



ABRIL 1999

E S T U D I O D E L C O M P O R T A M I E N T O E S T R U C T U R A L D E L A
E R M I T A D E N T R A . S E Ñ O R A D E L O S Á N G E L E S E N L A J A N A

ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA ERMITA DE NUESTRA SEÑORA DE LOS ÁNGELES EN LA JANA. CASTELLÓN.

ANTECEDENTES

La Consellería de Cultura Educación y Ciencia de la Generalitat Valenciana, a través del arquitecto Arturo Zaragozá, nos encarga la redacción del presente estudio, como consecuencia de los ostensibles agrietamientos que esta construcción posee.

Con esta documentación se pretende tener una explicación científica de su estabilidad actual y un conocimiento objetivo de su posible seguridad, con las posibles intervenciones a realizar.

DESCRIPCIÓN E INSPECCIÓN DEL EDIFICIO

Obviamos descripciones históricas, que pueden encontrarse en la publicación de Miguel García Lisón y Arturo Zaragozá Catalán¹.

A partir de los croquis de levantamiento planimétrico y trazado regulador de la planta de la capilla, que se incluyen en dicha publicación, se ha realizado la definición geométrica que se representa en el plano 1, la cual se ha tomado como base en los análisis y cálculos efectuados.

Visitando el edificio se observan una serie de fisuras y grietas, de marcado carácter vertical, con mayor apertura en las cotas superiores y prácticamente inexistentes en la base junto al suelo. En el mismo plano 1 citado se reproducen algunas fotografías donde se aprecian estos daños.

CONSIDERACIONES SOBRE EL MÉTODO DE ANÁLISIS

El análisis de la vulnerabilidad de un edificio histórico requiere una atenta "lectura estática" de la construcción que conduzca a individualizar ante todo sus características originales: materiales y técnicas constructivas, a descubrir, por tanto, sus puntos débiles y las zonas de posible concentración de solicitaciones debida a las acciones que sobre el edificio pueden incidir. Esto puede ser hecho analizando cada porción de la estructura independientemente, dado que no es absolutamente necesario que la estructura sea considerada un único bloque monolítico, sobre todo si se puede demostrar que cada una de las partes son seguras aisladamente².

Respecto a los métodos de cálculo, que se pueden utilizar en edificios históricos, hay que tener en cuenta que los algoritmos modernos, derivados de la preparación elasticista de la mecánica del siglo pasado, no interpretan correctamente la realidad estructural de la obra de fábrica y deben ser usados con extrema cautela.

En efecto, hasta finales del siglo XVII sólo se aplicaban reglas de proporciones geométricas, de modo que las proporciones entre las distintas partes de una construcción constituirían un código formal que se aplicaba independientemente de las dimensiones.

A finales de la primera mitad del siglo XIX se comienza a utilizar extensivamente el método del polígono funicular (o de las resultantes sucesivas) para analizar arcos, convirtiéndose la estática gráfica en el único método de análisis de estructuras hasta principios del presente siglo.

¹ Nos referimos a "La Ermita-Capilla de Ntra. Sra. de los Ángeles de la Jana", del *Centro de Estudios del Maestrazgo Boletín* nº6, abril-junio 1984.

² Todas estas afirmaciones, que compartimos, están fundamentalmente extraídas de diversos textos del recientemente desaparecido profesor Antonino Giuffrè publicadas en "Monumenti e terremoti", *Multigrafica Editrice*, Roma 1988.

Tras el auge de los métodos basados en los teoremas del trabajo y la energía y, contemporáneamente, la aparición del ordenador, los métodos numéricos son hoy los más potentes en el análisis estructural.

Pero se utilizan modelos elásticos para explicar el comportamiento de los materiales constructivos, con lo que el problema de análisis estructural acaba convirtiéndose en la resolución de un sistema de ecuaciones donde no se discrimina el signo positivo o negativo de la tensión o de la deformación, que entran por igual en el aparato matemático usado en el cálculo.

Las obras de fábrica tienen resistencia a tracción nula o, a lo sumo, de un 5 a un 10% de la resistencia a compresión. Ante compresiones el material se llega a comportar plásticamente (aplastándose, deformándose e involucrando más material en la resistencia) y ante tracciones suele tener rotura frágil. Nada tiene esto que ver con un modelo elástico de tensiones y deformaciones. Además, en muchos casos, la estructura está tan lesionada que es imposible la consideración de un modelo que suponga continuidad en el material.

Basándonos en las más modernas teorías de la plasticidad, podemos recuperar los métodos basados sencillamente en el equilibrio. Si encontramos líneas de presiones, dentro del espesor del elemento considerado, en equilibrio con las acciones aplicadas, la estructura es estable³. Desde el punto de vista de la seguridad, bastará relacionar las tensiones máximas a compresión obtenidas con las que puede resistir potencialmente el material.

Utilizando un programa de "Cálculo Vectorial Automático" que hemos desarrollado para analizar estructuras de fábrica en un sistema CAD, mediante métodos gráficos basados en el equilibrio, podemos obtener el valor, dirección y posición de las resultantes internas principales bajo cualquier sistema de cargas, incluido, claro está, el peso propio⁴.

El método gráfico para analizar sistemas de arcos-contrafuerte se basa en el trazado de la línea de presiones de los arcos y su posterior composición con el resto de los pesos propios de muros y contrafuertes, obteniéndose las resultantes sucesivas y también las tensiones cobaricéntricas⁵.

Para el análisis gráfico de cúpulas utilizamos un método similar en el que se introducen, además del peso propio, esfuerzos según meridianos y circunferenciales, según paralelos⁶.

VERIFICACIÓN ESTÁTICA GENERAL

Hemos dividido la estructura de esta construcción en dos partes fundamentales: la cúpula con su tambor y el sistema de apoyo de arcos-contrafuertes. A su vez, hemos analizado diversos estados de rotura y cargas.

Veámoslo haciendo referencia a los planos que se adjuntan:

- **CÚPULA SIN FISURAR** (planos 2 y 3)

Éste es un estado teórico de la cúpula y tambor recién construido.

A pesar del poco espesor resistente considerado (unos 15 cm, el resto son rellenos y pesos adicionales) el sistema cúpula-tambor es bastante estable, con tensiones máximas que no superan los 1,5 kg/cm². Sin embargo la cúpula posee en su base tensiones de tracción de muy pequeño valor (por debajo de 0,5 kg/cm²), lo cual puede explicar que se mantenga durante bastante tiempo sin fisurarse y sus constructores la den por válida y segura.

³ Teorema de Jacques Heyman leído por nosotros en "The masonry arch", Ellis Horwood Ltd., Chichester 1982, aunque seguramente enunciado antes en "The safety of masonry arches", *International Journal of Mechanical Sciences* 11, 1969.

⁴ Sobre este tema véase F. Jurado, "Análisis Vectorial Automático en la Restauración de Monumentos", 1^{er}. *Congreso Nacional de Tecnología en la Arquitectura*, E.T.S.A. Madrid 1994, libro 2 pp. 347 a 357; F. Jurado, "Análisis Vectorial Automático en la Restauración de Monumentos", *La ciudad y sus murallas*. Universidad de Granada 1996, n.2 pp. 355 a 374.

⁵ Aunque existe mucha bibliografía al respecto, nosotros estudiamos el método con el libro "Estática Gráfica", de Otto Henkel, Editorial Labor S.A., Barcelona 1953, sobre todo el contenido del capítulo VII.

⁶ Donde mejor hemos encontrado que se explique esta construcción gráfica es en la página 61 del libro "Manuale dell'architetto", Roma 1988.

- CÚPULA SIN FISURAR SIN RELLENOS SOBRE EL ARRANQUE** (plano 4)
 Ante la incertidumbre del espesor total de rellenos en la base de la cúpula, hemos realizado este análisis que podría ser más inseguro para la estabilidad del tambor. También esta consideración de cargas puede representar una situación teórica intermedia en el proceso constructivo: toda la cúpula descimbrada y sin realizarse totalmente la cobertura. Sin embargo, los valores tensionales siguen siendo del mismo orden y el margen que tienen las resultantes internas dentro del tambor siguen siendo totalmente aceptables.
- CÚPULA FISURADA SIN RELLENOS SOBRE EL TAMBOR** (plano 5)
 Éste es el estado más desfavorable que puede ser considerado actualmente: La cúpula se encuentra totalmente agrietada en la zona donde existían tracciones circunferenciales y no consideramos el peso de los posibles rellenos estabilizantes en la base de la cúpula sobre el tambor.
 A pesar del agrietamiento, la cúpula sigue siendo estable funcionando la zona agrietada como "gajos" o simples arcos, aunque se alcanzan ya tensiones de unos 8 kg/cm², del orden de la tercera parte de las de rotura de una fábrica de este tipo.
 El tambor, con tensiones similares, también es estable, a pesar de que la resultante en la base empieza a estar muy en el límite geométrico.
- ESTABILIDAD DE LOS ARCOS DE APOYO** (planos 6 y 7)
 Hemos de reconocer que este análisis empezamos a hacerlo de forma rutinaria. Nuestra sorpresa fue grande cuando comprobamos que, considerando un contrafuerte inmediato del orden de 1,2 metros, el sistema arco-contrafuerte no resulta estable en el análisis (véase figura izquierda del plano 6). La situación puede mejorarse algo con un postensado superior de unas 10 to., (figura segunda por la izquierda del mismo plano) pero la resultante final sigue sin entrar en la base del contrafuerte considerado.
 Teniendo en cuenta que la dimensión considerada en la hipótesis anterior para el contrafuerte era ciertamente conservadora, decidimos tomar esta vez una dimensión del orden de los 2,0 m (dimensión máxima que puede ser considerada involucrando incluso masa de fábrica fuera del plano del contrafuerte) y ampliar la sección del arco teórico (acaba funcionando como arco la fábrica situada sobre el arco constructivo de ladrillo). Tampoco ahora obtenemos estabilidad (figura central del plano 6), pero haciendo un postensado excéntrico respecto a la clave del arco (las dos figuras de la derecha del plano 6) conseguimos que la resultante final entre en la base del contrafuerte, pero con tensiones muy altas, cercanas a la rotura de una fábrica de ladrillo.
 Para conseguir explicarnos teóricamente la fehaciente estabilidad actual del edificio, hemos hecho otro modelo de cargas más ajustado, considerando que las ventanas existentes en el tambor base de la cúpula obligan a descargar el peso superior hacia los lados desde su dintel. Este modelo (las dos figuras de la izquierda del plano 7) sí resulta estable, con tensiones algo superiores a los 15 kg/cm², admisibles para estas fábricas. Realizando un postensado de unas 2 to (las dos figuras de la derecha del plano 7) se pueden centrar algo las trayectorias de las resultantes interiores y bajar las tensiones máximas del orden de un 20%.

EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD

Este es un tema complejo pero siempre demandado por los usuarios del edificio histórico y por los organismos responsables de su conservación.

En esta cuestión intervienen muchos factores, desde la lectura histórica del edificio hasta su vulnerabilidad ante futuras acciones con el paso del tiempo, desde la oportunidad de realizar una monitorización a largo plazo hasta la conveniencia de gastar más o menos presupuesto en su conservación.

La propia definición de coeficiente o factor de seguridad, que hoy se aplica normativamente a las nuevas construcciones, es difícilmente aplicable a las construcciones históricas, donde los criterios seguidos por los constructores de la época no contenían la posibilidad de una valoración cuantitativa de la seguridad.

En el caso que nos ocupa los análisis teóricos efectuados no hacen nada más que confirmar una geometría algo crítica para la forma en que se han de transmitir las cargas y los empujes al suelo. En efecto, la ermita, al no tener capillas ni naves anejas, salvo en su cabecera, es una estructura esbelta, sin más posibilidades que el peso propio de sus muros verticales para conseguir la estabilidad global. De hecho, si observamos dónde se producen las fisuras y cómo son, vemos que éstas manifiestan el efecto de los empujes abriendo el edificio en sus zonas superiores, sobre todo se han producido los agrietamientos más fuertes en la fachada de acceso, la más propensa a un agrietamiento vertical, pues posee la puerta y el óculo superior debilitando este paño de fábrica.

Para evaluar la seguridad de esta construcción no hay que perder de vista el criterio histórico⁷, es decir, en más de 200 años que tiene de vida, las lesiones que han aparecido son las que hoy podemos contemplar (salvo pequeñas posibles reparaciones que se hayan hecho, cerrando la grieta sobre la puerta, por ejemplo). Son lesiones aparatosas pero no peligrosas. Si en todo este tiempo la ermita ha sufrido saqueos y falta de mantenimiento, una oportuna restauración puede alargar su vida o, lo que es lo mismo, ralentizar su inevitable proceso de envejecimiento.

POSIBLES INTERVENCIONES A REALIZAR

Para prolongar la vida de un edificio con el mismo uso (y por tanto cargas) que tenía, basta reponer la geometría y materiales a sus características primigenias, es decir reparar las lesiones, degradaciones, pérdidas de unión o sección, etc, bastando hacerlo con el mismo material y composición original, si ello es factible. Aunque, de un edificio reparado así no se pueda determinar con exactitud el grado de seguridad que posee, (cosa que además no está definida) siempre se puede afirmar que lo posee en grado suficiente⁸.

Si además hemos constatado, aunque sea de un modo crítico, la estabilidad mediante los análisis que hemos realizado, en lo que se refiere a intervenciones estructurales, sólo podemos actualmente recomendar el retacado y cierre de las grietas existentes, con materiales similares o compatibles (morteros hidráulicos con base de cal), de modo que sigan existiendo conexiones a compresión para la transmisión de fuerzas y empujes.

Por el momento, no parece oportuno introducir resistencias a tracción transversales a las fisuraciones (cosidos estáticos), dado que la geometría básica del conjunto no está desfigurada.

El zunchado de la base de la cúpula o del tambor, algo sencillo de realizar, no es necesario en principio, dada la estabilidad comprobada de toda esa zona.

El postensado, que hemos analizado como una hipótesis de refuerzo o mejoramiento del comportamiento estructural, introduce una cierta mejora en las condiciones de estabilidad, pero su sofisticación quizás aconseje demorar su ejecución hasta que se compruebe, con una cierta monitorización, que las deformaciones y las lesiones siguen avanzando.

La realización de un zunchado a nivel de cornisas sería poco eficiente si este zunchado no tiene peso significativo encima. Sería efectivo si se ancla en vertical al resto de los muros, pero con anclajes activos, que postcompriman las fábricas. De nuevo, la sofisticación de la intervención es quizás excesiva.

Concluamos diciendo que recomendamos una restauración convencional (eliminación de penetraciones de agua, cierre de fisuras y reposición de cerramientos y revestimientos) pero sin descuidar la realización de un posterior seguimiento.

⁷ "Los valores, coeficientes y métodos de cálculo usados para proyecto se utilizan con la intención de que el edificio sobreviva dignamente, por ejemplo, cincuenta años. En los edificios antiguos, que han llegado a superar esa vida sin daños severos, es incongruente tratar de determinar, independientemente de ello, si están bien proyectados, calculados, o pueden ser seguros. Obviamente han demostrado serlo, aunque no cumplan las normas actuales. Las normas son sólo condiciones suficientes que aseguran un buen comportamiento, nunca son en absoluto condiciones necesarias ya que, de tiempo en tiempo, cambian representado sólo la referencia coyuntural de la manera más aconsejable de llegar a una respuesta en cada instante, de acuerdo con el estado de la técnica, los materiales, máquinas, oficios, etc, disponibles". José Luis de Miguel Rodríguez, *Informe sobre Manzana El Águila*, Madrid, 1994.

⁸ Declaraciones que compartimos extraídas del informe citado anteriormente: José Luis de Miguel Rodríguez, *Informe sobre Manzana El Águila*, Madrid, 1994.

