

## Comprobación de la estabilidad de la estructura sustentante de la fachada

**Cobo Escamilla, A.**

Dpto. Tecnología de la  
Edificación, UPM

[alfonso.cobo@upm.es](mailto:alfonso.cobo@upm.es)

**González Yunta, F.**

Dpto. Tecnología de la  
Edificación, UPM

[francisco.gonzalez.yunta@upm.es](mailto:francisco.gonzalez.yunta@upm.es)

**González Rodrigo, S.**

Dpto. Const. Arquitectónicas  
y su Control, UPM

[sonsoles.gonzalez@upm.es](mailto:sonsoles.gonzalez@upm.es)

**Rodríguez Morales, S.**

Dpto. Tecnología de la  
Edificación, UPM

[sergio.rodriquez@upm.es](mailto:sergio.rodriquez@upm.es)

### RESUMEN

En intervenciones en edificios protegidos de centros urbanos, es habitual la obligatoriedad de respetar el diseño de la fachada primitiva a la hora de acometer cualquier tipo de actuación en el edificio. En el caso extremo de realizar una nueva edificación, normalmente se mantienen la fachada original mientras se realizan los trabajos en su interior.

Para sustentar la fachada se recurre a un sistema de estabilización que sujeta linealmente la fachada en todas las plantas aprovechando generalmente sus huecos de ventanas y balcones.

En la actualidad, el desarrollo de proyectos de sistemas de estabilización se encuentra mayoritariamente en manos de empresas instaladores especializadas, por lo que los técnicos no intervienen en modo alguno en su diseño.

Tomando como referencia una estructura de estabilización ya colocada, se han calculado sus elementos considerando las acciones a las que está sometida y comprobando que es posible una optimización de la cantidad de material utilizada así como de los sistemas de montaje empleados.

### ABSTRACT

Interventions listed buildings in urban centers, it is common to observe the obligation of the facade design primitive when undertaking any kind of activity in the building. For new construction, normally kept the original front while work is done inside.

To sustain the facade uses a stabilization system that secures the front straight at all plants generally leveraging its window openings and balconies.

At present, the development of projects stabilization systems is mostly in the hands of companies specialized installers, so technicians do not intervene in any way in its design.

Referencing stabilization structure already in place, its elements are calculated considering the actions to which it is subjected and checking possible an optimization of the amount of material used and mounting systems employed.

**Palabras clave** – estabilizador, fachada, arriostramiento, triangulación

**Keywords** - stabilizer, facade, bracing, triangulation

## 1. Introducción

### 1.1. Objetivos

En el presente trabajo se han comparado dos sistemas de estabilización de fachadas. El primero de ellos es un sistema tradicional y habitual en el mercado de piezas estandarizadas y está suministrado por empresas especializadas en este sector. El segundo sistema ha sido diseñado a medida para las solicitudes del edificio estudiado y utilizando procedimientos de cálculo convencionales.

Se trata de encontrar una solución alternativa y más ajustada a cada situación a la oferta actual del mercado en este sector, así como de buscar las ventajas y beneficios de un sistema diseñado a medida frente a otro estándar.

### 1.2. Antecedentes

El edificio analizado está situado en el barrio de Salamanca de Madrid y presenta un desarrollo de fachada a la calle de 29,70 m. Horizontalmente se divide en baja más seis plantas tipo, lo que supone una altura total de 25,50 m considerando el peto de cubierta. La fachada a mantener durante el proceso de ejecución del nuevo edificio, tiene un espesor de unos 50 cm hasta la cota 8,60 cm, equivalente al techo de planta primera y otro de unos 38 cm hasta coronación de peto de cubierta. Los sistemas del edificio responden a su época de construcción, aunque todos van a ser demolidos excepto la fachada –que soporta los forjados de primera crujía– por las razones comentadas anteriormente.

El sistema de estabilización está constituido por una estructura triangulada tubular, que sustenta a la fachada en cada planta y que está lastrada por dos muros de hormigón prefabricado, separados entre sí 4,85m entre ejes.

