



**Πανεπιστήμιο
Κύπρου**

**ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΚΑΙ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ**

**ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΚΑΙ
ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ
ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ ΓΙΑ ΜΗ ΣΥΜΜΕΤΡΙΚΟ
ΙΣΤΟΡΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ**

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ

Κωτάκης Στέργος

Μάιος 2021



University
of Cyprus

**ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΚΑΙ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ**

**ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΚΑΙ
ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ
ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ ΓΙΑ ΜΗ ΣΥΜΜΕΤΡΙΚΟ
ΙΣΤΟΡΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ**

Κωτάκης Στέργος

**Διατριβή η οποία υποβλήθηκε προς απόκτηση μεταπτυχιακού τίτλου
σπουδών στο Πανεπιστήμιο Κύπρου**

Μάιος 2021

Κωτάκης Στέργος

©Κωτάκης Στεργος, 2020

Σελίδα Εγκυρότητας

Μεταπτυχιακός Φοιτητής: Κωτάκης Στέργος

Τίτλος Διατριβής: Σύγκριση Στατικής Ανελαστικής και Δυναμικής Ανελαστικής Ανάλυσης Χρονοϊστορίας για Μη Συμμετρικό Ιστορικό Κτίριο Οπλισμένου Σκυροδέματος

Η παρούσα μεταπτυχιακή διατριβή εκπονήθηκε στα πλαίσια των σπουδών για απόκτηση μεταπτυχιακού τίτλου στο Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών και Μηχανικών Περιβάλλοντος και εγκρίθηκε στις 31 Μαΐου 2021 από τα μέλη της Εξεταστικής Επιτροπής.

Εξεταστική Επιτροπή:

Ερευνητικός Σύμβουλος: Δημήτριος Λουκίδης, Αναπληρωτής Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών και Μηχανικών Περιβάλλοντος, Πανεπιστήμιο Κύπρου

Μέλος Επιτροπής: Δημήτριος Λουκίδης, Αναπληρωτής Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών και Μηχανικών Περιβάλλοντος, Πανεπιστήμιο Κύπρου

Μέλος Επιτροπής: Ιωάννης Ιωάννου, Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών και Μηχανικών Περιβάλλοντος, Πανεπιστήμιο Κύπρου

Μέλος Επιτροπής: Αντρούλα Γεωργίου, Ειδικός Επιστήμονας, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών και Μηχανικών Περιβάλλοντος, Πανεπιστήμιο Κύπρου

Υπεύθυνη Δήλωση Μεταπτυχιακού Φοιτητή

Η παρούσα διατριβή υποβάλλεται προς συμπλήρωση των απαιτήσεων για απονομή μεταπτυχιακού τίτλου του Πανεπιστημίου Κύπρου. Είναι προϊόν πρωτότυπης εργασίας αποκλειστικά δικής μου, εκτός των περιπτώσεων που ρητώς αναφέρονται μέσω βιβλιογραφικών αναφορών, σημειώσεων ή και άλλων δηλώσεων.

Κωτάκης Στέργος

Κωτάκης Στέργος

Περίληψη

Μεγάλος αριθμός των υφιστάμενων κτιριακών κατασκευών της χώρας έχει υλοποιηθεί χωρίς αντισεισμικό κανονισμό, κάνοντας αντιληπτή την αναγκαιότητα αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας των υφιστάμενων δομημάτων. Η επιλογή της κατάλληλης μεθόδου ανάλυσης για τον έλεγχο μιας υφιστάμενης κατασκευής και η αξιοπιστία των αποτελεσμάτων της έχουν ιδιαίτερη σημασία, καθώς καθορίζουν και την απαίτηση ενίσχυσης σε όρους αντοχής και πλαστιμότητας, όπως επίσης και το μέγεθος της βλάβης που είναι πιθανό να αναπτυχθεί σε ένα μελλοντικό σεισμικό συμβάν. Επιπλέον, βασικό κομμάτι αποτελεί η σωστή κατανόηση του φέροντος οργανισμού, ο σωστός προσδιορισμός των παραμέτρων προσομοίωσης και η προσομοίωση του φορέα για την ανάλυση. Το νοτιοανατολικό τμήμα του διατηρητέου κτιρίου της Παλαιάς Δημοτικής Αγοράς Λευκωσίας αποτελεί το εξεταζόμενο κτίριο της παρούσας διπλωματικής εργασίας. Συγκεκριμένα, η Παλαιά Δημοτική Αγορά κατασκευάστηκε το 1964 και αποτελεί ένα μνημείο μοντερνισμού με σημαντικές κοινωνικο-οικονομικές επιρροές στην εντός των τειχών πόλη. Η υφιστάμενη της κατάσταση, έπειτα από τον οπτικό έλεγχο και τις διερευνητικές εργασίες που πραγματοποιήθηκαν, χαρακτηρίζεται κακή, εξαιτίας ελλιπούς συντήρησης και κακοτεχνιών. Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η σύγκριση δύο μεθόδων αποτίμησης του συγκεκριμένου ιστορικού κτιρίου, της στατικής ανελαστικής και της δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης με επιταχυνσιογραφήματα, ώστε να γίνουν καλύτερα κατανοητά τα όρια εφαρμογής, τα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα της κάθε μεθόδου. Οι δύο μέθοδοι εξετάζονται ως προς την ικανότητα τους να αποτιμήσουν κατάλληλα την απόκριση των δομικών στοιχείων ενός στρεπτικά ευαίσθητου κτιρίου.

Abstract

A large proportion of the country's building stock had been constructed without the provisions of an anti-seismic regulation; thus, the necessity to assess the load bearing capacity of existing structures is nowadays perceived as mandatory. The selection of the appropriate analysis method for the assessment of existing structures and the reliability of the results have special importance, as they determine the demands in terms of strengthening and ductility, as well as the magnitude of damage which is possible to develop in a future seismic event. Furthermore, a crucial element is the correct comprehension of the structural system, the correct determination of the modelling parameters and the simulation of the structure. This thesis examines the southeast part of the historical building of Nicosia's Municipality Market. The Municipality Market was built in 1964 and it is a significant monument of modernism with crucial socio-economical influence in the walled city. The current state of the structure, after thorough visual inspection and testing of the materials, is deemed as poor, because of the lack of maintenance and malpractice in the stage of construction. The aim of this thesis is to compare the results of two types of assessment analysis procedures performed on the structure, the static pushover and nonlinear time history analyses, in order to better understand the applicability limits, the advantages and disadvantages of each method. The two aforementioned methods of analysis are examined with regards to their ability to appropriately assess the performance of the structural members of an existing asymmetric structure.

Keywords: RC frames; irregular buildings; pushover analysis; nonlinear time history analysis; capacity curve; plastic hinges; historic concrete

Ευχαριστίες

Με την ολοκλήρωση της μεταπτυχιακής διπλωματικής μου εργασίας, θα ήθελα να εκφράσω τις θερμές μου ευχαριστίες σε όλους όσους συνέβαλλαν στην εκπόνησή της.

Ευχαριστώ θερμά την επιβλέπουσά μου, Δρ. Αντρούλα Γεωργίου, για την εμπιστοσύνη που μου έδειξε εξ' αρχής, αναθέτοντάς μου το συγκεκριμένο θέμα, για την επιστημονική της καθοδήγηση, τις υποδείξεις της, την επιμονή της, τη συμπαράστασή της, τη συνεχή της υποστήριξη και το αμείωτο ενδιαφέρον που έδειξε από την αρχή μέχρι το τέλος.

Επίσης, ευχαριστώ τον Αναπληρωτή Καθηγητή, Λουκίδη Δημήτριο, για τις εποικοδομητικές του υποδείξεις και την πολύτιμη συμβολή του στην ολοκλήρωση αυτής της εργασίας, και τον Καθηγητή Ι. Ιωάννου, που συμμετείχε ως μέλος της τριμελούς εξεταστικής επιτροπής. Επιπλέον, ευχαριστώ το Nicosia Master Plan, το οποίο διέθεσε τα σχέδια και τα πειραματικά αποτελέσματα.

Τέλος, θα ήθελα εκφράσω την ευγνωμοσύνη μου στην οικογένεια μου και την σύντροφο μου για όλη τη στήριξη, τη συμπαράσταση και την κατανόηση τους, καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

Περιεχόμενα

Σελίδα Εγκυρότητας	4
Υπεύθυνη Δήλωση Μεταπτυχιακού Φοιτητή	5
Κεφάλαιο 1. Εισαγωγή	20
1.1. Δομή Εργασίας	22
Κεφάλαιο 2. Κεφάλαιο 2: Βιβλιογραφική Ανασκόπηση	23
2.1. Αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών σχεδιασμένων χωρίς αντισεισμικές πρόνοιες.	23
2.2. Κανονιστικό πλαίσιο για ανελαστικές αναλύσεις.	24
2.3. Στατική Ανελαστική και Δυναμική Ανελαστική Ανάλυση Χρονοϊστορίας για Μη Συμμετρικό Ιστορικό Κτίριο από Οπλισμένο Σκυρόδεμα.	26
Κεφάλαιο 3. Κτίριο Μελέτης - Δημοτική Αγορά Παλαιού Δημαρχείου	29
3.1. Εισαγωγή	29
3.2. Προσεισμικός έλεγχος του νοτιοανατολικού τμήματος της Παλαιάς Δημοτικής Αγοράς Λευκωσίας σύμφωνα με τον ΟΑΣΠ και τα Κυπριακά Πρότυπα	32
3.2.1. Εισαγωγή	32
3.2.2. Αποτελέσματα Προσεισμικού Οπτικού Ελέγχου	33
3.3. Ενανθράκωση του σκυροδέματος	40
3.3.1. Εισαγωγή	40
3.3.2. Καθορισμός του βάθους ενανθράκωσης	40
3.4. Περιεκτικότητα χλωριόντων στο σκυρόδεμα	42
3.4.1. Εισαγωγή	42
3.4.2. Εργαστηριακά αποτελέσματα περιεκτικότητας χλωριόντων	43
Κεφάλαιο 4. Προσδιορισμός παραμέτρων και προσομοίωση του νοτιοανατολικού τμήματος της Παλαιάς Δημοτικής Αγοράς Λευκωσίας	44
4.1. Παράμετροι προσομοίωσης κατασκευής	44
4.1.1. Προσδιορισμός της ποιότητας του σκυροδέματος του νοτιοανατολικού τμήματος της Παλαιάς Δημοτικής Αγοράς Λευκωσίας	44
4.1.1.1 Περιγραφή σκυροδέματος και αδρανών	44
4.1.1.2 Έλεγχος Θλιπτικής Αντοχής Σκυροδέματος	46
4.1.1.3 Επίπεδα γνώσης και συντελεστής εμπιστοσύνης	50
4.1.2. Προσδιορισμός της ποιότητας του χάλυβα του νοτιοανατολικού τμήματος της Παλαιάς Δημοτικής Αγοράς Λευκωσίας	51
4.1.3. Προσδιορισμός του Λόγου Poisson	52
4.1.4. Προσδιορισμός του Μέτρου Ελαστικότητας	52
4.1.5. Προσδιορισμός των Μόνιμων (G) και Κινητών φορτίων (Q).	53
4.2. Προσομοίωση κατασκευής και ανάλυση για συνδυασμό φόρτισης G+0.3Q	53
4.2.1. Ξυλότυποι του νοτιοανατολικού τμήματος της Παλαιάς Δημοτικής Αγοράς Λευκωσίας	53
4.2.2. Προσομοίωση του νοτιοανατολικού τμήματος της Παλαιάς Δημοτικής Αγοράς Λευκωσίας με πακτώσεις στη βάση των υποστυλωμάτων	56
4.2.3. Ανηγμένο αξονικό για συνδυασμό φόρτισης G+0.3Q	57

4.3.	Προσδιορισμός της ρηγματωμένης δυσκαμψίας των στοιχείων του κτιρίου	58
4.4.	Προσδιορισμός ελατηριακών σταθερών για την εξέταση του φαινομένου της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής.	59
4.4.1.	Εισαγωγή	59
4.4.2.	Γεωτεχνική Μελέτη	60
4.4.3.	Παράδειγμα για τον υπολογισμό των ελατηριακών σταθερών του πεδίου K14	61
4.4.4.	Συνολικά Αποτελέσματα των ελατηριακών σταθερών των πεδίων.	67
4.4.5.	Προσομοίωση Ελατηριακών Σταθερών	68
4.5.	Έλεγχος Μηχανισμού Αστοχίας Υποστυλωμάτων της Δημοτικής Αγοράς Λευκωσίας	69
4.5.1.	Εισαγωγή	69
4.5.2.	Αναλυτικός έλεγχος μηχανισμών αστοχίας	69
4.5.3.	Συνολικά Αποτελέσματα από τον έλεγχο των μηχανισμών αστοχίας των υποστυλωμάτων	70
4.6.	Υπολογισμός Στροφών θ_y και θ_u των υποστυλωμάτων της Παλαιάς Δημοτικής Αγοράς Λευκωσίας	75
4.6.1.	Αναλυτικός υπολογισμός των θ_y και θ_u των φερόντων στοιχείων	75
4.6.2.	Συνολικά Αποτελέσματα των θ_y και θ_u των υποστυλωμάτων	75
Κεφάλαιο 5.	Ιδιομορφική Ανάλυση της Παλαιάς Δημοτικής Αγοράς Λευκωσίας	78
5.1.	Εισαγωγή	78
5.2.	Ιδιοπερίοδοι και Ιδιομορφές Ταλάντωσης	78
Κεφάλαιο 6.	Ανελαστική Στατική Ανάλυση της Παλαιάς Δημοτικής Αγοράς Λευκωσίας	85
6.1.	Εισαγωγή	85
6.2.	Καθορισμός Ανελαστικής Συμπεριφοράς Διατομών Οπλισμένου Σκυροδέματος	85
6.2.1.	Πλαστικές Αρθρώσεις	86
6.2.2.	Τύποι Πλαστικών Αρθρώσεων	86
6.2.3.	Εφαρμογή Πλευρικής Ώθησης	86
6.3.	Αποτελέσματα Υπερωθητικής Ανάλυσης	87
6.3.1.	Προσδιορισμός Στοχευόμενης Μετακίνησης	87
6.3.1.1	Στοχευόμενη Μετακίνηση με Τριγωνική Κατανομή στην Χ - Διεύθυνση	87
6.3.1.2	Υπερωθητικές καμπύλες αντίστασης από όλες τις κατανομές	89
6.3.1.3	Συνοπτικά Αποτελέσματα Στατικής Ανελαστικής Ανάλυσης	92
Κεφάλαιο 7.	Δυναμική Ανελαστική Ανάλυση Χρονοϊστορίας	98
7.1.	Επιλογή επιταχυνσιογραφημάτων	98
7.2.	Αποτελέσματα Δυναμικής Ανελαστικής Ανάλυσης με επιταχυνσιογραφήματα	103
7.3.	Σύγκριση Ανελαστικής Στατικής και Ανελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης	113
Κεφάλαιο 8.	Συμπεράσματα	124
8.1.	Συνολικά Συμπεράσματα	124
8.2.	Προτάσεις για Μελλοντική Έρευνα	126
Λίστα Αναφορών		127
Παραρτήματα		130

Παράρτημα Α: Σημεία εξαγωγής δοκιμών για την Ενανθράκωση	130
Παράρτημα Β: Σημεία εξαγωγής δοκιμών για την περιεκτικότητα χλωριόντων	132
Παράρτημα Γ: Σημεία εξαγωγής δοκιμών για τη περιγραφή σκυροδέματος και αδρανών	133
Παράρτημα Δ: Σημεία εξαγωγής δοκιμών για τη θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος	134
Παράρτημα Ε: Προσδιορισμός Μόνιμων (G) και Κινητών (Q) Φορτίων	136
Παράρτημα Ζ: Ανηγμένο Αξονικό Φορτίο	138
Παράρτημα Η: Συντελεστές για τον προσδιορισμό της πραγματικής ροπής αδράνειας των στοιχείων του κτιρίου.	140
Παράρτημα Θ: Παράδειγμα υπολογισμού της ροπής αδράνειας του Κ1-2	144
Παράρτημα Ι: Αναλυτικός έλεγχος μηχανισμών αστοχίας του υποστυλώματος Κ1-2	146
Παράρτημα Κ: Αναλυτικός υπολογισμός των θ_y και θ_u του υποστυλώματος Κ1-2	151
Παράρτημα Λ: Υστερητική συμπεριφορά στην Χ και Υ διεύθυνση	155