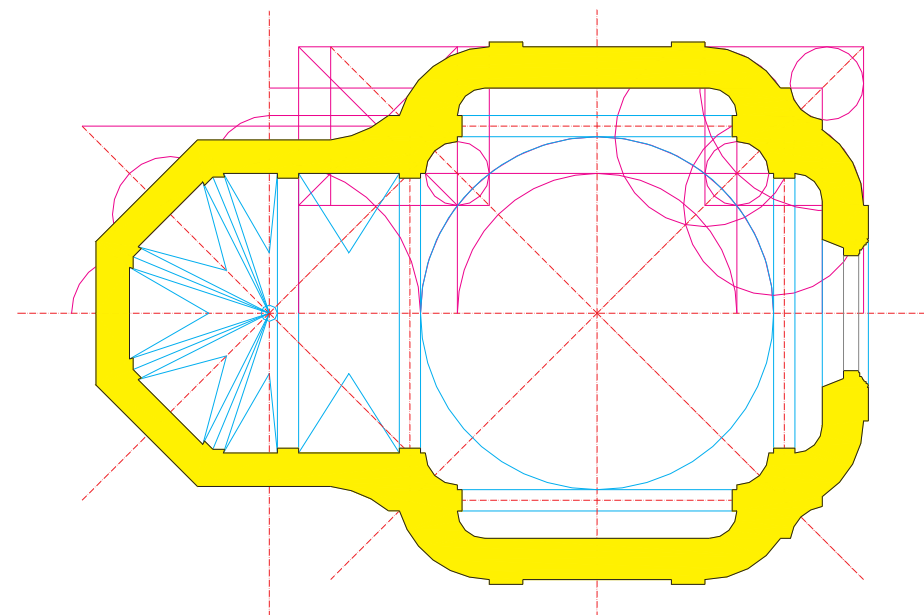
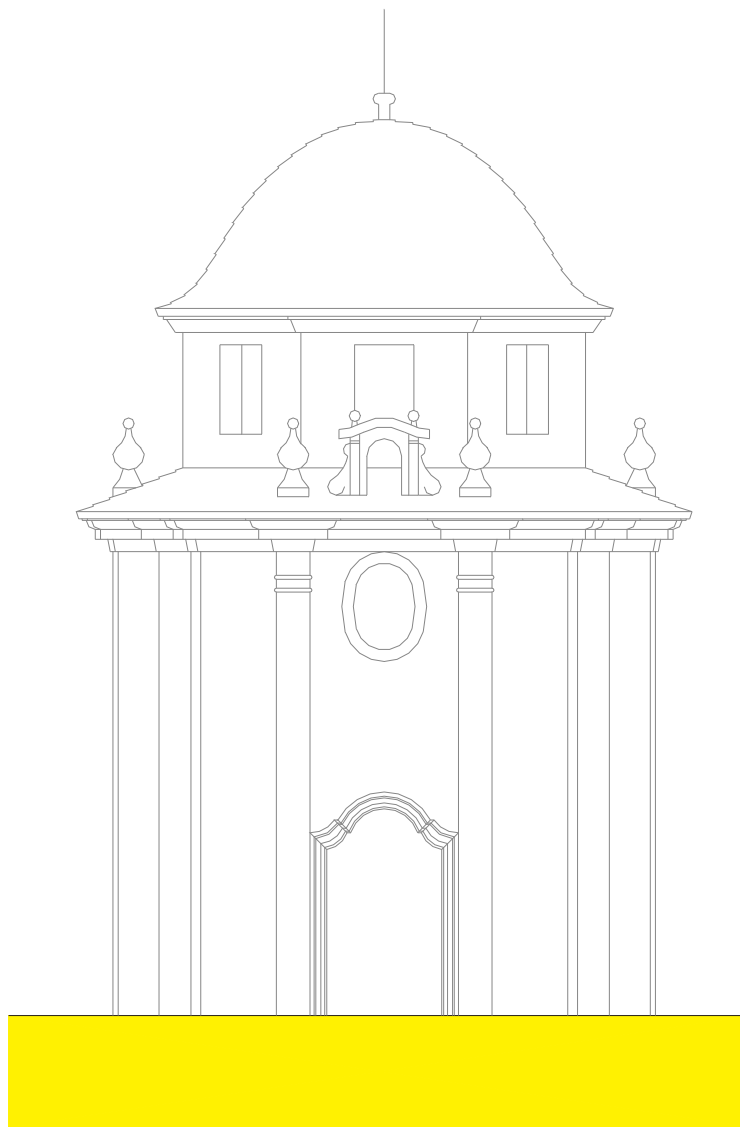
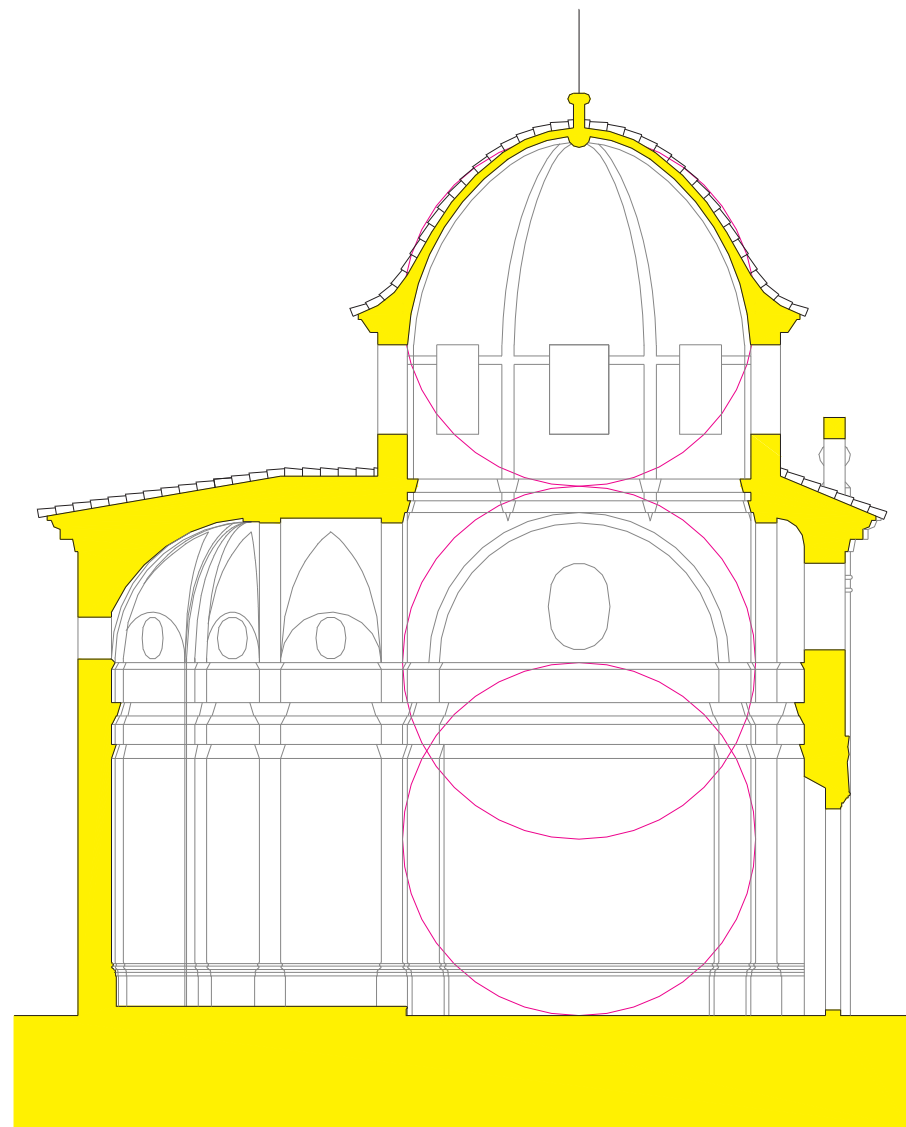
En efecto, las fisuras pueden volver a manifestarse pero ¿cuál será la velocidad de la deformación?. La respuesta a esta pregunta nos indicará la necesidad de acometer intervenciones más radicales.

Queremos resaltar que en ningún párrafo de este documento hemos mencionado la palabra suelo o cimentación. Es obvio que, según nuestra opinión, no hemos visto problemas relacionados con estos elementos y nada es necesario hacer al respecto.

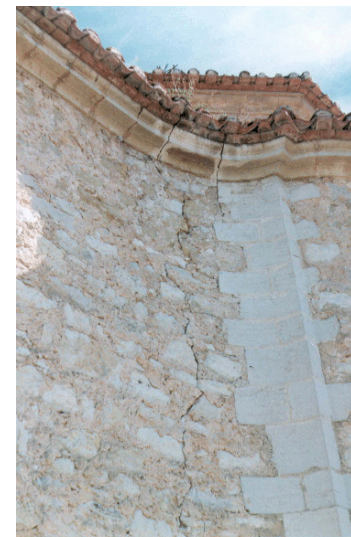
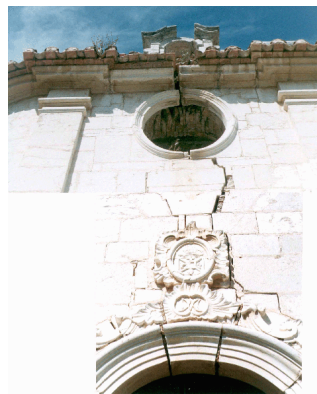
Madrid, abril de 1999

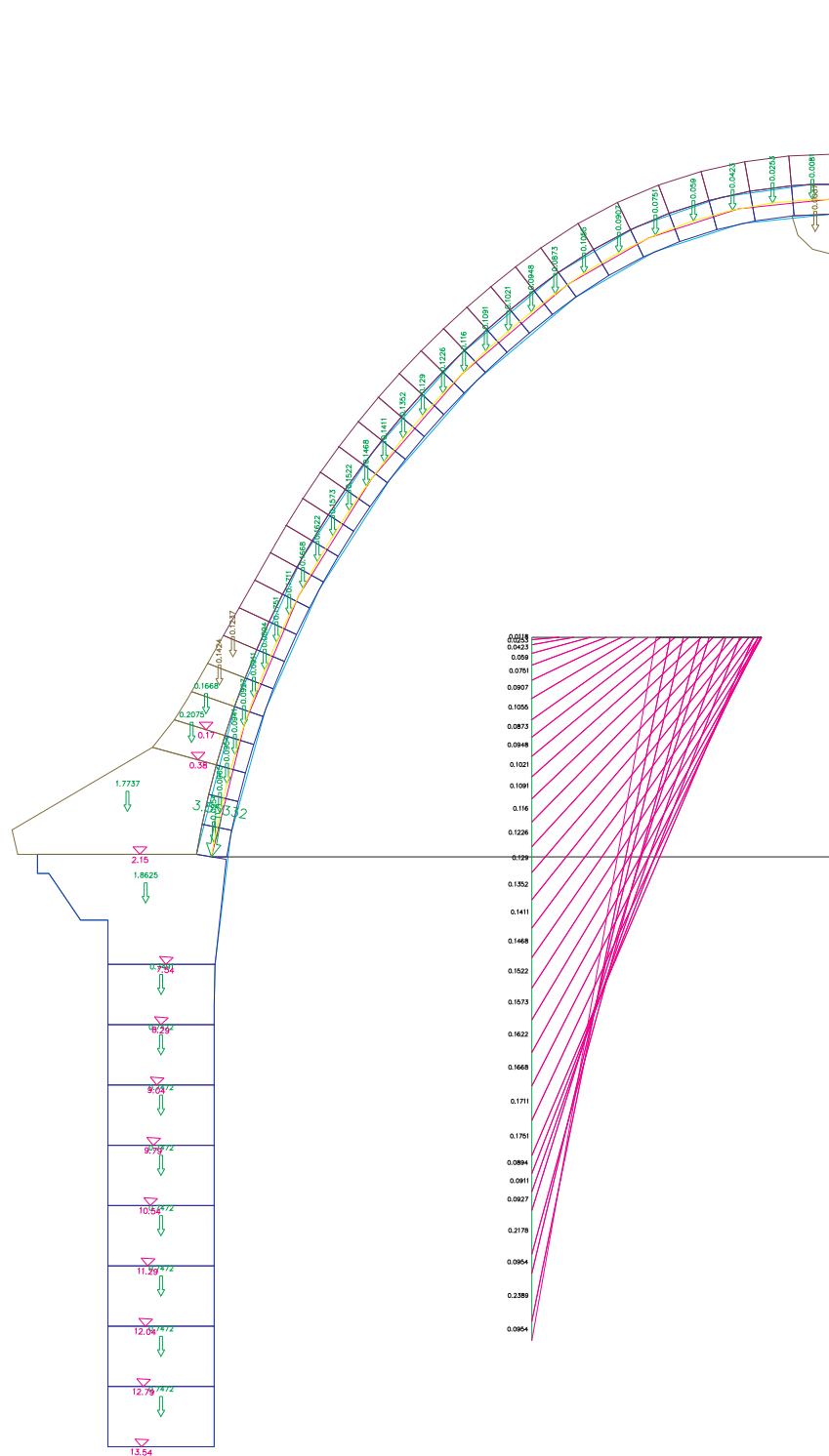
Fdo.: Francisco Jurado Jiménez
Arquitecto⁹

⁹ El autor de este estudio es Profesor del Departamento de Estructuras de la ETSAM desde 1978, está especializado en estructuras de construcciones antiguas y ha restaurado más de cuarenta edificios históricos, entre los que se encuentran el Acueducto de Segovia, la iglesia de Los Jerónimos de Madrid y la Sinagoga de Sta. María la Blanca de Toledo.

