



**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ  
ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ**  
UNIVERSITY  
OF THESSALY

**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ  
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ  
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**

**Διπλωματική Εργασία**

**ΜΕΛΕΤΗ ΓΡΑΜΜΙΚΩΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΤΙΡΙΑΚΟΥ  
ΣΥΓΚΡΟΤΗΜΑΤΟΣ ΜΕ ΤΗΝ ΜΕΘΟΔΟ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ**

**ΓΕΩΡΓΙΟΣ ΧΑΒΙΑΝΙΔΗΣ**

**ΒΟΛΟΣ 2023**

© 2023 Γεώργιος Χαβιανίδης

Η έγκριση της διπλωματικής εργασίας από το Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών της Πολυτεχνικής Σχολής του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα (Ν. 5343/32 αρ. 202 παρ. 2).

## Εγκρίθηκε από τα Μέλη της Τριμελούς Εξεταστικής Επιτροπής:

Πρώτος Εξεταστής      Μυστακίδης Ευριπίδης  
(Επιβλέπων)            Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας

Δεύτερος Εξεταστής    Τσινίδης Γρηγόριος  
                                  Επίκουρος Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο  
                                  Θεσσαλίας

Τρίτος Εξεταστής

## Ευχαριστίες

Πρώτα απ' όλα, θέλω να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα της διπλωματικής εργασίας μου, Καθηγητή κ. Ευριπίδη Μυστακίδη, για την πολύτιμη βοήθεια και καθοδήγησή του κατά τη διάρκεια της δουλειάς μου. Επίσης, είμαι ευγνώμων στα υπόλοιπα μέλη της εξεταστικής επιτροπής της διπλωματικής εργασίας μου για την προσεκτική ανάγνωση της εργασίας μου και για τις πολύτιμες υποδείξεις τους. Οφείλω ευχαριστίες στον Καθηγητή κ. Τσινίδη Γρηγόριο, για την πολύτιμη βοήθεια που προσέφερε, ειδικά στο κομμάτι επιλογής και επεξεργασίας των σεισμικών διεγέρσεων που παρουσιάζονται στο Κεφάλαιο 4. Ακόμη, θα ήθελα να ευχαριστήσω την εταιρία ΛΙΟΝΤΟΣ & ΣΥΝΕΡΓΑΤΕΣ ΕΠΕ που παρείχαν το αναλυτικό προσομοίωμα που χρησιμοποίησα στην παρούσα διπλωματική εργασία, καθώς και τα τεύχη και σχέδια της υπάρχουσας μελέτης. Ευχαριστώ τους κοντινούς μου φίλους και μελλοντικούς συναδέλφους που ήταν δίπλα μου όλα αυτά τα χρόνια, τόσο για τις εύστοχες παρατηρήσεις τους όσον αφορά στη συγγραφή της παρούσας εργασίας, όσο και για την ηθική υποστήριξή τους. Πάνω απ' όλα, είμαι ευγνώμων στους γονείς μου, Δημήτριο και Ειρήνη, καθώς και στον αδελφό μου Παντελή, για την ολόψυχη αγάπη και υποστήριξή τους όλα αυτά τα χρόνια..

Γεώργιος Χαβιανίδης

# ΜΕΛΕΤΗ ΓΡΑΜΜΙΚΩΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΟΦΟΡΑΣ ΚΤΙΡΙΑΚΩΝ ΕΓΚΑΤΑΣΤΑΣΕΩΝ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ

Γεώργιος Χαβιανίδης

Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, 2023

Επιβλέπων Καθηγητής: Ευριπίδης Μυστακίδης, Καθηγητής

## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Στην παρούσα διπλωματική εργασία διερευνάται η γραμμικώς ελαστική απόκριση των υπό κατασκευή κτιριακών εγκαταστάσεων του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας στο Βόλο. Διεξήχθησαν δυναμικές φασματικές αναλύσεις (Response Spectrum Analyses - RSA) και αναλύσεις στο πεδίο του χρόνου (Response History Analyses - RHA) σε τρισδιάστατο προσομοίωμα που κατασκευάστηκε στο λογισμικό ETABS®. Οι αναλύσεις υλοποιήθηκαν σύμφωνα με τις διατάξεις του *EAK 2000*. Για τις αναλύσεις RHA, επιλέχθηκαν και τροποποιήθηκαν καταλληλά πέντε εδαφικές διεγέρσεις, ενώ για τις αναλύσεις RSA χρησιμοποιήθηκε το ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης υπό την θεώρηση ισοτροπικής διέγερσης, όπως προβλέπεται από τον αντισεισμικό κανονισμό. Ως μέτρο σύγκρισης για την αξιολόγηση των δυο μεθόδων τέθηκαν τα εντατικά μεγέθη τεμνουσών δυνάμεων και καμπτικών ροπών που υπολογίστηκαν για όλα τα εξεταζόμενα στοιχεία της ανωδομής και θεμελίωσης. Οι αναλύσεις οδήγησαν σε ανάλογα αποτελέσματα, ωστόσο παρατηρήθηκε ότι υπό προϋποθέσεις (μεταβολή γωνίας πρόσπτωσης) η RHA υπερτερεί της RSA. Λόγω του ότι κατά την τελευταία, η φορά της σεισμικής φόρτισης εξαλείφεται, διαπιστώνονται αποκλίσεις ως προς την πραγματική απόκριση της κατασκευής, γεγονός που δεν παρατηρείται με την RHA η οποία στη περίπτωση αυτή φαίνεται να αποδίδει πιο αξιόπιστα αποτελέσματα. Τέλος, με βάση τα αποτελέσματα των αναλύσεων, η μέθοδος RSA αξιολογήθηκε ως αξιόπιστη για την εκτίμηση της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής, λαμβάνοντας παράλληλα υπόψη και τα ευρήματα της μεθόδου RHA τα οποία συνδράμουν στην ευρύτερη κατανόηση της συμπεριφοράς της κατασκευής.

**Λέξεις Κλειδιά:** Σεισμική Απόκριση Κατασκευών, Γραμμικώς Ελαστική Συμπεριφορά Κατασκευών, Ανάλυση Χρονοϊστορίας, Δυναμική Φασματική Ανάλυση, Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός - *EAK 2000*, *CSi ETABS®*

# LINEAR ELASTIC BEHAVIOR OF STRUCTURES USING THE TIME HISTORY ANALYSIS METHOD

Georgios Chavianidis

University of Thessaly, Department of Civil Engineering, 2023

Supervisor: Euripidis Mistakidis, Professor

## ABSTRACT

The present thesis examines the linear elastic, seismic behavior of a currently under construction building complex of the University of Thessaly, located in the city of Volos. For this purpose, both response (time) history (RHA) and response spectrum analyses (RSA) were conducted using a 3-dimensional model of the complex, created with the FEM software ETABS®. All analyses presented in this study were conducted in compliance with the Greek Seismic Code *EAK2000*. For the RHA, five different time histories were considered and modified accordingly, while for the RSA the elastic acceleration spectrum mentioned in *EAK2000* was used, under the assumption of isotropic excitation. The accuracy and efficiency of the two methods was evaluated by comparing their results in terms of shear forces and bending moments for all examined structural elements of superstructure and foundation of the building. Both RHA and RSA led to similar results, with the exception of one case, in which the RSA was not able to provide correct results due to the elimination of the forces' sign during the in-between calculations of the analysis procedure. In conclusion, the RSA method was judged accurate and sufficient, with the results being acceptable and in accordance with the assumed regulations. Nevertheless, along with the aforementioned RSA findings, the observations of the RHA method should be considered as well, as they provide a better, more spherical understanding of the seismic behavior of the structure.

**Keywords:** *Seismic Response, Linear Elastic Behavior, Time-History Analysis, Response Spectrum Analysis, Greek Seismic Code EAK 2000, CSi ETABS®.*

# Πίνακας Περιεχομένων

<b>ΕΙΣΑΓΩΓΗ</b> .....	1
<b>1. ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΥΠΟΒΑΘΡΟ</b> .....	4
<b>ΜΕΡΟΣ Α: ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ</b> .....	4
1.1 Δυναμική Ανάλυση στο Πεδίο του Χρόνου.....	4
1.1.1 Η Έννοια του Επιταχυνσιογραφήματος .....	4
1.1.2 Περιγραφή Ανάλυσης .....	5
1.1.3 Μεθόδοι Δυναμικής Ανάλυσης στο Πεδίο του Χρόνου.....	5
1.1.3.1 Μέθοδος Επαλληλίας των Ιδιομορφών (Modal Superposition Method).....	5
1.1.3.2 Μέθοδος Απευθείας Ολοκλήρωσης στο Χρόνο (Direct Integration Method).....	6
1.1.4 Μητρώο Απόσβεσης - Απόσβεση Rayleigh.....	7
1.2 Δυναμική Φασματική Ανάλυση .....	8
1.2.1 Η Έννοια του Φάσματος Απόκρισης .....	8
1.2.2 Περιγραφή Ανάλυσης .....	10
1.2.3 Κανόνες Συνδυασμού των Ιδιομορφών .....	10
1.2.3.1 Κανόνας Απόλυτου Αθροίσματος (ABSSUM).....	10
1.2.3.2 Κανόνας Τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων (SRSS) .....	11
1.2.3.3 Κανόνας Πλήρους Τετραγωνικού Συνδυασμού (CQC).....	12
<b>ΜΕΡΟΣ Β: ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΕΣ ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ</b> .....	13
1.3 Εξοικείωση και Έλεγχος Αξιοπιστίας Λογισμικού .....	13
1.3.1 Ιδιοπερίοδος Ταλάντωσης .....	14
1.3.2 Τέμνουσα Δύναμη Βάσης .....	16
1.3.3 Φάσμα Απόκρισης.....	17
<b>2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΕΡΓΟΥ</b> .....	19
2.1 Γενικά .....	19
2.2 Περιγραφή Δομικού Συστήματος.....	19
2.3 Περιγραφή Θεμελίωσης.....	20
<b>3. ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΚΑΙ ΘΕΜΑΤΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ</b> .....	22
3.1 Γενικά .....	22
3.2 Παραδοχές Μελέτης .....	22
3.3 Θέματα Προσομοίωσης .....	23
3.3.1 Γεωτεχνικές Παράμετροι.....	25
<b>4. ΕΠΙΛΟΓΗ ΚΑΙ ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΚΑΤΑΓΡΑΦΩΝ</b> .....	28
4.1 Γενικά .....	28
4.2 Επιλογή Διεγέρσεων .....	28
4.2.1 Τροποποίηση Εδαφικής Κίνησης - Κλιμάκωση Εύρους .....	29

4.2.2 Τροποποίηση Εδαφικής Κίνησης - Φασματική Συμβατότητα .....	32
4.3 Έλεγχος Ορθότητας Τροποποιημένων Καταγραφών.....	35
<b>5. ΟΡΙΣΜΟΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....</b>	<b>38</b>
5.1 Γενικά .....	38
5.2 Ορισμός Παραμέτρων Δυναμικής Ανάλυσης στο Πεδίο του Χρόνου .....	39
5.3 Ορισμός Παραμέτρων Δυναμικής Φασματικής Ανάλυσης .....	40
<b>6. ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ .....</b>	<b>42</b>
6.1 Γενικά .....	42
6.2 Στοιχεία Ανωδομής .....	42
6.3 Στοιχεία Θεμελίωσης .....	56
6.4 Ανάλυση και Σχολιασμός Αποτελεσμάτων .....	61
<b>7. ΕΠΙΣΚΟΠΗΣΗ - ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ .....</b>	<b>66</b>
<b>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ .....</b>	<b>69</b>
<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α.....</b>	<b>71</b>
<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β.....</b>	<b>74</b>



## Κατάλογος Πινάκων

Πίνακας 1.3.1: Χαρακτηρίστηκα μεγέθη προβόλου .....	13
Πίνακας 1.3.2: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα τιμών ιδιοπεριόδων μονοβάθμιων συστημάτων .....	15
Πίνακας 1.3.3: Αποτελέσματα τεμνουσών βάσης .....	16
Πίνακας 4.2.1: Παράμετροι αρχικού προσδιορισμού σεισμικών καταγραφών .....	29
Πίνακας 4.2.2: Επιλεγμένα σεισμικά γεγονότα και αντίστοιχοι συντελεστές κλιμάκωσης .....	30
Πίνακας 5.2.1: Σημαντικές ιδιομορφές κατασκευής .....	39
Πίνακας 6.2.1: Υπό εξέταση στοιχεία ανωδομής.....	42

## Κατάλογος Σχημάτων

<b>Σχήμα 1.1.1:</b> Επιταχυνσιογράφημα οριζόντιας συνιστώσας σεισμού El Centro 19 Μαΐου 1940.....	4
<b>Σχήμα 1.1.2:</b> Ιδιομορφικοί λόγοι απόσβεσης $\zeta$ συναρτήσει της ιδιοσυχνότητας $\omega$ .....	7
<b>Σχήμα 1.2.1:</b> Φάσματα απόκρισης ψευδο-ταχύτητας και ψευδο-επιτάχυνσης του σεισμού ELCENTRO για τιμές απόσβεσης $\zeta=0, 2, 3, 5, 7$ και 10%.....	8
<b>Σχήμα 1.3.1:</b> Μονοβάθμιο Σύστημα 1 – Πρόβολος με συγκεντρωμένη μάζα στο ελεύθερο άκρο .....	13
<b>Σχήμα 1.3.2:</b> Μονοβάθμιο Σύστημα 2 – Τρισδιάστατο Πλαίσιο τετραγωνικής κάτοψης .....	14
<b>Σχήμα 1.3.3:</b> Επιταχυνσιογράφημα σεισμού El Centro, 19 Μαΐου 1940, 2674 καταγραφές ανά 0.02 sec, μέγιστη τιμή 0.4607g .....	17
<b>Σχήμα 2.2.1:</b> Τρισδιάστατη απεικόνιση της υπό μελέτη κατασκευής .....	19
<b>Σχήμα 2.3.1:</b> Υλοποιημένο τμήμα θεμελίωσης και διάταξη 224 πασσάλων σε κάτοψη .....	20
<b>Σχήμα 3.3.1:</b> Όψεις τρισδιάστατου προσομοιώματος της κατασκευής στο λογισμικό .....	23
<b>Σχήμα 3.3.2:</b> Λεπτομέρεια πασσάλων θεμελίωσης με τις αντίστοιχες παραμέτρους σχεδιασμού .....	25
<b>Σχήμα 4.2.1:</b> Κλιμακωμένα φάσματα απόκρισης ψευδο-επιταχύνσεων των επιλεγμένων σεισμικών διεγέρσεων και το Μέσο Φάσμα σε σχέση με το ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης-στόχο κατά ΕΑΚ 2000, όλα για απόσβεση $\zeta=5\%$ .....	31
<b>Σχήμα 4.2.2:</b> Τροποποιημένα φάσματα απόκρισης ψευδο-επιταχύνσεων των επιλεγμένων σεισμικών διεγέρσεων και το Μέσο Φάσμα σε σχέση με το ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης-στόχο κατά ΕΑΚ 2000, όλα για απόσβεση $\zeta=5\%$ .....	34
<b>Σχήμα 4.3.1:</b> «Αποτυχημένη» εφαρμογή της μεθόδου στην εδαφική καταγραφή Italy MRN .....	35
<b>Σχήμα 5.1.1:</b> Εφαρμογή των σεισμικών διεγέρσεων ως προς τους κύριους άξονες της κατασκευής....	38
<b>Σχήμα 6.2.1:</b> Υπό εξέταση στοιχεία ανωδομής .....	43
<b>Σχήμα 6.3.1:</b> Τυπικά διαγράμματα τέμνουσας δύναμης Q και καμπτικής ροπής M πασσάλου .....	56
<b>Σχήμα 6.3.2:</b> Εξεταζόμενα στοιχεία θεμελίωσης .....	57
<b>Σχήμα 6.4.1:</b> Υποθετική Ανάλυση 6.....	63
<b>Σχήμα 6.4.2:</b> Μετατοπίσεις γειτονικών κόμβων στην στάθμη +16.30 των κτιρίων 2 και 3 για τα πρώτα 20 δευτερόλεπτα του σεισμού 3 Greece PAT2.....	64



## ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Οι νέες κτιριακές εγκαταστάσεις του Τμήματος Μηχανολόγων Μηχανικών Βιομηχανίας του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας στον Βόλο, αποτελούν ένα από τα αρκετά έργα που κατασκευάζονται στο Πεδίο του Άρεως, στα πλαίσια ανάπτυξης του Πανεπιστημίου για την αντικατάσταση των παλαιών κτιρίων στέγασης των τμημάτων της πολυτεχνικής σχολής. Η αρχική μελέτη θεμελίωσης των εγκαταστάσεων προέβλεπε βαθιά θεμελίωση, αποτελούμενη από εκατόν ενενήντα επτά (197) πασσάλους συνδεδεμένους με ισχυρή πλάκα κεφαλόδεσμου στην κεφαλή τους. Οι εργασίες ωστόσο, διακόπηκαν λόγω της αβεβαιότητας γύρω από την σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής και ειδικότερα των πασσάλων, επί των οποίων θεμελιώνεται η ανωδομή. Περαιτέρω μελέτη σε θέματα αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης-ανωδομής οδήγησε σε νέα πορίσματα τα οποία κατέστησαν τον προηγουμένως ικανοποιητικό σχεδιασμό των πασσάλων ως μη-επαρκή για τα νέα και αναθεωρημένα σεισμικά μεγέθη. Δεδομένου ότι ένα τμήμα της θεμελίωσης έχει ήδη κατασκευαστεί και διαστασιολογηθεί σύμφωνα με την προγενέστερη μελέτη, τα δομικά στοιχεία του συγκεκριμένου τμήματος θα έπρεπε να παρουσιάζουν επάρκεια και για τα αναθεωρημένα μεγέθη σχεδιασμού. Για τον σκοπό αυτό, κρίθηκε αναγκαίος ο περιορισμός των εντατικών μεγεθών στην κεφαλή των πασσάλων, έτσι ώστε τα ήδη κατασκευασμένα στοιχεία να μην καλούνται να παραλάβουν δυνάμεις για τις οποίες εξ αρχής δεν σχεδιάστηκαν. Κατά συνέπεια, προτάθηκε η λύση τοποθέτησης επιπλέον είκοσι επτά (27) πασσάλων μικρότερου μήκους, καθώς αυτό δεν θα είχε μεγάλη επίπτωση στις προκύπτουσες από το φάσμα σχεδιασμού σεισμικές δυνάμεις και παράλληλα δεν θα έθετε υπό αμφισβήτηση την καταλληλότητα της Δυναμικής Φασματικής Μεθόδου (RSA) που χρησιμοποιήθηκε. Λόγω των ιδιοτεροτήτων του δομικού συστήματος της κατασκευής, η μελέτη της σεισμικής απόκρισης εικάζεται πως εκτιμάται αναξιόπιστα από την RSA, με τη χρήση της μεθόδου ανάλυσης στο πεδίο του χρόνου (RHA) να κρίνεται ενδεχομένως καταλληλότερη. Σε κάθε περίπτωση και σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς, η ανάλυση χρονοϊστορίας εφαρμόζεται υπό τη μορφή πρόσθετων ελέγχων, ωστόσο μέσω αυτής δίνεται να αναδειχθούν φαινόμενα των οποίων ο εντοπισμός τους δεν είναι δυνατός με τη RSA. Με αφορμή την υπόθεση αυτή, σκόπιμη κρίθηκε μελέτη της απόκρισης της κατασκευής με την μέθοδο RHA, με σκοπό όχι την απόρριψη των συμπερασμάτων της υπάρχουσας μελέτης, αλλά αντίθετα τον εντοπισμό κρίσιμων φαινομένων που τυχόν παραβλέφθηκαν, συμπληρωματικά σε αυτή.

Στόχος λοιπόν της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η περαιτέρω διερεύνηση και σύγκριση των αποτελεσμάτων της Γραμμικής Δυναμικής Φασματικής Ανάλυσης με αυτά που προκύπτουν από μια Γραμμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας. Σκοπός δεν είναι η άμεση σύγκριση των μεγεθών απόκρισης (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις) του φορέα θεμελίωσης που προκύπτουν από τις δυο μεθόδους, αλλά η εξαγωγή ορθών συμπερασμάτων και ο σχηματισμός μιας γενικότερης εικόνας μέσω των τιμών αυτών, για την καταλληλότητα και την αποτελεσματικότητα των δυο μεθόδων επί του παρόντος έργου. Άλλωστε, η απευθείας σύγκριση των αποτελεσμάτων των δυο μεθόδων θα ήταν τουλάχιστον προβληματική αν όχι λανθασμένη, λόγω της θεωρουμένης ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς που συνυπολογίζεται κατά τη φασματική μέθοδο μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ , η οποία είναι αδύνατο να προσομοιωθεί με τη γραμμική μέθοδο ανάλυσης στο πεδίο του χρόνου. Κάτι τέτοιο θα απαιτούσε αυτοσχεδιασμό και κατά συνέπεια θα συνοδευόταν από μεγάλη αβεβαιότητα ως

προς την αξιολόγηση των συμπερασμάτων, αφού κάτι αντίστοιχο δεν προβλέπεται και δεν περιγράφεται από κανέναν αντισεισμικό κανονισμό.

Οι μεθοδολογίες που χρησιμοποιούνται, αναλύονται και παρουσιάζονται, αλλά και γενικότερα το θεωρητικό πλαίσιο και η φιλοσοφία της παρούσας διπλωματικής εργασίας βασίζονται εξ ολοκλήρου στις διατάξεις του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού - *EAK2000*, έτσι ώστε να τηρείται ο βαθμός συνέπειας και ομοιότητας με την προϋπάρχουσα μελέτη, η οποία και αυτή υλοποιήθηκε με βάση τον ίδιο κανονισμό.

Στο 1<sup>ο</sup> κεφάλαιο της διπλωματικής εργασίας παρουσιάζεται η θεωρία των αναλύσεων που διεξήχθησαν, καθώς και οι βασικές έννοιες που τις συνοδεύουν.

Στο 2<sup>ο</sup> και 3<sup>ο</sup> κεφάλαιο παρατίθεται μια σύντομη, ωστόσο πλήρης περιγραφή των χαρακτηριστικών της υπό μελέτη κατασκευής, καθώς και των παραδοχών που υιοθετήθηκαν κατά τη διάρκεια της μελέτης και προσομοίωσής της.

Στο 4<sup>ο</sup> κεφάλαιο περιγράφεται η διαδικασία επιλογής και επεξεργασίας των εδαφικών καταγραφών που χρησιμοποιήθηκαν για τις γραμμικές αναλύσεις στο πεδίο του χρόνου.

Στο 5<sup>ο</sup> κεφάλαιο γίνεται η περιγραφή των αναλύσεων, καθώς και μια ανακεφαλαίωση των παραμέτρων που ορίστηκαν για αυτές.

Στο 6<sup>ο</sup> κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων και πραγματοποιείται η σύγκριση και ο σχολιασμός των δυο μεθόδων ανάλυσης.

Στο 7<sup>ο</sup> και τελευταίο κεφάλαιο, παρουσιάζονται τα σημαντικότερα συμπεράσματα της παρούσας διπλωματικής εργασίας και το σχολιάζεται το αντίκτυπο αυτών στη μελέτη της κατασκευής.

Τέλος, στα παραρτήματα Α και Β παρατίθενται τα σχετικά αποσπάσματα του κανονισμού *EAK 2000*, καθώς και οι πηγαίες και τροποποιημένες χρονοϊστορίες των εδαφικών καταγραφών που επιλέχθηκαν για τις αναλύσεις στο πεδίο του χρόνου.

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ **1**

## 1. ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΥΠΟΒΑΘΡΟ

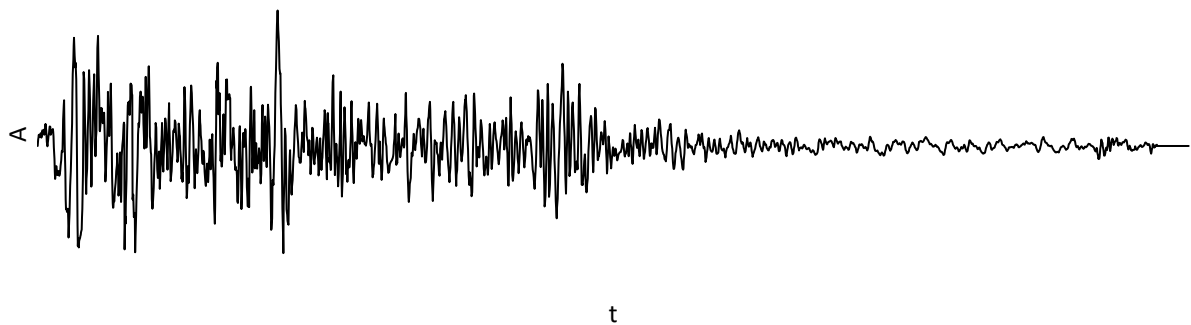
Το παρόν κεφάλαιο είναι αφιερωμένο στο θεωρητικό μέρος της διπλωματικής εργασίας και χωρίζεται σε δυο μέρη. Στο Α μέρος του κεφαλαίου περιγράφεται το θεωρητικό σκέλος των δυο μεθόδων ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση και ανάλυση της σεισμικής διέγερσης στην υπό μελέτη κατασκευή. Πιο συγκεκριμένα, παρουσιάζεται και αναλύεται η Δυναμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας (RHA) και η Δυναμική Φασματική Ανάλυση(RSA). Παρατίθενται πληροφορίες σχετικά με τα βασικά χαρακτηριστικά και τον τρόπο εφαρμογής των μεθόδων αυτών, ενώ παράλληλα εξηγούνται σημαντικές έννοιες και ορισμοί που τις συνοδεύουν, όπως μεταξύ άλλων αυτή του επιταχυνσιογραφήματος και του φάσματος απόκρισης. Το μέρος Β ασχολείται με κάποιες απλές αριθμητικές εφαρμογές βασιζόμενες σε θεμελιώδεις έννοιες της δυναμικής των κατασκευών, που πραγματοποιήθηκαν στα πλαίσια της εξοικείωσης και κατανόησης του τρόπου λειτουργίας, επεξεργασίας δεδομένων, μεθόδων ανάλυσης και επίλυσης μοντέλων από το λογισμικό.

### ΜΕΡΟΣ Α: ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

#### 1.1 Δυναμική Ανάλυση στο Πεδίο του Χρόνου

##### 1.1.1 Η Έννοια του Επιταχυνσιογραφήματος

Ένας από τους τρόπους με τους οποίους μπορεί να προσομοιωθεί η σεισμική κίνηση του εδάφους είναι σε όρους χρονοϊστορίας εδαφικής επιτάχυνσης ή και των ανάλογων μεγεθών ταχύτητας και μετακίνησης. Για χωρικά προσομοιώματα κατασκευών, η σεισμική κίνηση μπορεί να αναλυθεί σε τρεις επιμέρους μεταφορικές συνιστώσες, δυο οριζόντιες και μια κατακόρυφη οι οποίες αποτυπώνονται υπό την μορφή επιταχυνσιογραφήματων, καταγραφών δηλαδή, της επιτάχυνσης του εδάφους κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Στο Σχήμα 1.1.1 παρουσιάζεται η μορφή ενός τυπικού επιταχυνσιογραφήματος (χρονοϊστορία επιτάχυνσης).



**Σχήμα 1.1.1** Επιταχυνσιογράφημα οριζόντιας συνιστώσας σεισμού El Centro 19 Μαΐου 1940.

### 1.1.2 Περιγραφή Ανάλυσης

Ανάλυση χρονοϊστορίας απόκρισης (Response History Analysis - RHA), ονομάζεται η διαδικασία υπολογισμού της απόκρισης μιας κατασκευής ως συνάρτηση του χρόνου για μια συγκεκριμένη εδαφική κίνηση-χρονοϊστορία. Η ανάλυση με τη μέθοδο χρονοϊστορίας μπορεί να είναι είτε μη-γραμμική είτε γραμμική. Καθώς οι αναλύσεις και τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται στα επόμενα κεφάλαια έχουν προκύψει εξ' ολοκλήρου από γραμμικές αναλύσεις, το κεφάλαιο αυτό επικεντρώνεται στην περιγραφή της θεωρία για την γραμμική ανάλυση.

Οι διαφορικές εξισώσεις που περιγράφουν την απόκριση ενός πολυβάθμιου ελαστικού συστήματος που υπόκειται σε κάποια επιβαλλομένη εδαφική επιτάχυνση  $\ddot{u}_g(t)$  δίνονται από τις Εξς. (1.1.1).

$$[\mathbf{M}]\ddot{u}(t) + [\mathbf{C}]\dot{u}(t) + [\mathbf{k}]u(t) = m_x\ddot{u}_{gx}(t) + m_y\ddot{u}_{gy}(t) + m_z\ddot{u}_{gz}(t) \quad (1.1.1)$$

Η σχέση περιέχει n-πλήθος διαφορικών εξισώσεων για n-πλήθος ταλαντούμενων μαζών. Οι συντελεστές  $[\mathbf{M}]$ ,  $[\mathbf{C}]$ ,  $[\mathbf{k}]$  είναι τα μητρώα μάζας, απόσβεσης και δυσκαμψίας αντίστοιχα,  $\ddot{u}$ ,  $\dot{u}$  και  $u$  η σχετική επιτάχυνση, ταχύτητα και μετατόπιση της κατασκευής ως προς το έδαφος,  $m_x$ ,  $m_y$ ,  $m_z$  οι μετατοπίσεις των μαζών στις διευθύνσεις x, y, z που προκύπτουν από στατική εφαρμογή μιας μοναδιαίας εδαφικής μετατόπισης και τέλος τα  $\ddot{u}_{gx}$ ,  $\ddot{u}_{gy}$ ,  $\ddot{u}_{gz}$  που είναι οι συνιστώσες της εδαφικής επιτάχυνσης στις διευθύνσεις x, y και z αντίστοιχα. Το δεξιό μέρος της εξίσωσης μπορεί να γραφεί υπό τη μορφή ενός μόνο όρου  $-\mathbf{M}\ddot{u}_g(t)$  ο οποίος οφείλεται στην σεισμική διέγερση και εκφράζει την ισοδύναμη σεισμική δράση επί της κατασκευής.

### 1.1.3 Μέθοδοι Δυναμικής Ανάλυσης στο Πεδίο του Χρόνου

Η δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας μιας κατασκευής μπορεί να επιτευχθεί με δυο διαφορετικές προσεγγίσεις: α) Μέθοδος επαλληλίας των ιδιομορφών και β) Μέθοδος απευθείας ολοκλήρωσης στον χρόνο.

#### 1.1.3.1 Μέθοδος Επαλληλίας των Ιδιομορφών (Modal Superposition Method)

Η ανάλυση χρονοϊστορίας με τη μέθοδο επαλληλίας των ιδιομορφών είναι μια αποτελεσματική και αξιόπιστη μέθοδος προσδιορισμού της απόκρισης κατασκευών με σχετικά μικρό υπολογιστικό φόρτο. Συνοπτικά, κατά την εφαρμογή της μεθόδου, **η απόκριση του φορέα υπολογίζεται ξεχωριστά για κάθε ιδιοπερίοδο**, και στην συνέχεια από τη σύνθεση των επιμέρους αυτών αποκρίσεων προκύπτει η συνολική απόκριση του φορέα. Η



υλοποίηση μιας ιδιομορφικής ανάλυσης (Modal Analysis) για τον προσδιορισμό των ιδιομορφών του φορέα, προγενέστερα της ανάλυσης χρονοϊστορίας είναι απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμοσιμότητα της μεθόδου. Κατά συνέπεια, ιδιαίτερη προσοχή θα πρέπει να δοθεί στην επιλογή του πλήθους ιδιομορφών μιας κατασκευής, καθώς η ορθότητα των αποτελεσμάτων της ανάλυσης εξαρτάται άμεσα από αυτό. Τέλος, σημαντική κρίνεται και η επιλογή του κατάλληλου χρονικού βήματος της ανάλυσης. Ειδικότερα, θα πρέπει η πυκνότητα των αποτελεσμάτων που ισούται με τον αριθμό των παραγόμενων σημείων επί το χρονικό βήμα, να καλύπτει πλήρως τη σεισμική καταγραφή σε ολόκληρο το χρονικό εύρος της. Παραδείγματος χάριν, για ένα σεισμικό γεγονός συγκεκριμένης χρονοϊστορίας απόκρισης διάρκειας έστω 20 δευτερολέπτων, θα πρέπει για αυθαίρετα επιλεγμένο χρονικό βήμα 0.02 δευτερολέπτων, να οριστούν 1000 σημεία. Σε αυτό το σημείο, θα πρέπει να αναφερθεί πως σε αρκετές περιπτώσεις, το χρονικό βήμα επιλέγεται ίδιο με το αντίστοιχο χρονικό βήμα ψηφιοποίησης της χρονοϊστορίας απόκρισης, ενώ τιμή βήματος μεταξύ 0.005 – 0.02 είναι συνήθως επαρκής, χωρίς ωστόσο να είναι δεσμευτική. Σε κάθε περίπτωση, θα πρέπει το χρονικό βήμα να είναι αρκετά μικρό και πολλαπλάσιο του βήματος της χρονοϊστορίας, έτσι ώστε να περιγράφεται με ακρίβεια το φαινόμενο.

#### 1.1.3.2 Μέθοδος Απευθείας Ολοκλήρωσης στο Χρόνο (Direct Integration Method)

Εναλλακτικά της προαναφερόμενης μεθόδου επαλληλίας των ιδιομορφών, η ανάλυση χρονοϊστορίας μπορεί να πραγματοποιηθεί με χρήση της μεθόδου απευθείας ολοκλήρωσης στο πεδίο του χρόνου. Γενικά, πρόκειται για μια υπολογιστικά απαιτητική μέθοδο η οποία ωστόσο, οδηγεί σε πολύ πιο ακριβή αποτελέσματα και προτείνεται για εφαρμογή σε σύνθετες κατασκευές. Η διαφορά με την μέθοδο επαλληλίας των ιδιομορφών έγκειται στο γεγονός ότι η **απόκριση μιας κατασκευής υπολογίζεται σε κάθε χρονικό βήμα** με ολοκλήρωση των εξισώσεων κίνησης, γεγονός που την καθιστά ιδιαίτερα «ευαίσθητη» και εξαρτημένη από την επιλογή του χρονικού βήματος εκτέλεσης της ανάλυσης. Συνεπώς, ιδιαίτερη βαρύτητα θα πρέπει να αποδίδεται στον προσδιορισμό κατάλληλου χρονικού βήματος, καθώς αυτό επηρεάζει άμεσα την ορθότητα των εξαγόμενων αποτελεσμάτων της ανάλυσης. Πιο συγκεκριμένα, ενώ το χρονικό βήμα εξαρτάται και από την επιλογή της μεθόδου αριθμητικής ολοκλήρωσης (Newmark, Wilson, Collocation, Hilber-Hughes-Taylor, Chung and Hulbert), ακριβέστερα αποτελέσματα για τη γραμμική ανάλυση, δίνεται να προκύψουν όταν το χρονικό βήμα είναι μικρότερο ή ίσο με το 10% της μικρότερης ιδιοπεριόδου. Επιπλέον, όμοια με την μέθοδο επαλληλίας των ιδιομορφών, θα πρέπει το βήμα να είναι σχετικά μικρό αλλά ταυτόχρονα επαρκές για το αντίστοιχο φαινόμενο. Η ανάλυση χρονοϊστορίας με τη μέθοδο αυτή προτείνεται να πραγματοποιείται παραπάνω από μια φορές, κάθε φορά και με μικρότερο χρονικό βήμα, έως ότου αυτό να είναι αρκετά μικρό ώστε να μην επηρεάζει τα εξαγόμενα αποτελέσματα. Σε κάθε περίπτωση τιμή βήματος μεταξύ 0.005 – 0.02, ανάλογα και με τη ψηφιοποίηση της χρονοϊστορίας, οδηγεί σε πολύ ικανοποιητικά αποτελέσματα.