## 2. Análisis

A la hora de comprobar la estabilidad de la fachada durante el periodo previsto, es necesario analizar todas las solicitaciones que comprometan su estabilidad, como la acción del viento sobre la totalidad de la fachada y un porcentaje del peso propio de la misma.

Para estimar el peso de la fachada se ha considerado una densidad de ladrillo macizo de  $18 \text{ kN/m}^3$  de fachada lo que suponen:  $29,70 \text{ m} [(8,60 \text{ m} \times 0,50 \text{ m}) + (16,90 \text{ m} \times 0,38 \text{ m})]$   $18 \text{ kN/m}^3 = 5730,91 \text{ kN}$ . Si se descuentan los huecos, con una superficie de  $76,40 \text{ m}^2$  en el primer tramo y de  $157,70 \text{ m}^2$  en el superior, supone una pérdida del 29% de la superficie de fachada, el peso total de la fachada se reduciría a  $3984,30 \text{ kN}$ .

En el cómputo de la acción del viento sobre la fachada, se ha considerado una presión dinámica de  $0,42 \text{ kN/m}^2$  para la zona eólica A (Madrid) donde se encuentra el edificio estudiado. El coeficiente de exposición para una edificación de hasta ocho plantas puede tomar valor 2 en general y el coeficiente eólico (presión más succión) puede llegar a alcanzar 1,5, debido a que la esbeltez de la fachada es superior a 5, según la tabla 3.4 del DB CTE-SE AE. Por lo tanto, el valor de la acción del viento es de  $1,26 \text{ kN/m}^2$ .

Para el análisis de las acciones desestabilizantes: acción del viento y 2% del peso propio de la fachada (según el art 5.4.1 del CTE SE AE), se ha tenido en cuenta un coeficiente de mayoración de acciones de 1,5. Esto supondría  $1,26 \text{ kN/m}^2 \times 29,70 \text{ m} \times 25,5 \text{ m} \times 1,5 = 1431,40 \text{ kN}$  del viento y 2% de  $3984,30 \text{ kN} \times 1,5 = 119,50 \text{ kN}$  del peso de la fachada, lo que asciende a una fuerza horizontal en el centro de la estructura de  $1550 \text{ kN}$ . Por lo tanto el momento desestabilizante en la base de la estructura sería de  $1550 \text{ kN} \times 25,5 / 2 \text{ m} = 19.762,5 \text{ kN}\cdot\text{m}$ . Como acciones estabilizantes se encuentra únicamente el peso propio del muro de fachada, por lo que el momento estabilizante en la base sería  $3984,30 \text{ kN} \times 0,8 \times 0,5 / 6 \text{ m} = 265,6 \text{ kN}\cdot\text{m}$ . Sumando ambos, cada uno con su signo, resulta un momento desestabilizante de valor  $19496,9 \text{ kN}\cdot\text{m}$ .

Si suponemos una posición de los lastres de hormigón igual a los del edificio de estudio, 4,6 m, necesitamos una tracción de 4238,5 kN en cada uno de ellos. Considerando la densidad del hormigón armado de  $25 \text{ kN/m}^3$  y las dimensiones del lastre de 1,3 de ancho y la longitud de fachada, necesitaríamos una altura de muro de hormigón de 4,40 m.

## 2.1. Estructura triangulada

Aprovechando la modulación de los huecos de fachada, se disponen ocho formas trianguladas de atado cada 4,15 m, dejando en ambos extremos una distancia de 0,32 m. Los puntos de anclaje a la fachada se realizan a lo largo de elementos horizontales dispuestos en la línea de sus huecos de planta. El primero de los elementos de atado se sitúa a 2,30 m de la coronación del peto y el resto a 3,25 m hasta llegar a planta primera. Por tanto el número de puntos de estabilización de fachada es de ocho por planta por seis plantas.

Para estimar la carga a la que está sometida cada estabilizador consideramos la totalidad de las sollicitaciones destabilizantes en la fachada completa:  $1550 \text{ kN} / 29,7 \text{ m} \times 25,5 \text{ m} = 2,05 \text{ kN/m}^2$ . Al tratarse de una estructura provisional, puede considerarse un coeficiente de reducción de 0,73, por lo que la carga será de  $1,50 \text{ kN/m}^2$  de área tributaria de cada uno de estos puntos de anclaje.