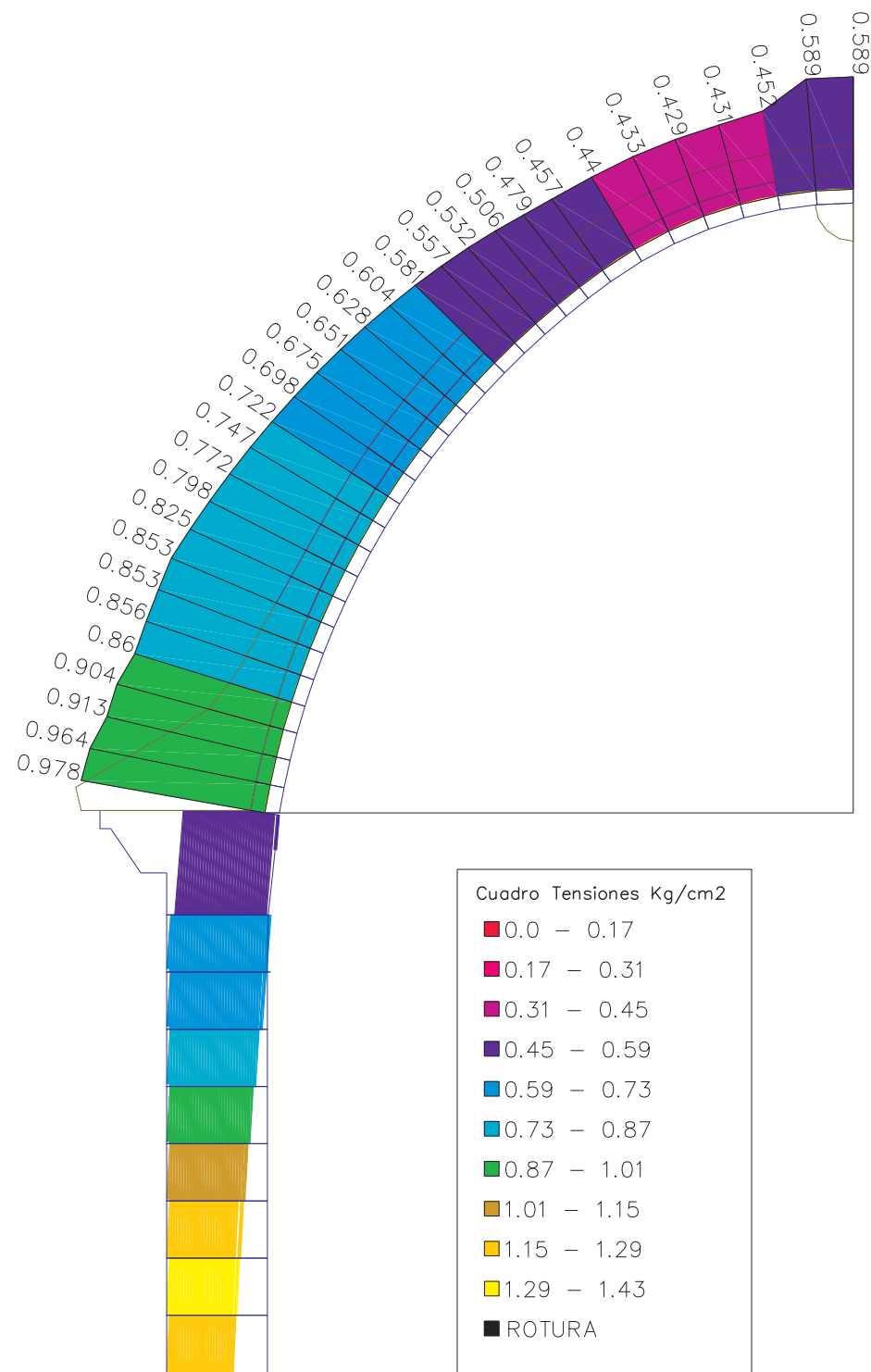


0 1 2 3 4 5 m



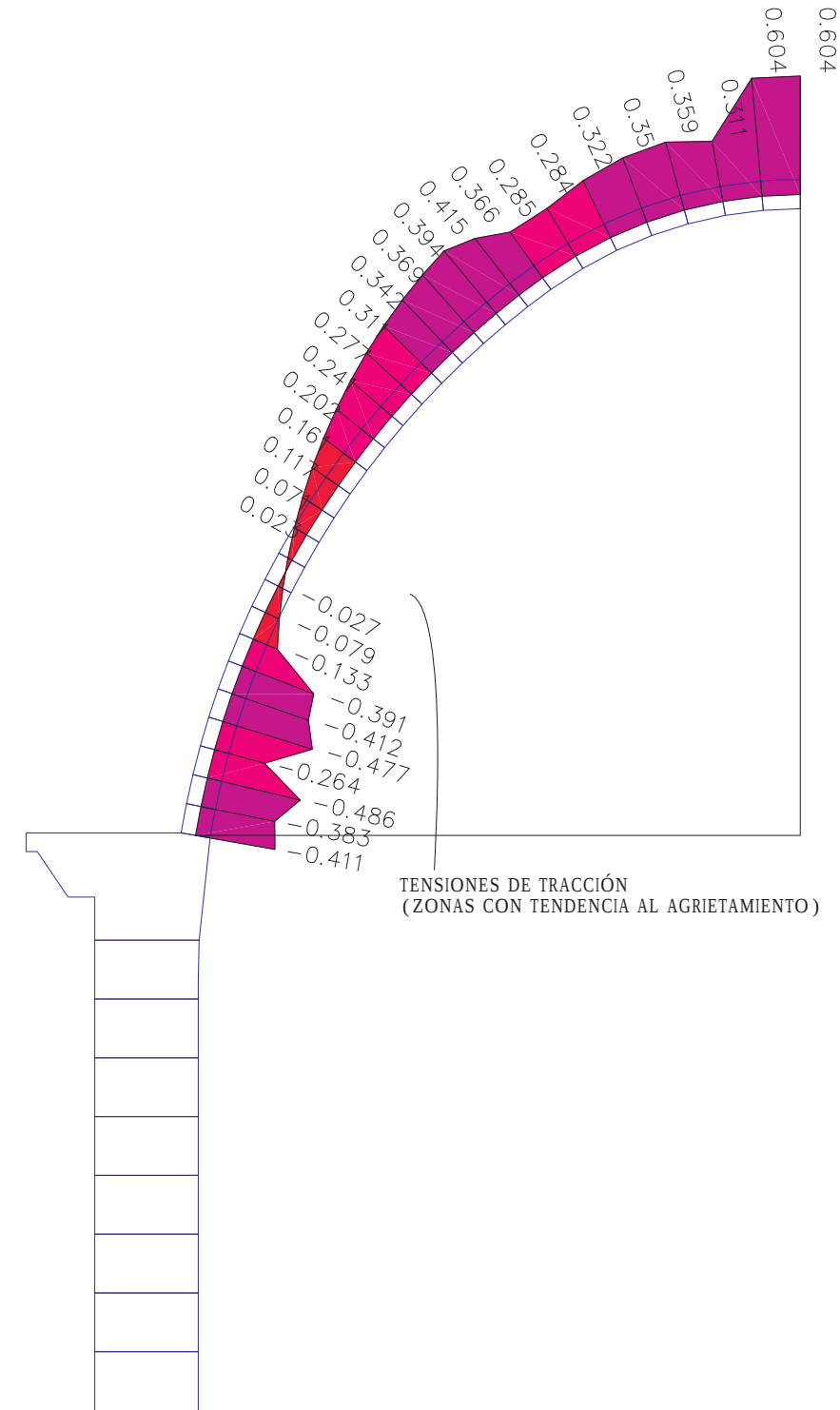


PESOS, RESULTANTES Y CÁLCULO GRÁFICO
PARA UN SECTOR DE 45° DE CÚPULA Y TAMBOR



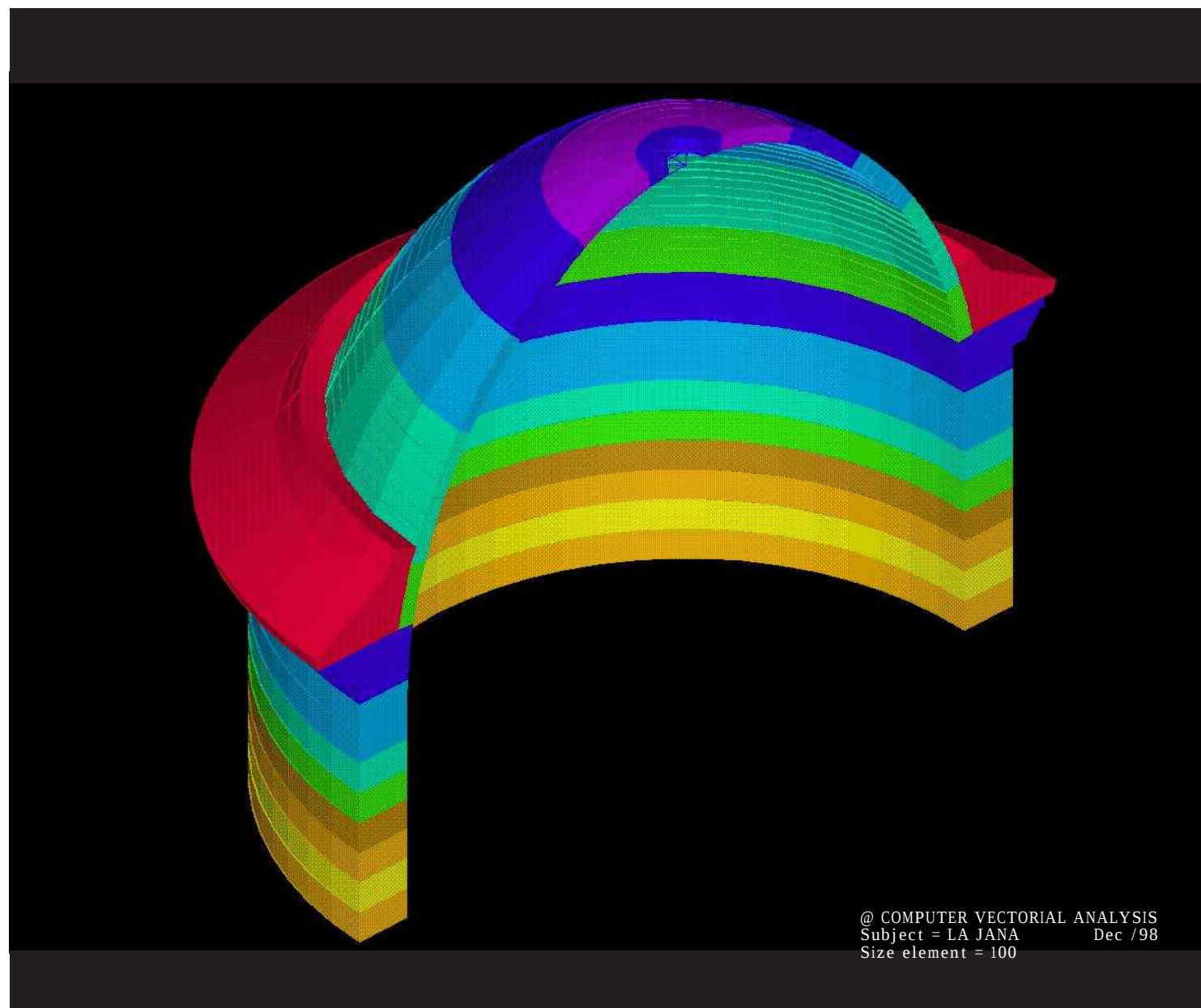
TENSIONES SEGÚN MERIDIANOS EN CÚPULA Y
TENSIONES VERTICALES EN TAMBOR

Cuadro Tensiones Kg/cm2	
■	0.0 – 0.17
■	0.17 – 0.31
■	0.31 – 0.45
■	0.45 – 0.59
■	0.59 – 0.73
■	0.73 – 0.87
■	0.87 – 1.01
■	1.01 – 1.15
■	1.15 – 1.29