## 1.1.4 Μητρώο Απόσβεσης - Απόσβεση Rayleigh

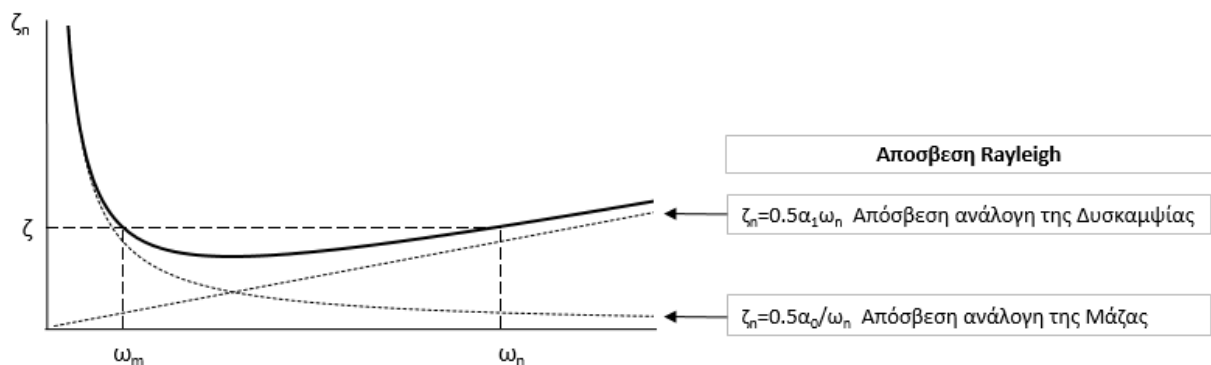
Στην περίπτωση όπου μια ιδιομορφική ανάλυση δεν είναι δυνατό να εφαρμοστεί, όπως παραδείγματος χάριν στις αναλύσεις χρονοϊστορίας με απ' ευθεία ολοκλήρωση των εξισώσεων κίνησης στο χρόνο, απαραίτητος κρίνεται ο προσδιορισμός του μητρώου απόσβεσης, καθώς δεν μπορεί να γίνει χρήση του ισοδύναμου συντελεστή απόσβεσης  $\zeta$ . Το μητρώο απόσβεσης, ενώ είναι αδύνατο να υπολογιστεί από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και τις ιδιότητες απόσβεσης των μεμονωμένων μελών μιας κατασκευής, μπορεί να καθοριστεί μέσω των ιδιομορφικών λόγων απόσβεσης, οι οποίοι εκτιμώνται από δεδομένα καταγεγραμμένων μετρήσεων παρόμοιων κατασκευών που ταλαντώνονται κατά τη διάρκεια εδαφικών κινήσεων. Ενώ υπάρχουν διάφορες διαδικασίες για τη μόρφωση του μητρώου απόσβεσης ανάλογα και με τις απαιτήσεις της κάθε ανάλυσης, η πιο διαδεδομένη είναι η θεώρηση του μητρώου απόσβεσης κατά Rayleigh η οποία και παρουσιάζεται στη συνέχεια. Σύμφωνα λοιπόν με τη θεώρηση αυτή, το μητρώο απόσβεσης  $[C]$  μιας κατασκευής μπορεί να υπολογιστεί ως ένας γραμμικός συνδυασμός των μητρώων μάζας  $[M]$  και δυσκαμψίας  $[k]$ , σύμφωνα με την Εξ. (1.1.2).

$$[C] = a_0[M] + a_1[k] \quad (1.1.2)$$

Ακόμη, ο ιδιομορφικός λόγος απόσβεσης μιας  $n$ -οστής ιδιομορφής δίνεται από την Εξ. (1.1.3)

$$\zeta_n = 0,5 \left( a_0 \frac{1}{\omega_n} + a_1 \omega_n \right) \quad (1.1.3)$$

Οι παράμετροι  $a_0$  και  $a_1$  μπορούν να υπολογιστούν από την επίλυση της Εξ. (1.1.3) για δύο σημαντικές ιδιομορφές  $m$  και  $n$  με γνωστούς λόγους απόσβεσης  $\zeta_m$  και  $\zeta_n$  και αντίστοιχες ιδιοσυχνότητες  $\omega_m$  και  $\omega_n$ . Η γραφική αναπαράσταση της απόσβεσης Rayleigh (Εξ. (1.1.3)) για δυο ιδιομορφές με ίδιο λόγο απόσβεσης  $\zeta$  φαίνεται στο διάγραμμα του Σχήματος 1.1.2.



**Σχήμα 1.1.2** Ιδιομορφικοί λόγοι απόσβεσης  $\zeta$  συναρτήσει της ιδιοσυχνότητας  $\omega$ .

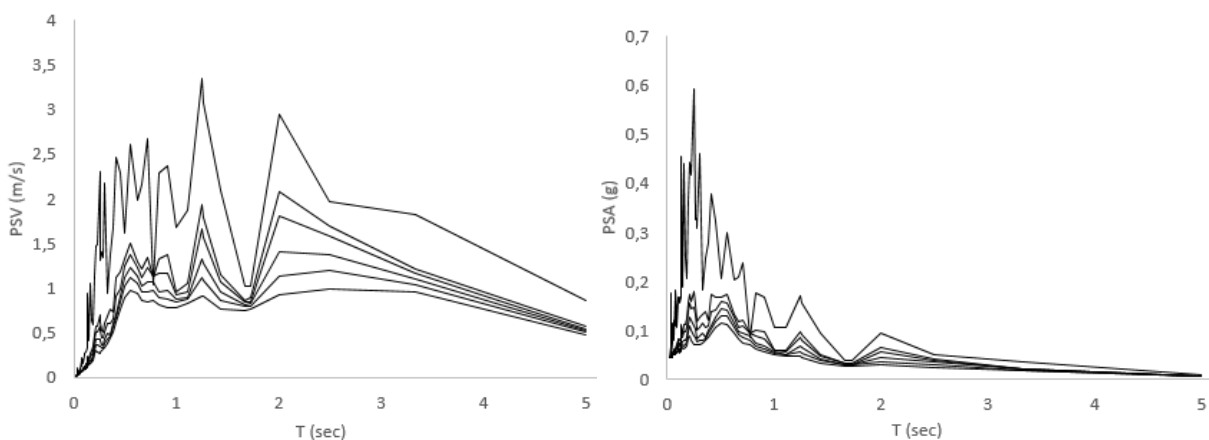
Έπειτα από τον προσδιορισμό των συντελεστών  $a_0$  και  $a_1$  όπως περιγράφηκε παραπάνω, είναι δυνατός και ο υπολογισμός των λόγων απόσβεσης για οποιαδήποτε άλλη ιδιομορφή  $i$  του συστήματος ( $i \neq m, n$ ) από την Εξ.(1.1.3), ακολουθώντας την αντίστροφη διαδικασία.

Τέλος, θα πρέπει να γίνει αναφορά στην επιλογή των δύο σημαντικών ιδιομορφών  $m$  και  $n$ , οι οποίες όπως έγινε αντιληπτό, επηρεάζουν άμεσα το μητρώο απόσβεσης μέσω των αντίστοιχων ιδιοσυχνοτήτων τους. Πιο συγκεκριμένα, είναι αναγκαίο η επιλογή των ιδιομορφών  $m$  και  $n$  να διασφαλίζει και για τις υπόλοιπες ιδιομορφές ορθές τιμές λόγου απόσβεσης σύμφωνα με το διάγραμμα του Σχήματος 1.1.2, δηλαδή τιμές όσο το δυνατόν πιο κοντά στον επιθυμητό - κοινό για όλες τις ιδιομορφές - λόγο απόσβεσης  $\zeta$ .

## 1.2 Δυναμική Φασματική Ανάλυση

### 1.2.1 Η Έννοια του Φάσματος Απόκρισης

Στην πλειοψηφία των περιπτώσεων, ο προσδιορισμός των σεισμικών απαιτήσεων και γενικότερα της απόκρισης μιας κατασκευής για μια επιβαλλόμενη εδαφική κίνηση βασίζεται στις μέγιστες τιμές των δυνάμεων και παραμορφώσεων του σεισμικού γεγονότος και όχι στον υπολογισμό της ως συνάρτηση του χρόνου όπως περιγράφηκε στην προηγούμενη ενότητα. Πιο συγκεκριμένα, η προσομοίωση μιας δεδομένης εδαφικής κίνησης επιτυγχάνεται μέσω του φάσματος απόκρισης, δηλαδή της γραφικής απεικόνισης της μέγιστης τιμής κάποιου μεγέθους απόκρισης (επιτάχυνσης) συναρτήσει της ιδιοπεριόδου μιας σειράς μονοβάθμιων ταλαντωτών διαφορετικών χαρακτηριστικών (Ιδιοπερίοδος  $T$ , λόγος απόσβεσης  $\zeta$ ), οι οποίοι διεγείρονται από τη συγκεκριμένη κίνηση. Για όμοια απόσβεση  $\zeta$  μεταξύ των ταλαντωτών, η παράμετρος καθορισμού των χαρακτηριστικών των τελευταίων είναι η ιδιοπερίοδός τους. Τα φάσματα απόκρισης ψευδο-ταχύτητας και ψευδο-επιτάχυνσης που αντιστοιχούν στην εδαφική επιτάχυνση του σεισμού EL CENTRO του Σχήματος 1.1.1 (§1.1) παρουσιάζονται στο Σχήμα 1.2.1.



**Σχήμα 1.2.1** Φάσματα απόκρισης ψευδο-ταχύτητας και ψευδο-επιτάχυνσης του σεισμού EL CENTRO για τιμές απόσβεσης  $\zeta=0, 2, 3, 5, 7$  και  $10\%$ .

Η πρόθεση «ψευδό» χρησιμοποιείται για να διαφοροποιήσει τα φάσματα αυτά από τα αντίστοιχα «πραγματικά», τα οποία ωστόσο δεν χρησιμοποιούνται για τις ανάγκες ανάλυσης των κατασκευών .

Θα πρέπει να αναφερθεί πως μέσω του φάσματος απόκρισης όπως αυτό περιγράφεται παραπάνω, αντικατοπτρίζονται οι μοναδικές ιδιαιτερότητες μιας συγκεκριμένης εδαφικής κίνησης που έλαβε χώρα στο παρελθόν και είναι βέβαιο πως δεν θα επαναληφθεί. Η εξάρτηση δηλαδή, του φάσματος απόκρισης από τα χαρακτηριστικά μιας δεδομένης εδαφικής κίνησης περιορίζουν τη χρησιμότητά του και το καθιστούν ακατάλληλο για τον σχεδιασμό καινούριων κατασκευών. Κατά συνέπεια, η ανάγκη απεξάρτησης και γενίκευσης των φασμάτων απόκρισης, έτσι ώστε να έχουν μια ευρύτερη εφαρμογή, οδήγησε στη δημιουργία του **φάσματος σχεδιασμού**, ενός νέου, ομαλοποιημένου φάσματος, το οποίο πλέον εκφράζει τις ιδιότητες ενός συνόλου καταγεγραμμένων εδαφικών κινήσεων. Το φάσμα σχεδιασμού προκύπτει έπειτα από στατιστική ανάλυση των επιμέρους καταγραφών εδαφικής κίνησης (φασμάτων απόκρισης) του συνόλου των εδαφικών κινήσεων που αντιπροσωπεύει. Ακόμη, εκτός από τις εδαφικές ιδιότητες των επιμέρους καταγραφών οι οποίες επηρεάζουν άμεσα τη μορφή ενός φάσματος σχεδιασμού, θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και παράμετροι όπως η ποιότητα του εδάφους, η σπουδαιότητα της κατασκευής, η σεισμική επικινδυνότητα της περιοχής, το υλικό του Φ.Ο., το δομικό σύστημα της κατασκευής κ.α.

Τέλος, σημαντική είναι η αναφορά στο **ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης**. Χαρακτηριστικό γνώρισμα σε σχέση με το φάσμα σχεδιασμού αποτελεί η απουσία των συντελεστών συμπεριφοράς  $\eta$  και θεμελίωσης  $\theta$ , καθώς και η μικρή διαφοροποίηση της σχέσης που καθορίζει την μορφή του φάσματος για τιμές ιδιοπεριόδου μεγαλύτερες από  $T_2$ . Το ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης σύμφωνα με τον *EAK 2000 §A.1* περιγράφεται από τις Εξ.(1.2.1α, β, γ), αναφέρεται στις οριζόντιες συνιστώσες των σεισμικών κινήσεων του εδάφους και χρησιμοποιείται κατά κύριο λόγο για την εύρεση κατάλληλων σεισμικών καταγράφων-επιταχυνσιογραφημάτων.

$$0 \leq T \leq T_1 \quad \Phi_c(T) = \gamma_1 A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} (\eta \beta_0 - 1) \right] \quad (1.2.1\alpha)$$

$$T_1 \leq T \leq T_2 \quad \Phi_c(T) = \gamma_1 A \eta \beta_0 \quad (1.2.1\beta)$$

$$T_2 \leq T \quad \Phi_c(T) = \gamma_1 A \eta \beta_0 \frac{T_2}{T} \quad (1.2.1\gamma)$$

Το ελαστικό φάσμα της κατακόρυφης συνιστώσας ενός σεισμού, υπολογίζεται από το αντίστοιχο ελαστικό φάσμα των οριζόντιων συνιστωσών πολλαπλασιασμένο με το 0.70.

### 1.2.2 Περιγραφή Ανάλυσης

Η μέθοδος καθορισμού της μέγιστης απόκρισης μιας κατασκευής για δεδομένη εδαφική κίνηση μέσω του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού ονομάζεται Δυναμική Φασματική Ανάλυση (Response Spectrum Analysis - RSA) και εξ ορισμού πρόκειται για μια γραμμική μέθοδο ανάλυσης. Όπως θα γίνει κατανοητό και στην συνέχεια, η ολική απόκριση μιας κατασκευής προκύπτει από ένα σύνολο στατικών αναλύσεων. Παρόλα αυτά, η ανάλυση λαμβάνει υπόψη και τα δυναμικά χαρακτηριστικά του συστήματος και του εδάφους μέσω του φάσματος απόκρισης και κατά συνέπεια θεωρείται μία δυναμική μέθοδος ανάλυσης.

Οι διαφορικές εξισώσεις που περιγράφουν την απόκριση ενός πολυβάθμιου ελαστικού συστήματος που υπόκειται σε κάποια επιβαλλομένη εδαφική κίνηση  $\ddot{u}_g(t)$  δίνονται και πάλι από τις Εξ. (1.1.1). Κατά την εφαρμογή της μεθόδου αυτής, αρχικά γίνεται ο υπολογισμός των μέγιστων τιμών της συνεισφοράς της κάθε ιδιομορφής στην ολική απόκριση  $r(t)$  και στη συνέχεια με χρήση ενός εκ των κανόνων συνδυασμού των ιδιομορφών υπολογίζεται η μέγιστη απόκριση της κατασκευής. Αναλυτικότερα, για κάθε ιδιομορφή  $n$ , υπολογίζονται τα μέγιστα μεγέθη (δυνάμεις, μετατοπίσεις, κ.α.) για όλα τα μέλη του Φ.Ο., σύμφωνα με την Εξ. 1.2.2.

$$r_{nmax} = r_n^{st} A_n(t) \quad (1.2.2)$$

Όπου  $r_n^{st}$  η ιδιομορφική στατική απόκριση κάποιου μεγέθους και  $A_n(t)$  η ψευδο-επιτάχυνση που αντιστοιχεί στην  $n$ -οστή ιδιοπερίοδο και προκύπτει απευθείας από το φάσμα απόκρισης.

### 1.2.3 Κανόνες Συνδυασμού των Ιδιομορφών

Στη συνέχεια, εγείρεται το ερώτημα επιλογής του κατάλληλου κανόνα συνδυασμού των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων. Το πρόβλημα έγκειται στο ότι ενώ όλα τα μεγέθη απόκρισης  $r_{nmax}$  που προκύπτουν από μία συγκεκριμένη ιδιομορφή εμφανίζουν τις μέγιστες τιμές τους την ίδια χρονική στιγμή, αυτή είναι διαφορετική για κάθε ιδιομορφή χωρίς μάλιστα να υπάρχει η δυνατότητα προσδιορισμού της. Κατά συνέπεια, αναπτυχθήκαν κάποιες μέθοδοι επαλληλίας των ιδιομορφών ο οποίες προσεγγίζουν το πρόβλημα αυτό με διαφορετικούς τρόπους και παρουσιάζονται παρακάτω οι πιο συνηθισμένες εξ αυτών:

#### 1.2.3.1 Κανόνας Απόλυτου Αθροίσματος (ABSSUM)

Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή, θεωρείται ότι οι μέγιστες τιμές για κάθε ιδιομορφή εμφανίζονται την ίδια χρονική στιγμή αγνοώντας ταυτόχρονα και την επιρροή του προσήμου

τους στην ολική απόκριση  $r_t$ , καθώς λαμβάνεται υπόψη το άθροισμα της απόλυτης τιμής τους. Η μέθοδος περιγράφεται αλγεβρικά μέσω της Εξ.(1.2.3).

$$r_t = \sum_{n=1}^N |r_{nmax}| \quad (1.2.3)$$

Οι παραδοχές της μεθόδου αυτής, την καθιστούν συντηρητική και γενικώς αναξιόπιστη, καθώς η ολική απόκριση υπερεκτιμάται συγκριτικά με τις υπόλοιπες μεθόδους, οδηγώντας σε μεγάλες τιμές δυνάμεων και παραμορφώσεων που δεν αντιπροσωπεύουν την πραγματική συμπεριφορά της κατασκευής.

#### 1.2.3.2 Κανόνας Τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων (SRSS)

Ο κανόνας SRSS βασίζεται στη θεωρία τυχαίων ταλαντώσεων (Random Vibration Theory ή RVT). Όπως αναφέρεται και στην ονομασία της μεθόδου αυτής, η ολική απόκριση του συστήματος υπολογίζεται από την τετραγωνική ρίζα των επιμέρους αθροίσματος των τετραγώνων των τιμών της κάθε ιδιομορφής και περιγράφεται αλγεβρικά από την Εξ.(1.2.4).

$$r_t = \sqrt{\sum_{n=1}^N r_{nmax}^2} \quad (1.2.4)$$

Η μέθοδος αυτή βασίζεται στην στατιστική υπόθεση ότι οι ιδιομορφικές αποκρίσεις είναι ανεξάρτητες. Κατά συνέπεια, η εφαρμογή της μεθόδου αυτής οδηγεί σε πολύ καλή εκτίμηση της απόκρισης ενός συστήματος υπό την προϋπόθεση ότι οι ιδιοσυχνότητες για κάθε ιδιομορφή του συνόλου N είναι αρκετά διαφορετικές μεταξύ τους, πρακτικά ανεξάρτητες.

1.2.3.3 Κανόνας Πλήρους Τετραγωνικού Συνδυασμού (CQC)

Όμοια με τον κανόνα SRSS, η μέθοδος CQC βασίζεται στην θεωρία των τυχαίων ταλαντώσεων, ενώ είναι και η προτιμότερη από τις υπόλοιπες. Η μαθηματική έκφραση του κανόνα αυτού αποτυπώνεται από την Εξ. (1.2.5).

$$r_t = \sqrt{\sum_{n=1}^N \sum_{m=1}^N \rho_{mn} r_{mmax} r_{nmax}} \quad (1.2.5)$$

Ο κανόνας CQC υπολογίζει την ολική απόκριση ενός συστήματος μέσω της τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος του γινομένου  $\rho_{mn} r_{mmax} r_{nmax}$ , όπου  $r_{mmax} r_{nmax}$  οι μέγιστες τιμές ενός μεγέθους απόκρισης  $r$  για δυο ιδιομορφές  $m$  και  $n$  του συνόλου  $N$ . Βασική διαφοροποίηση της μεθόδου αυτής από την μέθοδο SRSS, είναι η εισαγωγή του συντελεστή συσχέτισης  $\rho_{mn}$  των ιδιομορφών  $m$  και  $n$ . Στο παρελθόν έχουν διατυπωθεί αρκετές σχέσεις προσδιορισμού του συντελεστή συσχέτισης, ωστόσο η πλέον επικρατέστερη είναι αυτή που διατυπώθηκε από τον Armen Der Kiureghian (1981), σύμφωνα με τον οποίο ο συντελεστής υπολογίζεται από τη Εξ. (1.2.6).

$$\rho_{mn} = \frac{8\sqrt{\zeta_m \zeta_n} (\beta_{mn} \zeta_n + \zeta_n) \beta_{mn}^{1.5}}{(1 - \beta_n^2)^2 + 4\zeta_m \zeta_n \beta_{mn} (1 + \beta_{mn}^2) + 4(\zeta_m^2 + \zeta_n^2) \beta_{mn}^2} \quad (1.2.6)$$

Όπου  $\zeta_m, \zeta_n$  οι αποσβέσεις των ιδιομορφών  $m$  και  $n$ , και  $\beta_{mn}$  ο λόγος ιδιοσυχνοτήτων  $\omega_m / \omega_n$ . Ο συντελεστής  $\rho$  παίρνει τιμές μεταξύ του μηδενός και της μονάδας, με την πρώτη τιμή να προκύπτει στην περίπτωση που οι ιδιοσυχνότητες των δυο ιδιομορφών  $m$  και  $n$  διαφέρουν αρκετά μεταξύ τους ( $\omega_m \neq \omega_n$ ) και την τελευταία για δύο ιδιομορφές  $m$  και  $n$  με ίδιους λόγους απόσβεσης  $\zeta$  και ιδιοσυχνότητες  $\omega$  ( $\omega_m = \omega_n$ ). Συμπερασματικά, για ιδιομορφές με αρκετά διαφορετικές ιδιοσυχνότητες, ο συντελεστής συσχέτισης λαμβάνει τιμές κοντά στο κάτω φράγμα του με αποτέλεσμα οι όροι της Εξ. (1.2.5) για τους οποίους ισχύει ( $m \neq n$ ) να είναι αρκετά μικροί ώστε να μπορούν να απλοποιηθούν. Σε αυτή λοιπόν την ειδική περίπτωση ο κανόνας επαλληλίας CQC εκφυλίζεται στον SRSS, ο οποίος εφαρμόζεται όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως μόνο σε περιπτώσεις μεγάλης διαφοροποίησης των ιδιοσυχνοτήτων μιας κατασκευής. Το πόρισμα αυτό, καθιστά τον κανόνα CQC ως τον προτιμότερο και καταλληλότερο εκ το προαναφερθέντων κανόνων, καθώς μπορεί να εφαρμοστεί χωρίς κάποιον περιορισμένο για ένα ευρύ φάσμα κατασκευών.

## ΜΕΡΟΣ Β: ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΕΣ ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ

## 1.3 Εξοικείωση και Έλεγχος Αξιοπιστίας Λογισμικού

Οι αριθμητικές εφαρμογές που πραγματοποιήθηκαν στα πλαίσια εξοικείωσης με το λογισμικό CSI ETABS® και περιγράφονται στη συνέχεια, πραγματεύονται θεμελιώδεις έννοιες της δυναμικής των κατασκευών όπως την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο ταλάντωσης, την τέμνουσα δύναμη βάσης και το φάσμα απόκρισης. Για χάρη της παρούσας εργασίας επιλέχθηκαν και προσομοιώθηκαν τα δυο διαφορετικά μονοβάθμια συστήματα που παρουσιάζονται παρακάτω.

1<sup>ο</sup> Σύστημα - Πρόβολος

Το πρώτο σύστημα που προσομοιώθηκε για τις ανάγκες των αριθμητικών εφαρμογών που περιγράφονται στο παρόν κεφάλαιο φαίνεται στο Σχήμα 1.3.1 και πρόκειται για ένα στοιχείο προβόλου (ένα ελεύθερο και ένα πακτωμένο άκρο), τετραγωνικής διατομής, με χαρακτηριστικά που περιγράφονται στον Πίνακα 1.3.1.



**Σχήμα 1.3.1** Μονοβάθμιο Σύστημα 1 – Πρόβολος με συγκεντρωμένη μάζα στο ελεύθερο άκρο.

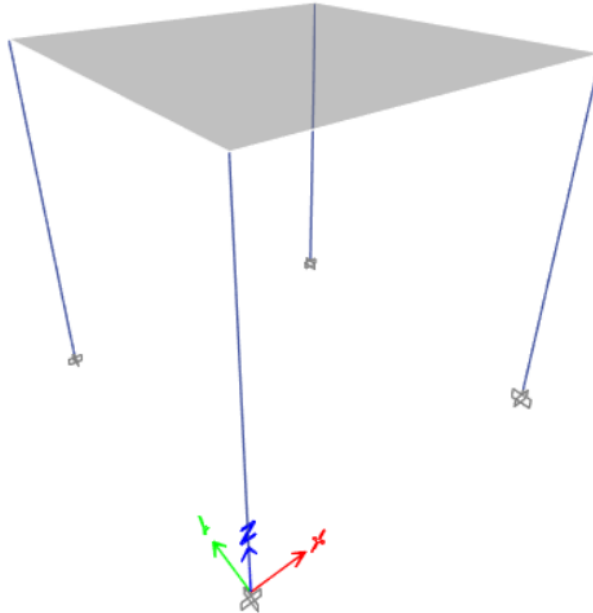
**Πίνακας 1.3.1** Χαρακτηριστικά μεγέθη προβόλου.

<b>Μέγεθος</b>	<b>Τιμή</b>
Μήκος L (m)	6.0
Πλάτος b (m)	0.6
Βάθος h (m)	0.6
Ροπή Αδράνειας I (m <sup>4</sup> )	0.0108
Μέτρο Ελαστικότητας E (Gpa)	33



2<sup>ο</sup> Σύστημα – Τρισδιάστατο Πλαίσιο

Το δεύτερο μονοβάθμιο σύστημα που εξετάστηκε παρουσιάζεται στο Σχήμα 1.3.2. Πρόκειται για ένα τρισδιάστατο πλαίσιο τετραγωνικής κάτοψης διαστάσεων 6x6 (mxm) με ένα στοιχείο πλάκας (slab) το οποίο ορίστηκε ως άκαμπτο διάφραγμα (rigid diaphragm) με υποστυλώματα στα τέσσερα άκρα του.



**Σχήμα 1.3.2** Μονοβάθμιο Σύστημα 2 – Τρισδιάστατο Πλαίσιο τετραγωνικής κάτοψης.

Για συγκριτικούς λόγους που θα αναφερθούν στην συνέχεια, τα χαρακτηριστικά των τεσσάρων υποστυλωμάτων είναι κοινά για όλα, όμοια με αυτά του 1<sup>ου</sup> μονοβάθμιου συστήματος και παρουσιάζονται στον Πίνακα 1.3.1, με μόνη εξαίρεση το μέτρο Ελαστικότητας E το οποίο τέθηκε ίσο με 8.25 Gra.

### 1.3.1 Ιδιοπερίοδος Ταλάντωσης

Αρχικά, σκόπιμος κρίθηκε ο προσδιορισμός της ιδιοπεριόδου μονοβάθμιων συστημάτων με χρήση της Εξ. (1.3.1), και η μετέπειτα σύγκρισή της με την αντίστοιχη τιμή από το λογισμικό.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (1.3.1)$$

Όπου K και m η δυσκαμψία και η μάζα του συστήματος αντίστοιχα.

Για τον προσδιορισμό της ιδιοπεριόδου του **1<sup>ου</sup> συστήματος**, η μάζα τέθηκε σκόπιμα ίση με 101936.8 Kg, τιμή η οποία ισοδυναμεί σε συγκεντρωμένο φορτίο 1000 kN και θα χρησιμοποιηθεί παρακάτω για την προσομοίωση της μάζας στο λογισμικό, ενώ ο υπολογισμός της δυσκαμψίας K πραγματοποιήθηκε κάνοντας χρήση της Εξ. (1.3.2) η οποία

αντιστοιχεί στην δυσκαμψία μέλους προβόλου με συγκεντρωμένο φορτίο στο ελεύθερο άκρο.

$$k = \frac{3EI}{L^3} \quad (1.3.2)$$

Για τον προσδιορισμό της ιδιοπεριόδου από το λογισμικό ETABS®, η προσομοίωση της συγκεντρωμένης μάζας στο ελεύθερο άκρο πραγματοποιήθηκε εφαρμόζοντας ένα στατικό φορτίο 1000 KN στο σημείο αυτό κατά τη φορά της βαρύτητας, μέσω της εντολής mass source > specified load pattern η οποία λαμβάνει δεδομένα μάζας μέσω των επιβαλλόμενων στην κατασκευή φορτίων. Ταυτόχρονα και για λόγους ομοιότητας ως προς τις παραδοχές με το μαθηματικό μοντέλο, οι συντελεστές μάζας της διατομής (frame properties > show properties > show modifiers > mass/weight modifiers) τέθηκαν ίσοι με το μηδέν.

Για το 2<sup>ο</sup> σύστημα, εκτός από την σύγκριση των ιδιοπεριόδων μεταξύ ‘κλασικών’ υπολογισμών και λογισμικού, σκόπιμη κρίθηκε και η σύγκριση των τιμών αυτών με τις τιμές του 1<sup>ου</sup> μονοβάθμιου συστήματος, υπό την προϋπόθεση ότι τα δυο συστήματα θα έχουν ίδιες τιμές μάζας και δυσκαμψίας. Για τον λόγο αυτό, όπως αναφέρθηκε και στην περιγραφή του προσομοιώματος, τα χαρακτηριστικά των τεσσάρων υποστυλωμάτων με μόνη εξαίρεση το μέτρο Ελαστικότητας E, είναι όμοια με το υποστύλωμα-πρόβολο του 1<sup>ου</sup> συστήματος.

Για τον υπολογισμό λοιπόν της ιδιοπεριόδου του 2<sup>ου</sup> συστήματος έγινε και πάλι χρήση της Εξ. (1.3.1) και της Εξ. (1.3.2), με μόνη διαφορά το γεγονός ότι η συνολική δυσκαμψία της κατασκευής προκύπτει από το άθροισμα της δυσκαμψίας των επιμέρους στοιχείων υποστυλωμάτων, ενώ για άλλη μια φορά η μάζα τέθηκε ίση με 101936.8 Kg.

Για τον προσδιορισμό της ιδιοπεριόδου από το λογισμικό ETABS®, η μάζα της κατασκευής που στην προκειμένη περίπτωση προέρχεται από την πλάκα τέθηκε ίση με 101936.8 Kg, , ενώ και πάλι οι συντελεστές μάζας των υποστυλωμάτων τέθηκαν ίσοι με το μηδέν.

Τα αποτελέσματα των δύο μονοβάθμιων συστημάτων που περιεγράφηκαν και εξετάστηκαν παραπάνω, παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στον Πίνακα 1.3.2. Όπως ήταν αναμενόμενο, οι τιμές των ιδιοπεριόδων τόσο μεταξύ των κλασικών υπολογισμών και υπολογισμών του λογισμικού, όσο και μεταξύ των δύο διαφορετικών μονοβάθμιων συστημάτων ίδιων όμως χαρακτηριστικών, είναι όμοιες με διαφορά 3<sup>ου</sup> δεκαδικού ψηφίου.

**Πίνακας 1.3.2** Συγκεντρωτικά αποτελέσματα τιμών ιδιοπεριόδων μονοβάθμιων συστημάτων.

	Υπολογισμοί	Λογισμικό ETABS
1 <sup>ο</sup> Σύστημα - T (sec)	0.902	0.905
2 <sup>ο</sup> Σύστημα - T (sec)	0.901	0.906

## 1.3.2 Τέμνουσα Δύναμη Βάσης

Ένας ακόμη έλεγχος που πραγματοποιήθηκε είχε ως στόχο τον υπολογισμό της τέμνουσας βάσης σύμφωνα με την θεωρία όπως αυτή περιγράφεται από τον *EAK 2000* και η σύγκρισή της με την αντίστοιχη τιμή από το λογισμικό. Η σεισμική τέμνουσα βάσης για μια οριζόντια διεύθυνση μιας κατασκευής δίνεται από την Εξ. (1.3.3).

$$V_{base} = \Phi_d(T)M \quad (1.3.3)$$

Όπου  $\Phi_d(T)$  η τιμή ψευδο-επιτάχυνσης του φάσματος σχεδιασμού που αντιστοιχεί στην θεμελιώδη ιδιοπερίοδο  $T$  μεταφορικής ταλάντωσης της κατασκευής στην εξεταζόμενη διεύθυνση και  $m$  η συνολική μάζα του συστήματος πάνω από τη θεμελίωση. Επιλέχθηκε το 2<sup>ο</sup> σύστημα μονοβάθμιου ταλαντωτή και η χρήση του φάσματος σχεδιασμού κατά *EAK 2000* που προκύπτει από τα σεισμικά και εδαφικά χαρακτηριστικά της πραγματικής κατασκευής τα οποία αναφέρονται στο 3<sup>ο</sup> κεφάλαιο της παρούσας εργασίας. Με εφαρμογή της Εξ. (1.3.3) κατά τη διεύθυνση  $X$  του συστήματος, για θεμελιώδη ιδιοπερίοδο  $T= 0.901$  και μάζα  $m=101936.8$  Kg η τιμή ψευδο-επιτάχυνσης που προκύπτει από το φάσμα σχεδιασμού είναι  $\alpha=0.425$  g. Για τον προσδιορισμό της τέμνουσας βάσης μέσω του λογισμικού, αρκεί η εισαγωγή του φάσματος σχεδιασμού και η επίλυση τους συστήματος με μια δυναμική φασματική ανάλυση. Κατά αυτό τον τρόπο, η τέμνουσα δύναμη βάσης που προέκυψε σύμφωνα με τους δύο αυτούς τρόπους δίνεται στον πίνακα 1.3.3.

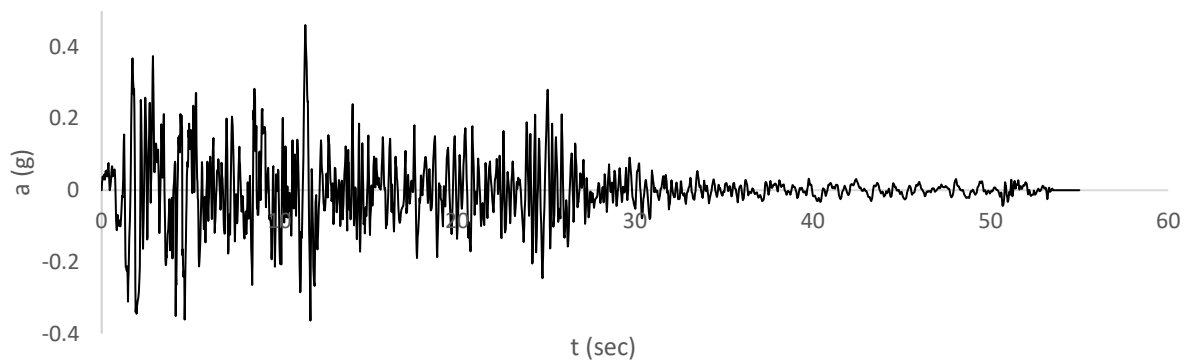
**Πίνακας 1.3.3** Αποτελέσματα τεμνουσών βάσης.

	Υπολογισμοί	Λογισμικό ETABS
$V_{base}$ (KN)	424.8	423.1

Όπως ήταν αναμενόμενο, και σε αυτή τη περίπτωση οι δύο τιμές βρίσκονται πολύ κοντά μεταξύ τους.

### 1.3.3 Φάσμα Απόκρισης

Ο τελευταίος ποιοτικός και ποσοτικός έλεγχος που πραγματοποιήθηκε αφορά στα εξαγόμενα γραφήματα χρονοϊστοριών και φασμάτων απόκρισης έπειτα από μια γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή. Για τον σκοπό αυτό έγινε χρήση και του λογισμικού BISPEC® της Earthquake Solutions το οποίο έχει την δυνατότητα υπολογισμού τέτοιων διαγραμμάτων, ενώ παρέχει στον χρήστη πολύ καλό βαθμό εποπτείας των αποτελεσμάτων. Ενδεικτικά, επιλέχθηκαν να εξεταστούν τα γραφήματα χρονοϊστορίας επιτάχυνσης και φάσματος απόκρισης σχετικών επιταχύνσεων του μονοβάθμιου ταλαντωτή – προβόλου (1<sup>ο</sup> σύστημα) που εξετάστηκε στην προηγούμενη ενότητα. Ως κίνηση του εδάφους επιλέχθηκε μια από τις οριζόντιες καταγραφές του σεισμού EL CENTRO της οποίας το επιταχυνσιογράφημα παρουσιάζεται στο Σχήμα 1.3.3. Για την εξαγωγή όσο το δυνατόν ορθότερων αποτελεσμάτων, όσον αφορά τις παραμέτρους ανάλυσης των δυο λογισμικών και λόγω της μικρότερης ευελιξίας του λογισμικού BISPEC®, αρχικά πραγματοποιήθηκε η επίλυση του μονοβάθμιου συστήματος σε αυτό και έπειτα επιλέχθηκαν κατάλληλα οι παράμετροι ανάλυσης στο λογισμικό ETABS®, έτσι ώστε να συμβαδίζουν με αυτές του πρώτου.



