ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ ΓΕΝΙΚΟ ΤΜΗΜΑ



ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ

ΕΦΑΡΜΟΣΜΕΝΕΣ ΕΠΙΣΤΗΜΕΣ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΟΥ ΔΙΠΛΩΜΑΤΟΣ ΕΙΔΙΚΕΥΣΗΣ ΚΑΤΕΥΘΥΝΣΗ : «ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ»

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ ΝΟΤΙΟΥ ΕΝΕΤΙΚΟΥ ΝΕΩΡΙΟΥ ΧΑΝΙΩΝ "Benedetto Moro" ΜΕ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

ΤΣΙΝΑΡΑΚΗΣ ΘΕΟΔΩΡΟΣ

Επιβλέπουσα : Σταυρουλάκη Μαρία, Λέκτορας

XANIA , 2011

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

ii

Η παρούσα διατριβή πραγματοποιήθηκε στο πλαίσιο του διεπιστημονικού προγράμματος μεταπτυχιακών σπουδών του τομέα Μηχανικής του Γενικού Τμήματος του Πολυτεχνείου Κρήτης. Το συγκρότημα των Ενετικών νεωρίων του παλαιού λιμένα Χανίων αποτελεί ένα από τα σημαντικότερα εναπομείναντα ιστορικά μνημεία της πόλης. Το εγχείρημα της άμεσης αποκατάστασής του είναι επιτακτικό και προϋποθέτει, εκτός των άλλων, τη βέλτιστη επιλογή κατάλληλων μεθόδων επισκευής και ενίσχυσής του. Η παρούσα διατριβή εξετάζει τη δυναμική απόκρισης του νοτιότερου νεωρίου του ανατολικού συγκροτήματος του Μόρο, με σκοπό να θέσει κάποιες κατευθύνσεις σε μια μελλοντική αποκατάστασή του.

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά την επιβλέπουσα καθηγήτρια της παρούσας διπλωματικής εργασίας Λέκτορα του Π.Κ. κ. Μαρία Σταυρουλάκη, για την άψογη συνεργασία και την ουσιαστική υποστήριζη που μου παρείχε για την ολοκλήρωση όχι μόνο της εργασίας αλλά και των σπουδών μου. Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω τα υπόλοιπα μέλη της τριμελούς επιτροπής, τον Καθηγητή του Π.Κ. κ. Κωνσταντίνο Προβιδάκη και τον Αναπληρωτή Καθηγητή του Π.Κ. κ. Ιωάννη Τσομπανάκη, για τη βοήθειά τους κατά τη διάρκεια της φοίτησής μου, το χρόνο και την προσοχή που αφιέρωσαν στην παρούσα εργασία, καθώς και για τις σημαντικές υποδείξεις και παρατηρήσεις τους. Τέλος, οφείλω ένα μεγάλο ευχαριστώ στο οικογενειακό μου περιβάλλον και σε όλους όσους στάθηκαν δίπλα μου κατά την εκπόνηση της παρούσας διατριβής.

Χανιά, Ιούνιος 2011

ΣΥΝΟΨΗ

Στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας προσομοιώθηκε το νοτιότερο του ανατολικού συγκροτήματος των νεωρίων Μόρο με πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων για την διερεύνηση της δυναμικής του απόκρισης. Η μελέτη, η οποία έγινε με παραδοχή ελαστικής συμπεριφοράς, έχει ως στόχο να αποτελέσει το πρώτο βήμα της διαδικασίας ενίσχυσης και αποκατάστασης του μνημείου. Προτού το νεώριο μελετηθεί μέσω της μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων, πραγματοποιήθηκε διερεύνηση της μεταφοράς των στατικών του φορτίων στο έδαφος μέσω της γραμμής ωθήσεων και πως αυτή σε συνδυασμό με κάποιες προκύπτουσες μετατοπίσεις μπορεί να οδηγήσει στη δημιουργία μηχανισμού κατάρρευσης. Το προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων που υλοποιήθηκε απεικονίζει λεπτομερώς την παρούσα γεωμετρία του νεωρίου, λαμβάνοντας υπόψη τις παραμορφώσεις που έχει υποστεί στο πέρασμα του χρόνου. Επίσης περιλαμβάνει τις ορατές του φθορές και τις μεταγενέστερες παρεμβάσεις.

Διάφορες παραδοχές ελήφθησαν υπόψη στη διερεύνηση των τριδιάστατων προσομοιωμάτων αναφορικά με το μέτρο ελαστικότητας των υλικών του νεωρίου (σχετικά με την ποιότητα κατασκευής, τον βαθμό φθοράς, το μέγεθος και την έκταση των καταγεγραμμένων βλαβών), τις διάφορες συνοριακές συνθήκες που επικρατούν στα σημεία επαφής του με το εξωτερικό του περιβάλλον, καθώς και το ρόλο των εγκάρσιων τοιχωμάτων στην ακαμψία και τη δυναμική του συμπεριφορά. Η διερεύνηση της επίδρασης των παραδοχών αυτών στις ιδιοσυχνότητες ταλάντωσης της κατασκευής βοήθησε στην εξαγωγή συμπερασμάτων σχετικά με τα δυναμικά χαρακτηριστικά της. Η ενσωμάτωση στοιχείων από μετρήσεις του μέτρου ελαστικότητας του υλικού κατασκευής, αλλά και η λήψη των τιμών ιδιοσυχνοτήτων με επιτόπου μετρήσεις των μικροταλαντώσεων της κατασκευής, συντέλεσε στη δημιουργία πιο αξιόπιστων προσομοιωμάτων και τη λήψη πιο στέρεων συμπερασμάτων. οι μετρήσεις αυτές προέρχονται από άλλες μελέτες οι οποίες έχουν εκπονηθεί υπό την αιγίδα του Πολυτεχνείου Κρήτης [1,2].

Έπειτα από τη διαδοχική σύγκριση των προσομοιωμάτων που προέκυψαν, αλλά συνολική αποτίμηση όλων πραγματοποιηθέντων διερευνήσεων, και τn των επαληθεύθηκαν οι ευάλωτες περιοχές της κατασκευής, οι οποίες έχουν ήδη αρχίσει να παρουσιάζουν σημάδια φθοράς καθώς και οι πιθανότερες αιτίες δημιουργίας τους έτσι ώστε να αντιμετωπισθούν τα όποια προβλήματα. Συνοπτικά, φαίνεται ότι σημαντικότερο ρόλο στην ακαμψία της κατασκευής διαδραματίζουν οι εγκάρσιοι ενισχυτικοί τοίχοι της η ύπαρξη των οποίων αυξάνει σημαντικά τις ιδιοσυχνότητες ταλάντωσης της. Μικρότερης σημασίας ρόλο απ'ό,τι ήταν αρχικά αναμενόμενο δείχνει να έχει η ένταση και το μέγεθος των καταγεγραμμένων ρωγμών, η ύπαρξη των οποίων έως ένα βαθμό αποτελεί φυσιολογικό επακόλουθο των μικρο-μετακινήσεων των στοιχείων της κατασκευής. Κυριότερο μέλημα για τις μελλοντικές παρεμβάσεις αποκατάστασης, είναι η μελέτη ενός σωστού τρόπου περιορισμού των δυναμικών ταλαντώσεων του δυτικού -αστήρικτουτμήματος του θόλου με την παράλληλη αποφυγή της δημιουργίας μιας υπερβολικής τοπικής ακαμψίας που πιθανώς να δράσει αρνητικά.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

V

ΠΡΟΛΟΓΟΣ						ii
ΣΥΝΟΨΗ						iii
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ	EIKONΩN,	ΣΧΗΜΑΤΩΝ,	ΠΙΝΑΚΩΝ	ΚΑΙ ΔΙΑΓΡΑ	MMATΩN	ix

Κεφάλαιο 1 Εισαγωγή

1.1 Ιστορικές κατασκευές	1
1.2 Στόχοι της Ανάλυσης Ιστορικών Κατασκευών	2
1.3 Αντικείμενο μελέτης	3
1.4 Οργανόγραμμα μελέτης	3

Κεφάλαιο 2 Ιστορικά στοιχεία

2.1 Τα Χανιά στην Ενετοκρατία	5
2.2 Οι θολωτές κατασκευές στο πέρασμα του χρόνου	12
2.3 Γεωμετρικές μέθοδοι σχεδιασμού θόλων και τόξων	13

Κεφάλαιο	3	Παρούσα	κατάσταση	μνημείου
----------	---	---------	-----------	----------

3.1	Υφιστάμενη Κατάσταση Συγκροτήματος	.19
3.2	Υφιστάμενη κατάσταση νεωρίων Moro	
	3.2.1 Αποτύπωση	21
	3.2.2 Μεταγενέστερες επεμβάσεις	.23
	3.2.3 Ορατές ζημιές	.25
Κεφάλαιο	4 Αρχική διερεύνηση της κατασκευής.	
4.1	Πιθανοί μηχανισμοί κατάρρευσης ημικυκλικού θόλου	.33
4.2	Διερεύνηση με γραφικές μεθόδους	.36
Κεφάλαιο	5 Ανάλυση της κατασκευής.	
5.1	Μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων	.40
	5.1.1 Εξίσωση κίνησης	.41
	5.1.2 Ιδιομορφές και ιδιοσυχνότητες	.42
5.2	Περιγραφή προσομοίωσης	
	5.2.1 Μεθοδολογία	.44
	5.2.2 Από την 3D αποτύπωση στην προσομοίωση με πεπερασμένα	
	στοιχεία	.46
	5.2.3 Παραδοχές προσομοίωσης - Συνοριακές συνθήκες	.50
	5.2.4 Μηχανικές ιδιότητες υλικών	.53
5.3	Ανάλυση προσομοιωμάτων	.55
5.4	Αποτελέσματα αναλύσεων	
	5.4.1 Προσομοίωμα 1 με δεσμευμένη άνω παρειά βόρειου τοίχου	.56
	5.4.2 Προσομοίωμα 2 με δεσμευμένη άνω παρειά βόρειου τοίχου και	
	μικρότερο μέτρο ελαστικότητας στις ρωγμές	.58
	5.4.3 Προσομοίωμα 3 με δεσμευμένη άνω παρειά βόρειου τοίχου και	
	μικρότερο μέτρο ελαστικότητας σε όλο το βάθος των ρωγμών	.60
	5.4.4 Προσομοίωμα 4 με ελεύθερη άνω παρειά βόρειου τοίχου	.62
	5.4.5 Προσομοίωμα 5 με επίδραση θλιπτικής δύναμης από το γειτονικό	
	νεώριο	64

5.4.5.1 Υπολογισμός επίδρασης θλιπτικής δύναμης από το γειτονικό
νεώριο64
5.4.5.2 Παρουσίαση αποτελεσμάτων 5 ^{ου} προσομοιώματος65
5.4.6 Προσομοίωμα 6 με επίδραση θλιπτικής δύναμης από το γειτονικό
νεώριο και προσθήκη βλαβών συναρμογής πίσω τοίχου68
5.4.7 Προσομοίωμα 7 με επίδραση θλιπτικής δύναμης από το γειτονικό
νεώριο, προσθήκη βλαβών, και μικρότερη πυκνότητα μάζας στις περιοχές βλάβης71
5.4.8 Προσομοίωμα 8 με γυψοσανίδα στην πρόσοψη και ελεύθερη άνω
παρειά βόρειου τοίχου74
5.4.9 Προσομοίωμα 9 χωρίς εγκάρσιους τοίχους (πρόσοψη και πίσω όψη)
5.4.10 Προσομοίωμα 10 με χαμηλότερη ποιότητα υλικού εντός της
τοιχοποιίας80
5.4.11 Προσομοίωμα 11 με χαμηλότερη ποιότητα υλικού εντός της
τοιχοποιίας και ενιαία πυκνότητα μάζας
5.4.12 Προσομοίωμα 12 μεμονωμένου θόλου
5.5 Συγκριτικά αποτελέσματα ανάλυσης προσομοιωμάτων
5.5.1 Σύγκριση προσομοιωμάτων 1 έως 590
5.5.2 Σύγκριση διδιάστατων προσομοιωμάτων
5.5.3 Σύγκριση προσομοιωμάτων 5 έως 894
5.5.4 Σύγκριση προσομοιωμάτων 8 έως 1296
5.5.5 Γενικές παρατηρήσεις97
5.6 Σύγκριση αποτελεσμάτων Marc-Mentat και Artemis Extractor100
5.6.1 Γραφική σύγκριση αποτελεσμάτων Marc-Mentat και Artemis
Extractor101
5.7 Στατική ανάλυση νεωρίου
5.7.1 Προσομοίωμα 1 (δεσμευμένη επαφή, ίδιο υλικό παντού)106
5.7.2 Προσομοίωμα 4 (επαφή ελεύθερη)107
5.7.3 Προσομοίωμα 8 (προσθήκη πετάσματος γυψοσανίδας)108
5.7.4 Προσομοίωμα 9 (αφαίρεση εγκαρσίων χωρισμάτων)109
5.7.5 Προσομοίωμα 10 (χαμηλότερη ποιότητα υλικού στο γέμισμα τοίχου)
5.7.6 Προσομοίωμα 12 (μόνον ο θόλος)111

5.8 Παραμετρικά αποτελέσματα πρόσθετων διερευνήσεων	112
Κεφάλαιο 6 Συμπεράσματα	
6.1 Γενικά	115
6.2 Προτάσεις μεθόδων αποκατάστασης	115
Βιβλιογραφία	118
Παράρτημα: Υποβληθείσα εργασία στο 7ο Συνέδριο Ελληνικής Εταιρείας Υ Μηχανικής (GRACM 2011)	Υπολογιστικής 120

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΕΙΚΟΝΩΝ, ΣΧΗΜΑΤΩΝ, ΠΙΝΑΚΩΝ ΚΑΙ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ

Σχ.1: Οργανόγραμμα πορείας μελέτης4
Εικ.1: Χάρτης του 1601 ο οποίος απεικονίζει τα πέντε ανατολικά Νεώρια7
Εικ.2: Άποψη ανατολικών νεωρίων (του Μόρο) στις αρχές του 20^{00} αιώνα8
Εικ.3: Άποψη εισόδου δυτικών νεωρίων στις αρχές του 20ου αιώνα9
Εικ.4: Άποψη των ανατολικών νεωρίων λίγο μετά τον Β'ΠΠ9
Εικ.5: Η είσοδος προς τον λιμένα από την νοτιοδυτική αρχή του συγκροτήματος των
δυτικών νεωρίων10
Εικ.6:Χάρτης του 1649 που απεικονίζει τα τρία πραγματοποιούμενα ανατολικά
νεώρια11
Εικ.7: Κινητός ξυλότυπος για την στήριξη μιας σειράς θολιτών στη γοτθική
θολοδομία12
Σχ.2: Γραφική μέθοδος του Derand 164314
Σχ. 3: Μελέτες του de la Hire για τη μορφή του βέλτιστου θόλου και τη μορφή της
αλυσοειδούς καμπύλης14
Σχ. 4: Αρχικό και Μεταγενέστερο σχεδιάγραμμα του Huygens κατά την μελέτη της
αλυσοειδούς καμπύλης15

Σχ.5: Η εφαρμογή του γραφικού νόμου του de la Hire από τον Couplet	15
Σχ.6: Σχεδιάγραμμα του Couplet για τη μελέτη ευστάθειας θόλων	15
Σχ.7: Εύρεση συνισταμένης εσωτερικών θλιπτικών δυνάμεων	16
Σχ.8: Σχεδίαση τοξωτής γέφυρας με τη βοήθεια της ανεστραμμένης αλυσ	ίδας
αναρτημένων ράβδων	16
Εικ.8: Μοντέλο από κρεμαστή αλυσίδα για τη διερεύνηση και τον σχεδιασμό	της
εκκλησίας Colònia Güell	17
Εικ.9: Μοντέλο διερεύνησης και σχεδιασμού της εκκλησίας Sagrada Familia	17
Σχ.9: Θεωρητικές μορφές θόλων ή τόξων για διαφορετικά πάχη επίπεδου υπερκείμε	ενου
πατώματος	18
Εικ.10: Σύγχρονη φωτογραφία του παλαιού Ενετικού λιμένα Χανίων	20
Σχ.10: Κάτοψη του νεωρίου σε ύψος 2 μέτρων από το δάπεδό του	21
Σχ.11: Βόρεια όψη του νεωρίου	21
Σχ.12: Δυτική όψη του νεωρίου	22
Σχ.13: Ανατολική όψη του νεωρίου	22
Σχ.14: Νότια όψη του νεωρίου	22
Σχ.15: Βόρεια διαμήκης τομή	22
Σχ.16: Νότια διαμήκης τομή	22
Σχ.17: Εγκάρσια δυτική τομή του νεωρίου, σε απόσταση 5 μέτρων από τη πρόσοψη	22
Εικ.11: Δυτική όψη συγκροτήματος νεωρίων Μόρο	23
Εικ.12: Προστατευτική στρώση ελαφροσκυροδέματος	24
Εικ.13: Επικάλυψη στεγανωτικής ασφαλτικής μεμβράνης	.24
Εικ.14: Πλάκα σκυροδέματος στο εσωτερικό δάπεδο	24
Εικ.15: Πλήρωση τοξωτών ανοιγμάτων με γυψοσανίδα	.24
Εικ.16: Πρόσοψη νεωρίου πριν την κατασκευή πετάσματος από τσιμεντοσανίδα	24
Εικ.17 Βόρεια ρηγμάτωση πρόσοψης θόλου	25
Εικ.18 Νότια ρηγμάτωση πρόσοψης θόλου	25
Εικ.19: διαμήκης ρωγμή στο μέσον της δυτικής απόληξης του θόλου	26
Εικ.20: Εγκάρσιες και διαμήκεις ρηγματώσεις στην δυτική απόληξη του θόλου	και
προσωρινή κατασκευή συγκράτησής τους	27
Εικ.21: Εγκάρσιες ρωγμές εσωτερικά του θόλου και του νότιου τοίχου	28
Εικ.22: Απόσχιση και υποχώρηση θολιτών στην ανατολική εξωτερική παρειά	του
θόλου	.29
Εικ.23: Εξωτερική κόγχη στο ανατολικό τμήμα του νότιου τοίχου	30

Εικ.24: Νότια όψη του νεωρίου	31
Εικ.25: Κατάσταση του ανατολικού εγκάρσιου τοιχώματος	32
Σχ.18: Σχεδιαγράμματα μηχανισμών κατάρρευσης ημικυκλικού τόξου υπό ίδιον βάρ	ος34
Σχ.19: Ημικυκλικός θόλος με μεγάλες παραμορφώσεις	34
Εικ.26: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά του εξεταζόμενου θόλου	36
Σχ.20: Απεικόνιση γραμμών ωθήσεων μέγιστης και ελάχιστης πλάγιας ώθηση	ις ενός
ημικυκλικού τόξου με αναλογία πάχους προς άνοιγμα 6%	37
Σχ.21: Απεικόνιση του μηχανισμού κατάρρευσης του τόξου λόγω αύξησης του ανοί	ίγματός
του κατά 4,5% και 13,5% του αρχικού αντίστοιχα	38
Σχ.22: Απεικόνιση του μηχανισμού κατάρρευσης του τόξου λόγω απόκλισης ενός	εκ των
πλάγιων τοίχων του από την κάθετο κατά 3° και 7° μοίρες αντίστοιχα	39
Σχ.23: Εξαεδρικό στοιχείο οκτώ κόμβων (Hex)	45
Σχ.24: Το τριδιάστατο σχέδιο της αποτύπωσης όπως έχει εισαχθεί στο πρό	γραμμα
πεπερασμένων στοιχείων	46
Σχ.25: Σκαρίφημα κάτοψης με τις διαστάσεις του Νεωρίου και τον κάννα	βο της
προτεινόμενης διακριτοποίησης	47
Σχ.26: Σκαρίφημα όψης με τις διαστάσεις του Νεωρίου και τον κάννα	3ο της
προτεινόμενης διακριτοποίησης	47
Σχ.27: Τριδιάστατο σχέδιο του Νεωρίου με απαλοιφή κόμβων για απόσταση μικ	τρότερη
του 0,5μέτρου	48
Σχ.28: Τριδιάστατο σχέδιο του Νεωρίου με απαλοιφή κόμβων για απόσταση μεγα	ιλύτερη
του 0,5μέτρου	48
Σχ.29 Σχέδιο του κελύφους σε μορφή «wireframe» - όψη από βορρά	49
Σχ.30 Σχεδιάγραμμα συγχώνευσης τοπογραφικών μετρήσεων άνω και κάτω 1	ταρειάς
θόλου	50
Πίνακας 1: Τιμές ιδιοτήτων υλικών παρούσας μελέτης	53
Πίνακας 2 Τιμές ιδιοτήτων υλικών δημοσίευσης 7 ^{ου} συνέδριου GRACM	53
Σχ.31 Βορειοδυτική αξονομετρική απεικόνιση τριδιάστατου προσομοιώματος	54
Σχ.32 Νοτιοδυτική αξονομετρική απεικόνιση τριδιάστατου προσομοιώματος	54
Σχ.33: 15 πρώτες ιδιομορφές 1 ^{ου} προσομοιώματος	58
Σχ.34: 15 πρώτες ιδιομορφές 2 ^{ου} προσομοιώματος	60
Σχ.35: 15 πρώτες ιδιομορφές 3 ^{ου} προσομοιώματος	61
Σχ.36: 15 πρώτες ιδιομορφές 4 ^{ου} προσομοιώματος	63

Σχ.37: διδιάστατο προσομοίωμα και επισήμανση κόμβων άσκησης ωστικής δύναμης στο Σχ.38: Διαγράμματα ασκούμενων τάσεων στους κόμβους της επαφής των δύο νεωρίων καθώς και τα εμβαδά συμμετοχής καθεμιάς από αυτές στους κόμβους Α, Β &C του υπό Σχ.43: 15 πρώτες ιδιομορφές 9^{00} προσομοιώματος......80 $\Sigma \chi.44$: Κατανομή διαφορετικών υλικών στα πεπερασμένα στοιχεία του Πίνακας 4: Ιδιοσυχνότητες διδιάστατων προσομοιωμάτων με έναν και δύο θόλους......92 Πίνακας 6: Ιδιοσυχνότητες προσομοιωμάτων 8 έως 12......97 Σχ.51: Κατανομή ιδιοσυχνοτήτων προσομοιωμάτων 8 έως 12......97 Πίνακας 7: Σύγκριση κοινών ιδιοσυχνοτήτων προσομοιώματος μεμονωμένου θόλου και μετρήσεων προγράμματος ARTEMIS Extractor......100 Σχ.52: Παράθεση $1^{\eta\varsigma}$ ιδιομορφής προσομοιώματος Artemis Extractor-EFFD, προσομοιώματος 7 και διδιάστατου προσομοιώματος με δύο θόλους......101 Σχ.53: Παράθεση $2^{\eta\varsigma}$ ιδιομορφής προσομοιώματος Artemis Extractor-EFFD και $11^{\eta\varsigma}$ Σχ.54: Παράθεση $3^{\eta\varsigma}$ ιδιομορφής προσομοιώματος Artemis Extractor-EFFD και $23^{\eta\varsigma}$ Σχ.55: Παράθεση $4^{\eta\varsigma}$ ιδιομορφής προσομοιώματος Artemis Extractor-EFFD και $24^{\eta\varsigma}$

Σχ.56: Παράθεση $5^{\eta\varsigma}$ ιδιομορφής προσομοιώματος Artemis Extractor-EFFD και $35^{\eta\varsigma}$
προσομοιώματος 11
Σχ. 57: Διαγράμματα μέγιστων κύριων τάσεων και διάγραμμα μετατοπίσεων του
προσομοιώματος νο1
Σχ.58: Διαγράμματα μέγιστων κύριων τάσεων και διάγραμμα μετατοπίσεων του
προσομοιώματος νο4107
Σχ.59: Διαγράμματα μέγιστων κύριων τάσεων και διάγραμμα μετατοπίσεων του
προσομοιώματος νο8
Σχ.60: Διαγράμματα μέγιστων κύριων τάσεων και διάγραμμα μετατοπίσεων του
προσομοιώματος νο9
Σχ.61: Διαγράμματα μέγιστων κύριων τάσεων και διάγραμμα μετατοπίσεων του
προσομοιώματος νο10
Σχ.62: Διαγράμματα μέγιστων κύριων τάσεων και διάγραμμα μετατοπίσεων του
προσομοιώματος νο12
Σχ. 63: Διάγραμμα πτώσης ιδιομορφών αναφορικά με την μείωση του μέτρου
ελαστικότητας των καταγεγραμμένων ρωγμών112
Σχ. 64: Ποσοστιαία μείωση συχνοτήτων Model A και Model D αναφορικά με την %
μείωση του Μέτρου Ελαστικότητας
Σχ. 65: Ποσοστιαία μείωση συχνοτήτων Model D αναφορικά με τη μείωση του λόγου
Μ.Ε. γεμίσματος / Μ.Ε. κελύφους τοίχων
Σχ.66: Ποσοστιαία μείωση ιδιοσυχνοτήτων σε σχέση με την μεταβολή των συνοριακών
συνθηκών

Κεφάλαιο 1ο

Εισαγωγή

1

1.1 Ιστορικές κατασκευές

Η επισκευή ή/και ενίσχυση μιας ιστορικής κατασκευής από τοιχοποιία είναι μία δύσκολη διαδικασία, η οποία απαιτεί ειδικές γνώσεις και εμπειρία από τον μηχανικό. Η πολιτιστική αξία μιας τέτοιας κατασκευής και η απαίτηση να διατηρηθεί και στο μέλλον για τις επόμενες γενεές απαιτεί έναν υψηλό βαθμό προστασίας απέναντι σε κάθε πιθανή μελλοντική βλάβη ή καταστροφή, που θα μπορούσε να επέλθει από διάφορες δράσεις, στις οποίες βέβαια συμπεριλαμβάνεται και ο σεισμός. Όμως ο επαρκής βαθμός προστασίας δεν μπορεί να επιτευχθεί με παρεμβάσεις οι οποίες διαταράσσουν ότι έχει διασωθεί [3,4]. Η προσπάθεια ακριβώς ικανοποίησης των αντικρουόμενων κριτηρίων σχεδιασμού κάνουν την συμβολή του μηχανικού στο έργο της αποκατάστασης μία πολύ δύσκολη μεν, πλην όμως ιδιαίτερα ενδιαφέρουσα πρόκληση.

Για την υλοποίηση αυτής της προσπάθειας, είναι απαραίτητη μια ακριβής και εις βάθος γνώση των προβλημάτων που αντιμετωπίζει η κατασκευή καθώς και των αιτιών που τα προκάλεσαν. Επίσης απαραίτητη είναι και η εμπειρία για την επίδραση που θα μπορούσε να έχει στην κατασκευή κάθε παρέμβαση που σχεδιάζεται, έτσι ώστε να μην αποδειχθεί μελλοντικά η αιτία ζημιών για το υπό εξέταση ιστορικό κτίριο. Κυρίως πρέπει να εκτιμηθεί με τη μέγιστη δυνατή ακρίβεια το σημερινό (υποβαθμισμένο) επίπεδο αντοχών της κατασκευής εξαιτίας των ζημιών που έχει υποστεί στο παρελθόν, είτε αυτές έχουν προκληθεί από φυσικά φαινόμενα (σεισμός), είτε από ανθρώπινη καταστροφική παρέμβαση (πόλεμος), είτε τέλος εξαιτίας καλοπροαίρετων μεν, πλην ανεπιτυχών, εργασιών αποκατάστασης [3].