■	1.29 – 1.43
■	ROTURA



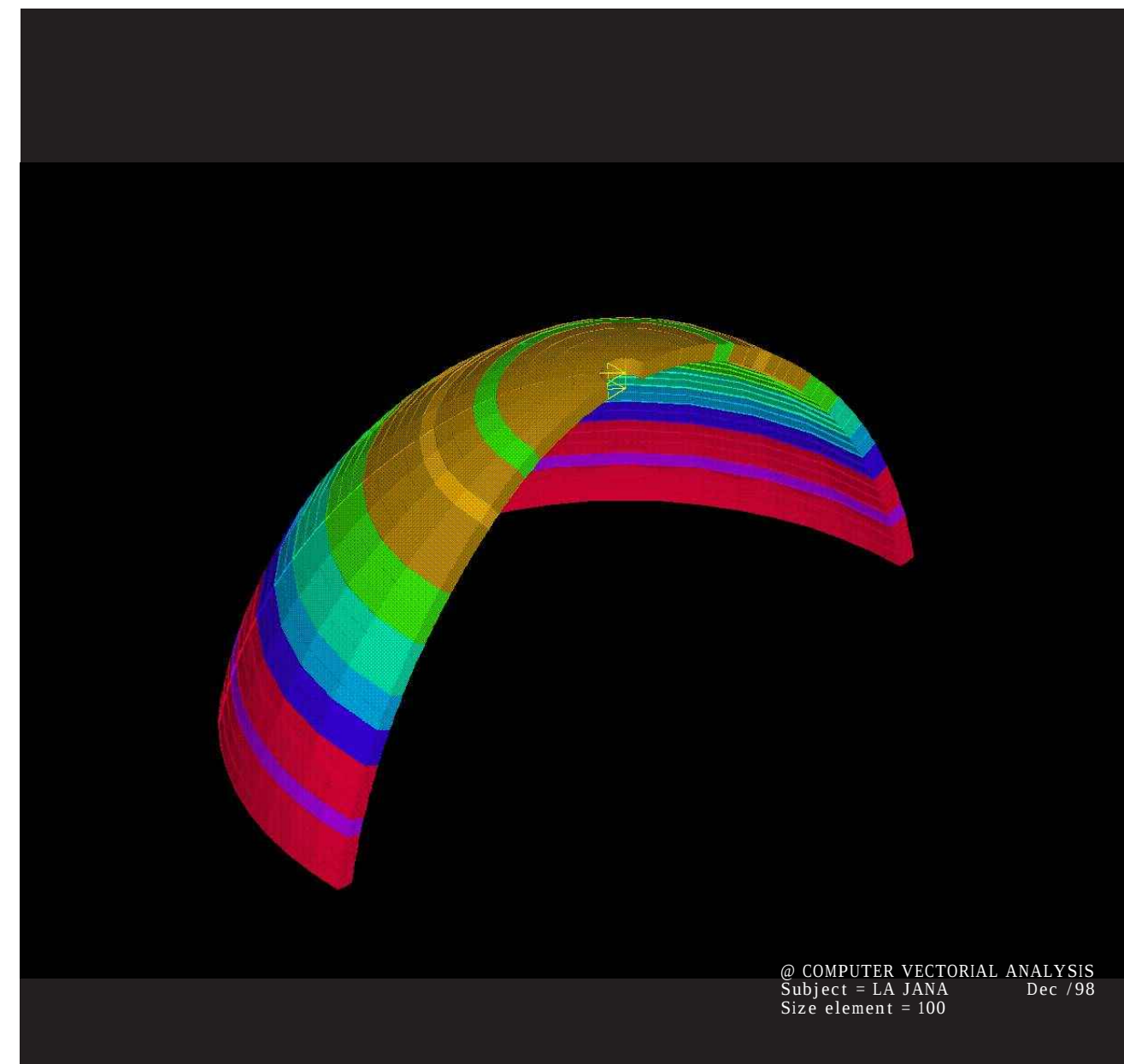
TENSIONES SEGÚN PARALELOS EN CÚPULA

TENSIONES DE TRACCIÓN
(ZONAS CON TENDENCIA AL AGRIETAMIENTO)



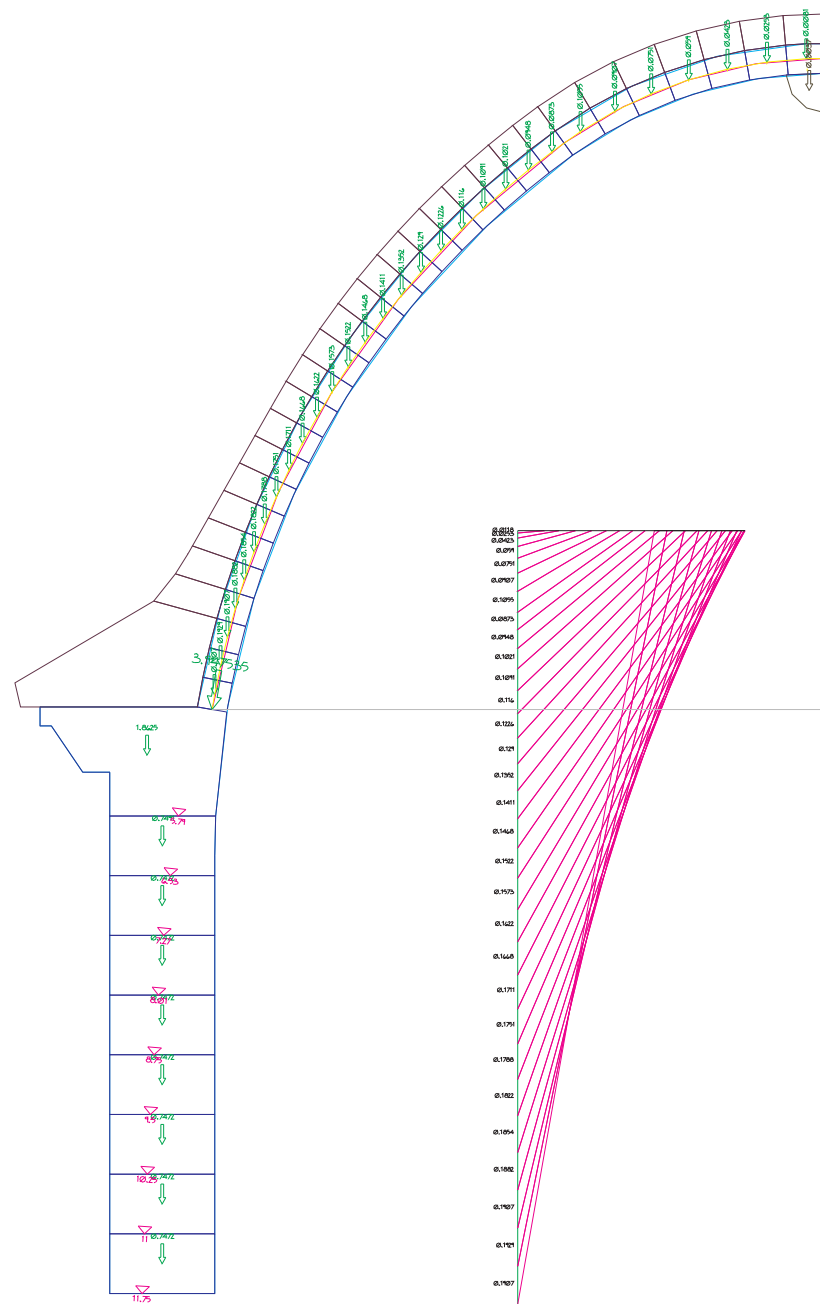
TENSIONES SEGÚN MERIDIANOS EN CÚPULA Y
TENSIONES VERTICALES EN TAMBOR

MERIDIANOS KG/CM2
■ 0.0 - 0.17
■ 0.17 - 0.31
■ 0.31 - 0.45
■ 0.45 - 0.59
■ 0.59 - 0.73
■ 0.73 - 0.87
■ 0.87 - 1.01
■ 1.01 - 1.15
■ 1.15 - 1.29
■ 1.29 - 1.43
■ ROTURA