Κατάλογος Εικόνων

Εικόνα 2.1 Σημαντικοί παράμετροι για μη-συμμετρικά σε κάτοψη κτίρια (Rofooei and Mirjalili, 2018)	25
Εικόνα 3.1: Κάτοψη Υπογείου (αποτύπωση Δήμου Λευκωσίας)	29
Εικόνα 3.2: Κάτοψη Ισογείου (αποτύπωση Δήμου Λευκωσίας)	30
Εικόνα 3.3: Κάτοψη 1 ^{ου} Ορόφου (αποτύπωση Δήμου Λευκωσίας)	30
Εικόνα 3.4: Κάτοψη Πατώματος Ισογείου (Στατική Μελέτη)	31
Εικόνα 3.5: Ξυλότυπος Μεσοπατώματος (Στατική Μελέτη)	31
Εικόνα 3.6: Ξυλότυπος Οροφής (Στατική Μελέτη)	32
Εικόνα 3.7: Σύγκριση σχεδίου στατικής μελέτης (αριστερά) με σχέδιο αποτύπωσης (δεξιά).	33
Εικόνα 3.8: (α) Λιθολογία βάθους 30m και (β) Σεισμικές Ζώνες Κύπρου (CYS EN 1998 -1:2004, σελίδα 12)	34
Εικόνα 3.9: Εμφάνιση κηλίδων σκουριάς	35
Εικόνα 3.10: Εμφάνιση κηλίδων σκουριάς	35
Εικόνα 3.11: Διάβρωση Οπλισμού - αποκόλληση επιχρίσματος	35
Εικόνα 3.13: Υδρορροή εισέρχεται μέσα από υποστύλωμα - έντονο φαινόμενο υγρασίας	36
Εικόνα 3.12: Αποφλοιώση σκυροδέματος και εμφάνιση του οπλισμού	35
Εικόνα 3.14: Έντονο φαινόμενο υγρασίας σε πλάκα εσωτερικά του κτιρίου	36
Εικόνα 3.15: Κακή επικάλυψη στο κάτω μέρος της πλάκας - Εμφάνιση του οπλισμού	36
Εικόνα 3.16: Κακή επικάλυψη στο κάτω μέρος της πλάκας και εμφάνιση του οπλισμού - Έντονη υγρασία	36
Εικόνα 3.17: Παραμόρφωση της πλάκας που βγαίνει σε πρόβολο	36
Εικόνα 3.18: Οριζόντιες ρωγμές στο σημείο ένωσης του κάτω μέρους της τοιχοποιίας με τον φέροντα οργανισμό του κτιρίου	36
Εικόνα 3.20: Τοιχοπλήρωση περιμετρικά του κτιρίου	37
Εικόνα 3.21: Απουσία τοιχοποιίας εσωτερικά του κτιρίου	37
Εικόνα 3.22: Τμήμα με οριζόντια μη κανονικότητα σε κάτοψη - Ενδεχόμενο στρεπτικής παραμόρφωσης	38
Εικόνα 3.23: Μερικού ύψους τοιχοπληρώσεις μεταξύ των υποστυλμάτων	39
Εικόνα 3.24: Μερικού ύψους τοιχοπληρώσεις μεταξύ των υποστυλμάτων	39
Εικόνα 3.25: Ύπαρξη παράθυρων σε ημιυπόγειο	39
Εικόνα 3.26: Καθορισμός του βάθους ενανθράκωσης	41
Εικόνα 3.27: Προσδιορισμός του βάθους ενανθράκωσης	41
Εικόνα 3.28: Διάβρωση χάλυβα λόγω χλωριόντων (Τάσιος Π.Θ., 1993).	43
Εικόνα 4.1: Συσχέτιση μέσης θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος με την ταχύτητα διάδοσης υπερήχων (Λογοθέτης 1980)	47
Εικόνα 4.2: Μαγνητογράφιση οπλισμού (CEARS Cyprus)	51
Εικόνα 4.3: Μέτρηση διαμέτρου οπλισμού (CEARS Cyprus)	51
Εικόνα 4.4: Διάγραμμα σ-ε σκυροδέματος σε μονοαξονική θλίψη (EN 1992-1-1, 2004)	52
Εικόνα 4.5: Διαφορετική θέση των υποστυλμάτων ανάμεσα στα στατικά σχέδια μελέτης (δεξιά) και στα σχέδια αποτύπωσης (αριστερά)	53
Εικόνα 4.6: Κατάργηση τμήματος του ιχθυοπωλείου από την προσομοίωση και ανάλυση	54
Εικόνα 4.7: Ξυλότυπος Οροφής Υπογείου S.S.L +164.38	54
Εικόνα 4.8: Ξυλότυπος Οροφής Ισογείου S.S.L +168.87	55
Εικόνα 4.9: Ξυλότυπος 1 ^{ου} Ορόφου S.S.L +171.85	55
Εικόνα 4.10: Προσομοίωμα νοτιοανατολικού τμήματος - Όψεις (α) Νοτιοανατολική, (β) Βορειοδυτική (γ) Βορειοανατολική	56
Εικόνα 4.11: Προσομοίωμα νοτιοανατολικού τμ. και σημεία αρθρώσεων υποστυλμάτων με μεγάλο αξονικό	58
Εικόνα 4.12: Εδαφική Τομή (Geoinvest Ltd)	60
Εικόνα 4.13: Διάγραμμα για τον προσδιορισμό του c_z (Γκαζέτας, 1991)	62
Εικόνα 4.14: Διάγραμμα για τον προσδιορισμό του $k_{y,emb}$ (Γκαζέτας, 1991)	63

Εικόνα 4.15: Διάγραμμα για τον προσδιορισμό του c_y (Γκαζέτας, 1991)	64
Εικόνα 4.16: Διάγραμμα για τον προσδιορισμό του c_{rx} (Γκαζέτας, 1991)	65
Εικόνα 4.17: Διάγραμμα για τον προσδιορισμό του c_t (Γκαζέτας, 1991)	66
Εικόνα 4.18: Προσομοίωμα νοτιοανατολικού τμήματος με links (Όψη Ανατολική) (SAP2000)	68
Εικόνα 4.19: Προσομοίωμα νοτιοανατολικού τμήματος με links (Όψη Βορειοδυτική) (SAP2000)	68
Εικόνα 4.20: (α) Κατανομή ροπής λόγω σεισμικής καταπόνησης καθ' ύψος ενός υποστυλώματος Ο.Σ. και (β)–(η) πιθανοί μηχανισμοί αστοχίας του: (β) Διαρροή διαμήκων οπλισμών, (γ) Διατμητική αστοχία κορμού, (δ) Αστοχία ματίσεων/αγκυρώσεων των κύριων οπλισμών, (ε) Διατμητική αστοχία κόμβων, (ζ) Διάτρηση πλακών, (η) Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς (πλάστιμη συμπεριφορά) (Pardalopoulos, Theriou and Pantazopoulou, 2013).	69
Εικόνα 5.1: Σχήματα ταλάντωσης των τριών πρώτων ιδιομορφών	81
Εικόνα 5.2: 1η ιδιομορφή $T=0.62$ sec (Προσ. 1)	81
Εικόνα 5.3: 1η ιδιομορφή $T=0.995$ sec (Προσ. 2)	81
Εικόνα 5.4: 2 ^η ιδιομορφή $T=0.56$ sec (Προσ. 1)	82
Εικόνα 5.5: 2η ιδιομορφή $T=0.936$ sec (Προσ. 2)	82
Εικόνα 5.6: 3η ιδιομορφή $T=0.32$ sec (Προσ. 1)	82
Εικόνα 5.7: 3η ιδιομορφή $T=0.46$ sec (Προσ. 2)	82
Εικόνα 5.8: 1η ιδιομορφή $T=1.003$ sec (Προσ. 3)	82
Εικόνα 5.9: 2η ιδιομορφή $T=0.95$ sec (Προσ. 3)	82
Εικόνα 5.10: 3 ^η ιδιομορφή $T=0.495$ sec (Προσ. 3)	83
Εικόνα 5.11: Θέση Κ.Μ και Κ.Σ στην κάτοψη του κτιρίου.	84
Εικόνα 6.1: Στάδια θλαβών των πλαστικών αρθρώσεων (+X Τριγωνική Κατανομή φόρτισης και -X Τριγωνική Κατανομή φόρτισης)	96
Εικόνα 6.2: Στάδια θλαβών των πλαστικών αρθρώσεων (+Y Τριγωνική Κατανομή φόρτισης και -Y Τριγωνική Κατανομή φόρτισης)	96
Εικόνα 6.3: Στάδια θλαβών των πλαστικών αρθρώσεων (+X Ομοιόμορφη Κατανομή φόρτισης και -X Ομοιόμορφη Κατανομή φόρτισης)	97
Εικόνα 6.4: Στάδια θλαβών των πλαστικών αρθρώσεων (+Y Ομοιόμορφη Κατανομή φόρτισης και -Y Ομοιόμορφη Κατανομή φόρτισης)	97
Εικόνα 7.1: Στάδια θλαβών των πλαστικών αρθρώσεων (RSN 6959) και (RSN 949)	107
Εικόνα 7.2: Στάδια θλαβών των πλαστικών αρθρώσεων (RSN 3965) και (RSN 8124)	107
Εικόνα 7.3: Στάδια θλαβών των πλαστικών αρθρώσεων (RSN 759) και (RSN 8130)	108
Εικόνα 7.4: Στάδια θλαβών των πλαστικών αρθρώσεων (RSN 5814)	108
Εικόνα Α.1: Σημεία εξαγωγής δοκιμών από το υπόγειο (Geoinvest)	130
Εικόνα Α.2: Σημεία εξαγωγής δοκιμών από το ισόγειο (Geoinvest)	130
Εικόνα Α.3: Σημεία εξαγωγής δοκιμών από τον 1 ^ο όροφο (Geoinvest)	131
Εικόνα Α.4: Σημεία εξαγωγής δοκιμών από το ισόγειο (CERS Cyprus)	131
Εικόνα Β.1: Σημεία εξαγωγής δοκιμών από το ισόγειο (Geoinvest)	132
Εικόνα Β.2: Σημεία εξαγωγής δοκιμών από 1 ^ο Όροφο (Geoinvest)	132
Εικόνα Γ.1: Σημεία εξαγωγής δοκιμών από το ισόγειο (Geoinvest)	133
Εικόνα Γ.2: Σημεία εξαγωγής δοκιμών από τον 1 Όροφο (Geoinvest)	133
Εικόνα Δ.1: Σημεία πυρηνοληψίας από υποστυλώματα του ισόγειου (Geoinvest)	134
Εικόνα Δ.2: Σημεία πυρηνοληψίας από υποστυλώματα του ισόγειου (CERS Cyprus)	134
Εικόνα Δ.3: Σημεία πυρηνοληψίας από υποστυλώματα του 1 ^{ου} ορόφου (Geoinvest)	135
Εικόνα Δ.4: Σημεία πυρηνοληψίας από δοκούς του ισόγειου (Geoinvest)	135
Εικόνα Ε.1: (α) Τομή Δ-Δ (Σχέδια αποτύπωσης του Δήμου Λευκωσίας) και (β) Θέσεις τοιχοποιίας στην κάτοψη 1 ^{ου} ορόφου, (γ) Όψη και Τομή τοίχου και (δ) Ίδια βάρη υλικών και πάχος επιχρισμάτων	136
Εικόνα Ε.2: (α) Σηθιαίο ύψους 0.77m και πάχους 0.15 m και (β) Σηθιαίο ύψους 0.86 m και πάχους 0.10 m	137

Εικόνα Θ.1: Διάταξη οπλισμών Κ1-2 (Response 2000)	144
Εικόνα Θ.2: Ξυλότυπος Οροφής Ισογείου S.S.L +168.87 – Θέση Κ1-2	144
Εικόνα Ι.1: Διάταξη οπλισμών Κ1-2 (Response 2000)	146
Εικόνα Ι.2: Ξυλότυπος Οροφής Ισογείου S.S.L +168.87 – Θέση Κ1-2	146
Εικόνα Κ.1: Διάταξη οπλισμών Κ1-2 (Response 2000)	151
Εικόνα Κ.2: Ξυλότυπος Οροφής Ισογείου S.S.L +168.87 – Θέση Κ1-2	151

Κωτάκης Στέργος

Κατάλογος Πινάκων

Πίνακας 3.1: Βάθος Ενανθράκωσης (Geoinvest)	42
Πίνακας 3.2: Βάθος Ενανθράκωσης (CERS Cyprus)	42
Πίνακας 3.3: Περιεκτικότητα χλωριόντων στο σκυρόδεμα (Geoinvest)	43
Πίνακας 4.1: Μέγεθος και ποσοστό πόρων (Geoinvest)	45
Πίνακας 4.2: Θλιπτική Αντοχή Σκυροδέματος των Υποστυλωμάτων Ισογείου (Geoinvest)	47
Πίνακας 4.3: Θλιπτική Αντοχή Σκυροδέματος των Υποστυλωμάτων Ισογείου (CERS Cyprus)	47
Πίνακας 4.4: Θλιπτική Αντοχή Σκυροδέματος των Υποστυλωμάτων Ορόφου (Geoinvest)	47
Πίνακας 4.5: Θλιπτική Αντοχή Σκυροδέματος των Δοκών Ισογείου (Geoinvest)	48
Πίνακας 4.6: Θλιπτική Αντοχή Σκυροδέματος των Δοκών Ορόφου (Geoinvest)	48
Πίνακας 4.7: Θλιπτική Αντοχή Σκυροδέματος με Μη-καταστροφικούς Ελέγχους (CERS Cyprus)	48
Πίνακας 4.8: Θλιπτική αντοχή στοιχείων της Αγοράς Παλαιού Δημαρχείου	51
Πίνακας 4.9: Προσδιορισμός του Μέτρου Ελαστικότητας	52
Πίνακας 4.10: Υποστυλώματα με ανηγμένο αξονικό >0.4	57
Πίνακας 4.11: Ιδιότητες εδαφικής στρώσης Fine Alluvium (Geoinvest Ltd)	60
Πίνακας 4.11: Μειωτικοί Συντελεστές (EN1998-5:2004)	61
Πίνακας 4.12: Αποτελέσματα ελατηριακών σταθερών	67
Πίνακας 4.13: Αποτελέσματα ελατηριακών σταθερών	67
Πίνακας 4.14: Μηχανισμοί Αστοχίας υποστυλωμάτων ισογείου για Χ και Υ διεύθυνση	71
Πίνακας 4.15: Μηχανισμοί Αστοχίας υποστυλωμάτων 1ου ορόφου για Χ και Υ διεύθυνση	74
Πίνακας 5.1: Δεδομένα εξεταζόμενου τμήματος	78
Πίνακας 5.2: Αποτελέσματα Ιδιομορφικής Ανάλυσης	79
Πίνακας 5.3: Θεμελιώδης Ιδιοπερίοδος	80
Πίνακας 6.1: Υπολογισμός Πλευρικών Φορτίων	87
Πίνακας 6.2 Μετατροπή του πολυβάθμιου σε μονοβάθμιο για όλες τις κατανομές φόρτισης και υπολογισμός της απαίτησης σε μετακίνηση.	91
Πίνακας 6.3: Αποτελέσματα Στοχευόμενων Μετακινήσεων της Κατασκευής	92
Πίνακας 6.4: Απαίτηση στροφών θ (%)	94
Πίνακας 7.1: Επιλεγμένα Επιταχυνσιογραφήματα (Peer Seismic Database)	99
Πίνακας 7.2: Μέγιστες μετακινήσεις στους κόμβους των Κ.Μ +Χ	103
Πίνακας 7.3: Μέγιστες μετακινήσεις στους κόμβους των Κ.Μ -Χ	103
Πίνακας 7.4: Μέγιστες μετακινήσεις στους κόμβους των Κ.Μ +Υ	103
Πίνακας 7.5: Μέγιστες μετακινήσεις στους κόμβους των Κ.Μ -Υ	103
Πίνακας 7.6: Απαίτηση στροφών στην +Χ Διεύθυνση	105
Πίνακας 7.7: Απαίτηση στροφών στην -Χ Διεύθυνση	105
Πίνακας 7.8: Απαίτηση στροφών στην +Υ Διεύθυνση	105
Πίνακας 7.9: Απαίτηση στροφών στην -Υ Διεύθυνση	105
Πίνακας 7.10: Χρονοϊστορίες ολικών και σχετικών επιταχύνσεων.	119
Πίνακας Ε.1: Φορτία τοιχοποιίας για $h_{op}=2.98$ m	137
Πίνακας Ε.2: Μόνιμα Φορτία Στηθαίων	137
Πίνακας Ε.3: Τιμές των δράσεων	137
Πίνακας Ζ.1: Αποτελέσματα ανάλυσης για τα στοιχεία του υπογείου	138
Πίνακας Ζ.2: Αποτελέσματα ανάλυσης για τα στοιχεία του ισογείου	138
Πίνακας Ζ.3: Αποτελέσματα ανάλυσης για τα στοιχεία του 1 ^{ου} ορόφου	139
Πίνακας Η.1.: Συντελεστές υποστυλωμάτων ισογείου	140
Πίνακας Η.2: Συντελεστές υποστυλωμάτων 1 ^{ου} ορόφου	141