Se ha analizado una estructura de estabilización intermedia con la carga pésima según se indica en la figura 1, considerando la acción de la fachada sobre el estabilizador localizada en los puntos de cruce de las barras.

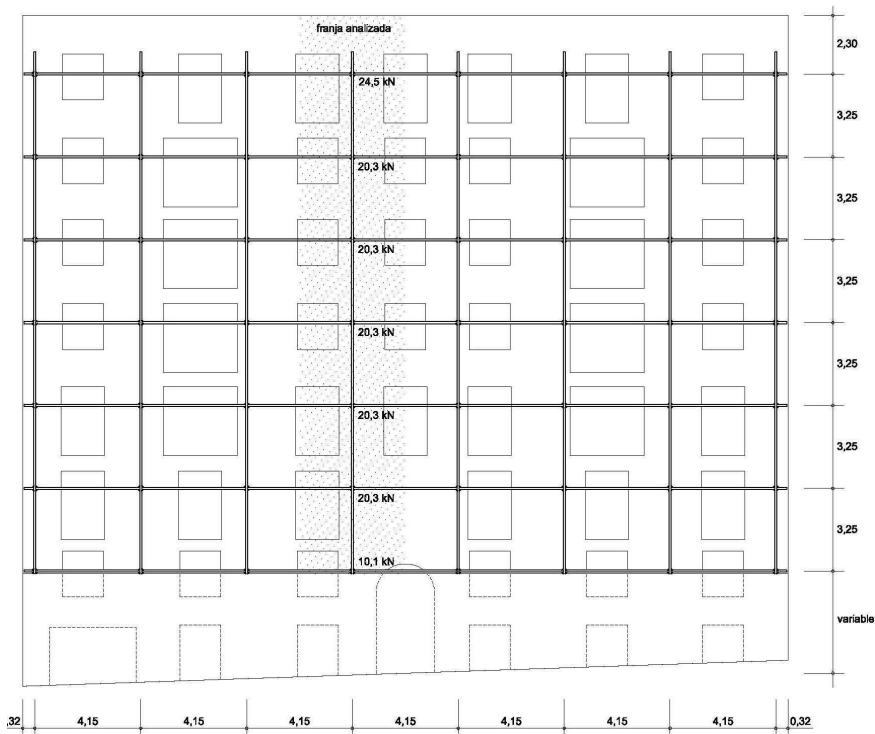


Figura 1 – Organización del sistema de estabilización a la fachada

A partir de las solicitaciones en cada estabilizador, mediante métodos gráficos se obtiene el esfuerzo en cada una de las barras; con dichos valores (y considerando una resistencia de cálculo de acero S275 de  $26,2 \text{ kN/cm}^2$  y un coeficiente de seguridad de 1,1) determinamos la sección de cada una de ellas utilizando perfiles rectangulares de acero conformados en frío conectados mediante soldadura directa (figura 2 y tabla 1).

Tomando como referencia los perfiles tipo soldier utilizados comúnmente en este tipo de estabilizaciones, con un peso medio de  $20\text{kg/m}$ , la solución alternativa supondría una reducción de más del 50% de la cantidad de acero.