**Σχήμα 1.3.3** Επιταχυνσιογράφημα σεισμού El Centro, 19 Μαΐου 1940, 2674 καταγραφές ανά 0.02 sec, μέγιστη τιμή 0.4607g.

Τα φάσματα απόκρισης των ψευδο-επιταχύνσεων ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή για σταθερή απόσβεση ίση με 5% παρουσιάζονται στο Σχήμα Β.2.1 του παραρτήματος Β, ενώ οι χρονοϊστορίες επιτάχυνσης του μονοβάθμιου ταλαντωτή ιδιοπεριόδου  $T = 0.90$  sec και απόσβεσης  $\xi = 5\%$  παρουσιάζονται στο Σχήμα Β.2.2 του παραρτήματος Β. Το λογισμικό BISPEC® εξάγει τα αποτελέσματα σε ίντσες ανά τετραγωνικό δευτερόλεπτο ( $\text{ips}^2$ ), ενώ το ETABS® σε εκατοστά ανά τετραγωνικό δευτερόλεπτο ( $\text{cm/s}^2$ ). Εκ πρώτης όψευς παρατηρείται πως ποιοτικά τουλάχιστον, τα γραφήματα είναι όμοια. Αυτό, επιβεβαιώνεται και ποσοτικά έπειτα και από μετατροπή των τιμών επιτάχυνσης σε ένα κοινό σύστημα μονάδων, τόσο των φασμάτων όσο και των χρονοϊστοριών απόκρισης επιταχύνσεων, καθώς για οποιαδήποτε τυχαία τιμή ιδιοπεριόδου (φάσμα απόκρισης) ή χρονικής στιγμής (χρονοϊστορία), η αντίστοιχη τιμή επιτάχυνσης είναι ίδια. Τέλος, σημαντικό είναι να αναφερθεί πως κάποιες πολύ μικρές αποκλίσεις που παρατηρούνται στις καμπύλες του φάσματος απόκρισης, οφείλονται πιθανώς στον διαφορετικό αριθμό βημάτων (time steps) που χρησιμοποιείται κατά την ανάλυση και γενικότερα στον τρόπο δημιουργίας των διαγραμμάτων από τα δυο λογισμικά.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ **2**

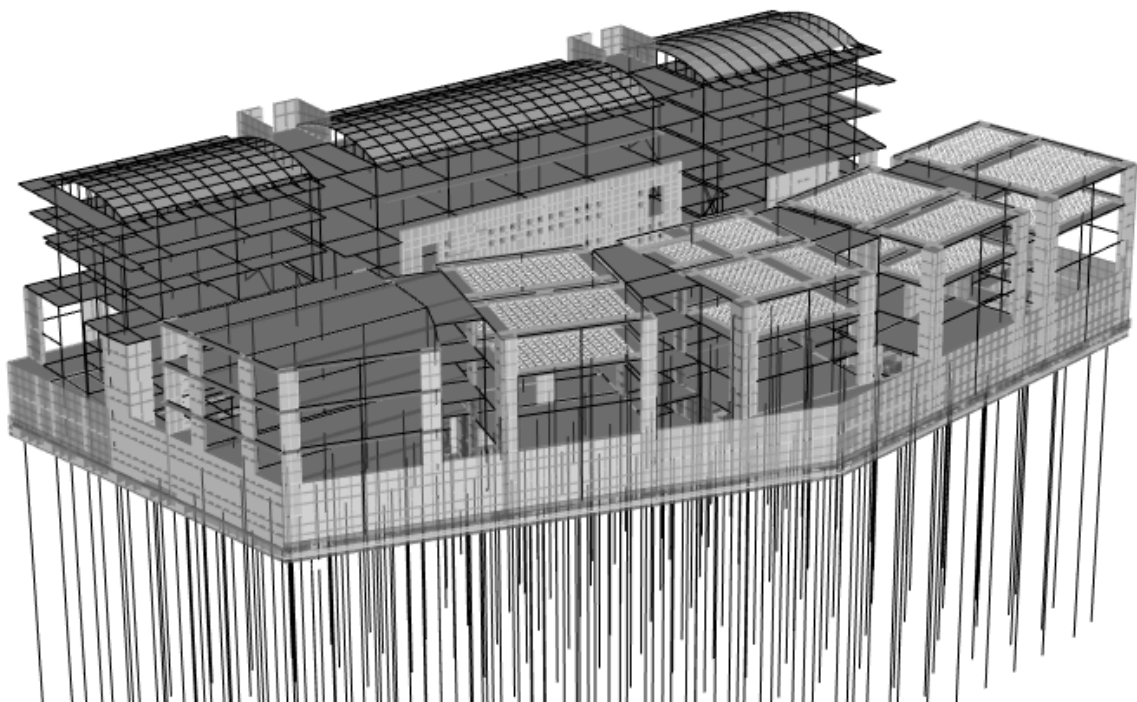
## 2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΕΡΓΟΥ

### 2.1 Γενικά

Η υπό μελέτη κατασκευή πρόκειται για τις νέες κτιριακές εγκαταστάσεις του Τμήματος Μηχανολόγων Μηχανικών Βιομηχανίας του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας. Το έργο πρόκειται να κατασκευασθεί σε οικόπεδο ιδιοκτησίας του Πανεπιστημίου που περικλείεται από τις οδούς Αλμυρού – Λαχανά – Λήμνου και Ζάχου, στην πόλη του Βόλου.

### 2.2 Περιγραφή Δομικού Συστήματος

Το κτιριακό συγκρότημα που παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.2.1, αποτελείται από έξι (6) στατικώς ανεξάρτητες ανωδομές που καταλήγουν σε κοινή υπόγεια κατασκευή δύο επιπέδων με περιμετρικά τοιχώματα και πλάκα γενικής κοιτόστρωσης. Το σύστημα αυτό, με τη σειρά του εδράζεται σε φορέα θεμελίωσης πλάκας κεφαλόδεσμου – πασσάλων, το οποίο και θα περιγράψει αναλυτικότερα στο επόμενο κεφάλαιο.



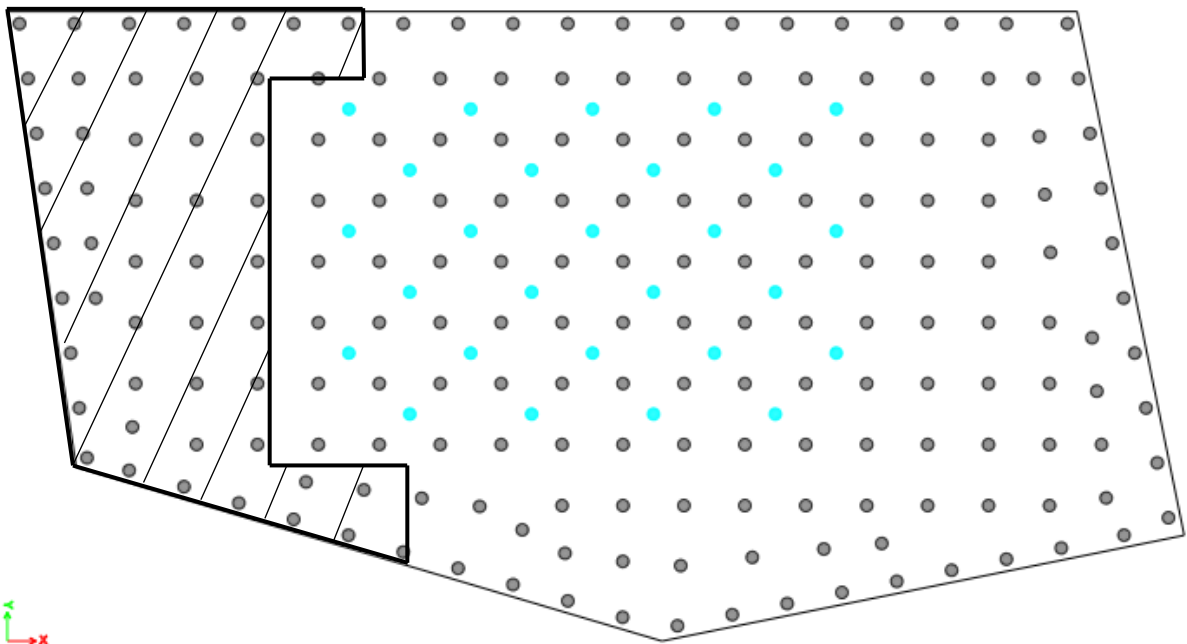
**Σχήμα 2.2.1** Τρισδιάστατη απεικόνιση της υπό μελέτη κατασκευής.

Οι φορείς των τριών (3) από τα συνολικά έξι (6) κτίρια (πέντε ορόφων) πρόκειται για κατασκευές σύμμικτου σκελετού (τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος, κατακόρυφοι μεταλλικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας, ισχυρά μεταλλικά πλαίσια με λειτουργία συστήματος πλευρικής ευστάθειας). Το στατικό σύστημα των υπόλοιπων τριών (3) κτιρίων (τριών ορόφων) είναι μεικτό (τοιχώματα και πλαίσια), ενώ πρόκειται για κατασκευές εξ ολοκλήρου από οπλισμένο σκυρόδεμα. Τέλος, σημαντικό να αναφερθεί πως η σύνδεση υπογείου –

Θεμελίωσης δεν είναι μονολιθική, αλλά πρόκειται για απλή έδρασης της πλάκας κοιτόστρωσης στην πλάκα του κεφαλόδεσμου οι οποίες ταυτίζονται σε κάτοψη, ενώ για τις ανάγκες αντιστήριξης των πρανών, κατασκευάζεται διαφραγματικός τοίχος στην περίμετρο, εξωτερικά και σε επαφή με την μελλοντική υπόγεια κατασκευή.

### 2.3 Περιγραφή Θεμελίωσης

Η ανανεωμένη πρόταση θεμελίωσης με τους επιπλέον πασσάλους, η διερεύνηση της οποίας αποτελεί βασικό αντικείμενο της παρούσας εργασίας παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.3.1.



**Σχήμα 2.3.1** Υλοποιημένο τμήμα θεμελίωσης και διάταξη 224 πασσάλων σε κάτοψη.

Χρησιμοποιούνται συνολικά διακόσιοι είκοσι τέσσερις (224) πάσσαλοι οι οποίοι κατηγοριοποιούνται σε δυο τύπους:

**Τύπου I**, με γκρι χρώμα παρουσιάζονται οι εκατόν ενενήντα επτά (197) πάσσαλοι μήκους 30 m και διατομής  $\varnothing 1000$  mm, που προκύπτουν από τον αρχικό σχεδιασμό της θεμελίωσης.

**Τύπου II**, με γαλάζιο χρώμα παρουσιάζονται οι επιπλέον είκοσι επτά (27) πάσσαλοι μήκους 12 m και διατομής  $\varnothing 1000$  mm, που προκύπτουν από την νέα πρόταση θεμελίωσης.

Σε κάτοψη, εξαιρουμένων των πρόσθετων και των περιμετρικών πασσάλων, οι υπόλοιποι είναι τοποθετημένοι σε αποστάσεις ανά 5 m και στις δυο διευθύνσεις. Όσον αφορά στην τελική διάταξη των πρόσθετων πασσάλων, ενδέχεται να υπάρξουν διαφοροποιήσεις σε σχέση με αυτήν που προτείνεται στο Σχήμα 2.3.1, καθώς το ήδη υλοποιημένο τμήμα της θεμελίωσης μπορεί να παρεμποδίζει της κατασκευή τους στις θέσεις αυτές.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ **3**



### 3. ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΚΑΙ ΘΕΜΑΤΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ

#### 3.1 Γενικά

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται οι παραδοχές που χρησιμοποιήθηκαν τόσο κατά τη μελέτη της κατασκευής όσο και κατά τη προσομοίωση αυτής με τη χρήση λογισμικού. Καθώς οι εγκαταστάσεις στο σύνολο τους αποτελούνται από πολλές επιμέρους κατασκευές με διαφορετικά χαρακτηριστικά και κατ' επέκταση ανάγκες, θα ήταν άσκοπο να δοθούν αναλυτικά και για κάθε υποκατασκευή ή δομικό μέλος ξεχωριστά πληροφορίες σχετικά με τις διατάξεις όπλισης, τα θεωρούμενα φορτία και υλικά, αλλά και γενικότερα όλες εκείνες τις παραδοχές που λήφθηκαν υπόψη. Εναλλακτικά, παρατίθενται οι απαραίτητες πληροφορίες, έτσι ώστε να αποτυπώνεται συνοπτικά και αποτελεσματικά η γενική εικόνα του φορέα θεμελίωσης αλλά και της κατασκευής στο σύνολό της.

#### 3.2 Παραδοχές Μελέτης

Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα υλικά και οι δράσεις που χρησιμοποιήθηκαν στη μελέτη του έργου.

##### Υλικά

##### Στοιχεία Θεμελίωσης

- Σκυρόδεμα
  - Πασσάλων C25/30
  - Πλάκας Κεφαλόδεσμου C30/37
  - Καθαριότητας C12/15
  
- Χάλυβας Οπλισμού
  - Ράβδοι Συμβατικού Οπλισμού B500C

##### Στοιχεία Ανωδομής

- Σκυρόδεμα
  - Γενικά 25/30
  
- Χάλυβας Οπλισμού
  - Ράβδοι Συμβατικού Οπλισμού S500s
  
- Δομικός Χάλυβας
  - Ανοιχτών και Κλειστών Διατομών S355

**Δράσεις επί της Κατασκευής**

## ➤ Φορτία Βαρύτητας

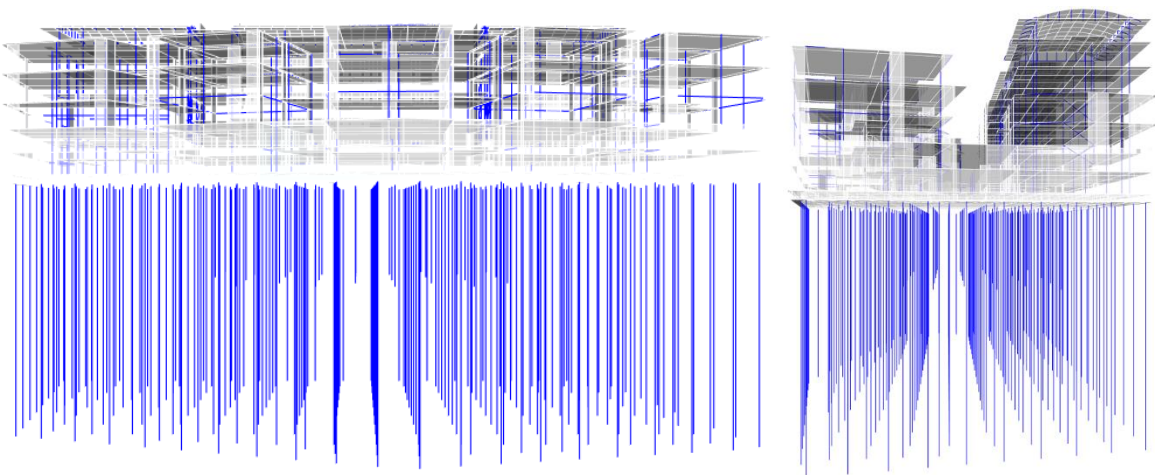
Σύμφωνα με ΒΔ 1945 «ΠΕΡΙ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ» και τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 1 που εφαρμόζονται συμπληρωματικά.

## ➤ Σεισμικές Δράσεις

– Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας:	II
– Οριζόντια Σεισμική Επιτάχυνση Εδάφους $\alpha$ :	0.24
– Κατηγορία Σπουδαιότητας/Συντελεστής Σπουδαιότητας:	$\Sigma 3/ \gamma=1.15$
– Κατηγορία Εδάφους:	Γ
– Χαρακτηριστικές Περίοδοι $T_1, T_2$ (sec) :	$T_1= 0.20, T_2=0.80$
– Συντελεστής Σεισμικής Συμπεριφοράς $q$ :	1.50
– Συντελεστές Συνδυασμού Δράσεων $\psi_2$ :	0.50
– Συντελεστής Θεμελίωσης $\theta$ :	1.00
– Ποσοστό Κρίσιμης Απόσβεσης $\zeta$ :	5 %
– Συντελεστής Φασματικής Ενίσχυσης $\beta_0$ :	2.5

**3.3 Θέματα Προσομοίωσης**

Η προσομοίωση της κατασκευής πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια του λογισμικού ανάλυσης κατασκευών CSI ETABS v2019. Πρόκειται για λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων το οποίο έχει τη δυνατότητα γραμμικής και μη-γραμμικής, δυναμικής και στατικής ανάλυσης πολύπλοκων προσομοιωμάτων. Το στατικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε για τις αναλύσεις της παρούσας διπλωματικής εργασίας δεν δημιουργήθηκε εκ νέου αλλά λήφθηκε από τον μελετητή ΛΙΟΝΤΟΣ & ΣΥΝΕΡΓΑΤΕΣ ΕΠΕ. Το τρισδιάστατο προσομοίωμα της κατασκευής παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.3.1.



**Σχήμα 1.3.1** Όψεις τρισδιάστατου προσομοιώματος της κατασκευής στο λογισμικό.

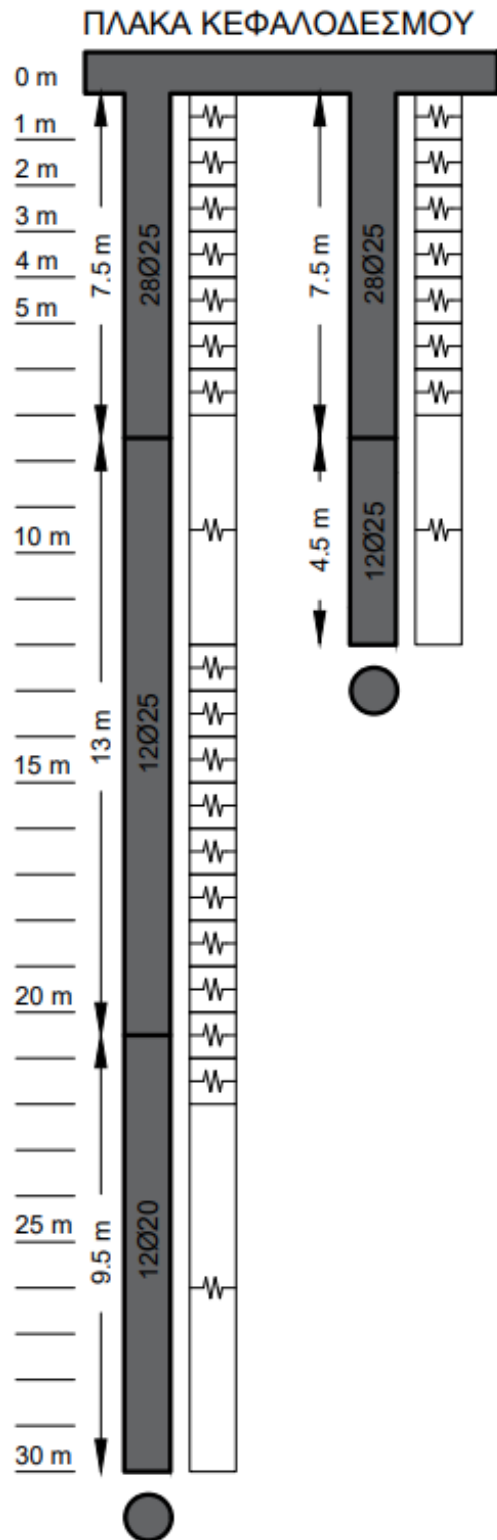
Βασικές παραδοχές στατικού προσομοιώματος της κατασκευής:

- Αγνόηση του βάρους των στοιχείων θεμελίωσης κατά το γεωτεχνικό σχεδιασμό
- Μη ορισμός μάζας στοιχείων θεμελίωσης κατά τη σεισμική διέγερση-Κινηματική Αλληλεπίδραση.
- Αύξηση του ιδίου βάρους των χαλύβδινων μελών κατά 15% λόγω βάρους ελασμάτων και μέσων σύνδεσης.
- Οι δυσκαμψίες των στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος λήφθηκαν σύμφωνα με τον ΕΑΚ. Πιο συγκεκριμένα:
  - Υποστυλώματα 100% της πλήρους διατομής
  - Δοκοί 50% της πλήρους διατομής
  - Τοιχώματα Ανωδομής 67% της πλήρους διατομής
  - Πάσσαλοι Θεμελίωσης 67% της πλήρους διατομής για τα πρώτα 20 μέτρα άνω
- Ξεχωριστά οριζόντια άκαμπτα διαφράγματα για κάθε ανεξάρτητη κατασκευή.
- Η μεταφορά δυνάμεων μέσω διατμητικής σύνδεσης στη διεπιφάνεια περιμετρικών τοιχίων υπογείου-διαφραγματικού τοίχου, αγνοείται.
- Ορισμός άκαμπτων διαφραγμάτων στα επίπεδα των ορόφων. Κάθε ανεξάρτητη κατασκευή έχει διαφορετικό διάφραγμα και κατά συνέπεια δεν επηρεάζεται η απόκριση του ταλαντωτή κάθε ανεξάρτητης κατασκευής από τις υπόλοιπες.

Τέλος, η προσομοίωση της θεμελίωσης και οι γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού των πασσάλων θα παρουσιαστούν αναλυτικά στη επόμενη ενότητα.

3.3.1 Γεωτεχνικές Παράμετροι

Κάθε πάσσαλος δεν αποτελείται από μία ενιαία διατομή 30 και 12 μέτρων για τους τύπου I και II αντίστοιχα, αλλά ορίζονται διαφορετικές διατομές καθ' ύψος με διαφορετικά χαρακτηριστικά ως προς τον σπλισμό, τα οποία φαίνονται στην λεπτομέρεια του Σχήματος 3.3.2.



Βάθος (m)	Στάθμη (m)	Υψος (m)	Ελατήριο	Ελατηριακή Σταθερά Πλευρικής Αντίστασης KN/m	Ελατηριακή Σταθερά Αντίστασης Τριβής KN/m
-	6.60	0.9	-	ΚΕΦΑΛΟΔΕΣΜΟΣ	
-	-7.50	0.5	-		
0	-8.00	1	1°	2250*	
1	-9.00	1	2°	3450*	
2	-10.00	1	3°	2250	
3	-11.00	1	4°	3094	2333
4	-12.00	1	5°	3281	
5	-13.00	1	6°	3469	
6	-14.00	1	7°	3656	
7	-15.00	1	8°		
8	-16.00	1	9°		
9	-17.00	1	10°	2000	4600
10	-18.00	1	11°		
11	-19.00	1	12°		
12	-20.00	1	13°		
13	-21.00	1	14°	348	
14	-22.00	1	15°	564	
15	-23.00	1	16°	780	
16	-24.00	1	17°	996	
17	-25.00	1	18°	1212	
18	-26.00	1	19°	1428	9167
19	-27.00	1	20°	1644	
20	-28.00	1	21°	1860	
21	-29.00	1	22°	2076	
22	-30.00	1	23°	2292	
23	-31.00	1	24°		
24	-32.00	1	25°		
25	-33.00	1	26°		
26	-34.00	1	27°	50000	26667
27	-35.00	1	28°		
28	-36.00	1	29°		
29	-37.00	0.5	30°		
30	-37.50	-	-	ΑΙΧΜΗ	

\*Τιμές έπειτα από τροποποίηση-γραμμικοποίηση

Σχήμα 3.3.2 Λεπτομέρεια πασσάλων θεμελίωσης με τις αντίστοιχες παραμέτρους σχεδιασμού.

Οι τιμές των ελατηριακών σταθερών πλευρικής αντίστασης και αντίστασης αιχμής που παρουσιάζονται στον πίνακα του Σχήματος 3.3.2, έχουν ως μήκος αναφοράς το ένα (1) μέτρο και διατομή  $\varnothing 1000$  mm και έχουν προκύψει από δεδομένα που εξήχθησαν έπειτα από δοκιμαστικές φορτίσεις των πασσάλων σε οριζόντιο και κατακόρυφο φορτίο. Κατά τον υπολογισμό και την επεξεργασία των δεδομένων αυτών, λήφθηκε υπόψη η λειτουργία ομάδας πασσάλων και πραγματοποιήθηκε γραμμικοποίηση των σταθερών, όπου αυτό κρίθηκε απαραίτητο. Πιο συγκεκριμένα, για την εξαγωγή των τελικών τιμών των ελατηριακών σταθερών, πραγματοποιήθηκε μια σειρά γραμμικών αναλύσεων και έπειτα τροποποιήσεων, έτσι ώστε να μην επιτρέπεται υπέρβαση του οριακού φορτίου αντίστασης για τις αναμενόμενες δράσεις.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

## 4. ΕΠΙΛΟΓΗ ΚΑΙ ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΚΑΤΑΓΡΑΦΩΝ

### 4.1 Γενικά

Η σεισμική απόκριση μιας κατασκευής είναι άρρηκτα συνδεδεμένη με τα χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης τα οποία περιγράφονται από το σχετικό επιταχυνσιογράφημα και το αντίστοιχο φάσμα απόκρισης. Η ορθή επιλογή και επεξεργασία των επιταχυνσιογραφημάτων αποτελεί συνεπώς, ένα σημαντικό αντικείμενο της παρούσας εργασίας, καθώς από αυτήν εξαρτώνται άμεσα τα αποτελέσματα και τα συμπεράσματα που εξάγονται για τις αναλύσεις στο πεδίο του χρόνου. Στο κεφάλαιο 4 της παρούσας εργασίας παρουσιάζεται η διαδικασία επιλογής και επεξεργασίας των σεισμικών καταγράφων που χρησιμοποιήθηκαν για την ανάλυση της κατασκευής. Τόσο η αρχική επιλογή, όσο και η μετέπειτα επεξεργασία των επιλεγμένων επιταχυνσιογραφημάτων πραγματοποιήθηκαν σύμφωνα με τις διατάξεις του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού *EAK 2000*, κυρίως για λόγους σύγκρισης και συνέπειας με την ήδη υλοποιημένη μελέτη η οποία και αυτή εκπονήθηκε στα πλαίσια του ίδιου κανονισμού. Όπως λοιπόν περιγράφεται στον *EAK 2000 §A.2*, επιτρέπεται η επιλογή πραγματικών ή/και σύνθετων επιταχυνσιογραφημάτων (επιταχυνσιογραφήματα σχεδιασμού) εφόσον πληρούν τις διατάξεις της *παρ. A.2.1*, οι οποίες παρουσιάζονται στο Παράρτημα A.2 της παρούσας εργασίας.

### 4.2 Επιλογή Διεγέρσεων

Για τις ανάγκες της παρούσας μελέτης επιλέχθηκαν πέντε (5) επιταχυνσιογραφήματα, όπως καταγράφηκαν κατά τη διάκριση πραγματικών σεισμικών διεγέρσεων. Τα επιταχυνσιογραφήματα τροποποιήθηκαν κατάλληλα, έτσι ώστε να ικανοποιούνται όλα τα κριτήρια που θέτει ο κανονισμός. Πιο συγκεκριμένα, σε πρώτο στάδιο πραγματοποιήθηκε η κλιμάκωση των φασμάτων απόκρισης των επιλεγμένων εδαφικών κινήσεων έτσι ώστε να προκύψει μια σχετική συμβατότητα με το ελαστικό φάσμα-στόχο. Έπειτα ακολούθησε η προσαρμογή των κλιμακωμένων αυτών φασμάτων απόκρισης στο φάσμα-στόχο με σκοπό την περαιτέρω μείωση της απόκλισης μεταξύ των φασμάτων αυτών και του φάσματος-στόχου για μια ζητούμενη περιοχή περιόδων. Η πρώτη διαδικασία που αναφέρθηκε είναι γνωστή και ως **Κανονικοποίηση** ή **Κλιμάκωση Εύρους** ενώ η δεύτερη ως **Φασματική Συμβατότητα**. Η παραπάνω διαδικασία πρέπει να εφαρμόζεται με ιδιαίτερη προσοχή καθώς εκτεταμένη τροποποίηση των καταγραφών είναι πιθανόν να οδηγήσει σε αλλοίωση των θεμελιωδών χαρακτηριστικών των πραγματικών καταγραφών και κατά συνέπεια στην εξαγωγή μη ρεαλιστικών αποτελεσμάτων. Γενικότερα μια τέτοια διαδικασία επεξεργασίας των επιταχυνσιογραφημάτων είναι αποδεκτή, εφόσον οι τροποποιημένες συναρτήσεις επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετακίνησης δίνονται να παρατηρηθούν σε μια πραγματική εδαφική κίνηση<sup>[2]</sup>.

Η επιλογή των επιταχυνσιογραφημάτων έγινε μέσω του λογισμικού SeismoSelect της SEISMOSOFT® – Earthquake Engineering Software Solutions. Πιο συγκεκριμένα, οι καταγραφές επιλέχθηκαν από την βάση δεδομένων ESM (Engineering Strong Motion

Database v2.0), η οποία αναπτύχθηκε στο πλαίσιο μιας ερευνητικής προσπάθειας στον Ευρωπαϊκό χώρο με σκοπό την δημιουργία μιας ενιαίας βάσης δεδομένων με καταγραφές μεσαίας και μεγάλης έντασης σεισμών κυρίως στα Ευρωπαϊκά παράλια της Μεσογείου και της Μέσης Ανατολής.

Κατά τη διαδικασία επιλογής των σεισμικών καταγράφων αρχικά πραγματοποιείται ένας χονδροειδής προσδιορισμός μερικών χιλιάδων υποψήφιων καταγράφων από τη βάση δεδομένων σύμφωνα με παραμέτρους οι οποίες ορίζονται από τον χρήστη. Στη συγκεκριμένη περίπτωση χρησιμοποιήθηκαν οι παράμετροι της έντασης (magnitude) και της απόστασης από το επίκεντρο του σεισμού (epicentral distance). Για την επιλογή ενός σεισμού σχεδιασμού στον Ελλαδικό χώρο οι τιμές αυτές προκύπτουν από παρατηρήσεις και προτάσεις σεισμολόγων και δεν σχετίζονται άμεσα με κάποιον κανονισμό, συνεπώς εδώ τέθηκαν εύρη για κάθε παράμετρο τα οποία παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.2.1.

**Πίνακας 4.2.1** Παράμετροι αρχικού προσδιορισμού σεισμικών καταγραφών.

	MIN	MAX
Magnitude ( $M_w$ )	4.000	8.500
Distance (Km)	5.000	120.000

Στην συνέχεια, καθορίζονται οι παράμετροι έντασης του σεισμού-«στόχου» (Target Intensity Measures) με βάση τον οποίο γίνεται και η τελική επιλογή των καταγραφών. Για τα ζητούμενα της εργασίας και σύμφωνα πάντα με τον *EAK 2000*, ως παράμετρος έντασης επιλέγεται το ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης (Intensity Measures based on Spectral Ordinates) όπως αυτό περιγράφηκε στην §1.2.1 για απόσβεση  $\zeta=5\%$ . Η μορφή και τα δεδομένα του ελαστικού φάσματος παρατίθενται στο Παράρτημα Α.1. Σε αυτό το σημείο, επιλέγεται η δυνατότητα κλιμάκωσης των φασμάτων απόκρισης των καταγραφών η οποία εξασφαλίζει τον καλύτερο δυνατό συνδυασμό των πέντε (5) καταγραφών από το σύνολο της βάσης δεδομένων.

#### 4.2.1 Τροποποίηση Εδαφικής Κίνησης - Κλιμάκωση Εύρους

Η κλιμάκωση επιταχυνσιογραφημάτων πραγματοποιείται από το λογισμικό SeismoSelect με τη χρήση του συντελεστή κλιμάκωσης (Scaling Factor). Υπάρχουν αρκετές μέθοδοι υπολογισμού του συντελεστή κλιμάκωσης ωστόσο αυτή που χρησιμοποιείται από το λογισμικό περιγράφεται από την Εξ. (4.2.1).

$$SSD = \min \left[ \sum_{i=1}^{n_p} \{ \ln [A(T_{ix})] - \ln [A_{target}(T_{ix})] \}^2, \sum_{i=1}^{n_p} \{ \ln [A(T_{iy})] - \ln [A_{target}(T_{iy})] \}^2 \right] \quad (4.2.1)$$



Αναλυτικότερα, ο συντελεστής κλιμάκωσης του φάσματος απόκρισης είναι τέτοιος ώστε να επιτυγχάνεται η ελαχιστοποίηση της διαφοράς μεταξύ του φάσματος απόκρισης και του φάσματος-στόχου στην περίοδο  $T_i$ , για τιμές του  $i$  έως ότου καλυφθεί το επιθυμητό διάστημα κλιμάκωσης<sup>[2]</sup>. Ο συντελεστής εφαρμόζεται σε ολόκληρο το φάσμα, καθώς το επιθυμητό διάστημα κλιμάκωσης επιλέγεται ως απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της διαδικασίας αυτής με γνώμονα κυρίως τις τιμές ιδιοπεριόδου που χαρακτηρίζουν την εκάστοτε κατασκευή. Ακόμη, η οριζόντια συνιστώσα της οποίας το φάσμα απόκρισης επιλέγεται για τον καθορισμό του συντελεστή κλιμάκωσης είναι αυτή η οποία έπειτα από εφαρμογή της Εξ. (4.2.1) στις δύο διευθύνσεις οδηγεί στον μικρότερο συντελεστή. Κατά αυτόν τον τρόπο οι τελικές σεισμικές διεγερσεις επιλέχθηκαν έτσι ώστε στο εύρος των περιόδων από μηδέν έως ένα ( $T_{\min}=0.000$ ,  $T_{\max}=1.000$ ) τα **μεμονομένα** κλιμακωμένα φάσματα απόκρισης των πέντε (5) καταγραφών να ταιριάζουν όσο το δυνατόν καλύτερα στο ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης-στόχο.

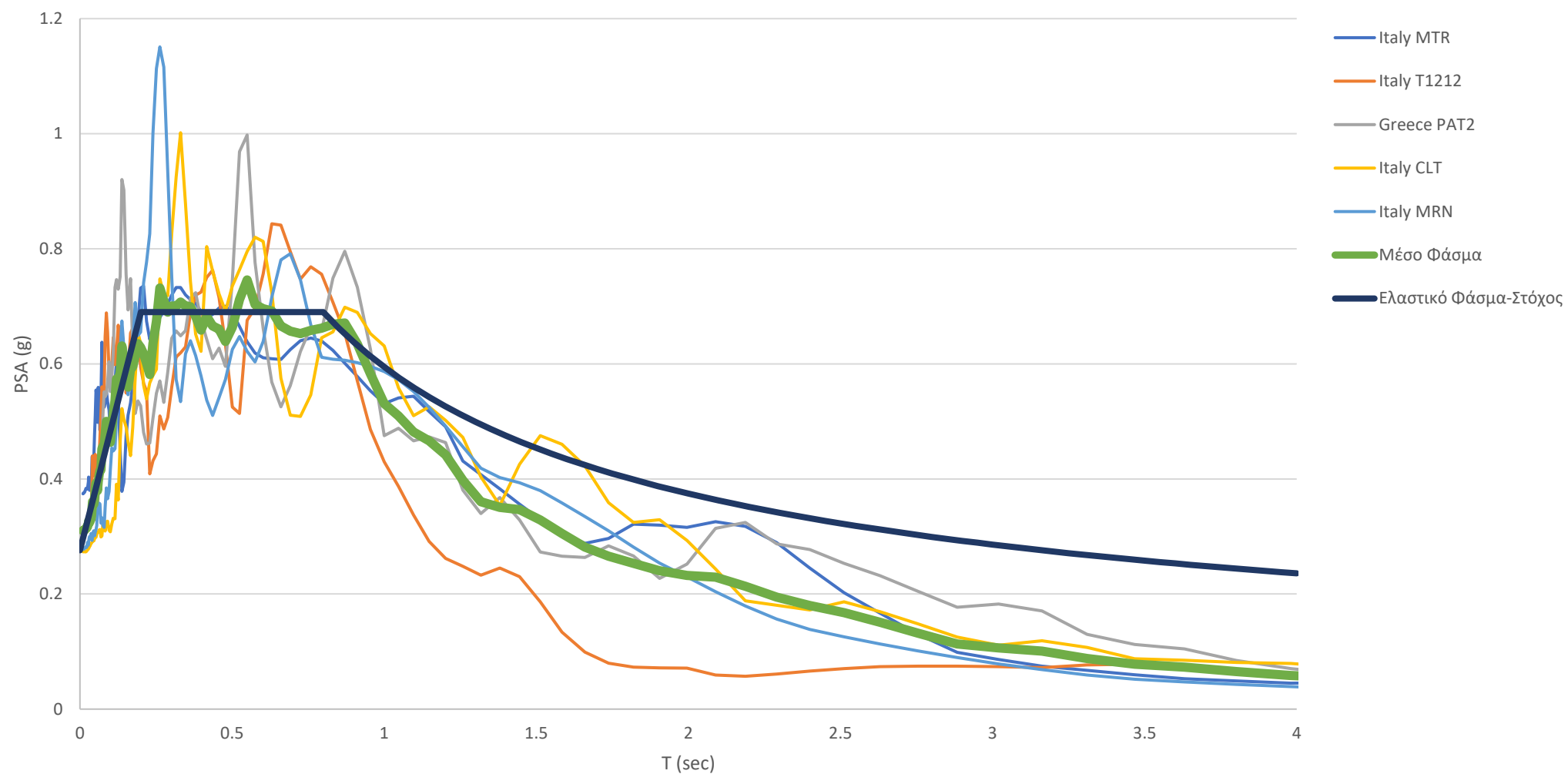
Σύμφωνα λοιπόν με την διαδικασία επιλογής και κλιμάκωσης που περιγράφηκε, εντοπίστηκαν οι πέντε (5) καταλληλότερες καταγραφές που παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.2.2.