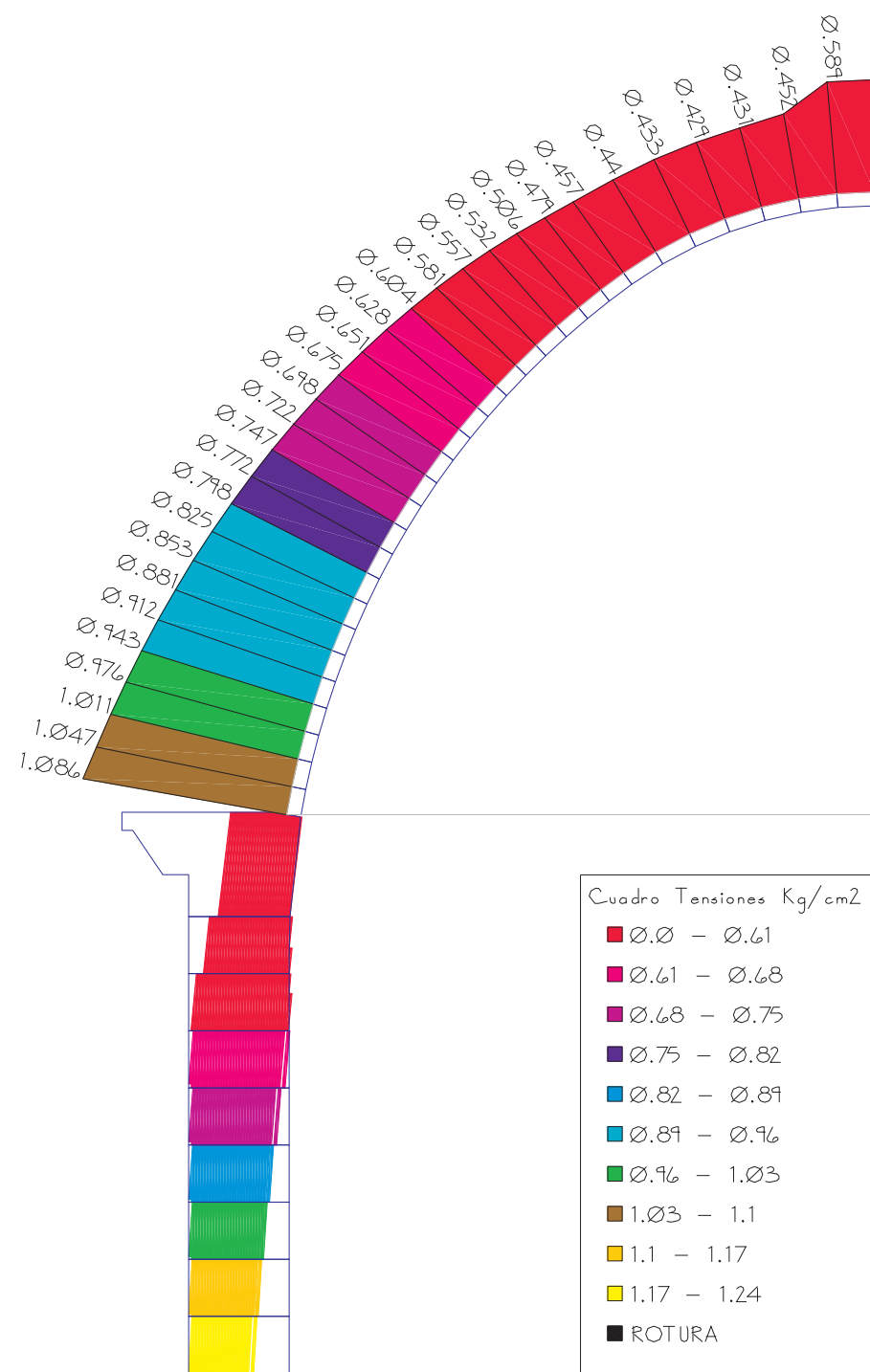


TENSIONES SEGÚN PARALELOS EN CÚPULA

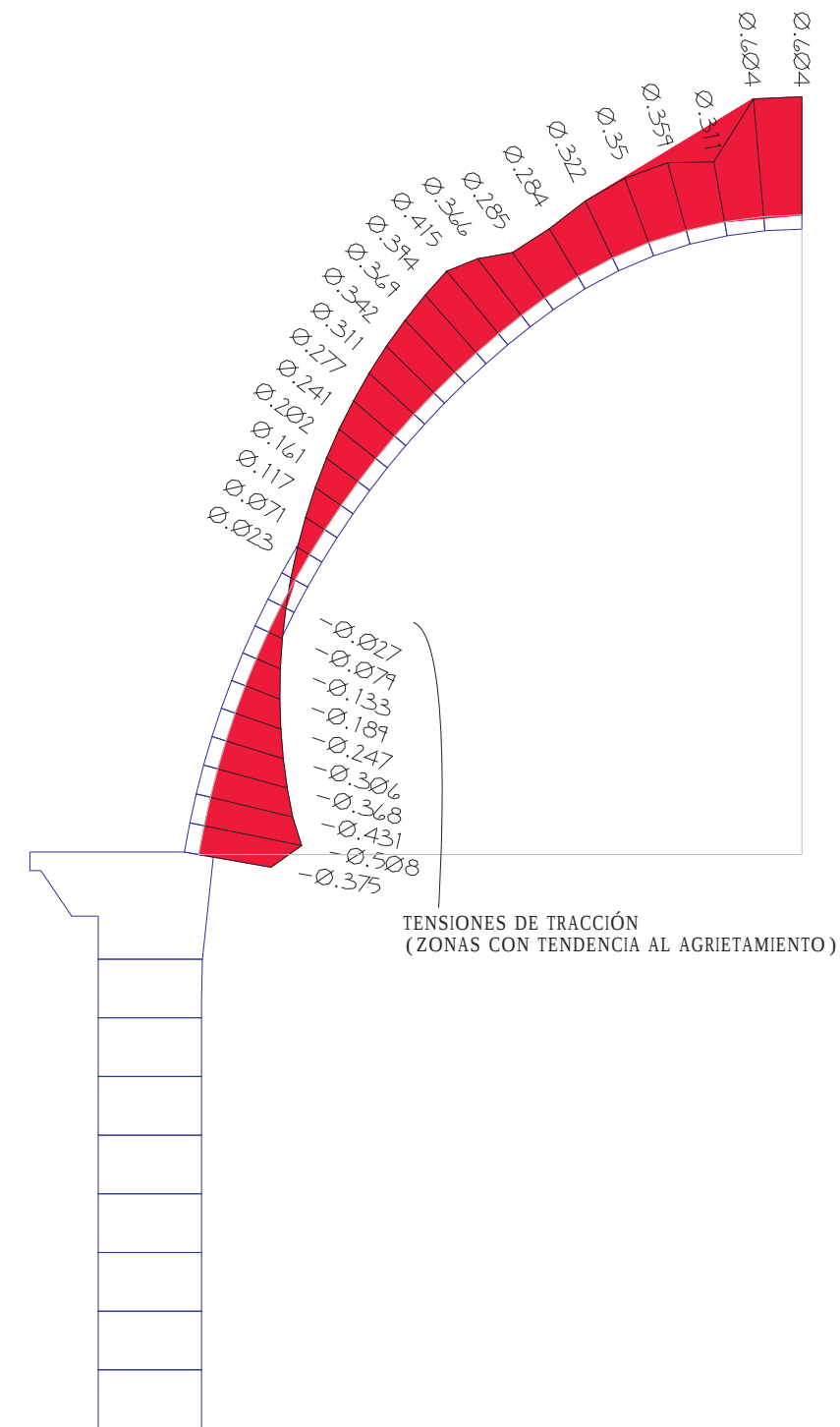
PARALELOS KG/CM2
■ -0.50 - -0.38
■ -0.38 - -0.27
■ -0.27 - -0.16
■ -0.16 - -0.05
■ -0.05 - 0.06
■ 0.06 - 0.17
■ 0.17 - 0.28
■ 0.28 - 0.39
■ 0.39 - 0.5
■ 0.5 - 0.61
□ ROTURA