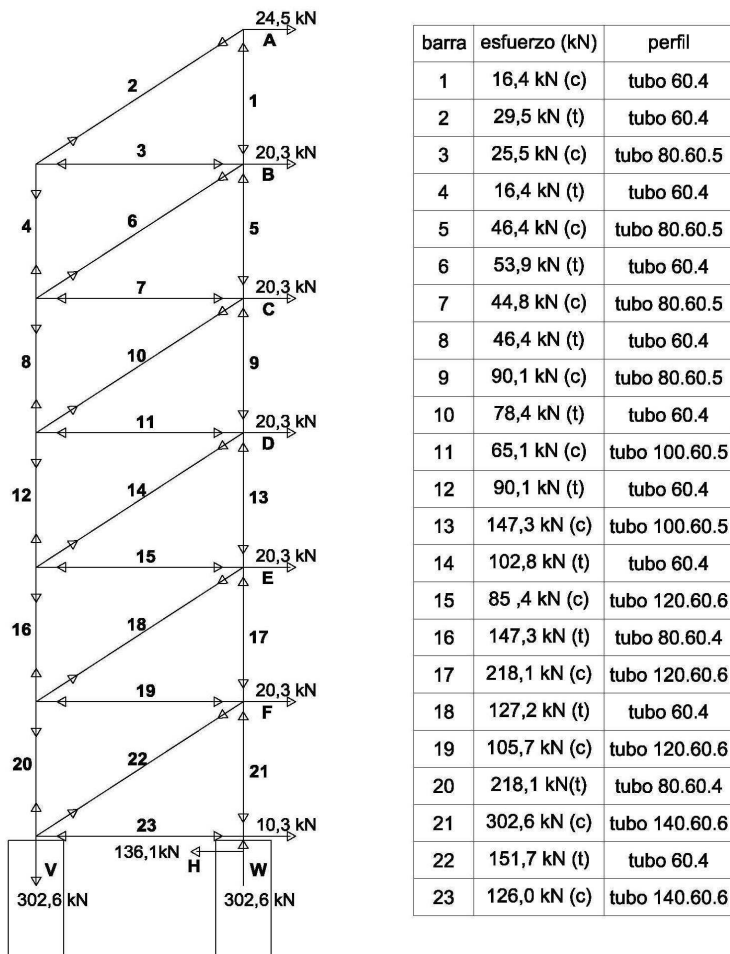


Figura 2 – Análisis gráfico de la estructura de estabilización

Tabla 1 – Resultados de las solicitaciones en cada uno de los elementos

## 2.2. Solución constructiva

La solución adoptada para la ejecución de la estructura triangulada de estabilización en este trabajo es de perfil tubular (figura 3), fundamentalmente por su buen comportamiento ante esfuerzos axiales centrados y su facilidad de ejecución. Las uniones pueden ser directas mediante soldadura y no precisan elementos complementarios para poder realizar en enlace entre las distintas barras que lo componen; además, su forma hueca, facilita el empalme de perfiles sucesivos.

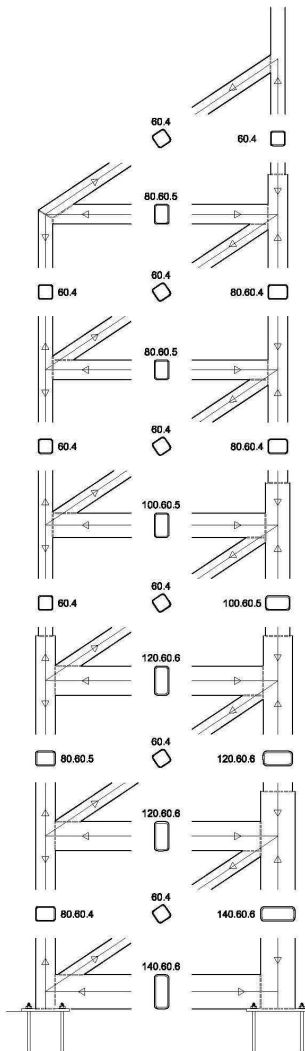


Figura 3 – Detalle de ensamblaje de la estructura de estabilización

### 2.3. Valoración económica

PESO DE LOS PERFILES TUBULARES				
barra	perfil	longitud (m)	peso (kg)	total
1	tubo 60.4	3,25	6,60	21,45
2	tubo 60.4	5,85	6,60	38,61
3	80.60.5	4,85	9,53	46,22
4	tubo 60.4	3,25	6,60	21,45
5	80.60.5	3,25	9,53	30,97
6	tubo 60.4	5,85	6,60	38,61
7	80.60.5	4,85	9,53	46,22
8	tubo 60.4	3,25	6,60	21,45
9	80.60.5	3,25	9,53	30,97
10	tubo 60.4	5,85	6,60	38,61
11	120.60.6	4,85	14,85	72,02
12	tubo 60.4	3,25	6,60	21,45
13	120.60.6	3,25	14,85	48,26
14	tubo 60.4	5,85	6,60	38,61
15	120.60.6	4,85	14,85	72,02
16	80.60.5	3,25	9,53	30,97
17	120.60.6	3,25	14,85	48,26
18	tubo 60.4	5,85	6,60	38,61
19	120.60.6	4,85	14,85	72,02
20	80.60.5	3,25	9,53	30,97
21	140.60.6	3,25	16,74	54,41
22	tubo 60.4	5,85	6,60	38,61
23	140.60.6	4,85	16,74	81,19
			<b>suma</b>	<b>981,98</b>
		<b>total 8 unidades</b>		<b>7.855,82</b>
PESO DE LOS PERFILES NORMALIZADOS				
2 UPN-140 cada planta (16 kg/ml) a 29,70 m.				
7 Ud x 2 UPN 140 (16,00 kg/ml) x 29,70 m = 6652,80 kg.				

