

Análisis por elementos finitos del comportamiento estructural de fortificaciones españolas en los Estados Unidos aplicando la norma ASCE 7-10 y simulación de impactos y explosiones

Finite element analysis of the structural behaviour of Spanish fortifications in the United States applying the ASCE 7-10 standard and simulation of impacts and explosions

Manuel Cabello-De-Alba-Lara, Isabel Castillejo-González y Francisco De-Paula-Montes-Tubío
Universidad de Córdoba. Departamento Ingeniería Gráfica y Geomática (España)

DOI: <http://dx.doi.org/10.6036/9083>

El objetivo de este artículo es el análisis de estructuras defensivas desarrolladas por Ingenieros Militares españoles durante los siglos XVII, XVIII y XIX en los actuales Estados Unidos. Durante 306 años, Ingenieros Militares españoles [1] desarrollaron todo tipo de construcciones, elaboración de mapas y planos; fortificaciones, iglesias, edificios civiles, etc.

Estos ingenieros fueron formados acorde un plan de estudios específico que se desarrolló principalmente en la Academia Militar de Matemáticas de Barcelona (1720) y que se creó para la formación académica del cuerpo de Ingenieros Militares fundado en 1711.

La uniformidad en la formación académica recibida por todos ellos hará que dichas construcciones presenten rasgos similares en Europa y en América. Sin embargo, podemos encontrar sistemas defensivos originales en algunas fortificaciones de los EEUU como el Fuerte de San Felipe y Fuerte Borbón en la desembocadura del Río Misisipi realizadas por el Ingeniero Militar Joaquín de Peramas.

Las fortificaciones defensivas más importantes se encuentran en Florida, Alabama y Luisiana. Este tipo de construcciones

se ejecutaron con muros de fábrica y tenían como misión principal enfrentarse a ejércitos europeos (principalmente ingleses) con tecnología militar avanzada, así como a ataques de piratas y corsarios. El sistema defensivo en el resto de los territorios controlados por España (California, Nuevo México, Texas, Arizona, Colorado) tenía como objetivo defenderse de ataques indios por lo que las construcciones eran más frágiles; adobe y/o madera.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

Mediante la aplicación de métodos finitos de cálculo de estructuras se ha analizado una sección del muro defensivo más representativo de las fortificaciones españolas en los EEUU.

Este tipo de fortificaciones de mampostería se encuentran principalmente en San Marcos de Apalache, Mobile, Pensacola y Nueva Orleans.

A diferencia de otras fortificaciones, el Castillo de San Marcos está construido de un tipo de roca sedimentaria llamada coquina. La coquina es una roca sedimentaria perteneciente a las rocas calizas, compuesta de agregados no consolidados, pobremente cementados, de conchas, esqueletos de corales que han sido fracturados mecánicamente por procesos naturales. Sus propiedades mecánicas; (Módulo de Young, densidad, resistencia a la tracción y compresión) son inferiores a otro tipo de rocas sedimentarias [2-4]. Por lo tanto, un análisis detallado de las tensio-

nes a compresión y tracción del muro nos permitirá analizar las zonas menos resistentes y los riesgos de rotura.

Por esta razón se ha analizado el muro defensivo exterior de esta fortificación al ser el caso más desfavorable de las fortificaciones estudiadas. El resto de las fortificaciones en EEUU presentará unas tensiones y deformaciones menores que las sufridas por el Castillo de San Marcos. Se ha analizado una sección de 10 m del muro defensivo [5] exterior del Castillo de San Marcos en San Agustín.

La construcción del Castillo de San Marcos se inició en 1672 y fue completada en 1695. Sufrió continuas mejoras y modificaciones como la del Ingeniero Pedro Ruiz de Olano en 1738. En 1702 fue bombardeado durante 27 días sin ser destruido. Es el fuerte de mampostería más antiguo de los EEUU continentales.

Se ha seleccionado el programa ABAQUS [6] para modelizar el comportamiento de una sección del muro exterior frente a diferentes solicitaciones. Se considera el muro como un sólido homogéneo con las mismas propiedades mecánicas.