Πίνακας Η.3: Συντελεστές δοκών ισογείου	142
Πίνακας Η.4: Συντελεστές δοκών 1 ^{ου} ορόφου	143
Πίνακας Θ.1: Δεδομένα υποστυλώματος Κ1-2	144
Πίνακας Θ.2: Αποτελέσματα Μ-φ του Κ1-2	145
Πίνακας Θ.3: Υπολογισμός της πραγματικής ροπής αδράνειας	145
Πίνακας Ι.1: Δεδομένα υποστυλώματος Κ1-2	146
Πίνακας Ι.2: Αποτελέσματα Μ-φ του Κ0-29	147
Πίνακας Ι.3: Ροπές Διαρροής (Response 2000)	149
Πίνακας Κ.1: Δεδομένα υποστυλώματος Κ1-2	151
Πίνακας Κ.2: Αποτελέσματα Μ-φ του Κ1-2	152
Πίνακας Κ.3: Στροφές του Κ1-2 για Χ και Υ-Διεύθυνση	155

Κωτάκης Στέργιος

Κατάλογος Γραφημάτων

Γράφημα 4.1: Μηχανισμοί αστοχίας υποστυλωμάτων ισογείου στην Χ διεύθυνση	72
Γράφημα 4.2: Μηχανισμοί αστοχίας υποστυλωμάτων ισογείου στην Υ διεύθυνση	72
Γράφημα 4.3: Μηχανισμοί αστοχίας υποστυλωμάτων 1 ^{ου} ορόφου στην Χ διεύθυνση	73
Γράφημα 4.4: Μηχανισμοί αστοχίας υποστυλωμάτων 1 ^{ου} ορόφου στην Υ διεύθυνση	73
Γράφημα 4.5: Αποτελέσματα στροφών θ_y και θ_u των υποστυλωμάτων ισογείου για την Χ διεύθυνση	76
Γράφημα 4.6: Αποτελέσματα στροφών θ_y και θ_u των υποστυλωμάτων ισογείου για την Υ διεύθυνση	76
Γράφημα 4.7: Αποτελέσματα στροφών θ_y και θ_u των υποστυλωμάτων 1 ^{ου} ορόφου για την Χ διεύθυνση	77
Γράφημα 4.8: Αποτελέσματα στροφών θ_y και θ_u των υποστυλωμάτων 1 ^{ου} ορόφου για την Υ διεύθυνση	77
Γράφημα 6.1: (α) Καμπύλη αντίστασης για τριγωνική κατανομή φόρτισης στην Χ – Διεύθυνση και (β) Διγραμμικοποίηση της καμπύλης σε όρους μονοβάθμιου ταλαντωτή	88
Γράφημα 6.2: (α) Μετατροπή Καμπύλης Αντίστασης σε όρους επιτάχυνσης-μετακίνησης και (β) Προσδιορισμός στοχευόμενης μετακίνησης με Τριγωνική Κατανομή στην Χ – Διεύθυνση	89
Γράφημα 6.3: Υπερωθητικές καμπύλες για τους δύο τύπους κατανομών και τις δύο διευθύνσεις	89
Γράφημα 6.4: Προσδιορισμός στοχευόμενης μετακίνησης με Τριγωνική Κατανομή στην +Χ & -Χ – Διεύθυνση	90
Γράφημα 6.5: Προσδιορισμός στοχευόμενης μετακίνησης με Τριγωνική Κατανομή στην Υ και -Υ – Διεύθυνση	90
Γράφημα 6.6: Προσδιορισμός στοχευόμενης μετακίνησης με Ομοιόμορφη Κατανομή στην Χ & -Χ – Διεύθυνση.	90
Γράφημα 6.7: Προσδιορισμός στοχευόμενης μετακίνησης με Ομοιόμορφη Κατανομή στην Υ και -Υ Διεύθυνση.	90
Γράφημα 6.8: Απαίτηση Μετακίνησης	92
Γράφημα 6.9: Μέγιστες Μετακινήσεις των Κ.Μ. στην Χ - Διεύθυνση	93
Γράφημα 6.10: Μέγιστες Μετακινήσεις των Κ.Μ. στην Υ - Διεύθυνση	93
Γράφημα 6.11: Κανονικοποιημένες μετακινήσεις των Κ.Μ. στην Χ – και Υ - Διεύθυνση	93
Γράφημα 6.12: Ικανότητα στροφών	94
Γράφημα 6.13: Απαίτηση στροφών	94
Γράφημα 7.1: Φάσμα επιλεγμένων επιταχυνσιογραφημάτων για 5% απόσβεση στην οριζόντια διεύθυνση 1	99
Γράφημα 7.2: Φάσμα επιλεγμένων επιταχυνσιογραφημάτων για 5% απόσβεση στην οριζόντια διεύθυνση 2	100
Γράφημα 7.3: Φάσμα επιλεγμένων επιταχυνσιογραφημάτων για 5% απόσβεση στην κάθετη διεύθυνση.	100
Γράφημα 7.4: Φάσματα μετακινήσεων επιλεγμένων επιταχυνσιογραφημάτων στην οριζόντια διεύθυνση 1	101
Γράφημα 7.5: Φάσματα μετακινήσεων επιλεγμένων επιταχυνσιογραφημάτων στην οριζόντια διεύθυνση 2	101
Γράφημα 7.6: Φάσματα μετακινήσεων επιλεγμένων επιταχυνσιογραφημάτων στην κάθετη διεύθυνση.	102
Γράφημα 7.7: Μέγιστες Μετακινήσεις των Κ.Μ. στην Χ – Διεύθυνση	104
Γράφημα 7.8: Μέγιστες Μετακινήσεις των Κ.Μ. στην Υ – Διεύθυνση	104
Γράφημα 7.9: Απαίτηση στροφών. στην +Χ – Διεύθυνση και -Χ – Διεύθυνση	106
Γράφημα 7.10: Απαίτηση στροφών. στην +Υ – Διεύθυνση και -Υ – Διεύθυνση	106
Γράφημα 7.11: Base Shear – Displacement (RSN 6959)	109
Γράφημα 7.12: Base Shear – Displacement (RSN 949)	109
Γράφημα 7.13: Base Shear – Displacement (RSN 3965)	110
Γράφημα 7.14: Base Shear – Displacement (RSN 8124)	110
Γράφημα 7.15: Base Shear – Displacement (RSN 759)	110
Γράφημα 7.16: Base Shear – Displacement (RSN 8130)	111
Γράφημα 7.17: Base Shear – Displacement στην Χ - Διεύθυνση (RSN 5814)	111
Γράφημα 7.18: Μετακίνηση στον χώρο	112
Γράφημα 7.19: Σύγκριση ικανότητας / απαιτήσεων στροφών τεσσάρων ακραίων υποστυλωμάτων	114

Γράφημα 7.20: Σύγκριση ικανότητας / απαιτήσεων στροφών των υποστυλωμάτων 1 ^{ου} ορόφου για την Χ διεύθυνση	115
Γράφημα 7.21: Σύγκριση ικανότητας / απαιτήσεων στροφών των υποστυλωμάτων 1 ^{ου} ορόφου για την -Χ διεύθυνση	115
Γράφημα 7.22: Σύγκριση ικανότητας / απαιτήσεων στροφών των υποστυλωμάτων 1 ^{ου} ορόφου για την Υ διεύθυνση	116
Γράφημα 7.23: Σύγκριση ικανότητας / απαιτήσεων στροφών των υποστυλωμάτων 1 ^{ου} ορόφου για την -Υ διεύθυνση	116
Γράφημα 7.24: Αποτελέσματα Ενέργειας από ανάλυση με τριγωνική κατανομή στην +Χ διεύθυνση.	117
Γράφημα 7.25: Αποτελέσματα Ενέργειας από ανάλυση με τριγωνική κατανομή στην -Χ διεύθυνση.	117
Γράφημα 7.26: Αποτελέσματα Ενέργειας από ανάλυση με τριγωνική κατανομή στην +Υ διεύθυνση.	117
Γράφημα 7.27: Αποτελέσματα Ενέργειας από ανάλυση με τριγωνική κατανομή στην -Υ διεύθυνση.	117
Γράφημα 7.28: Αποτελέσματα Ενέργειας από ανάλυση με ομοιόμορφη κατανομή στην +Χ διεύθυνση.	117
Γράφημα 7.29: Αποτελέσματα Ενέργειας από ανάλυση με ομοιόμορφη κατανομή στην -Χ διεύθυνση	117
Γράφημα 7.30: Αποτελέσματα Ενέργειας από ανάλυση με ομοιόμορφη κατανομή στην +Υ διεύθυνση.	117
Γράφημα 7.31: Αποτελέσματα Ενέργειας από ανάλυση με ομοιόμορφη κατανομή στην -Υ διεύθυνση.	117
Γράφημα 7.32: Αποτελέσματα Ενέργειας (RSN6959).	118
Γράφημα 7.33: Αποτελέσματα Ενέργειας (RSN949).	118
Γράφημα 7.34: Αποτελέσματα Ενέργειας (RSN3965).	118
Γράφημα 7.35: Αποτελέσματα Ενέργειας (RSN8124).	118
Γράφημα 7.36: Αποτελέσματα Ενέργειας (RSN759).	118
Γράφημα 7.37: Αποτελέσματα Ενέργειας (RSN8130).	118
Γράφημα 7.38: Αποτελέσματα Ενέργειας (RSN5814).	119
Γράφημα 7.39: Τιμές Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Χ διεύθυνση (RSN6959).	119
Γράφημα 7.40: Τιμές Απόλυτης Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Χ διεύθυνση (RSN6959).	119
Γράφημα 7.41: Τιμές Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Υ διεύθυνση (RSN6959).	120
Γράφημα 7.42: Τιμές Απόλυτης Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Υ διεύθυνση (RSN6959).	120
Γράφημα 7.43: Τιμές Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Χ διεύθυνση (RSN949).	120
Γράφημα 7.44: Τιμές Απόλυτης Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Χ διεύθυνση (RSN949).	120
Γράφημα 7.45: Τιμές Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Υ διεύθυνση (RSN949).	120
Γράφημα 7.46: Τιμές Απόλυτης Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Υ διεύθυνση (RSN949).	120
Γράφημα 7.47: Τιμές Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Χ διεύθυνση (RSN3965).	120
Γράφημα 7.48: Τιμές Απόλυτης Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Χ διεύθυνση (RSN3965).	120
Γράφημα 7.49: Τιμές Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Υ διεύθυνση (RSN3965).	121
Γράφημα 7.50: Τιμές Απόλυτης Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Υ διεύθυνση (RSN3965).	121
Γράφημα 7.51: Τιμές Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Χ διεύθυνση (RSN8124).	121
Γράφημα 7.52: Τιμές Απόλυτης Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Χ διεύθυνση (RSN8124).	121
Γράφημα 7.53: Τιμές Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Υ διεύθυνση (RSN8124).	121
Γράφημα 7.54: Τιμές Απόλυτης Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Υ διεύθυνση (RSN8124).	121
Γράφημα 7.55: Τιμές Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Χ διεύθυνση (RSN759).	121
Γράφημα 7.56: Τιμές Απόλυτης Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Χ διεύθυνση (RSN759).	121
Γράφημα 7.57: Τιμές Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Υ διεύθυνση (RSN759).	122
Γράφημα 7.58: Τιμές Απόλυτης Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Υ διεύθυνση (RSN759).	122
Γράφημα 7.59: Τιμές Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Χ διεύθυνση (RSN8130).	122
Γράφημα 7.60: Τιμές Απόλυτης Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Χ διεύθυνση (RSN8130).	122
Γράφημα 7.61: Τιμές Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Υ διεύθυνση (RSN8130).	122
Γράφημα 7.62: Τιμές Απόλυτης Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Υ διεύθυνση (RSN8130).	122

Γράφημα 7.63: Τιμές Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Χ διεύθυνση (RSN5814).	122
Γράφημα 7.64: Τιμές Απόλυτης Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Χ διεύθυνση (RSN5814).	122
Γράφημα 7.65: Τιμές Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Υ διεύθυνση (RSN5814).	123
Γράφημα 7.66: Τιμές Απόλυτης Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Υ διεύθυνση (RSN5814).	123
Γράφημα Θ.1: Διάγραμμα Μ – φ του Κ1-2	145
Γράφημα Ι.1: Διάγραμμα Μ – φ του υποστυλώματος Κ1-2	147
Γράφημα Ι.2: Μηχανισμοί αστοχίας υποστυλώματος ισογείου Κ1-2 στην Χ διεύθυνση.	150
Γράφημα Ι.3: Μηχανισμοί αστοχίας υποστυλώματος ισογείου Κ1-2 στην Υ διεύθυνση.	150
Γράφημα Κ.1: Διάγραμμα Μ – φ του Κ1-2	152
Γράφημα Λ.1: Base Shear – Displacement στην Χ - Διεύθυνση (RSN 6959)	155
Γράφημα Λ.2: Base Shear – Displacement στην Υ - Διεύθυνση (RSN 6959)	156
Γράφημα Λ.3: Base Shear – Displacement στην Χ - Διεύθυνση (RSN 949)	156
Γράφημα Λ.4: Base Shear – Displacement στην Υ - Διεύθυνση (RSN 949)	157
Γράφημα Λ.5: Base Shear – Displacement στην Χ - Διεύθυνση (RSN 3965)	157
Γράφημα Λ.6: Base Shear – Displacement στην Υ - Διεύθυνση (RSN 3965)	158
Γράφημα Λ.7: Base Shear – Displacement στην Χ - Διεύθυνση (RSN 8124)	158
Γράφημα Λ.8: Base Shear – Displacement στην Υ - Διεύθυνση (RSN 8124)	159
Γράφημα Λ.9: Base Shear – Displacement στην Χ - Διεύθυνση (RSN 759)	159
Γράφημα Λ.10: Base Shear – Displacement στην Υ - Διεύθυνση (RSN 759)	160
Γράφημα Λ.11: Base Shear – Displacement στην Χ - Διεύθυνση (RSN 8130)	160
Γράφημα Λ.12: Base Shear – Displacement στην Υ - Διεύθυνση (RSN 8130)	161
Γράφημα Λ.13: Base Shear – Displacement στην Χ - Διεύθυνση (RSN 5814)	161
Γράφημα Λ.14: Base Shear – Displacement στην Υ - Διεύθυνση (RSN 5814)	162

Κεφάλαιο 1. Εισαγωγή

Η ανάγκη για την αποτίμηση των υφιστάμενων κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος τα τελευταία χρόνια αυξάνεται. Οι λόγοι που δημιουργούν την ανάγκη για τον έλεγχο αυτό είναι οι ακόλουθοι (Τρέζος, 2009):

- Αύξηση του επιπέδου ασφαλείας της κατασκευής, σύμφωνα με τους νέους κανονισμούς.
- Αλλαγή χρήσης της κατασκευής.
- Αποκλίσεις από την αρχική μελέτη.
- Αρνητικές ενδείξεις κατά τον περιοδικό έλεγχο της κατασκευής.
- Διαπίστωση σφαλμάτων κατά τη μελέτη ή την εκτέλεση.
- Χρήση ακατάλληλων υλικών ή μεθόδων κατασκευής.
- Φθορές και βλάβες στον φέροντα οργανισμό.
- Αμφιβολίες ως προς την ασφάλεια μετά από βλάβες και φθορές που δεν οφείλονται σε εμφανείς αιτίες.

Η αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών αλλά και ο σχεδιασμός των σχετικών επεμβάσεων δεν μπορούν να γίνουν με τους κανονισμούς που αφορούν νέες κατασκευές. Αυτό οφείλεται στις διαφορές που υπάρχουν μεταξύ του σχεδιασμού μιας νέας κατασκευής και του ελέγχου μιας υφισταμένης. Οι διαφορές βασίζονται κυρίως στον διαφορετικό βαθμό της γνώσεως και της αβεβαιότητας για τις βασικές μεταβλητές του σχεδιασμού. Συγκεκριμένα, στις νέες κατασκευές ο σχεδιασμός βασίζεται κυρίως σε προδιαγραφόμενες ποιότητες υλικών, γεωμετρίας, και λεπτομερειών οπλίσεως.