Con objeto de comparar las dos soluciones se elige la opción –muy extendida– de considerarlo como una estructura metálica cuyo alcance económico se determina a partir de su peso.

Se han considerado también los siguientes conceptos: la instalación de un andamio tubular metálico para posibilitar su ejecución y la protección superficial posterior debido al tiempo de permanencia a la intemperie.

En la tabla 2 aparece el detalle del peso de la estructura, incluyendo las vigas que se disponen horizontalmente en cada planta, zunchando la fachada y haciendo posible su unión a la estructura metálica del estabilizador.

En la tabla 3 se indica el presupuesto de los dos tipos de estabilizadores estudiantos.

Tabla 2 – Peso de la estructura metálica del estabilizador

PRECIO DE ESTABILIZADOR DE FACHADA CON ESTRUCTURA TRADICIONAL					
nº	med.	ud	descripción	precio	total
1	7.855,82	kg	montaje estructura tubo metálico	6,50 €	51.062,83
2	6.652,80	kg	perfiles IPN 140 en zunchado muro	2,20 €	14.636,16
3	14.508,62	kg	desmontado estructura metálica	1,50 €	21.762,93
4	757,35	m²	medios auxiliares (andamio)	10,00 €	7.573,50
5	14.508,62	kg	protegido estructura metálica	1,20 €	17.410,34
<b>SUMA</b>					<b>112.445,76 €</b>

PRECIO DE ESTABILIZADOR DE FACHADA CON ESTRUCTURA PREFABRICADA					
nº	med.	ud	descripción	precio	total
1	1,00	ud	montaje y desmontaje estructura	67.320,00 €	67.320,00
2	46,00	mes	alquiler equipo	5.100,00 €	234.600,00
<b>NOTAS</b>				<b>SUMA</b>	<b>301.920,00 €</b>
El estabilizador estuvo instalado 46 meses (demolición, garaje robotizado y edificación)					
En los dos supuestos queda al margen el lastre de hormigón, Proyecto Técnico y apeo huecos					

Tabla 3 – Presupuesto de la estructura metálica del estabilizador

Del estudio de los datos anteriores se extraen la siguiente información:

- Debido al elevado tiempo de permanencia, el coste del alquiler adquiere una gran importancia. En este caso concreto, el coste total del estabilizador instalado frente a la estructura tradicional calculada tiene un incremento de un 269%.
- Para que se equilibraran económicamente las dos opciones tendría que darse un periodo de permanencia de nueve meses, normalmente insuficiente para este tipo de intervenciones.
- En un período de tiempo medio para dichas actuaciones, de veinticuatro meses, la estructura tradicional resulta también más económica, en concreto un 168,72% menos.

### 3. Nuevas líneas de investigación

Para estudiar la influencia de la rigidez del estabilizador en el comportamiento estructural del sistema estabilizador-fachada se ha realizado un análisis estructural mediante el método de elementos finitos (MEF) utilizando el programa SAP 2000. El análisis realizado ha sido lineal considerando para el acero las características mecánicas habituales y para el muro de fábrica de ladrillo un módulo de elasticidad lineal de 70000 MPa. Se han considerado de forma conjunta las acciones verticales y horizontales provocadas sobre el sistema.