Η αποτίμηση της υπάρχουσας κατάστασης και ειδικότερα των χαρακτηριστικών

της κατασκευής στον φέροντα οργανισμό ενός ιστορικού κτιρίου από τοιχοποιία (αντοχές, ακαμψίες), η οποία και αποτελεί προαπαίτηση για την επισκευή ή/και την ενίσχυσή του παρουσιάζει ειδικά προβλήματα, πέραν των όσων κανείς θα μπορούσε να αντιμετωπίσει στην αντίστοιχη περίπτωση μιας σύγχρονης κατασκευής. Τέτοια προβλήματα έχουν τις "ρίζες" τους στον τρόπο με τον οποίο η κατασκευή έχει οικοδομηθεί, στους τύπους των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν, στις διαδοχικές μεταβολές που επιχειρήθηκαν (ή συνέβησαν) στο παρελθόν, στη βαθμιαία υποβάθμιση της κατασκευής στο χρόνο, καθώς επίσης και στους περιορισμούς τους οποίους η πολιτιστική αξία της κατασκευής, πολλές φορές επιπέδου έργου τέχνης, συχνά "επιβάλλει" [3,4].

1.2 Στόχοι της Ανάλυσης Ιστορικών Κατασκευών

Όπως και για κάθε σύγχρονη κατασκευή έτσι και για μία ιστορική, ο κύριος στόχος της ανάλυσής της είναι πάντοτε η διακρίβωση της ικανότητας της κατασκευής να αναλάβει τις δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν στο μέλλον επάνω της. Όμως για τις ιστορικές κατασκευές απαιτείται η διπλή ανάλυση της κατασκευής:

α) η πρώτη ανάλυση, που γίνεται για την αποτίμηση της υπάρχουσας κατάστασης της κατασκευής: πραγματοποιείται με βάση τα δεδομένα της σημερινής κατάστασης της κατασκευής, και τα αποτελέσματά της, σε συνδυασμό με τη μακροσκοπική παθολογική εικόνα της, θα καθοδηγήσουν τον μηχανικό στις αποφάσεις του για την επισκευή ή/και ενίσχυση της κατασκευής μέσω της καταλληλότερης κατά περίπτωση μεθόδου. Η ανάλυση αυτή είναι απαραίτητη, αφού μπορεί να συμπληρώσει ή και να αναιρέσει πλήρως την αρχική εντύπωση την οποία η παθολογική κατάσταση της ανάλυσης του σταδίου αυτού, θα πρέπει να ληφθεί πολύ σοβαρά υπόψη και το γεγονός ότι η μη κατάρρευση μιας ιστορικής κατασκευής μέχρι σήμερα, σε ένα μεγάλο εύρος χρόνου, και με θετική "δοκιμασία" της μέσα στο διάστημα αυτό κάτω από τις ειδικές συνθήκες της περιοχής της (κλιματολογικές, σεισμικές), αποτελεί μία σοβαρή θετική πιθανοτική ένδειξη και για τη μελλοντική της συμπεριφορά [3].

β) Η δεύτερη ανάλυση που γίνεται για την αποτίμηση της κατάστασης της κατασκευής μετά την επισκευή ή/και ενίσχυσή της, και την τελική διαστασιολόγηση των παρεμβάσεων, πραγματοποιείται με βάση τα δεδομένα της μελλοντικής κατάστασης της κατασκευής, όπως αυτή προβλέπεται να προκύψει μετά τις παρεμβάσεις.

Θεωρητικά, μέσω της δεύτερης ανάλυσης, μπορούν να μελετηθούν κάποιες παρεμβάσεις κατά τρόπο τέτοιο ώστε να εξασφαλίσει για την κατασκευή του τον επιθυμητό βαθμό

ασφάλειας. Μια τέτοια λύση όμως δεν μπορεί να γίνει συνήθως, παρά με εκτεταμένη "αλλοίωση" των αρχικών χαρακτηριστικών της κατασκευής, πράγμα όμως που, όπως ήδη αναφέρθηκε, συνήθως απαγορεύεται. Η λήψη της απόφασης για το λεπτό αυτό θέμα φεύγει συνήθως από τα χέρια του μηχανικού, και περνάει στη δικαιοδοσία μιας ευρύτερης επιστημονικής ομάδας, στην οποία οι ιστορικοί και οι αρχαιολόγοι έχουν τον πρώτο λόγο. Όσον αφορά στην ίδια τη διαδικασία, τα βασικά στάδιά της και για μία ιστορική κατασκευή, είναι τα συνήθη τέσσερα στάδια της ανάλυσης που συναντάει κανείς και για μια οποιαδήποτε σύγχρονη κατασκευή [5]:

- α) η προσομοίωση,
- β) η ανάλυση,
- γ) η επιβεβαίωση των αποτελεσμάτων,
- δ) η διαστασιολόγηση.

1.3 Αντικείμενο μελέτης

Αντικείμενο της παρούσας μελέτης αποτελεί η στατική προμελέτη του δομικού συστήματος του νοτιότερου των τριών Νεωρίων (του γενικού προβλεπτή Benedetto Moro) στην ανατολική πλευρά του παλαιού Ενετικού λιμένα Χανίων, το οποίο παρουσιάζει εμφανείς φθορές στον πέτρινο θόλο του. Συγκεκριμένα αρχικά έγινε καταγραφή των προβλημάτων του φορέα, στην συνέχεια έγινε πειραματική διερεύνηση της δυναμικής συμπεριφοράς του φορέα, ακολούθησε αριθμητική προσομοίωση του φορέα με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων και παραμετρική διερεύνηση της δυναμικής συμπεριφοράς του για τον εντοπισμό της επίδρασης των βλαβών στην αντοχή του φορέα. Με βάση τα πρώτα αποτελέσματα, τα οποία αποτελούν το πρόπλασμα για μία τελική μελέτη δομικής αποκατάστασης, δίνονται πρώτες προτάσεις για τις επεμβάσεις που απαιτούνται και θα χρειαστεί να μελετηθούν και διαστασιολογηθούν.

1.4 Οργανόγραμμα μελέτης

Η πορεία που ακολούθησε η παρούσα μελέτη μέχρι την εξαγωγή των τελικών συμπερασμάτων περιγράφεται συνοπτικά στο παρακάτω σχήμα (Σχ.1).



Σχ.1: Οργανόγραμμα πορείας μελέτης

Κεφάλαιο 20 Ιστορικά στοιχεία

2.1 Τα Χανιά στην Ενετοκρατία

Ο περιορισμός της πειρατείας ανοικτά των Δαλματικών ακτών κατά τον 11° αιώνα, επέτρεψε στη Βενετία να επεκτείνει σταδιακά την εμβέλεια του στόλου της από την Αδριατική στο Ιόνιο Πέλαγος, προωθώντας τις εμπορικές σχέσεις της Δυτικής Ευρώπης με το Βυζάντιο και τον Ισλαμικό κόσμο. Η συνεχής οικονομική ανάπτυξη των Ενετών επέτρεψε την κατασκευή ενός πρωτόγνωρου για τα δεδομένα της εποχής κρατικού κτηριακού συγκροτήματος πολεμικών και εμπορικών ναυπηγείων -το Αρσενάλι της Βενετίας- το οποίο έμελλε να εδραιώσει τη παρουσία τους μέχρι και τη Μέση Ανατολή μετατοπίζοντας τον έλεγχο των θαλάσσιων οδών από το Βυζάντιο στη Βενετία.

Η μετατροπή της Βενετίας απο πόλη κράτος σε ιμπεριαλιστική δύναμη, ενέτεινε τις ήδη δυσμενείς σχέσεις με το Βυζάντιο, ενώ η πρώτη άλωση της Κωνσταντινούπολης το 1204 από την τέταρτη Σταυροφορία (χρηματοδοτούμενης και οργανωμένης από τους Ενετούς) ενίσχυσε ακόμη περισσότερο τον ήδη συσσωρευμένο πλούτο της Λατινικής πόλης, ενώ εξαθλίωσε ότι είχε απομείνει από την Βυζαντινή αυτοκρατορία. Το ίδιο έτος οι Σταυροφόροι καταλαμβάνουν και την Κρήτη όπου παρέμειναν για περισσότερο από τέσσερεις αιώνες μέχρι την οριστική κατάληψη του νησιού το 1669 (1645 για τα Χανιά) από την Οθωμανική αυτοκρατορία [6].

Το 1252 οι Ενετοί κατέπνιξαν και τους τελευταίους θύλακες αντίστασης των Κρητικών ενώ δέκα χρόνια αργότερα οι Γενοβέζοι αντίπαλοί τους κατέλαβαν τη περιοχή των Χανίων την οποία μπόρεσαν να κρατήσουν για μια εικοσαετία, όποτε και επέστρεψε στα χέρια των Ενετών το 1285. Τα Χανιά εξελίχθηκαν ως το δεύτερο διοικητικό κέντρο του νησιού, στο οποίο θα διέμενε ο τοπικός απεσταλμένος (ρέκτορας) από τη Βενετία. Οι κάτοικοι των αστικών κέντρων της Κρήτης (έως το 1669) και των Επτανήσων είχαν δυνατότητα επαφής με την Ευρώπη και γνώρισαν, έστω και εμμέσως, την μεταβολή κοσμοθεωρίας και παιδείας που έγινε εκεί, δηλαδή την Αναγέννηση [7].

Η εξέλιξη της πολεμικής τέχνης, η ανακάλυψη της πυρίτιδας καθώς και η συνεχής εξάπλωση της Οθωμανικής αυτοκρατορίας ώθησε τους Ενετούς στο σχεδιασμό νέων ευρύτερων οχυρωματικών έργων (σε όλη τη Κρήτη) και στα Χανιά (σε σχέδια του Βερονέζου Michele Sanmichielli) τα οποία θα περιελάμβαναν στα όριά τους τον παλαιό οικισμό με την οχύρωσή του καθώς και τα προάστια. Τα τείχη με την τάφρο περιελάμβαναν και το λιμάνι και ήταν κτισμένα με τις πιο σύγχρονες για την εποχή αντιλήψεις της οχυρωματικής τεχνικής.

Σημειώνεται ότι ο σχεδιασμός και η οργάνωση της κατασκευής των φρουρίων και άλλων δημοσίων κτηρίων της Κρήτης οφείλονται σε Ευρωπαίους αρχιτέκτονες και μηχανικούς, αλλά η ίδια η κατασκευή κάθε τεχνικού έργου της Ενετοκρατίας στο νησί είναι αποτέλεσμα της επίπονης και σκληρής εργασίας των ντόπιων. Για ορισμένο διάστημα εφαρμόστηκε ο θεσμός των αγγαρειών, ο οποίος επέβαλλε στους ανθρώπους της κατώτερης κοινωνικής τάξης, στους χωρικούς, να παρέχουν καταναγκαστικά την χειρωνακτική τους εργασία. Σε περίπτωση πολιορκίας οι άνθρωποι αυτοί δε θα είχαν καν τη δυνατότητα να προστατευθούν στα φρούρια που έκτισαν, αφού διέμεναν εκτός πόλης.

Το λιμάνι των Χανίων άρχισε να κατασκευάζεται μετά το 1320 καθώς ο φυσικός κόλπος μπροστά από την πόλη ήταν ιδιαίτερα ευάλωτος σε βόρειους και δυτικούς ανέμους. Παράλληλα προχώρησαν σε έργα εκβάθυνσης και καθαρισμού κυρίως στο ανατολικό κομμάτι της λεκάνης. Το 1551 κατασκευάζονται επάλξεις κατά μήκος του λιμενοβραχίονα ο οποίος έχει θεμελιωθεί σε μια σειρά από υφάλους οι οποίοι καθιστούν το λιμάνι απροσπέλαστο στα πλοία. Παράλληλα με την ανέγερση των τειχών της πόλης των Χανίων αποφασίζεται το 1467 και η κατασκευή νεωρίων στο βορεινό μέτωπο του λιμανιού, μπροστά από το λόφο του Καστελίου, για την προφύλαξη και επισκευή των ενετικών καραβιών κατά τη χειμερινή περίοδο [8].

Τα νεώρια των Χανίων είναι υπόστεγες, θολωτές κατασκευές με αετωματική επίστεψη στις όψεις, αρχικά ανοικτά προς τη θάλασσα για την προσέγγιση των πλοίων, έχουν μήκος 50, πλάτος 9 και μέσο ύψος 10 μέτρα. Τους ενδιάμεσους τοίχους διατρυπούν τοξωτές δίοδοι, ενώ η είσοδος στο συγκρότημα γίνονταν από δύο πύλες, η μία στη νότια πλευρά του 9^{ου} Νεωρίου και η άλλη στη δυτική του 17^{ου}. Είναι κτισμένα από λαξευμένους ψαμμόλιθους στις περιμέτρους των τόξων και σε όλο το ύψος της βόρειας απόληξής τους, και με αργούς λίθους στα άλλα μέρη, με υπόλευκο σκληρό συνδετικό κονίαμα σε όλη τη μάζα της τοιχοποιίας [9].

Τα πρώτα δύο νεώρια ήταν έτοιμα το 1525. Ο ρέκτορας L.Loredan (1551-1554) αποφάσισε την κατασκευή τριών ακόμη νεωρίων και πρόλαβε να ολοκληρώσει πλήρως το ένα, ενώ ο ρέκτορας Augetto Barozzi (1575) αποπεράτωσε δύο και θεμελίωσε άλλα τέσσερα. Μέχρι το 1580 είχαν ανεγερθεί συνολικά έντεκα, ενώ ένα χρόνο μετά εστάλησαν υλικά από τη Βενετία για την κατασκευή πέντε ακόμη νεωρίων. Το 1585 θεμελιώθηκαν δύο ακόμη από τον Alvise Grimani από τα οποία αποπερατώθηκε το ένα -το σημερινό Μεγάλο Αρσενάλι. Ο Giovanni Mocenico επισκεύασε τους θόλους του συγκροτήματος το 1593, όμως μετά τους σεισμούς του 1595 τα νεώρια είχαν ανάγκη από νέες επισκευές.



Εικ.1: Χάρτης του 1601 ο οποίος απεικονίζει τα πέντε ανατολικά Νεώρια κανονικά

Ο γενικός προβλεπτής Benedetto Moro (με τον ρέκτορα Daniele Gradenico) προσέθεσε άλλον ένα θόλο στο υπάρχον συγκρότημα το 1599, ενώ προτείνει την κατασκευή άλλων πέντε (Εικ.1), ανατολικότερα των υφισταμένων, στο νησί Lagonissi, με δυτικό προσανατολισμό. Από τα πέντε προτεινόμενα νεώρια, μόλις τα δύο ολοκληρώθηκαν με πέτρινους θόλους, ενώ το τρίτο στεγάστηκε με ξύλινη κεραμοσκεπή. Το εξεταζόμενο στην παρούσα εργασία νεώριο, ολοκληρώθηκε μεταξύ 1612-1614 από τον Benedetto Moro. Αυτά ήταν και τα τελευταία πλήρως αποπερατωμένα νεώρια αφού η απειλή από την Οθωμανική αυτοκρατορία είχε ήδη αρχίσει να γίνεται έκδηλη.

Το 1630 ο Francesco Basilicata αναφέρει σε έκθεσή του ότι στα Χανιά υπάρχουν δεκαοκτώ καλά κατασκευασμένα νεώρια και άλλα πέντε στο νησάκι Lagonissi που δεν έχουν ολοκληρωθεί πλήρως. Το τρίτο νεώριο που πρόσφατα υπέστη αποκατάσταση και ανακατασκευή για να στεγάσει τον ιστιοπλοϊκό όμιλο Χανίων ολοκληρώθηκε το 1636 με 10.000 κεραμίδια που εστάλησαν από τη Βενετία.

Ο γενικός προβλεπτής Basadore φαίνεται να πρότεινε το 1642 τη δημιουργία δύο ακόμη Νεωρίων κάτω από το σπίτι του ρέκτορα, τρία χρόνια αργότερα όμως η πόλη καταλήφθηκε από τους Οθωμανούς [10].

Η φωτογραφία (Εικ.2) από το συνεργείο του Giuseppe Gerola απεικονίζει τη κατάσταση των Ανατολικών Νεωρίων στις αρχές του 20^{ου} αιώνα την περίοδο της Κρητικής Πολιτείας. Η προβλήτα μπροστά από τα νεώρια έχει ήδη μπαζωθεί, εμποδίζοντας την είσοδο του νερού. Το νεώριο του Ιστιοπλοϊκού ομίλου Χανίων έχει ακόμη την στέγη του ενώ τα θεμέλια των δύο ημιτελών βορεινών νεωρίων του Μοro φαίνονται διαμορφωμένα σε προμαχώνα και κτήριο με σαχνισί. Τα δύο νότια νεώρια έχουν ήδη κλεισθεί με πέτρινη τοιχοποιία στο μέτωπό τους προς τη θάλασσα.

Τα νεώρια υπέστησαν πολυάριθμες μετατροπές στις όψεις τους (Εικ.3&4) μέχρι τα μέσα του 20^{ου} αιώνα λόγω διαδοχικών αλλαγών χρήσης αλλά και της περιμετρικής διάνοιξης των εισόδων προς τον λιμένα (Εικ.5).



Εικ.2: Άποψη ανατολικών νεωρίων (του Μόρο) στις αρχές του 20^{ου} αιώνα [11].



Εικ.3: Άποψη εισόδου δυτικών νεωρίων στις αρχές του 20ου αιώνα. Στο βάθος διακρίνονται τα τρία ανατολικά νεώρια [12].



Εικ.4: Άποψη των ανατολικών νεωρίων λίγο μετά τον Β'ΠΠ (διακρίνεται η βάση γερμανικού πολυβόλου), οι φεγγίτες των δυτικών όψεων έχουν διαμορφωθεί με πρόχειρα ημιπερατά ανοίγματα (κλώστρα) μέσω της αραιής τοποθέτησης οπτόπλινθων [12].



Εικ.5: Η είσοδος προς τον λιμένα από την νοτιοδυτική αρχή του συγκροτήματος των δυτικών νεωρίων (προέκταση οδού Δασκαλογιάννη), όπως ήταν διαμορφωμένη το 1911 [12].



Εικ.6:Χάρτης του 1649 που απεικονίζει τα τρία πραγματοποιούμενα ανατολικά νεώρια, ενώ στη θέση των δύο μη πραγματοποιούμενων βορεινών φαίνεται ότι τοποθετήθηκαν προμαχώνες και κανόνια από μπρούτζο και σίδηρο [13].

2.2 Οι θολωτές κατασκευές στο πέρασμα του χρόνου

Τα τόξα και οι θόλοι δεν ήταν άγνωστα στους αρχαίους ανατολίτικους λαούς (Αιγύπτιους και Ασύριους) ούτε στους Έλληνες που τα εφάρμοζαν σε μέρη αφανή και με μεγάλη φειδώ. Οι Ρωμαίοι όμως τα καθιέρωσαν και πέτυχαν να τα συνδυάσουν με στοιχεία της ελληνικής μορφολογίας με καλά αποτελέσματα. Με τα τόξα και τους θόλους, λύθηκαν πολλά δυσχερή προβλήματα και έγινε δυνατόν να εκτελεσθούν τολμηρά σχέδια στεγάσεως μεγάλων χώρων ή εκτελέσεως τεχνικών έργων με μεγάλα ανοίγματα όπως γέφυρες, έργα υδρεύσεως κτλ [14].

Στον Μεσαίωνα, στα προ του έτους 1000 κτήρια στην Ευρώπη, η ξύλινη στέγη ήταν ο κανόνας. Μόνον στη Λομβαρδία υπήρχε παράδοση θολοδομίας, ενώ στην υπόλοιπη Ευρώπη μόνον σε κρύπτες με μικρότατα ανοίγματα τολμούσαν να κατασκευάσουν υποτυπώδεις θόλους. Από τον 11° αιώνα, προσπαθώντας να ξεπεράσουν το μέγιστο μειονέκτημα των ξύλινων κατασκευών, τον κίνδυνο πυρκαγιάς (στον Μεσαίωνα φαίνεται ότι ήταν συνηθισμένες), άρχισαν να εφαρμόζουν θόλους. Τα πρώτα κατασκευάσματα ήταν σχεδόν πάντοτε αδέξια και βαριά, αλλά προοδευτικά και κατά περιοχές βελτιώθηκαν σημαντικά.

Στην Ρωμαϊκή θολοδομία, οι βαρειές ενιαίες μάζες των θόλων έδιναν την στατική αυτάρκεια. Έπειτα οι μεσαιωνικοί οικοδόμοι άρχισαν να εφαρμόζουν συστήματα αντιστηρίξεως των πλάγιων ωθήσεων, τα οποία βελτιώνονταν με το χρόνο, για να φθάσουν στην καταπληκτική τελειότητα της γοτθικής περιόδου. Στην Κρήτη οι Βενετσιάνοι έκτισαν αξιόλογες γοτθικές εκκλησίες, στα Χανιά τον Άγιο Φραγκίσκο, και τον Άγιο Νικόλαο. Οι ναοί είχαν λιτή εμφάνιση αλλά εξαιρετικές αναλογίες. Η μετατροπή τους σε τζαμιά τους υποβάθμισε σημαντικά.

Για την κατασκευή των θόλων χρησιμοποιούσαν λαξευμένες πέτρες σχεδόν κατά κανόνα, Η συνήθης μορφή ήταν της κυλινδρικής καμάρας που γινόταν σε ξυλότυπο (Εικ.7). Αργότερα θα αρχίσουν να εφαρμόζουν κάτω από τις καμάρες, κατ'αποστάσεις, ενισχυτικά τόξα (τα σφενδόνια των Βυζαντινών) τα οποία κατέληγαν ενίοτε σε αντηρίδες στις εξωτερικές παρειές των τοίχων [7].



Εικ.7: Κινητός ξυλότυπος για την στήριξη μιας σειράς θολιτών (κλειδιών) στη γοτθική θολοδομία. (Viollet le Duc) [7]. Δε θα εμβαθύνουμε σε περίπλοκες μορφές θόλων και σταυροθολίων καθότι η κατασκευή των ενετικών νεωρίων, ενός κατεξοχήν χρηστικού κτηρίου, δεν περιελάμβανε περίτεχνες αρχιτεκτονικές μορφές.

2.3 Γεωμετρικές μέθοδοι σχεδιασμού θόλων και τόξων

Ο Βαλενθιανός αρχιτέκτονας, φιλόσοφος, μαθηματικός και αστρονόμος Tomas Vicente Tosca γράφει στη διατριβή του για την αρχιτεκτονική (1707), πως το πιο διακριτικό και εξαίσιο δείγμα αρχιτεκτονικής είναι ο σχηματισμός οποιουδήποτε θόλου ή τόζου, μέσω της λάξευσης και τοποθέτησης κάθε πέτρας με τέτοιο τρόπο, ώστε το βάρος που ειδάλλως θα τις έριχνε στη γη, να τις διατηρεί στον αέρα, υποστηρίζοντας η μία την άλλη μέσω ενός κανόνα, μιας κοινής αρχής, η οποία επιτρέπει το γεφύρωμα ανοιγμάτων με ασφάλεια και αντοχή.

Η φράση αυτή διατυπώνει με ελεύθερο τρόπο, πως αυτό που διατηρεί στέρεο έναν πέτρινο θόλο, είναι η κατάλληλη **γεωμετρία** η οποία θα επιτρέψει την ισορροπία δυνάμεων μέσω της μεταφοράς των φορτίων της κατασκευής στο έδαφος. Πράγματι, οι παραδοσιακοί κανόνες για τον σχεδιασμό πέτρινων θόλων και αντηρίδων ήταν γεωμετρικοί, και καθόριζαν συγκεκριμένες αναλογίες μεταξύ των δομικών στοιχείων (πχ το πάχος μιας αντηρίδας είναι μια υποδιαίρεση του ανοίγματος του θόλου).

Αν και αυτοί οι απλοί κανόνες γεωμετρικών αναλογιών δεν αποτελούν επιστημονικές προσεγγίσεις σχεδιασμού ενός στατικού φορέα (οι πρώτες θεωρίες αντοχής υλικών και μηχανικής διατυπώθηκαν τον 18° αιώνα), αποτελούν την επιτομή της λογικής με την οποία έχουν κτισθεί μεγάλες ιστορικές κατασκευές του Μεσαίωνα. Κρίνοντας εκ του αποτελέσματος, η λογική αυτή έχει αποδείζει ότι λειτουργεί στο βάθος του χρόνου και επομένως εμπεριέχει πολύτιμη γνώση [15].

Επί παραδείγματι ο Derand το 1643 δημοσίευσε τη μέθοδο εύρεσης του πάχους τοιχώματος στήριξης γοτθικού θόλου (Σχ.2), η οποία βρισκόταν ήδη σε εφαρμογή για μισό τουλάχιστον αιώνα και από άλλους μηχανικούς. Η μέθοδος εφαρμοζόταν κατά τον 17° και 18° αιώνα ενώ βρισκόταν σε εγχειρίδια κατασκευών μέχρι και τη δεκαετία του 1960. Ο κανόνας είχε ως εξής: το τόξο AB χωρίζεται σε 3 ισομήκη μέρη από τα σημεία C και D. Η γραμμή DB προεκτείνεται έως το σημείο E έτσι ώστε BE=BD. Το σημείο E αποτελεί εξωτερικό σημείο του τοιχώματος στήριξης [16].



Σχ.2: Γραφική μέθοδος του Derand 1643 [17].

Πληθώρα γραφικών μεθόδων σχεδιασμού τόξων, θόλων, γεφυρών, αλλά και χρήση της θεωρίας της κρεμαστής αλυσίδας με παράλληλη εξάρτηση φορτίων ανά διαστήματα του μήκους της επινοήθηκαν, μεταξύ άλλων, από τους de la Hire (Σχ.3), Huygens (Σχ.4), Couplet (Σχ.5&6).



Σχ. 3: Μελέτες του de la Hire για τη μορφή του βέλτιστου θόλου και τη μορφή της αλυσοειδούς καμπύλης [17].



Σχ. 4: Αρχικό και Μεταγενέστερο σχεδιάγραμμα του Huygens κατά την μελέτη της αλυσοειδούς καμπύλης [17].



Σχ.5: Η εφαρμογή του γραφικού νόμου του de la Hire από τον Couplet [17].

Σχ.6: Σχεδιάγραμμα του Couplet για τη μελέτη ευστάθειας θόλων [17]. Το 1670 ο Hooke βρήκε την απάντηση για την ιδανική μορφή ενός τόξου. Η απάντηση ήταν η αντιστροφή του σχήματος μιας κρεμασμένης αλυσίδας και αντίστοιχη αντιστροφή της φοράς των εσωτερικών δυνάμεων (ο εφελκυσμός του καλωδίου/αλυσίδας γίνεται θλίψη του θόλου). Το 1679 ο Gregory πάει ένα βήμα πιο πέρα την ανακάλυψη αυτή λέγοντας ότι όταν ένα τόξο στέκεται γεφυρώνοντας ένα άνοιγμα, τότε από μέσα του θα πρέπει οπωσδήποτε να διέρχονται κάποιες αλυσοειδείς καμπύλες. Σημειώνεται ότι η αλυσοειδής καμπύλη δεν είναι παραβολή αλλά συνημιτονοειδής υπερβολή [18].

Πρόκειται για την ανακάλυψη της γραμμής ωθήσεων των δυνάμεων. Ως γραμμή ωθήσεων ορίζουμε το γεωμετρικό τόπο των σημείων εφαρμογής των συνισταμένων (Σχ.7) των εσωτερικών (θλιπτικών) δυνάμεων για ένα δεδομένο αριθμό θολιτών (κλειδιών) ή οποιωνδήποτε ενώσεων [19].



Σχ.7: Εύρεση συνισταμένης εσωτερικών θλιπτικών δυνάμεων [20].