Αντίθετα, στις υφιστάμενες κατασκευές υπάρχει δυνατότητα επιβεβαίωσης των γεωμετρικών διαστάσεων του φέροντα οργανισμού με ακρίβεια, αλλά το ποσοστό αβεβαιότητας για την ποιότητα εκτέλεσης των εργασιών και της ποιότητας των υλικών είναι μεγαλύτερο. Κριτήριο για τον προσδιορισμό του βαθμού αβεβαιότητας ενός εξεταζόμενου κτιρίου είναι η ποσότητα και ποιότητα των διατιθέμενων πληροφοριών. Οι πληροφορίες αυτές μπορεί να προέρχονται ήδη από τη φάση της μελέτης και εκτέλεσης του έργου, αλλά και από ελέγχους που θα γίνουν επιτόπου στο έργο.

Στην ειδική περίπτωση ιστορικών κατασκευών Ο/Σ, οι οποίες ορίζονται ως διατηρητέες, το επίπεδο επιτελεστικότητας που χρησιμοποιείται για την αποτίμηση και ενίσχυσή τους διαφέρει και πρέπει να μελετάται κατά περίπτωση. Αναλόγως με την αρχή διατήρησης, το ιδιοκτησιακό καθεστώς και τους χρήστες, μια ιστορική κατασκευή Ο/Σ μπορεί να ελέγχεται για επίπεδα ασφαλείας κανονικών κατασκευών, υψηλότερες στάθμες ασφαλείας εάν έχει υψηλή κοινωνική αξία, χαμηλότερα επίπεδα επιτελεστικότητας για να μην καταστραφεί η ιστορική μορφή λόγω επεμβάσεων ενίσχυσης, ή υψηλότερα επίπεδα επιτελεστικότητας για να μειωθούν οι επεμβάσεις επισκευών μετά από ένα ενδεχόμενο σεισμό. Φυσικά, η ασφάλεια των χρηστών είναι μείζονος σημασίας και τελικά η λύση που θα επιλεγεί πρέπει να τη διασφαλίζει, έχοντας πάντα υπόψη τη διατήρηση της μορφής, επιτρέποντας κάποιες εξαιρέσεις από τις κανονιστικές διατάξεις (ASCE, 2018).

Η προσομοίωση και αποτίμηση μιας κατασκευής είναι πολύ σημαντική, εφόσον το αποτέλεσμα της διαδικασίας αποτίμησης θα καθορίσει και την απαίτηση ενίσχυσης σε όρους αντοχής και πλαστιμότητας, όπως επίσης και το μέγεθος βλάβης που είναι πιθανό να αναπτυχθεί σε ένα μελλοντικό σεισμικό συμβάν. Η ανάλυση τρισδιάστατων μοντέλων, όπως ορίζεται από τους κανονισμούς, μπορεί να γίνεται είτε στατικά είτε δυναμικά. Η δυναμική ανάλυση έχει το πλεονέκτημα να συνυπολογίζει την επίδραση των ανώτερων ιδιομορφών στην απόκριση του φορέα, ειδικά σε περιπτώσεις με μεγάλο αριθμό ορόφων. Αμφισβητείται όμως σε αυτή την ανάλυση η εγκυρότητα των αποτελεσμάτων, καθώς προκύπτουν από συνδυασμούς των ιδιομορφών, ενώ υποεκτιμώνται και οι στροφές στους χαμηλότερους ορόφους και δεν λαμβάνεται υπόψη η αλλαγή στην δυσκαμψία του φορέα από την εναλλαγή του αξονικού στα κατακόρυφα στοιχεία (Priestley, 2003).

Για την περίπτωση της στατικής ανελαστικής ανάλυσης, δύο διαφορετικές προσεγγίσεις θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν, είτε με επιβολή αυξανόμενης δύναμης στις στάθμες των ορόφων με βάση την πρώτη ιδιομορφή, είτε με επιβολή αυξανόμενων μετακινήσεων, που πάλι θα κατανομούνται με βάση την πρώτη ιδιομορφή ταλάντωσης. Τα πραγματικά επίπεδα μετακινήσεων της κατασκευής δεν μπορούν να δοθούν μέσω της επιβολής δυνάμεων λόγω πρόωρου τερματισμού, ενώ επιπλέον υπερεκτιμώνται οι αντοχές της κατασκευής (Thermou and Pantazopoulou, 2011). Αντίθετα, αναλύσεις που επιβάλλουν αυξανόμενες μετακινήσεις στις στάθμες των ορόφων μπορούν να υπερβούν τα προβλήματα μη συγκλίσεων με την ανακατανομή της έντασης σε περιπτώσεις τοπικών αστοχιών, ενώ δίνουν και μια καλή εκτίμηση της ακολουθίας αστοχιών των επιμέρους στοιχείων.

Στη διατριβή αυτή επιχειρείται η αποτίμηση ενός ιστορικού κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, το οποίο έχει οριστεί ως διατηρητέο από τον Κλάδο Διατήρησης του Τμήματος Πολεοδομίας και Οικήσεως. Το ιστορικό αυτό κτίριο, το οποίο κατασκευάστηκε σε μια περίοδο όπου δεν υπήρχαν σε ισχύ στην Κύπρο Αντισεισμικοί Κώδικες, έχει μη - συμμετρική κάτοψη και τεράστιες ιδιοπεριόδους, οι οποίες οφείλονται στο γεγονός ότι τα κατακόρυφα στοιχεία της εποχής κτίζονταν μόνο για να παραλαμβάνουν τα φορτία βαρύτητας. Το μεγάλο της μέγεθος, καθώς και το μεγάλο ύψος του ισόγειου, επιτείνουν τη μη συμμετρία και στην καθ' ύψος διάσταση, σχηματίζοντας μαλακό όροφο στο ισόγειο.

Η αποτίμηση της κατασκευής πραγματοποιείται με δύο διαφορετικές μεθόδους: (α) Ανελαστική Στατική Ανάλυση και (β) Ανελαστική Ανάλυση Χρονοϊστορίας. Τα αποτελέσματα χρησιμοποιούνται για να συγκρίνουν την εφαρμοσιμότητα της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης σε περιπτώσεις κατασκευών με τις ιδιαιτερότητες που εμπερικλείουν οι ιστορικές κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος.

1.1. Δομή Εργασίας

Στο Κεφάλαιο 2, γίνεται βιβλιογραφική ανασκόπηση για την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών σχεδιασμένων χωρίς αντισεισμικές πρόνοιες, για το κανονιστικό πλαίσιο της ανελαστικής ανάλυσης και του βασικού θέματος που εξετάζει η συγκεκριμένη διπλωματική εργασία, δηλαδή τη σύγκριση στατικής ανελαστικής και δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης χρονοϊστορίας για μη συμμετρικό ιστορικό κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος.

Στο Κεφάλαιο 3, περιγράφεται το κτίριο μελέτης. Επίσης, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα του προσεισμικού οπτικού ελέγχου και των διερευνητικών εργασιών που πραγματοποιήθηκαν.

Στο Κεφάλαιο 4, πραγματοποιείται ο προσδιορισμός όλων των παραμέτρων, η προσομοίωση στο στατικό πρόγραμμα SAP2000 και ο έλεγχος των μηχανισμών αστοχίας των υποστυλωμάτων. Επίσης, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα και αναλυτικά ο τρόπος για τον υπολογισμό των στροφών διαρροής θ_y και αστοχίας θ_u για τα υποστυλώματα του νοτιοανατολικού τμήματος.

Στο Κεφάλαιο 5, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της Ιδιομορφικής Ανάλυσης για τρία διαφορετικά προσομοιώματα του εξεταζόμενου κτιρίου.

Στο Κεφάλαιο 6, πραγματοποιείται ανάλυση με την χρήση της στατικής ανελαστικής μεθόδου και παρουσιάζονται τα αποτελέσματα που προέκυψαν.

Στο Κεφάλαιο 7, περιγράφεται ο τρόπος για την επιλογή των επιταχυνσιογραφημάτων και παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης. Επιπλέον, πραγματοποιείται σύγκριση των αποτελεσμάτων των δύο μεθόδων.

Στο Κεφάλαιο 8, γίνεται παράθεση των συμπερασμάτων που προέκυψαν από τη μελέτη του μη συμμετρικού ιστορικού κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Κεφάλαιο 2. Κεφάλαιο 2: Βιβλιογραφική Ανασκόπηση

2.1.Αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών σχεδιασμένων χωρίς αντισεισμικές πρόνοιες.

Η σεισμική αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών είναι ένα από τα πιο σημαντικά ζητήματα που πρέπει να αντιμετωπίζουν οι μηχανικοί στις μέρες μας. Οι παλιές κατασκευές αυτή την στιγμή καλύπτουν πάνω από το 70% του υφιστάμενου δομημένου περιβάλλοντος, ενώ πάνω από το 50% αυτών έχουν ξεπεράσει τον ωφέλιμο χρόνο ζωής τους (50 χρόνια). Οι κατασκευές αυτές είναι ιδιαίτερα τρωτές όταν βρίσκονται σε σεισμικά ενεργές περιοχές και ακόμα περισσότερο στην περίπτωση που είχαν σχεδιαστεί και κατασκευαστεί σε περιόδους όπου είτε η γνώση δεν ήταν επαρκής, είτε ακόμα δεν υπήρχαν αντισεισμικοί κανονισμοί.

Ειδικά στις περιπτώσεις ιστορικών κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος, τα προβλήματα αυξάνονται εκθετικά, καθώς εκτός των ιδιότυπων τεχνικών κατασκευής τους, του μεγάλου χρόνου ζωής τους, των ιδιαίτερων αρχιτεκτονικών λεπτομερειών τους, όπως επίσης και της μεγάλης σπουδαιότητας τους, αυτές βρίσκονται εκτεθειμένες σε σεισμικές δράσεις για τις οποίες δεν είναι κατάλληλες. Η μελέτη αυτών των κατασκευών είναι σημαντική, καθώς αποτελούν μέρος της πολιτιστικής κληρονομιάς ενός τόπου, ενώ η κατάλληλη μέθοδος αποτίμησης τους επηρεάζει το εύρος των επισκευών και ενισχύσεων που θα απαιτηθούν για την διατήρηση και επαναχρησιμοποίηση τους (Georgiou, Ioannou and Pantazopoulou, 2019).

Ειδικά στις ιστορικές κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος, παράγοντες που συνεισφέρουν στην κακή αντισεισμική απόκριση αυτών είναι: η χαμηλή ποιότητα σκυροδέματος λόγω της χαμηλής ποιότητας τσιμέντου της εποχής, κακή κοκκομετρική διαβάθμιση αδρανών (αδρανή με διάμετρο μέχρι και 5 cm), επιτόπου ανάμειξη του σκυροδέματος σε μικρές ποσότητες που οδηγεί και σε μεγάλες αποκλίσεις των αντοχών των επιμέρους στοιχείων, μη ύπαρξη μηχανημάτων για συμπύκνωση του σκυροδέματος, κακές λεπτομέρειες όπλισης, μη επαρκείς συνδετήρες, ράβδοι οπλισμού χαμηλής αντοχής χωρίς νευρώσεις, διάβρωση οπλισμών λόγω μικρών επικαλύψεων, σχεδιασμός ισχυρών δοκών - ασθενών υποστυλωμάτων, απερίσφικτοι κόμβοι, μαλακοί όροφοι και μη συμμετρικότητα σε κάτοψη ή καθ' ύψος.

Αν και η αποτίμηση και ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών καλύπτεται αυτή τη στιγμή από τις πρόνοιες του Ευρωκώδικα 8 Μέρος 3 για τις πλείστες χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης, για την περίπτωση των ιστορικών κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος, λόγω και της ιδιαίτερης φύσης τους, ο κανονισμός είναι πιο ελαστικός, προτείνοντας την χρήση και άλλων μεθόδων και τεχνικών, πέρα από αυτές που αναφέρει, τις οποίες όμως δεν ορίζει.

Από τις μεθόδους που προτείνονται στον Ευρωκώδικα για την αποτίμηση των υφιστάμενων κατασκευών, οι ελαστικές μέθοδοι οδηγούν σε τεράστιες απαιτήσεις εντατικών μεγεθών, καθώς δεν λαμβάνουν υπ' όψη τους την απόσβεση ενέργειας μέσω των ανελαστικών μηχανισμών ρηγμάτωσης, με αποτέλεσμα να οδηγούν σε μεγάλες απαιτήσεις ενίσχυσης και άρα τροποποιήσεων του φορέα.

Αντίθετα, οι ανελαστικές αναλύσεις, αν και χρειάζονται περισσότερη διερεύνηση και καταστρεπτικές δοκιμές των υλικών του φορέα, μπορούν να συνυπολογίσουν τα φαινόμενα απόσβεσης ενέργειας μέσω του σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων. Η αποτίμηση της πραγματικής ικανότητας της κατασκευής είναι σε αυτή την περίπτωση πιο κατάλληλη.

Όσον αφορά τις ανελαστικές αναλύσεις για την αποτίμηση των υφιστάμενων κατασκευών, ο Ευρωκώδικας 8 Μέρος 3, δίνει την δυνατότητα να χρησιμοποιηθούν είτε η ανελαστική στατική (Pushover), είτε η ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας (Timehistory). Οι ανελαστικές αναλύσεις χρονοϊστορίας θεωρούνται γενικά ως οι πιο ακριβείς μέθοδοι για τον καθορισμό της σεισμικής απαίτησης, χρειάζονται όμως εξειδικευμένες γνώσεις για τον καθορισμό των σεισμικών φορτίων με την επιλογή των επιταχυνσιογραφημάτων, καθώς και μεγάλους υπολογιστικούς χρόνους για την ανάλυση. Ως εκ τούτου, οι ανελαστικές στατικές αναλύσεις που βασίζονται στην υπερωθητική καμπύλη μιας κατασκευής είναι πιο διαδεδομένες στους μηχανικούς της πράξης. Κύρια παραδοχή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η θεώρηση ότι η ανελαστική συμπεριφορά ενός πολυβάθμιου συστήματος μπορεί να προσεγγιστεί από τη συμπεριφορά ενός μονοβάθμιου συστήματος, καθορίζοντας τους μηχανισμούς διαρροής που επηρεάζουν την απόκριση μιας κατασκευής.

2.2. Κανονιστικό πλαίσιο για ανελαστικές αναλύσεις.

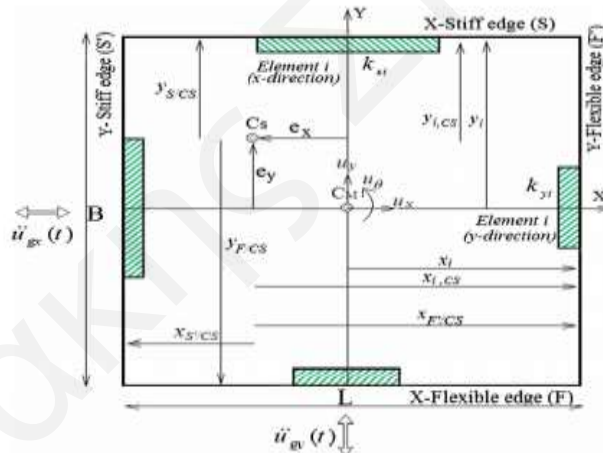
Η Κύπρος όπως και οι πλείστες χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης, διέπονται από τους Ευρωκώδικες για την ανάλυση και τον σχεδιασμό κατασκευών. Συγκεκριμένα, η αποτίμηση καθορίζεται στον Ευρωκώδικα 8, Μέρος 3 (EC8-P3), ο οποίος παραθέτει τις μεθόδους αποτίμησης έναντι σεισμικών δράσεων, όπως επίσης και κάποιες κατευθυντήριες γραμμές για τον σχεδιασμό ενισχύσεων υφιστάμενων κατασκευών. Σε κάθε περίπτωση, η σεισμική δράση στην περίπτωση αποτίμησης κατασκευών υπολογίζεται από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού, χωρίς συντελεστή συμπεριφοράς (§ 4.4.1(2)).