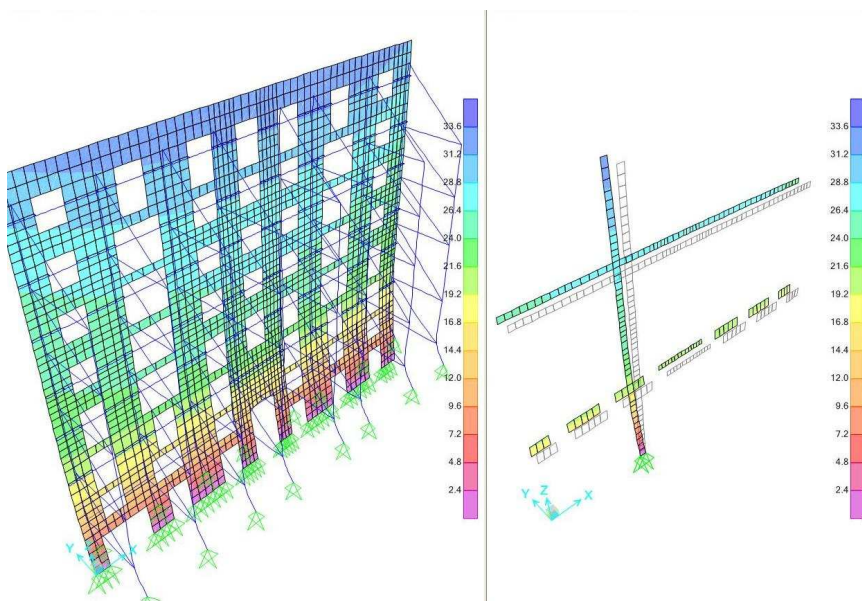


Figura 4 – Desplazamiento horizontal de S1

Se han estudiado dos sistemas distintos en función de la rigidez del estabilizador. En el primero de ellos (S1), el estabilizador no posee diagonales en el primer tramo de barras verticales existente desde el arranque en la base. En el segundo sistema (S2), las diagonales del estabilizador existen en todos los recuadros, incluido el primero que corresponde al del arranque desde la base.

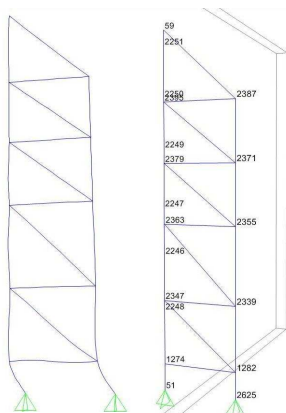


Figura 5 – Desplazamiento del estabilizador

En la figura 4 se muestra el desplazamiento horizontal de S1. Puede comprobarse que el máximo desplazamiento se produce en la zona superior de la fachada con valores superiores a 33 mm. Sin embargo, la mayor variación en los desplazamientos se produce en la zona inferior de la fachada debido a que el primer tramo del estabilizador no está arriostrado.

En la figura 5 se puede comprobar el enorme desplazamiento del estabilizador en el primer tramo no arriostrado. El momento flector contenido en el plano vertical perpendicular a fachada (M22) cambia de signo a lo largo de un plano vertical, produciéndose el punto de inflexión aproximadamente a mitad de la altura (figura 6).