La modelización del muro requiere de las siguientes etapas:

- Dimensionado del muro
- Introducción de propiedades mecánicas
- Modelización del muro exterior de la fortificación
- Condiciones de contorno
- Creación de mallas y nodos
- Aplicación de cargas sobre dicho muro
- Análisis

Visualización y obtención de Resultados. Para este estudio de han seleccionado los siguientes resultados:

- Tensión máxima principal
- Desplazamientos.

2.1. COMBINACIÓN DE ACCIONES

Se ha analizado y simulado el muro defensivo con la actual normativa ASCE 7-10. También se ha analizado la fuerza de oleaje aplicando la normativa Flood Resistant Design and Construction. ASCE Standard ASCE 24-05.

- Combinación de acciones ASCE 7-10:
- Combinación 1 1.4D
- Combinación 2 $1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$

- Combinación 3 1.2+1.6(L_r or S or R)+(L or 0.5W)
 - Combinación 4 1.2D+1.0W+L+0.5 (L_r or S or R)
 - Combinación 5 1.2D+1.0E+L+0.2S
 - Combinación 6 0.9D+1.0W
 - Combinación 7 0.9D+1.0E
- $cs = 0.0044 \cdot SDS \cdot I_e > 0.01$ (2)
- $\frac{S_{D1}}{T(\frac{R}{I_e})}$ (3)
- Periodo fundamental de la estructura, T_a , definido como [4].

Donde:

- D= Peso propio
- L= Sobrecarga de uso
- L_r= Sobrecarga de uso en cubierta
- R= Carga debida a la lluvia
- S= Carga debida a la nieve
- W= Carga debida al viento
- E= Carga sísmica

Se han despreciado las acciones debidas a la nieve y las sobrecargas de uso. Se han analizado con especial detalle las acciones sísmicas y viento al encontrarse San Agustín en zona de huracanes.

Se han implementado en ABAQUS las acciones más desfavorables; Combinación 1, 4 y 5.

Donde:

$T_a = C_t h_n^x$ (4)

Donde:

h_n : altura del edificio por encima de la base en metros

C_t : coeficiente de periodo del edificio.

x : constante dada en la tabla Table 12.8-2, ASCE 7-10

C_u : coeficiente del periodo superior calculado; 1,6

$C_u T_a$ (5)

Esfuerzo cortante sísmico base, V

$V = C_s W, Tm$ (6)

Donde:

W : peso sísmico efectivo (Tm). Deberá incluir el peso propio por encima de la base.

Factor de distribución vertical, C_{vx}

$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}, KN$ (7)

Donde:

k : exponente de distribución relativa al periodo del edificio

Fuerzas laterales al nivel x

$F_x = C_{vx} V, KN$ (8)

$F_x = 114 KN$

Combinación de Acciones	Peso Propio	Viento	Carga Sísmica
Combinación 1	1.4-5382 KN		
Combinación 4	1.2-5382 KN	1-3,8 KN/m ²	
Combinación 5	1.2-5382 KN		1-114 KN

Tabla 1: Combinación de acciones

Bola de cañón	AE (m)	AM (m)	Masa (Kg)	v(m/s)	a(m/s ²), t=0.1s	Fuerza de Impacto (N)
36 libras	1000	3700	17.6	450	4500	79200
24 libras	>1000	3300	11.7	450	4500	52650
18 libras	>1000	3100	8.8	450	4500	39600
12 libras	>1000	3000	5.43	450	4500	24435
8 libras	>1000	3000	3.91	450	4500	17595

AE: alcance efectivo
AM: alcance máximo

Tabla 2: Fuerza de Impacto horizontal para distintas bolas de cañones [10 – 11]. Elaboración propia

2.1.2. Cargas de Viento

Cargas de Viento:
Factor topográfico, K_{zt} , definido como

$K_{zt} = (1 + k_1 k_2 k_3)^2$ (9)

Donde:

k_1 : coeficiente de carga de viento ASCE 7-10

k_2 : coeficiente de carga de viento ASCE 7-10

k_3 : coeficiente de carga de viento ASCE 7-10 Presión debida a la velocidad calculada a la altura Z

$q = 0.613 \cdot K_z \cdot K_{zt} \cdot K_d \cdot V^2, N/m^2$ (10)

Donde:

K_d : factor de direccionalidad del viento

V : velocidad básica del viento, m/s Presión de viento, p , definido como

$p = q_z \cdot G \cdot c_p - q_i (G \cdot C_{pi}), N/m^2$ (11)