PESOS, RESULTANTES Y CÁLCULO GRÁFICO
PARA UN SECTOR DE 45° DE CÚPULA Y TAMBOR

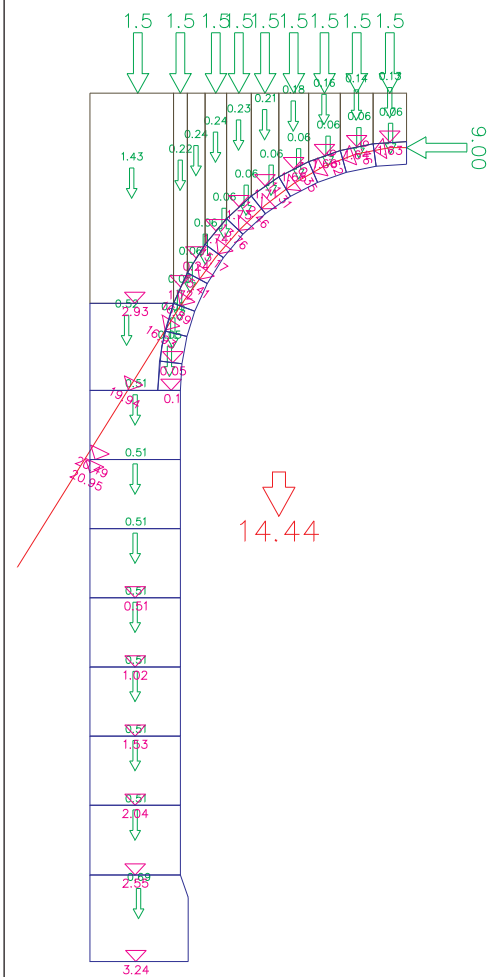


TENSIONES SEGÚN MERIDIANOS EN CÚPULA Y
TENSIONES VERTICALES EN TAMBOR

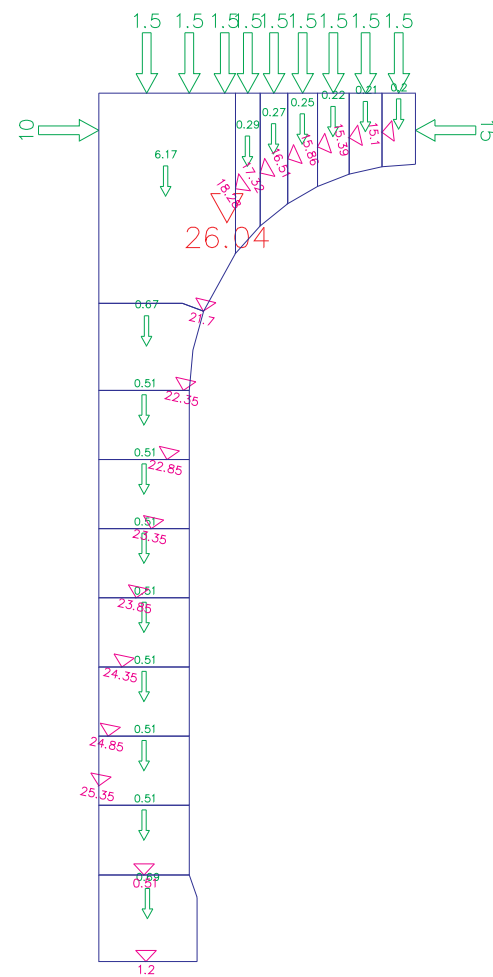


TENSIONES SEGÚN PARALELOS EN CÚPULA

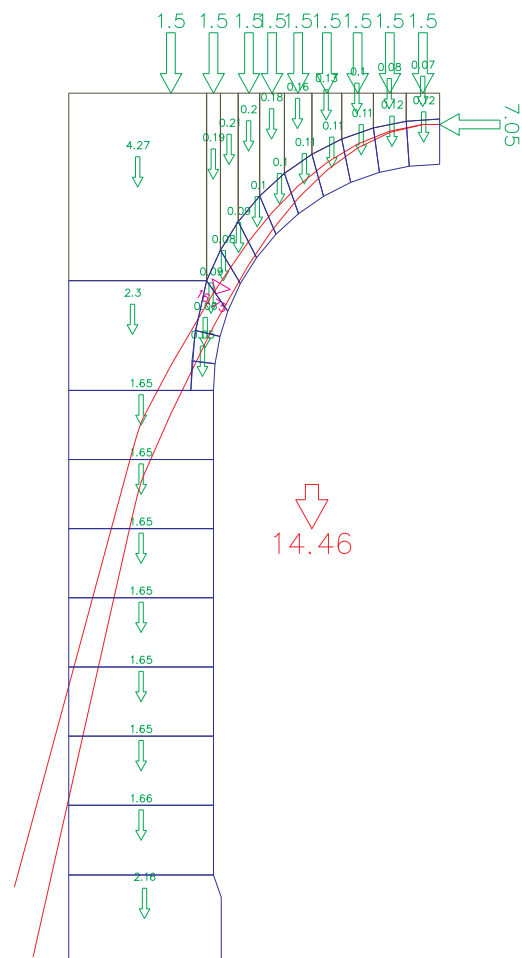
TENSIONES DE TRACCIÓN
(ZONAS CON TENDENCIA AL AGRIETAMIENTO)



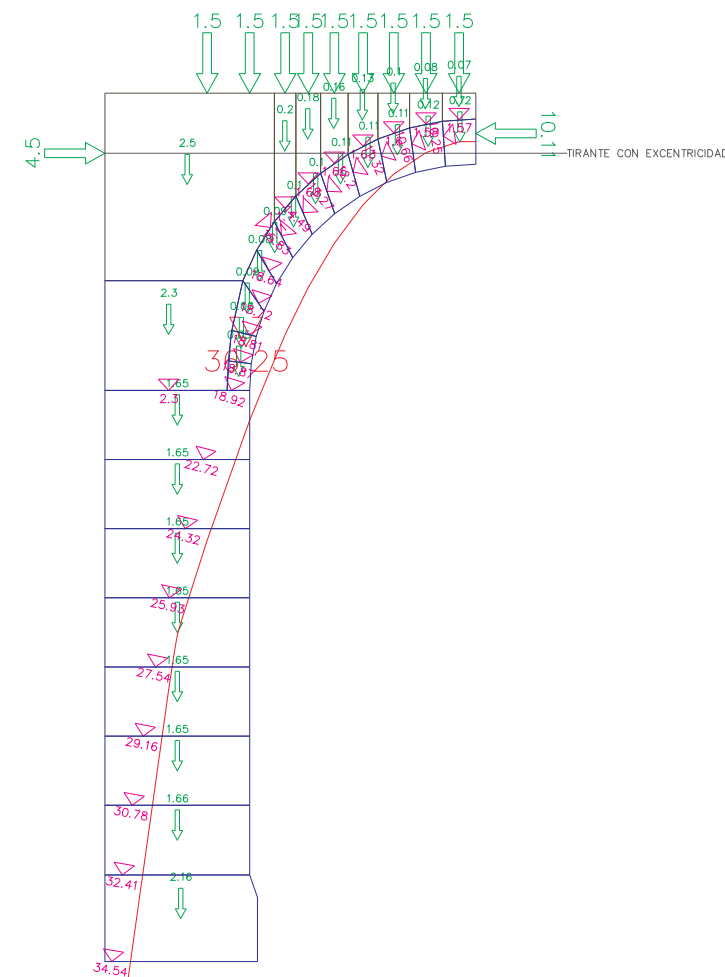
ARCO Y CONTRAFUERTE INMEDIATO
CON CARGA REPARTIDA DE CÚPULA



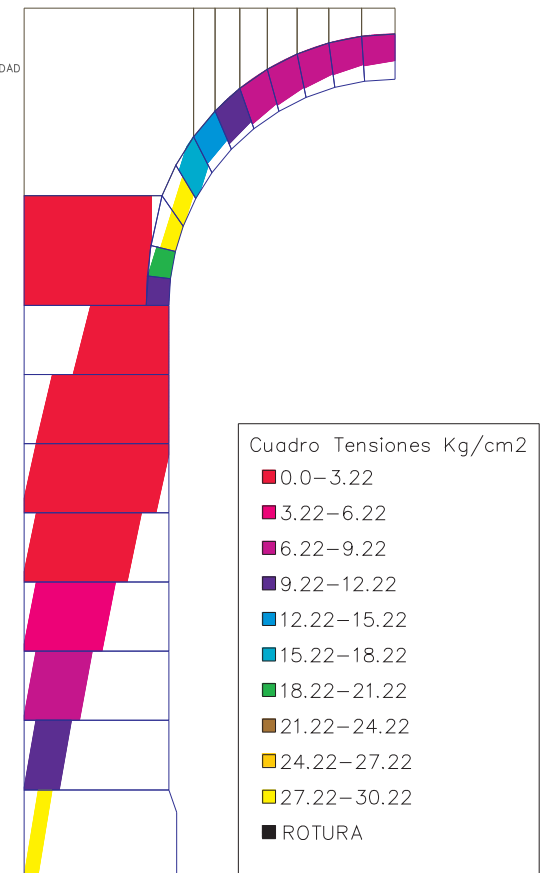
ARCO Y CONTRAFUERTE INMEDIATO
CON UN POSTENSADO DE 10 to.



ARCO Y CONTRAFUERTE TEÓRICO MÁXIMO
CON CARGA REPARTIDA DE CÚPULA

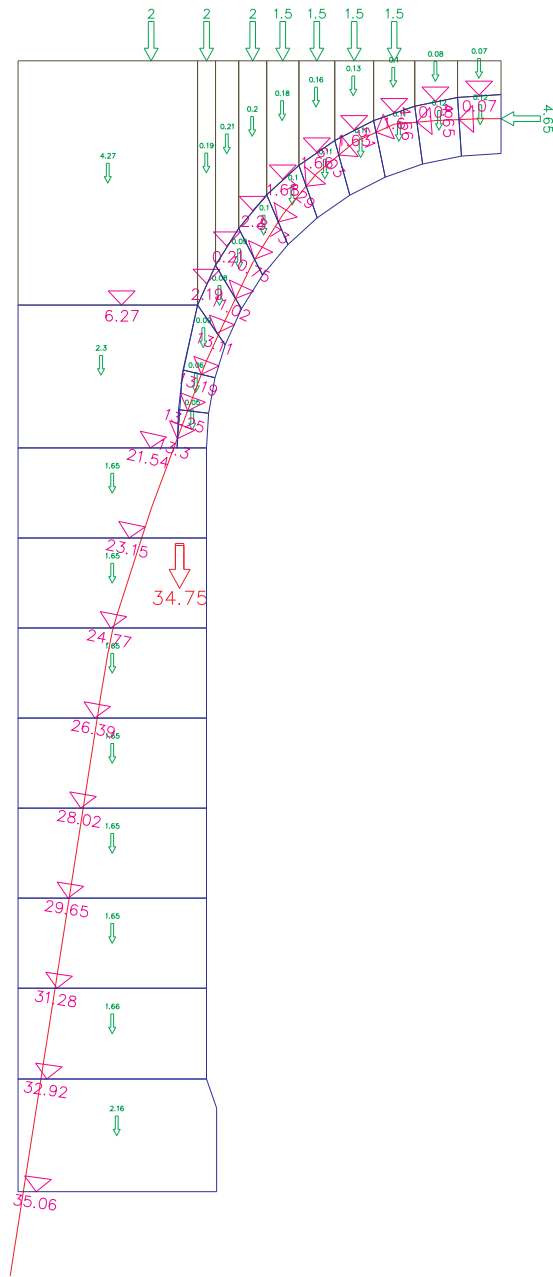


ARCO Y CONTRAFUERTE TEÓRICO MÁXIMO
CON POSTENSADO EXCÉNTRICO DE 4,5 to.

