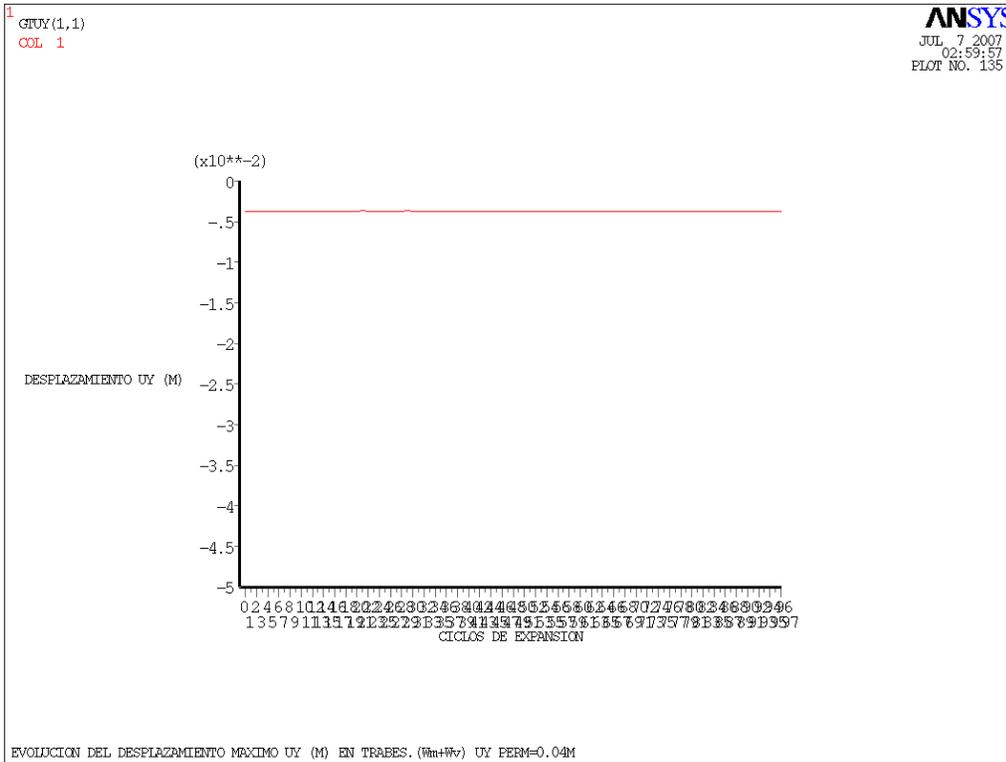


Fig. 5.47 Evolución de desp máximo UY (M) en traves W_m+W_v UY perm=0.04M

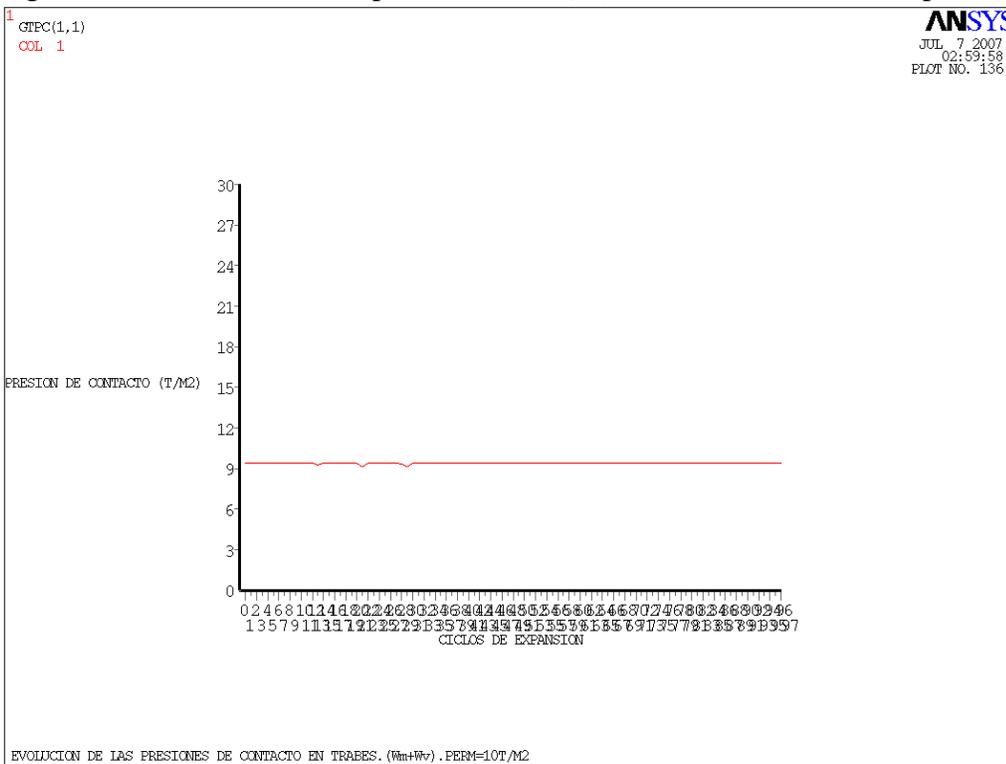


Fig. 5.48 Evolución de las presiones de contacto en traves W_m+W_v perm=10T/M2

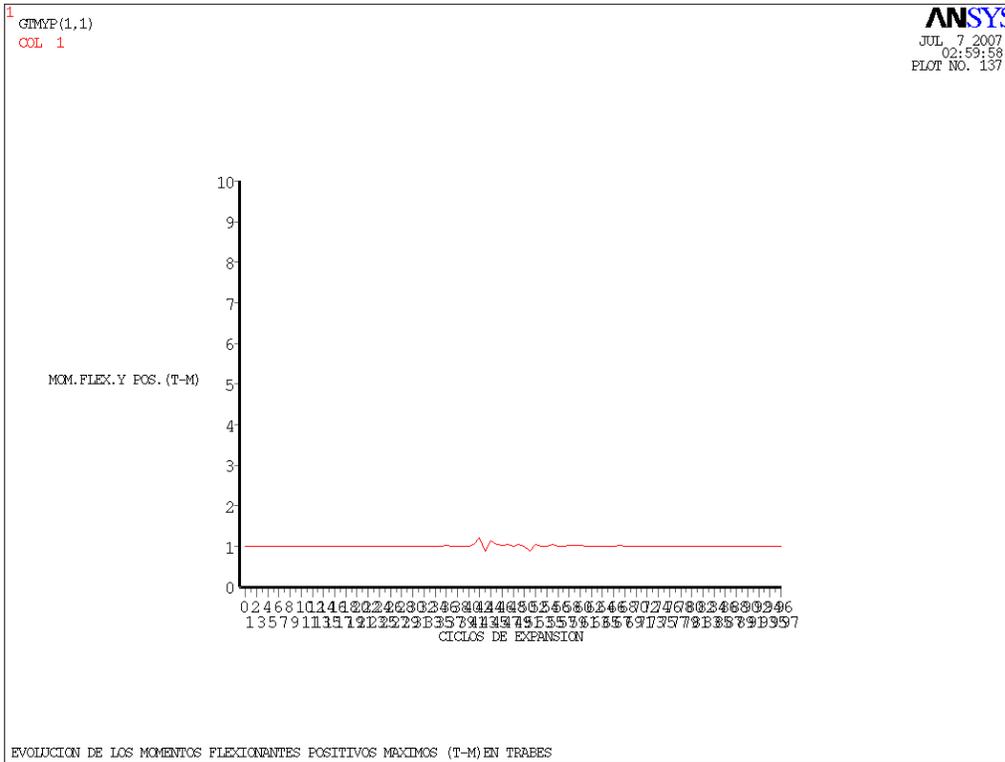


Fig. 5.49 Evolución de momentos flexionantes positivos máximos (T-M) en traves

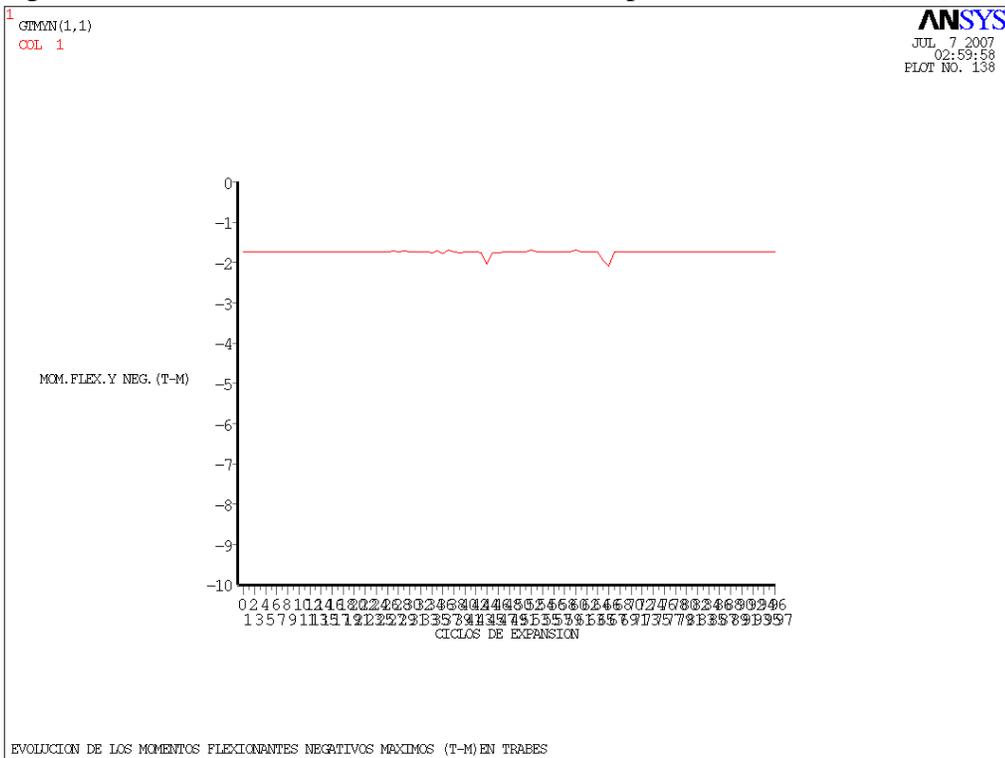


Fig. 5.50 Evolución de los momentos flexionantes negativos máximos (T-M) en traves

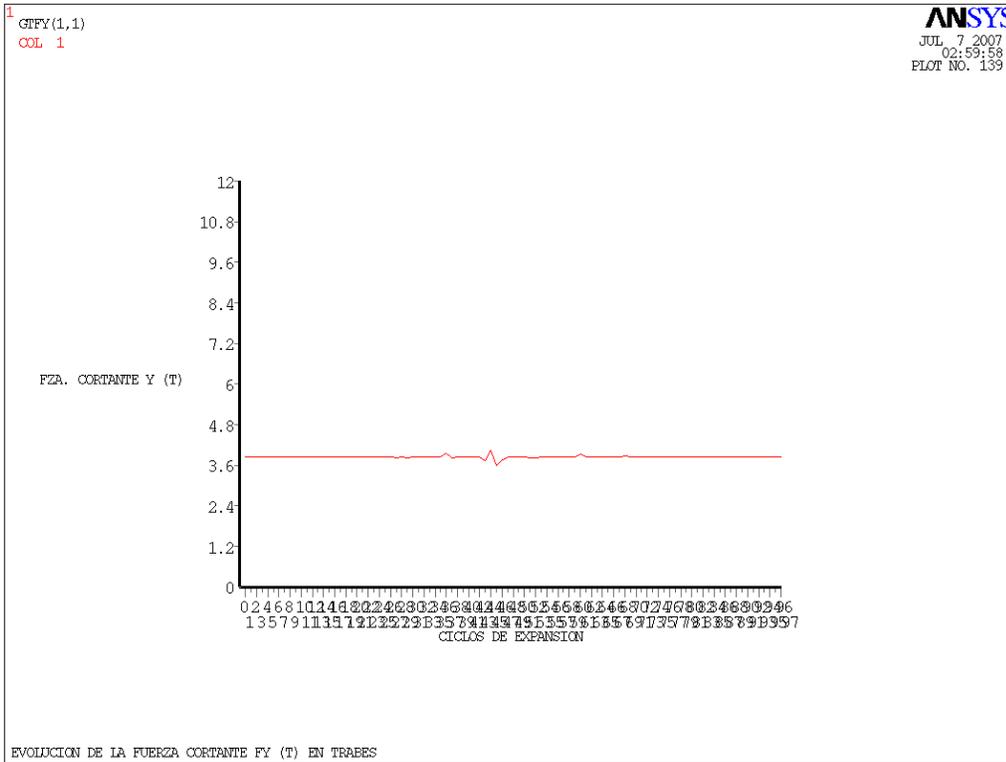


Fig. 5.51 Evolución de la fuerza cortante FY (T) en trabes

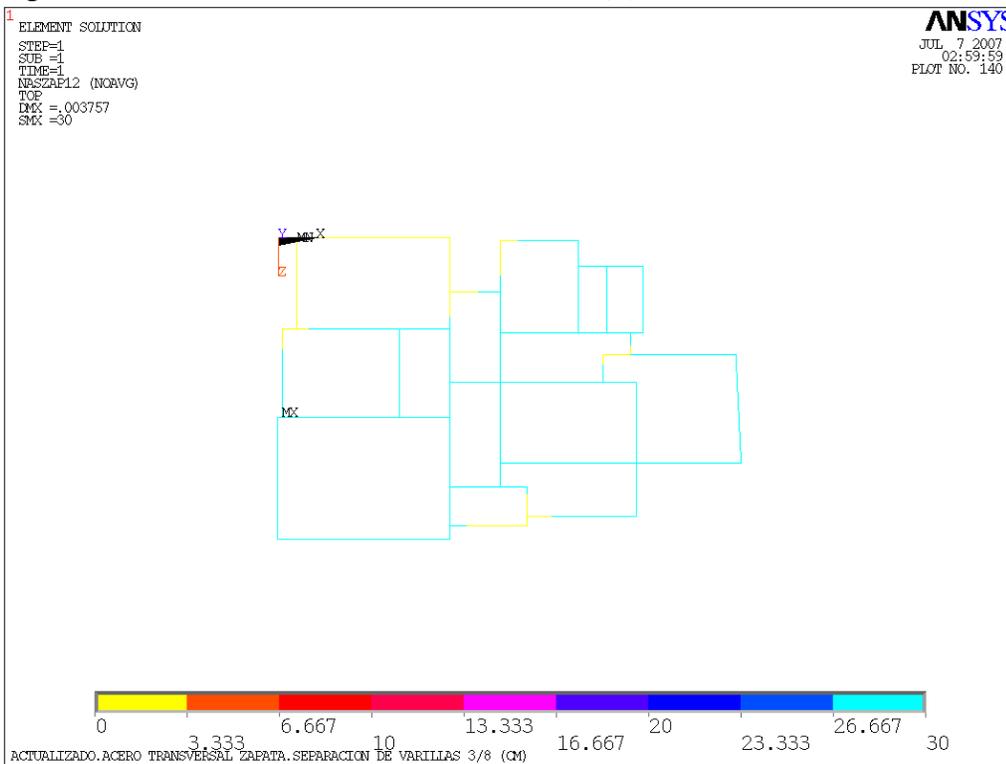


Fig. 5.52 Actualizado acero transversal zapata separación de varillas 3/8 (CM)