Donde:

G : factor de ráfaga

c_p : coeficiente de presión del muro

$p = 3,8 KN/m^2$

2.2. FUERZA DE OLEAJE DE ROTURA NETA

Fuerza de oleaje de rotura neta por unidad lineal de estructura, F_t

$F_t = 1.1 c_p \gamma_w d_s^2 + 2.4 \gamma_w d_s^2, KN/m^2$ (12)

Donde:

c_p : coeficiente de presión dinámica (1.6< c_p <3.5). Tabla 5.4.1, ASCE 7-10; 0.8

γ : 10.05 KN/m³ densidad del agua salada

d_s : profundidad del agua en metros en la base del edificio donde las olas impactan con la estructura

Fuerza de oleaje de rotura neta por unidad lineal de estructura, F_{nv}

$F_{nv} = F_t \sin^2 \alpha$ (13)

Donde:

α : Angulo horizontal entre la dirección de la ola y la superficie vertical

$F_{nv} = 448 KN/m$

2.3. SIMULACIÓN DEL EFECTO EXPLOSIVO EN LA CARA INTERIOR DEL MURO

Para el cálculo de las cargas explosivas se han aplicado las ecuaciones de Newmark-Hansen y Mills [7]. En ambas ecuaciones el TNT (Trinitrotolueno) es una

referencia universal para determinar el factor escalado de distancia, Z. El primer paso para cuantificar la onda explosiva de un material explosivo diferente de TNT es convertir la masa en su equivalente en TNT.

El tiempo considerado para la explosión se ha establecido en 0,1 segundos [8].

2.3.1. Ecuación de Newmark and Hansen

Sobrepresión estática máxima del frente de onda, p_s ,

$$p_s = 6784 \cdot \frac{W}{R^3} + 93 \cdot \sqrt{\frac{W}{R^3}}, \text{ KPa} \quad (14)$$

Donde:

R: distancia desde el centro en metros.

W: masa de carga en Kilogramos de TNT

2.3.2. Ecuación de Mills

Sobrepresión estática máxima del frente de onda, p_s ,

$$p_s = \frac{1772}{Z^3} + \frac{114}{Z^2} + \frac{108}{Z} - 0.019, \text{ KPa} \quad (15)$$

Distancia escalada, Z.

$$Z = \frac{R}{\sqrt[3]{W}} \quad (16)$$

Donde:

R: distancia desde el centro en metros

W: masa de carga en Kilogramos de TNT

158 kg de pólvora=95 kg TNT

2.4. FUERZAS DE IMPACTO

Para la determinación de este valor de la fuerza aplicada se utiliza el teorema del impulso mecánico:

$$m_v \cdot v = \int_{F=0}^{t=\tau} f(t) \cdot dt = F \cdot \tau \quad (17)$$

Donde

m_v : Masa del objeto que impacta

v : Velocidad del impacto

$f(t)$: Fuerza variable en función del tiempo

F: Fuerza máxima alcanzada Despejando F se obtiene

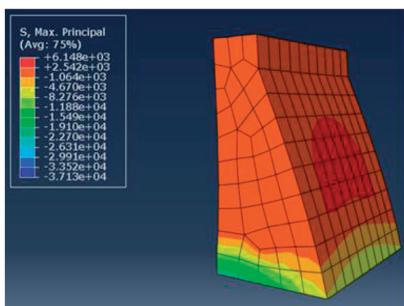
$$F = \frac{m_v \cdot v}{\tau} \quad (18)$$

F: Fuerza de impacto (N)

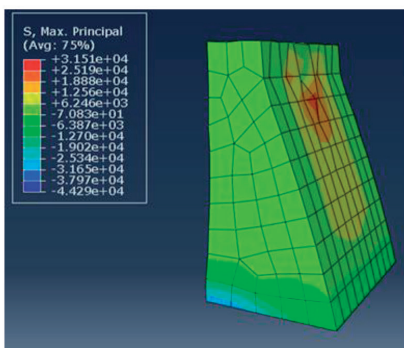
m: masa bola de cañón (Kg)

τ : Tiempo de duración del impacto [9]

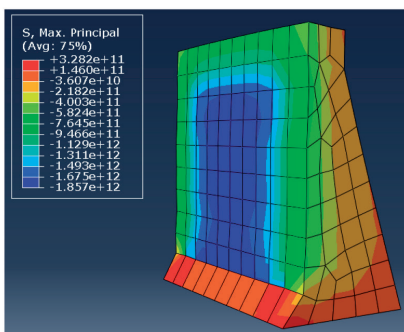
Se ha analizado el comportamiento de los muros frente al impacto de bola de cañón de mayor impacto del siglo XVIII (36 libras) y frente a impactos de mayor cuantía.