Ειδικά για την περίπτωση μη-συμμετρίας των κατασκευών σε κάτοψη, ο EC8-Part3 απαιτεί την χρήση χωρικού μοντέλου (§ 4.4.4.1(2)). Για να ληφθεί υπόψιν η μη-συμμετρία καθ' ύψος, επιβάλλει την χρήση τουλάχιστον δύο κατανομών των επιβαλλόμενων φορτίων στους ορόφους, μία «ομοιόμορφη» και μία «ιδιομορφική» κατανομή, ενώ τα φορτία επιβάλλονται στο Κ.Μ. των ορόφων (§ 4.4.4.2). Ο καθορισμός της καμπύλης αντίστασης (capacity curve) υπολογίζεται σε αυτή την περίπτωση με βάση τις διατάξεις του EN 1998-1:2004, § 4.3.3.4.2.3(1),(2), ενώ η Μετακίνηση Στόχος, η οποία αφορά σε κάθε περίπτωση τον κόμβο ελέγχου που αντιστοιχεί στο Κ.Μ. του ανώτερου ορόφου, για την οποία γίνεται τελικά και η αποτίμηση του επιπέδου βλάβης της κατασκευής στον σεισμό σχεδιασμού, γίνεται με βάση τον EN 1998-1:2004, § 4.3.3.4.2.6(1) και το Παράρτημα Β. Στο Παράρτημα αυτό παρατίθεται η διαδικασία μετατροπής του πολυβάθμιου ταλαντωτή σε μονοβάθμιο και ο υπολογισμός της

απαιτούμενης μετακίνησης για τον σεισμό σχεδιασμού, μέσω της ιδιοπεριόδου του μονοβάθμιου ταλαντωτή.

Ο EC8-Part3, για να λάβει υπ' όψιν του τις στρεπτικές επιρροές και τις επιρροές των ανώτερων ιδιομορφών στην απόκριση του φορέα, παραπέμπει στον EN 1998-1:2004, § 4.3.3.4.2.7(1)-(3) και EN 1998-1:2004, § 4.3.3.2.1(2)a, αντίστοιχα, ενώ στην περίπτωση της επίδρασης των ανώτερων ιδιομορφών δίνει ως εναλλακτική επιλογή την χρήση της Ανελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης (Χρονοϊστορίας).

Για σεισμική διέγερση σε κάθε διεύθυνση, η θέση και εκκεντρότητα του Κέντρου Δυσκαμψίας (Κ.Δ.) από το Κέντρο Μάζας (Κ.Μ.), ορίζει τη δύσκαμπτη (stiff edge) και εύκαμπτη (flexible edge) πλευρά του συστήματος (Εικόνα 2.1), και ενώ το φορτίο επιβάλλεται στο Κ.Μ., η στροφή της κάτοψης πραγματοποιείται γύρω από το Κ.Δ., με αποτέλεσμα (α) εκτός από τις μετακινήσεις λόγω της μεταφορικής συνιστώσας της διέγερσης να εμφανίζονται και στροφές στην κάτοψη οι οποίες προσ αυξάνουν τις μετακινήσεις των ακραίων υποστυλωμάτων, (β) οι μετακινήσεις λόγω στροφών να αυξάνονται με αυξανόμενη απόσταση από το Κ.Δ., άρα στις εύκαμπτες πλευρές αυτές θα είναι μεγαλύτερες και (γ) στις δύσκαμπτες πλευρές οι μετακινήσεις αυτές θα έχουν αντίστροφη φορά σε σχέση με την μεταφορική συνιστώσα, επομένως θα μειώνουν τις τελικές μετακινήσεις.



Εικόνα 2.1 Σημαντικοί παράμετροι για μη-συμμετρικά σε κάτοψη κτίρια (Rofooei and Mirjalili, 2018)

Ο EN 1998-1:2004, § 4.3.3.4.2.7(1)-(3), που αφορά τη διαδικασία συνυπολογισμού των στρεπτικών φαινομένων, τόσο για τον σχεδιασμό νέων κατασκευών έναντι σεισμού, όπως επίσης και για την αποτίμηση υφιστάμενων, αναγνωρίζει το γεγονός ότι η Ανελαστική Στατική Ανάλυση μπορεί να υποεκτιμήσει σημαντικά τις παραμορφώσεις - μετακινήσεις στην δύσκαμπτη πλευρά ενός στρεπτικά ευαίσθητου κτιρίου, είτε πρόκειται για την πρώτη, είτε για την δεύτερη ιδιομορφή ταλάντωσης σε κάθε διεύθυνση. Έτσι, προτείνει την προσαύξηση των μετακινήσεων στη δύσκαμπτη πλευρά της κάτοψης, σε σχέση με τις μετακινήσεις που θα προέκυπταν αν το κτίριο δεν ήταν στρεπτικά ευαίσθητο. Ο συντελεστής προσαύξησης μπορεί να υπολογιστεί από τα αποτελέσματα μιας ελαστικής ιδιομορφικής ανάλυσης του χωρικού μοντέλου.

2.3. Στατική Ανελαστική και Δυναμική Ανελαστική Ανάλυση Χρονοϊστορίας για Μη Συμμετρικό Ιστορικό Κτίριο από Οπλισμένο Σκυρόδεμα.

Ένα από τα σημαντικότερα θέματα τα οποία καλείται η επιστημονική κοινότητα να αντιμετωπίσει, είναι η επιλογή της κατάλληλης μεθόδου ανάλυσης για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας ενός υφιστάμενου μη κανονικού σε κάτοψη κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα (Freeman, Nicoletti and Tyrell, 2010). Η μη κανονικότητα σε κάτοψη αποτελεί συνηθισμένο φαινόμενο στα περισσότερα υφιστάμενα κτίρια και συνήθως οδηγεί σε αύξηση των τάσεων στα κύρια φέροντα στοιχεία. Επίσης, η ανάλυση ενός μη κανονικού κτιρίου είναι πιο πολύπλοκη, σε σχέση με ένα κανονικό (Fajfar, P., Marusic and Perus, 2005; Herrera and Soberón, 2008). Το αποτέλεσμα της ορθής επιλογής μεθόδου θα καθορίσει και την απαίτηση ενίσχυσης σε όρους αντοχής και πλαστιμότητας, όπως επίσης και το μέγεθος βλάβης που είναι πιθανό να αναπτυχθεί σε ένα μελλοντικό σεισμικό συμβάν (Mahdi and Gharaie, 2010).

Η ανάλυση τρισδιάστατων μοντέλων είναι υποχρεωτική στην περίπτωση μη-συμμετρικών σε κάτοψη κατασκευών και, όπως ορίζεται από τους κανονισμούς, μπορεί να γίνεται είτε στατικά είτε δυναμικά (ASCE, 2018; CYS EN 1998-3, 2005; KANEPE). Η στατική ανελαστική ανάλυση πραγματοποιείται στις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου με την επιβολή σταδιακά αυξανόμενων δυνάμεων, οι οποίες έχουν την ίδια αναλογία με το σχήμα της θεμελιώδους ιδιομορφής σε κάθε διεύθυνση της φόρτισης. Η επιλογή της κατανομής των δυνάμεων καθ' ύψος του κτιρίου διαδραματίζει σε αυτή την περίπτωση κρίσιμο ρόλο στην ανάλυση του φορέα, καθώς παραμένει αμετάβλητη σε όλο το εύρος της φόρτισης, παρά τις αλλαγές στις δυσκαμψίες των ορόφων λόγω της ρηγμάτωσης.

Η ανελαστική στατική ανάλυση, λόγω των παραδοχών που εμπεριέχει, κρίνεται ότι είναι καταλληλότερη για κοντά, δύσκαμπτα και συμμετρικά κτίρια, ενώ θεωρείται ως ακατάλληλη για ψηλά κτίρια, στρεπτικά ευαίσθητα, μη ορθογωνικά, με σύζευξη μεταφορικών με στρεπτικές ταλαντώσεις, πολύ μη-γραμμικά ή απομειωμένης αντοχής και πολυώροφα πλαισιακά συστήματα (NEHRP Consultants Joint Venture, 2011). Ειδικά κάποιοι ερευνητές αποτρέπουν την χρήση της σε περιπτώσεις που εμφανίζονται φαινόμενα ασυμμετρίας ή ανώτερων ιδιομορφών (Oyguç, 2012; Carvalho, Bento and Bhatt, 2013; Katsanos, Sextos and Elnashai, 2014; Poursha, Khoshnoudian and Moghadam, 2014). Παρόλα αυτά, η ανελαστική στατική ανάλυση συνεχίζει να είναι μια επιλογή ακόμα και σε αυτές τις περιπτώσεις με βάση τον Ευρωκώδικα 8 Μέρος 3.

Ειδικά στην περίπτωση των μη-συμμετρικών κατασκευών που μετατίθενται κατά τη διάρκεια της σεισμικής φόρτισης από την ελαστική περιοχή στη μη-ελαστική, η αλληλεπίδραση της απόκρισης με τις δομητικές μη-συμμετρίες γίνεται πιο πολύπλοκη, εφόσον η κατανομή αντοχής και δυσκαμψίας αλλάζει συνεχώς κατά τη διάρκεια της φόρτισης (Ghayoumian and Emami, 2020). Οι ελαστικές στατικές μέθοδοι ανάλυσης αναπτύχθηκαν πρωτίστως για την αποτίμηση κατασκευών των οποίων η απόκριση είναι κυρίως μεταφορική, έτσι η εφαρμοσιμότητά τους στις περιπτώσεις κατασκευών με μη συμμετρία στην κάτοψη εμφανίζει προβλήματα εφαρμοσιμότητας, ειδικά για την ακριβή αποτίμηση της απόκρισης

(Rofooei and Mirjalili, 2018). Παρά τις εκτεταμένες έρευνες για την διερεύνηση τρόπων αποτίμησης με την στατική ανελαστική ανάλυση των μη-συμμετρικών κατασκευών, αυτές δεν έχουν ασχοληθεί με την αποτίμηση της πλαστιμότητας και των δεικτών βλάβης σε διαφορετικές διευθύνσεις φόρτισης της κάτοψης μέσω στατικών αναλύσεων (Ghayoumian and Emami, 2020).

Σύμφωνα με έρευνες που πραγματοποιήθηκαν (Mahdi and Gharaie, 2010; Mehmet, Bayram and Emrah, 2018; Deierlein, Reinhorn and Mr, 2019), η δυναμική ανελαστική ανάλυση με επιταχυνσιογραφήματα προσδιορίζει με καλύτερη ρεαλιστικότητα την απόκριση της κατασκευής σε μια σεισμική διέγερση και με μεγαλύτερη αξιοπιστία την φέρουσα ικανότητα της σε σχέση με οποιαδήποτε άλλη μέθοδο (Moghadam and Tso, 2000; Mahdi and Soltangharaie, 2019). Συγκεκριμένα, η δυναμική ανελαστική ανάλυση έχει το πλεονέκτημα να συνυπολογίζει την επίδραση των ανώτερων ιδιομορφών στην απόκριση του φορέα, ειδικά σε περιπτώσεις με μεγάλο αριθμό ορόφων. Όμως, ο μεγάλος χρόνος ανάλυσης που απαιτείται, αλλά και ο ανθρώπινος παράγοντας στην επιλογή των επιταχυνσιογραφήματων, καθιστά την χρήση της συγκεκριμένης μεθόδου μη εφικτή για τις περισσότερες πρακτικές εφαρμογές της καθημερινότητας (Mahdi and Gharaie, 2010). Επίσης, σε έρευνες (Priestley, 2003) που έχουν πραγματοποιηθεί αμφισβητείται η εγκυρότητα των αποτελεσμάτων με την χρήση της δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης, καθώς προκύπτουν από συνδυασμούς των ιδιομορφών, ενώ υποεκτιμώνται οι στροφές στους χαμηλότερους ορόφους και δεν λαμβάνεται υπόψη η αλλαγή στην δυσκαμψία του φορέα από την εναλλαγή του αξονικού στα κατακόρυφα στοιχεία.

Ως εκ τούτου, μέσα από μια σειρά ερευνών (Moghadam and Tso, 2000; Elnashai, 2001; Chopra AK, 2002; Faella, Giordano and Mezzi, 2004; Kalkan and Kunnath, 2006), αναπτύχθηκε η στατική ανελαστική ανάλυση (Pushover), η οποία αποτελεί μια πιο ορθολογική μέθοδο και επιτυγχάνει ικανοποιητική ισορροπία μεταξύ της αξιοπιστίας των αποτελεσμάτων και της δυνατότητας εφαρμογής για καθημερινή χρήση. Επιπλέον, δίνει πληροφορίες για τις απαιτήσεις μετακινήσεων του κτιρίου και εικόνα ως προς τα φέροντα στοιχεία που ενδέχεται να εκτεθούν σε μεγάλες βλάβες (Mwafy and Elnashai, 2001). Έρευνες έχουν δείξει ότι η συγκεκριμένη μέθοδος ανάλυσης παρέχει επαρκή εκτίμηση της απαίτησης μετακινήσεων, κυρίως για κτίρια με κύρια επίδραση τις πρώτες ιδιομορφές (Mehmet, Bayram and Emrah, 2018). Όμως, τα πραγματικά επίπεδα μετακινήσεων για κατασκευές με μη κανονικότητα σε κάτοψη και με επίδραση των ανώτερων ιδιομορφών δεν μπορούν να δοθούν με ακρίβεια, λόγω πρόωρου τερματισμού, ενώ επιπλέον υπερεκτιμώνται οι αντοχές της κατασκευής (Papanikolaou, Elnashai and Pareja, 2006; Thermou and Pantazopoulou, 2011; Cavdar and Bayraktar, 2014).

Η ανελαστική στατική ανάλυση βασίζεται σε τρεις κύριες παραδοχές: (α) ο φορέας έχει δύο κύρια επίπεδα συμμετρίας X και Y, (β) υπάρχει μια κύρια οριζόντια σεισμική συνισταμένη δύναμη που ασκείται παράλληλα σε κάθε επίπεδο συμμετρίας, και (γ) η δυναμική συμπεριφορά καθορίζεται από την κύρια ιδιομορφή ταλάντωσης που ενεργοποιεί το μέγιστο ποσοστό μάζας. Με βάση τις πιο πάνω

παραδοχές, η ελαστική στατική ανάλυση δεν μπορεί να εφαρμοστεί για την αποτίμηση των στροφών, των τοπικών φαινομένων ή της επίδρασης των ανώτερων ιδιομορφών, ενώ τα μη-συμμετρικά κτίρια δεν μπορούν να αναλυθούν με αυτή.

Όπως φαίνεται από την βιβλιογραφική ανασκόπηση, το θέμα της επιλογής μεθόδου ανάλυσης για μη-συμμετρικά κτίρια δεν έχει μελετηθεί πλήρως, ενώ από άποψη κανονιστικών ρυθμίσεων ο Ευρωκώδικας φαίνεται να είναι ελλιπής. Επιπλέον, στις έρευνες που πραγματοποιούνται παγκόσμια για τη μελέτη του φαινομένου, χρησιμοποιούνται τυποποιημένες κατασκευές με πιο σύγχρονες λεπτομέρειες όπλισης. Η μελέτη περίπτωσης ενός συγκεκριμένου ιστορικού κτιρίου με μη συμμετρία σε κάτοψη και καθ' ύψος, καθώς και με ιδιαιτερότητες στα υλικά και στον τρόπο κατασκευής, η πολύ μεγάλη ευκαμψία / ιδιοπερίοδο, όπως επίσης και ο ανύπαρκτος αντισεισμικός σχεδιασμός, προσδίδουν ιδιαιτερότητες στην ανάλυση που δεν έχουν προηγουμένως διερευνηθεί.