**Πίνακας 4.2.2** Επιλεγμένα σεισμικά γεγονότα και αντίστοιχοι συντελεστές κλιμάκωσης.

Τοποθεσία	Σταθμός	Μέγεθος ( $M_w$ )	Διάρκεια (sec)	Ψηφιοποίηση	Οριζόντια Συνιστώσα*	Συντελεστής Κλιμάκωσης
Italy - 24/08/2016	MTR	6.00	63.190	0.005	A-Δ	4.642
Italy - 30/10/2016	T1212	6.50	61.920	0.005	A-Δ	1.121
Greece - 15/06/1995	PAT2	6.50	39.520	0.005	A-Δ	3.442
Italy - 23/11/1980	CLT	6.90	130.000	0.005	A-Δ	1.566
Italy - 20/05/2012	MRN	6.10	130.150	0.005	B-N	1.054

\*Διευθύνσεις A-Δ & B-N: Ανατολή-Δύση & Βοράς-Νότος αντίστοιχα.

Τα κλιμακωμένα φάσματα απόκρισης (ψευδο-επιτάχυνσης) των επιλεγμένων καταγραφών που αντιστοιχούν στην οριζόντια συνιστώσα με βάση της οποίας έγινε η κλιμάκωση παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.2.1.



**Σχήμα 4.2.1** Κλιμακωμένα φάσματα απόκρισης ψευδο-επιταχύνσεων των επιλεγμένων σεισμικών διεγέρσεων και το Μέσο Φάσμα σε σχέση με το ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης-στόχο κατά ΕΑΚ 2000, όλα για απόσβεση  $\zeta=5\%$ .

Όπως γίνεται αντιληπτό, το μέσο φάσμα που προκύπτει από τις πέντε (5) καταγραφές δεν ικανοποιεί τις προϋποθέσεις του κανονισμού όσον αφορά την απόκλιση του από το φάσμα-στόχο για περιόδους μεγαλύτερες από 0.2 sec (EAK 2000 §Α.2 (ε)), συνεπώς είναι αναγκαία η περαιτέρω τροποποίηση των επιμέρους καταγραφών έτσι ώστε το τελικό μέσο φάσμα να μπορεί να θεωρηθεί ισοδύναμο με το φάσμα-στόχο. Η διαδικασία προσαρμογής που εφαρμόστηκε για τον παραπάνω σκοπό και περιγράφεται στη συνέχεια ονομάζεται Φασματική Συμβατότητα.

#### 4.2.2 Τροποποίηση Εδαφικής Κίνησης - Φασματική Συμβατότητα

Η διαδικασία της φασματικής συμβατότητας<sup>[2]</sup> εφαρμόζεται είτε στο πεδίο των συχνοτήτων, είτε στο πεδίο του χρόνου. Κατά την επεξεργασία μιας εδαφικής κίνησης στο πεδίο των συχνοτήτων, το φάσμα εύρους Fourier (Fourier amplitude spectrum) τροποποιείται σύμφωνα με τον λόγο του φάσματος στόχου προς το φάσμα της χρονοϊστορίας, κρατώντας σταθερό το φάσμα φάσης Fourier της τελευταίας. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται έως ότου το φάσμα απόκρισης της εδαφικής κίνησης καταστεί συμβατό με το φάσμα-στόχο. Η προσέγγιση αυτή χαρακτηρίζεται από δυο βασικά μειονεκτήματα τα οποία την καθιστούν μη ελκυστική και ενδεχομένως ακατάλληλη ανάλογα και με τις απαιτήσεις της εκάστοτε ανάλυσης. Το πρώτο πρόβλημα έγκειται στο γεγονός ότι η διαδικασία τροποποιεί την αρχική καταγραφή σε τέτοιο βαθμό που το τροποποιημένο επιταχυνσιογράφημα δεν αντικατοπτρίζει πλέον τα χαρακτηριστικά μιας σεισμικής καταγραφής. Επίσης, αρκετές είναι και οι περιπτώσεις όπου η επαναληπτική μέθοδος δεν συγκλίνει.

Η τροποποίηση στο πεδίο του χρόνου είναι η μέθοδος που εφαρμόστηκε στην παρούσα εργασία και πραγματοποιήθηκε για ολόκληρο το συχνοτικό εύρος των φασμάτων με τη βοήθεια του λογισμικού ETABS®. Επιλέχθηκε ως η καταλληλότερη από τις δυο, καθώς καταλήγει σε πολύ ικανοποιητικές τροποποιημένες χρονοϊστορίες διατηρώντας τα εγγενή χαρακτηριστικά των πρωτότυπων (πηγαίων), ενώ παράλληλα εμφανίζει και πολύ καλό βαθμό σύγκλισης. Η προσέγγιση αυτή διατυπώθηκε πρώτη φορά από τους Lilhanand και Tseng (1987, 1988) και βασίζεται στη θεωρία των κυματιδίων (wavelets). Η φασματική διαφορά μεταξύ του φάσματος στόχου ( $Q_i$ ) και του φάσματος της χρονοϊστορίας ( $R_i$ ) που ζητείται να προσαρμοσθεί φασματικά έστω για μια τιμή περιόδου  $T_i$ , ορίζεται ως η συνάρτηση  $\Delta R_i$ , η οποία εκφράζεται μαθηματικά από την Εξ. (4.2.2).

$$\Delta R_i = (Q_i - R_i)P_i \quad (4.2.2)$$

Όπου ο συντελεστής  $P_i$  λαμβάνει τιμές +1 ή -1 ανάλογα με το πρόσημο της μέγιστης απόκρισης των ταλαντωτών. Σκοπός της μεθόδου είναι ο προσδιορισμός μιας συνάρτησης τροποποίησης  $\delta a(t)$  της οποίας η μέγιστη τιμή απόκρισης (στην οποία αντιστοιχεί η χρονική στιγμή  $t_i$ ) είναι ίδια με την τιμή της φασματικής διαφοράς  $\Delta R_i$ , για κάθε  $i$ . Με άλλα λόγια το

φάσμα απόκρισης της συνάρτησης  $\delta\alpha(t)$  θα πρέπει να είναι τέτοιο έτσι ώστε όταν προστεθεί στο φάσμα απόκρισης της εδαφικής κίνησης να προκύπτει το φάσμα-στόχος σε όλες τις επιθυμητές περιόδους. Η συνάρτηση προσαρμογής  $\delta\alpha(t)$  προστίθενται επαναληπτικά στην χρονοϊστορία στο πεδίο του χρόνου μέχρι το φάσμα αυτής να ταιριάζει με το φάσμα-στόχο στο επιθυμητό διάστημα περιόδων. Η διαδικασία αυτή περιγράφεται από τις Εξ. (4.2.3) για n-πλήθος επαναλήψεων.

$$\begin{aligned} \alpha_1(t) &= \alpha(t) + \gamma\delta\alpha(t)_1 \\ \alpha_2(t) &= \alpha_1(t) + \gamma\delta\alpha(t)_2 \\ &\dots \\ \alpha_n(t) &= \alpha_{n-1}(t) + \gamma\delta\alpha(t)_n \end{aligned} \quad (4.2.3)$$

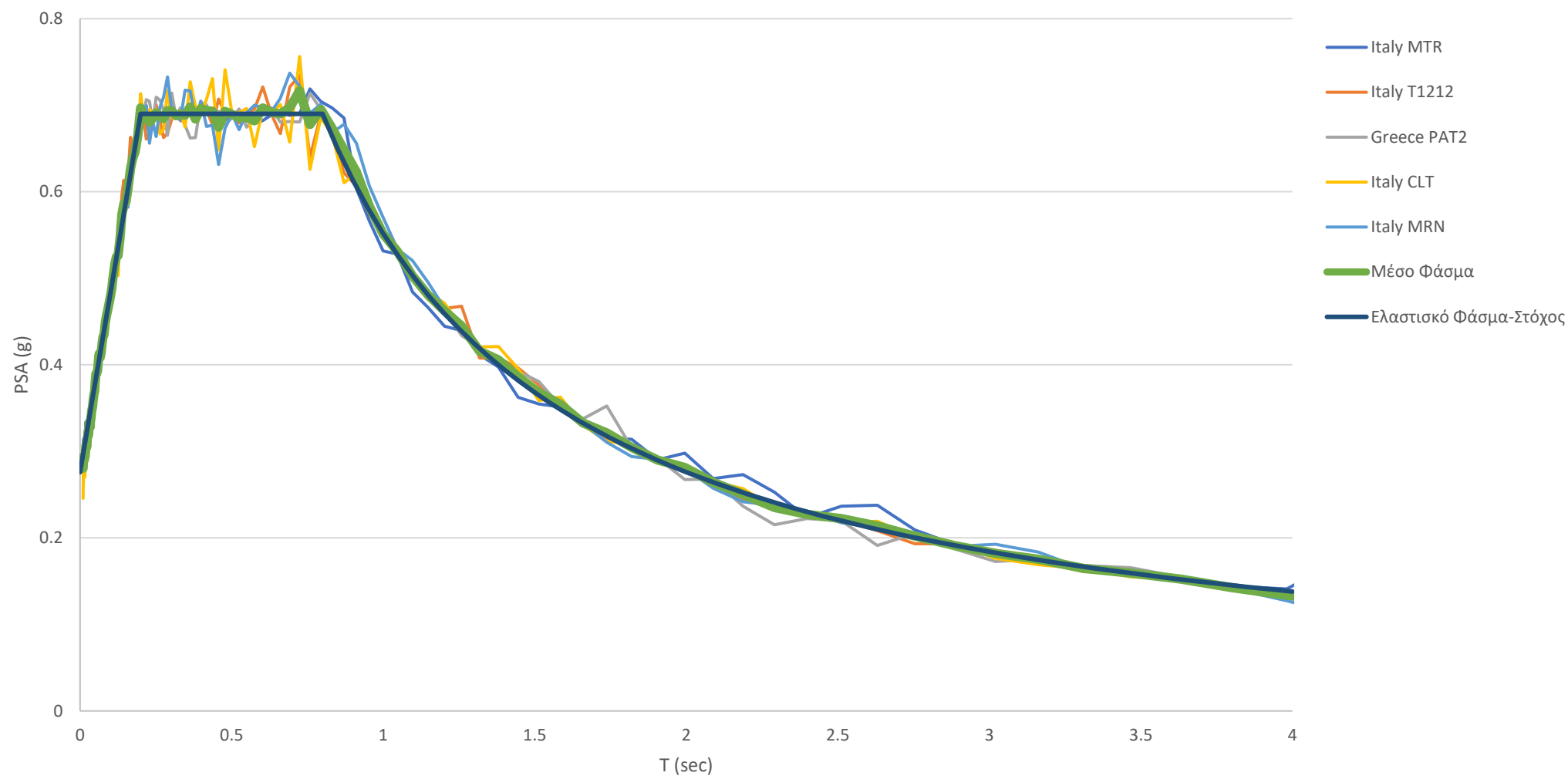
Όπου  $\alpha_1(t)$  και  $\alpha(t)$  το τροποποιημένο και το αρχικό (πηγαίο) επιταχυνσιογράφημα αντίστοιχα,  $\gamma$  ο συντελεστής χαλάρωσης ο οποίος λαμβάνει τιμές από μηδέν έως μονάδα. Η συνάρτηση  $\delta\alpha(t)$  δίνεται από την Εξ. (4.2.4).

$$\delta\alpha(t) = \sum_{j=1}^N b_j w_j(t) \quad (4.2.4)$$

Η συνάρτηση τροποποίησης ορίζεται ως ο γραμμικός συνδυασμός συναρτήσεων κυματιδίων όπου  $b_j$  είναι τα άγνωστα εύρη των κυματιδίων  $w_j(t)$  και N το πλήθος των περιόδων στις οποίες θα πρέπει να γίνει η προσαρμογή στο φάσμα-στόχο<sup>[2]</sup> Όπως γίνεται αντιληπτό, για την προσαρμογή μιας τιμής επιτάχυνσης  $a_j$  που αντιστοιχεί σε περίοδο  $T_j$ , απαιτείται η χρήση ενός μόνο κυματιδίου, το οποίο όμως αναπόφευκτα επηρεάζει και τις γειτονικές τεταγμένες του φάσματος της εδαφικής κίνησης. Για τον λόγο αυτόν η μέθοδος εφαρμόζεται σε στάδια, προσαρμόζοντας σε κάθε επανάληψη ένα πλήθος φασματικών τεταγμένων που αντιστοιχούν σε μια ευρύτερη περιοχή περιόδων και όχι μεμονωμένα για κάθε περίοδο.

Η μεθοδολογία αυτή βασίζεται στην παραδοχή ότι οι μέγιστες αποκρίσεις των μονοβάθμιων ταλαντωτών, τόσο από την πηγαία χρονοϊστορία όσο και από τη συνάρτηση προσαρμογής προκύπτουν ταυτόχρονα. Αυτή η παραδοχή δεν ισχύει σε όλες τις περιπτώσεις, καθώς οι χρονικές στιγμές που εμφανίζονται οι μέγιστες αποκρίσεις ενδέχεται να μεταβληθούν ως επακόλουθο των διαδοχικών τροποποιήσεων της πηγαίας χρονοϊστορίας. Για τον σκοπό αυτόν τα τροποποιημένα επιταχυνσιογραφήματα θα πρέπει να ελέγχονται για τυχόν ανεπιθύμητες αλλοιώσεις των θεμελιωδών χαρακτηριστικών των πηγαίων καταγραφών ως κατάλοιπο της μεθόδου προσαρμογής.

Με βάση λοιπόν την θεωρία αυτή τα φάσματα των πέντε (5) σεισμικών καταγραφών του Σχήματος 4.2.1 προσαρμόστηκαν στο ελαστικό φάσμα-στόχο και τα τελικά αποτελέσματα παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.2.2.



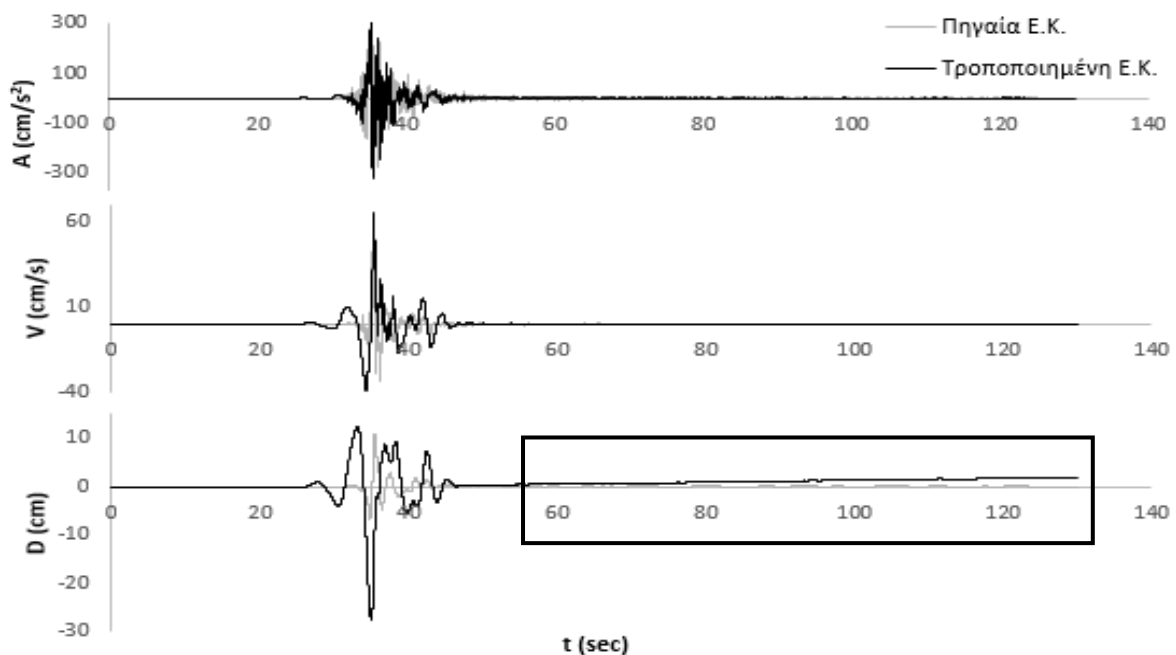
**Σχήμα 4.2.2** Τροποποιημένα φάσματα απόκρισης ψευδο-επιταχύνσεων των επιλεγμένων σεισμικών διεγέρσεων και το Μέσο Φάσμα σε σχέση με το ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης-στόχο κατά ΕΑΚ 2000, όλα για απόσβεση  $\zeta=5\%$ .

Όπως παρατηρείται από το διάγραμμα του Σχήματος 4.2.2, για τιμές περιόδου μικρότερες από 0.2 sec και μεγαλύτερες από 0.8 sec, το μέσο φάσμα ταυτίζεται με το φάσμα-στόχο, ενώ για τιμές περιόδου στο πλατό του φάσματος, οι μεγαλύτερες διαφοροποιήσεις παρατηρούνται στις περιόδους 0.45 sec και 0.72 sec στις οποίες αντιστοιχούν αποκλίσεις ως προς το φάσμα-στόχο 3.7 % και 4.3 % αντίστοιχα. Ταυτόχρονα οι συνολικές τιμές που είναι μικρότερες έως και 5 % για τιμές περιόδου μεγαλύτερες από 0.2 sec αποτελούν περίπου το 4 % των συνολικών τιμών του διαστήματος αυτού. Συνεπώς, όλες οι διατάξεις του κανονισμού (ΕΑΚ 2000 §Α.2) όσον αφορά το μέσο φάσμα πληρούνται και πλέον αυτό μπορεί να χαρακτηριστεί ως «ισοδύναμο» του φάσματος-στόχου.

### 4.3 Έλεγχος Ορθότητας Τροποποιημένων Καταγραφών

Όπως αναφέρθηκε και στην εισαγωγή του κεφαλαίου, εξίσου σημαντικό κομμάτι με την διεξαγωγή της διαδικασίας τροποποίησης είναι ο έλεγχος ορθότητας των εξαγόμενων χρονοϊστοριών και η διαπίστωση του βαθμού επιτυχίας της μεθόδου προσαρμογής στο φάσμα-στόχο. Για τον σκοπό αυτό, με ολοκλήρωση των τροποποιημένων επιταχυνσιογραφήματων κατασκευάστηκαν οι χρονοϊστορίες ταχύτητας και μετατόπισης, διαγράμματα τα οποία παρατίθενται στο Παράρτημα Β.1 και για τις πέντε (5) καταγραφές.

Για να καταστεί πιο σαφής η αξιολόγηση ορθότητας των αποτελεσμάτων της μεθόδου, ακολουθεί ένα παράδειγμα προβληματικής τροποποίησης που προκαλεί μικρή, ωστόσο υπαρκτή αλλοίωση των φυσικών χαρακτηριστικών της πηγαίας εδαφικής διέγερσης. Στα γραφήματα του Σχήματος 4.3.1 παρουσιάζεται μια από τις αποτυχημένες προσπάθειες τροποποίησης της σεισμικής καταγραφής 5. Italy MRN η οποία τελικά απορρίφθηκε.



**Σχήμα 4.3.1** «Αποτυχημένη» εφαρμογή της μεθόδου στην εδαφική καταγραφή Italy MRN.

Όπως παρατηρείται, οι τροποποιημένες χρονοϊστορίες επιτάχυνσης και ταχύτητας παρουσιάζουν ικανοποιητική εικόνα σε σχέση με τις πηγαίες. Ωστόσο, από το διάγραμμα μετατόπισης, γίνεται αντιληπτή η αλλοίωση των χαρακτηριστικών του πραγματικού σεισμού. Πιο συγκεκριμένα, παρατηρείται μια μόνιμη μετατόπιση του εδάφους η οποία μάλιστα αυξάνεται με το χρόνο, κάτι που δεν συνέβαινε στην πηγαία εδαφική κίνηση. Το γεγονός αυτό είναι αρκετό για να καταστήσει την παρούσα τροποποίηση ελλαττωματική. Τέτοιου είδους προβλήματα συνήθως μπορούν να αντιμετωπιστούν αλλάζοντας τις παραμέτρους εκτέλεσης της διαδικασίας, διαφορετικά η απόρριψη της συγκεκριμένης σεισμικής καταγραφής αποτελεί μονόδρομο. Στη συγκεκριμένη περίπτωση το πρόβλημα επιλύθηκε με την αύξηση των επαναλήψεων της μεθόδου από 5 σε 10.

Παρατηρώντας λοιπόν τα διαγράμματα των πέντε (5) τροποποιημένων εδαφικών κινήσεων διαπιστώνεται η ορθή διεξαγωγή της μεθόδου αφού τα θεμελιώδη χαρακτηριστικά των αρχικών σεισμών διατηρούνται και μετά το πέρας της διαδικασίας τροποποίησης χωρίς να παρατηρούνται φαινόμενα αλλοίωσης. Εξάιρεση αποτελεί η καταγραφή 3. Greece PAT2, στην οποία φαινομενικά δεν επιτυγχάνεται η επιθυμητή σύγκλιση για κανένα αριθμό επαναλήψεων.

Γενικότερα, αποκλίσεις στα διαγράμματα ταχύτητας και μετατόπισης είναι αναμενόμενες ως ένα βαθμό, καθώς πέρα από τις όποιες αλλοιώσεις που μπορεί να προκληθούν από τη διαδικασία τροποποίησης, οι διαφοροποιήσεις οφείλονται και σε «υπολείμματα» που προκύπτουν από την διαδικασία ολοκλήρωσης των χρονοϊστοριών επιτάχυνσης και ταχύτητας. Η διόρθωση των διαγραμμάτων επιτυγχάνεται μέσω της διόρθωσης γραμμής βάσης (Baseline Correction), διαδικασία η οποία δεν κρίθηκε σκόπιμο να πραγματοποιηθεί για τα ζητούμενα της παρούσας εργασίας.

Τέλος, είναι σημαντικό να αναφερθεί ότι η παραπάνω θεωρία «συμβατοποίησης» και ελέγχου των εξαγόμενων γραφημάτων εφαρμόζεται συνήθως σε μη-γραμμικές, ελαστοπλαστικές αναλύσεις όπου η μορφή των χρονοϊστοριών συμβάλλει καθοριστικά στην μελέτη της σεισμικής απόκρισης μιας κατασκευής και για τον σκοπό αυτόν εξετάζονται λεπτομερώς. Με άλλα λόγια, αποκλίσεις σαν αυτές που εντοπίζονται στη καταγραφή Greece PAT2, ανάλογα πάντα και με τη σπουδαιότητα της εκάστοτε ανάλυσης μπορεί να μην είναι αποδεκτές. Ωστόσο, στη συγκεκριμένη περίπτωση όπου οι αναλύσεις είναι γραμμικές, η καταγραφή αυτή κρίνεται πλήρως αποδεκτή, οι αποκλίσεις που παρατηρούνται είναι αναμενόμενες και δεν επηρεάζουν την ορθότητα και αξιοπιστία των αναλύσεων και των συμπερασμάτων.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ **5**



## 5. ΟΡΙΣΜΟΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

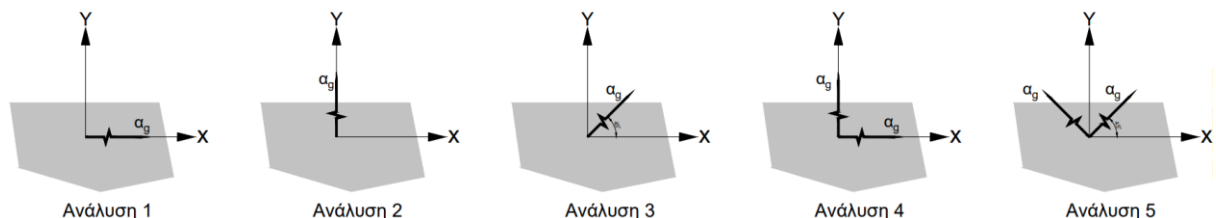
### 5.1 Γενικά

Σε αυτό το κεφάλαιο παρουσιάζονται οι παράμετροι διεξαγωγής των γραμμικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν, τόσο με τη μέθοδο ανάλυσης χρονοϊστορίας όσο και με τη δυναμική φασματική μέθοδο πάντα σε πλήρη εναρμόνιση με τις διατάξεις του *EAK 2000*. Η γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας αποτελεί το βασικό ζητούμενο της παρούσας εργασίας, ωστόσο τα αποτελέσματα αυτής θα ήταν εσφαλμένο να συγκριθούν με αυτά της ήδη υλοποιημένης φασματικής, καθώς τα τελευταία προκύπτουν από το φάσμα σχεδιασμού (μειωτικός συντελεστής συμπεριφοράς  $q=1.5$ ) και κατά συνέπεια δεν εκφράζουν πλήρως την θεωρούμενη ελαστική-γραμμική συμπεριφορά της κατασκευής η οποία λαμβάνεται αναπόφευκτα υπόψη στις αναλύσεις στο πεδίο του χρόνου.

Για την αξιολόγηση και σύγκριση των δυο αυτών μεθόδων ανάλυσης και λόγω του προαναφερόμενου προβλήματος, πραγματοποιείται εκ νέου η φασματική ανάλυση για πλήρως γραμμική συμπεριφορά. Σύμφωνα με τον κανονισμό στην περίπτωση αυτή, αντί της χρήσης του φάσματος σχεδιασμού με συντελεστή  $q=1$ , γίνεται χρήση του ελαστικού φάσματος επιτάχυνσης (Παράρτημα Α.1). Έτσι, τόσο η ανάλυση με τη μέθοδο χρονοϊστορίας, όσο και η φασματική μέθοδος διεξάγονται λαμβάνοντας υπόψη το ίδιο ακριβώς ελαστικό φάσμα.

Στις σεισμικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν αγνοήθηκε η κατακόρυφη συνιστώσα  $Z$ , ενώ για τις οριζόντιες συνιστώσες  $X$  και  $Y$  εφαρμόστηκε το ίδιο επιταχυνσιογράφημα και το ίδιο ελαστικό φάσμα για την ανάλυση χρονοϊστορίας και τη φασματική ανάλυση αντίστοιχα και στις δυο κύριες διευθύνσεις.

Τέλος, είναι γνωστό ότι τα μεγέθη απόκρισης επηρεάζονται άμεσα από την γωνία πρόσπτωσης μιας σεισμικής διέγερσης σε σχέση με τους κύριους άξονες της κατασκευής. Συνεπώς, για την διερεύνηση του φαινομένου αυτού, εξετάστηκαν συνολικά οι πέντε (5) διαφορετικοί προσανατολισμοί (Αναλύσεις\*) που παρουσιάζονται στο Σχήμα 5.1.1, εκ των οποίων στους τρεις (3) θεωρήθηκε απλοποιητικά δράση της σεισμικής διέγερσης μόνο σε μια διεύθυνση και δύο (2) κατά τους οποίους οι διεγέρσεις εφαρμόστηκαν ταυτόχρονα, οριζοντας ζεύγος δυο οριζόντιων και κάθετων μεταξύ τους συνιστωσών.



**Σχήμα 5.1.1** Εφαρμογή των σεισμικών διεγέρσεων ως προς τους κύριους άξονες της κατασκευής.

Στην περίπτωση των μεμονωμένων εδαφικών διεγέρσεων, αυτές εφαρμόστηκαν στις οριζόντιες διευθύνσεις που σχηματίζουν γωνίες  $0^\circ$ ,  $45^\circ$  και  $90^\circ$  με τον άξονα  $X$  (Σχήμα 5.1.1

Ανάλυση 1, 2, 3). Στην περίπτωση της ταυτόχρονης εφαρμογής, το ζεύγος καταγραφών εφαρμόστηκε μια φορά σχηματίζοντας γωνία 0° και ακόμη μια σχηματίζοντας γωνία 45° με τον άξονα X (Σχήμα 5.1.1 Ανάλυση 4, 5).

## 5.2 Ορισμός Παραμέτρων Δυναμικής Ανάλυσης στο Πεδίο του Χρόνου

Για την γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας, καταλληλότερη κρίθηκε η μέθοδος απευθείας ολοκλήρωσης στο χρόνο (Direct Integration Method) που περιγράφηκε στην §1.1.3.2. Το χρονικό βήμα τέθηκε ίσο με το βήμα ψηφιοποίησης των σεισμικών δεδομένων, δηλαδή 0.005 sec για όλες τις καταγραφές, και στη συνέχεια ορίστηκε κατάλληλα το συνολικό πλήθος των εκτελούμενων βημάτων για κάθε ανάλυση με τέτοιον τρόπο ώστε να εξασφαλίζεται επαρκής κάλυψη ολόκληρης της χρονικής διάρκειας της εκάστοτε καταγραφής.

Όσον αφορά την απόσβεση του συστήματος, για όλες τις αναλύσεις χρησιμοποιήθηκε η απόσβεση τύπου Rayleigh που περιγράφηκε στην §1.1.4. Για τον υπολογισμό κατάλληλων τιμών των συντελεστών  $a_0$  και  $a_1$  πραγματοποιήθηκε μια ιδιομορφική ανάλυση (modal analysis) για την εύρεση των σημαντικών ιδιομορφών και κατ' επέκταση ιδιοτιμών της κατασκευής. Σύμφωνα με τον *EAK 2000* λαμβάνεται πλήθος ιδιοτιμών έως ότου επιτευχθεί αθροιστικά ποσοστό ενεργοποίησης 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας, ενώ ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο μεγαλύτερη από 0.2 sec. λαμβάνονται πάντοτε υπόψη. Στον Πίνακα 5.2.1 παρουσιάζονται οι πρώτες δεκαπέντε (15) ιδιομορφές της υπό μελέτη κατασκευής με τα αντίστοιχα ποσοστά ταλαντούμενης μάζας.

**Πίνακας 5.2.1** Σημαντικές ιδιομορφές κατασκευής.

Case	Mode	Period (sec)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,697	0,9034	0,0355	0,9034	0,0355
Modal	2	0,692	0,0338	0,9128	0,9372	0,9483
Modal	3	0,511	0,0132	0,0001	0,9504	0,9484
Modal	4	0,474	0,02	0,0001	0,9704	0,9485
Modal	5	0,466	4,62E-05	0,0115	0,9704	0,9600
Modal	6	0,411	2,34E-05	0,0072	0,9704	0,9672
Modal	7	0,399	0,0009	4,17E-05	0,9713	0,9672
Modal	8	0,376	0,0089	0,0004	0,9802	0,9676
Modal	9	0,367	0,0001	0,0058	0,9803	0,9734
Modal	10	0,331	0,0167	3,59E-05	0,9970	0,9734
Modal	11	0,319	0,0012	0,0085	0,9982	0,9819
Modal	12	0,286	0,0001	0,0099	0,9983	0,9918
Modal	13	0,254	6,17E-06	0,0077	0,9983	0,9995
Modal	14	0,178	0,0010	0	0,9993	0,9995
Modal	15	0,172	3,68E-06	0	0,9993	0,9995

Παρατηρείται πως το επιθυμητό ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας επιτυγχάνεται και για τις δυο κύριες διευθύνσεις από τις πρώτες κιάλας ιδιομορφές, ωστόσο λαμβάνονται υπόψη οι πρώτες δεκατέσσερις (14). Συνεπώς, για την απόσβεση Rayleigh επιλέγεται η 1<sup>η</sup> και η 13<sup>η</sup> ιδιομορφή με ιδιοσυχνότητες  $\omega_1=1.43$  Hz και  $\omega_{13}=3.93$  Hz. Στη συνέχεια, το λογισμικό έχει τη δυνατότητα να προσδιορίσει τους συντελεστές  $a_0$  και  $a_1$  για δεδομένη, κοινή για όλες τις ιδιομορφές απόσβεση 5%.

### 5.3 Ορισμός Παραμέτρων Δυναμικής Φασματικής Ανάλυσης

Πραγματοποιήθηκαν συνολικά τρεις (3) φασματικές αναλύσεις, μια για κάθε μέθοδο που αναφέρθηκε στην §1.2.3 (CQC, SRSS, ABSSUM). Η σύγκριση και αξιολόγηση της ανάλυσης χρονοϊστορίας πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με τη φασματική ανάλυση με την μέθοδο συνδυασμού των ιδιομορφών CQC ως η πιο αξιόπιστη. Οι υπόλοιπες μέθοδοι (SRSS και ABSSUM) πραγματοποιήθηκαν κυρίως στα πλαίσια επαλήθευσης των πορισμάτων της βιβλιογραφίας στην εξεταζόμενη κατασκευή.

Όπως αναφέρθηκε και στην εισαγωγή του κεφαλαίου, ως φάσμα για την ανάλυση θεωρήθηκε το ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης (Παράρτημα Α.1) και για τις δυο διευθύνσεις (Ισοτροπική διέγερση), το οποίο χρησιμοποιήθηκε κατά την επεξεργασία των σεισμικών καταγραφών και εκφράζει την πλήρως θεωρούμενη γραμμική ελαστική συμπεριφορά της κατασκευής.