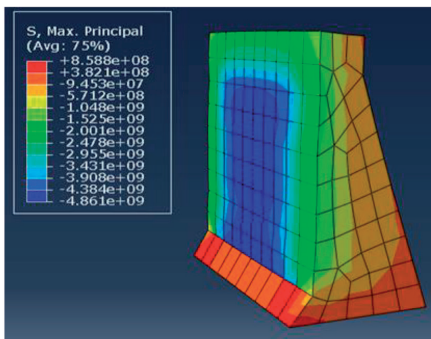
Combinación 1



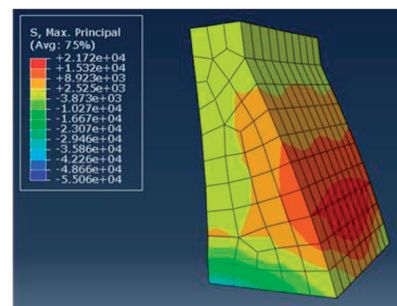
Combinación 5



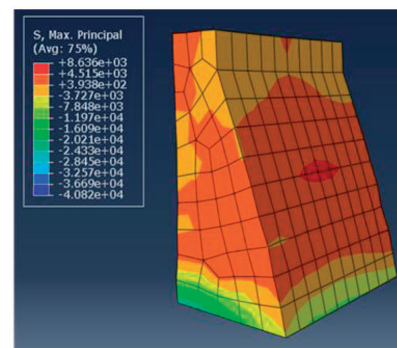
10 Tm de TNT equivalente a 6.748.930 MPa a 1 m de distancia. Método de Hansen



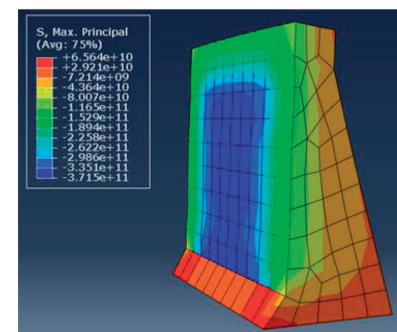
10 Tm de TNT equivalente a 17.758 MPa a 1 m de distancia. Método de Mills



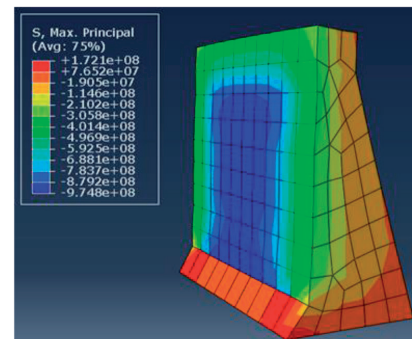
Combinación 4



Efecto de oleaje de rotura neta por unidad de longitud de estructura



2 Tm de TNT equivalente a 1.357.215 MPa a 1 m de distancia. Método de Hansen



2 Tm de TNT equivalente a 3.560 MPa a 1 m de distancia. Método de Mills

Figura 1: Tensiones máximas principales en muro exterior aplicando normativa americana ASCE 7-10 y ASCE 24-05 para las combinaciones más desfavorables, tipo I, 4, 5, el efecto de oleaje de rotura neta por unidad de longitud de estructura a 3 metros de altura y simulación de explosiones en la cara interior del muro exterior para diferentes cantidades de explosivo equivalente a TNT a 1 m de distancia

2.5. SIMULACIÓN DEL EFECTO EXPLOSIVO EN POLVORINES DE MAMPOSTERÍA CON FORMA DE BOVEDA

Para el cálculo del comportamiento de la bóveda de mampostería se ha simulado

la existente en el Castillo de San Marcos que tiene las siguientes dimensiones; el eje horizontal de la bóveda de cañón es de 4 m y el eje vertical 3 m; el espesor del muro de fábrica es de 35 cm.