Άγγλοι μηχανικοί του 18ου αιώνα, όπως ο John Robison, χρησιμοποίησαν κατά κόρον την ανακάλυψη αυτή στον υπολογισμό τόξων γεφυρών κτλ (Σχ.8). Επίσης ο Young μελέτησε και ανέπτυξε την τεχνική της ανεστραμμένης αλυσίδας σε διαλέξεις του (το 1807) για τη φιλοσοφία της φύσης και την τέχνη της μηχανικής, και την εφάρμοσε στην κατασκευή γεφυρών.



Σχ.8: Σχεδίαση τοξωτής γέφυρας με τη βοήθεια της ανεστραμμένης αλυσίδας αναρτημένων ράβδων (Robison 1801) [18].

Μια θεωρία γραμμής ωθήσεων διατυπώθηκε αξιωματικά από τον Moseley το 1835 ενισχύοντας τον ενστικτώδη πειραματισμό των Άγγλων μηχανικών.

Στη Γαλλία καθ'όλη τη διάρκεια του 18^{ου} αιώνα άρχισε να διατυπώνεται μια πλήρης θεωρία για τις τοξωτές κατασκευές η οποία συνένωνε γραμμές ωθήσεων και μηχανισμούς κατάρρευσης.

Ο Culmann το 1866 στο βιβλίο του Graphische Static προτείνει τη χρήση κυρίως γραφικών μεθόδων, όμως το θεωρητικό υπόβαθρο αυτής της μεθόδου έχει διατυπωθεί ήδη το 1858 από τον Rankine και το 1864 από τον Maxwell.

Οι θεωρίες αυτές εφαρμόστηκαν από τον Antonio Gaudi ο οποίος ενσωμάτωνε στον αρχιτεκτονικό του σχεδιασμό τη σύνθεση του στατικού φορέα των κατασκευών του. Μέσω των τριδιάστατων μοντέλων που έφτιαχνε με κρεμαστές αλυσίδες, δεν εξέταζε τους θόλους απλά για τη στατική τους επάρκεια, αλλά επαλήθευε και τη σύνθεση των κτιριακών όγκων που είχε αρχικά συλλάβει (Εικ.8). Χαρακτηριστικό και το μοντέλο διερεύνησης και σχεδιασμού της εκκλησίας Sagrada Familia (Εικ.9) του οποίου η πολυπλοκότητα φανερώνει τη διεξοδική μελέτη της ισορροπίας των τρούλων. Τα μικρά σακίδια περιέχουν μικρά μολύβδινα σφαιρίδια, τα οποία ζυγίζουν περίπου 1:10⁴ του βάρους το οποίο καλείται να υποστηρίζει η πραγματική κατασκευή [18].







Εικ.9: Μοντέλο διερεύνησης και σχεδιασμού της εκκλησίας Sagrada Familia (ανεστραμμένο) [21].

Στα μέσα του 20^{ου} αιώνα είχαν ήδη αρχίσει να δίδονται μαθηματικές πλέον απαντήσεις στα προβλήματα διαστασιολόγησης των θόλων και των τόξων, περνώντας σταδιακά στη σύγχρονη θεώρηση των προβλημάτων μηχανικής όπως από τον sir Charles Inglis το 1951 (Σχ.9).



Σχ.9: Θεωρητικές μορφές θόλων ή τόξων για διαφορετικά πάχη επίπεδου υπερκείμενου πατώματος (άρα και φορτίου). Εκφράζεται από την συνημιτονοειδή υπερβολική συνάρτηση: y= a*cosh $[2x/l*cosh^{-1} (a+h)/a]$ [18].

Κεφάλαιο 30 Παρούσα κατάσταση μνημείου

3.1 Υφιστάμενη Κατάσταση Συγκροτήματος

Από το εντυπωσιακό συνεχές συγκρότημα των δεκαεπτά νεωρίων, σήμερα (Εικ.10) διασώζονται μόνον επτά συνεχόμενα με βορεινό προσανατολισμό και το Μεγάλο Αρσενάλι προς τα δυτικά (επίσης με βορεινό προσανατολισμό). Από τα τρία νεώρια με δυτικό προσανατολισμό στην ανατολική πλευρά του λιμανιού, στο πάλαι ποτέ νησί Lagonissi, σώζονται και τα τρία, το νοτιότερο των οποίων αποτελεί και το αντικείμενο εξέτασης της παρούσας εργασίας.

Παρά την πληθώρα μελετών που έχουν εκπονηθεί κατά καιρούς, δύο μόνο νεώρια είχαν την τύχη να υποστούν πλήρεις εργασίες συντήρησης και αποκατάστασης ώστε να στεγάσουν νέες λειτουργίες, το Μεγάλο Αρσενάλι στα δυτικά (Κέντρο Αρχιτεκτονικής Μεσογείου) και το βορειότερο (γνωστό ως ασκεπές) των τριών νεωρίων του Μοιο (ιστιοπλοϊκός όμιλος).



Εικ.10: Σύγχρονη φωτογραφία του παλαιού Ενετικού λιμένα Χανίων [21].

3.2 Υφιστάμενη κατάσταση νεωρίων Moro

3.2.1 Αποτύπωση

Η προσομοίωση του φορέα βασίστηκε σε λεπτομερή αποτύπωση που παραχωρήθηκε στον Τομέα Μηχανικής για την παρούσα μελέτη [22]. Τα αρχιτεκτονικά σχέδια παραδόθηκαν σε διδιάστατη και τριδιάστατη μορφή. Η κάτοψη (Σχ.10) του Νεωρίου είναι ένα παραλληλόγραμμο 15*58 μέτρα, με τρεις εγκάρσιες τοζωτές διόδους ανοίγματος 4,7 μέτρων στην βόρεια του όψη (Σχ.11) και ένα μεγάλο θολωτό άνοιγμα πλάτους 9 μέτρων προς τη δυτική του όψη (Σχ.12). Η ανατολική του όψη (Σχ.13) είναι κλεισμένη με έναν εγκάρσιο πέτρινο τοίχο οποίος έχει έναν ψηλό φεγγίτη για φυσικό φωτισμό και αερισμό. Η νότια (Σχ.14) όψη του νεωρίου είναι ένας τυφλός πέτρινος τοίχος ο οποίος συνορεύει με το δημοτικό χώρο στάθμευσης, ο οποίος βρίσκεται σε ένα ψηλότερο κατά 4,25 μέτρα επίπεδο σε σχέση με το δάπεδο του νεωρίου. Παρασχέθηκαν επίσης βόρειες και νότιες διαμήκεις τομές (Σχ.15&16) καθώς και πλήθος εγκάρσιων (Σχ.17) για την ακριβή απεικόνιση του σχήματος του πέτρινου θόλου στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων.



Ş

Σχ.10: Κάτοψη του νεωρίου σε ύψος 2 μέτρων από το δάπεδό του





Σχ.12: Δυτική όψη του νεωρίου

Σχ.13: Ανατολική όψη του νεωρίου



Σχ.14: Νότια όψη του νεωρίου



Σχ.15: Βόρεια διαμήκης τομή



Σχ.16: Νότια διαμήκης τομή



Σχ.17: Εγκάρσια δυτική τομή του νεωρίου, σε απόσταση 5 μέτρων από τη πρόσοψη

3.2.2 Μεταγενέστερες επεμβάσεις

Από τα τρία ανατολικά νεώρια, το βορεινό έχει υποστεί όπως προαναφέραμε εργασίες αποκατάστασης και επανάχρησης από τον Ιστιοπλοϊκό όμιλο Χανίων, η πρόσοψη του μεσαίου δείχνει να βρίσκεται σε δυσχερή κατάσταση (μόνη διαφορά με τη φωτογραφία του Gerola πριν 100 χρόνια το κλείσιμο κάποιων ανοιγμάτων με ανεπίχριστη αργολιθοδομή) ενώ στο υπό εξέταση νότιο νεώριο του ναυτικού μουσείου έχουν γίνει κάποιες εργασίες συντήρησης (Εικ.8).



Εικ.11: Δυτική όψη συγκροτήματος νεωρίων Μόρο

Στην πρόσοψη, η μεταγενέστερη αργολιθοδομή έχει κατεδαφιστεί και αντικαταστάθηκε από μια μεταλλική κατασκευή επικαλυμμένη με τσιμεντοσανίδα. Έχει τοποθετηθεί έκκεντρα, μια τετράφυλλη συρόμενη μεταλλική πόρτα επικαλυμμένη με ξύλο, έτσι ώστε να διέρχεται το κύριο έκθεμα του μουσείου, το αντίγραφο αρχαίου μινωικού εμπορικού πλοίου.

Ο Θόλος του, όπως και του γειτονικού του νεωρίου, έχει καλυφθεί (εδώ και πολλές δεκαετίες) με μια προστατευτική στρώση ελαφροσκυροδέματος η οποία προσδίδει μεν υγρομόνωση, παρουσίασε όμως έντονες ρηγματώσεις (Εικ.12). Το περασμένο έτος, ο θόλος επικαλύφθηκε επιπρόσθετα με μια στρώση στεγανωτικής ασφαλτικής μεμβράνης (Εικ.13).

Στο δάπεδο του νεωρίου εσωτερικά, διαστρώθηκε μια πλάκα σκυροδέματος η οποία δεν εφάπτεται στις βάσεις των πλάγιων τοίχων για την αποφυγή αλληλεπίδρασής τους (Εικ.14). Οι τρείς εγκάρσιες καμάρες που οδηγούν στο διπλανό νεώριο έχουν κλεισθεί με απλή γυψοσανίδα (Εικ.15).


Εικ.12: Προστατευτική στρώση ελαφροσκυροδέματος.



Εικ.13: Επικάλυψη στεγανωτικής ασφαλτικής μεμβράνης.



Εικ.14: Πλάκα σκυροδέματος στο εσωτερικό δάπεδο



Εικ.15: Πλήρωση τοξωτών ανοιγμάτων με γυψοσανίδα



Εικ.16: Πρόσοψη νεωρίου πριν την κατασκευή πετάσματος από τσιμεντοσανίδα

3.2.3 Ορατές ζημιές

Υπάρχει μεγάλος αριθμός ορατών ζημιών στο νεώριο αυτό. Εξωτερικά υπάρχουν έντονες ρηγματώσεις στην εμπρόσθια (δυτική) παρειά του θόλου, σε συμμετρικές θέσεις (Εικ.17&18), οι οποίες έχουν καλυφθεί πρόχειρα με οπτόπλινθους και τσιμεντοκονίαμα (Είναι ενδιαφέρον το γεγονός ότι στις ίδιες ακριβώς θέσεις έχει ρηγματωθεί και το διπλανό του νεώριο, προϊδεάζει ότι πρόκειται για ένα ελάττωμα της γεωμετρίας του θόλου). Από τις δύο συμμετρικές ρηγματώσεις στην πρόσοψη του θόλου, η νότια (Εικ.18) είναι και η πιο έντονη καθώς έχει οδηγήσει σε μικρή ολίσθηση δύο θολιτών (κλειδιών) του θόλου προς τα κάτω.



Εικ.17 Βόρεια ρηγμάτωση πρόσοψης θόλου



Εικ.18 Νότια ρηγμάτωση πρόσοψης θόλου

Από τη πρόσοψη ξεκινούν κι άλλες διαμήκεις ρωγμές, με την πιο έντονη ακριβώς στο μέσον του θόλου η οποία συνεχίζεται για πέντε μέτρα περίπου (Εικ.19).



Εικ.19: διαμήκης ρωγμή στο μέσον της δυτικής απόληξης του θόλου.

Εσωτερικά, η ρωγμή συνεχίζεται, δημιουργώντας μια έντονα ρηγματωμένη επιφάνεια η οποία υποβαστάζεται από μια προσωρινή μεταλλική κατασκευή (Εικ.20). Στο σημείο όπου εφάπτεται η μεταλλική κατασκευή της πόρτας στον πέτρινο θόλο, έχει δημιουργηθεί μια ορατή ρωγμή (απόσχιση) μεταξύ της πρώτης σειράς (από την πρόσοψη) θολιτών και του υπόλοιπου θόλου. Παρότι η λάξευση των θολιτών είναι ιδιαίτερα επιμελημένη, δεν έχει γίνει μέριμνα να «πλεχθούν» μεταξύ τους κατά το κτίσιμο, με αποτέλεσμα το άνοιγμα κάποιων κάθετων (εγκάρσιων) αρμών (Εικ.20).



Εικ.20: Εγκάρσιες και διαμήκεις ρηγματώσεις στην δυτική απόληξη του θόλου και προσωρινή κατασκευή συγκράτησής τους.

Ο θόλος έχει μία ακόμη έντονη ρωγμή, κατά τον εγκάρσιο άξονα, η οποία αρχίζει από τη βάση του θόλου επί του τοίχου και συνεχίζει κατά δύο μέτρα περίπου προς τα πάνω (Εικ.21). Η ρωγμή προεκτείνεται και προς τα κάτω με μια διακοπή ενός μέτρου, για άλλα δύο μέτρα καθ'ύψος του τοίχου. Οι ρωγμές αυτές μετρήθηκαν έτσι ώστε να ληφθούν υπόψη αργότερα στην μοντελοποίηση της κατασκευής.



Εικ.21: Εγκάρσιες ρωγμές εσωτερικά του θόλου και του νότιου τοίχου.

Στο σημείο επαφής της πίσω ανατολικής τοιχοποιίας με την επιφάνεια του θόλου είναι ορατή μια μικρή απόσχιση και υποχώρηση της πρώτης σειράς των θολιτών από τον υπόλοιπο θόλο. Αυτό ευτυχώς συμβαίνει σε μικρό πλάτος, ακριβώς πάνω από το παράθυρο, (ανοιγμένο πιθανώς μεταγενέστερα, αφού στο άλλο σωζόμενο συγκρότημα των 7 νεωρίων τα πίσω παράθυρα βρίσκονται αρκετά χαμηλότερα από τον θόλο, είναι στρογγυλά με ιδιαίτερα επιμελημένους λαξευτούς λίθους στην περίμετρό τους) οπού οι

θολίτες φαίνεται να συγκρατούνται κυρίως από το μεταλλικό κάσωμα του φεγγίτη (Εικ.22).



Εικ.22: Απόσχιση και υποχώρηση θολιτών στην ανατολική εξωτερική παρειά του θόλου.

Η τοιχοποιία του Νεωρίου έχει κατασκευαστεί με διαφορετική επιμέλεια σε κάθε σημείο της. Η εσωτερική της παρειά δείχνει να έχει γίνει με λαξευτούς λίθους, όπως και ο θόλος. Ιδιαίτερη προσοχή στην ποιότητα έχει δοθεί στα 3 τόξα που υπάρχουν στον βορεινό του τοίχο και το συνδέουν με το διπλανό νεώριο. Η πίσω (ανατολική) τοιχοποιία έχει γίνει με ημιλάξευτους λίθους, χωρίς ιδιαίτερη επιμέλεια και έχει καλυφθεί στα 2/3 του ύψους της με επίχρισμα, το οποίο κρύβει της ποιότητα της λιθοδομής (Εικ.22).

Η Νοτινή τοιχοποιία (Εικ.24) έχει και τη μεγαλύτερη διαβάθμιση στην ποιότητα των εξωτερικών μελών της. Οι ακρογωνιαίοι λίθοι (αγκωνάρια) προς την πρόσοψη είναι ιδιαίτερα επιμελημένοι και συνεχίζουν στην ίδια ποιότητα για πέντε μέτρα περίπου προς τα ανατολικά. Ομοίως και στην πίσω όψη, η γωνία αποτελείται από μεγάλα λαξευτά κομμάτια αλλά η ποιότητα δε δείχνει να συνεχίζεται για περισσότερο από 1,5 μέτρο προς τα δυτικά. Το ενδιάμεσο κομμάτι της τοιχοποιίας αποτελείται από ημιλάξευτους λίθους στην πρόσοψη και αργούς λίθους στο γέμισμα της τοιχοποιίας προς τα μέσα. Τα ενδιάμεσα κενά ανάμεσα στους ημιλάξευτους λίθους έχουν καλυφθεί με σκύρα, χώμα, ενώ εξωτερικά διασώζονται κάποια τοπικά υπολείμματα κονιάματος. Ο τοίχος είναι ιδιαίτερα ταλαιπωρημένος στο πέρασμα του χρόνου, με μια μεγάλη κόγχη (Εικ.23) προς τα ανατολικά, πολλές οριζόντιες ρωγμές κυρίως στο μικρό στηθαίο των ρύσεων (δεν επηρεάζουν τη στατικότητα), πολυάριθμα κενά όπου πιθανώς να στήριζαν ξύλινα υπόστεγα, καθώς και έντονη διάβρωση κυρίως στα ανεπίχριστα κομμάτια κοντά στη θάλασσα.

Τοπικά σε όλες τις εξωτερικές όψεις έχει αναπτυχθεί ποώδης βλάστηση η οποία ενισχύεται από το γεγονός ότι απουσιάζει αρμολόγημα και επίχρισμα, καθώς και από το χώμα που υπάρχει ως στοιχείο πλήρωσης μέσα στις λιθοδομές.



Εικ.23: Εξωτερική κόγχη στο ανατολικό τμήμα του νότιου τοίχου.



Εικ.24: Νότια όψη του νεωρίου

Στο πίσω μέρος της ανατολικής τοιχοποιίας παρατηρείται έντονη διάβρωση του κονιάματος επικάλυψης, καθώς και λιγότερο επιμελημένη λιθοδομή. Ο θόλος δεν παρουσιάζει τις έντονες ρηγματώσεις της δυτικής όψης (Εικ.25).



Εικ.25: Κατάσταση του ανατολικού εγκάρσιου τοιχώματος.

Κεφάλαιο 40

Αρχική διερεύνηση της κατασκευής

4.1 Πιθανοί μηχανισμοί κατάρρευσης ημικυκλικού θόλου

Οι πέτρινοι θόλοι καταρρέουν λόγω ανάπτυξης πολύ μικρότερων τάσεων, από την μέγιστη θλιπτική αντοχή των επιμέρους στοιχείων που τους αποτελούν. Οι συμπαγείς λαξευτοί λίθοι μένουν ουσιαστικά απαραμόρφωτοι, επομένως δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί η ελαστική θεωρία για την πρόβλεψη και υπολογισμό πιθανών παραμορφώσεων που θα οδηγήσουν σε κατάρρευση της κατασκευής. Για να κατανοήσουμε τους μηχανισμούς κατάρρευσης των θόλων πρέπει να ασχοληθούμε λίγο με τις γραμμές ωθήσεων.

Όπως προαναφέραμε οι συνισταμένες δυνάμεις των θλιπτικών δυνάμεων των επιμέρους στοιχείων που αποτελούν το κάθε τόξο ή θόλο ορίζουν μία καμπύλη (συνημιτονοειδή υπερβολή) η οποία λέγεται γραμμή ωθήσεων. Η γραμμή ωθήσεων όταν εμπεριέχεται στην πέτρινη κατασκευή, τότε τα φορτία μεταφέρονται στο έδαφος. Όταν η γραμμή εφάπτεται (πάει να βγει έξω) στην έσω ή έξω παρειά του θόλου τότε οι ωθήσεις δεν έχουν που να πάνε, με αποτέλεσμα τη δημιουργία άρθρωσης στην αντίθετη παρειά του θόλου.

Εάν υπάρχει έστω και μία δυνατή γραμμή ωθήσεων σε ένα τόξο τότε υπάρχει η δυνατότητα να ισορροπήσει. Πρακτικά όμως σε κάθε θόλο ή τόξο πρέπει να υπάρχει άπειρος δυνατός αριθμός γραμμών ωθήσεων αφενός επειδή τα εξωτερικά ασκούμενα φορτία μεταβάλλονται με το χρόνο (κινητά φορτία), αφετέρου επειδή μπορεί να υπάρξουν μικρομετακινήσεις των πλάγιων τοίχων (σεισμικές δονήσεις, υποχώρηση εδάφους κτλ). Ο Rankine είχε διατυπώσει χωρίς απόδειξη ότι για να είναι ασφαλές ένα τόξο, η γραμμή ωθήσεών του πρέπει να διέρχεται από το εσωτερικό 1/3 του πάχους του. Πιο γενικά, η ενσωματώσει την ίδια καμπύλη ωθήσεων, ονομάζεται γεωμετρικός συντελεστής ασφαλείας [20].

Αυτές οι γραμμές ωθήσεων είναι μεν άπειρες, περιορίζονται όμως μεταξύ δύο ακραίων μορφών (για δράση μόνο του ιδίου βάρους της κατασκευής) οι οποίες ορίζουν δύο διαφορετικά μοντέλα κατάρρευσης ενός ημικυκλικού θόλου/τόξου (Σχ.18 α & β).



Σχ.18: Σχεδιαγράμματα μηχανισμών κατάρρευσης ημικυκλικού τόξου υπό το ίδιον του βάρος: α) ελάχιστη πλάγια ώθηση β) μέγιστη πλάγια ώθηση [15].

α)Όσο η γεωμετρία του τόξου, του επιβάλλει να μεταφέρει τις ωθήσεις προς τις κάτω στηρίξεις του με τις ελάχιστες δυνατές πλάγιες ωθήσεις, άρα με την πιο οξυκόρυφη δυνατή αλυσοειδή καμπύλη ωθήσεων, τόσο η γραμμή αυτή πλησιάζει εκατέρωθεν στην εσωτερική παρειά στο μέσον περίπου του ύψους του ημικυκλίου (σημεία B & C Σχ.19) και στην εξωτερική παρειά στο μέσον του πλάτους του ημικυκλίου (σημείο Ο Σχ.19). Εάν η καμπύλη ωθήσεων αγγίξει τις θέσεις αυτές δημιουργείται ένας μηχανισμός τεσσάρων αρθρώσεων ο οποίος οδηγεί σε κατάρρευση (η τέταρτη άρθρωση μπορεί για παράδειγμα να βρίσκεται στις γενέσεις του τόξου: σημεία K & N Σχ.19)



Σχ.19: Ημικυκλικός θόλος με μεγάλες παραμορφώσεις. Η παραμορφωμένη μορφή του δε μπορεί να ερμηνευθεί με την ελαστική ανάλυση [15].

Αυτό το σενάριο μπορεί να πραγματοποιηθεί :

- Εάν ασκηθεί ένα μεγάλο φορτίο στο μέσον του ανοίγματος του θόλου. (αν φανταστούμε την ανεστραμμένη αλυσίδα, μια εξάρτηση βάρους στο μέσον της δημιουργεί μια πιο οξυκόρυφη καμπύλη). Εάν το μέτρο (έστω x) της δύναμης αυτής είναι οριακά τόσο ώστε να προκαλέσει μείωση της δυναμικής ενέργειας του θόλου, τότε θα σχηματιστεί ο μηχανισμός κατάρρευσης. Εάν το μέτρο της δύναμης είναι μικρότερο του x τότε η δύναμη θα οδηγήσει σε αύξηση της δυναμικής ενέργειας του θόλου, και δεν θα έχουμε σχηματισμό μηχανισμού, διότι χρειάζεται μεγαλύτερη δαπάνη ενέργειας γι'αυτό.

Μια μικρή υποχώρηση προς τα έξω τουλάχιστον ενός από τους πλάγιους τοίχους θα ανοίξει ακόμη περισσότερο τις αρθρώσεις στους κόμβους Ο, Β & C (Σχ.19). (λεπτοί πλάγιοι τοίχοι, απουσία αντηρίδων, σεισμική δόνηση)

β) Όσο η γεωμετρία του τόξου, του επιβάλλει να μεταφέρει τις ωθήσεις προς τις κάτω στηρίξεις με τις μέγιστες δυνατές πλάγιες ωθήσεις, άρα με την πιο ανοικτή καμπύλη ωθήσεων, τόσο η γραμμή αυτή πλησιάζει στις έξω παρειές των γενέσεων του τόξου (στα σημεία επαφής θόλου με πλάγιους τοίχους) καθώς και εκατέρωθεν του άνω τμήματος της έσω παρειάς του τόξου. Εάν οι καμπύλη ωθήσεων δεν μπορεί πλέον να συγκρατηθεί εντός των ορίων των πλάγιων τοίχων έχουμε τη δημιουργία δύο συμμετρικών αρθρώσεων κοντά στις γενέσεις του τόξου και αντίστοιχα δύο αρθρώσεις στην έξω παρειά του άνω τμήματος του τόξου (στα σημεία που εφάπτεται η καμπύλη ωθήσεων με την έσω ημικυκλική παρειά) ώστε να δημιουργηθούν 3 περίπου ισομεγέθη τμήματα τόξου.

Αυτό το σενάριο μπορεί να πραγματοποιηθεί :

-Εάν σημειωθεί μια υποχώρηση προς τα μέσα τουλάχιστον ενός από τους πλάγιους τοίχους (λόγω σεισμικής δόνησης ή υποχώρησης του εδάφους).

Πρακτικά, σπανίως οι πέτρινοι θόλοι οδηγούνται σε πλήρη κατάρρευση. Συχνότερος είναι ο σχηματισμός ρωγμών, οι οποίες προκαλώντας μικρομετακινήσεις στα επιμέρους στοιχεία του θόλου (θολίτες, πλάγιους τοίχους, αντηρίδες) φέρνουν το σύστημα σε μια νέα κατάσταση ισορροπίας.

4.2 Διερεύνηση με γραφικές μεθόδους

Ο θόλος του υπό εξέταση Νεωρίου έχει καθαρό άνοιγμα 9,9 μέτρα και πάχος 0,6 μέτρα περίπου. Έχει σχήμα ημικυκλικό με λόγο πάχους προς άνοιγμα 6%. Ο νότιος του τοίχος καταλήγει σε επικλινές πέλμα, πιθανά για να δράσει ως τοίχος βαρύτητας στο έδαφος που βρίσκεται σε ανώτερο επίπεδο. Είχε σχεδιαστεί να είναι το τελευταίο προς τα νότια Νεώριο του ανατολικού συγκροτήματος (Εικ.26).



Εικ.26: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά του εξεταζόμενου θόλου.

Στον ιστοχώρο, υπάρχει δωρεάν λογισμικό το οποίο απεικονίζει γραφικά τις δυνατές γραμμές ωθήσεων ενός τόξου και το μηχανισμό κατάρρευσής του, ανάλογα με τη γεωμετρία του. Οι εφαρμογές που θα χρησιμοποιήσουμε, είναι διαθέσιμες στην ιστοσελίδα του ΜΙΤ από τον Dr. Philippe Block [22]. Πρόκειται για εφαρμογές σε Java, προγραμματισμένες με τη βοήθεια του λογισμικού Cabri Geometry II Plus και μεθόδων γραφικών στατικών [24]. Η γεωμετρία των τόξων και των πλάγιων τοίχων έχει παραμέτρους που καθορίζονται από τον χρήστη, για τη προσομοίωση της εκάστοτε κατασκευής (πχ ο λόγος πάχους θόλου προς άνοιγμα). Επίσης χρησιμοποιούνται ενσωματωμένες μακροεντολές με γεωμετρικές μεθόδους εύρεσης κεντροειδών κάθε στοιχειώδους τμήματος του τόξου (πχ μέθοδος W.S Wolfe - 1921). Ο σχεδιασμός της γραμμής ωθήσεων προκύπτει ως αλυσοειδές πολύγωνο από τη σύνθεση των διανυσμάτων των δυνάμεων βαρυτικής έλξης κάθε στοιχείου, με παράμετρο (καθοριζόμενη από το χρήστη) είτε τα σημεία εισόδου και εξόδου της γραμμής ωθήσεων από το έδαφος (σημεία εφαρμογής) ή το μέτρο των πλάγιων ωθήσεων ως ποσοστό του ιδίου βάρους.