Εκτός από τις μεθόδους επαλληλίας των ιδιομορφών που για κάθε ανάλυση τέθηκαν διαφορετικές, επιβάλλεται και ο καθορισμός του κανόνα συνδυασμού πολλαπλών συνιστωσών (Directional Combination Method). Ο κανόνας αυτός καθορίζει τον τρόπο με τον οποίο εκτιμάται η μέγιστη τιμή ενός μεγέθους απόκρισης για εδαφική κίνηση δύο (ή τριών στην περίπτωση που λαμβάνεται υπόψη και η κατακόρυφη συνιστώσα) συνιστωσών, ενώ οι διαθέσιμοι κανόνες είναι οι CQC3, SRSS και ABSSUM. Εξ αυτών επιλέχθηκε ο κανόνας CQC3 ο οποίος εφόσον τα φάσματα που εφαρμόζονται στις διαφορετικές διευθύνσεις είναι μεταξύ τους ίδια, οδηγεί σε όμοια αποτελέσματα με τον κανόνα SRSS. Επίσης, ο κανόνας ABSSUM δεν ενδείκνυται, καθώς παρουσιάζει ανεπιθύμητες αποκλίσεις, άλλοτε υπερεκτιμώντας και άλλοτε υποεκτιμώντας τις τιμές απόκρισης. Συνεπώς στην συγκεκριμένη περίπτωση όπου το ίδιο φάσμα χρησιμοποιείται και στις δυο διευθύνσεις, δεν κρίθηκε σκόπιμη η περεταίρω διερεύνηση της επιλογής κανόνα συνδυασμού πολλαπλών συνιστωσών.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ **6**

## 6. ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

### 6.1 Γενικά

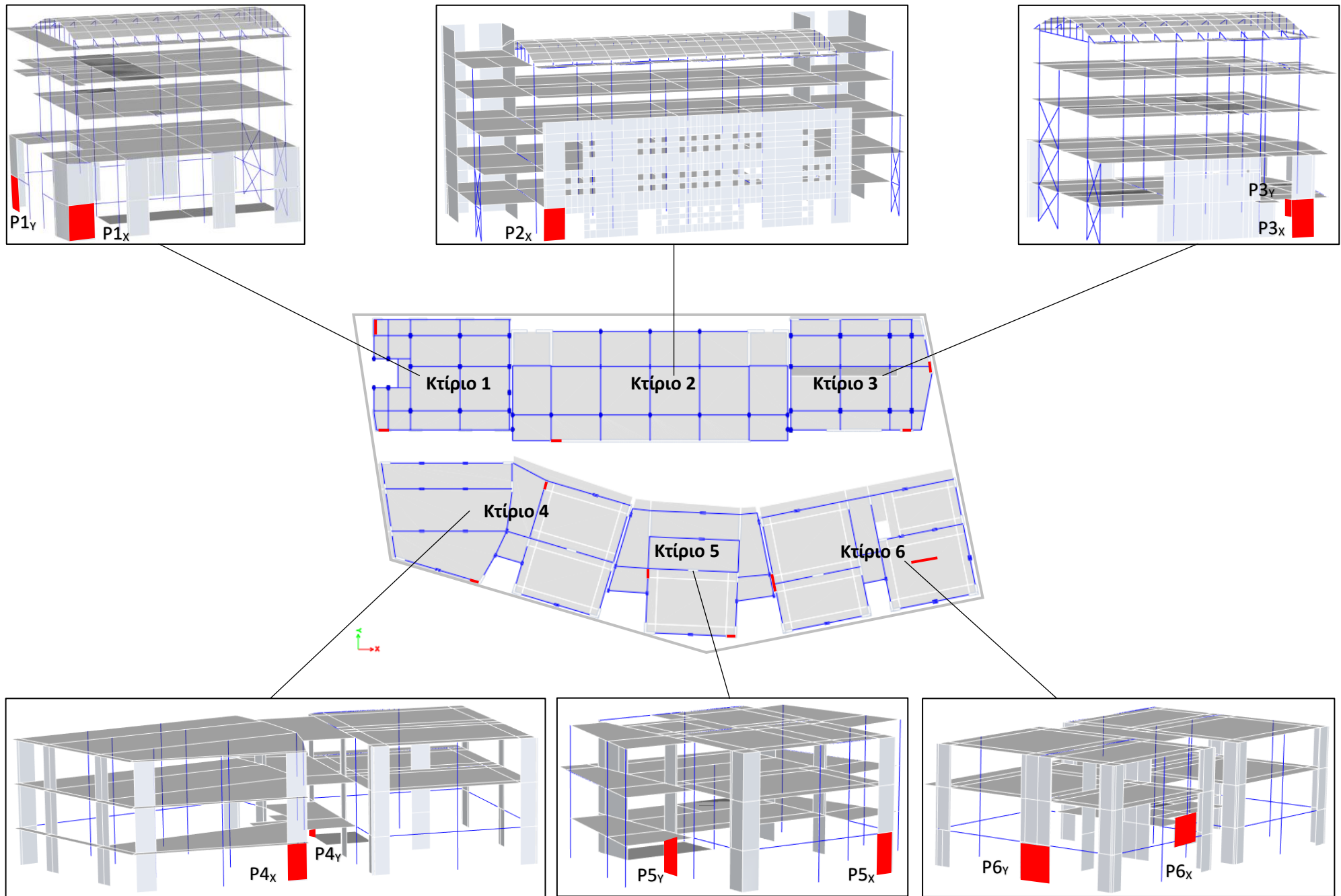
Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων και για τις δύο μεθόδους που χρησιμοποιήθηκαν. Για την καλύτερη ερμηνεία των αποτελεσμάτων, επιλέχθηκαν να εξεταστούν εκτός από τους πασσάλους της θεμελίωσης και κάποια τοιχώματα της ανωδομής. Συνολικά εξετάστηκαν έντεκα (11) στοιχεία της ανωδομής και είκοσι (20) στοιχεία της θεμελίωσης. Ως μέτρο σύγκρισης των δυο μεθόδων τέθηκαν τα εντατικά μεγέθη τεμνουσών και καμπτικών ροπών τα οποία υπολογίστηκαν και καταγράφηκαν για κάθε εξεταζόμενο στοιχείο.

### 6.2 Στοιχεία Ανωδομής

Πιο συγκεκριμένα και όσον αφορά στην ανωδομή, για κάθε επιμέρους υποκατασκευή (κτίρια 1 έως 6) επιλέχθηκαν δυο (2) τοιχώματα ανά κτίριο τοποθετημένα όσο το δυνατόν σε διαφορετικές διευθύνσεις, έτσι ώστε ο διαμήκης άξονάς τους να ταυτίζεται με τους κύριους άξονες της κατασκευής Χ και Υ (ένα στοιχείο σε κάθε διεύθυνση). Εξαίρεση αποτελεί το κτίριο 2 για το οποίο επιλέχθηκε μόνο ένα στοιχείο (διεύθυνση Χ), καθώς δεν υπάρχουν μεμονωμένα τοιχώματα κατά τη διεύθυνση Υ σε αυτό. Στον Πίνακα 6.2.1 και στην εικόνα του Σχήματος 6.2.1 δίνονται πληροφορίες σχετικά με τα στοιχεία της ανωδομής που επιλέχθηκαν προς εξέταση. Όπως γίνεται αντιληπτό, όλα τα στοιχεία βρίσκονται στη στάθμη 0.0, στην βάση δηλαδή των επιμέρους κτιρίων πάνω από την υπόγεια κατασκευή. Ως τιμές των μεγεθών απόκρισης Μ και Q, λήφθηκαν οι τιμές στον πόδα των τοιχωμάτων οι οποίες αντιστοιχούν στις μέγιστες τιμές που εμφανίζονται καθ' ύψος των μελών αυτών.

**Πίνακας 6.2.1** Υπό εξέταση στοιχεία ανωδομής.

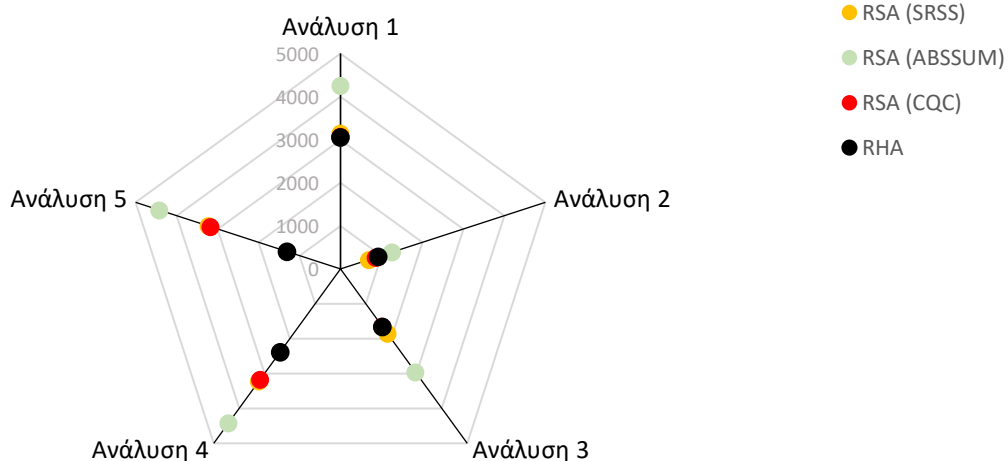
Υποκατασκευή	Στοιχείο	Είδος Στοιχείου	Διεύθυνση Στοιχείου	Ονομασία
Κτίριο 1		Τοίχωμα	X	P1x
		Τοίχωμα	Y	P1y
Κτίριο 2		Τοίχωμα	X	P2x
		Τοίχωμα	X	P3x
Κτίριο 3		Τοίχωμα	Y	P3y
		Τοίχωμα	X	P4x
Κτίριο 4		Τοίχωμα	Y	P4y
		Τοίχωμα	X	P5x
Κτίριο 5		Τοίχωμα	Y	P5y
		Τοίχωμα	X	P6x
Κτίριο 6		Τοίχωμα	Y	P6y



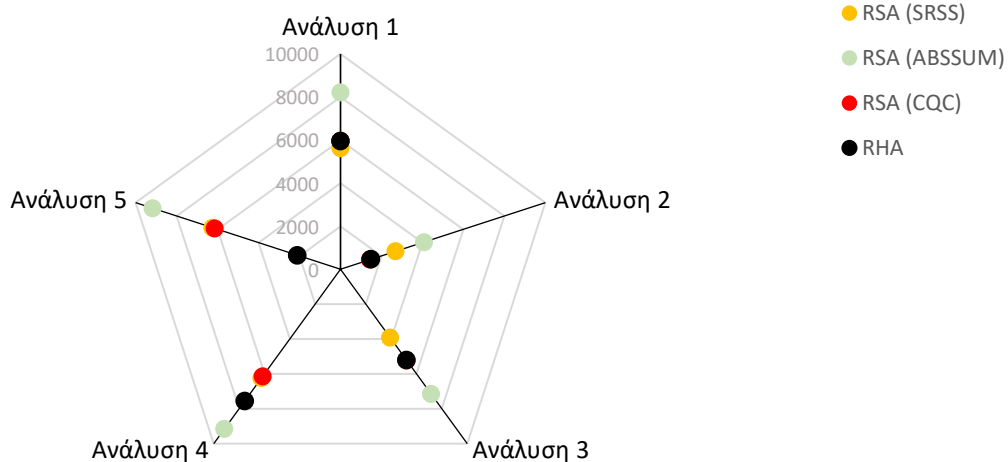
Σχήμα 6.2.1 Υπό εξέταση στοιχεία ανωδομής.

Στην συνέχεια, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των πέντε (5) Αναλύσεων (Σχήμα 5.1.1) για όλες τις μεθόδους που εξετάστηκαν (RHA, RSA-CQC, SRSS, ABSSUM) για τα εξεταζόμενα στοιχεία της ανωδομής. Τα διαγράμματα τεμνουσών και ροπών συνοδεύονται από τους αντίστοιχους πίνακες στους οποίους αναγράφονται τα αποτελέσματα για τις μεθόδους ανάλυσης χρονοϊστορίας (RHA) και της φασματικής (RSA-CQC), ως τις δύο βασικές μεθόδους ανάλυσης της κατασκευής. Οι τιμές της RHA για κάθε ανάλυση προκύπτουν από τον αριθμητικό Μ.Ο. των απόλυτων μέγιστων τιμών των πέντε (5) σεισμικών καταγραφών (4<sup>η</sup> στήλη). Επιπροσθέτως, στην 2<sup>η</sup> στήλη των πινάκων παρατίθεται η μέγιστη εκ των πέντε (5) τιμών του Μ.Ο., ενώ στην 3<sup>η</sup> στήλη παρουσιάζεται η τυπική απόκλιση των τιμών αυτών.

**K1 – Τοίχωμα P1x**

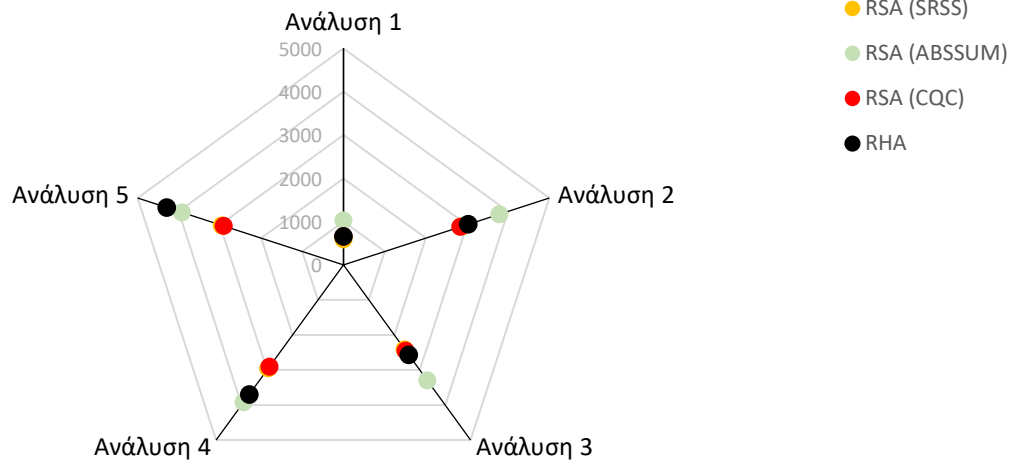


ΤΕΜΝΟΥΣΑ Q (kN)				
ΑΝΑΛΥΣΗ	Μέγιστη Τιμή (RHA)	Τυπική Απόκλιση (RHA)	M.O. (RHA)	CQC (RSA)
1	3410	185	<b>3055</b>	<b>3069</b>
2	992	70	<b>922</b>	<b>856</b>
3	1895	126	<b>1654</b>	<b>1647</b>
4	2680	175	<b>2381</b>	<b>3171</b>
5	1403	99	<b>1304</b>	<b>3171</b>

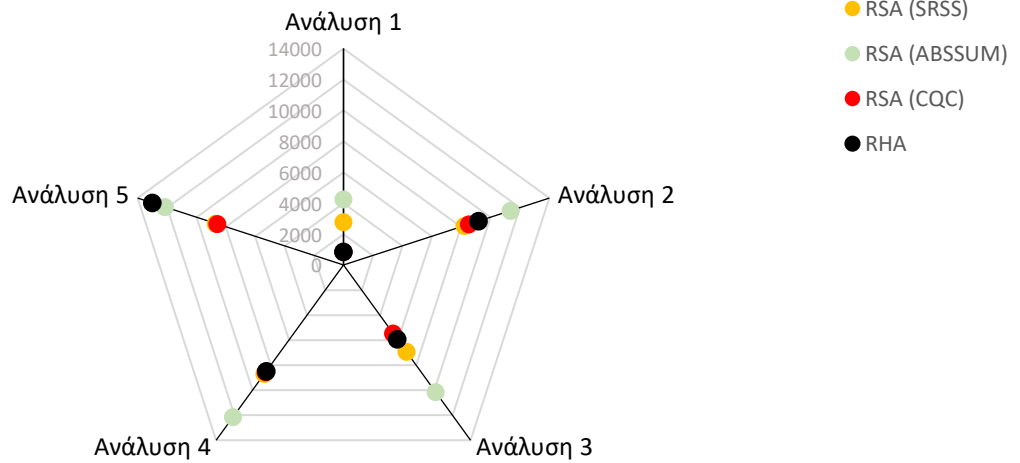


ΡΟΠΗ M (kNm)				
ΑΝΑΛΥΣΗ	Μέγιστη Τιμή (RHA)	Τυπική Απόκλιση (RHA)	M.O. (RHA)	CQC (RSA)
1	6679	381	<b>5946</b>	<b>5966</b>
2	1639	119	<b>1491</b>	<b>1442</b>
3	5815	322	<b>5215</b>	<b>5217</b>
4	8224	454	<b>7551</b>	<b>6138</b>
5	2318	169	<b>2109</b>	<b>6138</b>



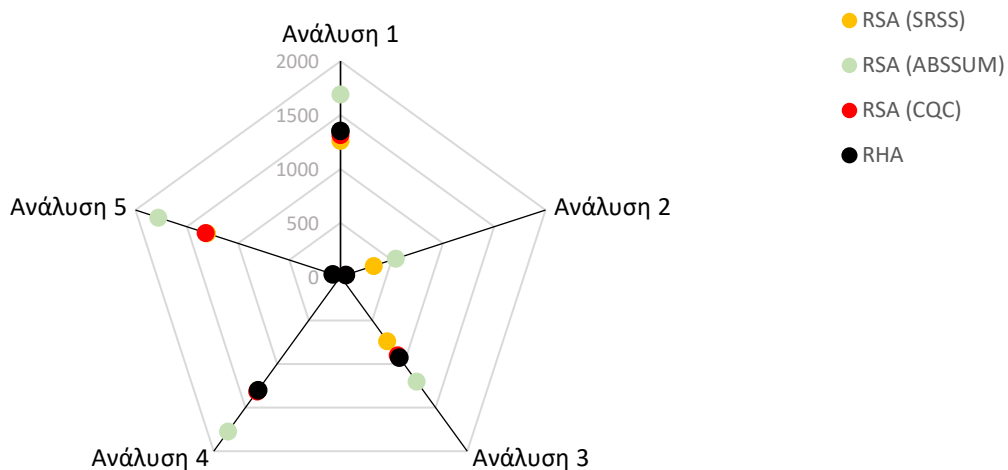


ΤΕΜΝΟΥΣΑ Q (kN)				
ΑΝΑΛΥΣΗ	Μέγιστη Τιμή (RHA)	Τυπική Απόκλιση (RHA)	M.O. (RHA)	CQC (RSA)
1	741	44	<b>658</b>	<b>661</b>
2	3313	262	<b>3035</b>	<b>2837</b>
3	2825	214	<b>2569</b>	<b>2446</b>
4	3996	282	<b>3700</b>	<b>2910</b>
5	4686	370	<b>4292</b>	<b>2910</b>

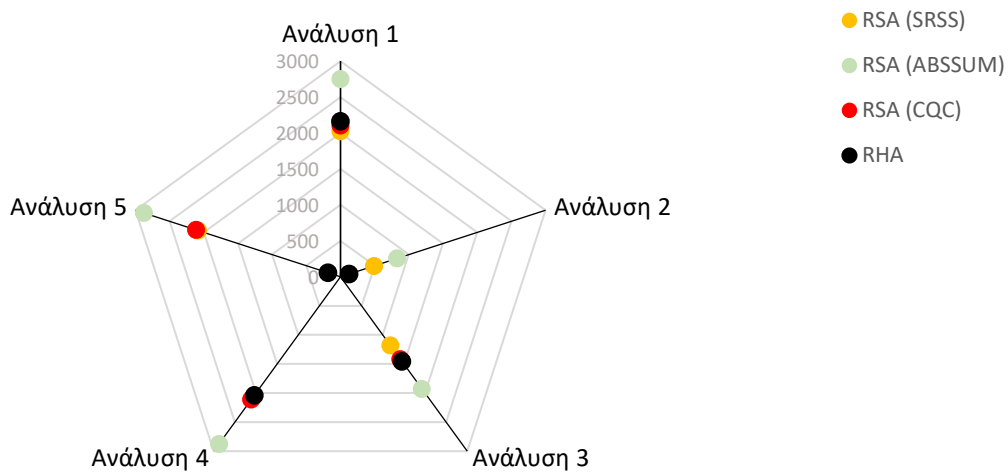


ΡΟΠΗ M (kNm)				
ΑΝΑΛΥΣΗ	Μέγιστη Τιμή (RHA)	Τυπική Απόκλιση (RHA)	M.O. (RHA)	CQC (RSA)
1	941	57	<b>858</b>	<b>856</b>
2	10024	796	<b>9191</b>	<b>8530</b>
3	6452	512	<b>5915</b>	<b>5456</b>
4	9124	691	<b>8475</b>	<b>8573</b>
5	14176	1126	<b>12998</b>	<b>8573</b>

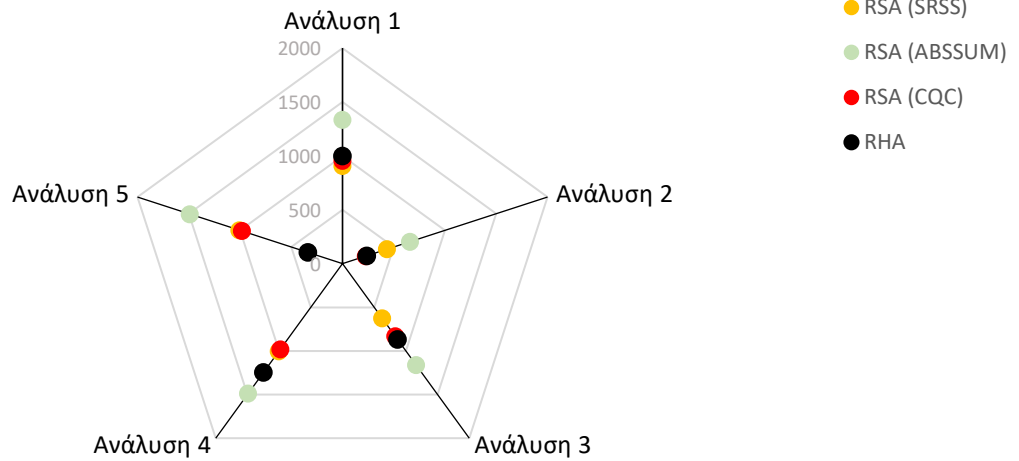
Κ2 – Τοίχωμα P2<sub>x</sub>



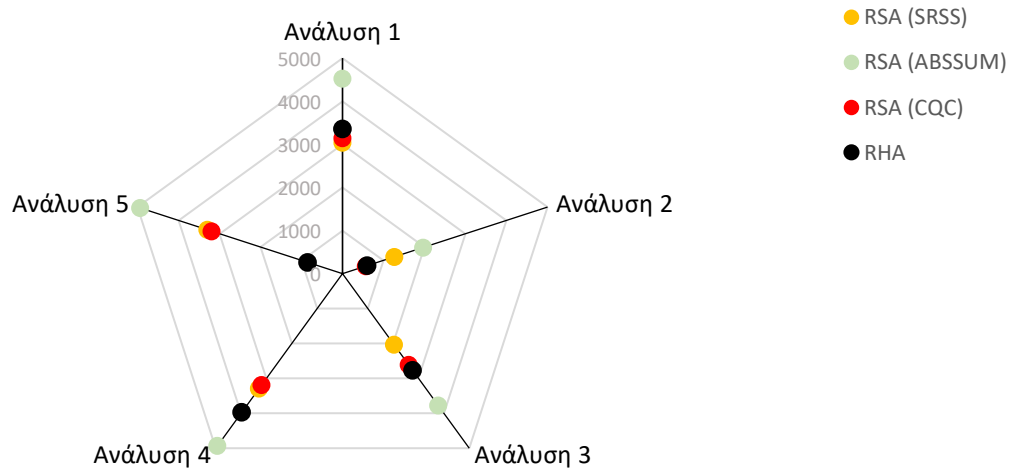
ΤΕΜΝΟΥΣΑ Q (kN)				
ΑΝΑΛΥΣΗ	Μέγιστη Τιμή (RHA)	Τυπική Απόκλιση (RHA)	M.O. (RHA)	CQC (RSA)
1	1426	68	<b>1352</b>	<b>1315</b>
2	59	3	<b>53</b>	<b>53</b>
3	982	50	<b>928</b>	<b>902</b>
4	1389	64	<b>1299</b>	<b>1316</b>
5	85	5	<b>76</b>	<b>1316</b>



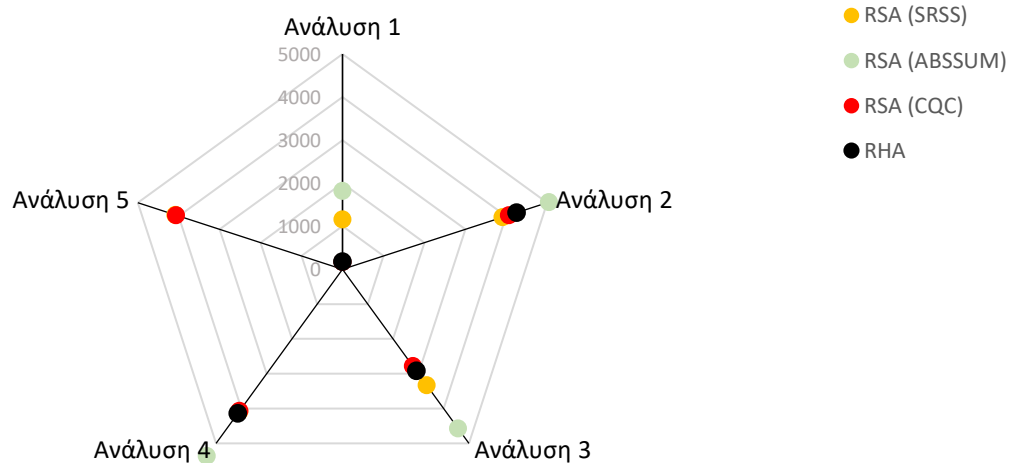
ΡΟΠΗ M (kNm)				
ΑΝΑΛΥΣΗ	Μέγιστη Τιμή (RHA)	Τυπική Απόκλιση (RHA)	M.O. (RHA)	CQC (RSA)
1	2286	113	<b>2165</b>	<b>2107</b>
2	138	6	<b>127</b>	<b>125</b>
3	1538	82	<b>1454</b>	<b>1415</b>
4	2175	105	<b>2039</b>	<b>2110</b>
5	196	9	<b>180</b>	<b>2110</b>



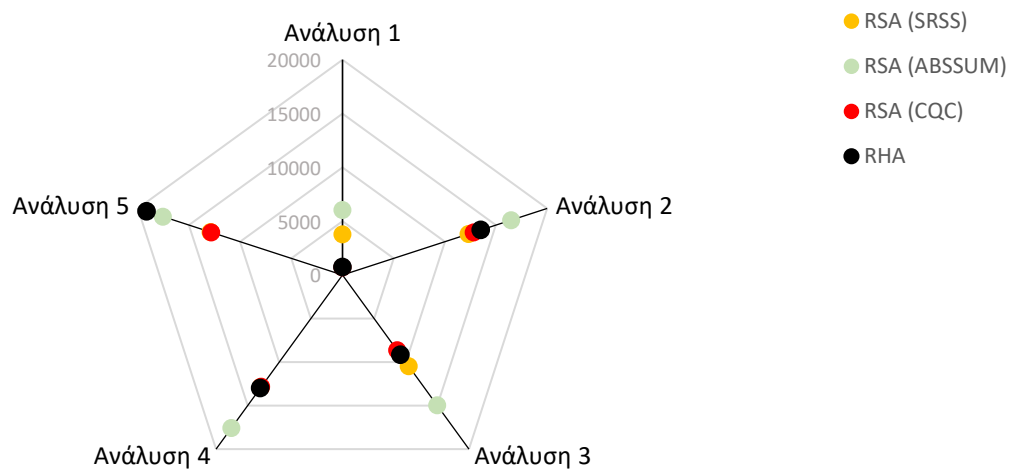
ΤΕΜΝΟΥΣΑ Q (kN)				
ΑΝΑΛΥΣΗ	Μέγιστη Τιμή (RHA)	Τυπική Απόκλιση (RHA)	M.O. (RHA)	CQC (RSA)
1	1061	65	<b>998</b>	<b>954</b>
2	250	9	<b>239</b>	<b>228</b>
3	922	48	<b>868</b>	<b>832</b>
4	1305	61	<b>1247</b>	<b>981</b>
5	353	13	<b>337</b>	<b>981</b>



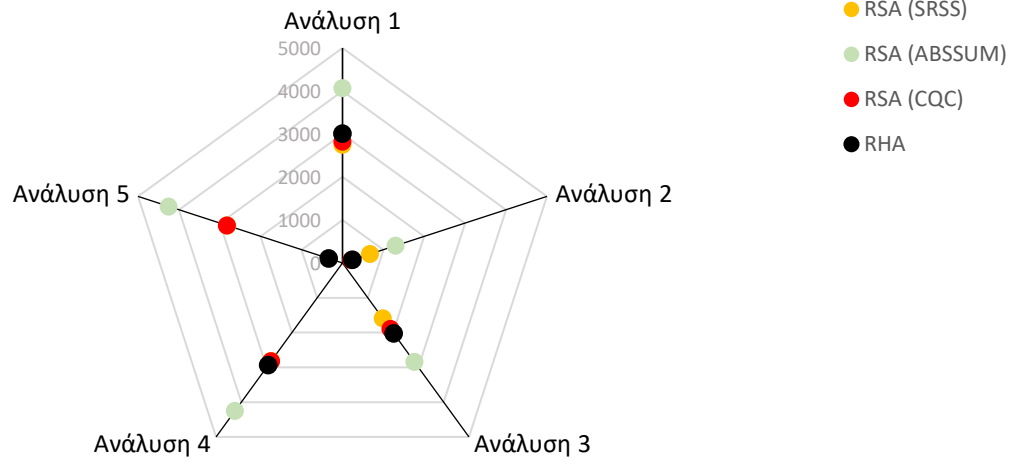
ΡΟΠΗ M (kNm)				
ΑΝΑΛΥΣΗ	Μέγιστη Τιμή (RHA)	Τυπική Απόκλιση (RHA)	M.O. (RHA)	CQC (RSA)
1	3573	246	<b>3359</b>	<b>3140</b>
2	636	29	<b>599</b>	<b>570</b>
3	2962	207	<b>2769</b>	<b>2610</b>
4	4190	271	<b>3973</b>	<b>3192</b>
5	900	41	<b>848</b>	<b>3192</b>



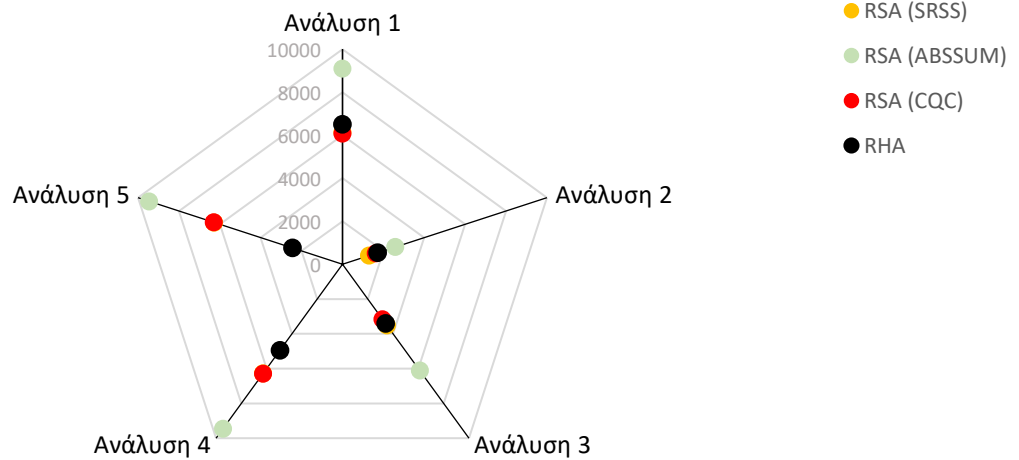
ΤΕΜΝΟΥΣΑ Q (kN)				
ΑΝΑΛΥΣΗ	Μέγιστη Τιμή (RHA)	Τυπική Απόκλιση (RHA)	M.O. (RHA)	CQC (RSA)
1	201	15	<b>175</b>	<b>170</b>
2	4616	299	<b>4255</b>	<b>4064</b>
3	3176	219	<b>2917</b>	<b>2779</b>
4	4491	322	<b>4139</b>	<b>4067</b>
5	6528	422	<b>6017</b>	<b>4067</b>



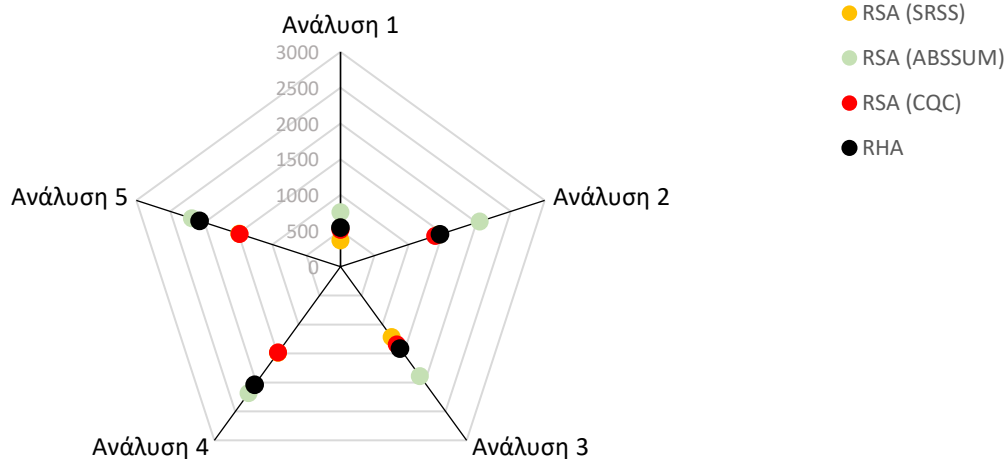
ΡΟΠΗ M (kNm)				
ΑΝΑΛΥΣΗ	Μέγιστη Τιμή (RHA)	Τυπική Απόκλιση (RHA)	M.O. (RHA)	CQC (RSA)
1	836	61	<b>738</b>	<b>699</b>
2	14688	1054	<b>13528</b>	<b>12813</b>
3	10011	797	<b>9155</b>	<b>8652</b>
4	14158	1164	<b>12993</b>	<b>12832</b>
5	20772	1491	<b>19132</b>	<b>12832</b>



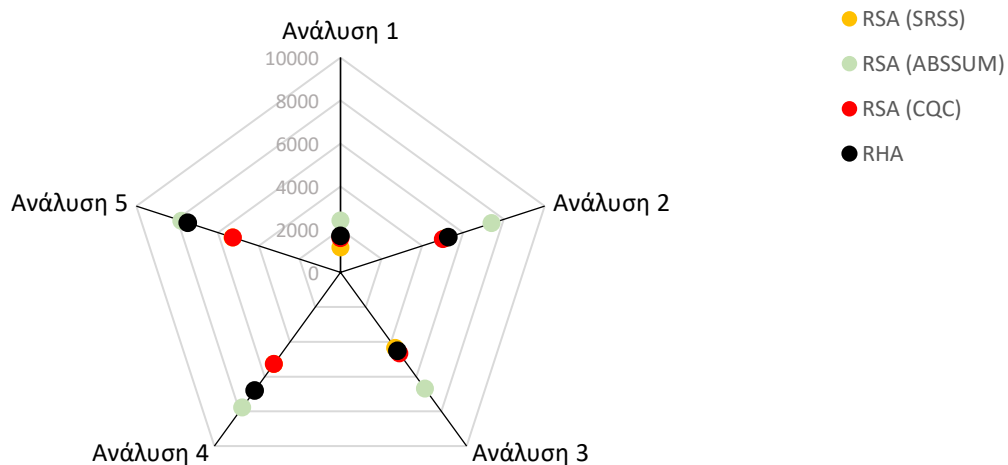
ΤΕΜΝΟΥΣΑ Q (kN)				
ΑΝΑΛΥΣΗ	Μέγιστη Τιμή (RHA)	Τυπική Απόκλιση (RHA)	M.O. (RHA)	CQC (RSA)
1	3239	181	<b>3009</b>	<b>2819</b>
2	260	19	<b>239</b>	<b>219</b>
3	2172	123	<b>2027</b>	<b>1896</b>
4	3181	212	<b>2936</b>	<b>2823</b>
5	368	27	<b>338</b>	<b>2823</b>



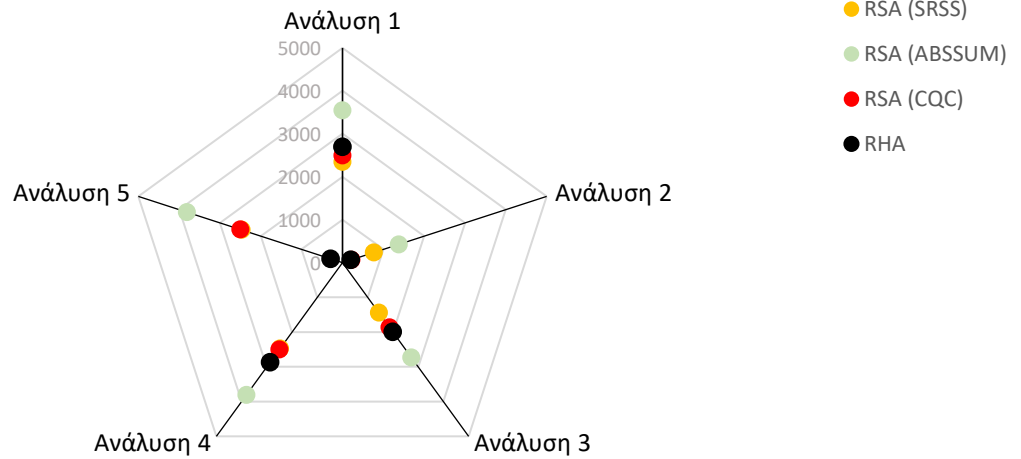
ΡΟΠΗ M (kNm)				
ΑΝΑΛΥΣΗ	Μέγιστη Τιμή (RHA)	Τυπική Απόκλιση (RHA)	M.O. (RHA)	CQC (RSA)
1	6995	400	<b>6502</b>	<b>6079</b>
2	1877	103	<b>1722</b>	<b>1623</b>
3	3652	224	<b>3414</b>	<b>3165</b>
4	5397	389	<b>4947</b>	<b>6291</b>
5	2654	146	<b>2435</b>	<b>6291</b>