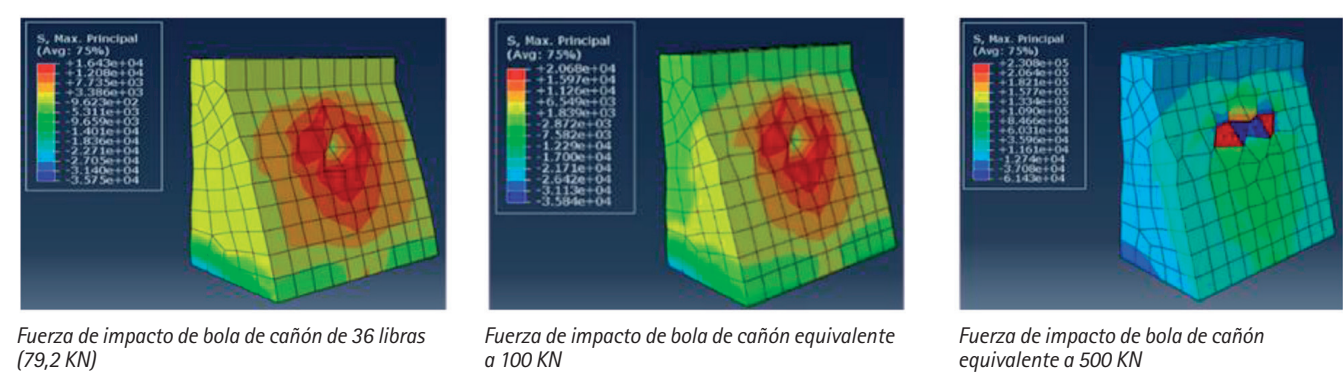


Figura 2: Simulación del impacto en el muro de diferentes fuerzas de impacto; desde 79,2 KN a 4000 KN

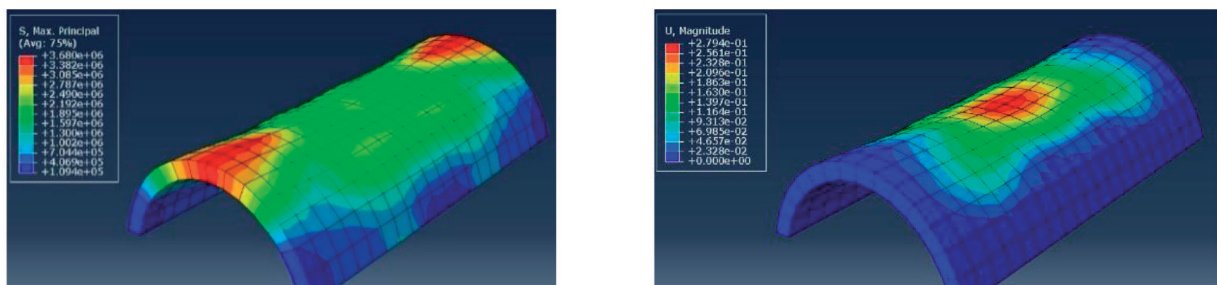


Figura 3: Simulación del efecto explosivo de diferentes cantidades equivalentes de TNT a dos metros de distancia del muro en polvorín de mampostería con forma de bóveda. Tensión Max. Principal y deformación Aplicación de la ecuación de Mills

3. RESULTADOS

A continuación, se presentan los resultados obtenidos de todas las simulaciones realizadas tanto en el muro como en el

almacén de pólvora. Se han analizado las tensiones máximas principales a tracción y compresión para determinar si hay riesgo de rotura.