Η εν λόγω ιστοσελίδα διαθέτει τις τρείς παρακάτω χρήσιμες εφαρμογές για την παρούσα μελέτη:

1) Line of Thrust of a Semicircular Arch – (Γραφική απεικόνιση της γραμμής ωθήσεων).

Arch collapse mechanism (spreading supports) – (Γραφική απεικόνιση του μηχανισμού κατάρρευσης του τόξου λόγω αύξησης του ανοίγματός του).

 Arch collapse mechanism (leaning buttresses) – (Γραφική απεικόνιση του μηχανισμού κατάρρευσης του τόξου λόγω απόκλισης ενός εκ των πλάγιων τοίχων στήριξης του από την κάθετο).

Αφού εισάγουμε τις γεωμετρικές ιδιότητες του ημικυκλικού θόλου στο 1ο πρόγραμμα γραφικής απεικόνισης των δύο ακραίων γραμμών ωθήσεων λόγω ιδίου βάρους, βλέπουμε ότι δεν υπάρχει αλυσοειδής καμπύλη η οποία να μεταφέρει τα φορτία στις βάσεις του θόλου (Σχ.20). Το γεγονός αυτό είναι αναμενόμενο αφού οι τοίχοι του νεωρίου υποστηρίζουν τον ημικυκλικό θόλο σε γωνία 28° (90-62) περίπου εκατέρωθεν των γενέσεών του (βλ. Εικ.26).



Σχ.20: Απεικόνιση γραμμών ωθήσεων μέγιστης και ελάχιστης πλάγιας ώθησης ενός ημικυκλικού τόξου με αναλογία πάχους προς άνοιγμα 6% [23].

Στο 2ο πρόγραμμα μπορούμε να εισάγουμε τις γωνίες εμφάνισης των αρθρώσεων στον θόλο, καθώς και να αφαιρέσουμε τα ενσωματωμένα στους τοίχους στήριξης τμήματά του. Το πρόγραμμα κρίνει με αυστηρά γεωμετρικά κριτήρια ότι το άνοιγμα θα καταρρεύσει με πάνω από 13% αύξηση του ανοίγματός του. Στην πραγματικότητα όμως θα γίνει πολύ νωρίτερα, ειδικά λόγω θραύσης στα σημεία των αρθρώσεων (Σχ.21).



Σχ.21: Απεικόνιση του μηχανισμού κατάρρευσης του τόξου λόγω αύξησης του ανοίγματός του κατά 4,5% και 13,5% του αρχικού αντίστοιχα [23].

Στο 3° πρόγραμμα μπορούμε να εισάγουμε προσεγγιστικά την αναλογία του πάχους των πλάγιων τοίχων του νεωρίου προς το καθαρό άνοιγμα του θόλου του η οποία είναι 25-31%. Περίπου. Με την εισαγωγή αυτού του δεδομένου, διαφαίνεται ότι η καμπύλη ωθήσεων λόγω ιδίου βάρους εμπεριέχεται κατά πολύ εντός της διατομής των πλάγιων τοιχωμάτων. Ξανά το πρόγραμμα κρίνοντας με γεωμετρικά μόνο κριτήρια, εξάγει μεγάλη γωνία (7°) απόκλισης της τοιχοποιίας από την κάθετο μέχρι την πλήρη κατάρρευση το οποίο στην πραγματικότητα δεν ισχύει (Σχ.22).



Σχ.22: Απεικόνιση του μηχανισμού κατάρρευσης του τόξου λόγω απόκλισης ενός εκ των πλάγιων τοίχων στήριξής του από την κάθετο κατά 3° και 7° μοίρες αντίστοιχα [23].

Κεφάλαιο 50

Ανάλυση της κατασκευής

5.1 Μέθοδος Πεπερασμένων Στοιχείων (Finite Element Method)

Η χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων αποτελεί μία από τις πιο ισχυρές και έγκριτες μεθόδους αριθμητικής ανάλυσης για την επίλυση προβλημάτων δομικών κατασκευών. Αποτελεί επέκταση της μητρωικής ανάλυσης ραβδωτών κατασκευών στην ανάλυση πιο περίπλοκων ολόσωμων κατασκευών.

Βασική αρχή της μεθόδου είναι η υποδιαίρεση της κατασκευής σε ένα πεπερασμένο αριθμό μικρότερων στοιχειωδών κομματιών (finite elements). Τα στοιχεία αυτά διατηρούν τις ιδιότητες των επιμέρους υλικών της αρχικής κατασκευής, ενώ συνδέονται μεταξύ τους με κοινούς κόμβους (nodes). Όπως και στην μητρωϊκή ανάλυση, έτσι και εδώ υπάρχει η δυνατότητα επιλογής των κομβικών μετατοπίσεων η των κομβικών δυνάμεων σαν βασικών μεταβλητών του προβλήματος.

Η μέθοδος έχει τις ρίζες της σε διατυπώσεις του Hrenikoff το 1941, σε μελέτες του Courant το 1943 καθώς και σε επινοήσεις και εφαρμογές του Ι. Αργύρη το 1944 στους Η/Υ της τότε εποχής. Η μέθοδος διατυπώθηκε αναλυτικά το 1960 σε διατριβή των Ι. Αργύρη και Kelsey και σε εργασία του Clough. Από τότε μέχρι σήμερα, η συνεχής εξέλιξη των υπολογιστικών συστημάτων κατέστησε δυνατή την επίλυση προβλημάτων θεωρητικά απροσπέλαστων πριν μερικά χρόνια [25].

5.1.1 Εξίσωση κίνησης

Οι δομικές κατασκευές είναι συστήματα με άπειρους βαθμούς ελευθερίας γιατί παρουσιάζουν συνεχή κατανομή μάζας και ελαστικών χαρακτηριστικών. Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων θεωρεί ότι η κίνηση του συστήματος περιγράφεται από έναν ορισμένο αριθμό παραμέτρων κίνησης, που αντιστοιχούν στις ελευθερίες κινήσεως των κόμβων, επιτρέποντας την ελαστική διακριτοποίηση. Ο αριθμός των παραμέτρων αυτών εξαρτάται από τη δομή του συστήματος, τον τρόπο διέγερσης και την επιδιωκόμενη ακρίβεια. Η επιλογή των παραμέτρων πρέπει να ναι τέτοια ώστε να αποδίδει κατά το δυνατόν καλύτερα την πραγματική κίνηση του συστήματος.

Η κίνηση ενός ελαστικού φορέα εξαρτάται άμεσα από τις δύο βασικές φυσικές του ιδιότητες, την αδράνεια (μάζα) και την ελαστικότητά του. Εξαρτάται ακόμη και από τις διάφορες μορφές αντίστασης που αναπτύσσονται κατά την ταλάντωση της κατασκευής που αφαιρούν προοδευτικά μηχανική ενέργεια μετατρέποντάς την σε άλλες μορφές, οι οποίες εκφράζονται με την απόσβεση. Κάθε είδους εξωτερικά φορτία ή καταναγκασμοί, στα οποία υποβάλλεται ένας φορέας, ορίζονται με τον όρο διέγερσή και εκφράζεται ως περιοδική ή μη [25].

Η εξίσωση κίνησης ενός μηχανικού συστήματος με χρήση μητρώων γράφεται:

$$M\ddot{v} + C\dot{v} + Kv = P(t)$$

η οποία ορίζει ένα σύστημα Ν γραμμικών διαφορικών εξισώσεων δευτέρας τάξης.

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} \mathbf{m}_{11} & \mathbf{m}_{12} & \dots & \mathbf{m}_{1N} \\ \mathbf{m}_{21} & \mathbf{m}_{22} & \dots & \mathbf{m}_{2N} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \mathbf{m}_{N1} & \mathbf{m}_{N2} & \dots & \mathbf{m}_{NN} \end{bmatrix} \quad \mathbf{C} = \begin{bmatrix} \mathbf{c}_{11} & \mathbf{c}_{12} & \dots & \mathbf{c}_{1N} \\ \mathbf{c}_{21} & \mathbf{c}_{22} & \dots & \mathbf{c}_{2N} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \mathbf{c}_{N1} & \mathbf{c}_{N2} & \dots & \mathbf{c}_{NN} \end{bmatrix} \quad \mathbf{K} = \begin{bmatrix} \mathbf{k}_{11} & \mathbf{k}_{12} & \dots & \mathbf{k}_{1N} \\ \mathbf{k}_{21} & \mathbf{k}_{22} & \dots & \mathbf{k}_{2N} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \mathbf{k}_{N1} & \mathbf{k}_{N2} & \dots & \mathbf{k}_{NN} \end{bmatrix}$$

όπου:

- Μ Το μητρώο μάζας του συστήματος
- C Το μητρώο απόσβεσης του συστήματος
- Κ Το μητρώο ακαμψίας του συστήματος
- ÿ Το διάνυσμα των κομβικών επιταχύνσεων
- v Το διάνυσμα των κομβικών ταχυτήτων
- ν Το διάνυσμα των κομβικών μετατοπίσεων

P Το διάνυσμα των χρονικά μεταβαλλόμενων δυνάμεων που εφαρμόζονται σε κάθε
 κόμβο

Στην περίπτωση που το σύστημα διεγείρεται από κάποια εδαφική επιτάχυνση (σεισμικό φορτίο) τότε η εξίσωση γίνεται:

$$M\ddot{v} + C\dot{v} + Kv = -M\ddot{u}_{o}(t)$$

όπου:

ü^g Το διάνυσμα των εδαφικών επιταχύνσεων [25]

5.1.2 Ιδιομορφές και Ιδιοσυχνότητες

Το σύστημα που ορίζεται από τις Ν γραμμικές εξισώσεις που αποτελούν την προαναφερθείσα εξίσωση κίνησης, μπορεί να επιλυθεί απλούστερα με τη βοήθεια ορισμένων απλών κινήσεων ανεξάρτητων από την εξωτερική (σεισμική) διέγερση. Οι κινήσεις αυτές προδιαγράφονται από τα φυσικά χαρακτηριστικά του συστήματος, είναι θεωρητικού χαρακτήρα και υπολογίζονται με καθαρή μαθηματική ανάλυση του προσομοιώματος του πραγματικού συστήματος [26].

Για τον προσδιορισμό τους θεωρείται ότι το σύστημα εκτελεί απλή ελεύθερη ταλάντωση με μηδενική απόσβεση, προκαλούμενη όχι από εξωτερική διέγερση αλλά από προγενέστερη διέγερση γνωστή κατά την αρχή μέτρησης του χρόνου.

Έτσι η εξίσωση κίνησης για ένα μηχανικό σύστημα που ταλαντώνεται υπό ένα σύστημα συντηρητικών δυνάμεων, θα έχει τη μορφή :

$$M \ddot{v}(t) + K v(t) = 0$$
 (1)

όπου:

Μ & Κ θετικά ορισμένα μητρώα μάζας και δυσκαμψίας.

Υποθέτοντας ότι η λύση της προηγούμενης εξίσωσης είναι της μορφής :

v(t)=a f(t)

Όπου a ένα άγνωστο διάνυσμα μετακινήσεων και f(t) μία άγνωστη συνάρτηση κοινή για όλες τις μετακινήσεις, τότε η λύση που θα προκύψει από τις δύο παραπάνω εξισώσεις (η οποία θα χαρακτηρίζει μια συγχρονισμένη κίνηση όλων των μαζών) θα έχει τη μορφή :

Όπου λ = - f''(t)/f(t) μια σταθερά. Το σύστημα για να έχει λύση θα πρέπει:

$det(K-\lambda M)=0$

η λύση της οποίας (ως προς λ) μας δίνει τις ιδιοτιμές του προβλήματος. Για κάθε λ δίνεται και το αντίστοιχο διάνυσμα μετακινήσεων ai που λέγεται ιδιοδιάνυσμα του

προβλήματος ιδιοτιμής. Για τον υπολογισμό των a_i γίνεται κανονικοποίησή τους και προκύπτουν τα ιδιοδιανύσματα ϕ_i όπου γενικά $\phi_i=c_ia_i$ με c_i αυθαίρετη σταθερά. Θεωρώντας αρμονική την ταλάντωση του συστήματος, το διάνυσμα των μετακινήσεων θα έχει η μορφή :

V= φ sin ω t (2)

Όπου φ= ιδιοδιάνυσμα, ω= γωνιακή συχνότητα, αντικαθιστώντας την (2) στην (1) προκύπτει η εξίσωση:

 $(K-\omega^2 M) \cdot \phi = 0$ (3)

Η οποία λέγεται εξίσωση ιδιοτιμής και αποτελείται από ένα σύνολο ομογενών εξισώσεων. Στην περίπτωση όπου η ορίζουσα :

 $det(K-\omega^2 M) \neq 0$

Η μόνη δυνατή λύση της είναι η φ=0 δηλαδή προκύπτει η περίπτωση του συστήματος χωρίς κίνηση. Για να προκύψει μη μηδενική λύση πρέπει η ορίζουσα:

 $det(K-\omega^2 M)=0 (4)$

οπότε φ≠0 και δίνεται από την λύση της (4). Η λύση της μας δίνει διακριτές ιδιοτιμές $\omega_i 2 = \lambda_i$, όπου i = 1,...N ο αριθμός των ιδιοτιμών και N το πλήθος των βαθμών ελευθερίας της διακριτοποιημένης κατασκευής. Σύμφωνα με την (3) σε κάθε λύση της (4) αντιστοιχεί ένα ιδιοδιάνυσμα φ_i . Η (3) γράφεται στη γενικότερη μορφή.

 $(K-\omega_i^2 M) \bullet \phi_i = 0, \quad i=1,2,...,N$

Κάθε ιδιοτιμή και ιδιοδιάνυσμα ορίζει μία ελεύθερη ταλάντωση του μηχανικού συστήματος, την ιδιοταλάντωση. Η ιδιοτιμή λ_i σχετίζεται με την i-στη φυσική συχνότητα ή **ιδιοσυχνότητα** f_i του μηχανικού συστήματος ως ακολούθως.

 $f_i = \omega_i / 2\pi$, i = 1, 2, ..., N

Ο αριθμός των ιδιοτιμών και ιδιοδιανυσμάτων είναι ίσος με τον αριθμό βαθμών ελευθερίας του συστήματος στους οποίους αντιστοιχούν συγκεντρωμένες μάζες. Οι κύριοι τρόποι ταλάντωσης είναι απλές αρμονικές κινήσεις με περιόδους.

 $T_i=2\pi/\omega_i, i=1,2,...,N$

Που ειδικότερα ονομάζονται φυσικές περίοδοι ή ιδιοπερίοδοι του συστήματος [26].

Κάθε ιδιοταλάντωση η οποία λαμβάνει χώρα στην αντίστοιχη ιδιοσυχνότητα και κατά την ανάλογη ιδιοπερίοδο, αντιστοιχεί σε μία μοναδική **ιδιομορφή** του μηχανικού συστήματος η οποία απεικονίζει το ταλαντευόμενο τμήμα της κατασκευής που διεγείρεται στις τιμές αυτές.

Οι ιδιομορφές μαζί με τις ιδιοσυχνότητες μιας κατασκευής αποτελούν εργαλείο διερεύνησης της παθολογίας της. Τα προγράμματα που χρησιμοποιούν πεπερασμένα στοιχεία έχουν τη δυνατότητα εύρεσης αυτών των ιδιομορφών και ιδιοσυχνοτήτων, σύμφωνα πάντα με τα θεωρητικά δεδομένα, τις παραδοχές και τις απλοποιήσεις που γίνονται.

Παράλληλα η σύγκριση των ιδιομορφών και ιδιοσυχνοτήτων που προσδιορίζονται υπολογιστικά από το τριδιάστατο μοντέλο, με αυτά που προκύπτουν από την επεξεργασία των επιτόπου μετρήσεων, βοηθά στον έλεγχο της αξιοπιστίας της προσομοίωσης του φορέα, καθώς και στον εντοπισμό τοπικών αστοχιών του. Τα στοιχεία αυτά σε συνδυασμό με τη γνώση της παθολογίας του, οδηγούν στην επιλογή των επιτρεπτών μεθόδων ενίσχυσης του [26].

5.2 Περιγραφή προσομοίωσης

5.2.1 Μεθοδολογία

Η μεθοδολογία δουλειάς σε ένα πρόγραμμα με πεπερασμένα στοιχεία όπως το Marc απαιτεί σαν πρώτη ενέργεια την εισαγωγή της γεωμετρίας του φορέα στο πρόγραμμα.

Τα νεώρια, όπως κάθε κατασκευή από φέρουσα λιθοδομή, χαρακτηρίζονται από την παρουσία ψαθυρού υλικού δόμησης, με μικρή εφελκυστική αντοχή, την ανομοιογένεια του υλικού αυτού, την έλλειψη μονολιθικότητας, την ύπαρξη άγνωστων παραμέτρων, αλλά και την ύπαρξη μεγάλης σεισμικής απόσβεσης. Αυτό καθιστά δυσκολότερη την ακριβή προσομοίωση των μηχανικών ιδιοτήτων του.

Επειδή η μελέτη λαμβάνει χώρα σε μακροσκοπικό επίπεδο, θα θεωρήσουμε ότι η τοιχοποιία από ψαμμόλιθο αποτελείται από ομοιογενές, ισότροπο και συνεχές υλικό με γραμμική ελαστική συμπεριφορά. Ως σημείο αναφοράς για το μέτρο ελαστικότητας θα λειτουργήσει η τιμή που χρησιμοποιήθηκε παλαιότερα σε μελέτη για τον φάρο του Ενετικού λιμανιού. Πρόκειται για κατασκευή από το ίδιο υλικό, με παρόμοια επιμέλεια κατασκευής.

Στην μελέτη του φάρου, η ομογενοποίηση του πολυφασικού υλικού προέκυψε με κατάλληλη σύζευξη των ιδιοτήτων των επιμέρους κατασκευαστικών στοιχείων (λίθων, κονιάματος) [26].

Το τριδιάστατο προσομοίωμα της κατασκευής και οι ιδιότητές του υπέστησαν συνεχείς τροποποιήσεις κατά τη πορεία της εργασίας, με σκοπό τη ρεαλιστικότερη προσομοίωση της παθογένειας και των αβέβαιων χαρακτηριστικών της (διαφορετική ποιότητα στο κτίσιμο εντός της τοιχοποιίας, ρωγμές στο θόλο και τους πλάγιους τοίχους). Τα διάφορα αποτελέσματα των ιδιοσυχνοτήτων ταλάντωσης θα συγκριθούν μεταξύ τους και με εργαστηριακές μετρήσεις που έλαβαν χώρα στα πλαίσια άλλης διπλωματικής εργασίας του μεταπτυχιακού προγράμματος του Εργαστηρίου Εφαρμοσμένης Μηχανικής του Γενικού Τμήματος, για την εξαγωγή πιο σφαιρικών συμπερασμάτων [2].

Για την διακριτοποίηση των μελών της κατασκευής θα χρησιμοποιηθούν ισοπαραμετρικά εξαεδρικά στοιχεία με οκτώ κόμβους (Σχ.23). Η ακαμψία του στοιχείου υπολογίζεται χρησιμοποιώντας ολοκλήρωση οκτώ σημείων κατά Gauss [25].



Σχ.23: Εξαεδρικό στοιχείο οκτώ κόμβων (Hex).

5.2.2 Από την 3D αποτύπωση στην προσομοίωση με πεπερασμένα στοιχεία

Το τριδιάστατο σχέδιο της αποτύπωσης του Νεωρίου εισήχθη στο πρόγραμμα Marc Mentat όπου θα προσομοιωθεί η δυναμική του συμπεριφορά (Σχ.24).



Σχ.24: Το τριδιάστατο σχέδιο της αποτύπωσης όπως έχει εισαχθεί στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων.

Για να υπάρξει μια ικανοποιητική εξισορρόπηση μεταξύ υπολογιστικού χρόνου και επιθυμητής ακρίβειας της μοντελοποίησης αποφασίστηκε η διακριτοποίηση σε στοιχεία 0.50 X 0.50 μέτρο περίπου (± 0.10 μέτρο).

Είναι μία απόφαση που συνάδει και με τις διαστάσεις του κτηρίου. (Σχ.25&26), μήκος 58.10 μέτρα (116 στοιχεία), πάχος πλάγιων τοίχων 2.70-3.40 μέτρα (5-6 στοιχεία), ύψος πλάγιων τοίχων 8.05 μέτρα (16 στοιχεία), πάχος θόλου ~ 0.60 μέτρα (εδώ θα υπάρξει μεγαλύτερη πύκνωση στοιχείων διότι μας ενδιαφέρει ιδιαίτερα η παθογένειά του, επομένως 2 στοιχεία αντί για 1). Επίσης λήφθηκε μετά από δοκιμάστικές αναλύσεις τμημάτων του φορέα με διαφορετικές διακριτοποιήσεις.



Σχ.25: Σκαρίφημα κάτοψης με τις διαστάσεις του Νεωρίου και τον κάνναβο της προτεινόμενης διακριτοποίησης.



Σχ.26: Σκαρίφημα όψης με τις διαστάσεις του Νεωρίου και τον κάνναβο της προτεινόμενης διακριτοποίησης.

Κάνοντας την απαραίτητη απαλοιφή περιττών κόμβων (sweep nodes), παρατηρείται ότι μέχρι την απαλοιφή των κόμβων με μικρότερη απόσταση από 0.50 μέτρο, διατηρείται ικανοποιητικά η λεπτομέρεια της μορφής του κελύφους (Σχ.27). Επαναλαμβάνοντας την απαλοιφή με απόσταση 1 μέτρο το σχήμα του κελύφους αλλοιώνεται πλέον υπερβολικά (Σχ.28).



Σχ.27: Τριδιάστατο σχέδιο του Νεωρίου με απαλοιφή κόμβων για απόσταση μικρότερη του 0,5μέτρου.



για απόσταση μεγαλύτερη του 0,5μέτρου.

Βλέποντας το τριδιάστατο σχέδιο του κελύφους σε μορφή «wireframe» (Σχ.29) διαπιστώθηκε ότι τα σημεία των εγκάρσιων μετρήσεων της αποτύπωσης του άνω μέρους του θόλου δε συμπίπτουν με τα σημεία των εγκάρσιων μετρήσεων του κάτω μέρους του θόλου στο διαμήκη άξονα. Επειδή τα σημεία αυτά θα αποτελέσουν τους κόμβους των εξαεδρικών (hex) πεπερασμένων στοιχείων του θόλου, οι συντεταγμένες τους στο διαμήκη άξονα του νεωρίου είναι απαραίτητο να συμπίπτουν.

Είναι ιδιαίτερα σημαντικό να αποτυπωθεί σωστά η πτώση που παρατηρείται στο πίσω μισό του θόλου. Αυτό θα γίνει χρησιμοποιώντας τις πάνω μετρήσεις αυτούσιες, ενώ οι κάτω μετρήσεις θα προσεγγιστούν παίρνοντας τον μέσο όρο (με συμμετοχή ανάλογη της απόστασης) των δύο κάτω μετρήσεων εκατέρωθεν της εκάστοτε άνω μέτρησης. Οι κάτω μετρήσεις δηλαδή θα μετατραπούν από 7 σε 3 σετ (Σχ.30).



Σχ.29 Σχέδιο του κελύφους σε μορφή «wireframe» - όψη από βορρά



Σχ.30 Σχεδιάγραμμα συγχώνευσης τοπογραφικών μετρήσεων άνω και κάτω παρειάς θόλου Με τις εντολές δημιουργίας ενδιάμεσων κόμβων επιτυγχάνεται η δημιουργία 3 ενιαίων εγκάρσιων σετ μετρήσεων. (στο ¹/4 της απόστασης του σετ 1 και 3 είναι τα σημεία κάτω από το σετ 2, στα $\frac{5}{8}$ της απόστασης του σετ 3 και 5 είναι τα σημεία κάτω από το σετ 4, στο ¹/4 της απόστασης του σετ 5 και 7 είναι τα σημεία κάτω από το σετ 6). Με την εντολή μετακίνησης κόμβων επιτυγχάνεται η πλήρης ταύτιση συντεταγμένων στον Χ άξονα.

5.2.3 Παραδοχές προσομοίωσης - Συνοριακές συνθήκες

 Για τη προσομοίωση της επαφής της βάσης του νεωρίου με το έδαφος, επιβλήθηκε σε όλους τους κατώτερους κόμβους της βάσης της κατασκευής πλήρης περιορισμός μετατόπισης στους τρείς άξονες κίνησης.

(Displacement X= Displacement Y= Displacement Z = 0)

2) Στους κοινούς κόμβους του τυφλού νότιου τοίχου με τον γειτονικό χώρο στάθμευσης, επιβλήθηκε πλήρης περιορισμός μετατόπισης στον εγκάρσιο οριζόντιο άξονα.
(Displacement Y=0)

3) Ο βορεινός τοξωτός τοίχος του νεωρίου έχει 3 κοινούς κόμβους με τον θόλο του γειτονικού του (βορειότερου) νεωρίου. Η σχέση αυτή διερευνήθηκε σε τρείς διαφορετικές υποπεριπτώσεις:

3α) Έντονη επιρροή από το διπλανό νεώριο : Πλήρης περιορισμός κίνησης στον εγκάρσιο οριζόντιο άξονα.

(Displacement Y=0)

3β) Μέση επιρροή από το διπλανό νεώριο : Προσεγγιστική εύρεση πλάγιας ωστικής δύναμης από διπλανό νεώριο (μέσω μοντελοποίησης διδιάστατης τομής) και εισαγωγή της στο μοντέλο.

(Εξάσκηση σημειακών φορτίσεων στον Υ και Ζ άξονα στους τρείς κοινούς κόμβους, κατά μήκος όλης της βορεινής τοιχοποιίας)

3γ) Καμία επιρροή από το διπλανό νεώριο : Πλήρης ελευθερία κίνησης των κοινών κόμβων.

 Η συναρμογή του εγκάρσιου ανατολικού τοίχου με την κατασκευή ακολουθεί επίσης διάφορες υποπεριπτώσεις, επειδή η ακριβής συμπεριφορά δεν είναι γνωστή:

4α)Τέλεια συναρμογή : κοινοί κόμβοι σημείων επαφής εγκάρσιου τοίχου με υπόλοιπη κατασκευή και ταυτόσημες ιδιότητες υλικών.

4β) Μέτρια συναρμογή : κοινοί κόμβοι σημείων επαφής εγκάρσιου τοίχου με υπόλοιπη κατασκευή αλλά υλικό κατώτερης ποιότητας στις επιφάνειες επαφής.

Το μέτρο ελαστικότητας του υλικού κατώτερης ποιότητας θεωρήθηκε ότι είναι στο 66% του κανονικού υλικού.

Έπειτα για τις ανάγκες δημοσίευσης της παρούσας εργασίας (paper) που εστάλη στο 7° συνέδριο GRACM εξετάσθηκαν δύο ακόμη υποπεριπτώσεις στο 50% και 30% του μέτρου ελαστικότητας [27].

4γ) Καμία αλληλεπίδραση : πλήρης απουσία του ανατολικού τοίχου, για τον έλεγχο της επιρροής αυτής της απουσίας στον τρόπο ταλάντωσης της υπόλοιπης κατασκευής.

5) Οι ρωγμές του θόλου προσομοιώθηκαν με μείωση του μέτρου ελαστικότητας του υλικού στις περιοχές αυτές:

5α) Πρώτα σε βάθος ενός στοιχείου (επιφανειακές ρωγμές). Το μέτρο ελαστικότητας του υλικού κατώτερης ποιότητας θεωρήθηκε ότι είναι στο 66% του κανονικού υλικού.