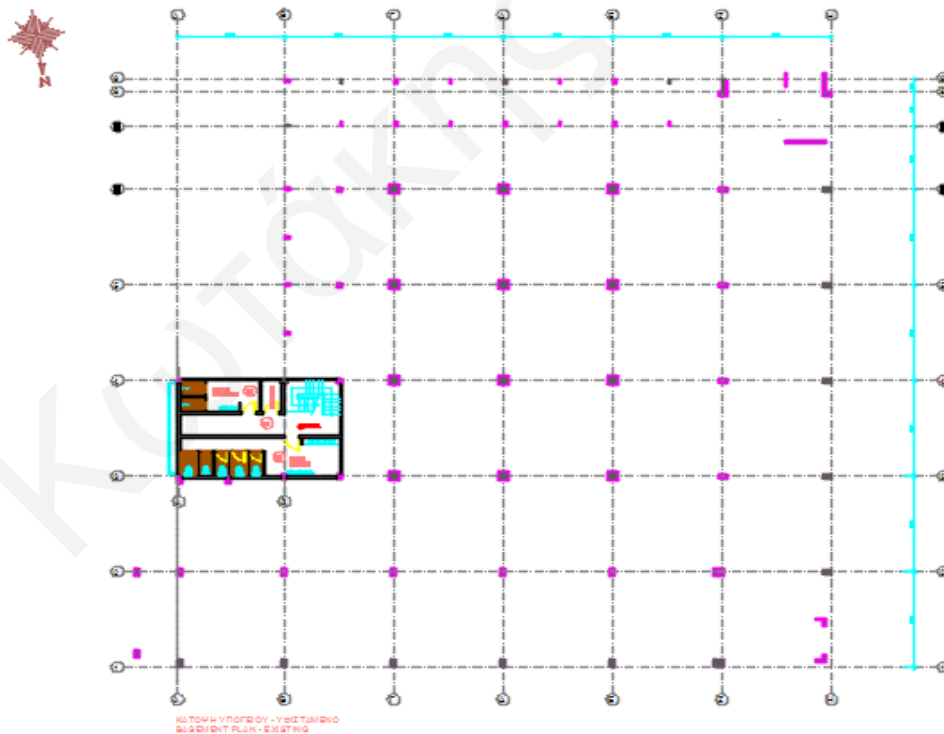
Κεφάλαιο 3. Κτίριο Μελέτης - Δημοτική Αγορά Παλαιού Δημαρχείου

3.1. Εισαγωγή

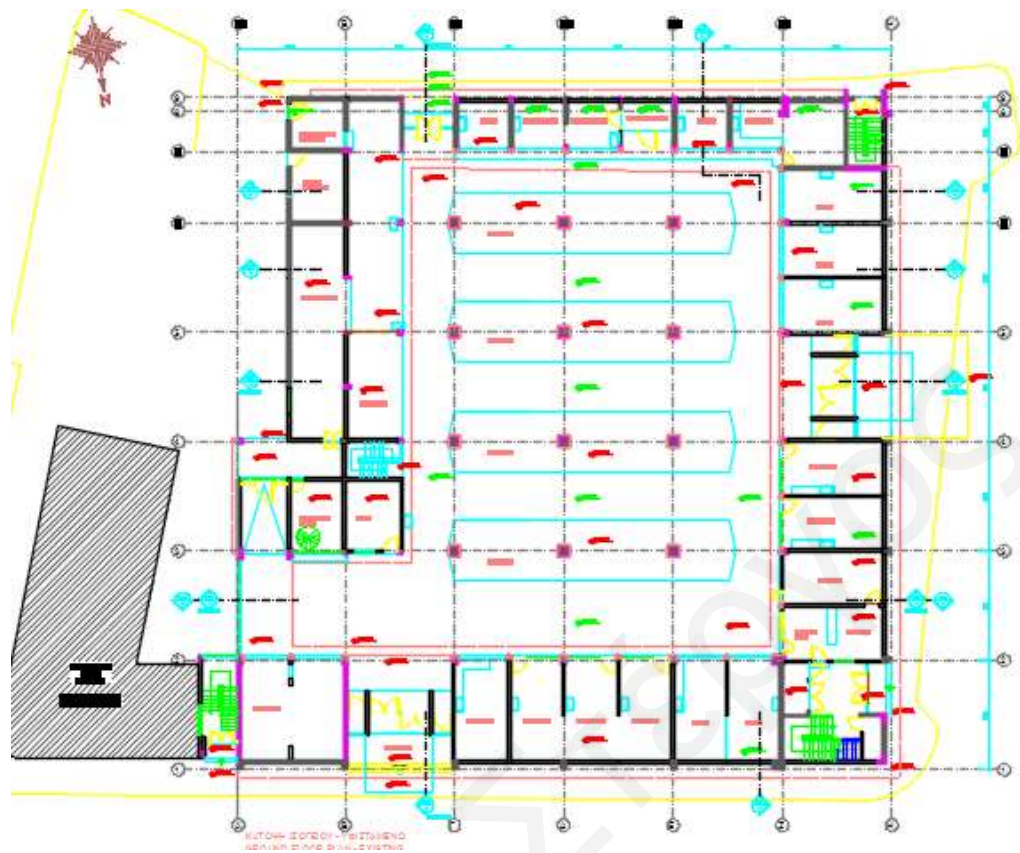
Η δημοτική Αγορά Παλαιού Δημαρχείου, όπως συνηθίζεται να αναφέρεται, βρίσκεται στην περιοχή της παλαιάς πόλης της Λευκωσίας και συγκεκριμένα κοντά στο νέο Δημαρχείο της πόλης. Το κτίριο λειτούργησε για χρόνια ως Λαϊκή αγορά, ενώ για κάποια χρόνια η ομάδα Arte Migrante το λειτουργούσε ως χώρο εκδηλώσεων. Αυτή την στιγμή πραγματοποιούνται εργασίες επισκευής και ενίσχυσης στο κτίριο με σκοπό την χρήση του ως ερευνητικό κέντρο.

Το διατηρητέο κτίριο της δημοτικής Αγοράς Παλαιού Δημαρχείου, σύμφωνα με τα στατικά σχέδια που βρέθηκαν, κατασκευάστηκε το 1964 και αποτελεί ένα μνημείο μοντερνισμού με σημαντικές κοινωνικο-οικονομικές επιρροές στην εντός των τειχών πόλη. Σύμφωνα με την Εικόνα 3.1, το εξεταζόμενο κτίριο αποτελείται από ένα υπόγειο χώρο που οριοθετείται σε ένα μόνο τμήμα της συνολικής κάτοψης του κτιρίου, τον ισόγειο χώρο επιφάνειας 1968 τ.μ (Εικόνα 3.2), και από τον 1ο όροφο που στεγάζονται γραφεία του Δήμου Λευκωσίας (Εικόνα 3.3). Επίσης, το κτίριο χωρίζεται με αντισεισμικό αρμό των 5 cm και 10 cm σε 4 επιμέρους τμήματα.

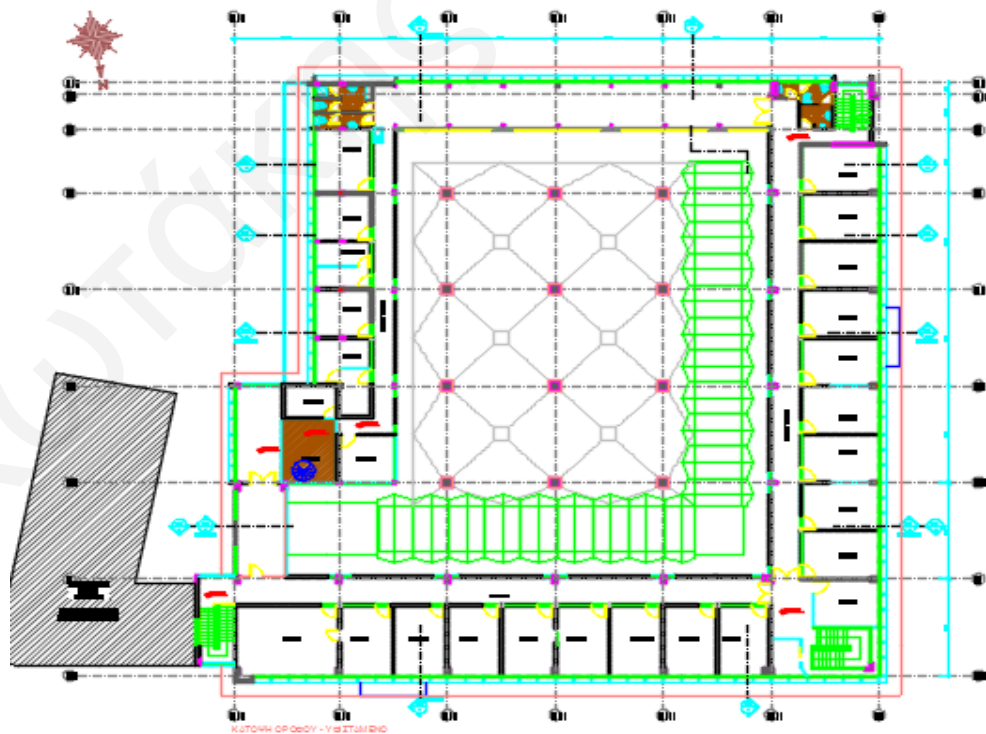
Στις εικόνες που ακολουθούν, παρουσιάζονται οι κατόψεις της δημοτικής Αγοράς Παλαιού Δημαρχείου, όπως αποτυπώθηκαν από τον Δήμο Λευκωσίας (Εικόνα 3.1, 3.2 & 3.3), και τα στατικά σχέδια της μελέτης του κτιρίου (Εικόνα 3.4, 3.5 & 3.6).



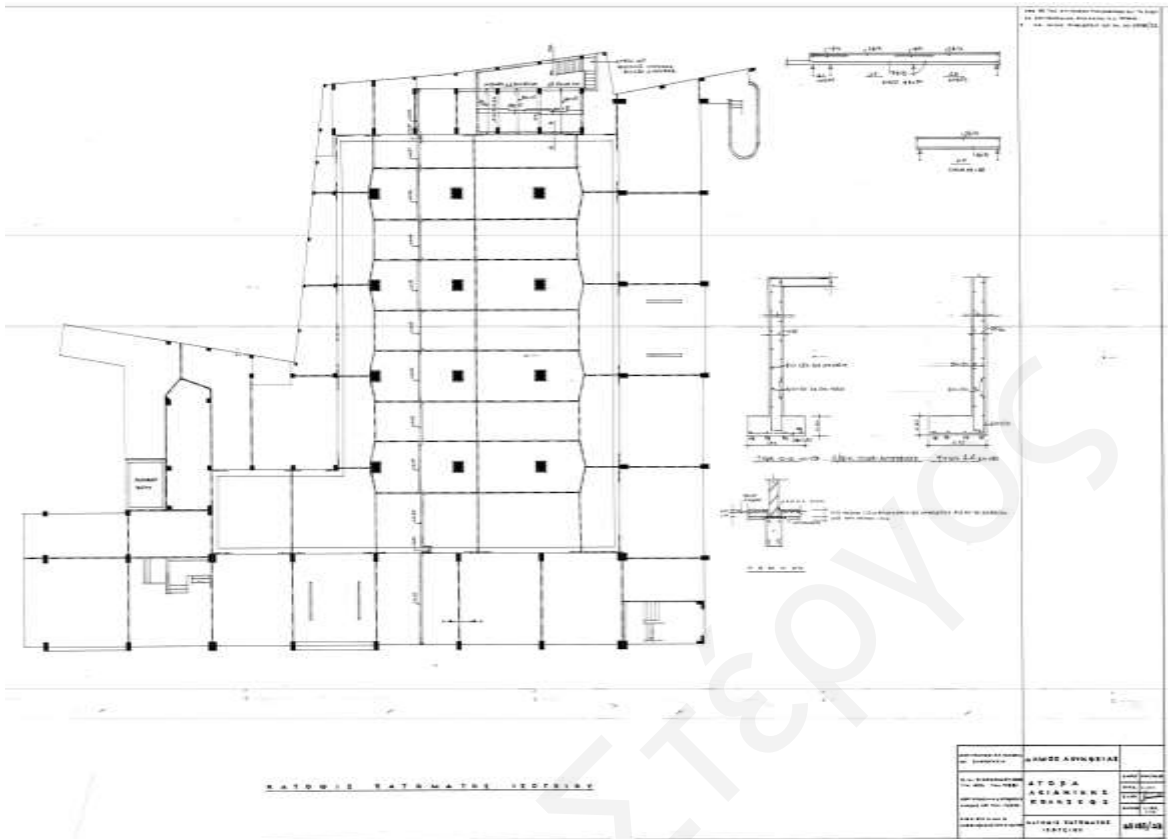
Εικόνα 3.1: Κάτοψη Υπογείου (αποτύπωση Δήμου Λευκωσίας)



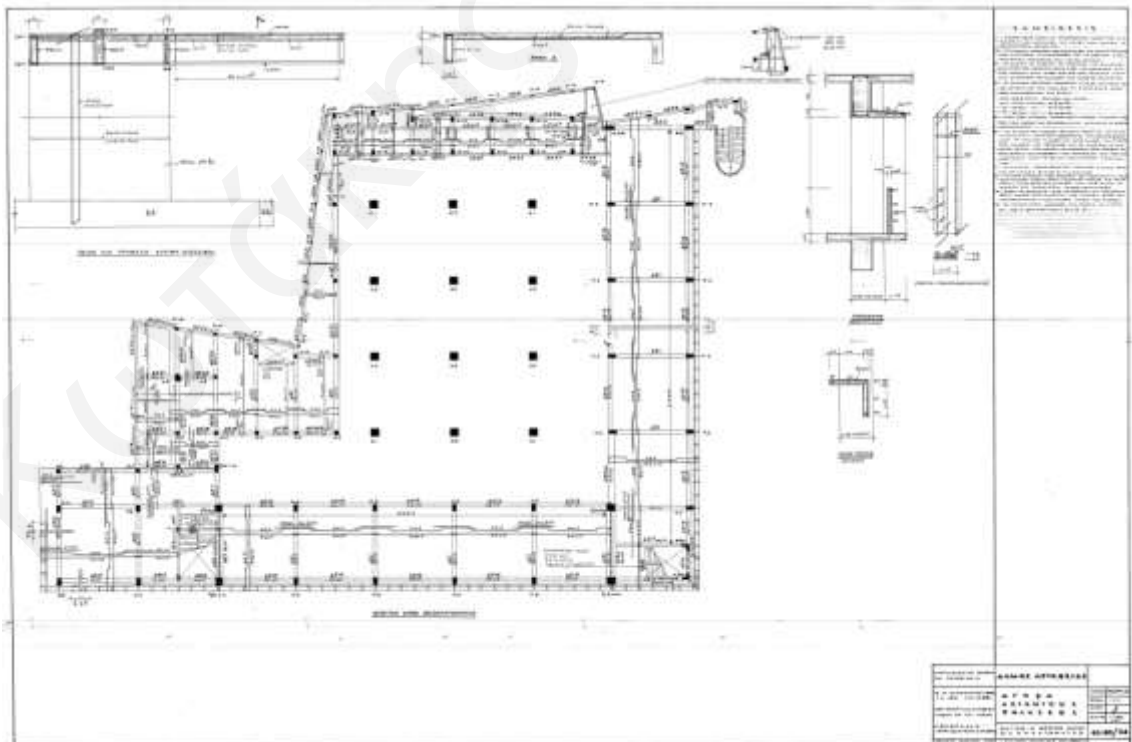
Εικόνα 3.2: Κάτοψη Ισογείου (αποτύπωση Δήμου Λευκωσίας)



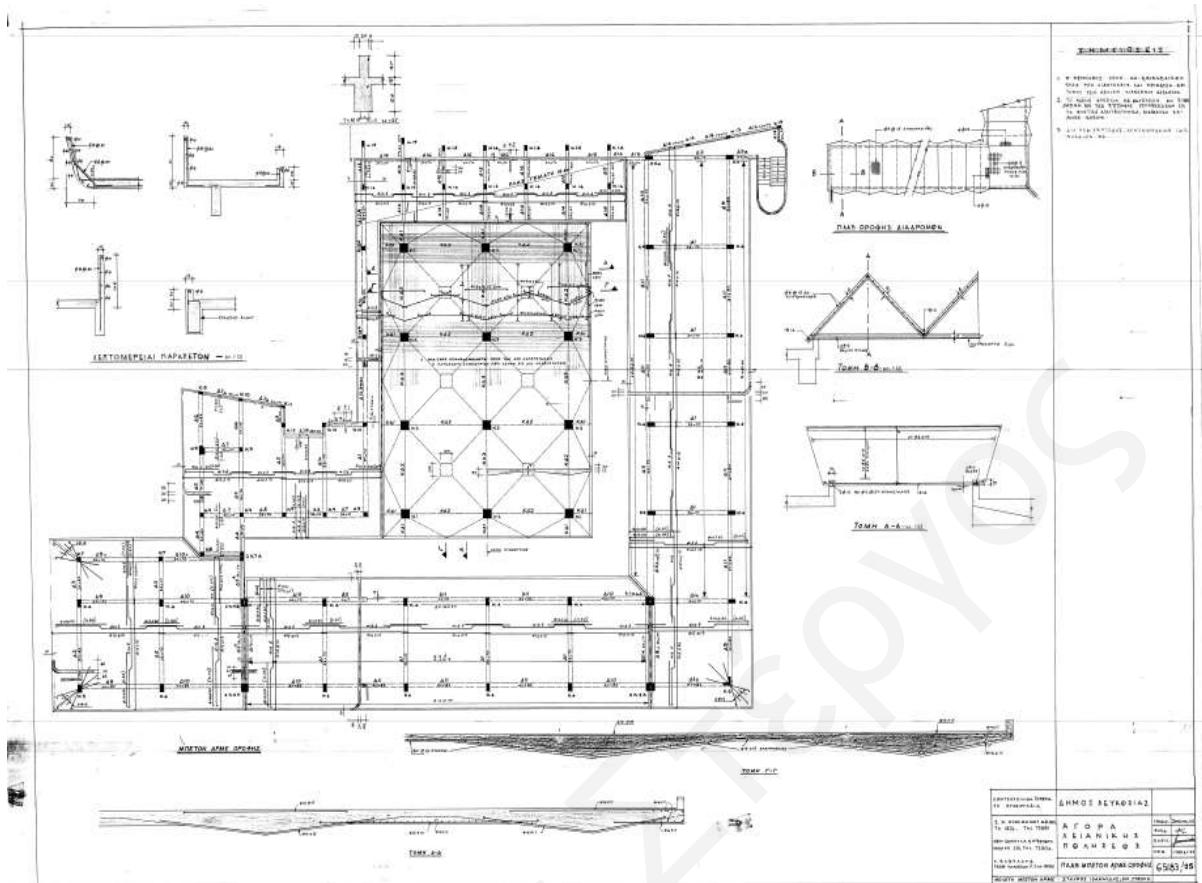
Εικόνα 3.3: Κάτοψη 1^{ου} Ορόφου (αποτύπωση Δήμου Λευκωσίας)



Εικόνα 3.4: Κάτοψη Πατώματος Ισογείου (Στατική Μελέτη)



Εικόνα 3.5: Ευλότυπος Μεσοπατώματος (Στατική Μελέτη)



Εικόνα 3.6: Ξυλότυπος Οροφής (Στατική Μελέτη)

3.2. Προσεισμικός έλεγχος του νοτιοανατολικού τμήματος της Παλαιάς Δημοτικής Αγοράς Λευκωσίας σύμφωνα με τον ΟΑΣΠ και τα Κυπριακά Πρότυπα

3.2.1. Εισαγωγή

Ο προσεισμικός έλεγχος είναι μια πρώτη καταγραφή και αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας των κτιρίων, ώστε να καθοριστούν οι προτεραιότητες (σε εθνικό επίπεδο) για περαιτέρω έλεγχο και λήψη μέτρων (Παναγιωτοπούλου, 2015). Τα στάδια Προσεισμικού Ελέγχου, σύμφωνα με τον ΟΑΣΠ και τα Κυπριακά Πρότυπα, είναι τα ακόλουθα:

Στάδιο 1: Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος

Ταχύς Οπτικός Έλεγχος (ΤΟΕ).