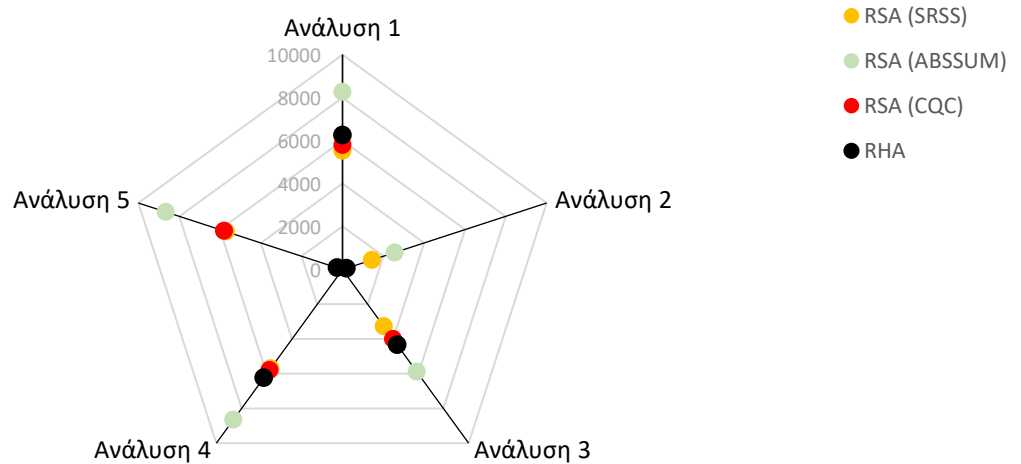
ΤΕΜΝΟΥΣΑ Q (kN)				
ΑΝΑΛΥΣΗ	Μέγιστη Τιμή (RHA)	Τυπική Απόκλιση (RHA)	M.O. (RHA)	CQC (RSA)
1	584	32	<b>545</b>	<b>512</b>
2	1575	73	<b>1463</b>	<b>1391</b>
3	515	72	<b>1415</b>	<b>1343</b>
4	2174	121	<b>2041</b>	<b>1482</b>
5	2228	104	<b>2070</b>	<b>1482</b>



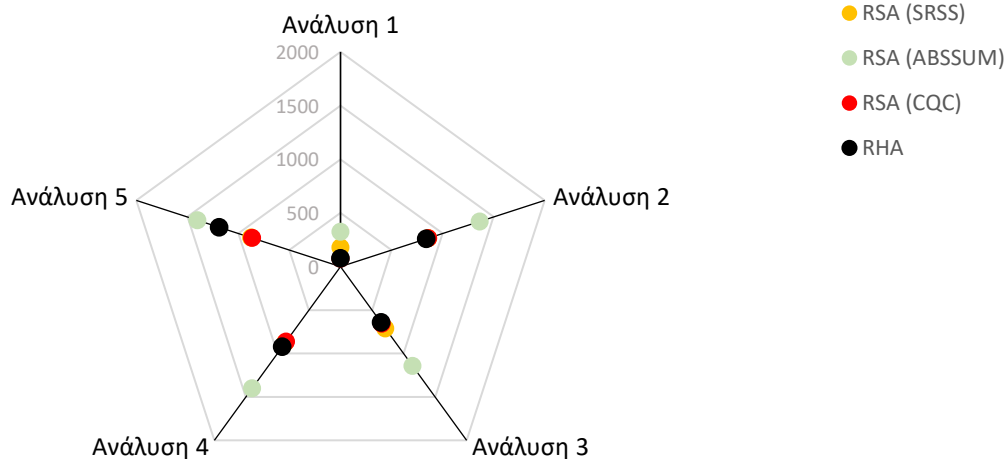
ΡΟΠΗ M (kNm)				
ΑΝΑΛΥΣΗ	Μέγιστη Τιμή (RHA)	Τυπική Απόκλιση (RHA)	M.O. (RHA)	CQC (RSA)
1	1832	100	<b>1701</b>	<b>1597</b>
2	5699	273	<b>5287</b>	<b>5018</b>
3	5266	881	<b>4516</b>	<b>4668</b>
4	7593	517	<b>6803</b>	<b>5266</b>
5	8060	387	<b>7477</b>	<b>5266</b>



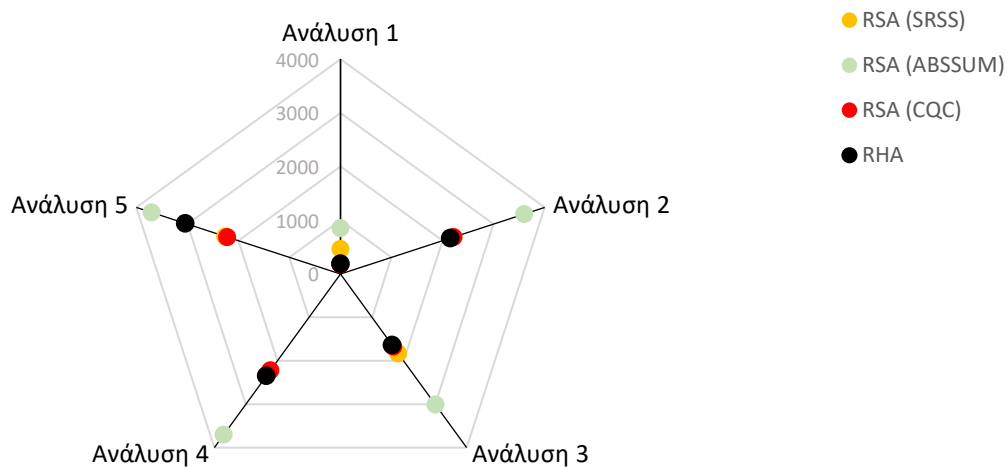
ΤΕΜΝΟΥΣΑ Q (kN)				
ΑΝΑΛΥΣΗ	Μέγιστη Τιμή (RHA)	Τυπική Απόκλιση (RHA)	M.O. (RHA)	CQC (RSA)
1	2971	236	<b>2965</b>	<b>2495</b>
2	218	14	<b>205</b>	<b>217</b>
3	2183	168	<b>1994</b>	<b>1864</b>
4	3154	272	<b>2865</b>	<b>2502</b>
5	308	17	<b>289</b>	<b>2502</b>



ΡΟΠΗ M (kNm)				
ΑΝΑΛΥΣΗ	Μέγιστη Τιμή (RHA)	Τυπική Απόκλιση (RHA)	M.O. (RHA)	CQC (RSA)
1	6893	553	<b>6260</b>	<b>5789</b>
2	236	21	<b>193</b>	<b>188</b>
3	4806	406	<b>4348</b>	<b>4010</b>
4	6809	633	<b>6242</b>	<b>5792</b>
5	334	30	<b>272</b>	<b>5792</b>

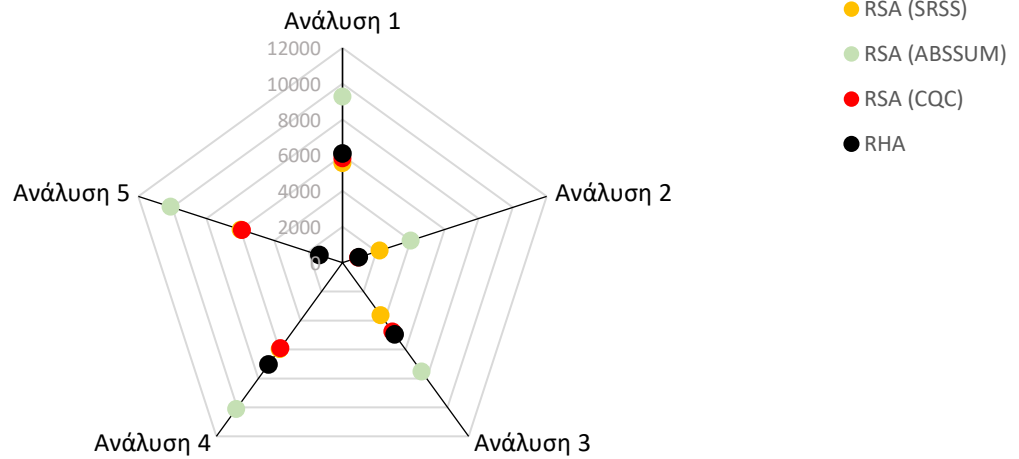


ΤΕΜΝΟΥΣΑ Q (kN)				
ΑΝΑΛΥΣΗ	Μέγιστη Τιμή (RHA)	Τυπική Απόκλιση (RHA)	M.O. (RHA)	CQC (RSA)
1	83	10	<b>78</b>	<b>74</b>
2	873	38	<b>840</b>	<b>860</b>
3	676	29	<b>643</b>	<b>657</b>
4	1009	55	<b>921</b>	<b>863</b>
5	1235	53	<b>1188</b>	<b>863</b>

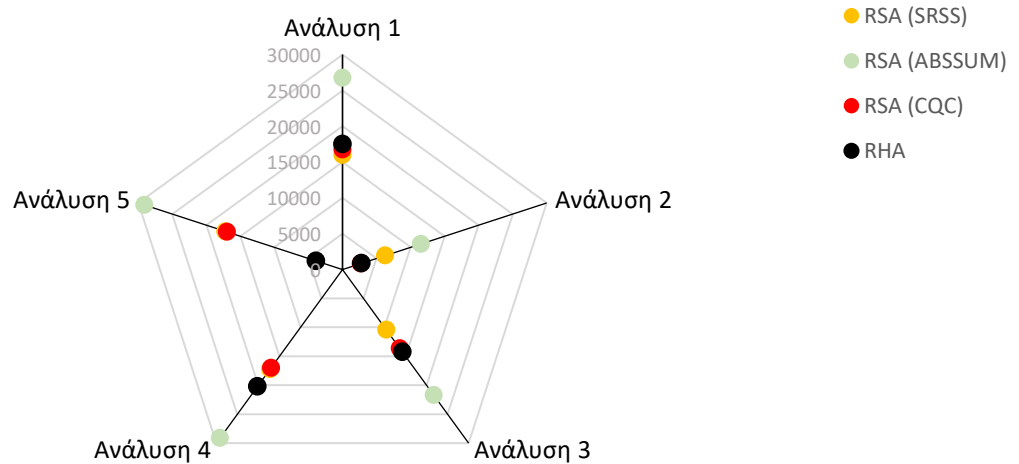


ΡΟΠΗ M (kNm)				
ΑΝΑΛΥΣΗ	Μέγιστη Τιμή (RHA)	Τυπική Απόκλιση (RHA)	M.O. (RHA)	CQC (RSA)
1	225	28	<b>185</b>	<b>176</b>
2	2261	108	<b>2152</b>	<b>2212</b>
3	1732	83	<b>1636</b>	<b>1677</b>
4	2548	151	<b>2348</b>	<b>2219</b>
5	3198	153	<b>3042</b>	<b>2219</b>

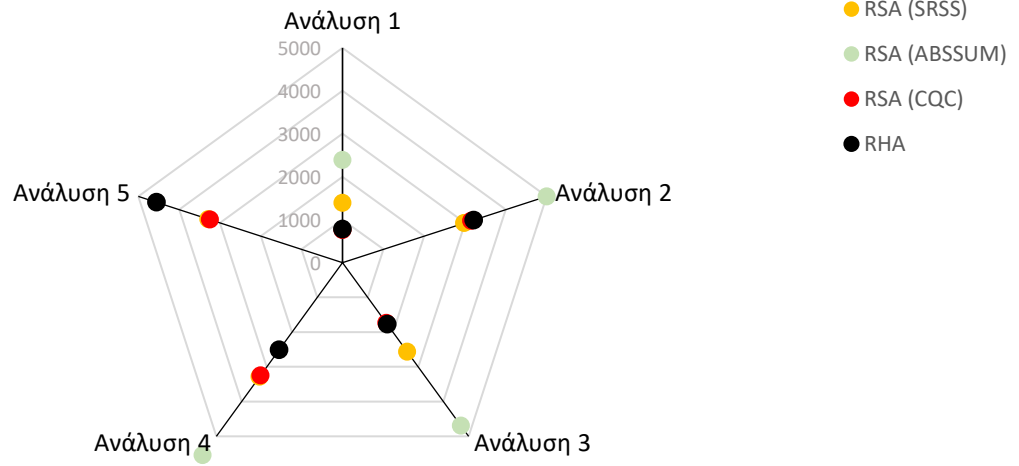




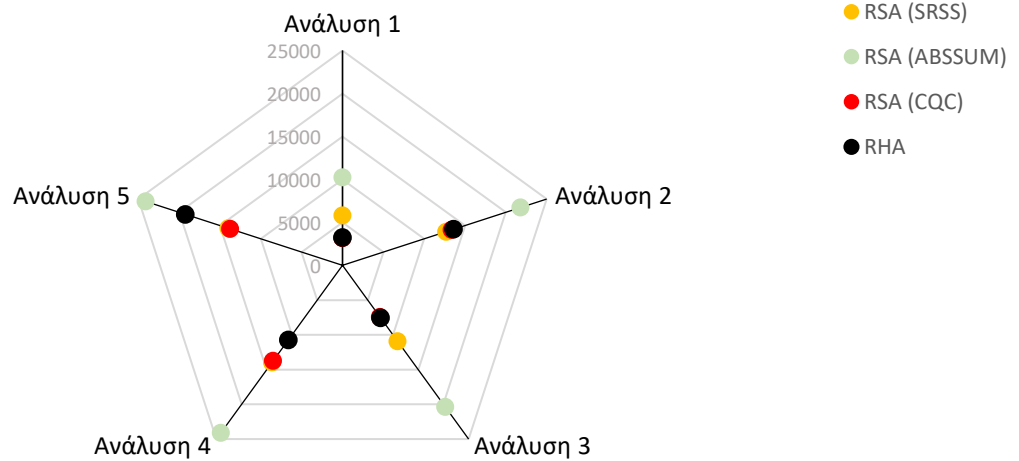
ΤΕΜΝΟΥΣΑ Q (kN)				
ΑΝΑΛΥΣΗ	Μέγιστη Τιμή (RHA)	Τυπική Απόκλιση (RHA)	M.O. (RHA)	CQC (RSA)
1	6434	386	<b>6090</b>	<b>5829</b>
2	1033	50	<b>963</b>	<b>931</b>
3	5250	291	<b>4952</b>	<b>4749</b>
4	7425	429	<b>7036</b>	<b>5903</b>
5	1460	71	<b>1362</b>	<b>5903</b>



ΡΟΠΗ M (kNm)				
ΑΝΑΛΥΣΗ	Μέγιστη Τιμή (RHA)	Τυπική Απόκλιση (RHA)	M.O. (RHA)	CQC (RSA)
1	18503	1117	<b>17514</b>	<b>16761</b>
2	2958	145	<b>2758</b>	<b>2667</b>
3	15091	843	<b>14232</b>	<b>13648</b>
4	21343	1241	<b>20220</b>	<b>16972</b>
5	4183	206	<b>3901</b>	<b>16972</b>



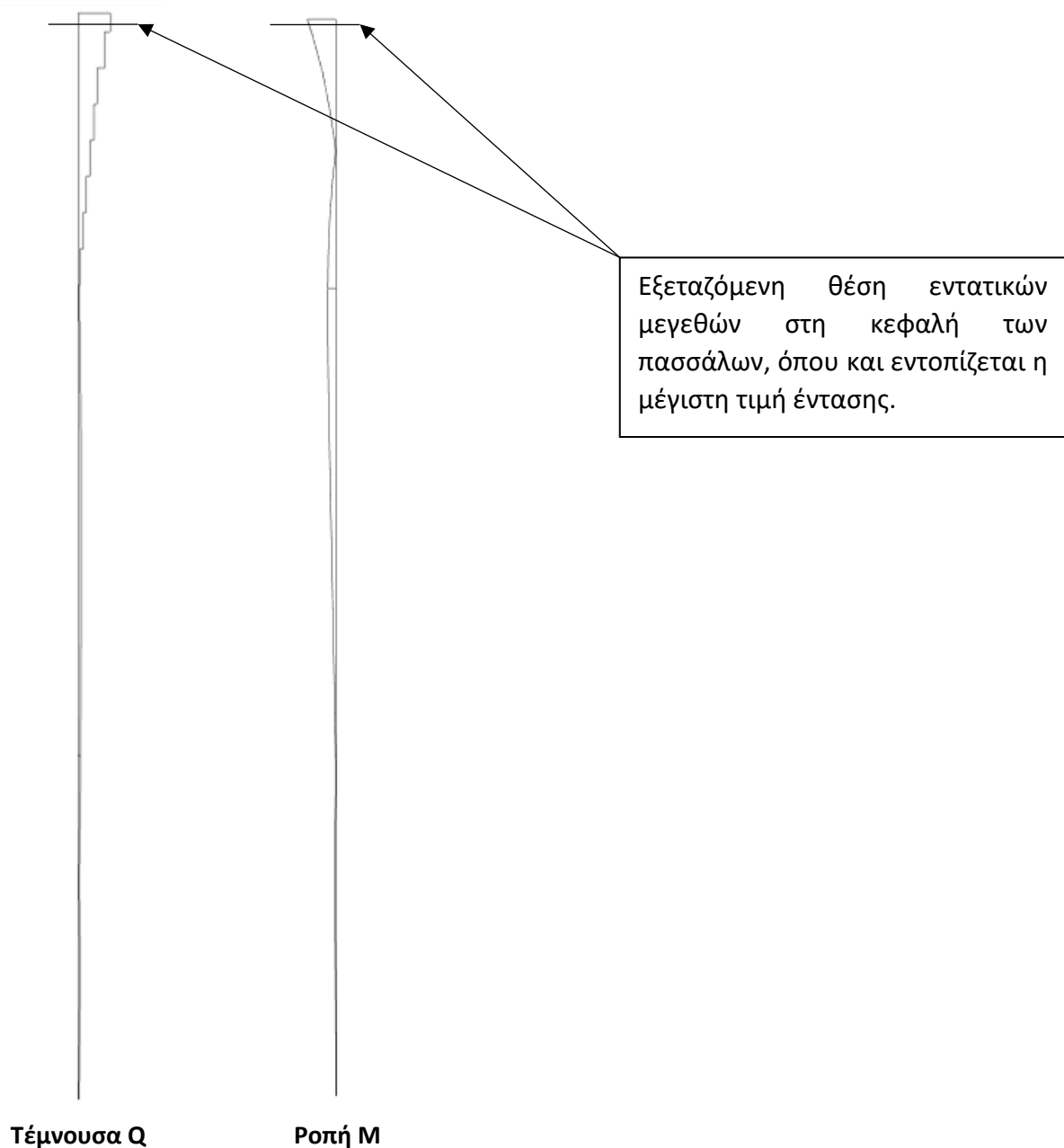
ΤΕΜΝΟΥΣΑ Q (kN)				
ΑΝΑΛΥΣΗ	Μέγιστη Τιμή (RHA)	Τυπική Απόκλιση (RHA)	M.O. (RHA)	CQC (RSA)
1	821	41	<b>780</b>	<b>763</b>
2	3739	322	<b>3217</b>	<b>3154</b>
3	2129	222	<b>1773</b>	<b>1734</b>
4	3011	314	<b>2509</b>	<b>3245</b>
5	5288	455	<b>4550</b>	<b>3245</b>



ΡΟΠΗ M (kNm)				
ΑΝΑΛΥΣΗ	Μέγιστη Τιμή (RHA)	Τυπική Απόκλιση (RHA)	M.O. (RHA)	CQC (RSA)
1	3437	167	<b>3242</b>	<b>3156</b>
2	16039	1555	<b>13612</b>	<b>13377</b>
3	9203	1105	<b>7563</b>	<b>7416</b>
4	13016	1441	<b>10715</b>	<b>13745</b>
5	22683	2105	<b>19250</b>	<b>13745</b>

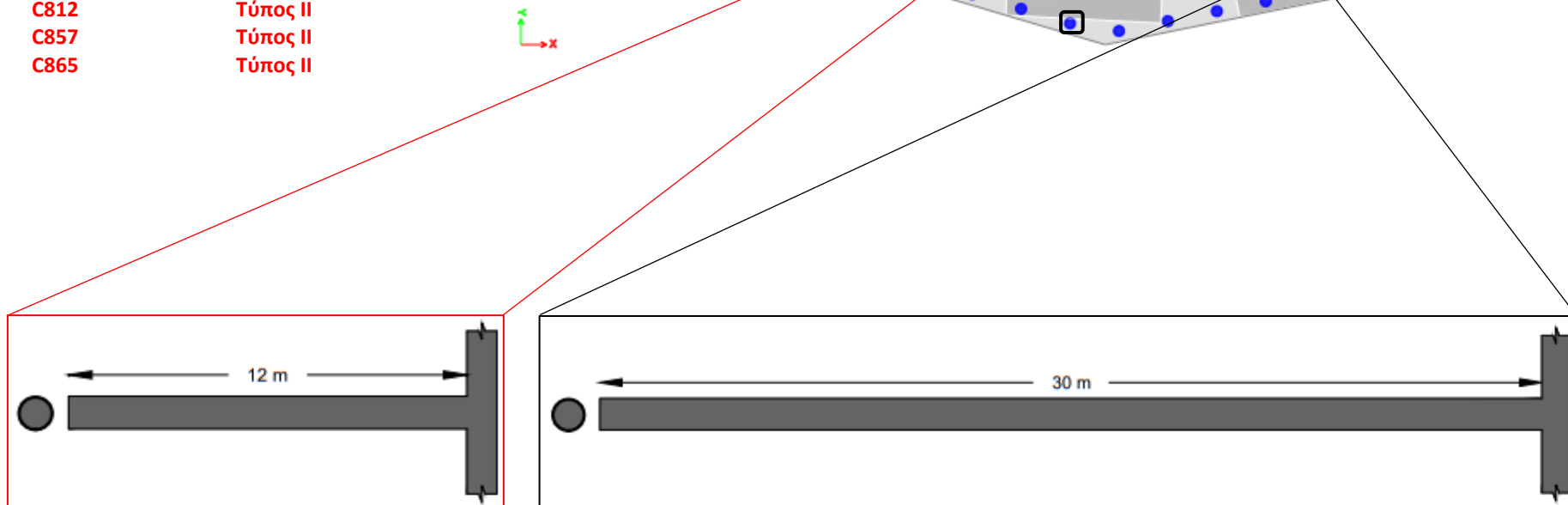
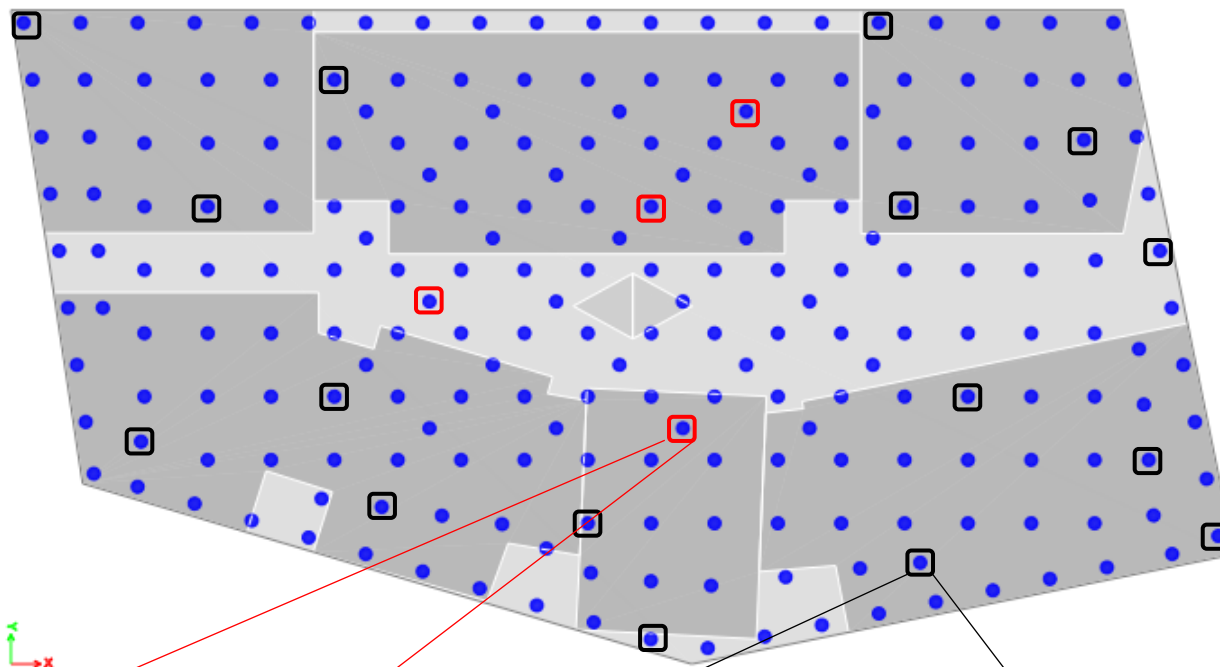
### 6.3 Στοιχεία Θεμελίωσης

Σχετικά με τον φορέα θεμελίωσης, οι εξεταζόμενοι πάσσαλοι επιλέχθηκαν με τρόπο έτσι ώστε να εξασφαλίζεται πλήρης κάλυψη ολόκληρης της θεμελίωσης σε κάτοψη. Από τους συνολικά είκοσι (20) εξεταζόμενους πασσάλους, οι δεκαέξι (16) αντιστοιχούν σε πασσάλους Τύπου Ι, ενώ οι τέσσερις σε πασσάλους Τύπου ΙΙ. Τα εντατικά μεγέθη υπολογίστηκαν στην κεφαλή των πασσάλων όπου εμφανίζονται τα μέγιστα. Ένα τυπικό διάγραμμα τέμνουσας δύναμης και ροπής κάμψης ενός πασσάλου παρουσιάζεται στο Σχήμα 6.3.1. Οι υπό μελέτη πάσσαλοι καθώς και οι πληροφορίες γι' αυτούς δίνονται στο Σχήμα 6.3.2.



**Σχήμα 6.3.1** Τυπικά διαγράμματα τέμνουσας δύναμης Q και καμπτικής ροπής M πασσάλου.

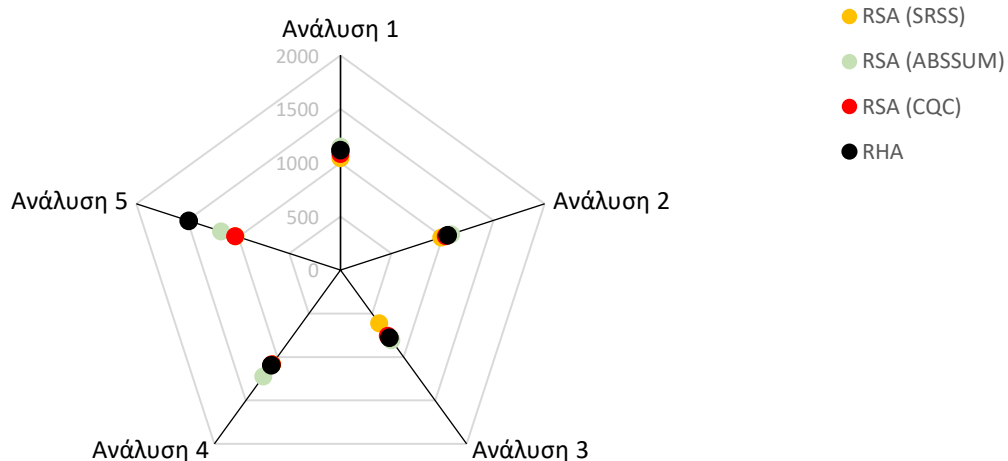
Στοιχείο - Ονομασία	Τύπος Πασσάλου
C2	Τύπος I
C17	Τύπος I
C34	Τύπος I
C46	Τύπος I
C256	Τύπος I
C257	Τύπος I
C265	Τύπος I
C298	Τύπος I
C309	Τύπος I
C345	Τύπος I
C355	Τύπος I
C357	Τύπος I
C373	Τύπος I
C382	Τύπος I
C397	Τύπος I
C399	Τύπος I
<b>C807</b>	<b>Τύπος II</b>
<b>C812</b>	<b>Τύπος II</b>
<b>C857</b>	<b>Τύπος II</b>
<b>C865</b>	<b>Τύπος II</b>



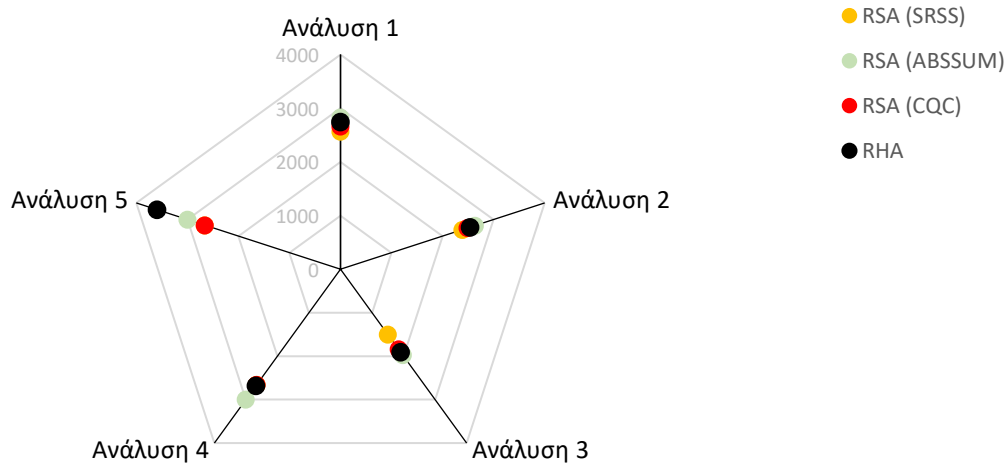
Σχήμα 2.3.2 Εξεταζόμενα στοιχεία θεμελίωσης.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για τα στοιχεία θεμελίωσης της κατασκευής, όμοια με τα στοιχεία της ανωδομής. Καθώς όλοι οι εξεταζόμενοι πάσσαλοι (ανά τύπο και ανά ΑΝΑΛΥΣΗ) εμφανίζουν πανομοιότυπη συμπεριφορά, με τις τιμές απόκρισής τους για όλες τις περιπτώσεις να παρουσιάζουν συγκριτικά αμελητέες αποκλίσεις ( $\pm 5$  kN για την τέμνουσα και  $\pm 10$  kNm για την ροπή), επιλέχθηκε αντιπροσωπευτικά για την παρουσίαση των αποτελεσμάτων ένα στοιχείο για τον κάθε τύπο πασσάλου. Για τον τύπου I επιλέχθηκε το στοιχείο C265, ενώ για τον τύπου II το στοιχείο C865, τα διαγράμματα των οποίων παρουσιάζονται παρακάτω. Αντίθετα με τα τοιχώματα της ανωδομής στα οποία εξετάζεται πάντα ο κύριος τοπικός άξονας του κάθε στοιχείου, οι πάσσαλοι κυλινδρικής διατομής εμφανίζουν πολύ μικρές αποκλίσεις στα εντατικά τους μεγέθη ως προς και τους δυο τοπικούς τους άξονες. Συνεπώς, για τα αποτελέσματα των στοιχείων θεμελίωσης, εκτός της μεγίστης τιμής και της τυπικής απόκλισης, αναγράφεται κάθε φορά και ο εξεταζόμενος τοπικός άξονας, ο οποίος μάλιστα είναι κοινός για όλους τους πασσάλους. Αναλυτικότερα, ο κύριος τοπικός άξονας (Major Axis) βρίσκεται παράλληλα με τον κύριο άξονα X της κατασκευής, ενώ ο δευτερεύων τοπικός (Minor Axis) βρίσκεται παράλληλα στον κύριο άξονα Y της κατασκευής. Για τον σκοπό αυτό, τα εντατικά μεγέθη που λαμβάνονται υπόψη και παρουσιάζονται παρακάτω είναι αυτά που αναλογούν στον τοπικό άξονα των πασσάλων που καταπονείται περισσότερο (Αναλύσεις 3, 4, 5) ή εξ ολοκλήρου (Αναλύσεις 1, 2) από την εκάστοτε σεισμική διέγερση.