Ξανά για τις ανάγκες δημοσίευσης της παρούσας εργασίας (paper) που εστάλη στο 7° συνέδριο GRACM εξετάσθηκαν δύο ακόμη υποπεριπτώσεις στο 50% και 30% του μέτρου ελαστικότητας.

5β) Έπειτα σε όλο το βάθος του θόλου (2 στοιχεία). Το μέτρο ελαστικότητας του υλικού κατώτερης ποιότητας θεωρήθηκε ότι είναι στο 66% του κανονικού υλικού.

Ξανά για τις ανάγκες δημοσίευσης της παρούσας εργασίας (paper) που εστάλη στο 7° συνέδριο GRACM εξετάσθηκαν δύο ακόμη υποπεριπτώσεις στο 50% και 30% του μέτρου ελαστικότητας.

5γ) Σε όλο το βάθος του θόλου με επιπρόσθετη μείωση της πυκνότητας μάζας του υλικού. Το μέτρο ελαστικότητας του υλικού κατώτερης ποιότητας θεωρήθηκε ότι είναι στο 66% του κανονικού υλικού και η πυκνότητα μάζας του στο 66% της πυκνότητας μάζας του κανονικού υλικού.

Ξανά για τις ανάγκες δημοσίευσης της παρούσας εργασίας (paper) που εστάλη στο 7° συνέδριο GRACM εξετάσθηκαν δύο ακόμη υποπεριπτώσεις στο 50% και 30% του μέτρου ελαστικότητας, (με την πυκνότητα μάζας στο 66% του κανονικού και στις δύο υποπεριπτώσεις).

6) Προστέθηκε και προσομοιώθηκε η κυριότερη μεταγενέστερη παρέμβαση στην κατασκευή: η πρόσοψη από μεταλλικό σκελετό και γυψοσανίδα.

7) Προσομοιώθηκε η μείωση της ποιότητας (μικρότερο μέτρο ελαστικότητας και πυκνότητα μάζας) του υλικού στο εσωτερικό της τοιχοποιίας των πλάγιων διαμηκών τοίχων, σε δύο υποπεριπτώσεις:

7α) Το υλικό κατώτερης ποιότητας έχει μειωμένο Μ.Ε. στο 66% του κανονικού υλικού καθώς και μειωμένη πυκνότητα μάζας στο 66% του κανονικού.

7β) Το υλικό κατώτερης ποιότητας έχει μεν μειωμένο Μ.Ε. στο 66% του κανονικού υλικού αλλά την ίδια πυκνότητα μάζας με το κανονικό υλικό.

5.2.3 Μηχανικές ιδιότητες υλικών

Αρχικά θεωρήθηκε γραμμικό ελαστικό υλικό. Στον ακόλουθο πίνακα (πιν.1) δίνονται οι μηχανικές ιδιότητες των υλικών που εφαρμόστηκαν στο προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων (Σχ.31&32), καθώς και οι ιδιότητες που εφαρμόστηκαν στο προσομοίωμα για την πρόσθετη διερεύνηση για τη δημοσίευση στο 7° GRACM.

	Κανονική τοιχοποιία	Φθαρμένη Τοιχοποιία με μειωμένο Μ.Ε. στο 66% του κανονικού και την ίδια πυκνότητα μάζας	Φθαρμένη Τοιχοποιία με μειωμένο Μ.Ε. στο 66% του κανονικού και μειωμένη πυκνότητα μάζας στο 66% του κανονικού	Γυψοσανίδα
Μέτρο Ελαστικότητας Gpa	8,82	5,88	5,88	3,0
Πυκνότητα Μάζας Kg/m3	1289,8	1289,8	851,3	70,0
Λόγος Poisson	0,15	0,15	0,15	0,3
Αντίστοιχος Αριθμός Παραδοχής	-	4β,5α,5β,7β	5γ,7α	6

Πίνακας 1: Τιμές ιδιοτήτων υλικών παρούσας μελέτης.

	Φθαρμένη Τοιχοποιία με μειωμένο Μ.Ε. στο 50% του κανονικού και μειωμένη πυκνότητα μάζας στο 66% του	Φθαρμένη Τοιχοποιία με μειωμένο Μ.Ε. στο 30% του κανονικού και μειωμένη πυκνότητα μάζας στο 66% του
	κανονικού	κανονικού
Μέτρο Ελαστικότητας Gpa	4,41	2,646
Πυκνότητα Μάζας Kg/m3	851,3	851,3
Λόγος Poisson	0,15	0,15
Αντίστοιχος Αριθμός Παραδοχής	5γ (GRACM)	5γ (GRACM)

Πίνακας 2: Τιμές ιδιοτήτων υλικών δημοσίευσης 7^{ov} συνέδριου GRACM.

	Φθαρμένη Τοιχοποιία με μειωμένο Μ.Ε. στο 50% του κανονικού και την ίδια πυκνότητα μάζας	Φθαρμένη Τοιχοποιία με μειωμένο Μ.Ε. στο 30% του κανονικού και την ίδια πυκνότητα μάζας
Μέτρο Ελαστικότητας Gpa	4,41	2,646
Πυκνότητα Μάζας Kg/m3	1289,8	1289,8
Λόγος Poisson	0,15	0,15
Αντίστοιχος Αριθμός Παραδοχής	4β,5α,5β (GRACM)	4β,5α,5β (GRACM)

συνέχεια Πινάκα 2: Τιμές ιδιοτήτων υλικών δημοσίευσης 7^{ου} συνέδριου GRACM.



Σχ.31 Βορειοδυτική αξονομετρική απεικόνιση τριδιάστατου προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων.



Σχ.32 Νοτιοδυτική αξονομετρική απεικόνιση τριδιάστατου προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων.

5.3 Ανάλυση προσομοιωμάτων

Στόχος της ανάλυσης ιδιομορφών του προσομοιώματος (Σχ.31&32) αποτέλεσε αρχικά η σύγκριση με τις πειραματικές μετρήσεις των ιδιοσυχνοτήτων και ιδιομορφών του φορέα και συνεπώς τη δημιουργία ενός αξιόπιστου προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων. Στην συνέχεια διερευνήθηκε κατά πόσο οι διάφορες αστοχίες που εντοπίστηκαν επιδρούν στα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής και κατ'επέκταση στην δυναμική της συμπεριφορά. Σε κάθε ιδιομορφή, το τριδιάστατο προσομοίωμα έχει στραφεί με τέτοιο τρόπο ώστε να είναι πιο ευδιάκριτα τα σημεία με τις μεγαλύτερες μετατοπίσεις και τις εντονότερες ταλαντώσεις.

Τα μοντέλα 1-4 έχουν μελετηθεί στις 10 πρώτες τους ιδιομορφές, το μοντέλο 5 στις 10 και έπειτα στις 15 πρώτες, τα μοντέλα 6-10 στις 15, ενώ το μοντέλο 11 (του μεμονωμένου θόλου) στις 15 και έπειτα στις 55 πρώτες του ιδιομορφές. Προηγήθηκε η διερεύνηση του τρόπου ταλάντωσης της κατασκευής με πειραματισμούς στις συνοριακές συνθήκες (μοντέλα 1-5) και την προσομοίωση των ρωγμών με παράλληλη εύρεση των 10 πρώτων ιδιομορφών. Στην συνέχεια έγινε παραμετρική μελέτη για το πιο αντιπροσωπευτικό προσομοίωμα με εισαγωγή περισσότερων αστάθμητων παραγόντων βλάβης της κατασκευής (αβέβαιη ποιότητα συναρμογής με ανατολικό τοίχο, μείωση πυκνότητας μάζας στις περιοχές ρωγμών) καθώς και μετέπειτα παρεμβάσεων (γυψοσανίδα στην πρόσοψη). Ακόμη θα παρατεθούν οι ιδιοσυχνότητες του διδιάστατου προσομοιώματος με πεπερασμένα στοιχεία το οποίο δημιουργήθηκε και για τη προσέγγιση της δύναμης που ασκούσε το διπλανό βορεινό νεώριο στο υπό εξέταση νοτιότερο.

Ακολούθησε μελέτη της συμπεριφοράς της κατασκευής σε πιο ακραίες καταστάσεις, με την υπόθεση της πλήρους απουσίας του ανατολικού τοίχου, την υπόθεση της ύπαρξης υλικού κατώτερης ποιότητας στο εσωτερικό όλων των τοιχοποιιών, καθώς και τη μελέτη συμπεριφοράς του θόλου μεμονωμένα. Τέλος έγινε σύγκριση των εργαστηριακών αποτελεσμάτων της προγενέστερης εργασίας της Δ. Γιανναράκη με τα δημιουργούμενα μοντέλα της παρούσας μελέτης (και ειδικά του προσομοιώματος του μεμονωμένου θόλου) για την εκτίμηση της ακρίβειας της παρούσας μεθόδου και της λήψης πιο αξιόπιστων συμπεραφιάτων για το νεώριο.

Στο τέλος παρατίθεται σχολιασμός των διαγραμμάτων μετατόπισης και ισοδύναμων μέγιστων τάσεων της στατικής ανάλυσης των πιο χαρακτηριστικών προσομοιωμάτων που δημιουργήθηκαν με το πρόγραμμα Marc Mentat, με σκοπό την πιο ολοκληρωμένη συλλογή στοιχείων για τη συμπεριφορά της κατασκευής.

5.4 Αποτελέσματα αναλύσεων

5.4.1 Προσομοίωμα 1 με δεσμευμένη άνω παρειά βόρειου τοίχου.

Παραδοχές : 1,2,3α,4^α

Το προσομοίωμα αυτό παρουσιάζει έντονες ταλαντώσεις του νοτινού του τοίχου, λόγω της στερέωσης του βόρειου τοίχου με την συνοριακή συνθήκη Displacement Y=0.

Έτσι, βλέπουμε ότι οι ιδιομορφές 1 και 9 αφορούν περισσότερο την ταλάντωση του αστήρικτου νοτιοδυτικού άκρου συμπαρασύροντας και το εμπρόσθιο τμήμα του θόλου. Η πρώτη ιδιομορφή παρουσιάζει εντονότερες μετατοπίσεις στις γενέσεις του τόξου του θόλου, όπου παρατηρούνται και οι αστοχίες στο πραγματικό κτήριο.

Η ιδιομορφή 3 προέρχεται αποκλειστικά από την ταλάντωση του εγκάρσιου ανατολικού τοίχου.

Οι ιδιομορφές 2 και 4 αφορούν μια πιο συνολική ταλάντωση του νοτινού τοίχου σε συνδυασμό με το θόλο.

Οι ιδιομορφές 5 και 6 είναι αρκετά παρεμφερείς με τις 2 προηγούμενες με τη διαφορά ότι έχει μειωθεί το μήκος κύματος της ταλάντωσης, διεγείροντας αρκετά και τον ανατολικό τοίχο.

Οι ιδιομορφές 7,8, και 10 αφορούν κυρίως μεμονωμένες ταλαντώσεις του θόλου, με τις πιο έντονες μετατοπίσεις να παρουσιάζονται ξανά προς το αστήρικτο τμήμα πάνω από την πρόσοψη.





 4^{η} ιδιομορφή (συχνότητα 10,52 Hz) ΝΔ αξονομετρική άποψη

 3^{η} ιδιομορφή (συχνότητα 9,75 Hz) Δυτική άποψη



6^η ιδιομορφή (συχνότητα 12,46 Hz) ΝΑ αξονομετρική άποψη





- 7^{η} ιδιομορφή (συχνότητα 13,03 Hz) ΒΑ αξονομετρική άποψη
- 8^{η} ιδιομορφή (συχνότητα 13,64 Hz) ΝΑ αξονομετρική άποψη



9^η ιδιομορφή (συχνότητα 15,13 Hz) ΒΔ αξονομετρική άποψη

10^η ιδιομορφή (συχνότητα 15,22 Hz) ΝΔ αξονομετρική άποψη

Σχ.33: 15 πρώτες ιδιομορφές 1^{ου} προσομοιώματος.

5.4.2 Προσομοίωμα 2 με δεσμευμένη άνω παρειά βόρειου τοίχου και μικρότερο μέτρο ελαστικότητας στις ρωγμές.

Παραδοχές : 1,2,3 α ,4 α ,5^{α}

Οι ιδιομορφές ακολουθούν το ίδιο μοτίβο με το προηγούμενο προσομοίωμα, αφού οι συνοριακές συνθήκες είναι ίδιες, με μικρές διαφοροποιήσεις στο μέτρο των ιδιοσυχνοτήτων λόγω της προσθήκης των επιφανειακών ρωγμών.



1^η ιδιομορφή (συχνότητα 9,005 Hz) ΝΔ αξονομετρική άποψη 2^η ιδιομορφή (συχνότητα 9,597 Hz) ΝΔ αξονομετρική άποψη



 3^η ιδιομορφή (συχνότητα 9,75 Hz)

Δυτική άποψη

4^η ιδιομορφή (συχνότητα 10,5 Hz) ΝΔ αξονομετρική άποψη



 5^{η} ιδιομορφή (συχνότητα 11,68 Hz)

ΝΑ αξονομετρική άποψη

200: 0:7 7440. 0.00000000 70001 1.00101001 6^η ιδιομορφή (συχνότητα 12,44 Hz) Ανατολική αξονομετρική άποψη



8^η ιδιομορφή (συχνότητα 13,76 Hz) ΝΔ αξονομετρική άποψη



ΒΑ αξονομετρική άποψη

7^η ιδιομορφή (συχνότητα 13,01 Hz)
9^η ιδιομορφή (συχνότητα 15,01 Hz) ΒΔ αξονομετρική άποψη 10^η ιδιομορφή (συχνότητα 15,16 Hz) ΝΔ αξονομετρική άποψη

Σχ.34: 15 πρώτες ιδιομορφές 2^{ov} προσομοιώματος.

5.4.3 Προσομοίωμα 3 με δεσμευμένη άνω παρειά βόρειου τοίχου και μικρότερο μέτρο ελαστικότητας σε όλο το βάθος των ρωγμών.

Παραδοχές : 1,2,3α,4α,5β

Παρατηρείται ξανά ίδιο μοτίβο ιδιομορφών με μικρές διαφορές στις τιμές των ιδιοσυχνοτήτων.



1^η ιδιομορφή (συχνότητα 8,989 Hz) ΝΔ αξονομετρική άποψη 2^η ιδιομορφή (συχνότητα 9,589 Hz) ΝΑ αξονομετρική άποψη



4^η ιδιομορφή (συχνότητα 10,49 Hz) ΝΑ αξονομετρική άποψη

ΒΑ αξονομετρική άποψη





6^η ιδιομορφή (συχνότητα 12,42 Hz) ΒΑ αξονομετρική άποψη





8^η ιδιομορφή (συχνότητα 13,73 Hz) ΝΑ αξονομετρική άποψη



10^η ιδιομορφή (συχνότητα 15,16 Hz) ΝΔ αξονομετρική άποψη

ΒΑ αξονομετρική άποψη

282: 0:3 7228: 0:300849300 7419: 1:1674:551



ΒΔ αξονομετρική άποψη

Σχ.35: 15 πρώτες ιδιομορφές 3^{ov} προσομοιώματος.

5.4.4 Προσομοίωμα 4 με ελεύθερη άνω παρειά βόρειου τοίχου.Παραδοχές : 1,2,3γ,4α,5β

Με την κατάργηση της συνοριακής συνθήκης στο σημείο επαφής με το βορειότερο νεώριο, η κατασκευή ταλαντώνεται πιο ελεύθερα.

Στην πρώτη ιδιομορφή ταλαντώνονται και οι δύο διαμήκεις τοίχοι, με τον βορεινό να παρουσιάζει εντονότερες παραμορφώσεις αφού ο νοτινός συγκρατείται από την επαφή του με το χώρο στάθμευσης. Βλέπουμε ξανά ότι στις γενέσεις του τόξου του θόλου και προς την πρόσοψη οι μετατοπίσεις είναι μεγαλύτερες.

Οι ιδιομορφές 2,3 και 4 είναι κοινές με την πρώτη, με υποδιαιρέσεις του μήκους κύματος. Στην 6^η ιδιομορφή ταλαντώνεται έντονα ο πίσω εγκάρσιος (ανατολικός) τοίχος

Στην 5^η ιδιομορφή, ο θόλος ταλαντώνεται συνδυασμένα με το αστήρικτο τμήμα του θόλου προς τα δυτικά.

Στην $7^{\eta} 8^{\eta} 9^{\eta}$ και 10^{η} ιδιομορφή έχουμε παραλλαγές της $5^{\eta\varsigma}$ με υποδιαιρέσεις του μήκους κύματος το οποίο εξαπλώνει τις ταλαντώσεις σε όλο το εμβαδό του θόλου.



 1^{η} ιδιομορφή (συχνότητα 5,278 Hz)

ΒΔ αξονομετρική άποψη





4^η ιδιομορφή (συχνότητα 8,959 Hz) ΒΔ αξονομετρική άποψη

ΒΔ αξονομετρική άποψη

3^η ιδιομορφή (συχνότητα 7,399 Hz)



 6^{η} ιδιομορφή (συχνότητα 9,716 Hz)

Δυτική άποψη

5^η ιδιομορφή (συχνότητα 9,596 Hz) ΒΔ αξονομετρική άποψη από χαμηλά



 7^{η} ιδιομορφή (συχνότητα 10 Hz)

ΝΑ αξονομετρική άποψη

8^η ιδιομορφή (συχνότητα 10,69 Hz) ΝΔ αξονομετρική άποψη



9^η ιδιομορφή (συχνότητα 11,02 Hz) ΒΑ αξονομετρική άποψη

10^η ιδιομορφή (συχνότητα 11,79 Hz) ΝΑ αξονομετρική άποψη

Sc.36: 15 protec idiomorphic 4^{ov} prosomoismatos.

5.4.5 Προσομοίωμα 5 με επίδραση θλιπτικής δύναμης από το γειτονικό νεώριο.

Παραδοχές : 1,2,3β,4α,5β

Προτού προβληθούν τα αποτελέσματα του 5^{ου} προσομοιώματος, θα γίνει αναφορά στη διαδικασία εύρεσης του μέτρου της θλιπτικής δύναμης από το γειτονικό νεώριο.

5.4.5.1 Υπολογισμός επίδρασης θλιπτικής δύναμης από το γειτονικό νεώριο.

Για μια περαιτέρω εξομοίωση της κατάστασης του νότιου Νεωρίου, έγινε μια ανάλυση ενός διδιάστατου προσομοιώματος στο Marc, μιας εγκάρσιας τομής των δύο γειτονικών νεωρίων (Σχ.37). Από εκεί μπορεί να υπολογισθεί και να εισαχθεί στο τριδιάστατο μοντέλο, στους άξονες x και y, το μέτρο της (πλάγιας και κατακόρυφης) ώθησης από το μεσαίο νεώριο στο νοτιότερο, στους κόμβους A, B και C. Το βορειότερο νεώριο ήταν ασκεπές οπότε δεν ασκούσε ώθηση στον πλάγιο τοίχό του γειτονικού του νεωρίου και δεν ελήφθη υπόψη.



Σχ.37: διδιάστατο προσομοίωμα και επισήμανση κόμβων άσκησης ωστικής δύναμης στο εξεταζόμενο νεώριο

Στο τριδιάστατο προσομοίωμα (Σχ.31&32) έχουμε 91 στοιχεία σε μήκος 58 μέτρων δηλ 0,637m μέσο πάχος στοιχείου. Στην διδιάστατη τομή έχουμε θεωρήσει πάχος στοιχείου 1m. Άρα θα ασκηθούν δυνάμεις F'=F (x,y,z) * 0,637 σε κάθε κόμβο. Επομένως σύμφωνα με το Σχ.38 θα έχουμε:





Σχ.38: Διαγράμματα ασκούμενων τάσεων στους κόμβους της επαφής των δύο νεωρίων καθώς και τα εμβαδά συμμετοχής καθεμιάς από αυτές στους κόμβους A, B και C του υπό εξέταση νεωρίου.

Force A(x) /m = -0,39*26862,9= 10476,531 N--->F' A(x) =6673,550247 N Force A(y) /m = -0,39*96816,4= 37758,396 N--->F' A(y) =24052,098252 N

Force B(x) /m = -0,42*26297,1= 11044,782 N--->F' B(x) =7035,526134 N Force B(y) /m = -0,42*74309,7= 31210,074 N--->F' B(y) =19880,817138 N

Force C(x) /m = -1,09*3679,32=4010,4588 N--->F' C(x) =2554,6622556 N Force C(y) /m = -1,09*6287,17=6853,0153 N--->F' C(y) =4365,3707461 N

Οι τιμές αυτές εισήχθησαν στο πρόγραμμα ως σημειακές φορτίσεις στους προαναφερόμενους κόμβους.

5.4.5.2 Παρουσίαση αποτελεσμάτων 5^{ου} προσομοιώματος. Παραδοχές : 1,2,3β,4α,5β

Η δύναμη από το διπλανό θόλο φαίνεται να εξασκεί μικρή επιρροή στον τρόπο ταλάντωσης του νεωρίου. Μέχρι και τη 10^η ιδιομορφή το ακολουθούμενο μοτίβο είναι κοινό με το προηγούμενο μοντέλο (χωρίς συνοριακές συνθήκες στην ένωση).

Στην 11^η, 12^η και 14^η ιδιομορφή, βλέπουμε ουσιαστικά παραλλαγές της 1^{ης} ιδιομορφής με μικρότερα μήκη κύματος.

Στην 13^η και 15^η ιδιομορφή βλέπουμε μια επανάληψη της 8^{ης} ιδιομορφής, δηλαδή πυκνών ταλαντώσεων επί του θόλου τα οποία επηρεάζουν έντονα το μέσον της δυτικής πρόσοψης.





Δυτική άποψη

Δυτική άποψη





8^η ιδιομορφή (συχνότητα 10,68 Hz) ΒΔ αξονομετρική άποψη





10^η ιδιομορφή (συχνότητα 11,78 Hz) ΒΔ αξονομετρική άποψη

9^η ιδιομορφή (συχνότητα 11 Hz)

ΒΔ αξονομετρική άποψη



ΒΔ αξονομετρική άποψη

ΒΔ αξονομετρική άποψη



Σχ.39: 15 πρώτες ιδιομορφές 5^{ου} προσομοιώματος.

5.4.6 Προσομοίωμα 6 με επίδραση θλιπτικής δύναμης από το γειτονικό νεώριο και προσθήκη βλαβών συναρμογής πίσω τοίχου.

Παραδοχές: 1,2,3γ,4β,5β

Ξανά οι διαφορές από το προηγούμενο προσομοίωμα στο επόμενο δε δείχνουν να επηρεάζουν τον τρόπο ταλάντωσης, αλλά επιφέρουν μικρή διαφοροποίηση στις ακριβείς τιμές των ιδιοσυχνοτήτων.



2^η ιδιομορφή (συχνότητα 6,034 Hz) ΒΔ αξονομετρική άποψη

ΒΔ αξονομετρική άποψη

1^η ιδιομορφή (συχνότητα 5,272 Hz)



4^η ιδιομορφή (συχνότητα 8,928 Hz) ΒΔ αξονομετρική άποψη

 3^{η} ιδιομορφή (συχνότητα 7,373 Hz)

ΒΔ αξονομετρική άποψη



6^η ιδιομορφή (συχνότητα 9,607 Hz) ΝΑ αξονομετρική άποψη

5^η ιδιομορφή (συχνότητα 9,454 Hz)

Δυτική άποψη



8^η ιδιομορφή (συχνότητα 10,67 Hz) ΝΑ αξονομετρική άποψη

 7^{η} ιδιομορφή (συχνότητα 9,964 Hz)

ΝΑ αξονομετρική άποψη





 10^{η} ιδιομορφή (συχνότητα 11,76 Hz) ΝΑ αξονομετρική άποψη

 9^{η} ιδιομορφή (συχνότητα 10,98 Hz) ΒΑ αξονομετρική άποψη 7ec: 0:11 Vice: 0.000ee300 Ferge 1.246e(301 MSCX



 11^{η} ιδιομορφή (συχνότητα 12,48 Hz)

ΝΑ αξονομετρική άποψη



12^η ιδιομορφή (συχνότητα 12,73 Hz)



 13^{η} ιδιομορφή (συχνότητα 13,34 Hz)

13,96 Hz)

ΒΑ αξονομετρική άποψη

14^η ιδιομορφή (συχνότητα

ΝΑ αξονομετρική άποψη



15^η ιδιομορφή (συχνότητα 14,89 Hz) ΒΑ αξονομετρική άποψη

Σχ.40: 15 πρώτες ιδιομορφές 6^{ου} προσομοιώματος.

5.4.7 Προσομοίωμα 7 με επίδραση θλιπτικής δύναμης από το γειτονικό νεώριο, προσθήκη βλαβών, και μικρότερη πυκνότητα μάζας στις περιοχές βλάβης.

Παραδοχές : 1,2,3β,4β,5γ,

Ξανά οι διαφορές από το προηγούμενο μοντέλο στο επόμενο δε δείχνουν να επηρεάζουν τον τρόπο ταλάντωσης, αλλά επιφέρουν μικρή διαφοροποίηση στις ακριβείς τιμές των ιδιοσυχνοτήτων.



 1^{η} ιδιομορφή (συχνότητα 5,269 Hz)

 $B\Delta$ αξονομετρική άποψη

2^η ιδιομορφή (συχνότητα 6,064 Hz) ΒΔ αξονομετρική άποψη





4^η ιδιομορφή (συχνότητα 8,973 Hz) ΒΔ αξονομετρική άποψη



ΒΔ αξονομετρική άποψη



6^η ιδιομορφή (συχνότητα 9,679 Hz) Ανατολική άποψη





7^η ιδιομορφή (συχνότητα 10,05 Hz)

ΝΔ αξονομετρική άποψη

8^η ιδιομορφή (συχνότητα 10,74 Hz) ΝΔ αξονομετρική άποψη



 10^{η} ιδιομορφή (συχνότητα 11,8 Hz) ΝΑ αξονομετρική άποψη





 12^{η} ιδιομορφή (συχνότητα 12,85 Hz) ΒΔ αξονομετρική άποψη



14^η ιδιομορφή (συχνότητα 14,07 Hz) ΝΑ αξονομετρική άποψη

ΝΑ αξονομετρική άποψη

3ez: 0:5 922e. 0.000ee300 Ferg: 3.105e1301



ΒΑ αξονομετρική άποψη



15^η ιδιομορφή (συχνότητα 14,99 Hz) ΒΑ αξονομετρική άποψη

Σχ.41: 15 πρώτες ιδιομορφές 7°° προσομοιώματος.

5.4.8 Προσομοίωμα 8 με γυψοσανίδα στην πρόσοψη και ελεύθερη άνω παρειά βόρειου τοίχου.

Παραδοχές : 1,2,3γ,4β,5γ,6

Η προσθήκη της γυψοσανίδας στην πρόσοψη δείχνει να περιορίζει ελαφρά τις πρωτύτερες έντονες μετατοπίσεις του θόλου προς τα δυτικά, αφού εξαναγκάζει τα εμπρόσθια τμήματα των δύο πλάγιων τοίχων να συνεργαστούν. Ο τρόπος ταλάντωσης δεν έχει αλλάξει σε σχέση με το προηγούμενο προσομοίωμα, αλλά έχει επέλθει μικρή διαφοροποίηση στις ακριβείς τιμές των ιδιοσυχνοτήτων.