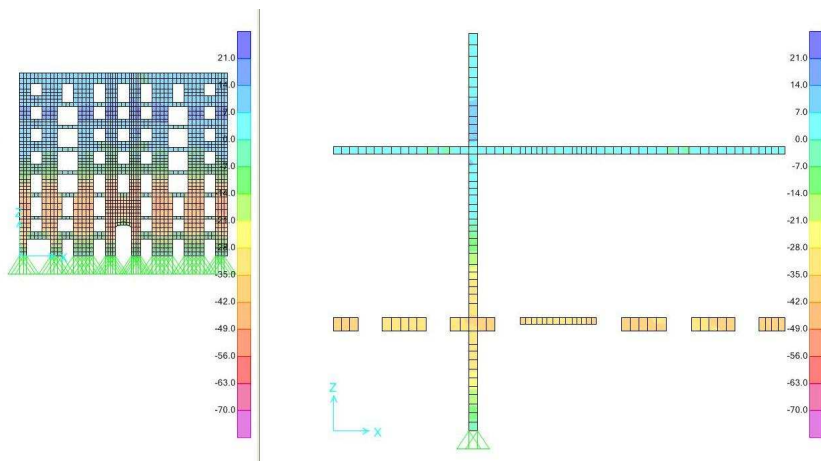


Figura 6 – Momento flector en el plano vertical de S1

Cuando el estabilizador permanece arriostrado hasta la base (S2), los desplazamientos alcanzados en la cabeza del muro no llegan a la mitad del valor de los correspondientes a S1 (figura 7). En este caso el máximo valor del momento M22 también es aproximadamente la mitad del alcanzado en S1 (figura 8), debido a que la gran rigidez del estabilizador provoca el que la fuerza del viento la asuma en mayor medida el elemento metálico en vez de la fábrica.



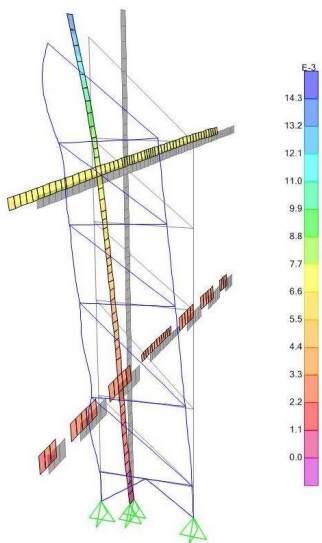


Figura 7 – Desplazamiento horizontal de S2

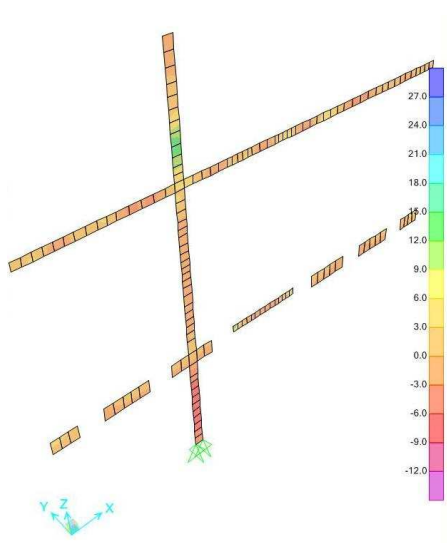


Figura 8.- Momento flector en el plano vertical de S2

#### 4. CONCLUSIONES

Los sistemas de cálculo y construcción tradicionales siguen siendo válidos y competitivos en numerosas ocasiones. La inercia del excesivo trabajo de la etapa de expansión anterior ha provocado que abandonemos determinadas actividades propias de nuestra formación.

En la instalación de los estabilizadores de fachada la variable “tiempo de permanencia” es la más importante desde el punto de vista económico.

Como siempre, solamente una buena ejecución y su control ponen en valor los sistemas construidos.

Del estudio efectuado mediante el MEF, se puede concluir que la rigidez del estabilizador ejerce una influencia considerable en el comportamiento estructural del conjunto. En este estudio se han considerado dos casos que pueden considerarse extremos, al eliminar en uno de ellos las diagonales correspondientes al primer tramo de arranque. Cuando el estabilizador posee poca rigidez, los desplazamientos experimentados por la fábrica así como el momento flector M22 aumentan considerablemente. El desplazamiento aumenta porque el estabilizador también se desplaza en mayor medida. En el caso del momento flector, su incremento se debe a que la acción del viento se reparte entre el estabilizador y la fábrica en función de sus rigideces relativas. Cuando la rigidez del estabilizador es mayor, la fábrica asume menos carga, lo que provoca menores momentos flectores en ella.

#### Referencias Bibliográficas

García, J.; Irlés, R.; Segovia, E.; Pomares, J.C. (2008). “Definición de ensayos a realizar sobre anclajes de seguridad en redes y EP’*s*”, *IV Congreso de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural*. Valencia, España, 24-27 de noviembre.

Irles, R.; González, A.; Segovia, E.; Maciá, A. (2002). "Las redes verticales de seguridad en la construcción de edificios. I". *Informes de la Construcción*, 53 (477), 21-29.

González García, M.N. (2010). "Consideraciones respecto a sistemas provisionales de protección de borde". Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España.