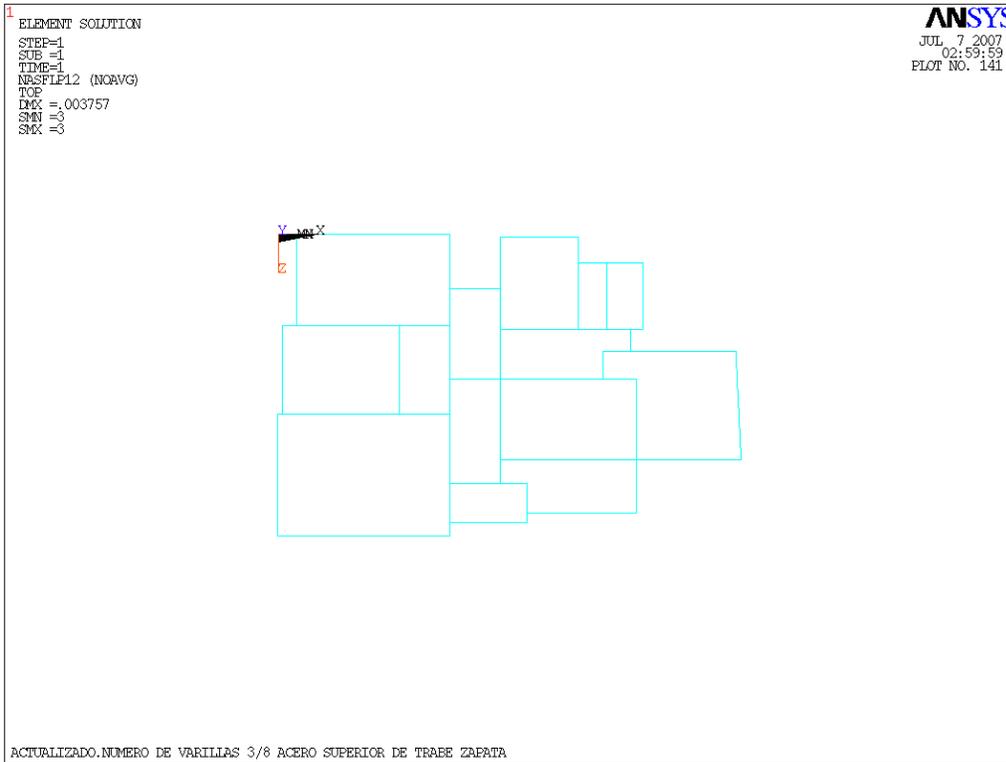


Fig. 5.53 Actualizado numero de varillas 3/8 acero superior de trabe zapata

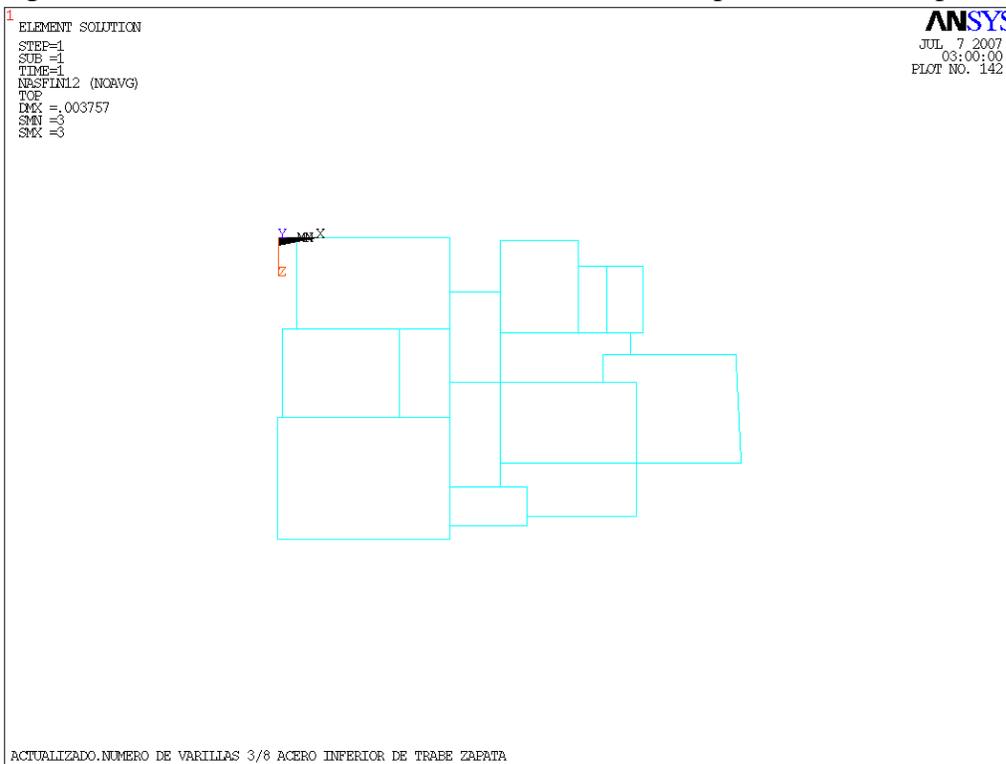


Fig. 5.54 Actualizado num de varillas 3/8 acero inferior de trabe zapata

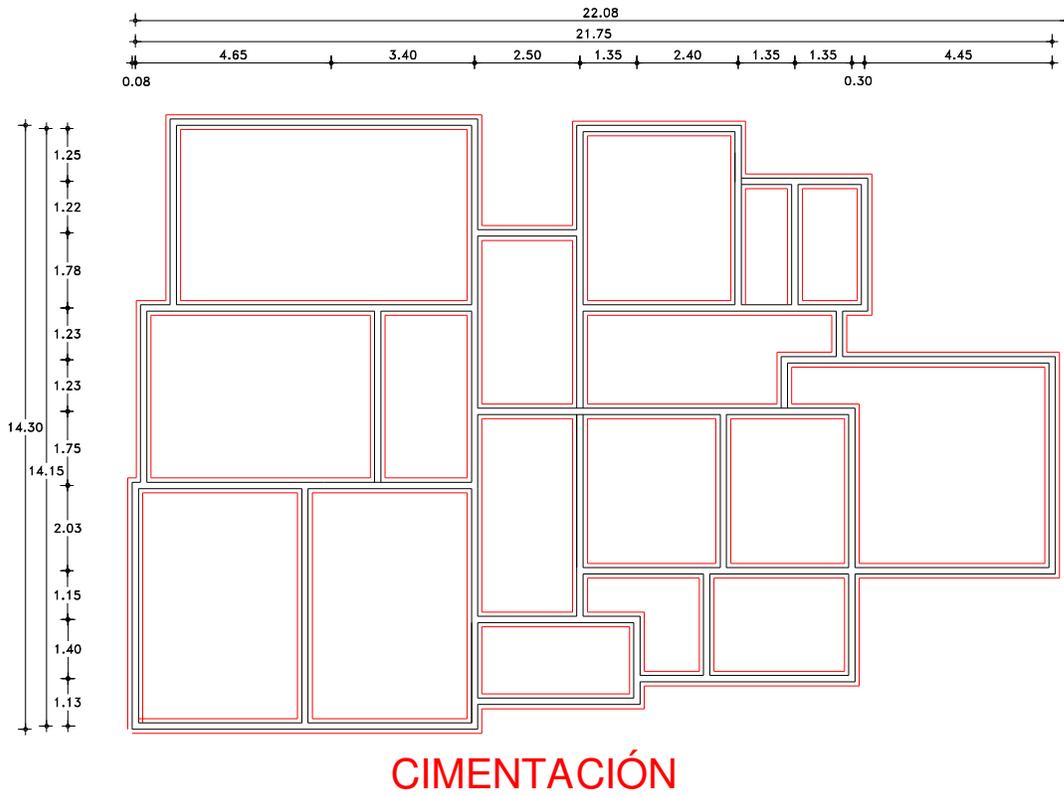


Fig. 5.55 Plano estructural de la cimentación

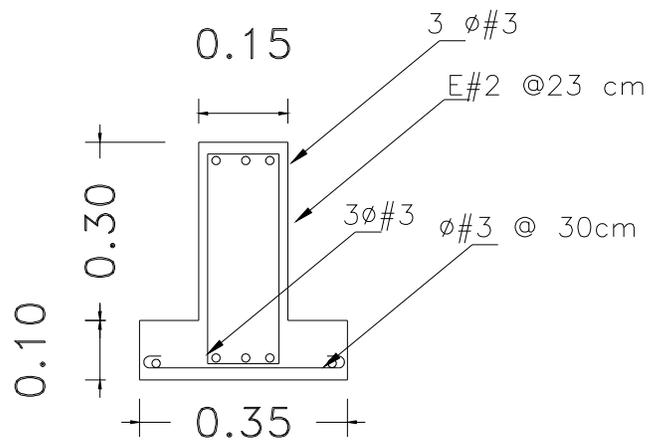


Fig. 5.56 Detalle de armado de zapata corrida

Ejemplo No. 2. Análisis y diseño de una casa-habitación que se construirá en un terreno de suelo expansivo con presión de expansión de 50 ton/m², diámetro de influencia superficial de expansión de 2.00 m, considerando un solo estrato cuya rigidez es de 2,500 ton/m³ en la cual se colocará una capa de material inerte (tepetate) con una capacidad de 10 ton/m².

Se propone una zapata corrida de cimentación cuyos datos iniciales son:

Peralte de la trabe de cimentación 0.40 m

Ancho de trabe de cimentación 0.20 m

Peralte de zapata corrida 0.10 m

$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$

Peso volumétrico del concreto 2.40 ton/m³

Modulo de Poisson del concreto 0.10

$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 2,400 \text{ kg/cm}^2$ (de estribos)

Se indican enseguida los datos introducidos en el programa ADCIM

- ANEXP,'SUELO EXPANSIVO (SI=1;NO=0)',1
- CIMLOSA,'LOSAS DE CIMENTACION (SI=1;NO=0)',0
- SUPER,'HAY SUPERESTRUCTURA (SI=1;NO=0)',0
- GEOM1,'GENERACION CIMENTACION (1;0)',0
- H,'PERALTE DE TRABES CIM,(M)',0.40
- B,'ANCHO DE TRABES CIM.(M)',0.20
- HBDIS,'PERALTE ZAPATAS CORRIDAS (M)',0.10
- FC,'RESIST.CONCRETO(KG/CM2)',250
- PVOL,'PVOL.CONCRETO(T/M3)',2.4
- NU,'MOD.POISSON CONCRETO',0.10
- FYA,'RESIST.VARILLAS(KG/CM2)',4200
- NESTR,'ESTRIBO A UTILIZAR (#2 ó #3)',2
- EFECTO,'EXPANSION(1),CONTRACCION(-1)',1
- PNEGAT,'PRES.EXPANSION DEL SUELO(T/M2)',50
- DEXP,'DIAM.DE INFLUENCIA SUPERFICIAL(M)',2.0
- CONTPER,'CAPACIDAD DEL MAT.INERTE(T/M2)',10.0
- NESTRA,'No.ESTRATOS SUELO A CONSIDERAR',1

- KESTR1,'RIGIDEZ ESTRATO 1 (T/M3)',2500
- LCIM,'DIMENSION MAX.CIMENTACION (MT)',18
- SMA,'SEPARACION DE MALLA (MT)',0.50
- FOTO,'ELIJA TIPO PLOTEOS:JPEG(1);PNG(0)',0

En la Fig. 5.57 se muestra en planta la cimentación, se indican sus dimensiones generales y las líneas geométricas que la constituyen.

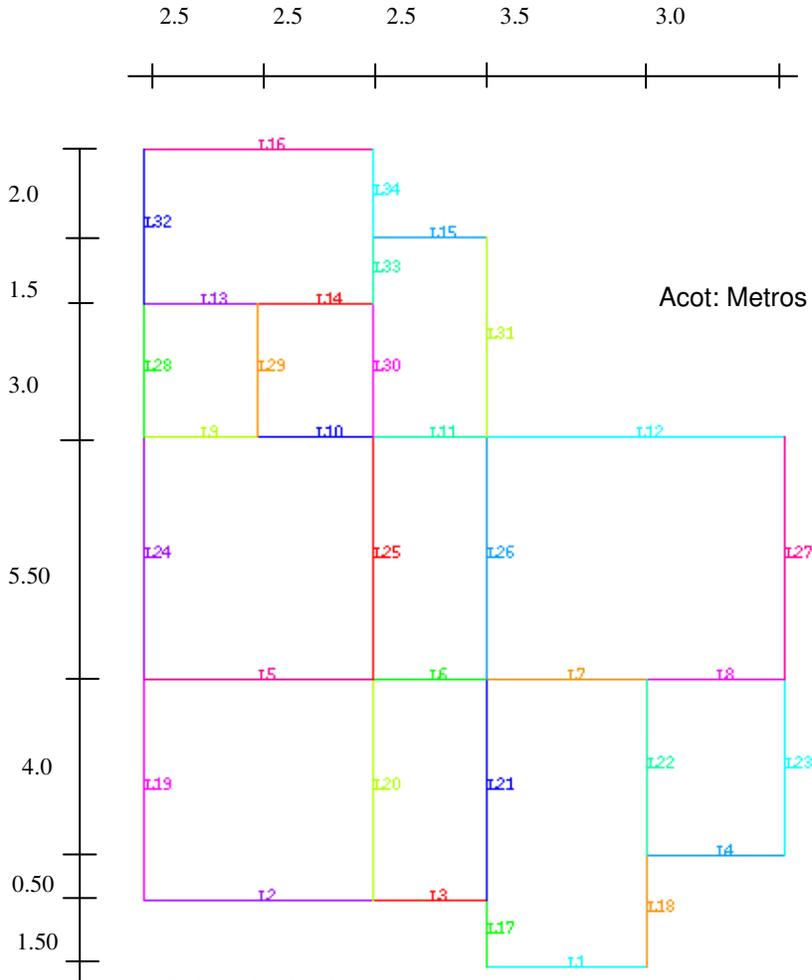


Fig. 5.57 Cimentación Planta. Conformación del modelo geométrico.

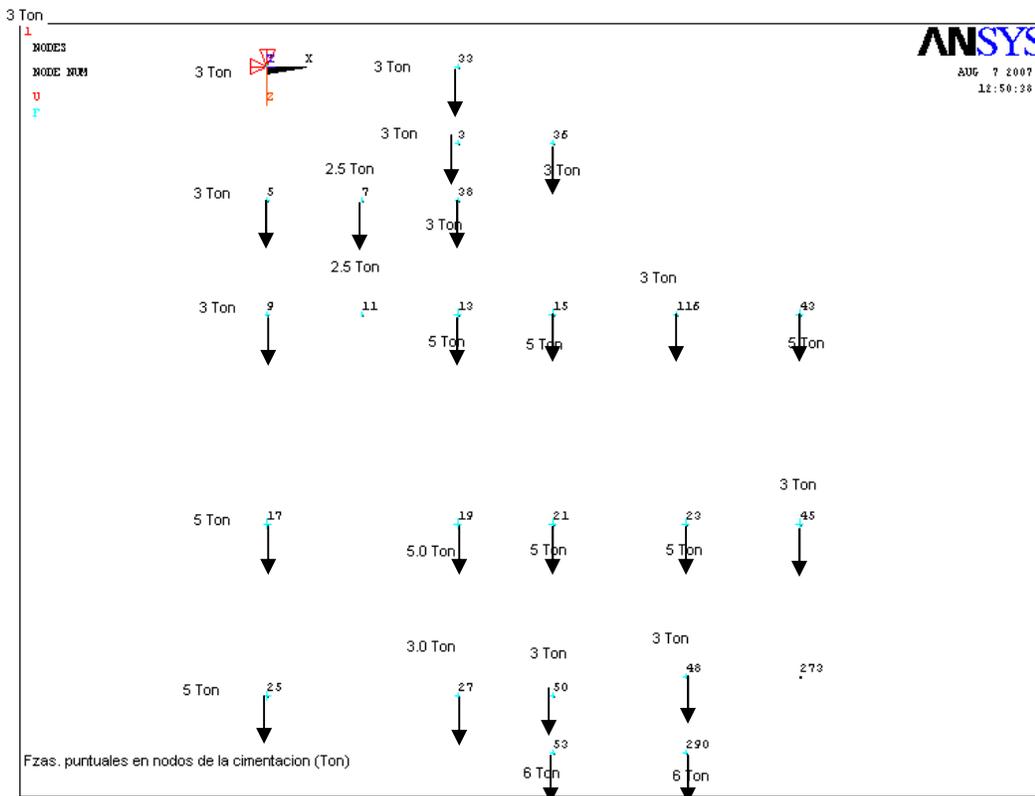


Fig. 5.58 Fzas. puntuales sobre la cimentación s/e (Ton)

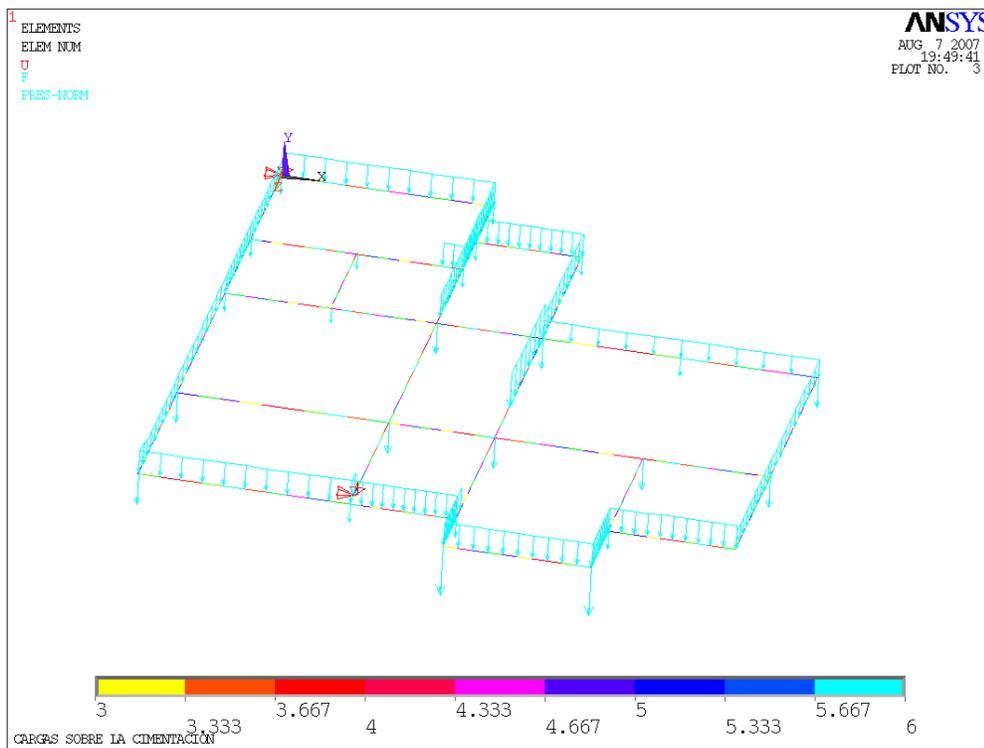


Fig. 5.59 Carga uniformemente repartida sobre la cimentación s/e (T/m)