4^η ιδιομορφή (συχνότητα 9,392 Hz) ΒΔ αξονομετρική άποψη



ΒΔ αξονομετρική άποψη



6^η ιδιομορφή (συχνότητα 9,827 Hz) Ανατολική άποψη





8^η ιδιομορφή (συχνότητα 11,09 Hz) ΝΔ αξονομετρική άποψη

 7^{η} ιδιομορφή (συχνότητα 10,36 Hz)

Ανατολική άποψη



 10^{η} ιδιομορφή (συχνότητα 12,11 Hz) ΒΑ αξονομετρική άποψη



9^η ιδιομορφή (συχνότητα 11,75 Hz) ΒΔ αξονομετρική άποψη



ΒΔ αξονομετρική άποψη

1-

ΝΔ αξονομετρική άποψη

 14^{η} ιδιομορφή (συχνότητα 14,44 Hz)

MSC



 11^{η} ιδιομορφή (συχνότητα 12,72 Hz)

1ec: 0.19 7ec: 0.000+000



 13^{η} ιδιομορφή (συχνότητα 13,69 Hz)

ΒΑ αξονομετρική άποψη



15^η ιδιομορφή (συχνότητα 15,55 Hz) ΒΔ αξονομετρική άποψη

Σχ.42: 15 πρώτες ιδιομορφές 8^{00} προσομοιώματος.

5.4.9 Προσομοίωμα 9 χωρίς εγκάρσιους τοίχους (πρόσοψη και πίσω όψη).

Παραδοχές : 1,2,3β,4γ,5γ

Με την απομάκρυνση του ανατολικού εγκάρσιου τοίχου, το νεώριο αποκτά συμμετρία στις ταλαντώσεις του.

Η πρώτη επικρατέστερη ιδιομορφή ταλαντώνει σύσσωμη τη βορεινή τοιχοποιία, πλήττοντας κυρίως τις γενέσεις (σημεία επαφής με τοιχοποιία) του θόλου προς τα ανατολικά.

Στην 2^η, 3^η, 4^η, 8^η ιδιομορφή οι απέναντι τοιχοποιίες ταλαντώνονται παράλληλα πλήττοντας ξανά περισσότερο τις γενέσεις του θόλου και είναι παραλλαγές της1ης ιδιομορφής.

Ενώ αντίθετα στην 5^{η,} 6^η, 7^η ιδιομορφή οι απέναντι τοίχοι δείχνουν να ταλαντώνονται συμμετρικά, ανοίγοντας την απόσταση μεταξύ τους, επιφέροντας τις μεγαλύτερες μετατοπίσεις στο μέσον του θόλου.

Από την 9^η ως τη 15^η οι ιδιομορφές δείχνουν να έχουν πολύ μικρά μήκη κύματος τα οποία σκορπίζουν τις ταλαντώσεις στο επίπεδο του θόλου.



 2^{η} ιδιομορφή (συχνότητ
α 5,672 Hz)



 4^{η} ιδιομορφή (συχνότητα 8,411 Hz) ΒΔ αξονομετρική άποψη



 3^{η} ιδιομορφή (συχνότητα 6,872 Hz)

 1^{η} ιδιομορφή (συχνότητα 5,146 Hz)

ΒΔ αξονομετρική άποψη

7at: 0-1 7ine: 0.000e+000 Freq. 0.145e+000



 5^{η} ιδιομορφή (συχνότητα 9,644 Hz)

ΒΔ αξονομετρική άποψη

 6^{η} ιδιομορφή (συχνότητα 9,94 Hz) ΝΔ αξονομετρική άποψη





 8^{η} ιδιομορφή (συχνότητα 10,39 Hz) ΒΔ αξονομετρική άποψη



ΒΔ αξονομετρική άποψη

2mm: 0:3 2001 0110 7220. 0100000000 70000 1 72101001 MSCX MSC 5

 10^{η} ιδιομορφή (συχνότητα 12,2 Hz) ΒΔ αξονομετρική άποψη

9^η ιδιομορφή (συχνότητα 11,14 Hz) ΝΔ αξονομετρική άποψη



 11^{η} ιδιομορφή (συχνότητα 12,43 Hz) ΒΔ αξονομετρική άποψη







13^η ιδιομορφή (συχνότητα 13,85 Hz) ΒΔ αξονομετρική άποψη 14^η ιδιομορφή (συχνότητα 14,45 Hz) ΒΔ αξονομετρική άποψη



15^η ιδιομορφή (συχνότητα 14,58 Hz) ΝΔ αξονομετρική άποψη

Σχ.43: 15 πρώτες ιδιομορφές 9^{ov} προσομοιώματος.

5.4.10 Προσομοίωμα 10 με χαμηλότερη ποιότητα υλικού εντός της τοιχοποιίας (βλ.Σχ.44).

Παραδοχές : 1,2,3β,4β,5γ,6,7α

Παρατηρούνται ίδιοι τρόποι ταλάντωσης με το 8° προσομοίωμα, με μικρές διαφοροποιήσεις στις τιμές ιδιοσυχνοτήτων.



Σχ.44: Κατανομή διαφορετικών υλικών στα πεπερασμένα στοιχεία του προσομοιώματος. Βορειοδυτική αξονομετρική άποψη από χαμηλά.



2^η ιδιομορφή (συχνότητα 6,61 Hz) ΒΔ αξονομετρική άποψη

1^η ιδιομορφή (συχνότητα 5,6134 Hz) ΒΔ αξονομετρική άποψη



 3^{η} ιδιομορφή (συχνότητα 8,21 Hz)

BA αξονομετρική άποψη

 4^{η} ιδιομορφή (συχνότητα 9,44 Hz)

ΒΔ αξονομετρική άποψη





6^η ιδιομορφή (συχνότητα 10,01 Hz) ΒΔ αξονομετρική άποψη

5^η ιδιομορφή (συχνότητα 9,75 Hz) Δυτική άποψη



8^η ιδιομορφή (συχνότητα 11,29 Hz) ΝΔ αξονομετρική άποψη

7^η ιδιομορφή (συχνότητα 10,47 Hz)

ΝΔ αξονομετρική άποψη



10^η ιδιομορφή (συχνότητα 12,26 Hz) ΒΔ αξονομετρική άποψη από χαμηλά

9^η ιδιομορφή (συχνότητα 12,03 Hz) ΒΔ αξονομετρική άποψη από χαμηλά



12^η ιδιομορφή (συχνότητα 13,36 Hz) ΒΔ αξονομετρική άποψη από χαμηλά

11^η ιδιομορφή (συχνότητα 12,86 Hz) ΒΔ αξονομετρική άποψη από χαμηλά



13^η ιδιομορφή (συχνότητα 14,13 Hz) ΒΔ αξονομετρική άποψη

14^η ιδιομορφή (συχνότητα 14,65 Hz) ΝΔ αξονομετρική άποψη



15^η ιδιομορφή (συχνότητα 15,87 Hz) ΒΔ αξονομετρική άποψη

Sc.45: 15 prótec idiomorpée $10^{\rm ou}$ prosomoiómatoc.

5.4.11 Προσομοίωμα 11 με χαμηλότερη ποιότητα υλικού εντός της τοιχοποιίας και ενιαία πυκνότητα μάζας.

Παραδοχές : 1,2,3γ,4β,6,7β

ΒΔ αξονομετρική άποψη

Η αύξηση της πυκνότητας μάζας στις περιοχές χαμηλότερης ποιότητας υλικού από το 66% στο 100% της τιμής της υπόλοιπης κατασκευής είχε σα συνέπεια τη μικρή μείωση των ιδιοσυχνοτήτων ταλάντωσης από 0,01 έως 0,07 Hz. Οι ιδιομορφές και οι κατανομές των μετατοπίσεων έχουν παραμείνει ίδιες με το προσομοίωμα 10.



ΝΑ αξονομετρική άποψη





ΒΔ αξονομετρική άποψη

Ανατολική άποψη



8^η ιδιομορφή (συχνότητα 11,25 Hz) ΝΔ αξονομετρική άποψη

 7^{η} ιδιομορφή (συχνότητα 10,45 Hz)

ΝΔ αξονομετρική άποψη







12^η ιδιομορφή (συχνότητα 13,23 Hz) ΒΔ αξονομετρική άποψη

11^η ιδιομορφή (συχνότητα 12,81 Hz) ΒΑ αξονομετρική άποψη



14^η ιδιομορφή (συχνότητα 14,59 Hz)
 ΝΔ αξονομετρική άποψη



ΒΔ αξονομετρική άποψη



15^η ιδιομορφή (συχνότητα 15,80 Hz) ΒΔ αξονομετρική άποψη

Σχ.46: 15 πρώτες ιδιομορφές 11^{00} προσομοιώματος.

5.4.12 Προσομοίωμα 12 μεμονωμένου θόλου

Παραδοχές : 5γ



- 1^{η} ιδιομορφή (συχνότητα 16,31 Hz)
- ΒΔ αξονομετρική άποψη

 2^{η} ιδιομορφή (συχνότητα 17,16 Hz) ΒΔ αξονομετρική άποψη



3^η ιδιομορφή (συχνότητα 17,68 Hz) ΒΔ αξονομετρική άποψη





6^η ιδιομορφή (συχνότητα 19,09 Hz) ΒΔ αξονομετρική άποψη

5^η ιδιομορφή (συχνότητα 18,66 Hz) ΒΔ αξονομετρική άποψη



 8^{η} ιδιομορφή (συχνότητα 20,19 Hz) ΒΔ αξονομετρική άποψη

 7^{η} ιδιομορφή (συχνότητα 20,05 Hz) ΒΔ αξονομετρική άποψη



 10^{η} ιδιομορφή (συχνότητα 21,01 Hz) ΒΔ αξονομετρική άποψη



ΒΔ αξονομετρική άποψη



- 11^{η} ιδιομορφή (συχνότητα 21,17 Hz)
- ΒΔ αξονομετρική άποψη





13^η ιδιομορφή (συχνότητα 21,58 Hz)
ΒΔ αξονομετρική άποψη

14^η ιδιομορφή (συχνότητα 21.89 Hz) ΒΔ αξονομετρική άποψη



- 15^η ιδιομορφή (συχνότητα 22.26 Hz)
- ΒΔ αξονομετρική άποψη

Σχ.47: 15 πρώτες ιδιομορφές 12^{00} προσομοιώματος.

Οι υπόλοιπες υψίσυχνες ιδιομορφές δεν παρουσιάζονται αφού αφορούν παραλλαγές (συζευγμένες ιδιομορφές) των προηγούμενων 15.

5.5 Συγκριτικά αποτελέσματα προσομοιώσεων με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων (στο Marc Mentat)

5.5.1 Σύγκριση προσομοιωμάτων 1 έως 5

α/α ιδιο- μορφής όνομα	1 ^η	2 ^η	3 ^ŋ	4 ^η	5 ^η	6 ^η	7 ^η	8 ^η	9 ^ŋ	10 ^η
προσομ.										
(1)										
δεσμευμένη										
άνω παρειά	9,03	9,61	9,75	10,52	11,69	12,46	13,03	13,64	15,13	15,22
βόρειου										
τοίχου										
(2)										
προσθήκη										
ρωγμών	9,00	9,59	9,75	10,5	11,68	12,44	13,01	13,76	15,01	15,16
κατά ένα										
στοιχείο										
(3)										
προσθήκη										
ρωγμών σε	8,98	9,58	9,75	10,49	11,67	12,42	12,98	13,73	14,87	15,16
βάθος δύο										
στοιχείων										
(4)										
ελεύθερη										
επαφή	5,27	6,05	7,39	8,96	9,59	9,71	10,00	10,69	11,02	11,79
βόρειου										
τοίχου										
(5) άσκηση										
δύναμης										
απο	5,27	6,04	7,39	8,95	9,58	9,71	9,99	10,68	11,00	11,78
γειτονικό										
νεώριο										



Σχ.48: Κατανομή ιδιοσυχνοτήτων προσομοιωμάτων 1 έως 5

Παρατηρήσεις: Η συνοριακή συνθήκη δέσμευσης της επαφής του βόρειου τοίχου με το γειτονικό θόλο επηρεάζει ιδιαίτερα τις ιδιοσυχνότητες της κατασκευής ανεβάζοντάς τις κατά 2-4 μονάδες σε σχέση με το μοντέλο που έχει την επαφή ελεύθερη. Αντίθετα, με τη προσθήκη της άσκησης δύναμης από το διπλανό θόλο στο μοντέλο με την ελεύθερη επαφή, η δυναμική συμπεριφορά δε φαίνεται να αλλάζει ιδιαίτερα. Οι ιδιοσυχνότητες των μοντέλων 1,2,3 με τη δεσμευμένη επαφή αρχίζουν από τα 9 Hz, χάνοντας τιμές που βρέθηκαν στις μετρήσεις της προηγούμενης διπλωματικής [2] με το πρόγραμμα ARTeMIS Extractor και γιαυτό θεωρούμε ότι η συγκεκριμένη συνοριακή συνθήκη δεν αντιπροσωπεύει την υπάρχουσα κατάσταση.

α/α ιδιο- μορφής όνομα προσομ.	1 ^η	2 ^η	3 ^η	4 ^η	5 ^η	6 ^η	7 ^η	8 ^η	9 ^ŋ	10 ^η	11 ^η	12 ^η	13 ^ŋ	14 ^ŋ	15 ^ŋ
2-d Προσομ. με ένα θόλο	5,143	10,94	18,01	18,58	23,97	24,26	33,28	36,57	43,68	49,70	54,87	65,34	70,93	75,34	82,39
2-d Προσομ. με δύο θόλους	4,30	7,00	10,77	14,88	16,56	18,37	19,57	22,05	23,01	25,96	26,71	32,35	35,88	38,01	41,10

5.5.2 Σύγκριση διδιάστατων προσομοιωμάτων

Πίνακας 4: Ιδιοσυχνότητες διδιάστατων προσομοιωμάτων με έναν και δύο θόλους αντίστοιχα.



Σχ.49: Κατανομή ιδιοσυχνοτήτων διδιάστατων προσομοιωμάτων.

Παρατηρήσεις: Τα δύο προσομοιώματα εμφανίζουν σημαντικά διαφορετικές τιμές αλλά και ρυθμό αύξησης των ιδιοσυχνοτήτων τους. Το προσομοίωμα με τους δύο θόλους εμφανίζει χαμηλότερες τιμές και μέχρι την 4^η ιδιοσυχνότητά του βρίσκεται στις περιοχές

93

τιμών των τριδιάστατων προσομοιωμάτων. Το προσομοίωμα με τον ένα θόλο εμφανίζει αφενός μεγαλύτερες ιδιοσυχνότητες αλλά και μεγαλύτερο ρυθμό αύξησής τους. Βρίσκεται εντός των περιοχών τιμών των τριδιάστατων προσομοιωμάτων μόλις μέχρι τη 2^η ιδιοσυχνότητά του. Αν και ένας λόγος που οι τιμές αυτές είναι αυξημένες είναι το γεγονός ότι έχει θεωρηθεί παντού υλικό με υψηλό μέτρο ελαστικότητας, τα αποτελέσματα προϊδεάζουν ότι η πιο αξιόπιστη συμπεριφορά είναι αυτή του προσομοιώματος με τους δύο θόλους.

α/α ιδιο-															
Fred to 12	1 ^η	2 ^η	3 ^η	4 ^η	5 ^η	6 ^η	7 ^η	8^{η}	9 ^η	10 n	11 n	12 n	13 n	14 n	15 n
όνομα										.,	.,	.,		.,	.1
προσομ.															
(5) άσκηση															
δύναμης															
απο	5,27	6,04	,39	3,95	,58	,71	66'	0,68	1,00	1,78	2,51	2,76	3,37	3,97	4,92
γειτονικό	ч,	6		00	5	5	5	1	1	1	1	1	-		-
νεώριο															
(6)															
προσθήκη															
βλάβης	7	3	7	3	5	0	6	57	86	76	48	73	34	96	89
συναρμογής	5,2	6,0	7,3	8,9	9,4	9,6	9,9	10,6	10,9	11,7	12,4	12,7	13,3	13,9	14,8
ανατολικού															
τοίχου															
(7) μείωση															
πυκνότητας															
μάζας	,27	,06	,41	.97	,48	,68	0,05	0,74	1,05	1,80	2,53	2,85	3,40	4,07	1,99
περιοχών	5	9	6	∞	6	6	1(1(-	1	13	13	1	1	1
βλάβης															
(8)															
προσθήκη															
δυτικού	-	9	4	6	6	5	9	6	5	1	2	5	6	4	0
πετάσματος	5,4	6,31	7,8,	9,31	9,4	9,8′	10,3	11,0	11,7	12,1	12,7	13,3	13,6	14,4	15,5
γυψοσανίδα															
ς															

5.5.3 Σύγκριση προσομοιωμάτων 5 έως 8

Πίνακας 5: Ιδιοσυχνότητες προσομοιωμάτων 5 έως 8



Σχ.50: Κατανομή ιδιοσυχνοτήτων προσομοιωμάτων 5 έως 8

Παρατηρήσεις : Οι ενέργειες προσθήκης περισσότερων βλαβών (συναρμογή ανατολικού τοίχου) και η μείωση πυκνότητας μάζας των περιοχών βλάβης, δεν μείωσαν ιδιαίτερα την ακαμψία της κατασκευής. Αντίθετα η προσθήκη του πετάσματος από γυψοσανίδα ενίσχυσε την ακαμψία της κατασκευής ανεβάζοντας ελαφρά τις τιμές των ιδιοσυχνοτήτων. Έτσι πάρθηκε η απόφαση να προσομοιωθούν περαιτέρω βλάβες της κατασκευής, με κυριότερη την χαμηλή ποιότητα στο εσωτερικό της τοιχοποιίας, πράγμα που παρατηρήθηκε από την βαθειά κόγχη που υπάρχει εξωτερικά στο νότιο τοίχο του νεωρίου.
α/α ιδιο- μορφής όνομα προσομ.	1 ^η	2 ^η	3 ^η	4 ^η	5 ^η	6 ^η	7 ^η	8^{η}	9 ^η	10 ŋ	11 ŋ	12 ŋ	13 ŋ	14 ŋ	15 ղ
(8) προσθήκη δυτικού πετάσματος γυψοσανίδας	5,41	6,36	7,84	9,39	9,49	9,82	10,36	11,09	11,75	12,11	12,72	13,35	13,69	14,44	15,55
(9) αφαίρεση εγκάρσιων τοιχωμάτων	5,14	5,67	6,87	8,41	9,64	9,94	10,29	10,39	11,14	12,20	12,43	12,70	13,85	14,45	14,58
(10) υλικό κατώτερης ποιότητας στο γέμισμα τοίχων	5,61	6,61	8,21	9,44	9,75	10,01	10,47	11,29	12,03	12,26	12,86	13,37	14,13	14,65	15,87
(10) υλικό κατώτερης ποιότητας στο γέμισμα, με ίδια πυκνότητα μάζας	5,60	6,59	8,18	9,41	9,71	9,98	10,45	11,25	11,95	12,22	12,81	13,23	14,06	14,59	15,80
(12) μεμονωμένο ς θόλος	16,31	17,16	17,68	18,14	18,66	19,09	20,05	20,19	20,70	21,01	21,17	21,30	21,58	21,90	22,26
πρόγραμμα ARTeMIS Extractor [2]	4,53	16,41	20,57	26,13	32,61					18 60	oc 12				

5.5.4 Σύγκριση προσομοιωμάτων 8 έως 12



Σχ.51: Κατανομή ιδιοσυχνοτήτων προσομοιωμάτων 8 έως 12

Παρατηρήσεις : Η αφαίρεση όλων των εγκάρσιων τοιχωμάτων μείωσε την ακαμψία της κατασκευής μειώνοντας τις ιδιοσυχνότητες της και αλλάζοντας αρκετά το ρυθμό και τον τρόπο αύξησης τους. Κατά τα άλλα η μείωση (κατά 30%) του μέτρου ελαστικότητας του γεμίσματος δεν επέφερε μείωση αλλά αύξηση των ιδιοσυχνοτήτων ταλάντωσης. Το μοντέλο του μεμονωμένου θόλου αυξάνει πιο ομαλά τις τιμές του, αρχίζοντας από τα 16,3 Hz.

5.5.5 Γενικές παρατηρήσεις

 Είδαμε γενικά, ότι στις ιδιοσυχνότητες των προσομοιωμάτων δεν παίζει ιδιαίτερο ρόλο η τοπική (στις περιοχές βλάβης) μείωση του μέτρου ελαστικότητας ή η διαφοροποίηση της πυκνότητας μάζας.

6° με 7° προσομοίωμα (μόνο ανατολικό εγκάρσιο διάφραγμα και περιοχές βλάβης Vs το ίδιο με επιπρόσθετη μείωση πυκνότητας μάζας)

Επί παραδείγματι στα προσομοιώματα 6 και 7: Η μείωση πυκνότητας μάζας («ελάφρυνση») στο 7° προσομοίωμα επέφερε απλά μια μικρή αύξηση της δυσκαμψίας και των ιδιοσυχνοτήτων από 0,03 έως 0,12 Hz. Ομολογουμένως αυτό οφείλεται και στο

γεγονός ότι οι θεωρούμενες ως περιοχές βλάβης είχαν πολύ μικρή έκταση σε αυτά τα δύο προσομοιώματα.

11° με 8° προσομοίωμα (2 εγκάρσια διαφράγματα με χαμηλής ποιότητας γέμισμα στους διαμήκεις τοίχους Vs το ίδιο με συμπαγείς διαμήκεις τοίχους)

Η κατάσταση όμως δεν αλλάζει στο 10° και το 11° προσομοίωμα όπου θεωρούμε ως περιοχή χαμηλής ποιότητας υλικού όλο το εσωτερικό γέμισμα των δύο διαμηκών τοίχων, μια περιοχή με πολύ μεγάλο όγκο. Αν θεωρήσουμε ως δυσμενέστερη περίπτωση το 11° προσομοίωμα (που έχει «βαρύ» γέμισμα χωρίς μείωση πυκνότητας μάζας) και το συγκρίνουμε με την πιο άκαμπτη περίπτωση του 8^{ου} προσομοιώματος (που έχει διαμήκεις τοίχους χωρίς βλάβες) βλέπουμε ότι τα αποτελέσματα είναι μεν «διφορούμενα» αλλά και πάλι δεν έχουμε σημαντικές ποσοτικές αλλαγές. Ενώ τα δύο προσομοιώματα έχουν 11 κοινές ιδιομορφές (την 1^η 2^η 3^η 7^η 8^η 11^η 12^η 13^η 14^η και 15^η καθώς και την (8°)-5^η με την (11°)-4^η) βλέπουμε ότι στις εννέα από αυτές το 11° προσομοίωμα παρουσιάζει υψηλότερες ιδιοσυχνότητες ενώ είναι δυσμενέστερο (από 0,11 έως 0,24 Hz). Μόλις στην 12^η κοινή τους κοινή ιδιομορφή καθώς και στην (8°)-5^η με την (11°)-4^η (ταλάντωση ανατολικού εγκάρσιου τοίχου) βλέπουμε το 8° προσομοίωμα να παρουσιάζει υψηλότερες ιδιοσυχνότητες (από 0,08 έως 0,12 Hz).

Μεγαλύτερο ρόλο στις τιμές ιδιοσυχνοτήτων όπως και στον τρόπο παραμόρφωσης δείχνει να διαδραματίζει η ύπαρξη και η απουσία των δύο εγκάρσιων τοιχωμάτων.

8° με 7° προσομοίωμα (2 εγκάρσια διαφράγματα Vs διάφραγμα μόνο ανατολικά)

Η προσθήκη του δυτικού τοίχου γυψοσανίδας στην δυτική όψη στο 8° προσομοίωμα επιφέρει μια αυτόματη αύξηση στις ιδιοσυχνότητες σε σχέση με το 7° έως και 0,7 Hz στην 9^η τους ιδιομορφή, με εξαίρεση στην 5^η ιδιομορφή όπου ταλαντώνεται ο ανατολικός τοίχος και η αύξηση είναι μόλις 0,01 Hz. Η μεγάλη αυτή αύξηση των 0,7 Hz παρατηρείται στην 9^η ιδιομορφή όπου το πιο ισχυρά ταλαντευόμενο στοιχείο στο 7° προσομοίωμα φαίνεται να είναι το αστήρικτο άνω τμήμα του θόλου προς τη δυτική πρόσοψη.

9° με 8° προσομοίωμα (2 εγκάρσια διαφράγματα Vs κανένα εγκάρσιο διάφραγμα)

Αντίστοιχα η αφαίρεση και των δύο εγκάρσιων τοιχωμάτων, επιφέρει μια αυτόματη μείωση της ακαμψίας και των ιδιοσυχνοτήτων όπως ήταν αναμενόμενο. Η μείωση των ιδιοσυχνοτήτων του 9^{ου} προσομοιώματος κυμαίνονται κοντά στο 1 Hz από τις αντίστοιχες του 8^{ου}. Αν κοιτάξουμε επί παραδείγματι τις 4 πρώτες ιδιομορφές τους οι

99

οποίες ταλαντώνουν την κατασκευή με τον ίδιο ακριβώς τρόπο, βλέπουμε πόσο τα εγκάρσια χωρίσματα ενισχύουν όλο και περισσότερο την ακαμψία του νεωρίου όσο αυξάνεται η συχνότητα ταλάντωσης. Στην 1^η ιδιομορφή η διαφορά είναι μόλις 0,27 Hz όπου ο θόλος ταλαντώνεται όλος μαζί. Στην 2^η ιδιομορφή όπου οι δύο άκρες του θόλου ταλαντώνεται χωριστά η διαφορά ανεβαίνει στα 0,69 Hz. Στην 3^η και στην 4^η ιδιομορφή όπου το κύμα ταλάντωσης φαίνεται πολύ πυκνότερο στην κατασκευή, η διαφορά είναι 0,97 και 0,98 Hz αντίστοιχα. Η τόσο μεγάλη διαφορά στις ιδιοσυχνότητες υποδεικνύει το πόσο ωφέλιμα είναι για αυτές τις κατασκευές τα εγκάρσια διαφράγματα τα οποία περιορίζουν τις πλάγιες παραμορφώσεις.

5.6 Σύγκριση αποτελεσμάτων Marc-Mentat και Artemis Extractor

Επειδή κατά τη διάρκεια των μετρήσεων της προηγούμενης διπλωματικής τα επιταχυνσιόμετρα τοποθετήθηκαν επί του θόλου και των κορυφών της τοιχοποιίας, είναι πιθανό οι μετρημένες τιμές να εκφράζουν κυριότερα την ταλάντωση του θόλου μεμονωμένα. Για το λόγο αυτό έγινε υπολογισμός περισσότερων ιδιομορφών από το προσομοίωμα του μεμονωμένου θόλου (πίνακας 7), με σκοπό τη σύγκριση με τις ιδιοσυχνότητες που υπολογίστηκαν με βάση το πρόγραμμα ARTEMIS Extractor [2].

Πίνακας 7: Σύγκριση κοινών ιδιοσυχνοτήτων προσομοιώματος μεμονωμένου θόλου και μετρήσεων προγράμματος ARTEMIS Extractor.

			Τιμές (Hz)		Τιμές (Hz)	
	Τιμές (Hz)	1	Ιδιοσυχνοτήτων	1	Ιδιοσυχνοτήτων	
	Ιδιοσυχνοτήτων		ARTeMIS Extractor με		ARTeMIS Extractor	
α/α	προσομοιώματος	α/α	τη μέθοδο ενισχυμένης	α/α	με τη μέθοδο απλής	
	μεμονωμένου θόλου (12)		αποσύνθεσης		αποσύνθεσης	
			συχνοτήτων (EFDD)		συχνοτήτων (FDD)	
	Δεν υπάρχει ταύτιση με					
	το (12), προσεγγίζεται			1		
	όμως από:	1				
	α)το διδιάστατο					
	προσομοίωμα με τους		1 53		4.10	
_	δύο θόλους στην 1 ^η του		т,55		1,10	
	ιδιοσυχνότητα = 4,30 Hz,					
	β) από την 1 ^η ιδιομορφή					
	των προσομοιωμάτων					
	4 έως 9 = $5,27 \pm 0,13$ Hz					
1	16,31	2	16,41	2	16,41	
23	20,55	3	20,57	3	20,95	
24	26,00	4	26,13	4	26,08	
35	32,72	5	32,61	5	32,82	
40	36,17	-	-	6	36,04	
52	41,25	-	-	7	41,17	

5.6.1 Γραφική σύγκριση αποτελεσμάτων Marc-Mentat και Artemis Extractor

Θεωρώντας πιο αξιόπιστες τις ιδιομορφές που βρέθηκαν μέσω της μεθόδου EFFD [2] πραγματοποιήθηκε μία σύγκριση τους με αυτές που υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων.