Καταγραφή Δημόσιων και Κοινωφελούς Χρήσης Κτιρίων.

Πρώτη Αποτίμηση Φέρουσας Σεισμικής Ικανότητας (Α, Β, Γ).

Στάδιο 2: Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος

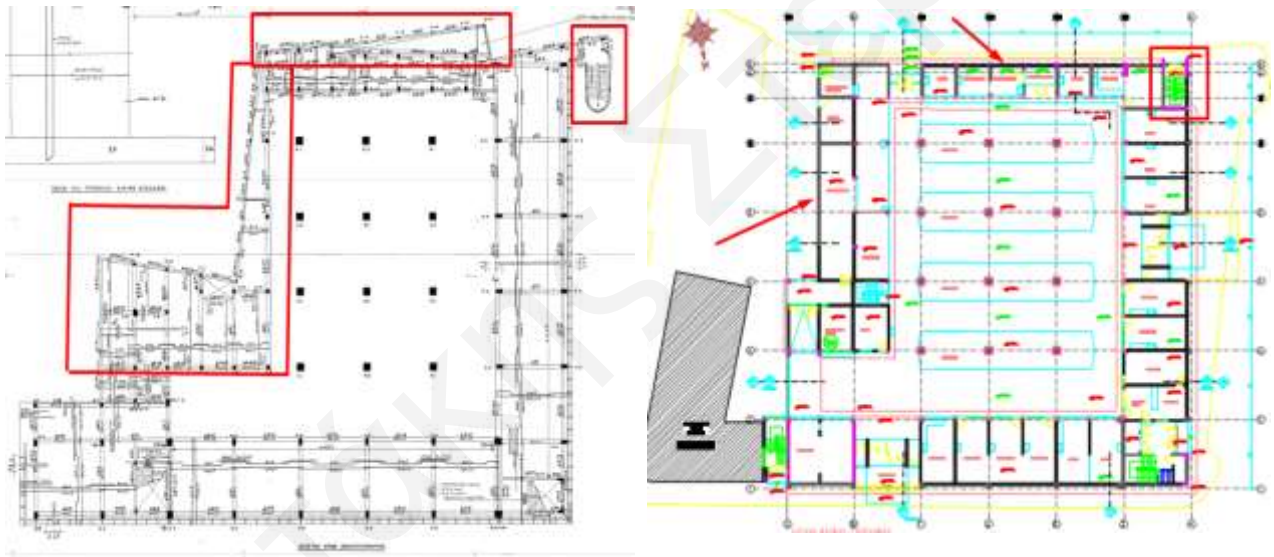
Προσεγγιστική αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας, σύμφωνα με απλοποιημένους υπολογισμούς και μη καταστροφικούς ελέγχους, για ανεπαρκή κτίρια.

Στάδιο 3: Τριτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος

Αναλυτική αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας για κτίρια με τοπική ή γενική ανεπάρκεια από το Στάδιο 2, σύμφωνα με τους κανονισμούς (EN 1998-1-3, 2003).

3.2.2. Αποτελέσματα Προσεισμικού Οπτικού Ελέγχου

Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο θα παρουσιαστούν τα αποτελέσματα του προσεισμικού οπτικού ελέγχου του υπό μελέτη κτιρίου, σύμφωνα με τα Ελληνικά και Κυπριακά πρότυπα. Στο έλεγχο που πραγματοποιήθηκε υπήρχε διαθέσιμη η στατική μελέτη, οπότε ήταν δυνατό να εντοπιστεί πως δεν έχουν πραγματοποιηθεί μεταγενέστερες προσθήκες ή οποιεσδήποτε εργασίες ενισχύσεων. Συγκρίνοντας τα σχέδια της αποτύπωσης του Δήμου Λευκωσίας και τα στατικά σχέδια της μελέτης, παρατηρούνται μικρές διαφορές στη γεωμετρία – σχήμα του κτιρίου και στον τύπο της σκάλας (Εικόνα 3.7).



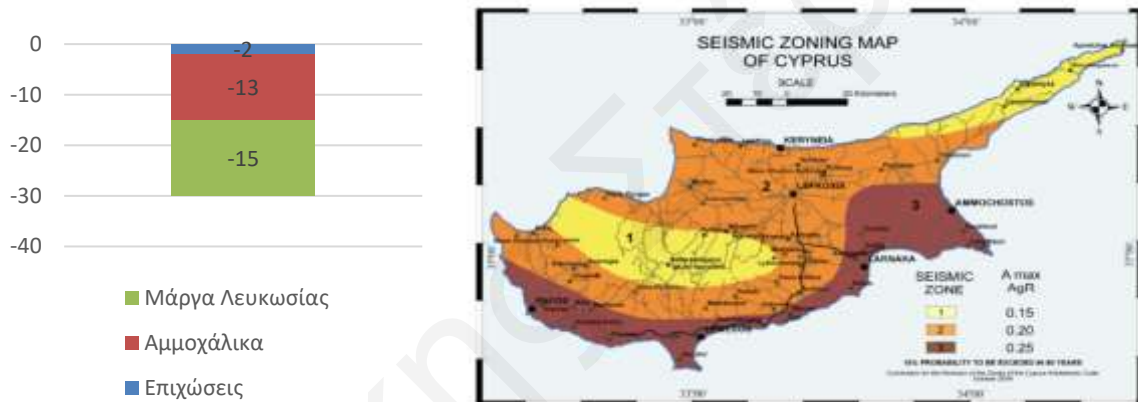
Εικόνα 3.7: Σύγκριση σχεδίου στατικής μελέτης (αριστερά) με σχέδιο αποτύπωσης (δεξιά).

Η όλη προσπάθεια για αντισεισμικό σχεδιασμό στην Κύπρο ξεκίνησε μετά το σεισμό της Θεσσαλονίκης το 1978 από μια ομάδα ανθρώπων οι οποίοι, βλέποντας τις επιπτώσεις του συγκεκριμένου σεισμού, ενεργοποιήθηκαν για να ευαισθητοποιήσουν την Κυπριακή Πολιτεία και να στρέψουν την προσοχή προς την ανάγκη για αντισεισμική θωράκιση της Κύπρου. Το 1986, τέθηκαν σε εφαρμογή τα πρώτα αντισεισμικά μέτρα, τα οποία αφορούσαν γενικές οδηγίες που θα έπρεπε να ακολουθούνται στο σχεδιασμό κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα και φέρουσα τοιχοποιία (Χρυσοστόμου, 2009). Μετά την εφαρμογή των Σύντομων Αντισεισμικών Μέτρων, η ΚΕΑΜ ανάθεσε στον Σύνδεσμο Πολιτικών Μηχανικών και Αρχιτεκτόνων Κύπρου την ετοιμασία του Κυπριακού Σεισμικού Κώδικα. Ο κώδικας αυτός, που βασίστηκε στον Πρότυπο Κώδικα της Ευρωπαϊκής Επιτροπής

Σκυροδέματος (CEB), τέθηκε σε προαιρετική εφαρμογή το 1992 και άρχισε να εφαρμόζεται υποχρεωτικά από την 1η Ιανουαρίου 1994 για κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η κατασκευή του κτιρίου της δημοτικής Αγοράς Παλαιού Δημαρχείου, όπως αναφέρθηκε και πιο πάνω, έγινε το 1964, οπότε πραγματοποιήθηκε πριν την εφαρμογή οποιουδήποτε αντισεισμικού κανονισμού.

Σύμφωνα, με την γεωτεχνική μελέτη που πραγματοποιήθηκε για σκοπούς ανέγερσης του νέου δημαρχείου, το έδαφος χαρακτηρίζεται κατηγορίας C, με βάση τον Πίνακα 3.1 (EN1998-1-2004, 2004), όπου στην κατηγορία C ανήκουν βαθιές αλλουβιακές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου (μάργας Λευκωσίας) πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρα. Συγκεκριμένα, η λιθολογία για βάθος 30 m είναι η ακόλουθη (Εικόνα 3.8α):

- 2 m επιχώσεις,
- 7-13 m αμμοχάλικα,
- Μάργα Λευκωσίας.



Εικόνα 3.8: (α) Λιθολογία βάθους 30m και (β) Σεισμικές Ζώνες Κύπρου (CYS EN 1998 -1:2004, σελίδα 12)

Επιπλέον, με βάση τον Ευρωκώδικα 8 Μέρος 1 (EN1998-1-2004, 2004), ο οποίος τέθηκε σε υποχρεωτική εφαρμογή στην Κύπρο από το 2012, και το εθνικό προσάρτημα CYS EN 1998-1:2004, το κτίριο βρίσκεται σε σεισμική ζώνη Z2 ($a_{gR}=0.20g$), καθώς βρίσκεται στη ζώνη της περιοχής της Λευκωσίας (Εικόνα 3.8β).

Ο δομικός τύπος της δημοτικής Αγοράς Παλαιού Δημαρχείου είναι πλαισιακή κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα ΟΣα (Ε.Α.Κ 2000, 2000) και λόγω της χρήσης του, παλαιότερης και μελλοντικής, χαρακτηρίζεται ως υψηλής σπουδαιότητας (Σπουδαιότητα 3) (EN1998-1-2004, 2004).

Με βάση τον οπτικό έλεγχο, η κατάσταση της δημοτικής Αγοράς Παλαιού Δημαρχείου θα χαρακτηριζόταν κακή, εξαιτίας ελλειπών συντήρησης και κακοτεχνιών. Παρατηρήθηκαν φαινόμενα διάβρωσης του οπλισμού (Εικόνα 3.9, 3.10 & 3.11), αποκόλληση τμημάτων του επιχρίσματος και αποφλοιώση του σκυροδέματος σε φέροντα στοιχεία (Εικόνα 3.11 & 3.12) και εκτεταμένη υγρασία σε πολλά σημεία, εντός και εκτός της κατασκευής (Εικόνα 3.13 & 3.14). Επίσης, σε κάποιες περιπτώσεις ο οπλισμός ήταν εμφανής, εξαιτίας της ελάχιστης επικάλυψης που εφαρμόστηκε κατά τη σκυροδέτηση.

Το φαινόμενο αυτό παρατηρήθηκε κυρίως στο κάτω μέρος της πλάκας, εσωτερικά του κτιρίου (Εικόνα 3.15 & 3.16). Επιπρόσθετα, παρατηρήθηκαν οριζόντιες ρωγμές στο σημείο ένωσης του κάτω μέρους της τοιχοποιίας με τον φέροντα οργανισμό του κτιρίου (Εικόνα 3.18) και κάθετες ρωγμές σε αρκετές δοκούς (Εικόνα 3.19).

Οι υδρορροές που περνούν από το κέντρο και εκρέουν στη βάση των υποστυλωμάτων έχουν προκαλέσει σημαντική απώλεια της αντοχής στις περιοχές βάσης, οι οποίες είναι και οι κρίσιμες ζώνες σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων κατά τη σεισμική διέγερση.



Εικόνα 3.9: Εμφάνιση κηλίδων σκουριάς



Εικόνα 3.10: Εμφάνιση κηλίδων σκουριάς



Εικόνα 3.11: Διάβρωση Οπλισμού - αποκόλληση επιχρίσματος



Εικόνα 3.12: Αποφλοίωση σκυροδέματος και εμφάνιση του οπλισμού



Εικόνα 3.13: Υδρορροή εισέρχεται μέσα από υποστύλωμα - έντονο φαινόμενο υγρασίας



Εικόνα 3.14: Έντονο φαινόμενο υγρασίας σε πλάκα εσωτερικά του κτιρίου



Εικόνα 3.15: Κακή επικάλυψη στο κάτω μέρος της πλάκας - Εμφάνιση του σπλισμού



Εικόνα 3.16: Κακή επικάλυψη στο κάτω μέρος της πλάκας και εμφάνιση του σπλισμού - Έντονη υγρασία



Εικόνα 3.17: Παραμόρφωση της πλάκας που βγαίνει σε πρόβολο



Εικόνα 3.18: Οριζόντιες ραγμές στο σημείο ένωσης του κάτω μέρους της τοιχοποιίας με τον φέροντα οργανισμό του κτιρίου



Εικόνα 3.19: Κάθετες ρωγμές κατά μήκος της δοκού

Το υπό εξέταση νοτιοανατολικό τμήμα της δημοτικής Αγοράς Παλαιού Δημαρχείου έχει περιμετρικά, από την εξωτερική πλευρά, τοιχοποιία, η υφιστάμενη κατάσταση της οποίας θα χαρακτηριζόταν κακή (Εικόνα 3.20). Αντίθετα, εσωτερικά του κτιρίου δεν υπάρχει τοιχοπλήρωση σε όλα τα πλαίσια (Εικόνα 3.21). Λόγω όμως της κακής ποιότητας της εξωτερικής τοιχοποιίας και της αμφιλεγόμενης αντοχής των υλικών της, στην παρούσα διατηρηβή θεωρήθηκε ότι αυτή δεν συμβάλει στη σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου.