Las tensiones admisibles a tracción y compresión se encuentran dentro del intervalo admisible para las tres combinaciones de acciones seleccionadas: 1, 4 y

Intervalo admisible (-5.6·10 ⁶ , 1.96·10 ⁵) (N/m ²)	Valor Mínimo (N/m ²)	Valor Máximo (N/m ²)	Comentario
COMBINACIÓN DE ACCIONES			
Combinación 1	-3.71·10 ⁴	6.14·10 ³	
Combinación 4	-5.50·10 ⁴	2.17·10 ⁴	
Combinación 5	-4.42·10 ⁴	3.15·10 ⁴	
Fuerza de Oleaje de Rotura Neta	-4.08·10 ⁴	8.60·10 ³	
SIMULACIÓN DE EXPLOSIONES EN LA CARA INTERIOR DEL MURO			
10 Tm de TNT. Ecuación de Hansen	-1.85·10 ¹²	3.20·10 ¹¹	Tensiones de tracción y compresión superiores a las admisibles
2 Tm de TNT. Ecuación de Hansen	-3.71·10 ¹¹	6.56·10 ¹⁰	Tensiones de tracción y compresión superiores a las admisibles
10 Tm de TNT. Ecuación de Mills	-4.86·10 ⁹	8.58·10 ⁸	Tensiones de tracción y compresión superiores a las admisibles
2 Tm de TNT. Ecuación de Mills	-9.74·10 ⁸	1.72·10 ⁸	Tensiones de tracción y compresión superiores a las admisibles
SIMULACIÓN DE IMPACTO			
Fuerza de Impacto 79,2 KN	-3.57·10 ⁴	1.64·10 ⁴	
Fuerza de Impacto 100 KN	-3.58·10 ⁴	2.06·10 ⁴	
Fuerza de Impacto 500 KN	-6.14·10 ⁴	2.30·10 ⁵	Tensiones de tracción superiores a las admisibles
Fuerza de Impacto 1000 KN	-1.22·10 ⁵	4.64·10 ⁵	Tensiones de tracción superiores a las admisibles
Fuerza de Impacto 2000 KN	-2.42·10 ⁵	9.32·10 ⁵	Tensiones de tracción superiores a las admisibles
Fuerza de Impacto 4000 KN	-4.81·10 ⁵	1.86·10 ⁶	Tensiones de tracción superiores a las admisibles
SIMULACIÓN DE EXPLOSIONES EN ALMACEN DE PÓLVORA			
5 Kg TNT. Ecuación de Mills	1.09·10 ⁵	3.68·10 ⁶	Tensiones de tracción superiores a las admisibles
10 Kg TNT. Ecuación de Mills	-5.19·10 ⁵	1.49·10 ⁷	Tensiones de tracción superiores a las admisibles
20 Kg de TNT. Ecuación de Mills	-2.12·10 ⁵	2.46·10 ⁷	Tensiones de tracción superiores a las admisibles

Tabla 3: Valores máximos y mínimos de las tensiones a tracción y compresión para cada simulación

5 (Tabla 3 y Fig. 1). La estructura no presenta ningún riesgo de fisuración o rotura.

La explosión de 2 y 10 Tm equivalentes de TNT para las ecuaciones de Newmark-Hansen y Mills (Tabla 3 y Fig. 1) en la cara interior del muro rebasan los límites de tensiones admisibles a tracción y compresión en el muro. Por lo que es de prever el colapso de la estructura en la zona de la explosión.

No se aprecia para la fuerza de impacto de 79,2 KN (bolas de cañón de 36 libras) ningún problema estructural. (Tabla 3 y Fig. 2). Tampoco se aprecia para la fuerza de impacto de 100 KN.

A partir de 500 KN, cuando la fuerza se ha multiplicado por 6 se producen tensiones de tracción superiores a la admisible en la zona del impacto. Por lo que la estructura sufriría algún grado de destrucción en la zona afectada.

Este impacto de 500 KN equivaldría a una bola de cañón de 111 kg de peso; una masa muy superior para una bola de cañón de la época.

Se han analizado en detalle las tensiones alrededor de la zona de impacto (ver material suplementario) desde 79,5 KN a 4.000 KN. Para todos los impactos analizados la máxima tensión de compresión se alcanza en el nodo 406 y la máxima tensión de tracción en el nodo 237.

Para la carga explosiva de 5, 10 y 20 Kg equivalentes de TNT en el polvorín (Tabla 3 y Fig. 3) se producen tracciones superiores a la tensión admisible por lo que la estructura podría sufrir algún grado de destrucción total o parcial. No obstante, el objetivo del confinamiento de la pólvora es el de atenuar los efectos de la explosión y minimizar la destrucción de zonas colindantes o la pérdida de vidas humanas. Por lo tanto, aunque la estructura colapsase, amortiguaría dicha explosión. En algunos casos, los polvorines se rellenan con materiales ligeros con lo que disminuiría el efecto explosivo. No se tienen datos del relleno del material en el Castillo de San Marcos por lo cual no se puede realizar una simulación en detalle. No obstante, se ha realizado la simulación (Ver material suplementario) considerando las mismas propiedades del relleno a efectos de obtener un orden de magnitud de dicho amortiguamiento.