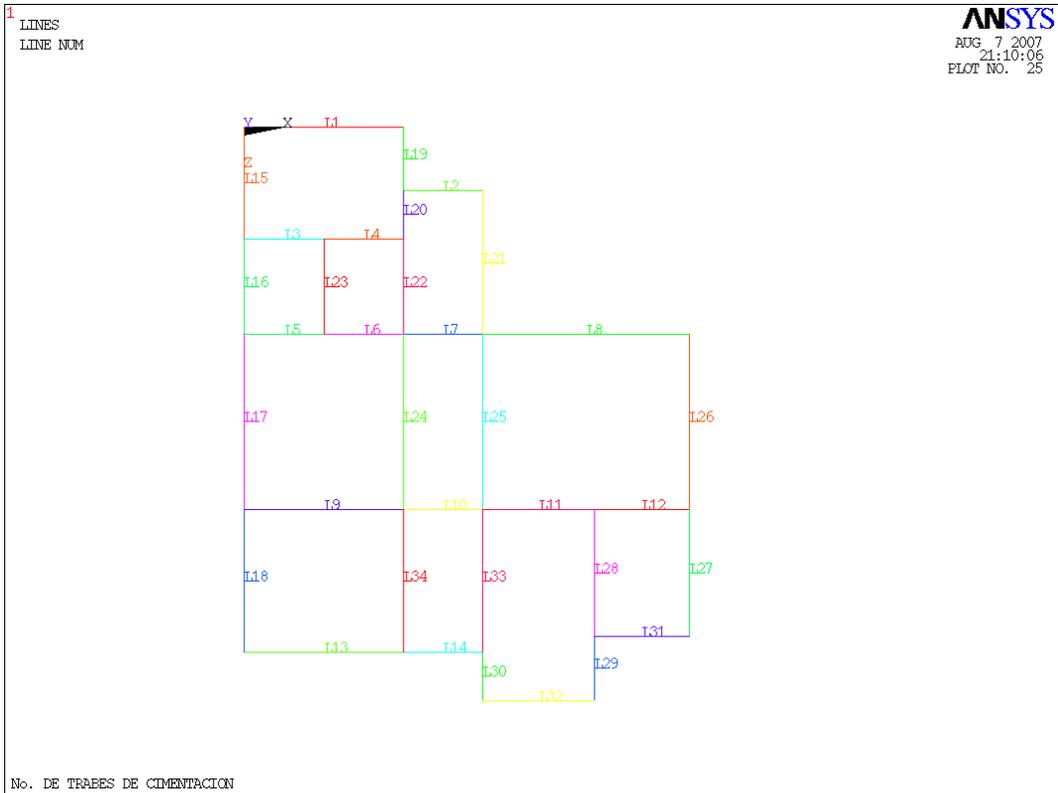


Fig. 5.60 No. Trabes de cimentación

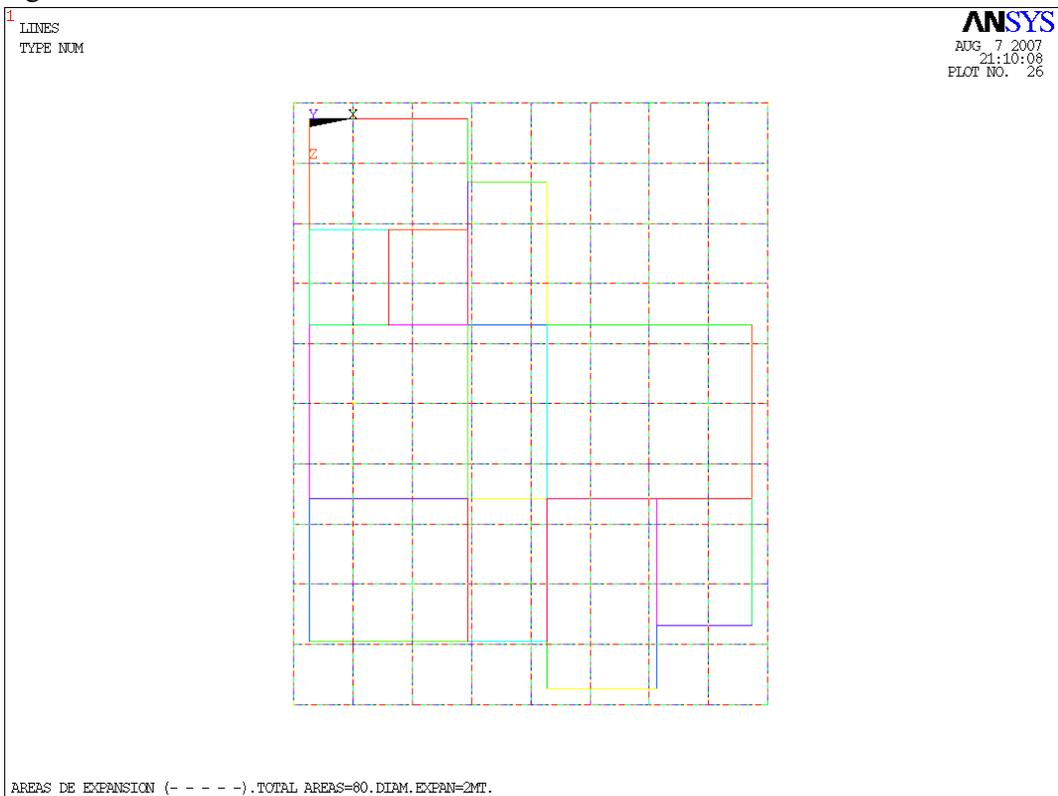


Fig. 5.61 Áreas de expansión (-----) total areas=80, diam exp= 2MT

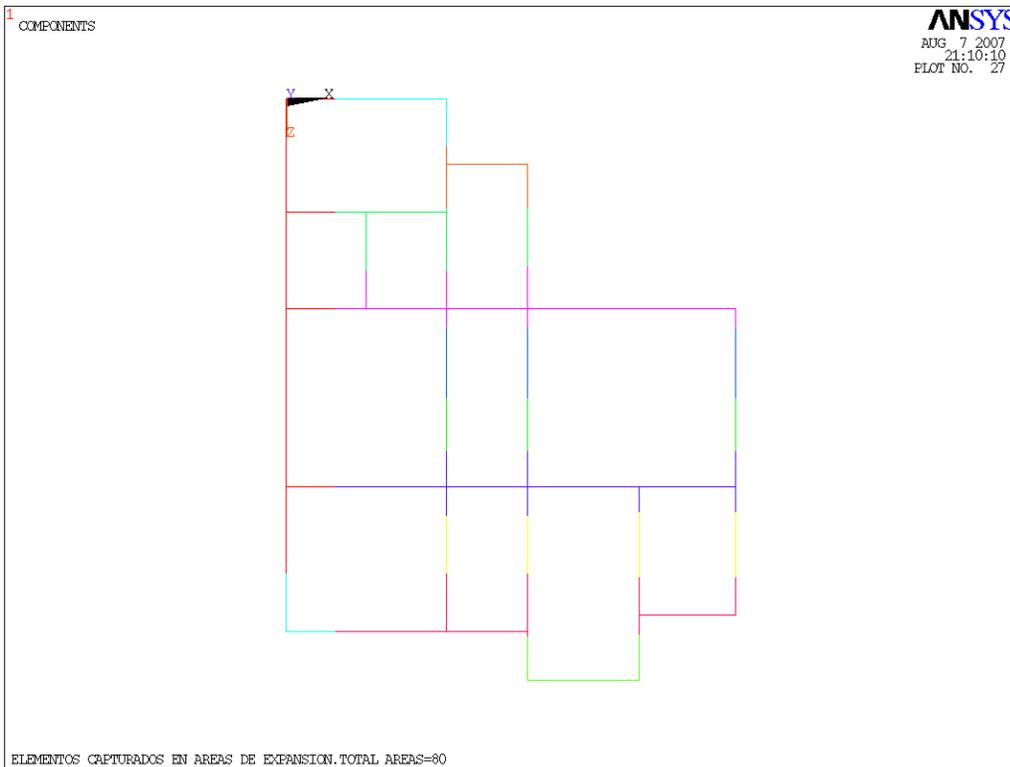


Fig. 5.62 Elementos Capturados en Áreas de Expansión, Total Áreas = 80

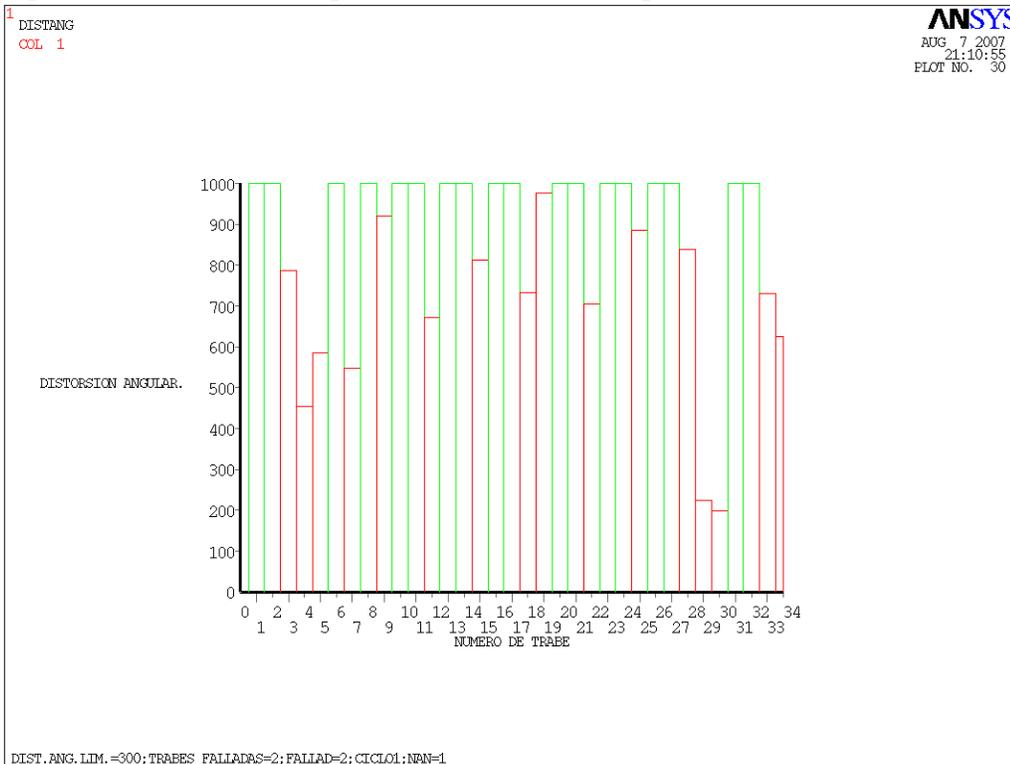


Fig. 5.63 Dist. Ang. Lim=300, traves falladas=2, fallad=2, ciclo1, nan=1

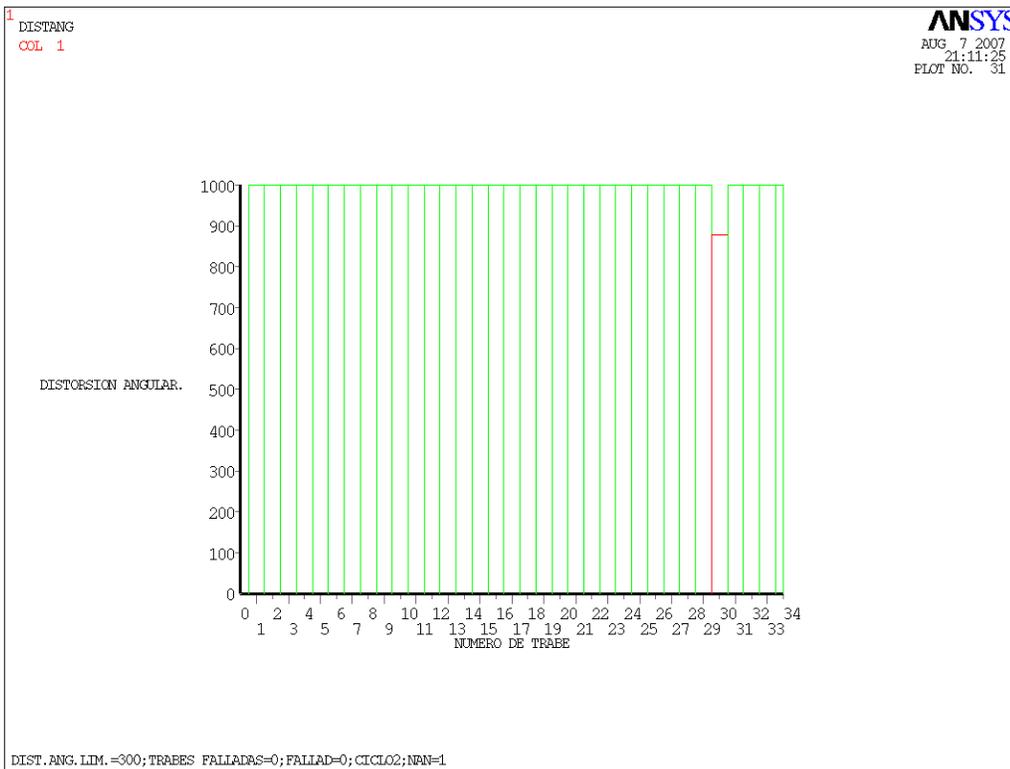


Fig. 5.64 Dist. Ang. Lim=300, traves falladas=2, fallad=0, ciclo2, nan=1

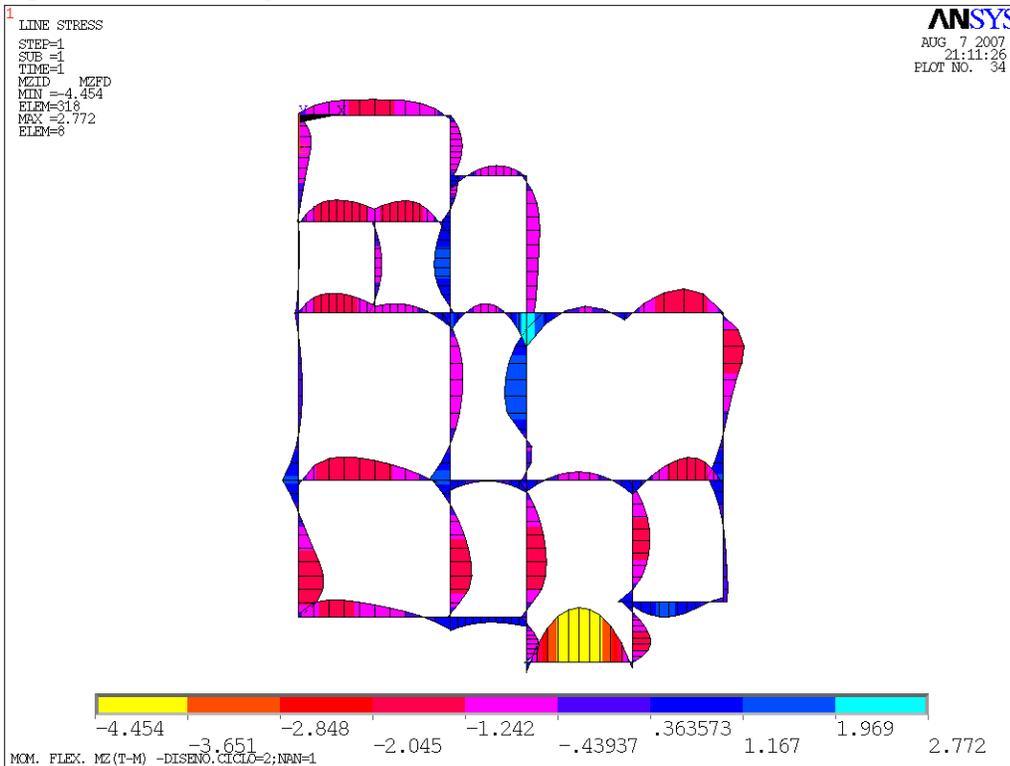


Fig. 5.65 Mom. Flex. MZ (T-M) Diseño Ciclo=2, nan=1

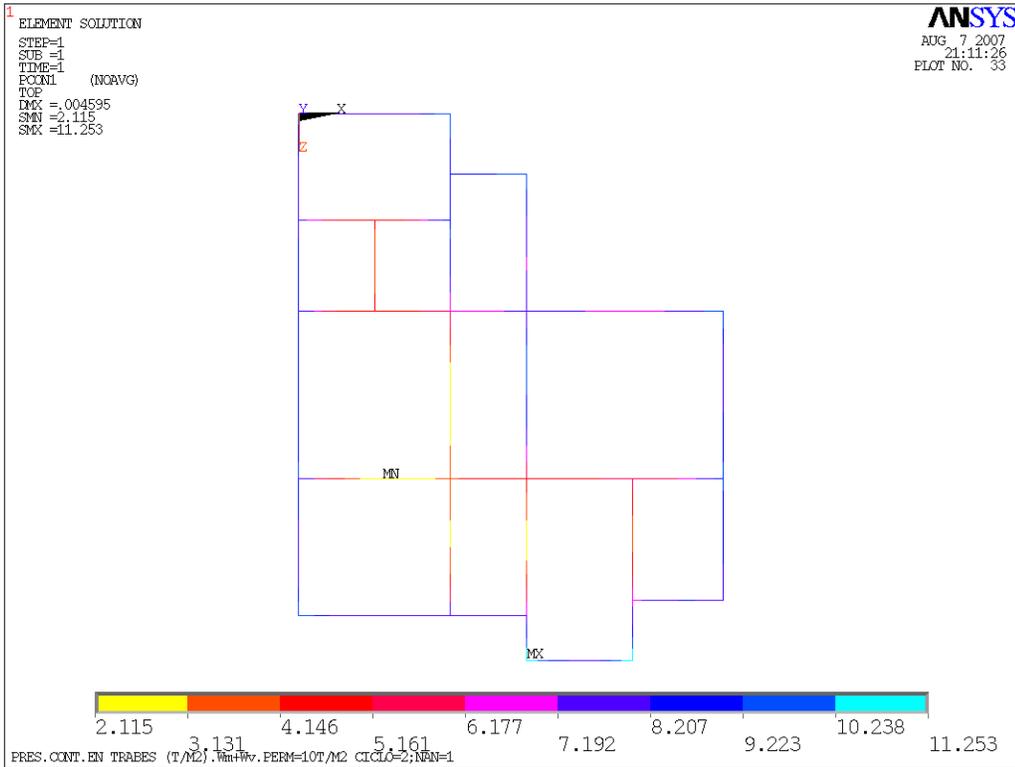


Fig. 5.66 Pres. Cont. En traves (T/M2) Wm+Wc perm=10T/M2 ciclo=2, nan=1

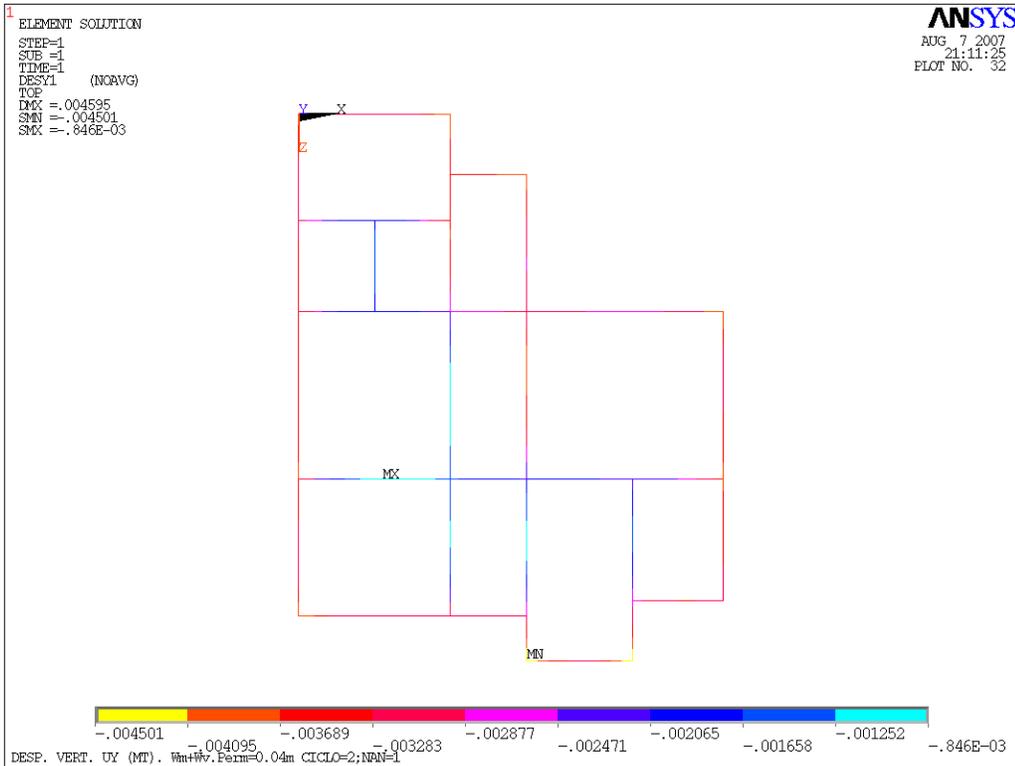


Fig. 5.67 Desp. Vert. UY (MT) Wm+Wv perm=0.04M ciclo=2, nan=1

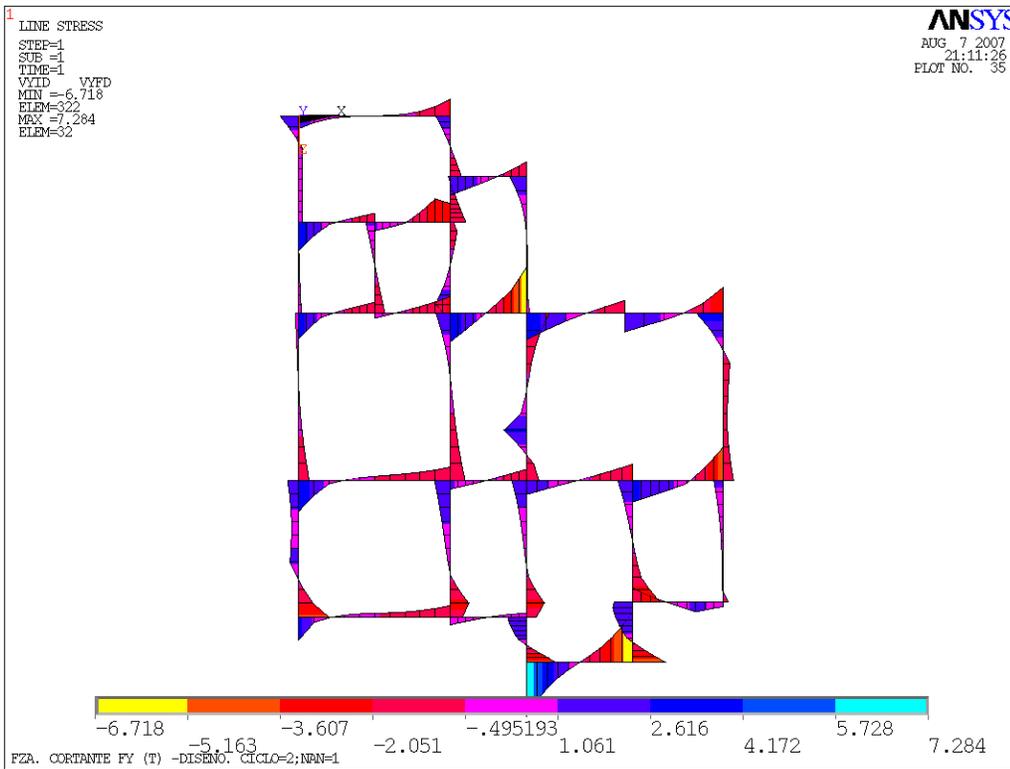


Fig. 5.68 Fza. Cortante FY (T) diseño ciclo=2, nan=1

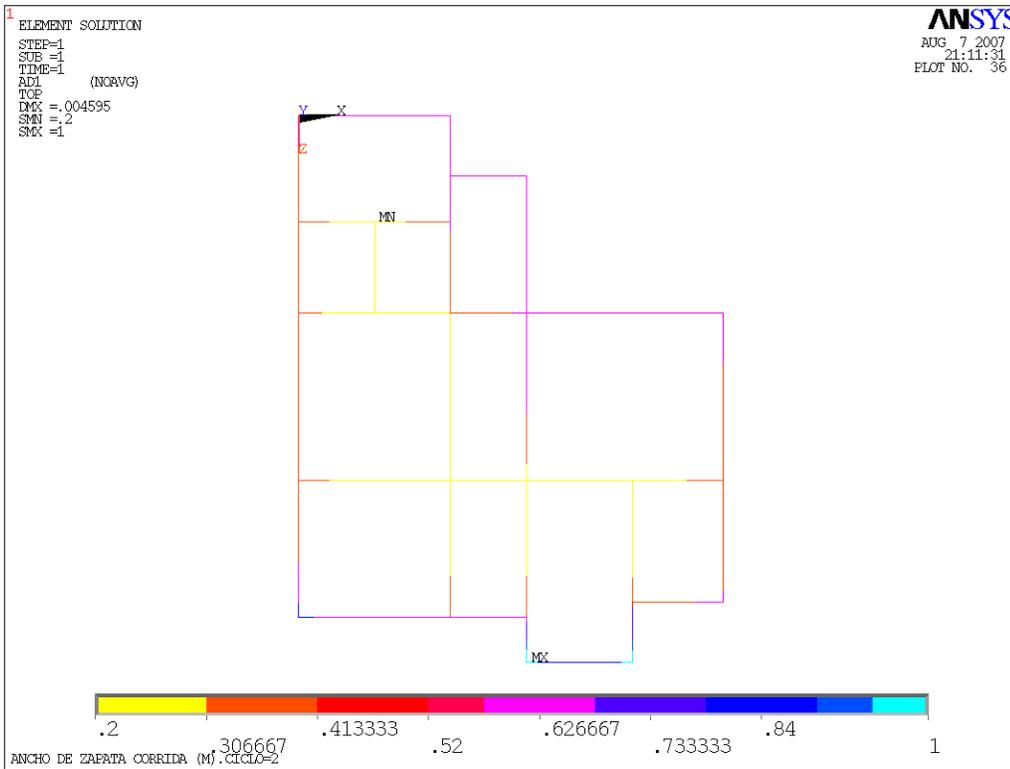


Fig. 5.69 Ancho de zapata corrida (M) ciclo=2

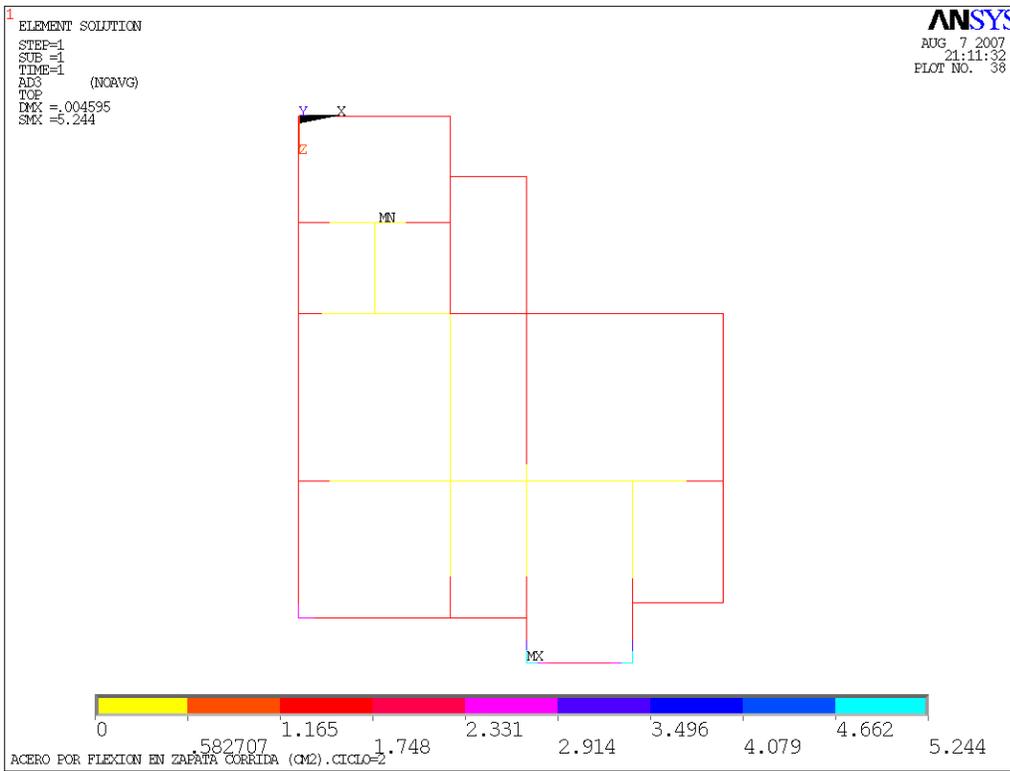


Fig. 5.70 Acero por flexión en zapata corrida (CM2) ciclo=2

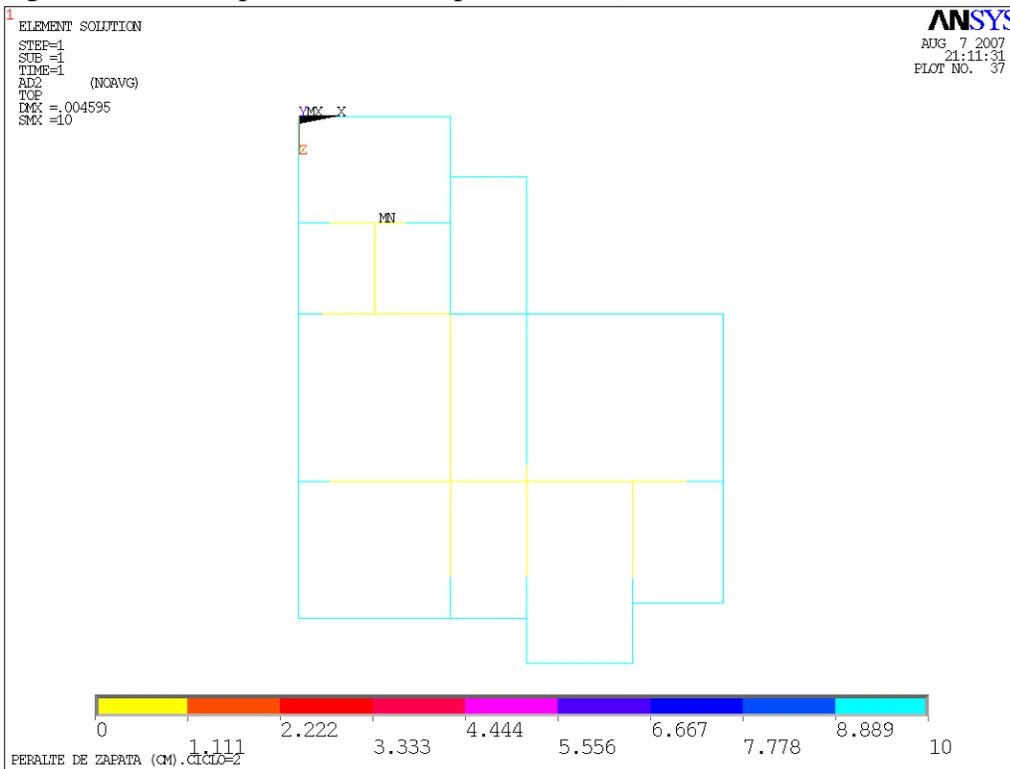


Fig. 5.71 Peralte de zapata (CM) ciclo=2

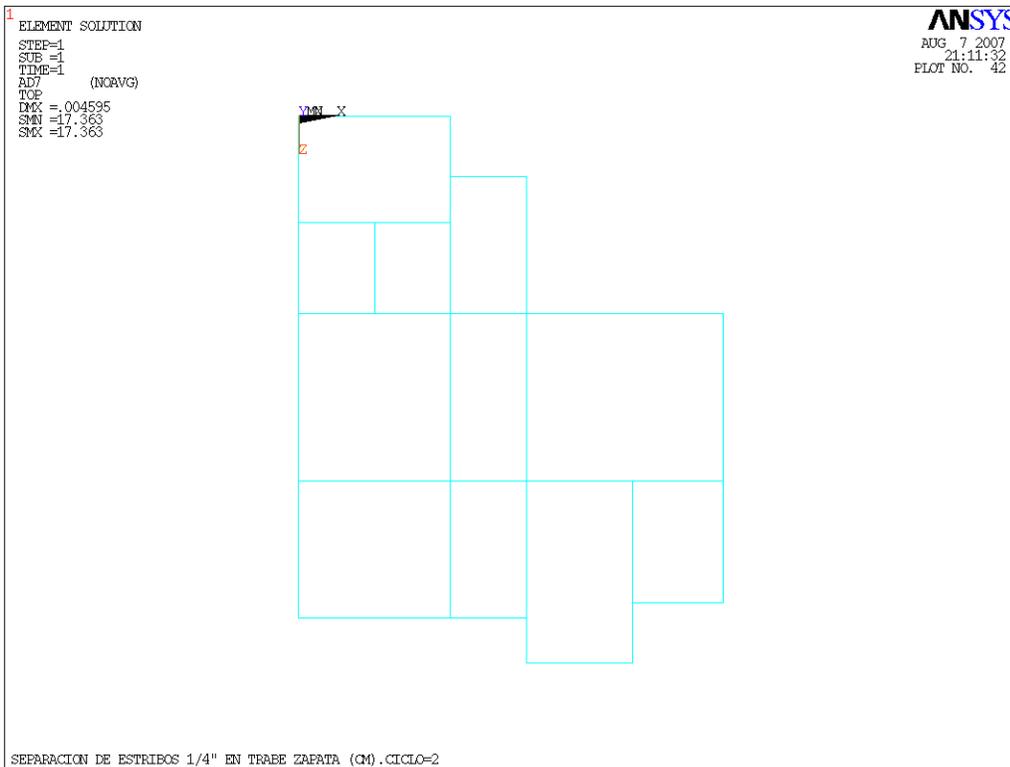


Fig. 5.72 Separación de estribos 1/4 en trabe de zapata (CM) ciclo=2

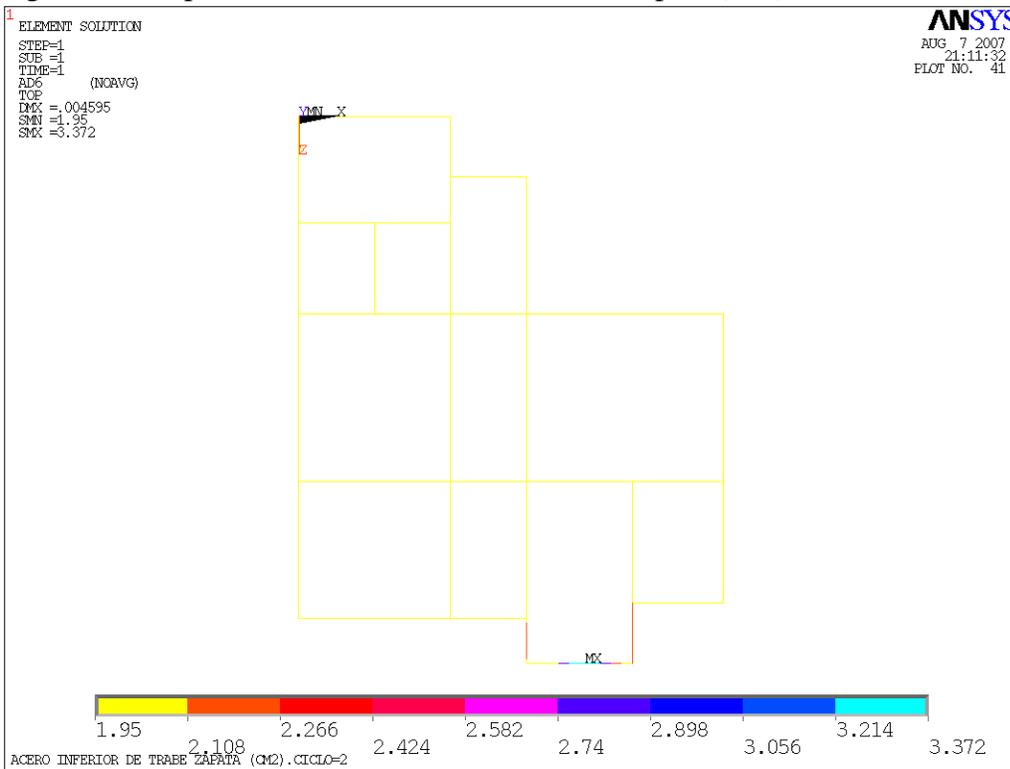