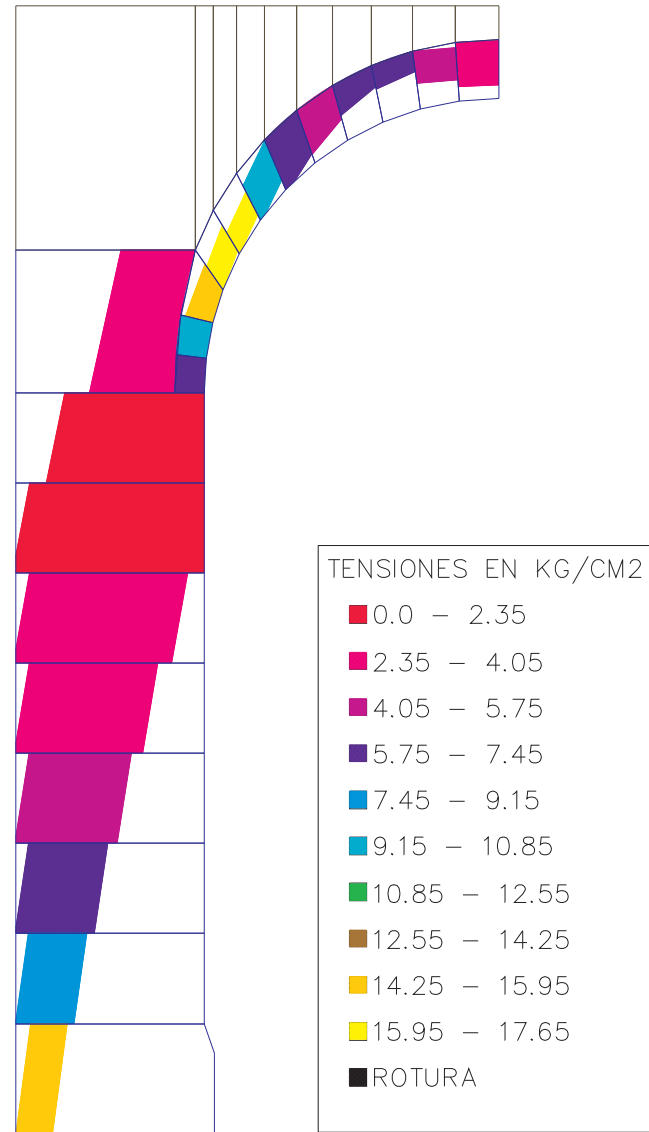


ARCO Y CONTRAFUERTE TEÓRICO POSTENSADO.
TENSIONES DE COMPRESIÓN COBARICÉNTRICAS.

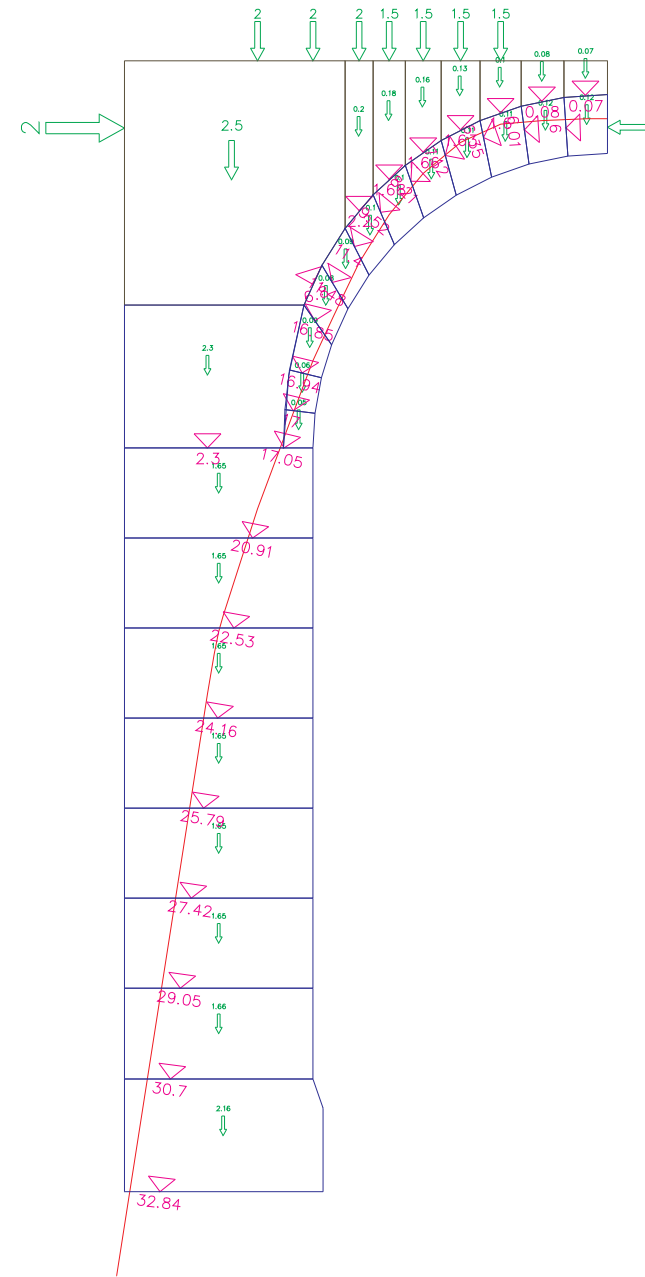
Cuadro Tensiones Kg/cm ²	
■	0.0–3.22
■	3.22–6.22
■	6.22–9.22
■	9.22–12.22
■	12.22–15.22
■	15.22–18.22
■	18.22–21.22
■	21.22–24.22
■	24.22–27.22
■	27.22–30.22
■	ROTURA



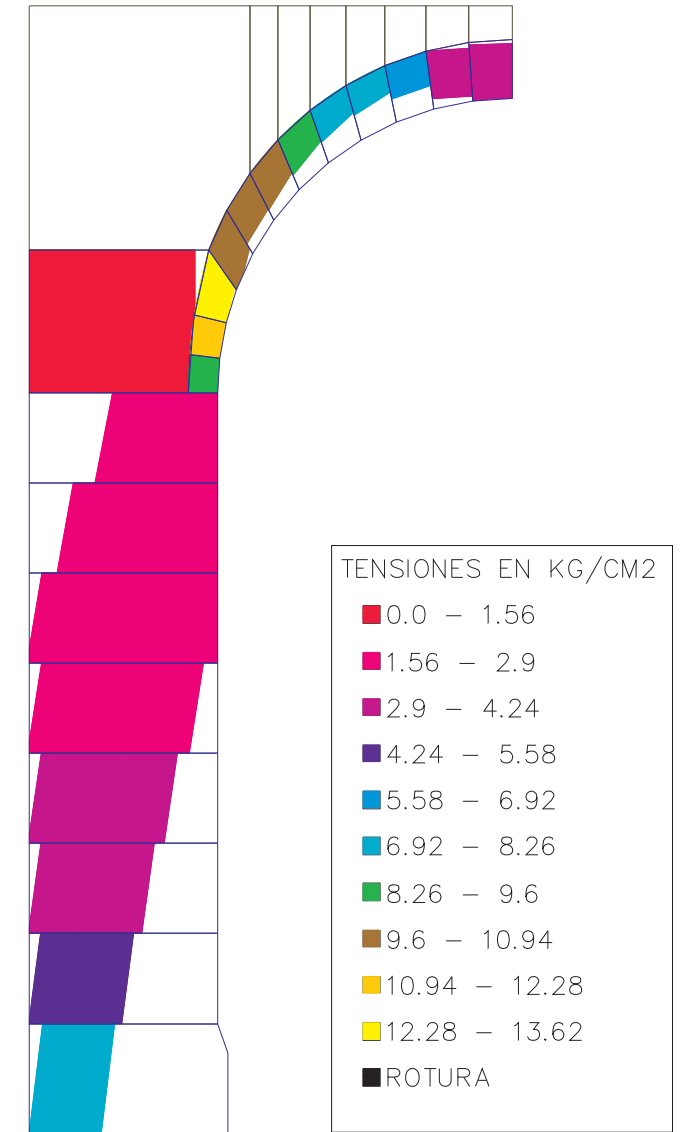
ARCO Y CONTRAFUERTE TEÓRICO MÁXIMO CON PESO DE CÚPULA DESCARGADO EN EL CENTRO



ARCO Y CONTRAFUERTE CON CÚPULA DESCARGADA EN EL CENTRO. TENSIONES COBARICÉNTRICAS.



ARCO CON PESO CÚPULA DESCARGADO EN EL CENTRO MEJORADO CON UN POSTENSADO DE 2 to.



ARCO POSTENSADO CON PESO CÚPULA DESCARGADO EN EL CENTRO. TENSIONES COBARICÉNTRICAS.