Πάσσαλοι Τύπου Ι – C265

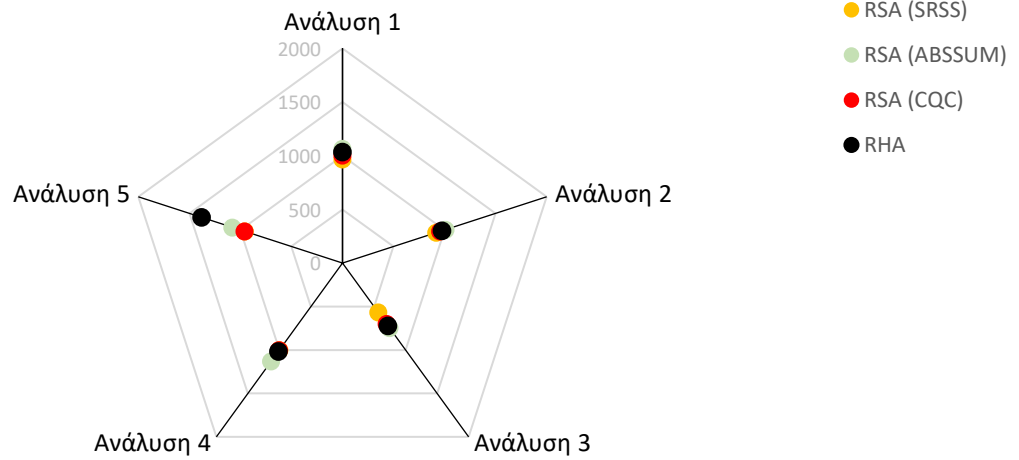


ΤΕΜΝΟΥΣΑ Q (kN)					
ΑΝΑΛΥΣΗ	Άξονας Στοιχείου	Μέγιστη Τιμή (RHA)	Τυπική Απόκλιση (RHA)	M.O. (RHA)	CQC (RSA)
1	Κύριος	1179	45	<b>1118</b>	<b>1083</b>
2	Δευτερεύων	1108	45	<b>1050</b>	<b>1030</b>
3	Κύριος	822	31	<b>777</b>	<b>753</b>
4	Κύριος	1162	41	<b>1095</b>	<b>1083</b>
5	Δευτερεύων	1567	63	<b>1484</b>	<b>1030</b>

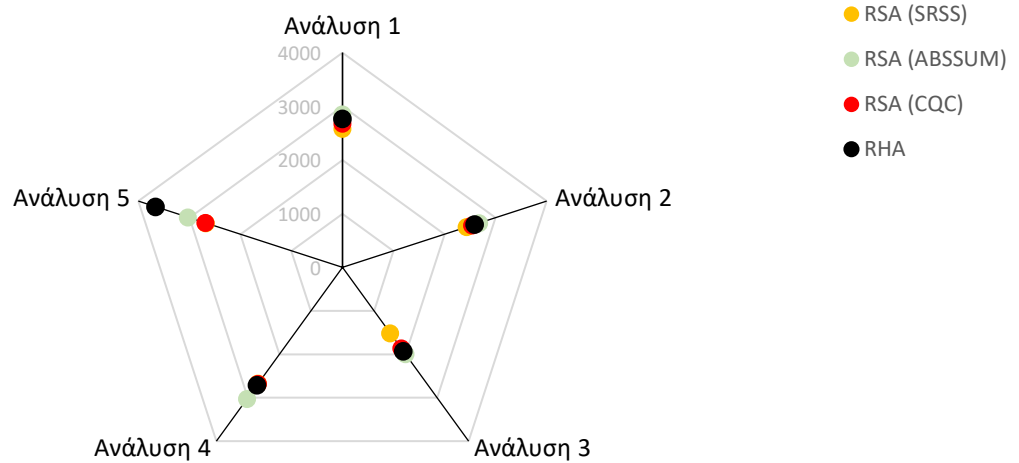


ΡΟΠΗ M (kNm)					
ΑΝΑΛΥΣΗ	Άξονας Στοιχείου	Μέγιστη Τιμή (RHA)	Τυπική Απόκλιση (RHA)	M.O. (RHA)	CQC (RSA)
1	Κύριος	2896	110	<b>2746</b>	<b>2660</b>
2	Δευτερεύων	2683	109	<b>2541</b>	<b>2492</b>
3	Κύριος	2011	77	<b>1903</b>	<b>1843</b>
4	Κύριος	2844	100	<b>2679</b>	<b>2661</b>
5	Δευτερεύων	3794	155	<b>3593</b>	<b>2493</b>

Πάσσαλοι Τύπου II – C865



ΤΕΜΝΟΥΣΑ Q (kN)					
ΑΝΑΛΥΣΗ	Άξονας Στοιχείου	Μέγιστη Τιμή (RHA)	Τυπική Απόκλιση (RHA)	M.O. (RHA)	CQC (RSA)
1	Κύριος	1091	41	<b>1035</b>	<b>1003</b>
2	Δευτερεύων	1030	41	<b>976</b>	<b>958</b>
3	Κύριος	762	29	<b>721</b>	<b>699</b>
4	Κύριος	1078	38	<b>1015</b>	<b>1003</b>
5	Δευτερεύων	1457	59	<b>1380</b>	<b>958</b>



ΡΟΠΗ M (kNm)					
ΑΝΑΛΥΣΗ	Άξονας Στοιχείου	Μέγιστη Τιμή (RHA)	Τυπική Απόκλιση (RHA)	M.O. (RHA)	CQC (RSA)
1	Κύριος	2919	111	<b>2768</b>	<b>2681</b>
2	Δευτερεύων	2732	111	<b>2587</b>	<b>2538</b>
3	Κύριος	2036	77	<b>1927</b>	<b>1866</b>
4	Κύριος	2879	102	<b>2712</b>	<b>2682</b>
5	Δευτερεύων	3864	157	<b>3659</b>	<b>2539</b>

## 6.4 Ανάλυση και Σχολιασμός Αποτελεσμάτων

Σχετικά με τη φασματική ανάλυση, τα εξαγόμενα μεγέθη φαίνεται να επαληθεύουν την αναμενόμενη συμπεριφορά της κατασκευής. Σημαντική διαπίστωση ωστόσο, αποτελεί το γεγονός ότι τα αποτελέσματα της RSA με τον κανόνα CQC (αντίστοιχα και για τον SRSS) για τις Αναλύσεις 4 και 5 καταλήγουν ακριβώς στα ίδια μεγέθη απόκρισης. Πιο αναλυτικά και σύμφωνα με τον κανόνα συνδυασμού πολλαπλών συνιστωσών CQC3, για ταυτόχρονη δράση τριών συνιστωσών του σεισμού, οι μέγιστες τιμές ενός μεγέθους απόκρισης  $r$  συναρτήσει της γωνίας πρόσπτωσης  $\theta$  υπολογίζονται από τη Εξ. (6.4.1).

$$r(\theta) = \sqrt{[r_x^2 + (\gamma r_y^2)] \cos^2 \theta + [(\gamma r_x)^2 + r_y^2] \sin^2 \theta + (1 - \gamma^2) r_{xy} \sin \theta \cos \theta + r_z^2} \quad (6.4.1)$$

Ο συντελεστής  $\gamma$  λαμβάνει τιμές από 0 έως και 1. Γενικώς, είναι δυνατό να οριστεί ένα καινούριο σύστημα ορθογωνικών αξόνων ως προς το οποίο οι τρεις σεισμικές συνιστώσες είναι στατικώς ανεξάρτητες (ασυσχέτιστες). Στην περίπτωση αυτή, θεωρώντας για τις δυο οριζόντιες συνιστώσες ότι η μια είναι ισχυρότερη από την άλλη, ορίζεται ο συντελεστής  $\gamma$ , έτσι ώστε αν το φάσμα ψευδο-επιτάχυνσης που χρησιμοποιείται για την «ισχυρή» είναι το  $A(T)$ , τότε για την «ασθενή», κάθετη στην πρώτη διεύθυνση είναι το  $\gamma A(T)$ . Συνεπώς, ο  $\gamma$  πρόκειται για έναν μειωτικό συντελεστή με σκοπό να διαφοροποιήσει τα φάσματα των δυο οριζόντιων και κάθετων μεταξύ τους συνιστωσών. Στην παρούσα διπλωματική, ο συντελεστής λαμβάνει τιμή ίση με ένα, αφού τα φάσματα που χρησιμοποιήθηκαν για τις ταυτόχρονες σεισμικές δράσεις στην οριζόντια διεύθυνση είναι ίσα (Ισοτροπική διέγερση). Για  $\gamma = 1$ ,  $r_z = 0$  και κάνοντας χρήση βασικών τριγωνομετρικών ταυτοτήτων, η Εξ.(6.4.1) απλοποιείται στην Εξ.(6.4.2).

$$r = \sqrt{(r_x)^2 + (r_y)^2} \quad (6.4.2)$$

Αποδεικνύεται λοιπόν, ότι για ισοτροπική διέγερση και για οποιονδήποτε προσανατολισμό των δυο οριζόντιων και κάθετων μεταξύ τους αξόνων, οι αντίστοιχες σεισμικές συνιστώσες είναι ασυσχέτιστες και η απόκριση της κατασκευής καθίσταται ανεξάρτητη της γωνίας πρόσπτωσης  $\theta$ . Το φαινόμενο αυτό προβλέπεται από τον *EAK2000*, σύμφωνα με τον οποίο οι μέγιστες τιμές ενός μεγέθους απόκρισης υπολογίζονται με τον ίδιο τρόπο. Η Εξ.(6.4.2) επαληθεύεται από όλα τα εξεταζόμενα μέλη, καθώς η ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων των τιμών των Αναλύσεων 1 και 2 δίνει το μέγεθος απόκρισης της Ανάλυσης 4, γεγονός που επιβεβαιώνει την ορθή διεξαγωγή των αναλύσεων. Ακόμη, για τα στοιχεία της θεμελίωσης, η παραπάνω διαπίστωση ικανοποιείται, παρόλα αυτά δεν διακρίνεται εύκολα από τις τιμές των μεγεθών που παρουσιάζονται, αφού αυτές αφορούν σε διαφορετικούς τοπικούς άξονες των εκάστοτε στοιχείων. Σε αυτό το σημείο, επισημαίνεται ότι οι παραδοχές που υιοθετήθηκαν για την RSA με πρωταρχική αυτή της χρήσης του ελαστικού φάσματος απόκρισης έναντι του φάσματος σχεδιασμού, έχουν ως επακόλουθο οι εξαγόμενες τιμές να

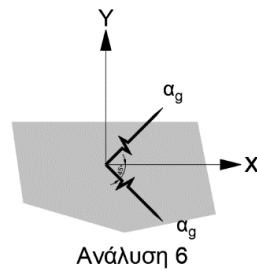


αντιστοιχούν στις **μέγιστες ελαστικές τιμές απόκρισης** της κατασκευής. Δηλαδή, πρόκειται για τα δυσμενέστερα μεγέθη απόκρισης που δίνεται να υπολογιστούν σύμφωνα με τις διατάξεις του κανονισμού.

Όσον αφορά στις αναλύσεις στο πεδίο του χρόνου, η συνδυασμένη απόκριση της κατασκευής για ταυτόχρονη εφαρμογή των διεγέρσεων στις οριζόντιες διευθύνσεις προκύπτει με απλή επαλληλία. Ενώ για την RSA ο έλεγχος και η επαλήθευση των αποτελεσμάτων μέσω της Εξ.(6.4.2) είναι αρκετά εύκολη, δεν ισχύει το ίδιο και για τις αναλύσεις χρονοϊστορίας όπου λόγω του συμψηφισμού των αποτελεσμάτων στον υπολογισμό του αριθμητικού Μ.Ο. χάνεται η εποπτεία. Για τον σκοπό αυτό ελέγχθηκαν τα αποτελέσματα της κάθε Ανάλυσης για όλα τα στοιχεία ξεχωριστά και υπολογίστηκαν συμβατικά οι αναμενόμενες αποκρίσεις της Ανάλυσης 4 από την επαλληλία των Αναλύσεων 1 και 2. Οι υπολογισμοί αυτοί δεν συμπεριλαμβάνονται στο παρόν τεύχος, καθώς πραγματοποιήθηκαν στα πλαίσια ελέγχου των εξαγόμενων μεγεθών, επικυρώνοντας έτσι την σωστή και ακριβή εκτέλεση των αναλύσεων στο πεδίο του χρόνου.

Έχοντας επαληθευτεί η εγκυρότητα των αποτελεσμάτων και όσον αφορά στις Αναλύσεις 4 και 5 οι οποίες αποτελούν μια ρεαλιστική καταπόνηση της κατασκευής κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, γίνεται αντιληπτή η σημαντική επιρροή της γωνίας πρόσπτωσης στην πρόβλεψη των μεγεθών απόκρισης από τις δυο μεθόδους ανάλυσης. Η RHA, ανάλογα με τον εφαρμοζόμενο κάθε φορά προσανατολισμό της σε σχέση με τους άξονες της κατασκευής, εκτιμά την απόκριση λαμβάνοντας υπόψη τόσο τη γωνία πρόσπτωσης  $\theta$ , όσο και τα πρόσημα που υπολογίζονται για τα εξαγόμενα μεγέθη σε κάθε βήμα της ανάλυσης. Αντίθετα, η RSA λόγω των παραδοχών που υιοθετεί κατά τα ενδιάμεσα βήματα υπολογισμού, καταλήγει σε μια τιμή ανεξάρτητη της γωνίας, με αποτέλεσμα να παρατηρούνται σημαντικές υπερεκτιμήσεις και υποεκτιμήσεις των μεγεθών απόκρισης σε σχέση με την RHA. Δεδομένου ότι τόσο η RSA όσο και η RHA διεξήχθησαν λαμβάνοντας υπόψη το ίδιο ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης, το γεγονός ότι για την Ανάλυση 4 καταγράφονται πολύ μικρότερες αποκλίσεις σε σχέση με την Ανάλυση 5 κατά την οποία παρατηρούνται συγκριτικά πολύ μεγαλύτερες, είναι άξιο σχολιασμού.

Πιο συγκεκριμένα για την Ανάλυση 5, αναλύοντας τις δυο συνιστώσες της σεισμικής διέγερσης σε τέσσερις υποσυνιστώσες σύμφωνα με τους κύριους άξονες X και Y της κατασκευής, οι δύο στη διεύθυνση του άξονα X έχουν ίση ένταση αλλά αντίθετη φορά, με αποτέλεσμα να «αλληλοαναιρούνται» και να προκαλούν συγκριτικά μικρά εντατικά μεγέθη στα τοιχώματα με τοπικό κύριο άξονα παράλληλο σε αυτόν (Τοιχώματα  $P_{ix}$ ). Αντίθετα, οι δυο υποσυνιστώσες που ταυτίζονται με την διεύθυνση Y της κατασκευής, έχουν ίση ένταση και ίδια φορά μεταξύ τους, με αποτέλεσμα τα εντατικά μεγέθη των τοιχωμάτων με τοπικό κύριο άξονα παράλληλο στον άξονα Y (Τοιχώματα  $P_{iy}$ ) να υπολογίζονται κατά πολύ μεγαλύτερα λόγω της υπέρθεσης των δύο αυτών συνιστωσών. Για μια υποθετική Ανάλυση 6 κατά την οποία οι οριζόντιες συνιστώσες θα εφαρμόζονταν σύμφωνα με την εικόνα του Σχήματος 6.4.1, είναι ασφαλές να υποθεθεί ότι θα παρατηρούσαν αντίστοιχα αποτελέσματα με αυτά της Ανάλυσης 5, αυτή τη φορά όμως με τα τοιχώματα  $P_{iy}$  να εμφανίζουν τις μικρότερες τιμές απόκρισης και τα τοιχώματα  $P_{ix}$  τις μεγαλύτερες.



**Σχήμα 6.4.1** Υποθετική Ανάλυση 6.

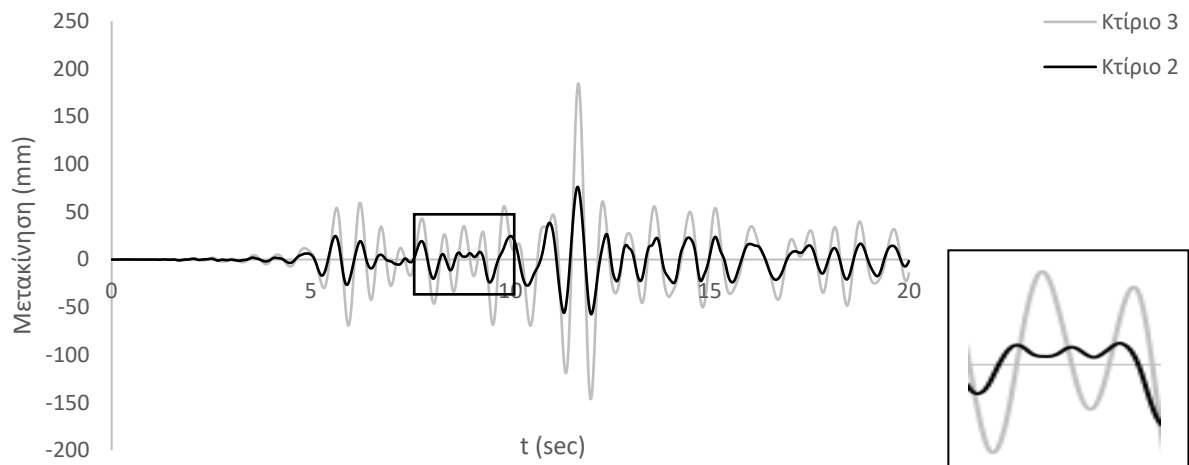
Γενικώς, τα δεδομένα εισαγωγής και οι παραδοχές που υιοθετήθηκαν κατά τη διεξαγωγή των δυο μεθόδων, όντας κοινά, καθιστούν δυνατή την ανάδειξη του προαναφερόμενου προβλήματος. Παραδείγματος χάριν, στην περίπτωση μη-τροποποίησης των πηγαίων χρονοϊστοριών και με απευθείας χρήση τους στις αναλύσεις, πιθανώς τα μεγέθη να εκτιμούνταν με μεγαλύτερες από της παρατηρούμενες τωρινές αποκλίσεις, οι οποίες ενδεχομένως να κρίνονταν ως αναμενόμενες, λόγω των εξ' αρχής μεγάλων διαφοροποιήσεων των φασμάτων απόκρισης των καταγραφών.

Στην Ανάλυση 4, επειδή οι συνιστώσες της σεισμικής δράσης ταυτίζονται με τους κύριους άξονες της κατασκευής και για τις δυο μεθόδους, τα μεγέθη που προκύπτουν από την RHA αν και ελαφρώς μεγαλύτερα, βρίσκονται αρκετά κοντά σε αυτά της RSA. Οι διαφοροποιήσεις που παρατηρούνται οφείλονται στο γεγονός ότι κατά την RHA, οι μέγιστες τιμές των Αναλύσεων 1 και 2 άλλοτε προστίθενται και άλλοτε αφαιρούνται. Στην περίπτωση που προστίθενται, η ανάλυση χρονοϊστορίας αποδίδει μεγαλύτερες τιμές από ότι η φασματική, ενώ στη περίπτωση που αφαιρούνται παρατηρείται το αντίθετο. Τέλος, η απόκριση για τις Αναλύσεις 1, 2 και 3 εκτιμάται ικανοποιητικά και από τις δυο μεθόδους, με τα εξαγόμενα μεγέθη να βρίσκονται πολύ κοντά μεταξύ τους χωρίς κάποια αξιοσημείωτη απόκλιση. Η παρατήρηση αυτή αν και σημαντική είναι αναμενόμενη, καθώς το μέσο φάσμα και το ελαστικό φάσμα απόκρισης που χρησιμοποιήθηκαν στις δυο μεθόδους είναι ισοδύναμα.

Οι προαναφερόμενες παρατηρήσεις, ισχύουν για όλα τα εξεταζόμενα στοιχεία της κατασκευής (ανωδομής και θεμελίωσης). Οι αποκλίσεις των μεγεθών απόκρισης που προκύπτουν από την RHA, ποικίλουν ανάλογα με την Ανάλυση και το εκάστοτε στοιχείο, χωρίς ωστόσο να είναι σημαντικές. Όσον αφορά στα στοιχεία της ανωδομής για τις Αναλύσεις 1, 2 και 3, παρατηρούνται αποκλίσεις εκφρασμένες ως ποσοστό της τιμής της RSA (CQC) της τάξης του 5% (0.4% έως 8.8%). Για την Ανάλυση 4 το ποσοστό αυτό αν και μεγαλύτερο, δεν ξεπερνά το 37% και για την Ανάλυση 5, όπως άλλωστε έγινε κατανοητό, οι αποκλίσεις πλησιάζουν το 95%. Για τους πασσάλους θεμελίωσης, τα αντίστοιχα ποσοστά για τις Αναλύσεις 1, 2, 3, 4 παρουσιάζονται αρκετά μικρότερα και κυμαίνονται από 1% έως 3%, ενώ για την Ανάλυση 5 ανάλογα και με τον εξεταζόμενο τοπικό άξονα παρατηρούνται αποκλίσεις της τάξης του 44% για τον δευτερεύοντα και 97% για τον κύριο. Γενικώς για τους πασσάλους και λόγω της κυλινδρικής τους διατομής, οι αποκλίσεις μεταξύ των τοπικών αξόνων παρουσιάζουν μικρή διαφοροποίηση.

Τέλος, στα πλαίσια της γενικότερης μελέτης της συμπεριφοράς της κατασκευής σε σεισμό, πραγματοποιήθηκε μια σειρά πρόσθετων ελέγχων οι οποίοι αναφέρονται παρακάτω και απαιτούν επιπλέον έρευνα. Καθώς ο φορέας της ανωδομής αποτελείται από έξι (6)

ανεξάρτητες κατασκευές οι οποίες βρίσκονται πολύ κοντά μεταξύ τους, το ενδεχόμενο της εμβολής της μιας από την γειτονική της αποτελεί δόκιμο σενάριο. Κάτι τέτοιο είναι δυνατό να ελεγχθεί με τη RHA και όχι από την RSA, αφού η τελευταία εξαλείφει το πρόσημο των μεγεθών απόκρισης. Στην εικόνα του Σχήματος 6.4.2 παρουσιάζεται ενδεικτικά η μεταβολή των μετατοπίσεων δυο γειτονικών, απέναντι κόμβων των Κτιρίων 2 και 3 συναρτήσει του χρόνου, για δράση της σεισμικής καταγραφής 3 Greece PAT2 κατά τη διεύθυνση X της κατασκευής.



**Σχήμα 6.4.2** Μετατοπίσεις γειτονικών κόμβων στην στάθμη +16.30 των κτιρίων 2 και 3 για τα πρώτα 20 δευτερόλεπτα του σεισμού 3 Greece PAT2.

Όπως παρατηρείται, εντοπίζονται κάποιες χρονικές στιγμές κατά τις οποίες οι εξεταζόμενοι κόμβοι εμφανίζουν αν και μικρές, αντίθετες μετατοπίσεις. Το συγκεκριμένο εύρημα υπογραμμίζει το πρόβλημα αυτό, το οποίο μάλιστα χρήζει περαιτέρω διερεύνησης, δεδομένου ότι η παραπάνω περίπτωση αντιπροσωπεύει μια από τις πολλαπλές θέσεις που πιθανώς πρέπει να ελεγχθούν, ενώ παράλληλα αφορά και σε μια, αυθαίρετα επιλεγμένη εδαφική κίνηση. Επιπροσθέτως, οι μετακινήσεις με αντίθετο πρόσημο δεν είναι απαραίτητη προϋπόθεση για τη δημιουργία του φαινομένου αυτού, καθώς αυτό δίνεται να παρατηρηθεί και μεταξύ δυο γειτονικών κτιρίων με σημαντικές διαφορές στις δυσκαμψίες τους. Συνεπώς, θα πρέπει να ελεγχθεί και για το ενδεχόμενο ενός ισχυρού σεισμού κατά τη διεύθυνση X της κατασκευής, τα Κτίρια 1 και 3 όντας πιο εύκαμπτα, να παραμορφωθούν περισσότερο σε σχέση με το αρκετά πιο δύσκαμπτο Κτίριο 2.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ **7**

## 7. ΕΠΙΣΚΟΠΗΣΗ - ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Όπως έχει ήδη αναφερθεί, στόχος της παρούσας διπλωματικής εργασίας ήταν η μελέτη της γραμμικώς ελαστικής σεισμικής απόκρισης των καινούριων κτιριακών εγκαταστάσεων του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας στο Βόλο με τη μέθοδο ανάλυσης χρονοϊστορίας. Για τον σκοπό αυτό και σύμφωνα με τις διατάξεις του *EAK2000* διεξήχθησαν οι γραμμικές αναλύσεις που παρουσιάστηκαν και σχολιάστηκαν στα προηγούμενα κεφάλαια. Η σύγκριση των δυο μεθόδων ανέδειξε κάποιες ενδιαφέρουσες παρατηρήσεις και συμπεράσματα τα οποία αναφέρονται στη συνέχεια:

- Τα εξαγόμενα μεγέθη για το σύνολο των αναλύσεων επαληθεύουν την αναμενόμενη συμπεριφορά της κατασκευής.
- Όσον αφορά στις φασματικές αναλύσεις, ο κανόνας ABSSUM κρίνεται ως υπερβολικά συντηρητικός, ενώ οι κανόνες CQC και SRSS δίνουν ανάλογα αποτελέσματα, παρατηρήσεις αναμενόμενες οι οποίες επαληθεύουν τα πορίσματα της βιβλιογραφίας.
- Η μέθοδος RHA και η μέθοδος RSA (CQC) για τις Αναλύσεις 1, 2, 3 και 4 εκτιμούν τα εξεταζόμενα μεγέθη απόκρισης με πολύ μικρές αποκλίσεις.
- Για συνδυασμένη ισοτροπική σεισμική δράση, επιβεβαιώνεται η ανεξαρτητοποίηση της απόκρισης της κατασκευής από τη γωνία πρόσπτωσης στην δυναμική φασματική μέθοδο. Αυτό προβλέπεται από τον *EAK2000* και αποτελεί ενδεχομένως τη βασική αιτία των παρατηρούμενων αποκλίσεων μεταξύ των δυο μεθόδων για την Ανάλυση 5.
- Η RHA, εφαρμοζόμενη υπό γωνία σύμφωνα με την Ανάλυση 5, οδηγεί σε σημαντικές αποκλίσεις των εξεταζόμενων μεγεθών σε σχέση με την RSA (μικρότερες ή μεγαλύτερες ανάλογα με το εκάστοτε στοιχείο). Το γεγονός αυτό, δεν οφείλεται σε λανθασμένη εφαρμογή της RHA ή σε κάποιο χαρακτηριστικό του δομικού συστήματος της κατασκευής, αλλά αντίθετα υποδηλώνει την αδυναμία της RSA να προσδιορίσει την συνδυασμένη σεισμική απόκριση με έναν καταλληλότερο τρόπο, πιο κοντά στην πραγματική συμπεριφορά της κατασκευής.
- Η θεώρηση ισοτροπικής διέγερσης για την RSA είναι προς την πλευρά της ασφάλειας και δίνεται να προκαλέσει τις μέγιστες τιμές των μεγεθών απόκρισης της κατασκευής. Συνεπώς, οι συνδυασμοί  $\alpha_x + 0.3\alpha_y$ ,  $0.3\alpha_x + \alpha_y$ , ή οποιοσδήποτε άλλος πιθανός συνδυασμός των φασμάτων ψευδο-επιτάχυνσης που προβλέπεται από τους κανονισμούς θα απέδιδε μεν διαφορετικές τιμές ανάλογα με τη γωνία πρόσπτωσης, ωστόσο αυτές θα ήταν μικρότερες και κατά συνέπεια οι αποκλίσεις με την RHA θα αμβλύνονταν.

Συνοψίζοντας, η **γραμμικώς ελαστική απόκριση** της κατασκευής εκτιμάται ορθά από τη μέθοδο ανάλυσης στο πεδίο του χρόνου σύμφωνα με τον *EAK2000* και στο πλαίσιο των πρόσθετων ελέγχων, τα αποτελέσματα της Ανάλυσης 4 τα οποία είναι ανάλογα με αυτά της φασματικής ανάλυσης μπορούν να θεωρηθούν επαρκή και συμβατά με τις διατάξεις του. Αντίθετα, η Ανάλυση 5 που πραγματοποιήθηκε για την διερεύνηση της συσχέτισης της γωνίας πρόσπτωσης της σεισμικής δράσης με την απόκριση της κατασκευής και απέδωσε

σημαντικές υποεκτιμήσεις και υπερεκτιμήσεις των μεγεθών μεταξύ των δυο μεθόδων, εξέθεσε την αδυναμία της RSA στον τομέα αυτό. Η πραγματικότητα ωστόσο, βρίσκεται κάπου στη μέση, καθώς τα αποτελέσματα της RHA, ως μέγιστα, λαμβάνονται από το χρονικό διάστημα που η κατασκευή δέχεται τη μεγαλύτερη επιτάχυνση της σεισμικής καταγραφής. Η υπόθεση αυτή είναι αρκετά συντηρητική ως προς τα πραγματικά μεγέθη που αναπτύσσονται, τα οποία αναμένονται μικρότερα, αφού πρακτικά η μέγιστη επιτάχυνση αντιπροσωπεύει μια χρονική στιγμή της συνολικής διάρκειας του σεισμού η οποία πιθανώς, να μην γίνεται «αντιληπτή» από την κατασκευή λόγω της στιγμιαίας εμφάνισης της. Για τον λόγο αυτό, έχουν προταθεί διάφορες προσεγγίσεις ως προς τον τρόπο με τον οποίο θα πρέπει να λαμβάνονται οι τιμές από μια ανάλυση ιστορίας, έτσι ώστε τα τελικά μεγέθη να ανταποκρίνονται όσο το δυνατόν περισσότερο στην πραγματική συμπεριφορά της κατασκευής (π.χ. τα 2/3 της μέγιστης τιμής ή η τιμή που αντιστοιχεί στην 3<sup>η</sup> μεγαλύτερη κορυφή της καταγραφής). Τέτοιου είδους προσεγγίσεις θεωρούνται εκτός των ζητούμενων της παρούσας εργασίας η οποία αποσκοπεί στη σύγκριση των δυο μεθόδων, λαμβάνοντας υπόψη τις μέγιστες τιμές των αναλύσεων. Σε κάθε περίπτωση όμως, για τον *EAK2000* η Ανάλυση 5 μπορεί να θεωρηθεί «περιττή» και κάλλιστα γίνεται να παραληφθεί, ποσό μάλλον να θέσει ζήτημα αμφισβήτησης της δυναμικής φασματικής μεθόδου. Εντούτοις, αν έπρεπε να εξαχθεί ένα συμπέρασμα βασιζόμενο πλήρως στις ελάχιστες απαιτήσεις που θέτει ο κανονισμός, αυτό θα ήταν ότι η RHA αποδίδει αξιόπιστα την γραμμικώς ελαστική απόκριση της κατασκευής, η οποία μάλιστα είναι παρόμοια με αυτή που υπολογίζεται από την RSA. Ωστόσο, γνωρίζοντας τις αποκλίσεις που προκύπτουν από την Ανάλυση 5 το πόρισμα αυτό θα ήταν ελλιπές αν όχι εσφαλμένο, καθώς ισχύει εν μέρει. Επομένως, εφόσον οι υπόλοιπες Αναλύσεις με τη μέθοδο ιστορίας αποδίδουν αποτελέσματα πολύ κοντά σε αυτά της φασματικής, το φαινόμενο που παρατηρείται κατά την Ανάλυση 5 μπορεί να χρησιμοποιηθεί κυρίως για την εξαγωγή πολύτιμων συμπερασμάτων και στα πλαίσια της καλύτερης κατανόησης της συμπεριφοράς της κατασκευής υπό σεισμική διέγερση.

Ένας από τους λόγους που οδήγησε στην προσωρινή παύση των εργασιών της κατασκευής ήταν το ενδεχόμενο ότι με την αύξηση της δυσκαμψίας της θεμελίωσης μέσω της εισαγωγής των επιπλέον είκοσι επτά (27) πασσάλων, θα θέτονταν υπό αμφισβήτησή η ορθότητα και αξιοπιστία της δυναμικής φασματικής μεθόδου. Επιπροσθέτως, υπήρχε αμφιβολία μήπως κατά την εφαρμογή της RSA, τα σεισμικά φορτία που καταλήγουν στη θεμελίωση υποεκτιμούνται, καθώς αυτά προέρχονται από ανεξάρτητους αλλά σχεδόν όμοιους ταλαντωτές. Από τα εξαγόμενα αποτελέσματα, καμία υπόθεση εκ των προαναφερόμενων δεν επιβεβαιώνεται, καθώς τα αντίστοιχα μεγέθη απόκρισης που προέκυψαν με την ανάλυση ιστορίας βρίσκονται πολύ κοντά σε αυτά της φασματικής και προκύπτουν από ένα ενοποιημένο, τρισδιάστατο προσομοίωμα θεμελίωσης-υπογείου-ανωδομής (κάτι το οποίο δεν είχε πραγματοποιηθεί κατά τη προηγούμενη μελέτη). Εν κατακλείδι, βάσει των παρατηρήσεων της παρούσας διπλωματικής εργασίας, η μέθοδος RSA κρίνεται αξιόπιστη για την ανάλυση της συγκεκριμένης κατασκευής, αφού η RHA κατέληξε σε αντίστοιχες εκτιμήσεις. Εξαιρέση αποτελεί η περίπτωση της Ανάλυσης 5 τα αποτελέσματα της οποίας θα πρέπει ενδεχομένως να ληφθούν υπόψη κατά την αξιολόγηση της καθολικής σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής, χωρίς ωστόσο από μόνα τους απουσίας περεταίρω τεκμηρίωσης να θέτουν υπό αμφισβήτηση την αξιοπιστία της φασματικής μεθόδου.

Τα πορίσματα της παρούσας διπλωματικής εργασίας, στην περίπτωση που κριθεί αναγκαία η περεταίρω διερεύνηση της αλληλεπίδρασης εδάφους - θεμελίωσης - ανωδομής, μπορούν

να χρησιμοποιηθούν για την διεξαγωγή μη γραμμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας κατά τις οποίες θα διερευνάται η συμπεριφορά της κατασκευής στην περίπτωση σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στις κεφαλές των πασσάλων και η ανακατανομή των φορτίων στους υπολοίπους. Κάτι τέτοιο προϋποθέτει φυσικά την εκ των προτέρων γνώση των οπλισμών των πασσάλων ή/και των στοιχείων της ανωδομής, το οποίο ωστόσο μπορεί πλέον να θεωρηθεί δεδομένο και να ληφθεί από την τελευταία μελέτη, αφού τελικά, δεν τίθεται θέμα υποεκτίμησης των μεγεθών απόκρισης. Ακόμη, ένα τέτοιο σενάριο είναι πιθανό και ενδέχεται να συμβεί κατά τη διάρκεια του κύκλου ζωής της κατασκευής. Σε αυτή την περίπτωση, η μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας θα απέδιδε μια πιο ρεαλιστική συμπεριφορά για την εκτίμηση της απόκρισης της κατασκευής.

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- [1] AL Atik L. & Abrahamson N. (2010), **An improved method for nonstationary spectral matching Earthquake Spectra**, 26(3), pp. 601-617.
- [2] Anil K. Chopra (2008) «**Δυναμική των Κατασκευών, Θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική** - 5<sup>η</sup> Έκδοση», Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, Αθήνα.
- [3] Athanatopoulou M.A. (2005), **Critical orientation of three correlated seismic components**, Engineering Structures, 27, pp. 301-3012.
- [4] Computers & Structures Inc. (2016) CSi Analysis Reference Manual for SAP2000®, ETABS®, SAFE® and CsiBridge®, version19, Berkeley, California, United States.
- [5] Computers & Structures Inc. (2016), CSi ETABS® User's Guide, Berkeley, California, United States.
- [6] De Luca F. & Verderame G. M. (2013), **The accuracy of CQC and Response Spectrum Analysis in the case of impulsive earthquakes**, 11th International Conference on Structural Safety and Reliability, New York.
- [7] Earthquake Solutions (2000), Bispec Help Manual, version 1.0.
- [8] ESM (2021) REXELweb User Manual, version 2.0, Milano.
- [9] Hancock, J., Watson-Lamprey, J., Abrahamson, N. A., Bommer, J. J., Markatis, A., McCooy, E., & Mendis, R. (2006), **An Improved Method of Matching Response Spectra of Recorded Earthquake Ground Motion Using Wavelets**, Journal of Earthquake Engineering, 10, pp. 67–89.
- [10] Katsanos E. I., Sextos A. G., Manolis G. D. (2010), **Selection of earthquake ground motion records: A state-of-the-art review from a structural engineering perspective**, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 30, pp. 157-169.
- [11] Seismosoft, SeismoMatch Manual (2022), Earthquake software for response spectrum matching.
- [12] Seismosoft, SeismoSelect Manual (2022), Software for the selection and scaling of ground motion records.
- [13] Καραγιάννης Χ. (2019), Κεφ. 2, 3 από «**Σχεδιασμός Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα και Σεισμικές Δράσεις**», Εκδόσεις Σοφία, Θεσσαλονίκη.

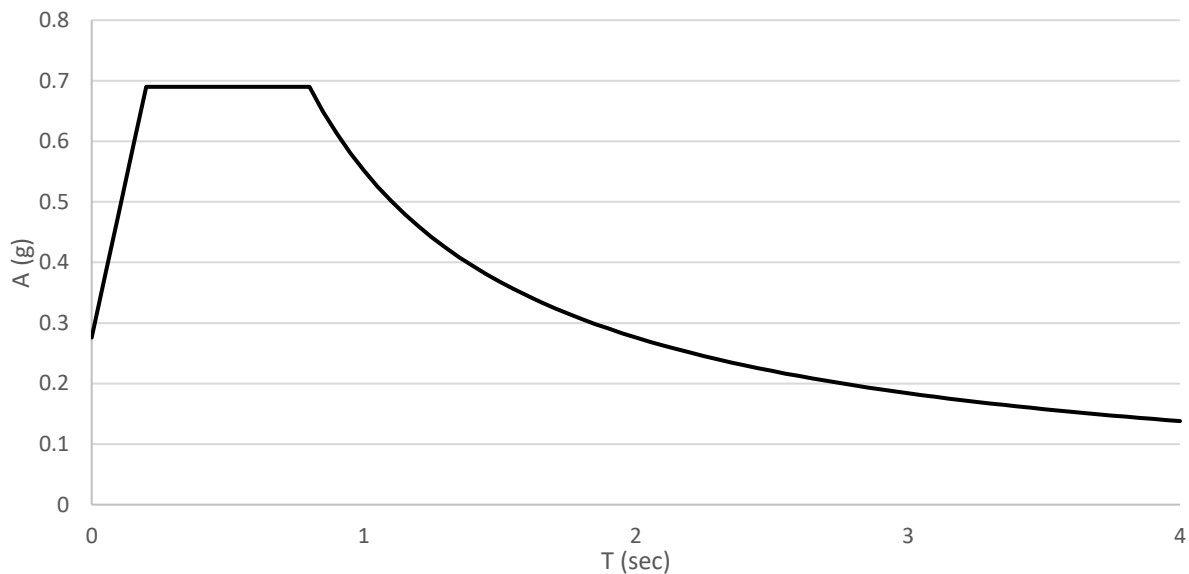


- [14] Κατσικαδέλης Ι. Θ. (2020), Κεφ. 12.11 από «**Δυναμική Ανάλυση των Κατασκευών**», Εκδόσεις Τσότρας, Αθήνα.
- [15] Κίρτας Ε. & Παναγόπουλος Γ. (2015), «**Προσομοίωση κατασκευών σε προγράμματα Η/Υ**», Ελληνικά Ακαδημαϊκά Ηλεκτρονικά Συγγράμματα και Βοηθήματα.
- [16] Μανώλης Γ. Δ., Κολιόπουλος Π. Κ., Παναγιωτόπουλος Χ. Γ. (2015), «**Δυναμική των κατασκευών**», Ελληνικά Ακαδημαϊκά Ηλεκτρονικά Συγγράμματα και Βοηθήματα.
- [17] ΟΑΣΠ - **Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000** (2001), Αθήνα.
- [18] Ψυχάρης Γ. Ν. (2016), «**Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας - Τεύχος 1**», Αθήνα.

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α**

**A.1 ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΦΑΣΜΑ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗΣ - ΕΑΚ 2000**

Το ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης συμφώνα με τον ΕΑΚ 2000 §Α.1. Το φάσμα του Σχήματος Α.1 που κατασκευάστηκε με χρήση των Εξς. (Α.1α-γ) για τα δεδομένα σεισμικών δράσεων του Πίνακα Α.1, χρησιμοποιήθηκε ως φάσμα-στόχο για τις διαδικασίες κλιμάκωσης και προσαρμογής των φασμάτων των οριζόντιων συνιστωσών των εδαφικών κινήσεων που περιγράφονται στο 4<sup>ο</sup> κεφάλαιο της παρούσας εργασίας, καθώς και για τις ανάγκες των φασματικών αναλύσεων.



**Σχήμα Α.1** Ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης κατά ΕΑΚ 2000

$$0 \leq T \leq T_1 \quad \Phi_c(T) = \gamma_1 A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} (\eta \beta_0 - 1) \right] \quad (\text{A.1.}\alpha)$$

$$T_1 \leq T \leq T_2 \quad \Phi_c(T) = \gamma_1 A \eta \beta_0 \quad (\text{A.1.}\beta)$$

$$T_2 \leq T \quad \Phi_c(T) = \gamma_1 A \eta \beta_0 \frac{T_2}{T} \quad (\text{A.1.}\gamma)$$

**Πίνακας Α.1** Συντελεστές για τον υπολογισμό του ελαστικού φάσματος επιτάχυνσης με βάση τα σεισμικά και εδαφικά χαρακτηριστικά της περιοχής του έργου.