Fig. 5.73 Acero inferior de trabe zapata (CM2) ciclo=2

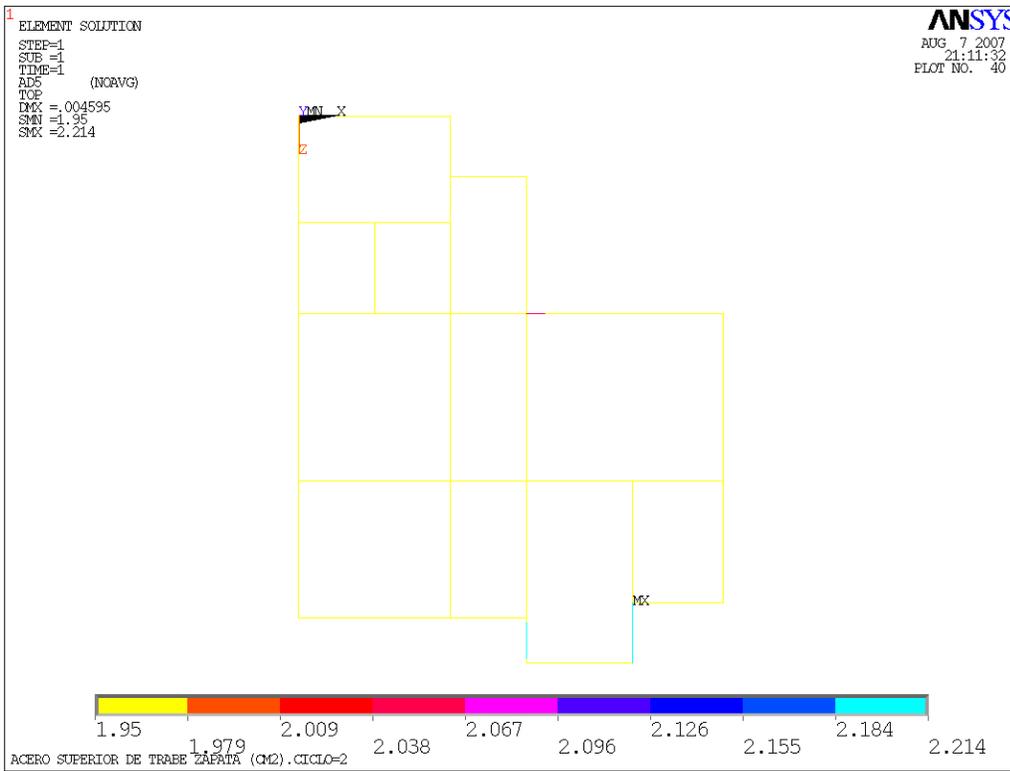


Fig. 5.74 Acero superior de trabe zapata (CM2) ciclo=2

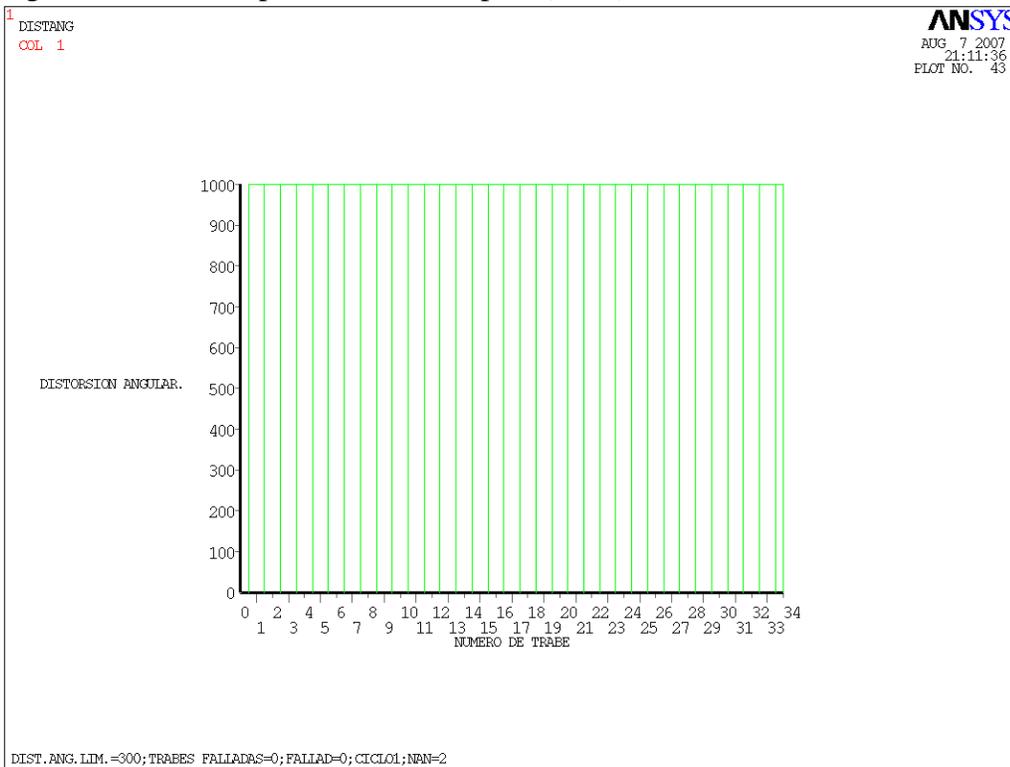


Fig. 5.75 Dist. Ang. Lim=300, traves falladas=0, fallad=0, ciclo1, nan=2

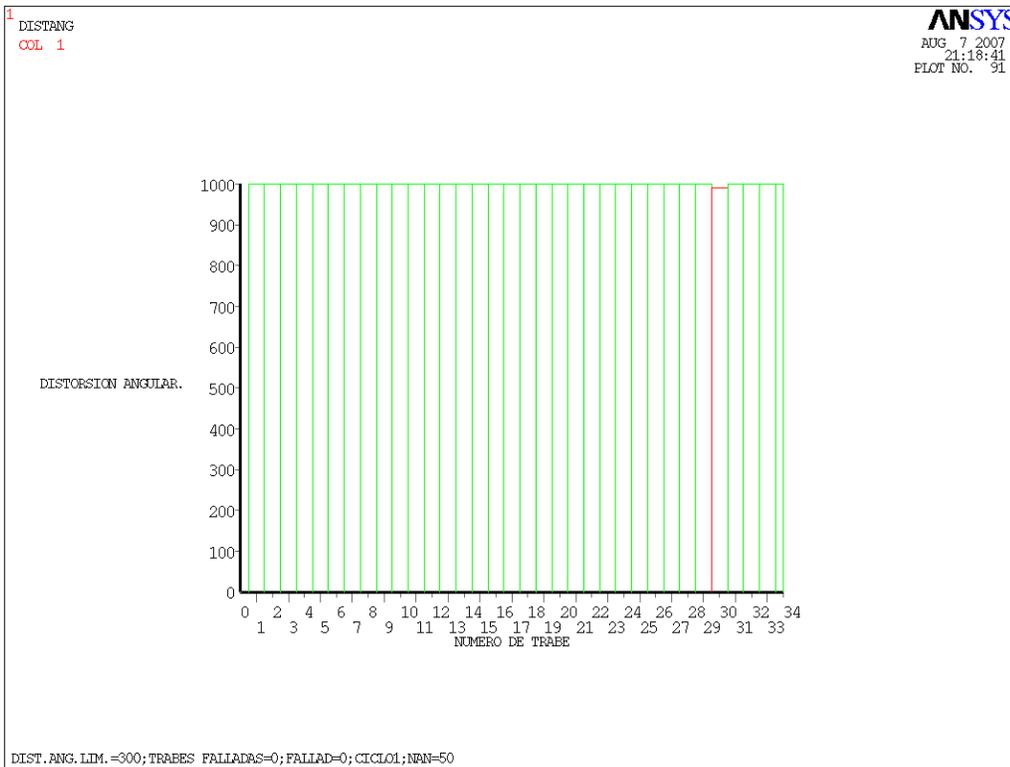


Fig. 5.76 Dist. Ang. Lim=300, trabes falladas=0, fallad=0, ciclo1, nan=50

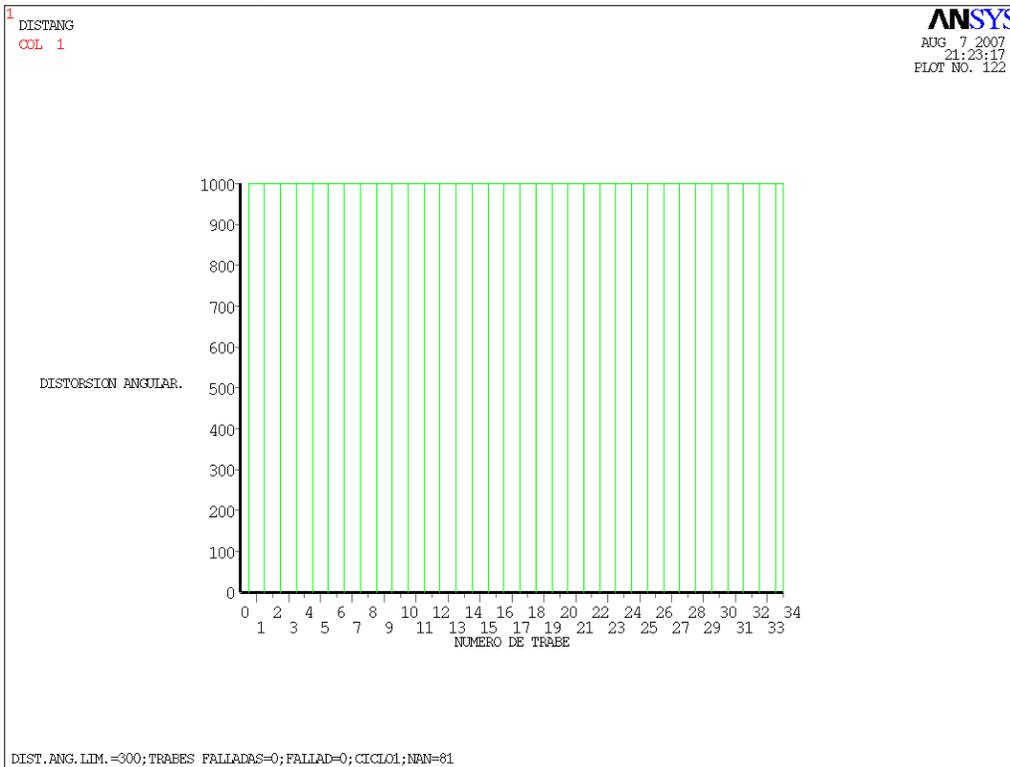


Fig. 5.77 Dist. Ang. Lim=300, trabes falladas=0, fallad=0, ciclo1, nan=81

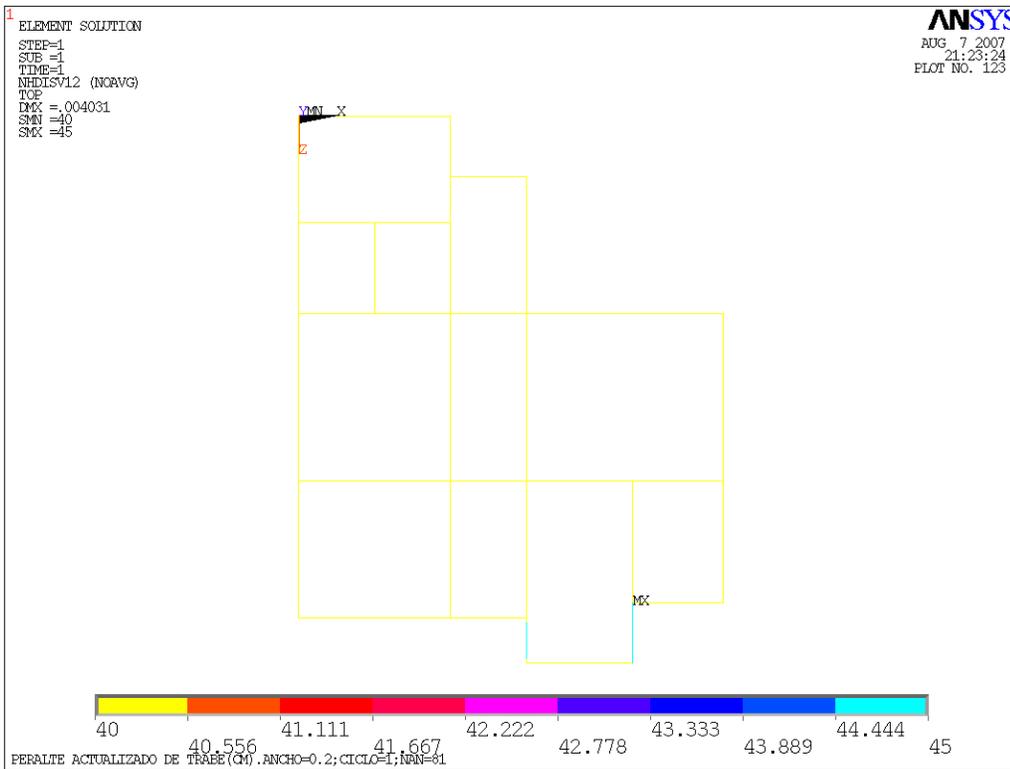


Fig. 5.78 Peralte actualizado de trabe (CM) ancho=0.20 ciclo=1 nan=81

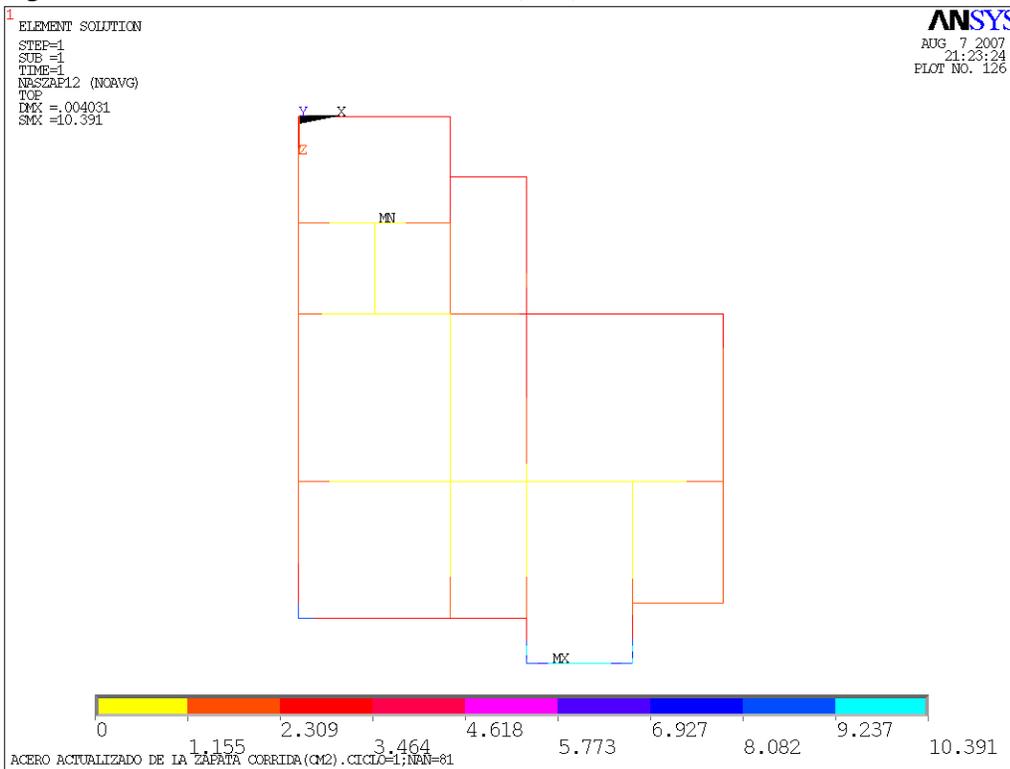


Fig. 5.79 Acero actualizado de la zapata corrida (CM2) ciclo=1 nan=81

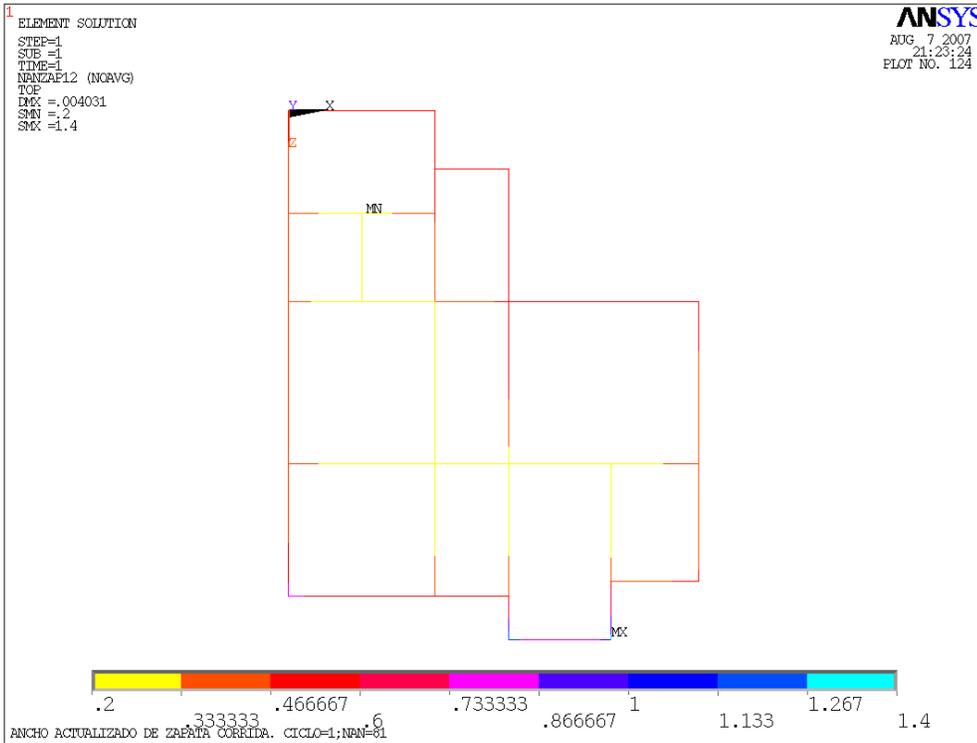


Fig. 5.80 Ancho actualizado de zapata corrida ciclo=1 nan=81

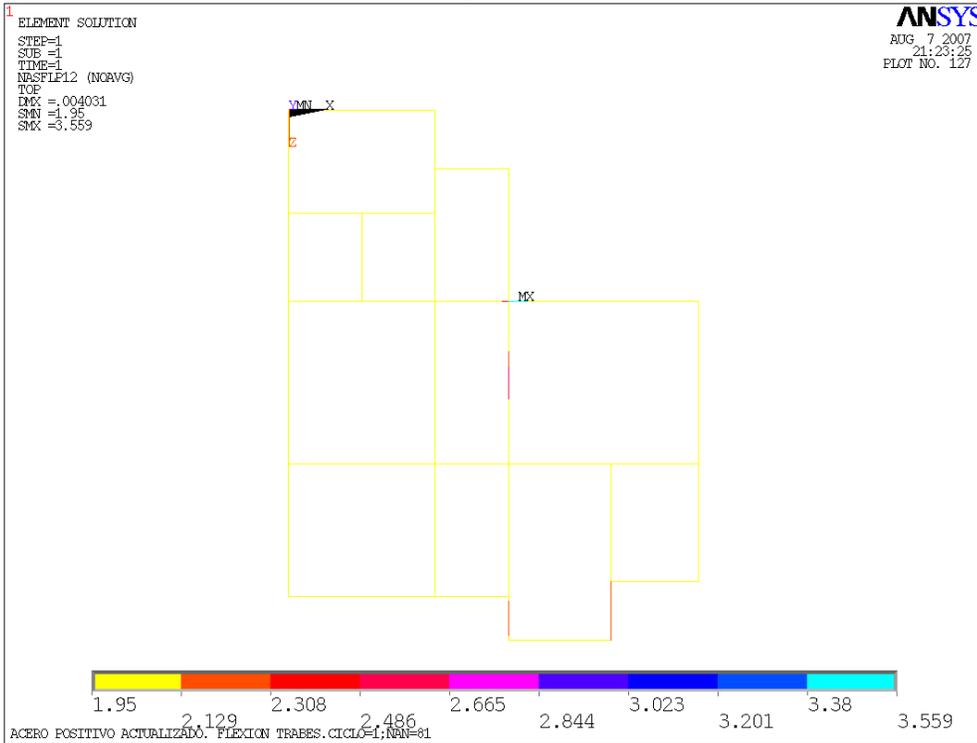


Fig. 5.81 Acero positivo actualizado flexión traves ciclo=1 nan=81

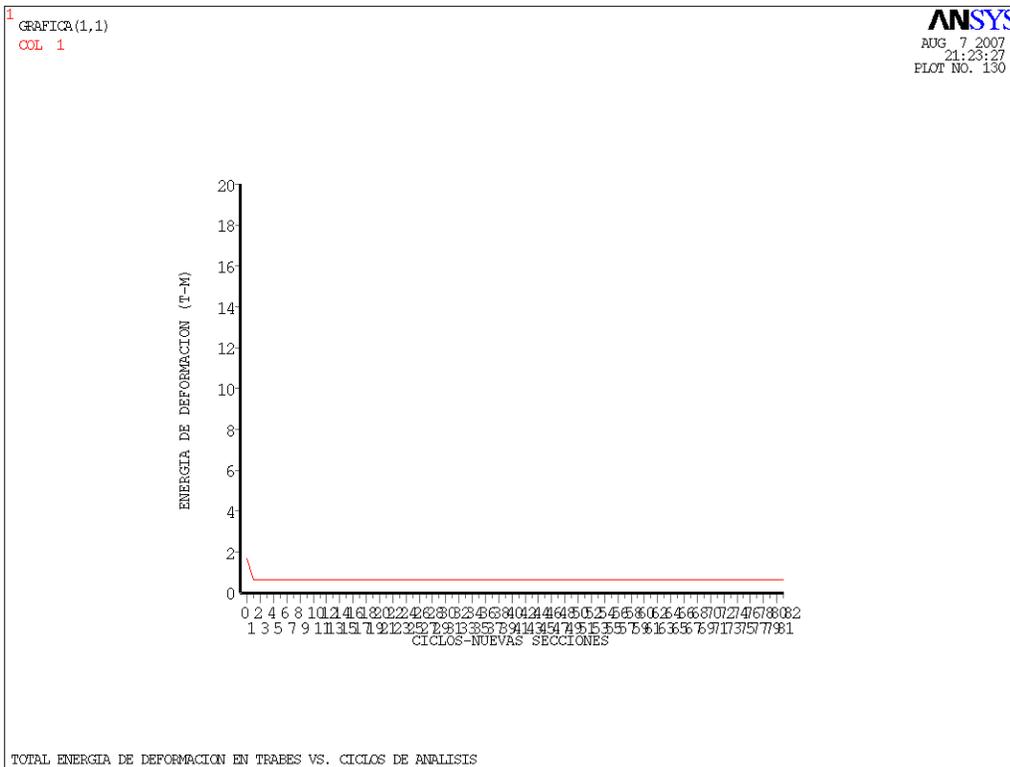


Fig. 5.82 Total energía de deformación en traves vs ciclo de analisis

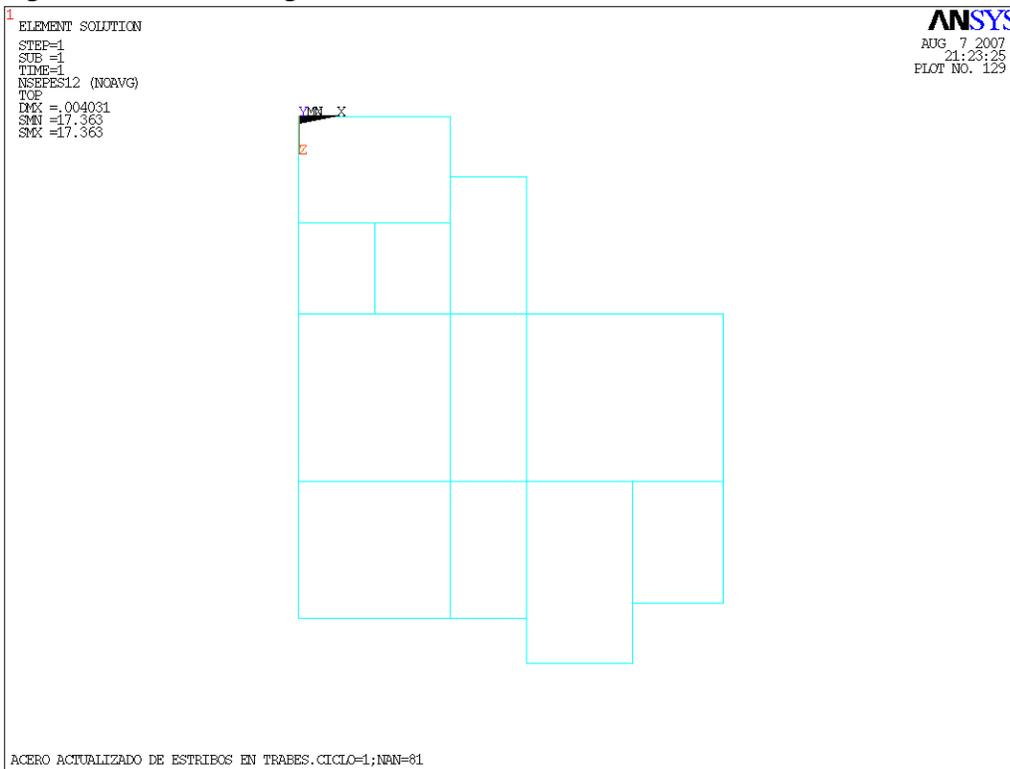


Fig. 5.83 Acero actualizado de estribos en traves ciclo=1 nan=81

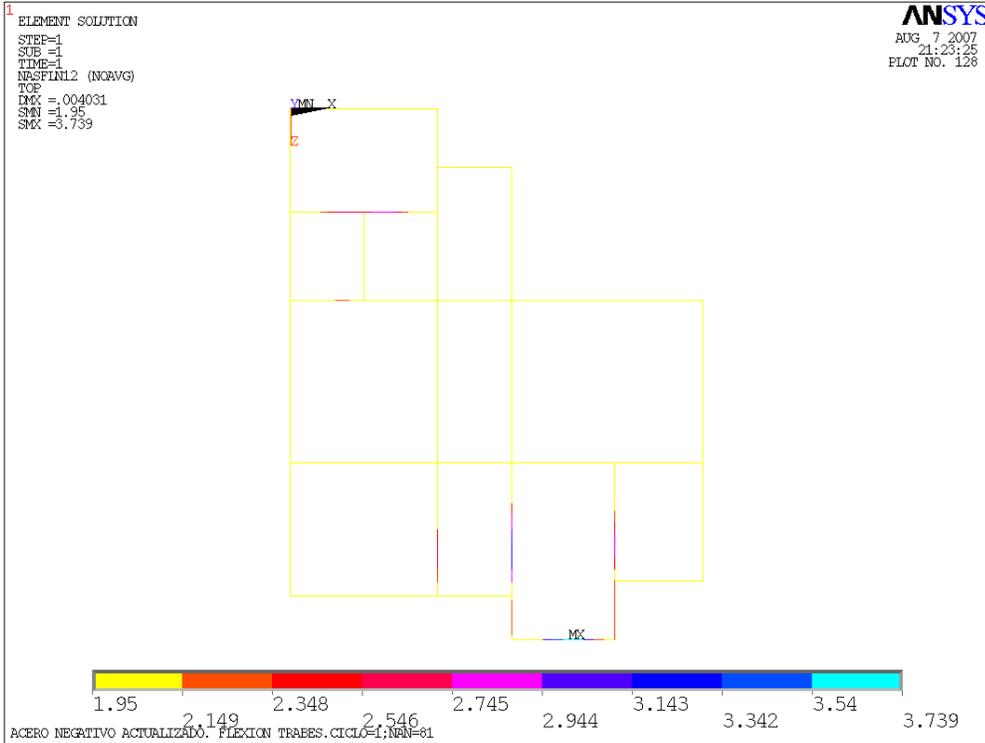


Fig. 5.84 Acero negativo actualizado flexión traves ciclo=1 nan=81

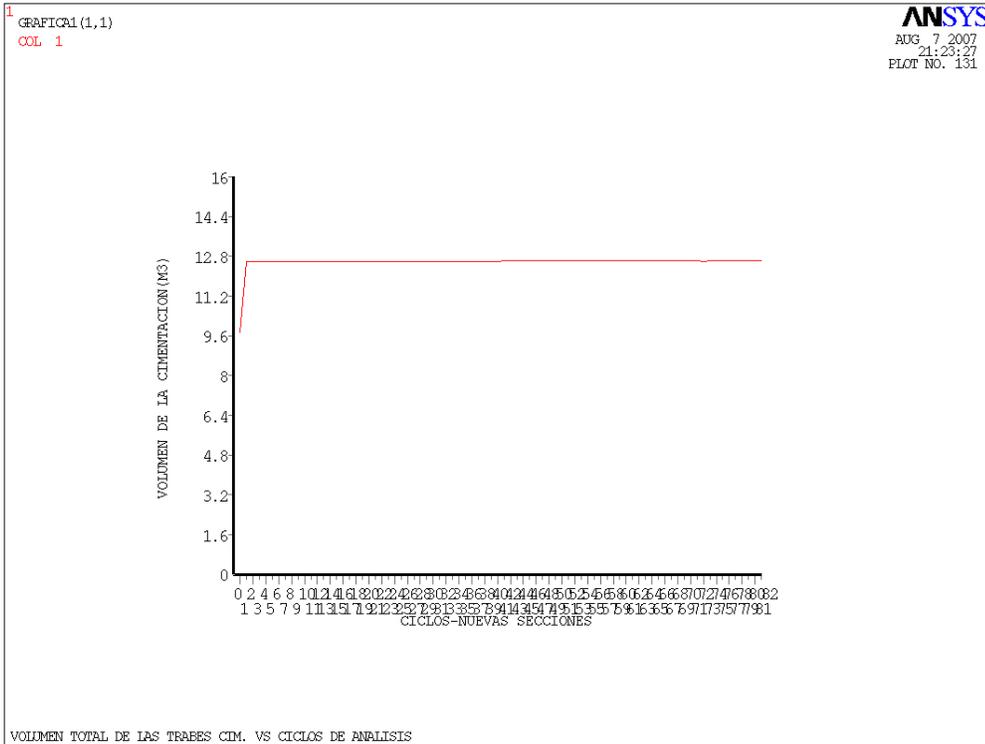


Fig. 5.85 Volumen total de las traves cim vs ciclos de análisis

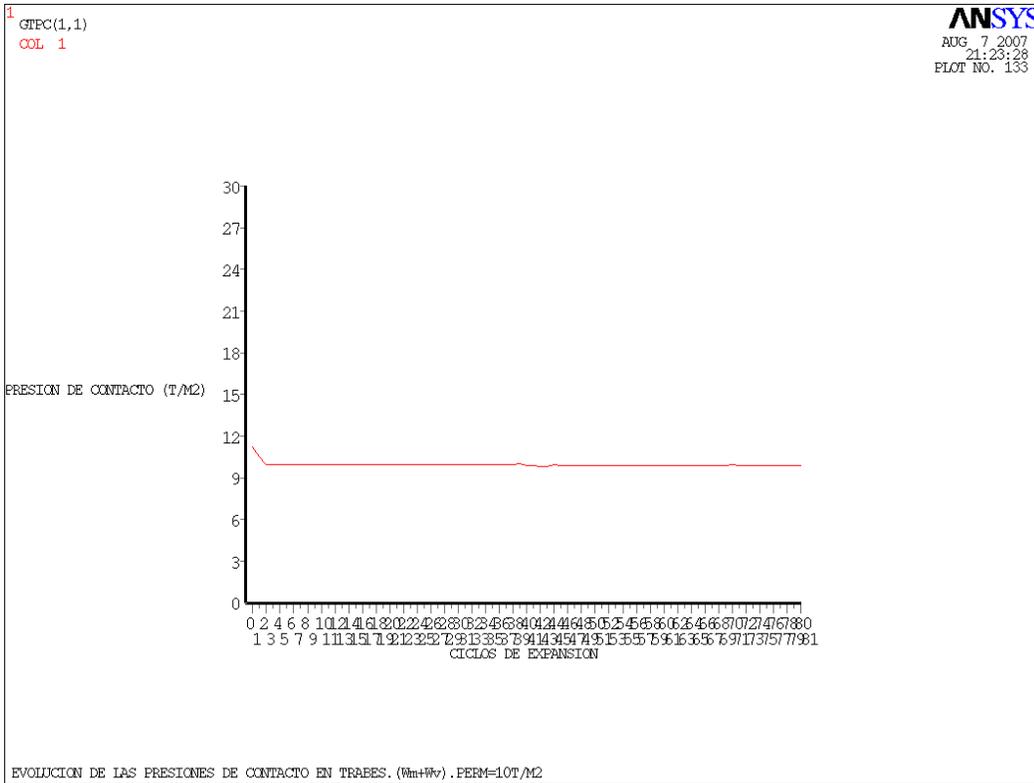