2η ιδιομορφή κτιρίου (συχνότητα 16,41 Hz)



1^{η} ιδιομορφή προσομοιώματος (11) (συχνότητα 16,31 Hz)



Σχ.53: Παράθεση $2^{η_{\varsigma}}$ ιδιομορφής προσομοιώματος Artemis Extractor-EFFD και $11^{η_{\varsigma}}$ προσομοιώματος (11).

3η ιδιομορφή κτιρίου (συχνότητα 20,57 Hz).



 23^{η} ιδιομορφή προσομοιώματος (11) (συχνότητα 20,55 Hz)



Σχ.54: Παράθεση 3^{ης} ιδιομορφής προσομοιώματος Artemis Extractor-EFFD και 23^{ης} προσομοιώματος (11).

🛠 ARTEMIS Extractor Handy - Academic License - Build 220905 - [EFDD - Enhanced Frequency Domain Decomposition - MORO] 🔂 File Edit View Project Tools Window Help - 8 | D 📽 🖬 | & 🖻 📽 | 👙 🧏 🏢 🎆 📍 🗐 🏊 🎘 🖧 🖴 💩 🗶 🗶 🖉 🖉 🖉 🔽 🛧 💺 🟙 👑 🙏 🕂 🔅 🖕 Task Bar Enhanced FDD: Natural Frequency = 26.04 Hz - Damping Ratio = 1.309 % Project Data ODS FDD Μ. FDD Peak Picking \mathcal{M} Enhanced FDD Peak Picking 3D View / Quad View / Peak Pick Modal Estimation Animate NOTE LOT Validate Animate the currently selected mode

4η ιδιομορφή κτιρίου (συχνότητα 26,04 Hz).

24^η ιδιομορφή προσομοιώματος (11) (συχνότητα 26,00 Hz)



Σχ.55: Παράθεση 4^{ης} ιδιομορφής προσομοιώματος Artemis Extractor-EFFD και $24^{η\varsigma}$ προσομοιώματος (11).

5η ιδιομορφή κτιρίου (συχνότητα 32,61 Hz).



 35^{η} ιδιομορφή προσομοιώματος (11) (συχνότητα 32,72 Hz)

Σχ.56: Παράθεση $5^{\eta\varsigma}$ ιδιομορφής προσομοιώματος Artemis Extractor-EFFD και $35^{\eta\varsigma}$ προσομοιώματος (11).

Παρατηρήσεις: Υπάρχει μια ελαφρά αντιστοιχία στα αποτελέσματα των δύο μεθόδων, η οποία όμως είναι δύσκολο να επαληθευθεί γραφικά λόγω της πολύ πυκνότερης διακριτοποίησης που πραγματοποιεί το Marc Mentat σε σχέση με το Artemis Extractor.

5.7 Στατική ανάλυση νεωρίου

Πέρα από τη δυναμική ανάλυση ιδιομορφών, έγινε και ανάλυση των προσομοιωμάτων του φορέα για στατικά φορτία με σκοπό την εκτίμηση της στατικής συμπεριφοράς. Τα διαγράμματα κατανομής ισοτασικών περιοχών των μέγιστων κύριων τάσεων (maximum principal stresses) μπορούν να μας υποδείζουν που υπάρχουν θλιπτικές και που εφελκυστικές τάσεις, επιβεβαιώνοντας ίσως κάποιον από τους πιθανούς μηχανισμούς κατάρρευσης.

5.7.1 Προσομοίωμα 1 (δεσμευμένη επαφή, ίδιο υλικό παντού)

Το 1° προσομοίωμα εξήγαγε:

Εφελκυστικές τάσεις έως 52,08 KN. Η μεγαλύτερη τιμή εμφανίζεται στην κάτω παρειά
 του μέσου του θόλου στο κομμάτι προς την πρόσοψη, καθώς προς το πίσω μισό τμήμα του
 θόλου στην εγκάρσια περασιά της νοτινής κόγχης σε μικρότερο όμως εύρος.

- Θλιπτικές τάσεις έως -31,37 KN. Οι μέγιστες τιμές παρατηρούνται στα πέλματα των διαμηκών τοίχων, στο μέσον της άνω παρειάς του θόλου καθώς και στην έσω (κάτω) παρειά των σημείων επαφής του θόλου με τους πλάγιους τοίχους. Τέλος έχουμε μια συσσώρευση θλιπτικών τάσεων στην άνω παρειά του βόρειου τοίχου λόγω της συνοριακής συνθήκης Displacement Y=0 (επαφή με γειτονικό νεώριο).

 Οι μετατοπίσεις έχουν μέγιστη τιμή 0,1791 χιλιοστόμετρα και μεγιστοποιούνται στο μέσον του θόλου, με ελαφρά αύξηση στις εγκάρσιες περασιές των πλάγιων τοξωτών διόδων.

Συμπέρασμα: Από τις κατανομές των μέγιστων τάσεων έχουμε συγκρατημένη επιβεβαίωση πιθανότητας εμφάνισης του μηχανισμού κατάρρευσης "**a**" (βλ. Σχ.18 σελ. 30).

5.7.2 Προσομοίωμα 4 (επαφή ελεύθερη)

Το 4° προσομοίωμα εξήγαγε:

- Εφελκυστικές τάσεις έως 78,5 KN. Οι υψηλότερες παρατηρούνται στο μέσον της κάτω παρειάς του θόλου και μεγιστοποιούνται στα δύο άκρα του (στην πρόσοψη και την πίσω όψη). Επίσης έχουμε έντονες εφελκυστικές τάσεις στην εξωτερική (άνω) παρειά των σημείων επαφής του θόλου με τους πλάγιους τοίχους και φαίνεται να μεγιστοποιούνται στο πίσω μέρος του κτηρίου μεταξύ της 2^{ης} και της 3^{ης} τοξωτής διόδου.

Θλιπτικές τάσεις έως -44,44 KN με παρόμοια αλλά πιο ευρεία κατανομή από το 1°.
 Επίσης εξαφανίστηκαν οι θλιπτικές τάσεις στους κόμβους της συνοριακής συνθήκης
 Displacement Y=0 η οποία καταργήθηκε.

Οι μετατοπίσεις έχουν μέγιστη τιμή 0,2463 χιλιοστόμετρα και μεγιστοποιούνται ξανά
 στο μέσον του θόλου, με ελαφρά αύξηση στις εγκάρσιες περασιές των πλάγιων τοξωτών
 διόδων.

Συμπέρασμα: Από τις κατανομές των μέγιστων τάσεων έχουμε μεγαλύτερη επιβεβαίωση πιθανότητας εμφάνισης του μηχανισμού κατάρρευσης "**a**" απ'ό,τι στο 1°.

5.7.3 Προσομοίωμα 8 (προσθήκη πετάσματος γυψοσανίδας)

Το 8° προσομοίωμα εξήγαγε:

Εφελκυστικές τάσεις έως 80,52 KN. Κατανομή όπως και στο 4° με λίγο μικρότερο εύρος.

- Θλιπτικές τάσεις έως -44,18 KN. Κατανομή όπως και στο 4° με λίγο μεγαλύτερο εύρος.

- Οι μετατοπίσεις έχουν μέγιστη τιμή 0,238 χιλιοστόμετρα και μεγιστοποιούνται ξανά στο μέσον του θόλου, με ελαφρά αύξηση στις εγκάρσιες περασιές των πλάγιων τοξωτών διόδων, αλλά πλέον περιορίζονται προς την πρόσοψη λόγω της προσθήκης του διαφράγματος.

Συμπέρασμα: Εξακολουθεί να επιβεβαιώνεται η πιθανότητας εμφάνισης του μηχανισμού κατάρρευσης "**a**" (βλ. Σχ.18 σελ. 30). Παρατηρείται μείωση της εφελκυόμενης περιοχής και αύξηση της θλιβόμενης (η κατασκευή δουλεύει καλύτερα).

5.7.4 Προσομοίωμα 9 (αφαίρεση εγκαρσίων χωρισμάτων)

Σχ.60: Διαγράμματα μέγιστων κύριων τάσεων και διάγραμμα μετατοπίσεων του προσομοιώματος vo9.

Το 9° προσομοίωμα εξήγαγε:

Εφελκυστικές τάσεις έως 84,93KN. Κατανομή όπως και στο 4° με αύξηση της εφελκυόμενης περιοχής ιδιαίτερα προς τη θέση του ανατολικού εγκάρσιου τοιχώματος που τώρα απουσιάζει.

- Θλιπτικές τάσεις έως -44,37 KN. Κατανομή όπως και στο 4° με αύξηση της θλιβόμενης
 περιοχής ιδιαίτερα προς τη θέση του ανατολικού εγκάρσιου τοιχώματος που έχει
 αφαιρεθεί

- Οι μετατοπίσεις έχουν μέγιστη τιμή 0,2401 χιλιοστόμετρα και μεγιστοποιούνται ξανά στο μέσον του θόλου, με ελαφρά αύξηση στις εγκάρσιες περασιές των πλάγιων τοξωτών διόδων. Οι μέγιστες μετατοπίσεις κατανέμονται πολύ πιο ομοιόμορφα καθ'όλο το μήκος του θόλου αφού απουσιάζουν και τα δύο εγκάρσια διαφράγματα.

Συμπέρασμα: Παρατηρείται αύξηση των περιοχών έντονων τάσεων και μετατοπίσεων δημιουργώντας περισσότερες περιοχές πιθανής μελλοντικής εμφάνισης ρωγμών. Ιδιαίτερα αδύναμη περιοχή φαίνεται να δημιουργείται στο πίσω μέρος του βόρειου τοίχου όπου εκτός από την απουσία του ανατολικού τοίχου, η αρκετά κοντινή απόσταση της 3^{ης} τοξωτής διόδου του νεωρίου δυσχεραίνει ακόμα περισσότερο την κατάσταση. (Η πιθανότητας εμφάνισης του μηχανισμού κατάρρευσης "**a**" εμφανίζεται όπως είναι φυσικό ξανά.)

5.7.5 Προσομοίωμα 10 (χαμηλότερη ποιότητα υλικού στο γέμισμα τοιχοποιίας)

Το 10° προσομοίωμα εξήγαγε:

Εφελκυστικές τάσεις έως 80,33KN. Ταυτόσημη κατανομή με το 8° αλλά με αισθητά μεγαλύτερα μέγιστα στο μέσον του θόλου αλλά και στα σημεία επαφής θόλου πλάγιων τοίχων.

- Θλιπτικές τάσεις έως -44,34 KN. Ταυτόσημη κατανομή με το 8° αλλά με αισθητή μείωση
 του μέτρου των τάσεων (η κατασκευή δουλεύει λιγότερο θλιπτικά σε σχέση με το 8°).

Οι μετατοπίσεις έχουν μέγιστη τιμή 0,2466 χιλιοστόμετρα με ταυτόσημη κατανομή με το
 8° αλλά με αισθητά μεγαλύτερες τιμές.

Συμπέρασμα: Παρότι οι μέγιστες εφελκυστικές και θλιπτικές τάσεις μειώθηκαν, η κατασκευή στο σύνολό της ζημιώθηκε αισθητά από τη μείωση του μέτρου ελαστικότητας στο γέμισμα των τοίχων. (Η πιθανότητας εμφάνισης του μηχανισμού κατάρρευσης "a" εμφανίζεται όπως είναι φυσικό ξανά.)

5.7.6 Προσομοίωμα 12 (μόνον ο θόλος)

Το 12° προσομοίωμα εξήγαγε:

 Εφελκυστικές τάσεις έως 45,29KN, με μόνη εμφάνιση στα μέσα των κάτω παρειών του θόλου προς την πρόσοψη και την πίσω όψη.

- Θλιπτικές τάσεις έως -22,2 KN, με ομοιόμορφη κατανομή κατά μήκος της άνω παρειάς του θόλου και των σημείων επαφής θόλου πλάγιων τοίχων. Επίσης εμφανίζεται μια μικρή θλιβόμενη περιοχή στο πίσω μισό κομμάτι της κάτω παρειάς του θόλου, εκεί που θα περίμενε κανείς να εμφανιστεί εφελκυόμενη περιοχή.

Οι μετατοπίσεις έχουν μέγιστη τιμή 0,087 χιλιοστόμετρα και εμφανίζονται ξανά (αλλά με μικρές τιμές) στο μέσον του θόλου, με μέγιστες τιμές προς την δυτική πρόσοψη.

Συμπέρασμα: Με την απουσία των πλάγιων τοίχων, οι πακτώσεις που τοποθετήθηκαν πολύ πιο κοντά στον θόλο δημιούργησαν μια αισθητά πιο άκαμπτη κατασκευή με μικρότερες τάσεις και παραμορφώσεις. Παρά την προφανή επιβεβαίωση του γεωμετρικού μηχανισμού κατάρρευσης "a" η πιθανότητα εμφάνισής του έχει μειωθεί πολύ αφού η εφελκυόμενη ζώνη έχει σχεδόν εξαφανιστεί.

5.8 Παραμετρικά αποτελέσματα πρόσθετων διερευνήσεων

Για τις ανάγκες παρουσίασης της παρούσας διατριβής στο 7° GRACM Congress πραγματοποιήθηκαν κάποιες πρόσθετες διερευνήσεις χρησιμοποιώντας τα ήδη υπάρχοντα προσομοιώματα, οι οποίες εξήγαγαν χρήσιμα συμπεράσματα [27].

Έγιναν τέσσερις ενότητες αναλύσεων:

Διερευνήθηκε η συμπεριφορά του προσομοιώματος (5) (βλ. σελ. 49) εφεξής έστω
 Model 1 - το οποίο περιέχει τις ορατές εσωτερικές ρωγμές του νεωρίου σε πάχος δύο στοιχείων, την συνοριακή συνθήκη της επαφής με το νότιο χώρο στάθμευσης καθώς και τον ανατολικό τοίχο χωρίς βλάβες - για περιοχές βλάβης με μέτρο ελαστικότητας στο 70%, 50% και 30% του κανονικού υλικού. Τα προσομοιώματα ονομάστηκαν Model 2,3 και 4 αντίστοιχα. Το αποτέλεσμα ήταν ότι η πτώση του μέτρου ελαστικότητας προκαλεί πτώση ιδιοσυχνοτήτων (όπως ήταν φυσικό) ιδιαίτερα στην ιδιομορφή όπου ταλαντώνεται μονάχα ο ανατολικός εγκάρσιος τοίχος (Σχ.63).

Σχ. 63: Διάγραμμα πτώσης ιδιομορφών αναφορικά με την % μείωση του μέτρου ελαστικότητας των καταγεγραμμένων ρωγμών.

2) Επίσης πραγματοποιήθηκε διερεύνηση ευαισθησίας του προσομοιώματος (5) εφεξής Model A καθώς και του προσομοιώματος (11) εφεξής Model D σε 1%, 10%, 20% μείωση του μέτρου ελαστικότητας των περιοχών βλάβης (Σχ.64) δημιουργώντας τα Model A-1, Model A-10, Model A-20 και Model D-1, Model D-10, Model D-20 αντίστοιχα.

Σχ. 64: Ποσοστιαία μείωση συχνοτήτων Model A και Model D αναφορικά με την % μείωση του Μέτρου Ελαστικότητας.

 Ακόμη, στο Model D στο οποίο θεωρείται υλικό κατώτερης ποιότητας στο γέμισμα των διαμήκων τοίχων, έγινε διερεύνηση της μεταβολής του λόγου του Μ.Ε. γεμίσματος / Μ.Ε. κελύφους τοίχων ίσο με 0,7 0,5 και 0,3 του λόγου του αρχικού προσομοιώματος (Σχ.65).

Σχ. 65: Ποσοστιαία μείωση συχνοτήτων Model D αναφορικά με τη μείωση του λόγου Μ.Ε. γεμίσματος / Μ.Ε. κελύφους τοίχων.

4) Τέλος, έγινε διερεύνηση της επιρροής της ύπαρξης (ή μη) των συνοριακών συνθηκών της επαφής με το νότιο χώρο στάθμευσης (επιβολή αδυναμίας μετακίνησης στον οριζόντιο άξονα) και της ύπαρξης (ή μη) επιπέδου συμμετρίας στη συνορεύουσα πλευρά με το βορεινό Αρσενάλι. Οι παρακάτω περιπτώσεις εφαρμόστηκαν στο Model A-20 (Σχ.66):

- (BC2) : Χωρίς επιβολή αδυναμίας μετακίνησης στον οριζόντιο άξονα στην επαφή με parking

 - (BC3) : Χωρίς επιβολή αδυναμίας μετακίνησης στον οριζόντιο άξονα στην επαφή με parking, θεωρώντας επίπεδο συμμετρίας στη συνορεύουσα πλευρά με το βορεινό Αρσενάλι.

 - (BC4) : Με επιβολή αδυναμίας μετακίνησης στον οριζόντιο άξονα στην επαφή με parking, θεωρώντας επίπεδο συμμετρίας στη συνορεύουσα πλευρά με το βορεινό Αρσενάλι.

Σχ.66: Ποσοστιαία μείωση ιδιοσυχνοτήτων σε σχέση με την μεταβολή των συνοριακών συνθηκών.

Κεφάλαιο 6

Συμπεράσματα

6.1 Γενικά

Από την παρούσα διερεύνηση της δυναμικής συμπεριφοράς του δομικού συστήματος συμπεραίνεται ότι οι υπάρχουσες φθορές και αστοχίες δεν επηρέασαν σημαντικά τα δυναμικά χαρακτηριστικά του φορέα. Αποτελούν όμως τρωτά σημεία του φορέα, ο οποίος σε μελλοντικές καταπονήσεις μπορεί να οδηγηθεί σε περαιτέρω αστοχίες και έναρξη του μηχανισμού κατάρρευσης. Συνεπώς, η αποκατάσταση του δομικού συστήματος και η κατάλληλη ενίσχυση του φορέα στα σημεία όπου έχουμε απώλεια αντοχής κρίνεται απαραίτητη για τη συντήρηση του μνημείου. Η περαιτέρω ανάλυση του φορέα μέσω δυναμικών αναλύσεων με το φάσμα σχεδιασμού του αντισεισμικού κανονισμού και σεισμικών καταγραφών της περιοχής η οποία θα πρέπει να διεξαχθεί, θα μας δώσει μία πιο ρεαλιστική εκτίμηση της υπάρχουσας φέρουσας ικανότητας και θα συγκεκριμενοποιήσει τις απαιτούμενες επεμβάσεις [5].

6.2 Προτάσεις μεθόδων αποκατάστασης

Γενικά οι μέθοδοι επεμβάσεων για την ενίσχυση κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία έχουν ως στόχο την ενίσχυση της φέρουσας τοιχοποιίας και την αποκατάσταση ή την ενίσχυση της μηχανικής λειτουργίας του δομικού φορέα. Αυτό επιτυγχάνεται με την τροποποίηση της μηχανικής συμπεριφοράς του υλικού της τοιχοποιίας ή της μηχανικής συμπεριφοράς του υλικού της τοιχοποιίας ή της μηχανικής συμπεριφοράς του ολικές επεμβάσεις. Οι ολικές επεμβάσεις μεταβάλλουν τη συμπεριφορά της

κατασκευής σαν σύνολο, ενισχύουν τη συνεργασία των διαφόρων τμημάτων του φορέα ή ακόμα και τροποποιούν το δομικό σύστημα. Στην περίπτωση ιστορικών κατασκευών δίνεται ιδιαίτερη προσοχή στην επιλογή των ολικών επεμβάσεων και συνήθως επιλέγονται τεχνικές όπως η προσθήκη ελκυστήρων και τενόντων, μια τεχνική που είναι εύκολα αντιστρέψιμη και συνήθως συνυπάρχει στο τελικό σχήμα επέμβασης με κάποιες από τις άλλες τεχνικές. Οι τοπικές επεμβάσεις δρουν ευεργετικά σε τοπικό επίπεδο και καλύπτουν αποτελεσματικά τοπικές υπερβάσεις τάσεων, τοπικές αστοχίες. Συνήθεις τοπικές επεμβάσεις είναι ενέσεις σε ρωγμές, ομογενοποίηση μάζας, βαθιά αρμολογήματα, προσθήκη ριζοπλισμών, κ.α [5].

Για όλο το εύρος των μη αντιστρεπτών επεμβάσεων παράλληλα με τις αρχές που εφαρμόζονται για την επισκευή και ενίσχυση των συνηθισμένων κατασκευών θα πρέπει, πέραν αυτών που αναφέρθηκαν προηγουμένως, να λαμβάνονται υπόψη και δύο επιπλέον απαιτήσεις:

 Η συμβατότητα των υλικών επισκευής και ενίσχυσης με τα υλικά που συνιστούν τον αρχικό ιστό του έργου.

- Η αντοχή των νέων υλικών για μακρό χρονικό διάστημα (ανθεκτικότητα).

Από την μέχρι τώρα διερεύνηση της δομικής κατάστασης του φορέα και των δυναμικών χαρακτηριστικών του θα μπορούσαν να διατυπωθούν ορισμένες πρώτες σκέψεις σχετικά με τις μεθόδους αποκατάστασης που θα απαιτηθούν. Η οριστική επιλογή των μεθόδων θα γίνει μετά την πλήρη δυναμική ανάλυση του φορέα για αναμενόμενες δυναμικές φορτίσεις (φάσμα σχεδιασμού, καταγραφές σεισμών της περιοχής) καθώς και την ανάλυση ενός τελικού μοντέλου πεπερασμένων στοιχείων στο οποίο θα έχουν προσομοιωθεί και οι τελικές επεμβάσεις. Κρίνεται λοιπόν απαραίτητη η συμπλήρωση της μελέτης με μία αναλυτικότερη μελέτη λίθων και κονιαμάτων, η οποία θα καθορίσει και το τελικό υλικό κονιάματος που θα χρησιμοποιηθεί λαμβάνοντας υπόψη την φυσικοχημική ανάλυση καθώς και τις απαιτούμενες μηχανικές αντοχές [5].

Συνοπτικά από την μέχρι τώρα εκτίμηση του δομικού φορέα θα μπορούσαμε να δώσουμε κάποιες πρώτες εκτιμήσεις των επεμβάσεων που απαιτούνται:

-Αντικατάσταση θραυσμένων λίθων θόλου.

-Πλήρωση κενών τοιχοποιίας.

-Αρμολόγημα κενών ανάμεσα στους λίθους με κονίαμα κατάλληλης σύνθεσης και απόχρωσης που δεν αλλοιώνει το μνημείο.

-Απομάκρυνση γυψοσανίδας πρόσοψης, αντικατάσταση με πέτασμα ανάλογης αισθητικής και τυπολογίας του ξύλινου πετάσματος του πρώην ασκεπούς νεωρίου (ιστιοπλοϊκός

όμιλος). Ιδιαίτερη επιμέλεια στη συναρμογή* του πετάσματος με τον θόλο και την τοιχοποιία.

-Προσθήκη ελκυστήρων ανάμεσα στις διαμήκεις τοιχοποιίες για τη παραλαβή εφελκυστικών τάσεων και την αποτροπή αύξησης του ανοίγματος του θόλου σε ενδεχόμενη σεισμική δόνηση (και έναρξης του μηχανισμού κατάρρευσης).

-Ενέματα ειδικής σύνθεσης** τοπικά για την ενδυνάμωση των αποσαθρωμένων τμημάτων της τοιχοποιίας και του θόλου που κρίνεται αδύνατο να αντικατασταθούν [5].

*Η συναρμογή του παρόντος πετάσματος δεν είναι κατάλληλη για δύο λόγους: αφενός η επιφάνεια επαφής του πετάσματος με τη τοιχοποιία είναι μόλις 18 εκατοστά (σε αντίθεση με τον πίσω συμπαγή τοίχο πάχους 75 εκ.) κατανέμοντας τη στήριξή του σε πολύ μικρή επιφάνεια, αφετέρου η στήριξη που παρέχει η γυψοσανίδα ως υλικό είναι ανεπαρκής (η γεωμετρία του ημικυκλικού θόλου απαιτεί καμπύλο μεταλλικό ή ξύλινο επικολλητό δοκάρι τύπου glulam για τη στερεή επαφή με την κάτω παρειά του και την αποτροπή μείωσης του ανοίγματός του σε ενδεχόμενη σεισμική δόνηση).

**Σε κάθε περίπτωση, οι τελικές προτάσεις αποκατάστασης θα είναι σε πλήρη εναρμόνιση με το υφιστάμενο πλαίσιο αρχών για τις αποκαταστάσεις των μνημείων. Στο άρθρο 10 του Χάρτη της Βενετίας για τις αποκαταστάσεις αναφέρεται: Όταν οι παραδοσιακές τεχνικές αποδεικνύονται ανεπαρκείς, η στερέωση ενός μνημείου μπορεί να εξασφαλιστεί με την προσαρμογή σε όλες τις σύγχρονες τεχνικές συντηρήσεως και κατασκευής, που η αποτελεσματικότητά τους θα έχει αποδειχθεί από τα επιστημονικά δεδομένα και τις οποίες θα εγγυάται η εμπειρία από την εφαρμογή τους. Η απαίτηση πολύχρονης γνώσης των αποτελεσμάτων εφαρμογής εξαιρεί από τις αποκαταστάσεις αρκετά σύγχρονα υλικά (πολυμερή, συνθετικές ρητίνες) γιατί παρά το γεγονός ότι προσφέρουν υψηλές αντοχές, ο χρόνος χρήσεώς τους είναι περιορισμένος [28].