4. DISCUSIÓN

Sobre la aplicación del modelo propuesto:

El análisis mediante elementos finitos de estructuras de muros de mampostería, en este caso aplicado a una sección del

muro exterior de fortificaciones militares, permite conocer las tensiones a atracción y compresión en cualquier zona del muro y las áreas más vulnerables a sufrir una rotura. En nuestro caso, las combinaciones de acciones aplicando la normativa ASCE 7-10 y ASCE 24-05 no producen ningún riesgo estructural. No obstante, este modelo de cálculo puede aplicarse a otro tipo de construcciones existentes que pueden ser interesantes desde un punto de vista de conservación de otros edificios españoles similares construidos en los EEUU o a edificios en ruinas o no existentes pero que pueden reconstruirse virtualmente en 3D.

Sobre el estudio estructural de la fortificación:

- Las fortificaciones diseñadas por los ingenieros militares españoles en los siglos XVII, XVIII y XIX estaban preparadas para resistir las acciones derivadas de riesgos meteorológicos (huracanes) y geológicos (seísmos). Dichas construcciones cumplirían hoy con la normativa americana ASCE 7-10 y ASCE 24-05. El material constructivo del Castillo de San Marcos presenta unas propiedades mecánicas menos resistentes que otro tipo de rocas sedimentarias que pudieran encontrarse en otras fortificaciones en Nueva Orleans, Pensacola o San Marcos de Apalache. Por lo tanto, su resistencia a tracción y compresión para similares simulaciones será mayor que la obtenida en Castillo de San Marcos y presentarían menos riesgos a sufrir daños.
- Dichas fortificaciones podrían resistir el impacto de artillería del siglo XVIII sin sufrir riesgos estructurales.
- Las cargas equivalentes de 2 TNT estudiadas provocarían la destrucción del muro.
- La resistencia estructural de la bóveda del almacén de pólvora se ve comprometida para cargas de 5 Kg equivalentes de TNT.

REFERENCIAS

- Capel, H.; García, L.; Moncada, O.; Olivé, F.; Rodríguez, A.; Sánchez, J-E; Tello, R.: Los Ingenieros Militares en España; siglo XVIII. Repertorio biográfico e inventario de su labor científica y espacial. Universidad de Barcelona. Colección Geo-Crítica Textos de apoyo, 1983.
- Knab, I; Clifton, R. Mechanical and physical properties of coquina stone from the Castillo de San Marcos National Monument. Center for Building Technology. Gaithersburg, MD, 1988.
- Sanika, G; Jannotti, P; Subhash, G. The Impact Response of Coquina: Unlocking the Mystery

Behind the Endurance of the Oldest Fort in the United States. Society for Experimental Mechanics, 2015.

- Stokmo, S. Experimental Study of Direct Tensile Strength in Sedimentary Rocks. Norwegian University of Science and Technology, 2016.
- Fort Marion and Fort Matanzas National Monuments, Washington, United States Department of the Interior. National Park Service, 1941.
- Roman, N. Guía de Modelado con el Software Abaqus. Grupo de Investigación de Métodos Numéricos en Ingeniería. Universidad Tecnológica Nacional, 2013.
- Draganic, A; Sigmud, V. Blast loading in structures. Faculty Civil Engineering. Researchgate. Croacia, 2012.
- Dallriva, F. Blast Load Simulation Experiments for Computational Model Validation. US Army Corps of Engineers. Engineer Research and Development Center, 2016.
- Ferrer, B. Tesis Doctoral: Estudio del comportamiento de pilares de edificación frente a cargas de impacto. Universidad de Alicante, 2011.
- Boudriot, J. L'Artillerie de mer: marine française 1650-1850. ANCRE. Paris, 1992
- Peter, J. L'artillerie et les fonderies de la marine sous Louis XIV. Paris, 1995.