Fig. 5.86 Evolución de las presiones de contacto en trabes W_m+W_v perm=10T/M2

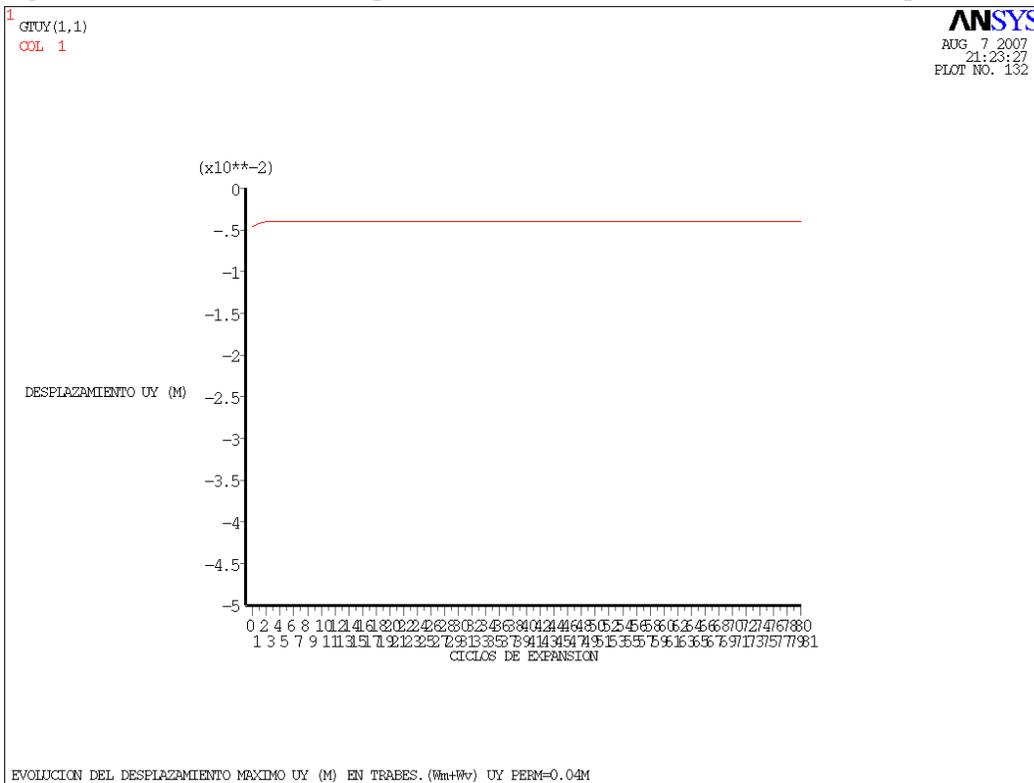


Fig. 5.87 Evolución de los desp máx UY (M) en trabes W_m+W_v UY perm=0.04M

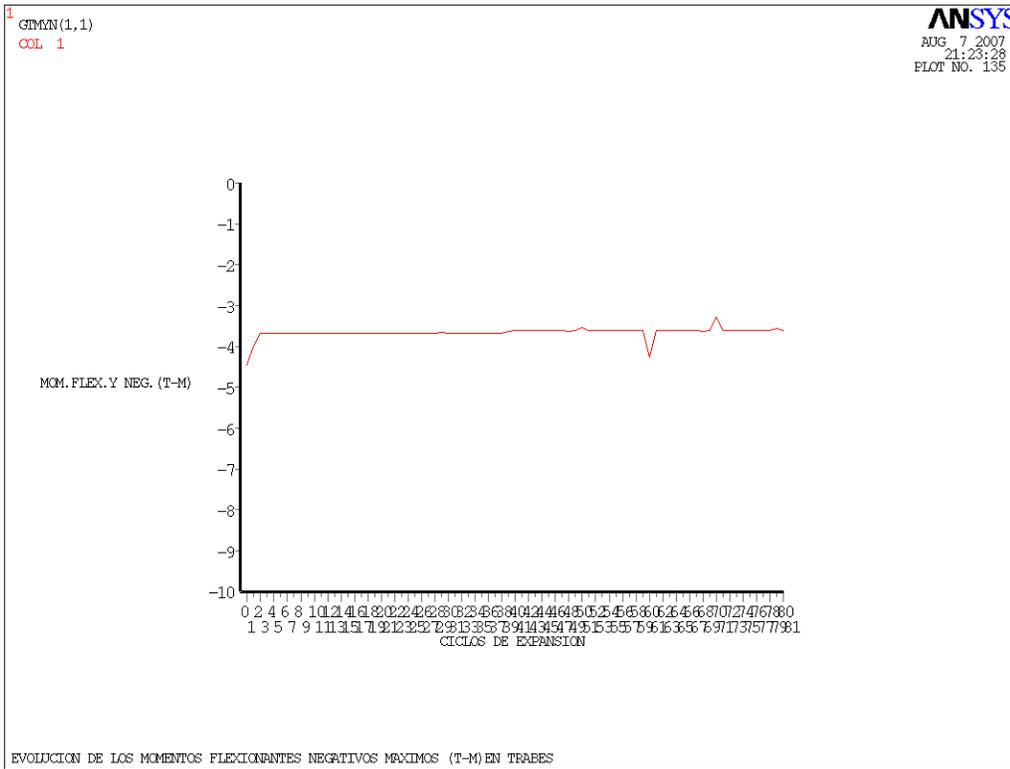


Fig. 5.88 Evolución de los momentos flexionantes neg máximos (T-M) en traves

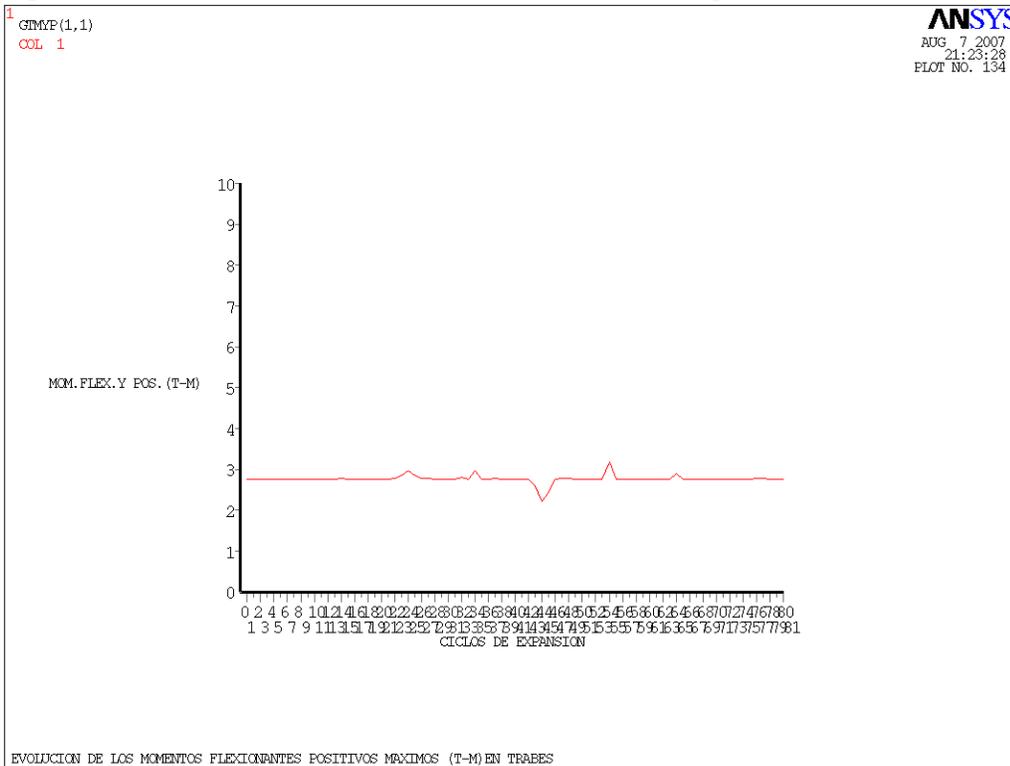


Fig. 5.89 Evolución de los momentos flexionantes positivos max (T-M) en traves

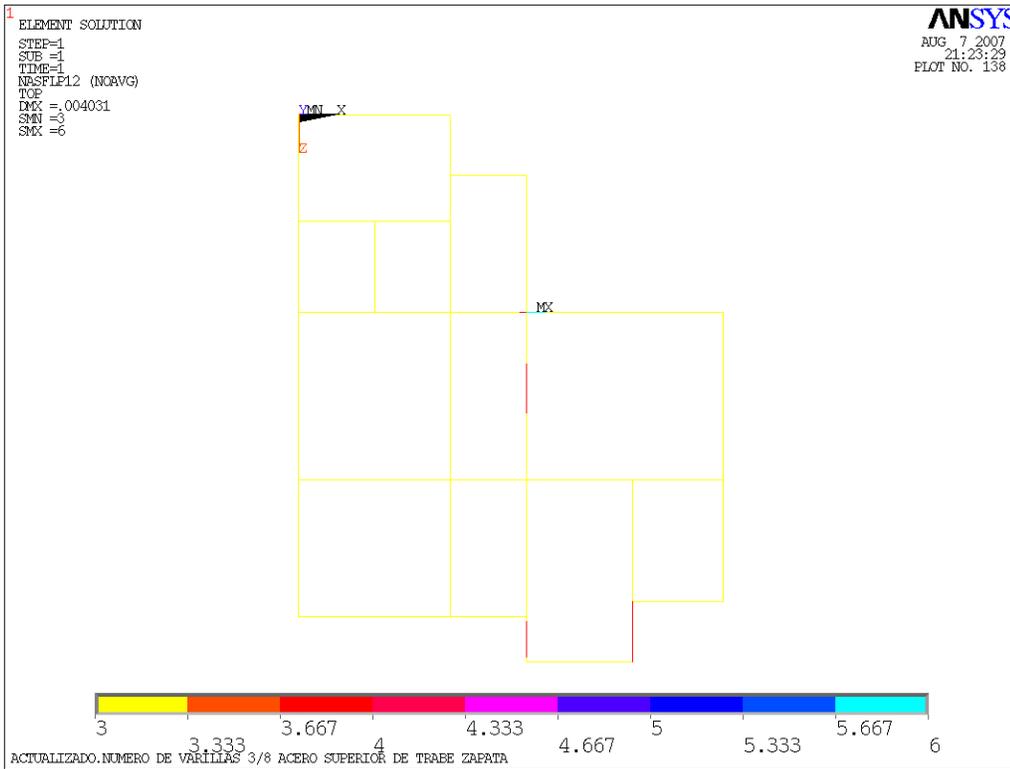


Fig. 5.90 Actualizado núm. de varillas 3/8 acero superior de trabe zapata

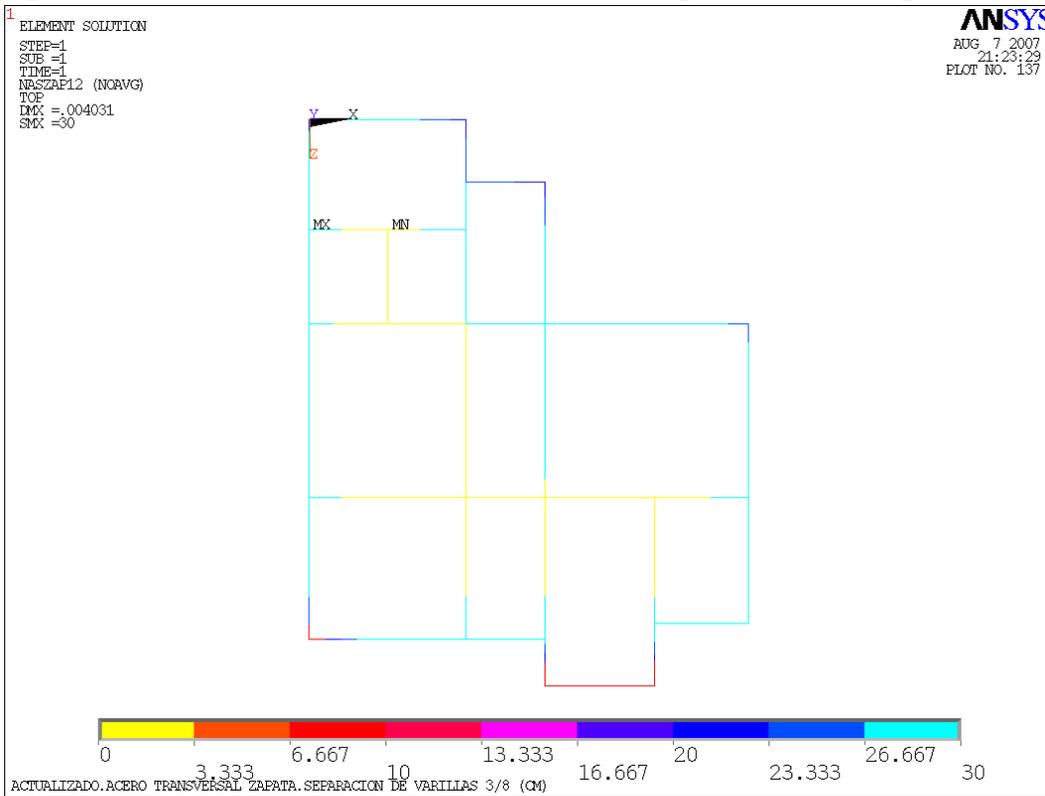


Fig. 5.91 Actualizado acero transversal zapata separación de varillas 3/8 (CM)

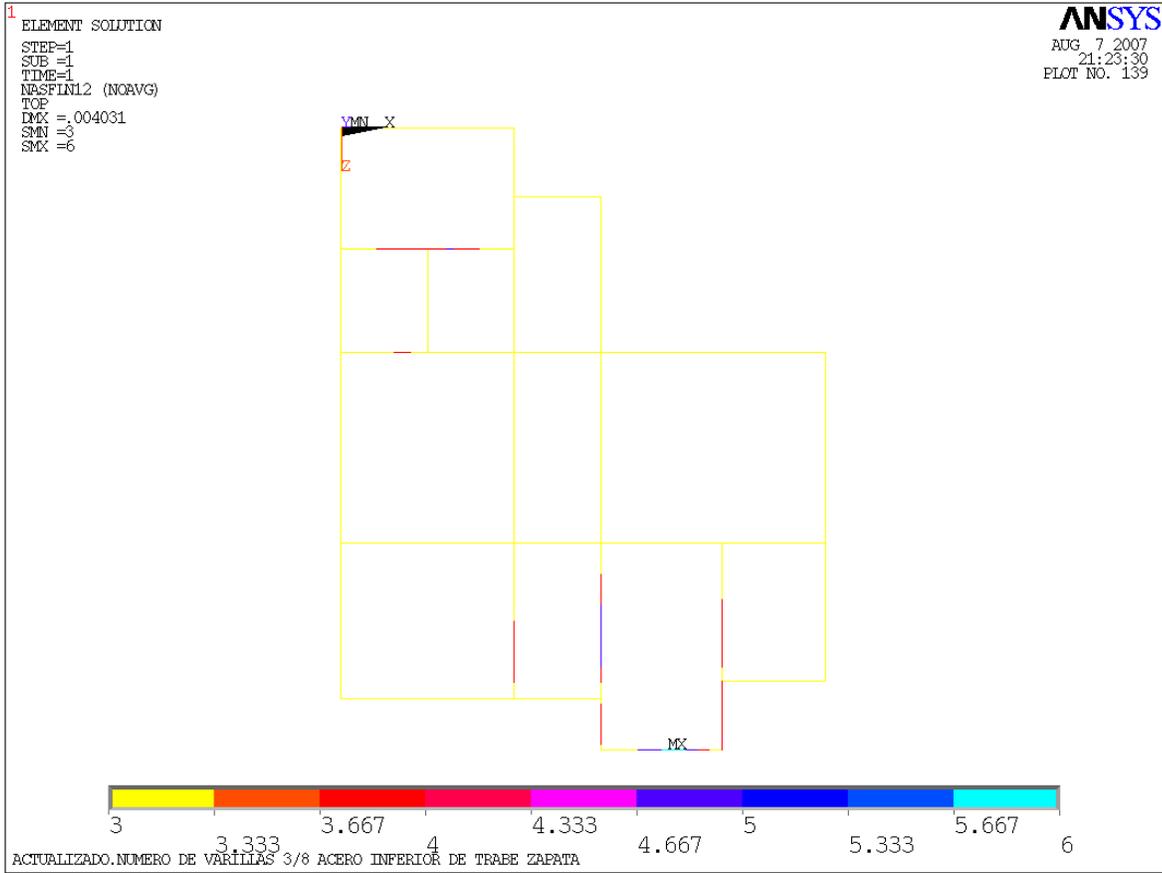
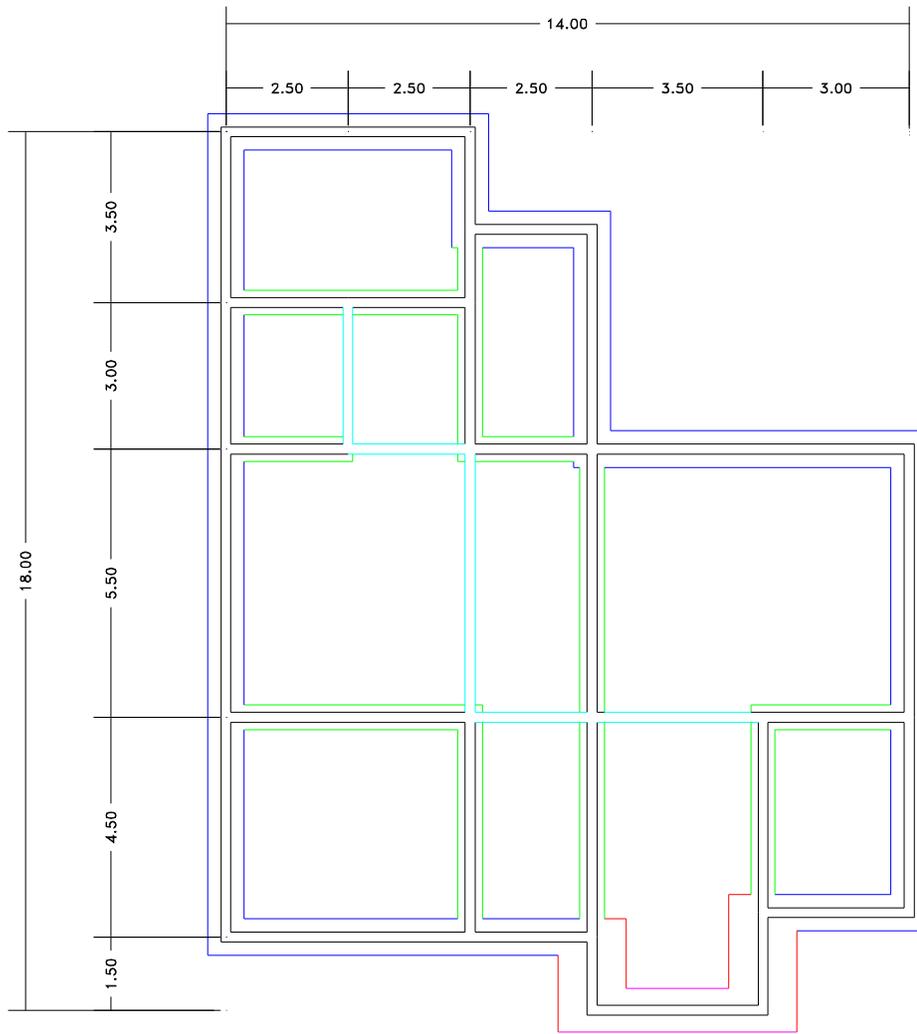


Fig. 5.92 Actualizado num de varillas 3/8 acero inferior de trabe zapata



CIMENTACIÓN

Fig. 5.93 Plano estructural de cimentación

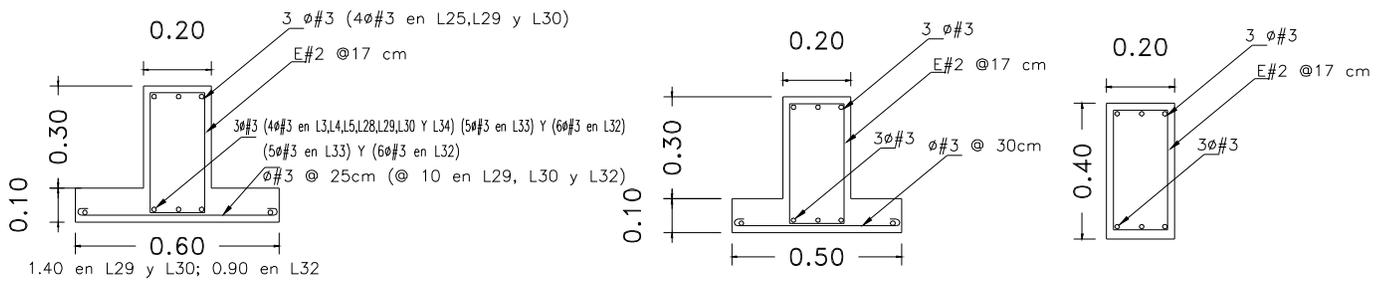


Fig. 5.94 Detalle armado de zapatas

6. DISCUSION DE RESULTADOS

Los ploteos resultantes se describen a continuación y que en términos generales muestra los resultados tanto en etapa no-expansiva (ciclo=1), como en etapas expansivas (ciclo >1):

- Visualización de las trabes de cimentación (lineas)
- Se sobrepone una malla para evaluar las áreas de influencia en la cimentación
- Se capturan los elementos finitos barra que deberán afectarse luego con las presiones de expansión del suelo.