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Leftheris B.P., Stavroulaki M.E., Sapounaki A.C. and Stavroulakis G.E. (2006) Computational Mechanics for Heritage Structures, WITpress, Boston
- [2] Γιανναράκη Δ. (2009). Μεταπτυχιακή Διατριβή: «Ιδιομορφική Ανάλυση του Νεωρίου του Μόρο». Τομέας Μηχανικής, Γενικό Τμήμα Πολυτεχνείου Κρήτης.
- [3] Περιφέρεια Κρήτης (1994). Δομητική αναστήλωση Ιστορικών κτιρίων και συνόλων,
 Πρακτικά διεθνούς συνάντησης 22-28 Μαΐου 1992, Ηράκλειο.
- [4] Lourenco P.B. (2006). Recommendations for restoration of ancient buildings and the survival of a masonry chimney. Construction and Building Materials, Vol 20, pp. 239-251.
- [5] Σταυρουλάκη Μ. (2010). Τεχνική Έκθεση μελέτης νεωρίων Moro, Πολυτεχνείο Κρήτης.
- [6] Άρθρο για τη Βενετία. (2011). Ιστοσελίδα: <u>http://en.wikipedia.org/wiki/Venice</u>
- [7] Μπούρας Χ. (1994). Ιστορία Αρχιτεκτονικής τόμος Β'. Εκδοτικός οίκος Μέλισσα.
- [8] Αρθρο για την παλιά πόλη και την ιστορία της, πηγή: www.chania.net
- [9] Κίζης Γ. Κουμούσης Β. (1997-1998). Ερευνητικό έργο ΕΜΠ για τον δήμο Χανίων. Έντυπο 5 χρόνια ΚΑΜ, για τα εγκαίνια του Μεγάλου Αρσεναλιού. Χανιά εκδόσεις ΚΑΜ 2002.
- [10] Χαριτάκη Ε. (1994). Νεώρια, Ιστορία σημερινή κατάσταση και προοπτικές.
 "ΧΑΝΙΩΤΙΚΑ ΝΕΑ" 5 Ιουλίου 1994.
- [11] Giuseppe Gerola. (1905-1932). Monumenti Veneti nell' isola di Creta, I-IV, Βενετία.
- [12] Αρχείο Φωτογραφιών της ομάδας προβολής των Χανίων. Ιστοσελίδα: http://www.facebook.com/home.php?#!/ChaniaCreteByNikos
- [13] Χάρτης του Cosmografo Coronelli. (1649) Δημοτική Βιβλιοθήκη Χανίων.
- [14] Μπούρας Χ. (1991). Ιστορία Αρχιτεκτονικής τόμος Α'. Εκδόσεις Συμμετρία.
- [15] Santiago Huerta. (2001). *Mechanics of masonry vaults, the equilibrium approach*. Universidad Politécnica de Madrid.
- [16] Huerta S. (2006). *Geometry and equilibrium: The gothic theory of structural design*. Publication on the journal "The Structural Engineer" on 17 January.
- [17] Becchi A. Corradi M. Foce F. Pedemonte O. (2003). Essays on the History of Mechanics. Birkhauser Verlag AG.
- [18] Huerta S. (2006). Structural Design in the Work of Gaudi. Universidad Politécnica de Madrid.

- [19] Huerta S. (2005). Thomas Young's theory of the arch, Essays in the history of the theory of structures in honour of Jacques Heyman. Universidad Politécnica de Madrid.
- [20] Dermot O'Dwyer. (1998). Funicular analysis of masonry vaults, Trinity College, Dublin, UK.
- [21] Εικόνα μέσω Google Images. Ιστοσελίδα: <u>http://lacanea.files.wordpress.com/2008/02/air-photo1.jpg</u>
- [22] Η τοπογραφική αποτύπωση έγινε από ιδιώτη Μηχανικό και υπό την αιγίδα του Ναυτικού Μουσείου Κρήτης.
- [23] Block P. (2006). Interactive thrust Java Applets. Project website: web.mit.edu/masonry/interactiveThrust/examples.html MIT. Project paper: Block P. Ciblac T. Ochsendorf J. (2006). "Real-time limit analysis of vaulted masonry buildings" MIT and Ecole d'Architecture de Paris la Villette
- [24] Allen E. and Zalweski W. (1998). "Shaping Structures, Statics". John Wiley New York.
- [25] Αμανατίδου Μ. (2008). Μεταπτυχιακή Διατριβή: «Διαφραγματική λειτουργία πατωμάτων σε κτίρια από φέρουσα λιθοδομή».Τομέας Μηχανικής, Γενικό Τμήμα Πολυτεχνείου Κρήτης.
- [26] Σταυρουλάκη Μ. (1996). Διδακτορική Διατριβή: «Βέλτιστος σχεδιασμός επεμβάσεων ενίσχυσης σε δομικούς φορείς, εφαρμογή στην προένταση».
 Πολυτεχνείο Κρήτης.
- [27] Stavroulaki M. and Tsinarakis T. (2011). "Finite Element Analysis of Masonry Barrel Vaults". Department of Sciences. TUC.
- [28] Μπούρας Χ. (2001). Σημειώσεις του μαθήματος «Αποκαταστάσεως των μνημείων
 Ι». Σχολή Αρχιτεκτόνων. Εκδόσεις ΕΜΠ.

Παράρτημα: Υποβληθείσα εργασία στο 7ο Συνέδριο Ελληνικής Εταιρείας Υπολογιστικής Μηχανικής (GRACM 2011)

FINITE ELEMENT ANALYSIS OF MASONRY BARREL VAULTS

Maria E. Stavroulaki¹ and Theodoros Tsinarakis¹

¹Department of Sciences Technical University of Crete Chania, GR-73100, Greece e-mail: <u>mstavr@mred.tuc.gr</u>, <u>teotsin@gmail.com</u>

Keywords: finite elements, stone masonry, structural dynamics, barrel vault, Venetian Arsenal, restoration

Abstract. When stone barrel vaulted structures need to be studied, several simplifications are usually taken into account which lead to models that are incapable of properly simulating the three dimensional effects on the vaults and the stabilization role of the spandrels. In applications of finite element analysis, various assumptions are necessary for the simplification or reduction of the problem and the success and accuracy of the results is directly dependent upon the validity of these assumptions. One of the Venetian Arsenals in Chania served as a case study in finite element analysis of stone masonry barrel vaulted structures. The absence of symmetry in the construction due to differences of the transverse walls, as well as differences in the stiffness of the longitudinal walls and the unsymmetrical boundary conditions, led to the necessity of three dimensional modelling of the structure. Because the study takes place at the macro level, it was assumed that the sandstone walls are composed of homogeneous and isotropic continuum with linear elastic material behaviour. A parametric investigation was conducted regarding the influence of modelling various parameters like weak material areas, cracks, boundary conditions, and additional structural elements on the dynamic characteristics and modal shapes.

1 INTRODUCTION

In the study of historic buildings it is important to acknowledge the way the structure behaves and to understand the origin and significance of the damages, if they are visible. Only with a deep comprehension of both aspects can the engineer or architect make decisions on the techniques of conservation which could be used. The increasing interest in historic architectural heritage and the need for conservation of historical structures has led to the continuous development of many methods for the analysis of masonry structures and especially the vaults. However some types of vaults have not been thoroughly analysed, mainly because of the difficulty of applying simplified theories to their complicated shapes.

A cylindrical surface is a translational surface where a curve profile, moves parallel to itself, along a line. It is as if an arch extended laterally. Such a surface in masonry buildings is called a barrel vault. In single curve vaulted surfaces, the principle stresses along the curve will always be compressive and the inclined thrusts at the edge require enough mass of supporting system. The major simplification that is usually made is supposed to reduce the vault to a series of adjacent arches without transversal connection. Therefore, this model is unable to properly simulate the three dimensional effects of the vault. Moreover, the structural role of the spandrels has always been neglected, while, it is well known that they stabilise the vaults [1-3].

In order to study these effects, a numerical approach based on the finite element method can be used [4]. Vaults are modelled by means of shell or solid elements. For each calculation, the homogenized limit analysis approach has been employed, assuming for the constituent materials experimentally determined mechanical properties. An accurate geometry of the vault is necessary in order to model the existing condition, including the permanent deformations. The modelling of the existing condition of the masonry (weak material, cracks), is important for the estimation of the structural strength and dynamic behaviour.

As a case study, one of the Venetian naval Arsenals in Chania was selected which served as a protective area for the repairing as well as the building of vessels. The Arsenals were oblong vaulted spaces which were open to the sea to allow the harbouring of ships. The construction of the wharf in the early 20th century has blocked the access from the sea. The study was started in the elastic range, which has to be considered as a first, nevertheless significant, step for service conditions. Also the dependency of modal parameters on structural damage can be useful in the future applications of structural health monitoring [5].

A parametric experimentation was conducted in order to investigate the way of modelling weak material areas, cracks, previous strengthening techniques, additional structural elements and their influence to the static and especially the dynamic behavior depicted on the changes of the natural frequencies. The dynamic results consist of natural frequencies and mode shapes used for comparison to the experimental results and

the validation of the analytical model, while the static results are obtained by imposing gravity loads on the validated analytical model.

2 DATA OF THE STRUCTURE

2.1 Historical data

The reign of the Venetians on Chania officially started in 1285 since the city was occupied by the Genovese for a brief period from 1265 until 1285. The invention and widespread use of gunpowder, the continuous threat from the Ottoman Empire as well as the need to control the local population, led to the erection of large fortifications by the Venetians in all major cities of Crete (Heraklion, Chania, Rethimnon and Sitia) as well as numerous other strategic places (Frangokastello, Sfakia, Aptera, Selino, Armiros, Mirambello, Ierapetra) and islands (Gramvousa, Souda, Spinalonga). Apart from the city itself, the natural port of Chania was also enhanced in 1320 with fortifications and wave barriers due to its vulnerability in northern winds. This however did not provide enough shelter for the fleet of Venice and so the construction of the Venetian shipyards in Chania, commonly known as Arsenals (not to be confused with the Venetian Arsenal), was decided in 1467.

The Arsenals in Chania (as well as those in Heraklion) are stone masonry barrel vaulted structures with a pediment on their facade. They are 50 meters long, 9 meters wide and 10 meters high in average. They communicate through arch openings on their intermediate walls. They were completely open towards the sea to allow the harboring of ships. Up to 1599 the western complex was finished, consisting of 17 parallel Arsenals facing the north. Following the completion of the western complex, the local official Benedetto Moro decided to construct a second smaller complex on the eastern side of the port. The eastern complex would consist of 5 parallel Arsenals facing the West. The foundations of all five Arsenals were successfully laid (they had to be founded deep into the sea bed), however only two of them were completely finished according to plan. The southern of these two Arsenals was completed between 1612 and 1614 and is the object of this research.

The gradual withdrawal of sailboats for military use rendered the Arsenals obsolete. All of the Arsenals floors were banked with rubble and their once open to the water facades were closed with crude stone masonry walls. They were converted into storage facilities and military barracks. The Italian historian Giuseppe Gerola visited Crete in the beginning of the 20th century and recorded the status of all the remaining Venetian monuments in Crete including the Arsenals of Chania (Fig. 1) [6].

Figure 1: Photograph of the three eastern Arsenals in the beginning of the 20th century. The red box highlights the Arsenal which is the object of this research.

2.2 Geometry of the Arsenal

The simulation of the Arsenals structure was based on a detailed three dimensional CAD plan. The architectural drawings were provided in both two and three dimensional format. The floor plan (Fig. 2) of the Arsenal is a 15*58 meter parallelogram with three 4,7 meter wide transverse arch openings on its northern elevation (Fig. 3) as well as a large 9 meter wide arch opening towards its western elevation (Fig. 4). The eastern elevation (Fig. 5) is closed with a stone masonry wall which has a high window for natural lighting and ventilation. The Southern elevation of the Arsenal is a blind stone masonry wall bordering with the external ground of the municipal parking area which is situated at an elevated height of 4,25 meters in relation to the Arsenal's floor. Northern and southern longitudinal sections of the Arsenal were also provided, to accurately model the exact shape of the barrel vault on the finite element program.

Figure 2: Floor plan of the Arsenal

Figure 3: Northern elevation of the Arsenal

Figure 4: Western elevation of the Arsenal

Figure 5: Eastern elevation of the Arsenal

2.3 Study of the barrel vault via graphical methods

A barrel vault, also known as a tunnel vault or a wagon vault, is an architectural element formed by the extrusion of a single curve (or pair of curves, in the case of a pointed barrel vault) along a given distance. The curves are typically circular in shape, lending a semi-cylindrical appearance to the total design. The barrel vault is the simplest form of a vault and is used to provide a space with a ceiling or roof. As with all archbased constructions, there is an outward thrust generated against the walls underneath a barrel vault. There are several methods of absorbing this thrust. One is, of course, to make the walls exceedingly thick and strong. A more elegant method is to build two or more vaults parallel to each other as to direct the forces of their outward thrusts to negate each other. This method was most often used in the designing of churches, where several parallel vaulted naves where constructed. The traditional and modern views of vault analysis end up to the same fundamental conclusion: the overall importance of geometry. Essential condition for the material: the internal forces must be compressive [7].

The vault of the Arsenal has a clear span of 9,9 meters and a thickness of circa 0,6 meters. It has a semicircular shape with a thickness to span ration of 6% (Fig.6). Its southern longitudinal wall has a slightly inclined internal surface, most possibly in order to serve as a retaining wall to the ground which is situated at a higher level. It was designated to be the last Arsenal towards the south of the eastern "Moro" complex.

A software available at the MIT webpage by Mr. Philippe Block, which is programmed via the Cabri Geometry II Plus software and through principals of graphic statics, was used in order graphically to depict the possible thrust lines of the vault as well as its collapse mechanism, according to its geometry [8-10]. The depiction of the thrust line appears as a polygonal catenary by adding the resultant of the gravitational force of every fundamental element and its side reactions. The geometry of the arch can be defined by the user. The customizable parameters can be the angle between the abutments and the vertical axis (e.g. the

abutments of a semicircular arch form a 90 degree angle), the thickness to span ratio of the arch, the magnitude of the horizontal thrust in percentage of the arch weight, and the angle between the hinge location and the vertical axis [2].

The walls of the Arsenal support the semicircular arch at a 62 degree angle between the vertical axis and the arch abutments. The Arsenal has a wall thickness to span ratio of 25-31%. By implementing this data, the graph of the "Arch collapse mechanism (leaning buttress)" shows that the thrust line catenary is well within the Arsenals longitudinal walls (Fig. 7).

Figure 6: Geometric properties of the Arsenal

Figure 7: Depiction of the line of thrust of a semicircular arch with a circa 30% wall thickness to span ratio and 52 degree angle between the hinges and the vertical axis [9].

The increase of the span of the arch abutments starts the forming of the collapse mechanism according to the defined hinges. With strictly geometric criteria, the arch will collapse with an increase of more than 13% of the initial arch span. However, this is not a realistic conclusion since the collapse will occur sooner due to crushing of the stone at the hinge points or due to the formation of a fourth hinge [8]. A slight deviation of one of the walls from the vertical axis starts the forming of the collapse mechanism. Again, the applet shows an exaggerated angle of over 7 degrees deviation from the vertical axis to completely collapse the arch. The arch is not yet collapsed, however the thrust line does not pass through the base of the walls anymore implying the impossibility of this scenario.

3 FINITE ELEMENT ANALYSIS

Since historic masonry structures are of primary concern, the techniques of finite element modeling can be used with confidence only when the analytical model is calibrated. To verify the correct representation of the actual system's behavior by the finite element model, the boundary conditions and material properties are fine-tuned through an iterative procedure of comparing the dynamic parameter estimates of the finite element model is validated when an overall agreement is achieved by means of visual comparisons of mode shapes and numeric comparisons of natural frequencies.

In applications of FEA, various assumptions are necessary for the simplification or reduction of the problem. Many of these assumptions are developed from the analyst's understanding of the structure's behavior. The success and accuracy of an FE model is dependent upon the validity of these assumptions. The search for means to verify the correct representation of the structural behavior of the system in a FE model has been addressed in many applications.

When using frequency analysis, all the possible ways of vibration (eigenmodes) and the corresponding frequencies are calculated. It is therefore important to use a reliable model that is taking into account all the details which affect the system and are the cause of damage that could lead to collapse. The calculation of dynamic characteristics of the structure is a valid way of finding a reliable estimate of the frequency range in which an earthquake excitation will seriously affect the structure. It is also important for the identification of the specific points of failure of the structure that will subsequently lead to the proper selection of restoration or strengthening method.

3.1 Assumptions of the analysis

To simulate as many possible scenarios of the Arsenal's dynamic behavior, numerous different assumptions were made in relation to the effects of the Arsenal's surrounding environment (varying boundary conditions), the quality of its stone masonry, the severity of its recorded damages as well as the effect of the recent replacement of the façade's stone masonry wall with a plasterboard diaphragm. Because the study took place at the macro level, it was assumed that the sandstone walls were composed of homogeneous and isotropic continuum with linear elastic material behaviour (see table 1). The results of experimental tests were used as reference points for the modulus. The homogenization of multiphase materials has been obtained by proper coupling of the properties of individual components (stone, mortar). Solid finite elements were used for the three-dimensional model of the structure. The properties of materials and the boundary conditions were constantly changed in order to achieve the most realistic simulation of the pathogenesis and uncertain characteristics (different quality in the building within the walls, cracks on the vault and columns). In parallel, a parametric investigation was made in order to estimate the influence of some parameters (e.g. the finite elements' type, modulus of elasticity, different boundary conditions) to the dynamic characteristics of the model.

	Material A ("Undamaged" Stone Masonry)	Material B ("Damaged" stone masonry EB=70%EA)	Material C ("Damaged" stone masonry EC=50%EA)	Material D ("Damaged" stone masonry ED=30%EA)	Plasterboard
Modulus of Elasticity Gpa	8,82	5,88	4,41	2,65	3,0
Mass Density Kg/m3	1289,8	1289,8	1289,8	1289,8	70,0
Poisson ratio	0,15	0,15	0,15	0,15	0,3

Table 1: Mechanical Properties of Materials

4 MODAL ANALYSIS MODELS AND RESULTS

In order to evaluate the behavior of the structure under seismic excitations, the natural frequencies and the eigenmodes of various models are calculated. The eigenproblems were solved by the Lanczos method that is considered to be one of the best available methods for large-scale structures.

The absence of symmetry in the construction due to differences of the transverse walls (stone masonry at the eastern side, plasterboard diaphragm at the western side), the differences in stiffness of the longitudinal walls (with openings and rectangular section of the northern wall, without openings and trapezoidal section of the southern wall) and the different boundary conditions (at the north and south side of the structure), led to the necessity of three dimensional modelling of the structure.

4.1 Modeling of the barrel vault

Three dimensional modeling with shell and 3D finite elements of the barrel vault were performed, assuming that the longitudinal walls aren't influencing the dynamic behavior of the vault. The natural frequencies were calculated, indicating the important differences of the two models (table 2).

Modes Barrel vault	1 st	2 nd	3 rd	4 th	5 th	6 th	7 th	8 th	9 th	10 th	11 th	12 th	13 th	14 th	15 th
Shell elements	5,487	6,362	7,258	8.683	10.32	12.02	12.81	13.72	13.82	14.59	15.30	15.33	15.52	16.04	16.91
Solid															
finite	108	583	339	46	533	£0€	536) 35	003	177	745	982	374	666	521
elements	16,31	17,15	17,68	18,14	18,66	19,05	20,05	20,19	20,7(21,01	21,17	21,29	21,58	21,89	22,26

Table 2: Eigen-frequencies (Hz) of the barrel vault modeling.

4.2 3D modeling of the structure for various values of the modulus of elasticity.

Damaged areas of stone masonry were modeled with lower modulus of elasticity. The assumptions considered in the finite element model of the Arsenal (Model 1) were:

Fixed zero displacement in all directions of all the common nodes between the wall base and the ground. This was imposed on all the examined models.

Fixed zero displacement in the horizontal direction of the area of the southern wall which is in contact with the ground of the parking.

Forces were applied to the northern wall of the examined Arsenal, assuming the influence of the neighbouring Arsenal.

Perfect connection between the transverse (eastern) wall, the barrel vault and the longitudinal walls. No damages where considered to the elements situated around their common nodes.

The observed cracks and damaged regions of the barrel vault are assumed to be deep, and so the damaged material properties (Material B, table 1) are applied in all the depth of the barrel vault.

(axonometric north-western view from underneath).

Figure 8: Damaged material on the barrel vault Figure 9: Damaged and Undamaged Material application on the eastern wall (eastern elevation).

In order to investigate the influence of the damaged material on the barrel vault (fig. 8) as well as on the area of contact between the eastern wall and the barrel vault (along with its sidewalls) which is partially damaged (fig. 9), three more models (Models 2, 3 and 4) were analysed assuming modulus of elasticity equal to 70%, 50% and 30% respectively, of the elastic modulus of the undamaged material (table 1).

The decrease of modulus of elasticity led to a small decrease of the natural frequencies (fig. 10). The highest influence occured in mode 5, which represents the vibration of the eastern wall only.

Figure 10: Percentage decrease of frequencies in relation to the Model 1.

4.3 3D Modeling of the structure - transverse walls, fill material of the walls.

Since the new plasterboard diaphragm replaced an old masonry wall on the facade, and the longitudinal stone walls consist of three vertical layers, the sensitivity of natural frequencies to the existence or absence of the transverse walls and the lower strength material of the inner layer of the (longitudinal) stone walls, is of great interest. Starting with the previous assumption that only the eastern transverse wall was modelled (Model 1, new name Model A), two more cases were examined. Firstly, the case in which the plasterboard diaphragm (see Figure 11) of the façade could participate in the mechanical behaviour of the structure (Model B). Secondly, the case in which such failures would exist on the connections between transverse and longitudinal walls that the structure would behave as if it had no transverse walls (Model C, fig.12). Additionally, by looking at the material of the walls, it is obvious that there is an internal layer with lower quality material. For a more realistic modelling, material B (table 1) was considered (Model D).

façade.

Figure 11: Material assignment on the western Figure 12: Material assignment on the Model D (axonometric north-western view from underneath).

The natural frequencies obtained through finite element analysis are completely dependent upon the Modulus of elasticity and the material density (table 3). Indicatively, the first and second mode shapes of Model A are shown in figures 13, 14). As the ratio of these two parameters was kept constant, the natural frequencies and the mode shapes remained identical. The estimation of E has uncertainties related to the weakness of not having enough specimens as well as the variation of quality of the same wall, both of which are important to the results of a sensitivity analysis. These were obtained considering a decrease of E equal to 1%, 10% and 20% (Models A-1, A-10 and A-20 respectively). Indicatively, the changes in natural frequencies for Models A is shown in figure 15, where the decrease of E 1%, 10% and 20%, led to 0.5%, 5% and 10.5% (mean values) decrease of frequencies respectively. On the opposite, no significant changes were observed on the mode shapes

The influence of changes in material properties of the inner and outer material layer of the walls, to the natural frequencies is shown in figure 16. The initial ratio of Modulus of elasticity of the inner to the outer layer (Ein/Eout) was almost 0.7 (Model D) and the values 0.5 and 0.3 were examined.

Mode	Model A	Model B	Model C	Model D
1	5.269	5.416	5.146	5.607
2	6.064	6.363	5.673	6.592

1	γ	7
1	4	1

3	7.417	7.847	6.873	8.179
4	8.973	9.392	8.411	9.41
5	9.485	9.491	9.645	9.715
6	9.679	9.827	9.941	9.978
7	10.05	10.36	10.289	10.45
8	10.74	11.09	10.394	11.25
9	11.05	11.75	11.147	11.95
10	11.8	12.11	12.208	12.22
11	12.53	12.72	12.433	12.81
12	12.85	13.35	12.704	13.23
13	13.4	13.69	13.853	14.06
14	14.07	14.44	14.454	14.59
15	14.99	15.5	14.581	15.80

Table 3: Eigen-frequencies (Hz) of the 3D Models A, B, C and D

Figure 13:1st mode (frequency 5,269 Hz)

Figure 14:2nd mode (frequency 6,064 Hz)

Figure 15: Percentage decrease of frequencies in relation to Models A and D.

Figure 16: Percentage decrease of frequencies in relation to Model D (different ratio Ein/Eout).

4.4 3D Modeling of the structure – various boundary conditions

The Arsenals southern (longitudinal) wall borders with the ground of the municipal parking (which is situated circa 4.25 meters higher than the floor of the Arsenal). The first assumption was that this contact had a strong effect on the dynamic behavior of the Arsenal. Therefore, a fixed zero displacement on the horizontal axis was applied into all the common nodes of the parking lot and the southern wall. Also, forces were applied on the northern wall of the examined Arsenal, simulating the influence of the neighboring Arsenal (BC1). The Model A-20 was selected in order to examine the influence of both the parking and the existence of the neighboring Arsenal. Therefore the following models were analyzed:

* Model A- 20 (BC2): without fixed condition at the common face with the parking

* Model A- 20 (BC3): without fixed condition at the common face with the parking, considering plane of symmetry at the side with the other Arsenal

* Model A- 20 (BC4): with fixed condition at the common face with the parking, considering plane of symmetry at the side with the other Arsenal.

Considering that no connection existed between the structure and the ground of the parking, a more flexible structure was modeled, leading to a decrease of natural frequencies. On the contrary, the assumption that the two Arsenals behave as one with plane of symmetry at the middle wall, leads to an increase of the stiffness of the structure (increase of natural frequencies). More influence is observed at the first modes, and the higher increase is related with the support of the southern wall to the ground of the parking (fig. 17). It must be noted that although this support may be active in static analysis, it is inactive when dynamic phenomena are developed.

Figure 17: Percentage variation of frequencies in relation to Model A-20 (Boundary conditions 1).

5 CONCLUSIONS

One of the Venetian Arsenals in Chania Crete -a stone masonry barrel vaulted structure- was analyzed through the finite element method. An accurate geometry of the vault was used in order to model the existing condition, including the permanent deformations. The study was conducted in the elastic range, which has to be considered as a first, nevertheless significant, step for service conditions.

Several assumptions were considered in the three dimensional models, relating with the modulus of elasticity of damaged and undamaged material areas, cracks, different boundary conditions and the transverse walls of the structure. Modal analysis of three dimensional models was made in order to investigate the influence of these assumptions to the dynamic characteristics of the model and the dynamic behaviour of the structure.

Firstly, the three dimensional modeling with shell and 3d finite elements of the barrel vault led to significant differences of natural frequencies calculated. The 3d modelling of the whole structure, assuming variations of the modulus of elasticity equal to 70%, 50% and 30% of its initial magnitude led to no more than 2% decrease of natural frequencies, except the mode 5, which represents the vibration of only the eastern wall. The existence of the eastern stone masonry transverse wall increases the stiffness of the structure and influences some of the modes. Additionally, the consideration that the plasterboard diaphragm at the western side exists in connection with the vault and the buttresses, leads to a further increase of natural frequencies. Also, the consideration that the longitudinal walls consist of two outer layers of material and that the inner one has a lower modulus of elasticity, led to changes of natural frequencies between 3-7%, with a maximum of 10% at a specific mode. The most important influence was observed when different boundary conditions were examined. Especially the connection between the structure and the ground of the parking played an important role to the dynamic behaviour of the structure.

The dynamic results consist of natural frequencies and mode shapes and the conclusions from this parametric analysis will be used as a comparison to experimental results, to achieve the validation of the analytical model. Also, the static results were used as a comparison to the two-dimensional thrust line results. The dependency of modal parameters on structural damage can be useful in the future applications of structural health monitoring.

REFERENCES

[1] Huerta Santiago (2001), "Mechanics of masonry vaults: The equilibrium approach" *Historical Constructions*, pp. 47-70.

[2] O'Dwyer D. (1999), "Funicular analysis of masonry vaults" Computers & Structures, Vol. 73, pp. 187-197.

[3] Romano A. and Grande E. (2008), "Masonry barrel vaults: Influence of the pattern," *Proceedings of the* 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijin, China, 12-17 October 2008.

[4] Leftheris B.P., Stavroulaki M.E., Sapounaki A.C. and Stavroulakis G.E. (2006) Computational Mechanics for Heritage Structures, WITpress, Boston

[5] Aras F., Kvstevska L., Altay G., Tashkov L. (2011) "Experimental and numerical modal analysis of historical masonry palace" *Construction and Building Materials*, Vol. 25, pp. 81-91.

[6] Gerola G. Monumenti Veneti nell' isola di Creta, I-IV, Venice 1905-1932

[7] Lourenco P.B. (2006) "Recommendations for restoration of ancient buildings and the survival of a masonry chimney", *Construction and Building Materials*, Vol 20, pp. 239-251.

[8] Philippe Block (2005) "Equilibrium systems, Studies in Masonry Structure" dissertation for the Degree of Master of Science in Architecture Studies MIT

[9] "Interactive thrust" Java applets available by Philippe Block at the MIT website:

web.mit.edu/masonry/interactiveThrust/examples.html

[10] Cabri Geometry II Plus software is available at <u>www.cabri.com</u>, free evaluation version is available at <u>www.cabri.com/download-cabri-2-plus.html</u>