Συντελεστής	Μέγεθος
Σεισμικής Επιτάχυνσης A (g)	0,24
Σπουδαιότητας $\gamma_1$	1,15
Κατηγορία Εδάφους	$\gamma$
Φασματικής Διόρθωσης $\eta$	1,00
Φασματικής Ενίσχυσης $\beta_0$	2,50
Ιδιοπερίοδος $T_1$ (s)	0,20
Ιδιοπερίοδος $T_2$ (s)	0,80

## **A.2 ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΑ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΙΟΓΡΑΦΗΜΑΤΑ - ΕΑΚ 2000**

Παρακάτω παρατίθεται το απόσπασμα από τον *ΕΑΚ 2000 §Α.2*. Βάση των διατάξεων της ενότητας αυτής εφαρμόστηκε η θεωρία επιλογής και τροποποίησης των σεισμικών καταγράφων που περιγράφεται στο 4<sup>ο</sup> κεφάλαιο της παρούσας εργασίας.

Επιτρέπεται η χρησιμοποίηση πραγματικών ή/και συνθετικών επιταχυνσιογραφήματων, τα οποία θα ονομάζονται «επιταχυνσιογραφήματα σχεδιασμού», εφόσον πληρούν τις εξής προϋποθέσεις:

### **A.2.1 Πραγματικά Επιταχυνσιογραφήματα**

[1] Επιτρέπεται η χρήση πραγματικών επιταχυνσιογραφήματων εφόσον:

- α) Χρήση τουλάχιστον πέντε (5) διαφορετικών επιταχυνσιογραφήματων.
- β) Τα επιλεγμένα επιταχυνσιογραφήματα να είναι αντιπροσωπευτικά των σεισμοτεκτονικών, γεωλογικών, εδαφοδυναμικών και τοπικών συνθηκών της περιοχής της κατασκευής.
- γ) Καταγραφές ψηφιοποιημένες το πολύ ανά 0.02 sec.
- δ) Έχουν διάρκεια σύμφωνη με τις σεισμοτεκτονικές, γεωλογικές, εδαφοδυναμικές και τοπικές συνθήκες της περιοχής της κατασκευής.
- ε) Το μέσο φάσμα (ο μέσος όρος των φασμάτων των επιταχυνσιογραφήματων σχεδιασμού) να είναι ισοδύναμο με το ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης για απόσβεση 5%. Τα δύο φάσματα θεωρούνται ισοδύναμα εφόσον οι τεταγμένες του μέσου φάσματος:
  - Είναι ανώτερες ή ίσες των αντίστοιχων τεταγμένων του ελαστικού φάσματος, για περιόδους έως και 0.20 sec.
  - Για περιόδους μεγαλύτερες από 0.20 sec επιτρέπεται το 10% των τιμών να είναι κατώτερες μέχρι 5%.
- στ) Οι τεταγμένες των φασμάτων των επιταχυνσιογραφήματων σχεδιασμού και του μέσου φάσματος υπολογίζονται κατ' ελάχιστον στις περιόδους που προκύπτουν από:
  - 18 ίσα βήματα μεταξύ 0.01 και 1 sec.
  - 10 ίσα βήματα περιόδου μεταξύ 1 και 2 sec.
  - 8 ίσα βήματα περιόδου μεταξύ 2 και 4 sec.

[2] Επιτρέπεται η χρήση των ίδιων επιταχυνσιογραφήματων και στις δυο οριζόντιες διευθύνσεις

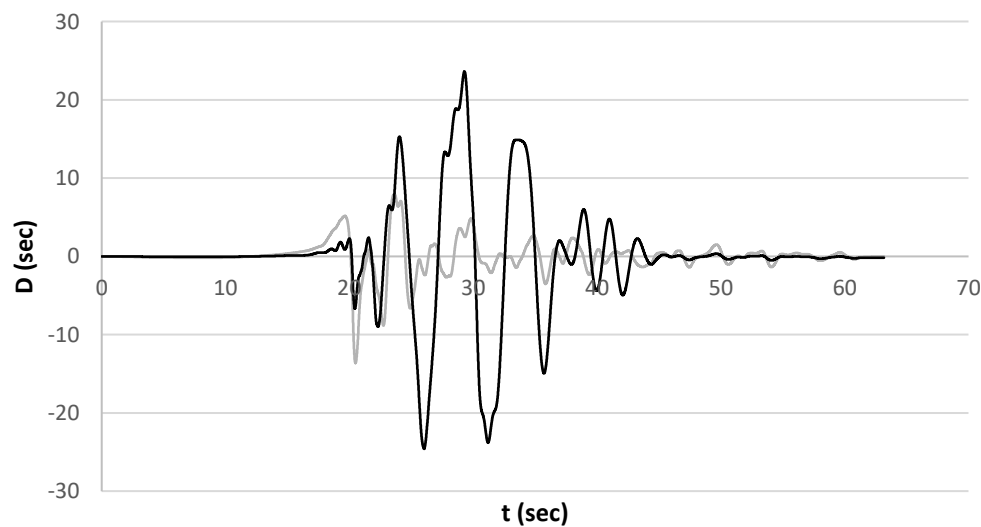
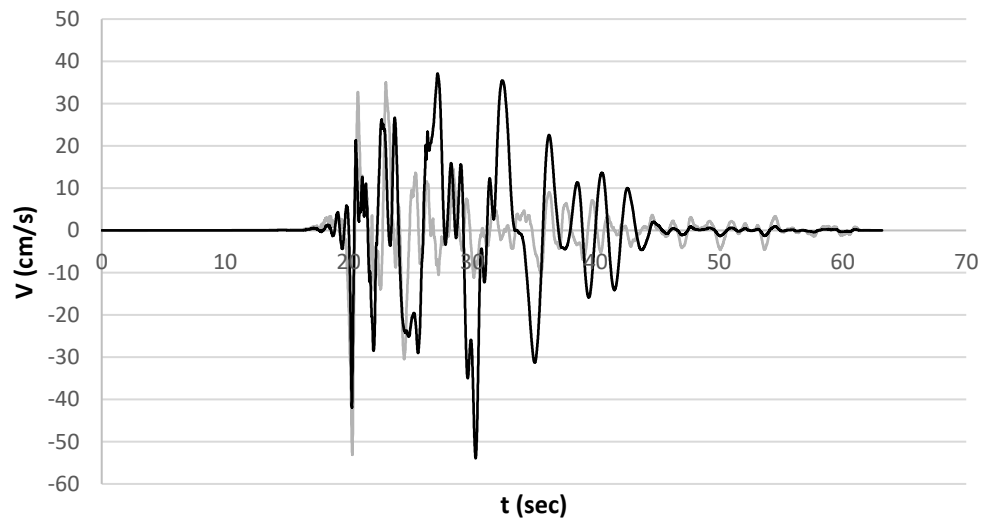
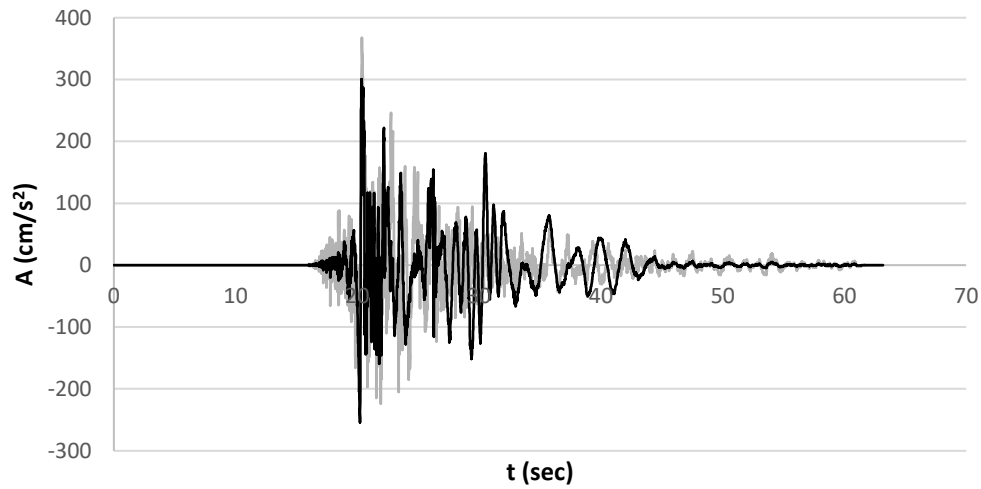
### **A.2.2 Συνθετικά Επιταχυνσιογραφήματα**

Επιτρέπεται η χρήση συνθετικών επιταχυνσιογραφήματων εφόσον το φάσμα τους περιβάλλει το ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης όπως αυτό ορίζεται από τον *ΕΑΚ 2000 §Α.1*.

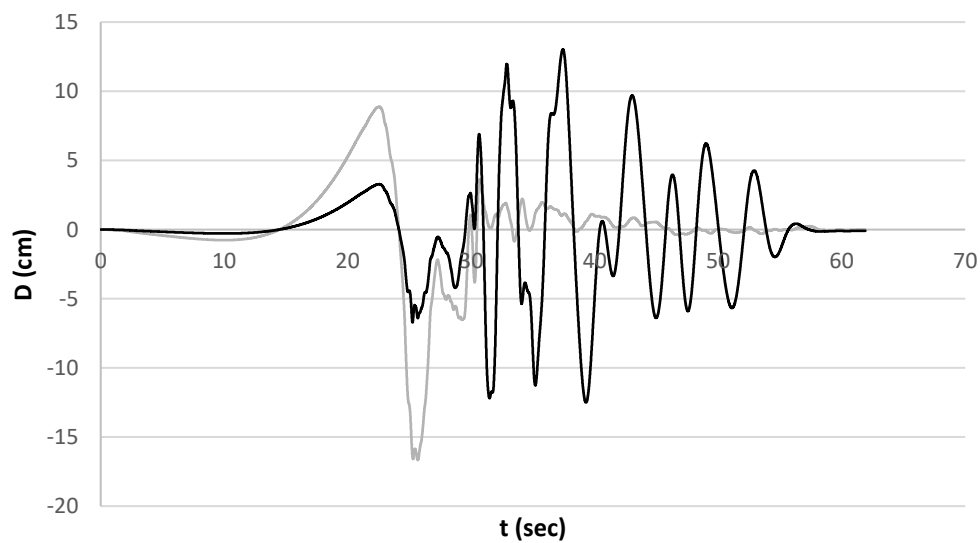
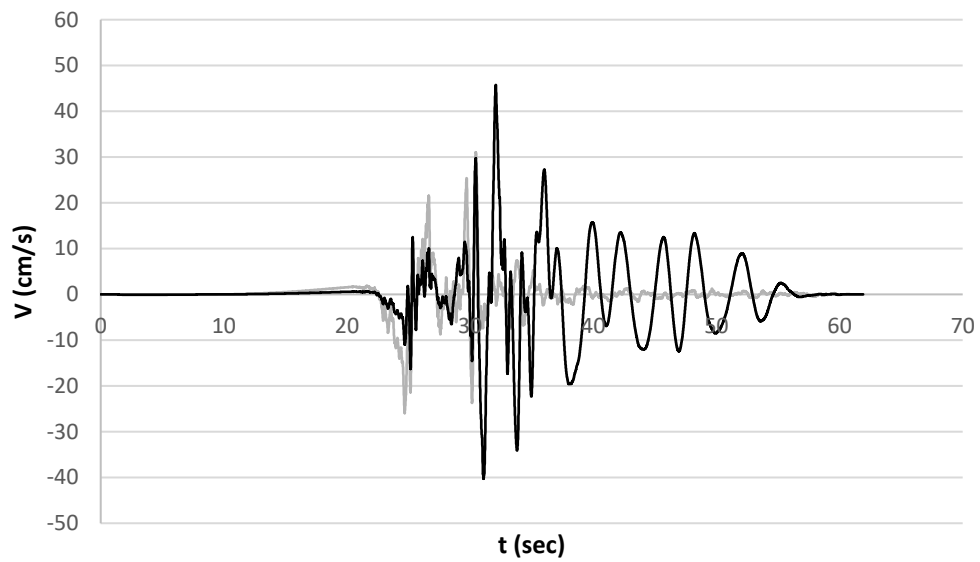
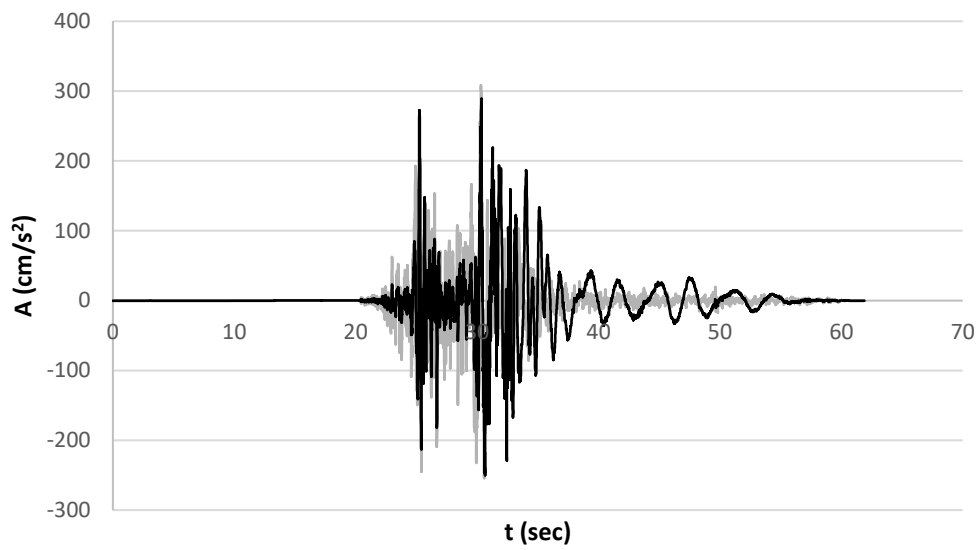
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ **B**

## Β.1 Χρονοϊστορίες Εδαφικών Κινήσεων

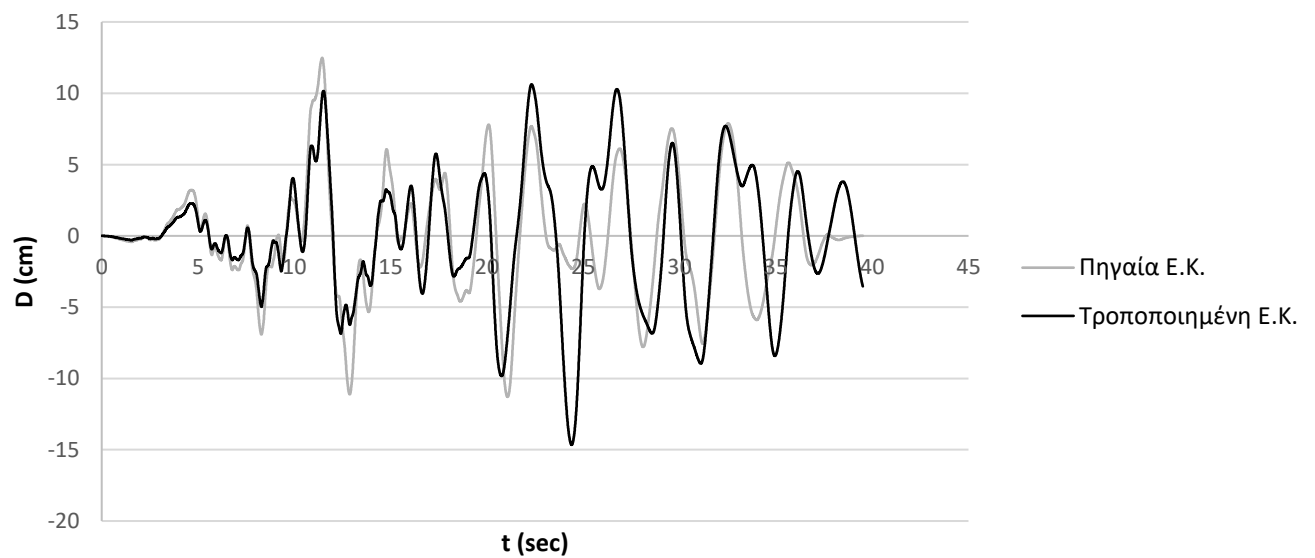
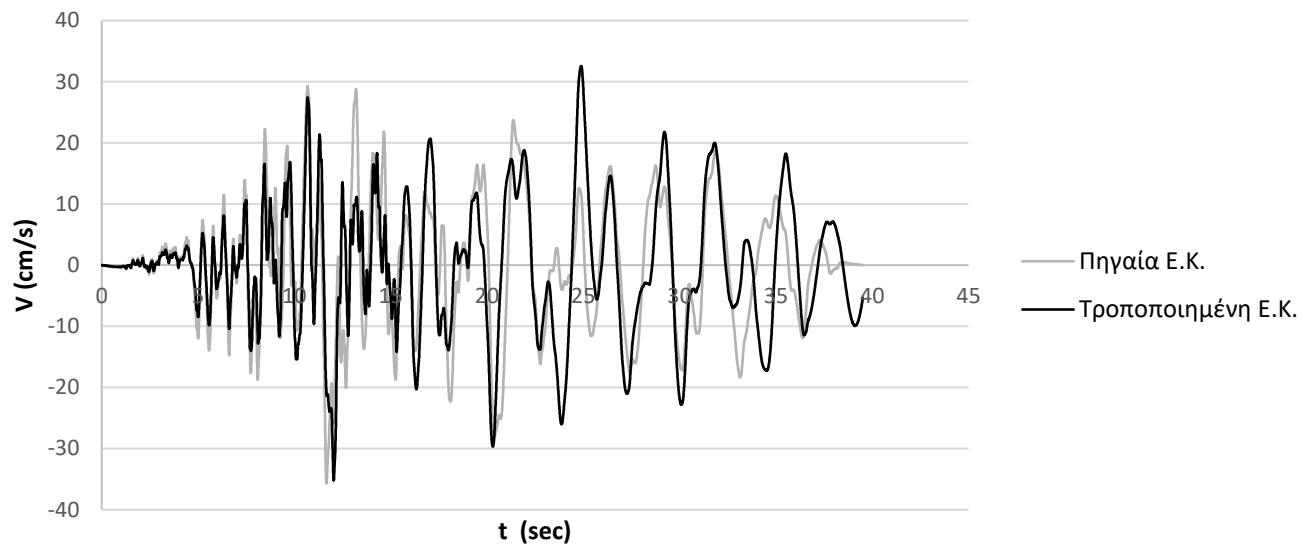
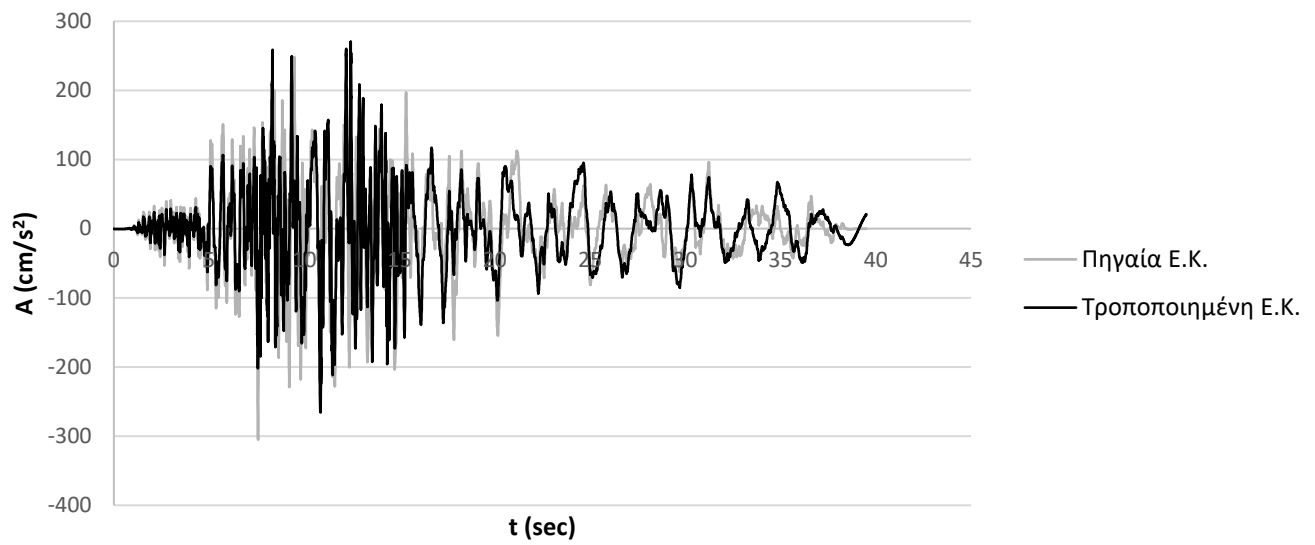
### 1. Italy MTR



2. Italy T1212 X10 (αυτό κράτησα τελικά)

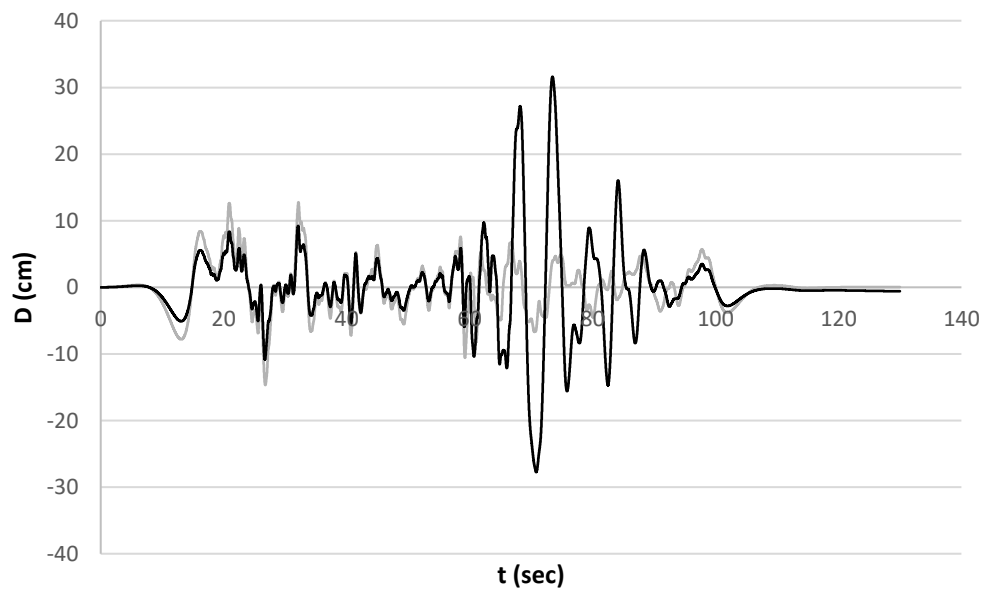
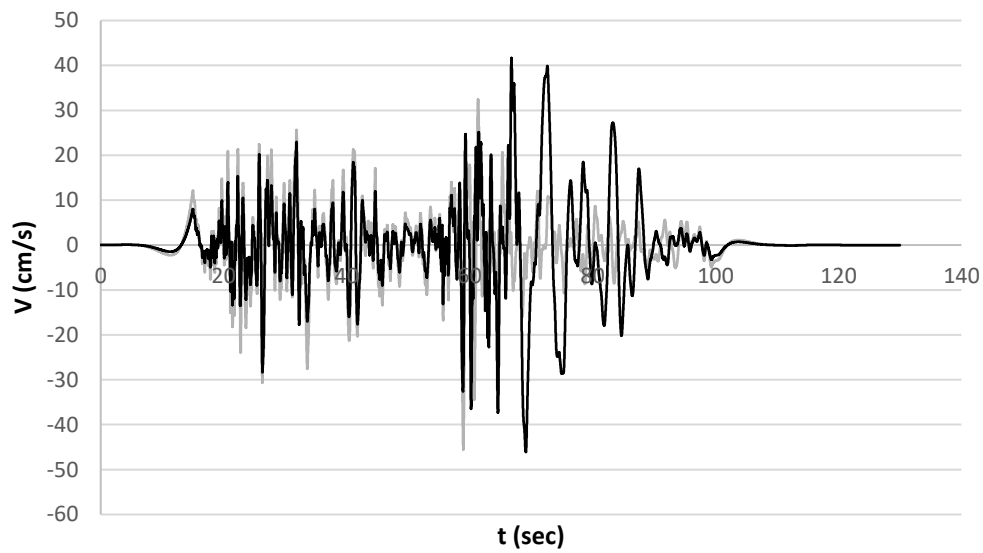
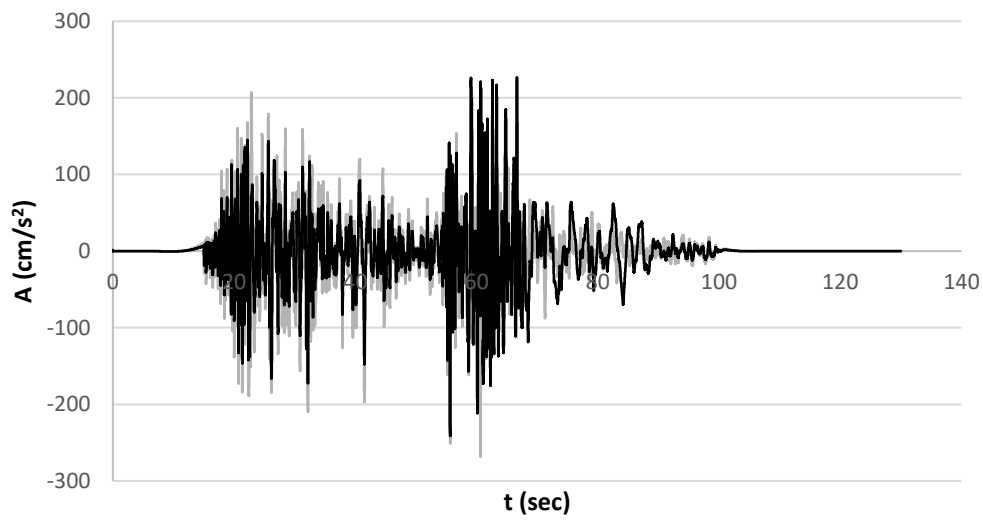


### 3. Greece PAT2

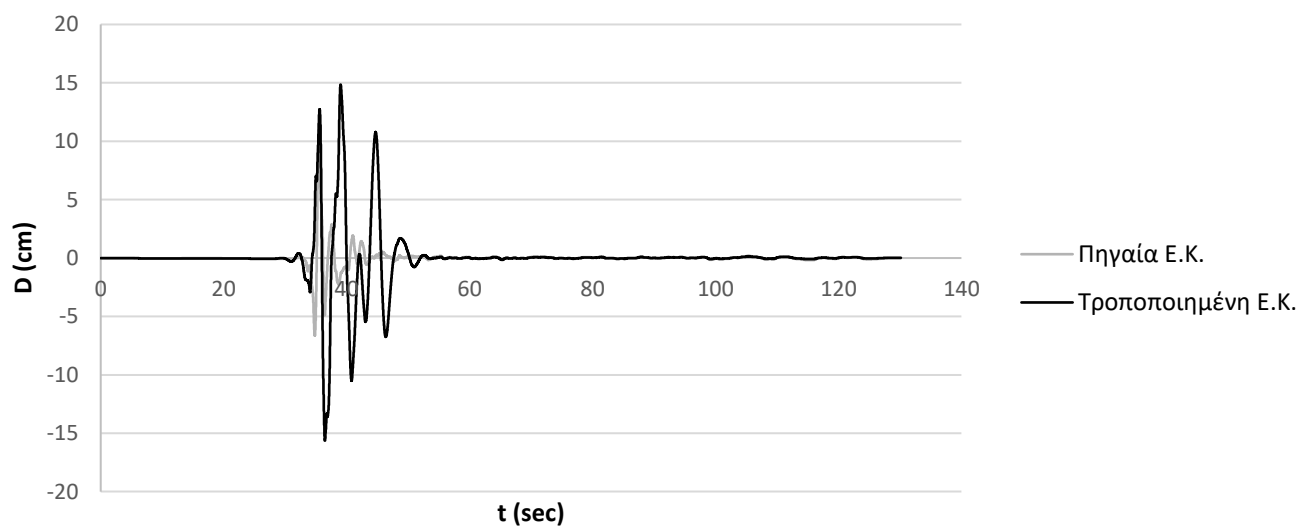
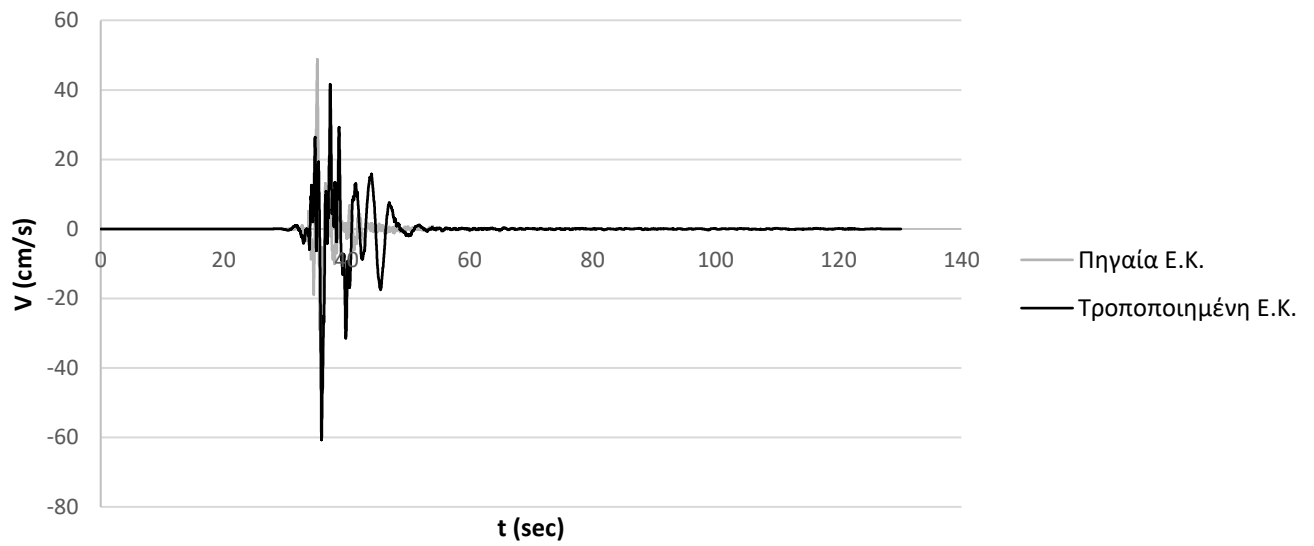
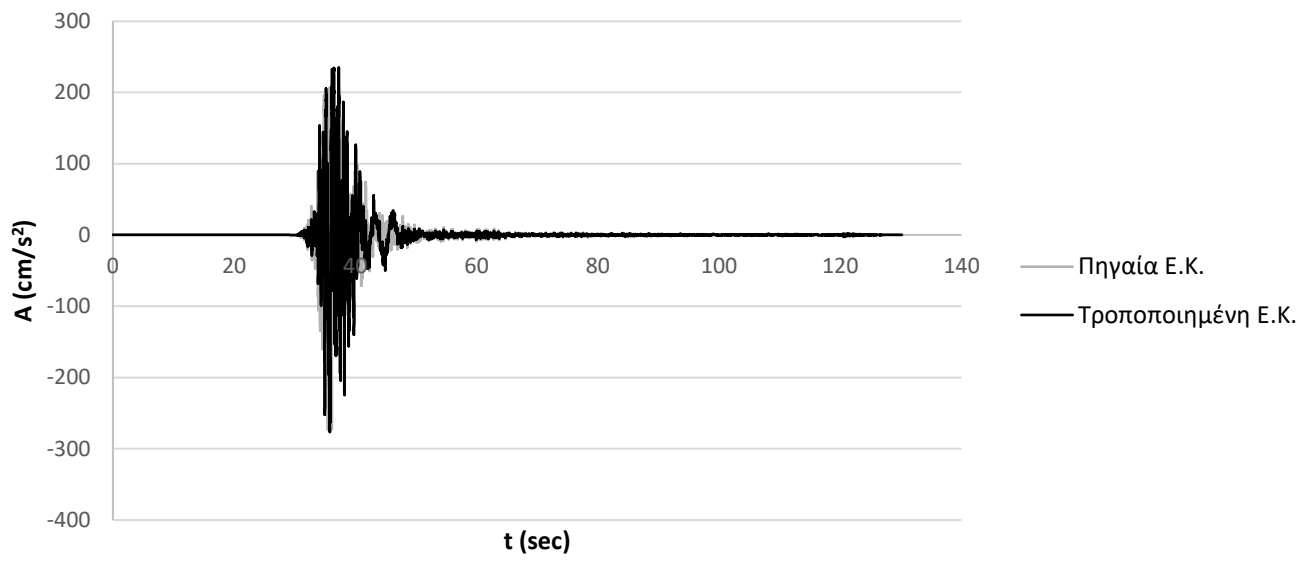




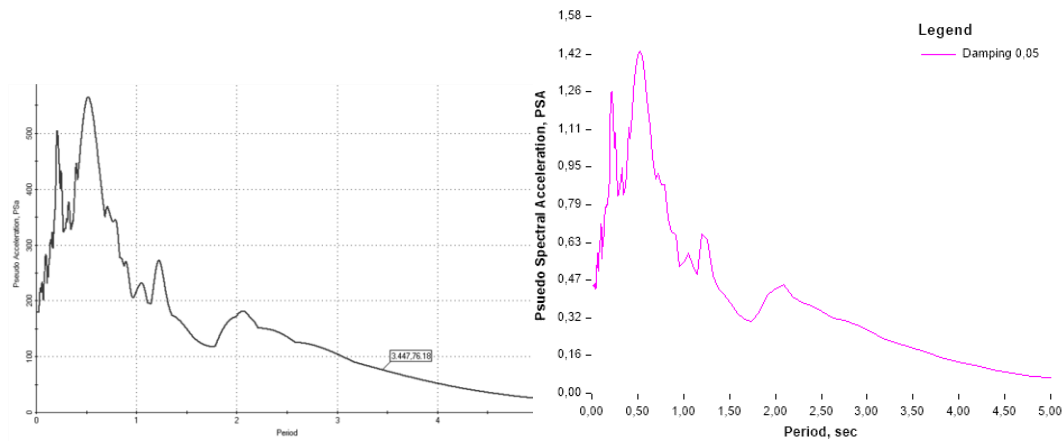
4. Italy CLT



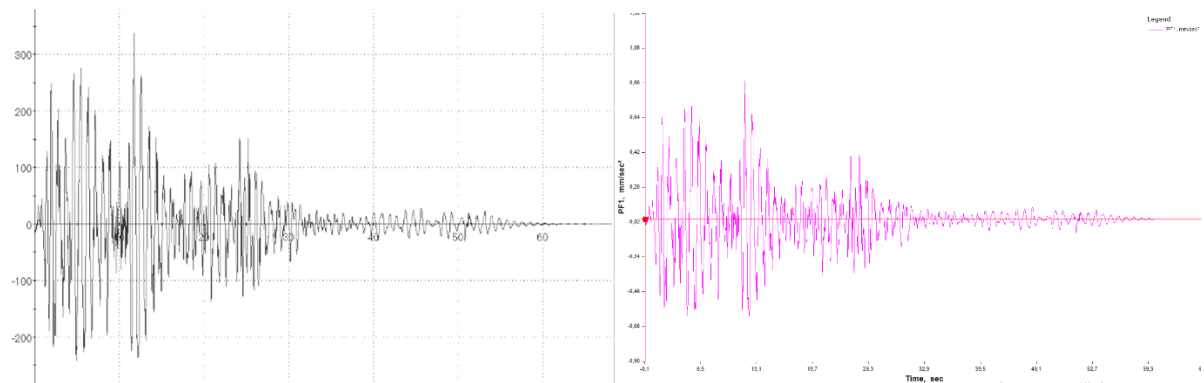
5. Italy MRN



## Β.2 Εξαγόμενα Αποτελέσματα Ελέγχου Αξιοπιστίας Λογισμικού ETABS®



**Σχήμα Β.2.1** Φάσματα ψευδο-επιταχύνσεων μονοβάθμιου ταλαντωτή από το λογισμικό BISPEC® (αριστερά) και το λογισμικό ETABS® (δεξιά).



**Σχήμα Β.2.2** Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης μονοβάθμιου ταλαντωτή ιδιοπεριόδου  $T = 0.90$  sec από το λογισμικό BISPEC® (αριστερά) και το λογισμικό ETABS® (δεξιά).