- Aplicación de cargas de servicio sobre la cimentación
- Grafica de las distorsiones angulares en cada trabe de cimentación
- Ploteo de los desplazamientos verticales
- Presiones de contacto
- Diagrama de Momentos Flexionantes
- Diagrama de Fuerza cortante
- Ploteo de anchos de zapata (cuando se requiera)
- Peralte de zapata (cuando se requiera)
- Acero por flexión en zapata corrida (si fuere el caso)
- Peralte de trabe
- Acero superior de trabe
- Acero inferior de trabe
- Separación de estribos en trabe
- Peralte actualizado de trabe
- Ancho actualizado de zapata (si se requiriese)
- Peralte actualizado de zapata (si fuere el caso)
- Acero actualizado de zapata (idem)
- Acero positivo actualizado en trabe
- Acero negativo actualizado en trabe
- Acero actualizado en estribos de trabe
- Grafica de la energía de deformación de la cimentación en cada ciclo
- Evaluación del volumen total de la cimentación en cada ciclo
- Comportamiento en cada ciclo de los desplazamientos verticales máximas
- Comportamiento en cada ciclo de las presiones de contacto máximas
- Evolución de los momentos flexionantes positivos en trabes
- Evolución de los momentos flexionantes negativos en trabes
- Evolución de la fuerza cortante en cada ciclo
- Acero transversal de la zapata (actualizado)
- Numero de varillas de 3/8. Acero superior actualizado en trabes
- Numero de varillas de 3/8. Acero inferior actualizado en trabes

El primer ejemplo corresponde a una vivienda de una sola planta, las cargas son relativamente bajas, por otra parte los efectos expansivos máximos se aceptan del orden de 40 T/m^2 , la capacidad del terreno es de 10 T/m^2 . Al correr el primer ciclo (no-expansivo) observamos como resultado que la trabe de cimentación No. 37 se encuentra cercano al límite de 300 (Fig.5.8), todas las demás se encuentran sobradas a partir de las secciones iniciales adoptadas: peralte de trabe = 40 cm; ancho de trabe= 20 cm. Los desplazamientos verticales son mínimos y no superan el límite reglamentario de 4 cm. La presión de contacto máxima reportada de 21.7 T/m^2 es superior a la capacidad del suelo aceptada de 10 T/m^2 . Por lo que el programa ADCIM procederá a generar una zapata que conduzca a presiones de contacto aceptables.

La Fig. 5.13 muestra el ancho de zapatas correspondiente a este primer ciclo no expansivo. En el siguiente ciclo No.2 se observa una recuperación de los efectos por distorsión angular, el haber robustecido las secciones a través de la zapata modifica sustancialmente el comportamiento de la cimentación por efectos de distorsión angular. En este ciclo, queda resuelta el problema de la capacidad del suelo (ploteo de presión de contacto), asimismo se muestran todos los elementos resultantes del análisis-diseño para el caso no-expansivo.

No se manifiestan para este caso problemas de distorsión angular por efectos de expansividad del suelo, (Figs. 5.32 al 5.37). Finalmente los resultados del análisis-diseño de la cimentación por efectos expansivos se indican en las Figs.5.38 al 5.44. Destacamos dentro de los resultados obtenidos, la grafica final del comportamiento de la energía de deformación, su comportamiento muestra algunas variaciones debido al efecto expansivo. Por ultimo las Figs. 5.55 al 5.56, muestran los resultados actualizados de los distintos análisis involucrando el efecto expansivo.

Para el ejemplo 2 analizado, la mecánica es muy similar al anterior, se trata en este caso de una casa habitación de dos plantas con cargas superiores al caso anterior analizado. En este caso se observan fallas en trabes por efectos de distorsión angular, en la Fig. 5.63, se muestran los efectos de la distorsión para el caso no-expansivo. Aquí las trabes 28 y 29 han fallado. Para resolver este problema se activa la opción 2 anteriormente explicada, que conduce a secciones mejoradas que permitan disipar los efectos de dicha distorsión. La Fig.5.64 muestra el resultado de dicha aplicación. Como se observa ya no existe el problema.

En los subsecuentes análisis involucrando el efecto expansivo ya no se observan problemas por distorsión angular. Finalmente, las Figs. 5.90 al 5.94 muestran los resultados actualizados de diseño.

7. CONCLUSIONES

No existen procedimientos formalmente establecidos para el análisis de cimentaciones reticulares sobre suelos expansivos como el que nos ocupa. Investigadores en el ámbito de la Mecánica de suelos no-saturados han propuesto planteamientos de análisis basados en gran medida en las observaciones acumuladas a través del tiempo y que han permitido establecer ciertos lineamientos de carácter reglamentario para las construcciones sobre este tipo de suelo. Otros investigadores plantean soluciones formales basadas en elementos aislados sujetos a efectos de expansión, ejemplos de estas investigaciones y recomendaciones se pueden encontrar en los escritos de Lytton (1970) Chen (1975), Skempton , etc.

La importancia del trabajo que se presenta radica en el hecho de que no existen procedimientos metodológicos que basados en la mecánica del comportamiento del sistema suelo expansivo-estructura, conduzcan al análisis, diseño y obtención de las secciones finales de la estructuración que garantice aspectos normativos como mínimo elemento de confiabilidad del inmueble, y particularmente en el tema planteado en este trabajo que son los efectos por distorsión angular.

Derivado de los ejemplos mostrados así como de otros que realizamos, observamos que los efectos por distorsión angular se presentan incluso en la etapa no-expansiva, de manera que si no es adecuadamente analizada la cimentación, ocurrirán los efectos por distorsión tarde o temprano, si a eso agregamos los propios efectos expansivo, estos motivaran la falla en función de su magnitud y de la zona en que ocurra. No todos los efectos expansivos generan la falla por distorsión angular, aquí son importantes tanto el tipo de inmueble (cargas sobre la cimentación), como el modelo de análisis aplicado.

En la Ciudad de Querétaro se reportan periódicamente daños en las viviendas, provocados, entre otras circunstancias, por el evidente diseño deficiente de la estructura, particularmente de la cimentación, los efectos son visibles, fisuras en muros, asentamientos diferenciales, desprendimiento de acabados en losas y muros, etc. En ocasiones los daños suelen ser mas graves e incidir en la inhabilitación del inmueble.

Estas manifestaciones de daño pueden tener orígenes muy diversos, además de la que a nosotros nos ocupa, por ejemplo pueden también deberse a una deficiente calidad en los materiales de construcción, a inadecuada supervisión, a fallas prematuras por fraguado del concreto, efectos de temperatura, fallas en el sistema constructivo empleado, etc. desde un punto de vista geotécnico, puede deberse a una inadecuada estimación de los efectos expansivos, a una inapropiada preparación del soporte del soporte (plataforma) de la cimentación, a una valoración incorrecta tanto de los parámetros del suelo como de asentamientos por cargas.

La grafica de energía de deformación nos permite observar las zonas mas deformadas de la cimentación, es una medida cualitativa del comportamiento estructural de la cimentación. Las zonas mas esforzadas son indicios de generación por ejemplo de asentamientos diferenciales en la cimentación.

Los aspectos de estudio involucrados en este trabajo permiten prever en la etapa de análisis-diseño, aquellos efectos desfavorables de cargas o presiones por efectos de expansión del suelo durante la vida útil de la cimentación. Esta valoración permitirá estructurar apropiadamente la cimentación con la finalidad de que cualesquier evento crítico expansivo sea soportado por la cimentación de manera segura y confiable.

8. BIBLIOGRAFIA

- Alcocer S. M., Sánchez A., Uribe R. y Ponce A., (2006), “Behavior of concrete walls for economic housing”, Proc. Eighth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco Calif., April, 10 pp.
- Bone S.J. (1996). “Ground movement related building damage”. J. Of Geotech. Eng. ASCE. 122(11), 886-896 pp
- Bowles, J. E. (1988). *Foundation analysis and design*, McGraw-Hill Book Company, New York, N.Y., U.S.A., 4th edition, 1004 pp.
- Burland J. et.al. (1975). “Settlement of building building and associated damage”. Building Research Establishment Current Paper.. Watford
- Cook R. D.; Malkus D.S.; Plesha M. E. (1988). *Concepts and applications of finite element analysis*. John Wiley and Sons. Inc. New York.
- Desai C. S.; Saxena S. K. (1981). *Implementation of computer procedures and stress-strain laws in Geotechnical Engineering*. Vol. I-II. Acorn Press, Durham, N.C.
- Golder, H. Q. (1972) “*The allowable settlement of structures*”, Fourth Panamerican Conference, pp. 171-185.
- Gonzáles Cuevas O.; Robles Fernández V. F. (2002) *Aspectos fundamentales del concreto reforzado*, 3^a ed. Editorial Limusa.
- Grant R.; Christian J. and Vanmarcke E. (1974). “*Differential settlement of buildings*” Journal of The Geotechnical Engineering Division, U.S.A., pp. 973-991.
- Horta J., Pérez-Rea L., Zepeda G. A., (2003). “Método aleatorio en el análisis de cimentaciones sobre suelos expansivos”. Congreso estatal de Ingeniería en el Estado de Querétaro.
- Horta J., Perez-Rea L., Zepeda G. A., (2004). “Optimal design of lattice foundation on expansive soils”. XXII International Modal Analysis conference. Dearborn Michigan, U.S.A.
- Horta J.,et.al. (2006) “Expansion pressure in foundations due to expansive soils. Energy dissipation analysis”. Artículo terminado, pendiente su envío a una revista internacional.
- Horta,et.al. (2006). “Estudio de sensibilidad de los efectos aleatorios de un suelo expansivo sobre una cimentación reticular”. Memorias del Congreso de la Sociedad Nacional de Mecanica de Suelos. Chiapas 2006.
- Horvath, J. S. (1989). “*Subgrade models for soil-structure interactions analysis*”, Foundations Engineering: Current Principles and Practices, American Society of Civil Engineers, New York, N.Y., U.S.A., pp. 599-612.
- Horvath, J. S. (2002). “*Soil structure interaction research project*”, Center for Geotechnology Report, Manhattan College, New York, N.Y., U.S.A.

-
- Kenneth B. Simons. "Limitations of residential structures on expansive soils" Journal of performance of Constructed facilities ASCE. Vol 5. No. 4, Nov. 1991. 258-270 pp.
- Lytton, R. L. and R. K. Kher. (1970). "*Prediction of moisture movement in expansive clays*", Cent. Highw Res, Univ. Texas, Res. Rep. 118-3, Austin.
- Meyerhof G.G. (1947). "The settlement análisis of building frames". The structural Engineer. Vol. 25, 369
- Nilson H. Arthur; Winter George. (1994), *Diseño de estructuras de concreto* 11^a ed. Editorial Mcgraw Hill.
- Normas técnicas complementarias del reglamento de construcciones para el distrito federal. (2004)
- Reglamento para las Construcciones de Concreto Estructural y comentarios (RCCEC-IMCYC). (2002). ACI 318R-99. Editado por el Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C.
- Richards, B. G. (1973). "*Model for slab foundation on expansive clays*", Proc. 8th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Moscow, Vol 2.2, pp. 185-191.
- Selvaduarai A. P. (1979). "*Elastic analysis of soil-foundation interaction*", Elsevier, New York, N.Y., U.S.A.
- Simons Kenneth (1991). "Limitations of residential structures on expansive soils". Journal of performance of constructed facilities, Vol.5, No. 4.; 258-270 pp
- Skempton A. et. al. (1956). "The allowable settlements of buildings". Proc. Inst. of civil Engrs., Part III, No. 5. 727-768 pp
- Tomlinson, M. J. (1986). *Foundation design and construction*, John Wiley & Sons, Inc., New York, N.Y., U.S.A., 5th ed., 842 pp.
- Webb D. (1974). "Observed settlement and cracking of a reinforced concrete structure founded on clay". Proc. of the conf. on settlement of structures. Cambridge, 443-450 pp

9. ANEXOS

A. Geometría y Cargas sobre la cimentación del ejemplo 1.

Tabla 9.1 Keypoints y Lineas. Geometría de la cimentación

Keypoints	Lineas
k,1,-21.75000,-51.74058	LSTR, 6, 5
k,2,-21.75000,-45.89058	LSTR, 5, 4
k,3,-21.55000,-45.89058	LSTR, 4, 3
k,4,-21.55000,-41.69058	LSTR, 3, 2
k,5,-20.85000,-41.69058	LSTR, 2, 1
k,6,-20.85000,-37.29058	LSTR, 6, 7
k,7,-13.55000,-37.29058	LSTR, 7, 27
k,8,-13.55000,-39.89058	LSTR, 27, 28
k,9,-15.92500,-41.69058	LSTR, 5, 9
k,10,-13.55000,-41.69058	LSTR, 9, 10
k,11,-13.55000,-44.21558	LSTR, 3, 12
k,12,-15.92500,-45.89058	LSTR, 12, 13
k,13,-13.55000,-45.89058	LSTR, 7, 8
k,14,-13.55000,-49.21558	LSTR, 8, 10
k,15,-13.55000,-51.08058	LSTR, 9, 10
k,16,-13.55000,-51.74058	LSTR, 9, 12
k,17,-9.85000,-51.08058	LSTR, 10, 11
k,18,-9.85000,-50.61558	LSTR, 11, 13
k,19,-9.85000,-49.21558	LSTR, 13, 14
k,20,-11.12500,-49.21558	LSTR, 14, 15
k,21,-11.12500,-48.06558	LSTR, 15, 16
k,22,-4.60000,-48.06558	LSTR, 1, 16
k,23,-4.60000,-50.61558	LSTR, 15, 17
k,24,-11.12500,-44.21558	LSTR, 17, 18
k,25,-11.12500,-41.84058	LSTR, 18, 23
k,26,-11.12500,-39.89058	LSTR, 8, 26
k,27,-11.12500,-37.44058	LSTR, 11, 24
k,28,-7.37500,-37.44058	LSTR, 27, 26
k,29,-7.37500,-38.66558	LSTR, 26, 25
k,30,-6.02500,-38.67656	LSTR, 25, 24
k,31,-4.30000,-38.69058	LSTR, 24, 21
k,32,-4.30000,-41.84058	LSTR, 21, 20
k,33,-4.89893,-41.84058	LSTR, 14, 20
k,34,-6.02500,-41.84058	LSTR, 20, 19
k,35,-7.37500,-41.84058	LSTR, 19, 18
k,36,-6.22500,-42.91558	LSTR, 28, 29
k,37,-4.89893,-42.91558	LSTR, 29, 35
k,38,-6.22500,-44.21558	LSTR, 25, 35
k,39,-4.60000,-44.21558	LSTR, 24, 38
k,40,0.15000,-42.91558	LSTR, 38, 36
k,41,0.40000,-48.06558	LSTR, 29, 30
KGEN,1,ALL, , ,+22.75, +52.74058,,1	LSTR, 30, 34
KSYMM,Z,ALL, , , ,1,1	LSTR, 35, 34
KGEN,1,ALL, , , ,+16.4,,1	LSTR, 30, 31
	LSTR, 31, 32
	LSTR, 34, 33
	LSTR, 33, 32
	LSTR, 33, 37
	LSTR, 36, 37
	LSTR, 37, 40
	LSTR, 38, 39
	LSTR, 39, 22
	LSTR, 21, 22
	LSTR, 22, 41
	LSTR, 40, 41
	LSTR, 22, 23
	LDELE, 7
	NUMCMP,LINE

Tabla 9.2 Cargas aplicadas a la cimentación

Cargas puntuales	Cargas uniformes en trabes
FLST,2,5,1,ORDE,5 FITEM,2,1 FITEM,2,20 FITEM,2,38 FITEM,2,97 FITEM,2,129 !* /GO F,P51X,FY,-1	FLST,2,161,2,ORDE,35 FITEM,2,2 FITEM,2,-3 FITEM,2,5 FITEM,2,7 FITEM,2,-9 FITEM,2,20 FITEM,2,23 FITEM,2,-24 FITEM,2,31 FITEM,2,-32 FITEM,2,42 FITEM,2,-43 FITEM,2,48 FITEM,2,52 FITEM,2,-53 FITEM,2,63 FITEM,2,-78 FITEM,2,87 FITEM,2,-94 FITEM,2,103 FITEM,2,-126 FITEM,2,206 FITEM,2,-214 FITEM,2,231 FITEM,2,-246 FITEM,2,294 FITEM,2,-309 FITEM,2,359 FITEM,2,-366 FITEM,2,383 FITEM,2,-398 FITEM,2,431 FITEM,2,-438 FITEM,2,463 FITEM,2,-486 SFBEAM,P51X,2,PRES,2, , , , , FLST,2,192,2,ORDE,28 FITEM,2,10 FITEM,2,-11 FITEM,2,14 FITEM,2,-19 FITEM,2,27 FITEM,2,-30 FITEM,2,35 FITEM,2,-37 FITEM,2,39 FITEM,2,44 FITEM,2,50 FITEM,2,-51 FITEM,2,127 FITEM,2,-142 FITEM,2,159 FITEM,2,-205 FITEM,2,263 FITEM,2,-293 FITEM,2,319 FITEM,2,-350 FITEM,2,375 FITEM,2,-382 FITEM,2,399 FITEM,2,-405 FITEM,2,407 FITEM,2,-414

	FITEM,2,439 FITEM,2,-462 SFBEAM,P51X,2,PRES,3, , , , ,
--	--

B. Geometría y cargas sobre la cimentación del ejemplo 2

Tabla 9.3 Keypoints y Lineas. Geometría de la cimentación

Keypoints	Lineas
k,1,	LSTR, 1, 2
k,2,5,,	LSTR, 3, 4
k,3,5,,2	LSTR, 5, 6
k,4,7.5,,2	LSTR, 6, 7
k,5,,,3.5	LSTR, 8, 9
k,6,2.5,,3.5	LSTR, 9, 10
k,7,5,,3.5	LSTR, 10, 11
k,8,,,6.5	LSTR, 11, 12
k,9,2.5,,6.5	LSTR, 13, 14
k,10,5,,6.5	LSTR, 14, 15
k,11,7.5,,6.5	LSTR, 15, 16
k,12,14,,6.5	LSTR, 16, 17
k,13,,,12	LSTR, 18, 19
k,14,5,,12	LSTR, 19, 20
k,15,7.5,,12	LSTR, 1, 5
k,16,11,,12	LSTR, 5, 8
k,17,14,,12	LSTR, 8, 13
k,18,,,16.5	LSTR, 13, 18
k,19,5,,16.5	LSTR, 2, 3
k,20,7.5,,16.5	LSTR, 3, 7
k,21,11,,16	LSTR, 4, 11
k,22,14,,16	LSTR, 7, 10
k,23,7.5,,18	LSTR, 6, 9
k,24,11,,18	LSTR, 10, 14
	LSTR, 11, 15
	LSTR, 12, 17
	LSTR, 17, 22
	LSTR, 16, 21
	LSTR, 21, 24
	LSTR, 20, 23
	LSTR, 21, 22
	LSTR, 23, 24
	LSTR, 15, 20
	LSTR, 14, 19

Tabla 9.4 Cargas aplicadas a la cimentación

Cargas puntuales	Cargas uniformes en vigas
FLST,2,12,1,ORDE,12	FLST,2,70,2,ORDE,11
FITEM,2,1	FITEM,2,8
FITEM,2,3	FITEM,2,15
FITEM,2,5	FITEM,2,-18
FITEM,2,9	FITEM,2,26
FITEM,2,27	FITEM,2,-27
FITEM,2,33	FITEM,2,98
FITEM,2,36	FITEM,2,-106
FITEM,2,38	FITEM,2,161
FITEM,2,48	FITEM,2,-196
FITEM,2,50	FITEM,2,260
FITEM,2,53	FITEM,2,-277
FITEM,2,290	SFBEAM,P51X,2,PRES,3, , , , ,
!* /GO	FLST,2,124,2,ORDE,20
F,P51X,FY,-3	FITEM,2,1
FLST,2,9,1,ORDE,9	FITEM,2,-2
FITEM,2,13	FITEM,2,13
FITEM,2,15	FITEM,2,-14
FITEM,2,17	FITEM,2,19
FITEM,2,19	FITEM,2,-22
FITEM,2,21	FITEM,2,29
FITEM,2,23	FITEM,2,-32
FITEM,2,25	FITEM,2,35
	FITEM,2,-52

FITEM,2,43 FITEM,2,45 !* /GO F,P51X,FY,-5 FLST,2,2,1,ORDE,2 FITEM,2,7 FITEM,2,11 !* /GO F,P51X,FY,-2.5 FLST,2,1,1,ORDE,1 FITEM,2,116 !* /GO F,P51X,FY,-3 FLST,2,2,1,ORDE,2 FITEM,2,53 FITEM,2,290 !* /GO F,P51X,FY,-8	FITEM,2,69 FITEM,2,-70 FITEM,2,143 FITEM,2,-160 FITEM,2,196 FITEM,2,-231 FITEM,2,287 FITEM,2,-322 FITEM,2,331 FITEM,2,340 SFBEAM,P51X,2,PRES,4, , , , , FLST,2,7,2,ORDE,3 FITEM,2,25 FITEM,2,251 FITEM,2,-256 SFBEAM,P51X,2,PRES,6, , , , ,
--	--