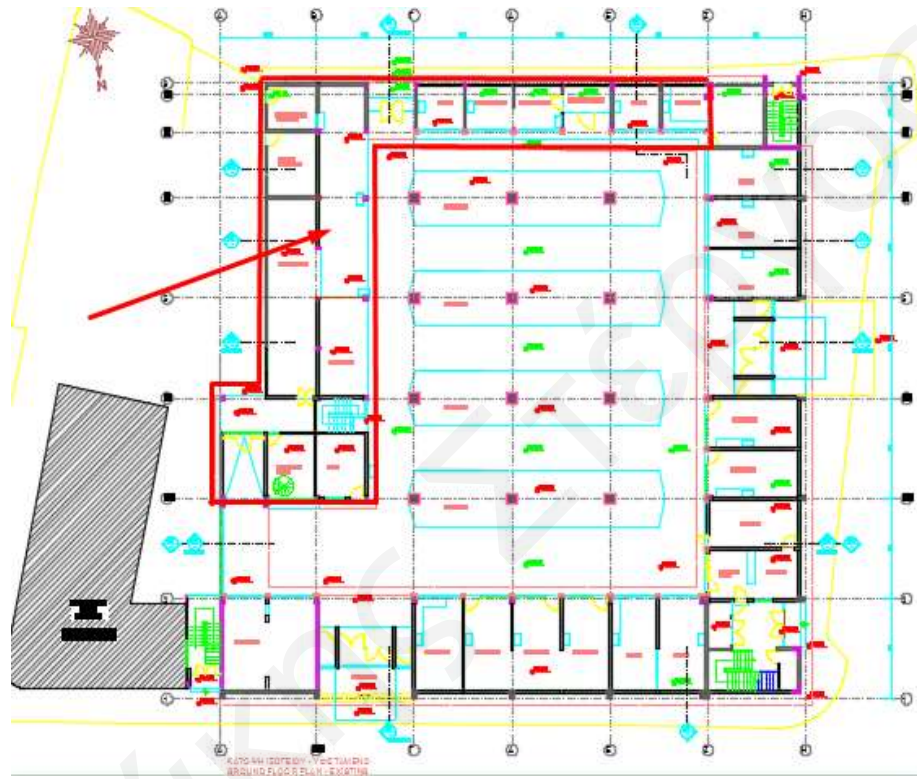


Εικόνα 3.20: Τoiχοπλήρωση περιμετρικά του κτιρίου



Εικόνα 3.21: Απουσία τοιχοποιίας εσωτερικά του κτιρίου

Επίσης, σύμφωνα με τον EN 1998-1:2004 (4.2.3.2, σελίδα 35), παρατηρείται οριζόντια μη κανονικότητα σε κάτοψη, η οποία οφείλεται στο πολύπλοκο σχήμα τύπου L συγκεκριμένου τμήματος της κατασκευής. Επιπλέον, έντονο είναι το ενδεχόμενο στρεπτικής παραμόρφωσης του άνωθεν τμήματος της Αγοράς Παλαιού Δημαρχείου. Εξαιτίας του σχήματος L, δημιουργούνται σημαντικές εκκεντρότητες μεταξύ του κέντρου μάζας και στροφής (Εικόνα 3.22).



Εικόνα 3.22: Τμήμα με οριζόντια μη κανονικότητα σε κάτοψη - Ενδεχόμενο στρεπτικής παραμόρφωσης

Σημαντικός αριθμός «θέσει» κοντών υποστυλωμάτων εντοπίστηκαν στο τμήμα που πραγματοποιήθηκε ο προσεισμικός οπτικός έλεγχος (Εικόνα 3.23, 3.24 & 3.25). Συγκεκριμένα, με τον όρο κοντά υποστυλώματα αναφέρονται (Τσουκαντάς, 2006) :

«Τα υποστυλώματα που έχουν σχεδιασθεί να λειτουργούν σε όλο τους το μήκος (ύψος ορόφου), αλλά έχουν ενεργό μήκος σημαντικά μικρότερο από το πλήρες, λόγω μετέπειτα προσθήκης δοκών σε κάποιο ύψος, ή μερικού ύψους τοιχοπληρώσεων μεταξύ των υποστυλωμάτων, ή ύπαρξης παράθυρων σε ημιυπόγειο.»

Στα υποστυλώματα αυτά, εξαιτίας του μικρού ελεύθερου ύψους, αναπτύσσεται μεγάλη τέμνουσα δύναμη, πολλαπλάσια αυτής που υπολογίστηκε για το συνολικό μήκος του υποστυλώματος ανάμεσα σε δύο στάθμες (Βουγιούκας, 2008).



Εικόνα 3.23: Μερικού ύψους τοιχοπληρώσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων



Εικόνα 3.24: Μερικού ύψους τοιχοπληρώσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων



Εικόνα 3.25: Ύπαρξη παράθυρων σε ημιπόγειο

3.3. Ενανθράκωση του σκυροδέματος

3.3.1. Εισαγωγή

Κατά την πήξη της τσιμεντόπαστας παράγεται υδροξείδιο του ασβεστίου Ca(OH)_2 . Μπορεί να θεωρηθεί ότι το 25% περίπου του βάρους του τσιμέντου υπάρχει, μετά την κρυστάλλωση, υπό μορφή υδροξειδίου του ασβεστίου Ca(OH)_2 . Αποτέλεσμα του πλεονάσματος αυτού είναι το υψηλό αλκαλικό pH του σκυροδέματος. Το αλκαλικό αυτό περιβάλλον προστατεύει τον οπλισμό από το φαινόμενο της οξειδωσης (Δημάδη Κ., 2006).

Σύμφωνα με τους Μάμαλη και Ξάνθη, 2004:

«Όταν το οξείδιο του άνθρακα της ατμόσφαιράς έρθει σε επαφή με το υδροξείδιο του ασβεστίου του σκυροδέματος, προκαλείται χημική αντίδραση, έχοντας ως αποτέλεσμα τη δημιουργία ανθρακικού ασβεστίου (CaCO_3)»

Συγκεκριμένα, η δέσμευση του ελεύθερου ασβεστίου και κατ' επέκταση η αφαίρεσή του από την πάστα του τσιμέντου που προφυλάσσει τον οπλισμό από την οξειδωση, μπορεί να προκαλέσει την σταδιακή καταστροφή της πάστας και κατ' επέκταση την οξειδωση του οπλισμού, εάν είναι εκτεθειμένος σε υγρές συνθήκες, στη παρουσία χλωριούχων αλάτων και ελεύθερου οξυγόνου από την ατμόσφαιρα. Το μεγαλύτερο ποσοστό ενανθράκωσης παρατηρείται σε αέρα με σχετική υγρασία 50% έως 70%.

Η μείωση της αλκαλικότητας έχει ως αποτέλεσμα την ελάττωση και κατ' επέκταση τη μείωση της ενεργού διατομής των ράβδων οπλισμού, την σταδιακή απώλεια της συνάφειάς του οπλισμού με το σκυρόδεμα, και τη δυσανάλογη μείωση της ολκιμότητας του χάλυβα. Λόγω της ελάττωσης της διατομής, δημιουργούνται προβλήματα φέρουσας ικανότητας στο κτίριο, ενώ η μείωση της ολκιμότητας εγκυμονεί κινδύνους για τη σεισμική συμπεριφορά του μέλους, ειδικά των υποστυλωμάτων (Μάμαλης Π., no date).

3.3.2. Καθορισμός του βάθους ενανθράκωσης

Το βάθος της ενανθράκωσης του σκυροδέματος εκτιμάται με το ψεκασμό διαλύματος φαινολοφθαλεΐνης σε φρεσκοκοκκομένο πυρήνα σκυροδέματος. Το διάλυμα χρωματίζει με μοβ χρώμα το μη ενανθρακωμένο σκυρόδεμα, ενώ στην περιοχή του ενανθρακωμένου υλικού παραμένει άχρωμο (Εικόνα 3.26 & 3.27). Η μέθοδος αυτή βασίζεται στη μεταβολή του pH που πραγματοποιείται στο σκυρόδεμα από την παρουσία του διοξειδίου του άνθρακα (CO_2).



Εικόνα 3.26: Καθορισμός του βάθους ενανθράκωσης



Εικόνα 3.27: Προσδιορισμός του βάθους ενανθράκωσης

Στο Παράρτημα Α, παρουσιάζονται τα σημεία εξαγωγής των δειγμάτων και στους πιο κάτω πίνακες (Πίνακας 3.1 & 3.2) τα αποτελέσματα για τον προσδιορισμό του βάθους ενανθράκωσης του σκυροδέματος, έπειτα από τις διερευνητικές εργασίες που πραγματοποιήθηκαν από την CERS Cyprus και την Geoinvest Ltd.

Η ενανθράκωση του σκυροδέματος μετρήθηκε από 2 cm έως και 5 cm για ορισμένα δομικά στοιχεία (Κ6 Ορόφου), δηλαδή έχει προχωρήσει πέραν του πάχους της επικάλυψης του οπλισμού που εκτιμάται να είναι της τάξης των 2 cm.

Πίνακας 3.1: Βάθος Ενανθράκωσης (Geoinvest)

Κωδικός Δοκιμίου	Ενανθράκωση (cm)	Κωδικός Δοκιμίου	Ενανθράκωση (cm)
K1 Ισογείου	1.0-1.5	K5 Ορόφου	0.5-1.0
K2 Ισογείου	2.5-3.0	K6 Ορόφου	4.5-5.0
K3 Ισογείου	1.0-1.5	Δ1 Ορόφου	1.0-1.5
K4 Ισογείου	0.5-1.0	Δ2 Ορόφου	1.5-2.0
K5 Ισογείου	4.5-5.0	Δ3 Ορόφου	2.0-2.5
K6 Ισογείου	1.0-1.5	Δ4 Ορόφου	1.0-1.5
Δ1 Ισογείου	2.0-2.5	Δ5 Ορόφου	2.5-3.0
Δ2 Ισογείου	0.5-1.0	Δ6 Ορόφου	3.5-4.0
Δ3 Ισογείου	0.5-1.0	Π1 Ορόφου	0.0
Δ4 Ισογείου	0.5-1.0	Π2 Ορόφου	0.0
Δ5 Ισογείου	1.0-1.5	Π3 Ορόφου	0.0
Δ6 Ισογείου	1.0-1.5	Σ1 Σιδηροσύνδεση	1.5-2.0
Π1 Ισογείου	0.0	Σ2 Σιδηροσύνδεση	2.0-2.5
Π2 Ισογείου	0.0	Σ3 Σιδηροσύνδεση	2.0-2.5
Π3 Ισογείου	0.0	K1 Υπογείου	0.0
K1 Ορόφου	0.5-1.0	K2 Υπογείου	0.0
K2 Ορόφου	1.5-2.0	Δ1 Υπογείου	1.0-1.5
K3 Ορόφου	1.5-2.0	Δ2 Υπογείου	1.0-1.5
K4 Ορόφου	1.5-2.0		

Πίνακας 3.2: Βάθος Ενανθράκωσης (CERS Cyprus)

A/A	Στάθμη	Δομικό Στοιχείο	Βάθος Ενανθράκωσης (cm)
Π1	Ισόγειο	K9	0.8
Π2	Ισόγειο	K9	1.5

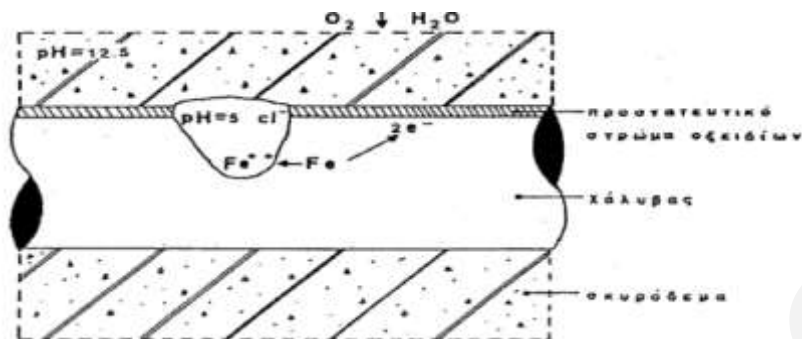
3.4.Περιεκτικότητα χλωριόντων στο σκυρόδεμα

3.4.1. Εισαγωγή

Η μέτρηση του ποσοστού των χλωριόντων αποτελεί επιτακτική ανάγκη, καθώς αυτά συμβάλουν σε μεγάλο βαθμό στην φθορά του σκυροδέματος. Η τιμή του ορίου της συγκέντρωσης των χλωριόντων ποικίλει, ανάλογα με τον τύπο σκυροδέματος.

Ο μηχανισμός φθοράς λόγω της παρουσίας χλωριόντων δεν έχει διασαφηνισθεί πλήρως. Η επικρατέστερη θεωρία είναι αυτή του μεταβατικού συμπλόκου, όπου τα χλωριόντα διαπερνούν μέσα από τους πόρους του προστατευτικού στρώματος οξειδίων του χάλυβα. Η επιφάνεια του καθαρού μετάλλου απορροφά τα χλωριόντα και το δυναμικό του χάλυβα σε αυτή την περιοχή μειώνεται πάρα πολύ (άνοδος), ενώ οι παραπλήσιες περιοχές έχουν μεγάλο δυναμικό (κάθοδος). Στις μικρές ανοδικές περιοχές, τα χλωριόντα ενώνονται με τα ιόντα σιδήρου για να σχηματίσουν ένα ευδιάλυτο σύμπλοκο μόριο χλωριούχου μετάλλου. Το σύμπλοκο αυτό μπορεί να απομακρυνθεί από την άνοδο, να οξειδωθεί

σε κάποια περιοχή (κάθοδος) και να ελευθερώσει το χλώριο (Εικόνα 3.28). Το ελεύθερο χλώριο είναι ικανό να επαναλάβει τη διαδικασία διάβρωσης του σιδήρου (Τάσιος Π.Θ., 1993).



Εικόνα 3.28: Διάβρωση χάλυβα λόγω χλωριόντων (Τάσιος Π.Θ., 1993).

3.4.2. Εργαστηριακά αποτελέσματα περιεκτικότητας χλωριόντων

Το όριο της συγκέντρωσης των χλωριόντων προσδιορίζεται με τη μέτρηση της ολικής συγκέντρωσης χλωριόντων στο σκυρόδεμα, με μέση τιμή 0.4 % του βάρους του τσιμέντου για τσιμέντο τύπου Portland.

Με βάση τα αποτελέσματα των εργαστηριακών ελέγχων που πραγματοποίησε η Geoinvest για τον Δήμο Λευκωσίας (Πίνακας 3.3), φαίνεται ότι το ποσοστό σε χλωριούχα άλατα στα περισσότερα δοκίμια του νοτιοανατολικού τμήματος που ελέγχθηκαν είναι εντός των επιτρεπτών ορίων (0.2% κατά βάρος τσιμέντου), σύμφωνα με το πρότυπο CYS300:2008. Συγκεκριμένα, μόνο στα υποστρώματα Κ2, Κ6 και στην δοκό Δ5 του 1ου ορόφου η περιεκτικότητα είναι εκτός των μέγιστων ορίων, σύμφωνα με το πρότυπο CYS300:2008 (0.2% κατά βάρος τσιμέντου), αλλά εντός σύμφωνα με το πρότυπο BS8110 (0.4% κατά βάρος τσιμέντου).

Πίνακας 3.3: Περιεκτικότητα χλωριόντων στο σκυρόδεμα (Geoinvest)

Αρ. / Θέση Δοκιμίου	By weight of sample Cl ⁻ %	By weight of cement Cl ⁻ %
Κ2 Ισογείου	0.012	0.08
Κ6 Ισογείου	0.003	0.02
Κ2 Ορόφου	0.033	0.22
Κ6 Ορόφου	0.037	0.25
Δ3 Ισογείου	0.003	0.02
Δ2 Ισογείου	0.027	0.18
Δ1 Ορόφου	0.001	0.01
Δ5 Ορόφου	0.051	0.34

*το πρότυπο BS1881 απαιτεί την έκφραση των αποτελεσμάτων κατά βάρος τσιμέντου στο δείγμα. Αυτό υποθέτουμε ότι είναι της τάξης του 15%.

	Αποτελέσματα εκτός μέγιστων ορίων σύμφωνα με τα πρότυπα BS8110 & CYS300:2008
	Αποτελέσματα εκτός μέγιστων ορίων σύμφωνα με το πρότυπο CYS300:2008 αλλά εντός σύμφωνα με το πρότυπο BS8110
	Αποτελέσματα εντός επιτρεπτών ορίων σύμφωνα με το πρότυπο CYS300:2008

Κεφάλαιο 4. Προσδιορισμός παραμέτρων και προσομοίωση του νοτιοανατολικού τμήματος της Παλαιάς Δημοτικής Αγοράς Λευκωσίας

Η σωστή προσομοίωση και ο προσδιορισμός των παραμέτρων προσομοίωσης μιας υφιστάμενης κατασκευής είναι πολύ σημαντική διαδικασία που καθορίζει την φέρουσα ικανότητα ενός κτιρίου. Επίσης, το αποτέλεσμα της διαδικασίας αυτής επηρεάζει την απαίτηση ενίσχυσης σε όρους αντοχής και πλαστιμότητας, όπως επίσης και το μέγεθος βλάβης που είναι πιθανό να αναπτυχθεί σε ένα μελλοντικό σεισμικό συμβάν. Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο, περιγράφονται αναλυτικά όλοι οι παράμετροι οι οποίοι λήφθηκαν υπόψη για τη σωστή προσομοίωση του εξεταζόμενου κτιρίου.

4.1. Παράμετροι προσομοίωσης κατασκευής

4.1.1. Προσδιορισμός της ποιότητας του σκυροδέματος του νοτιοανατολικού τμήματος της Παλαιάς Δημοτικής Αγοράς Λευκωσίας

Οι ιδιότητες του σκυροδέματος που απαιτούν εκτεταμένη έρευνα είναι αυτές που σχετίζονται με τη δομητική συμπεριφορά και τις απαιτήσεις ενισχύσεως του υφιστάμενου κτιρίου. Τέτοιες είναι, κυρίως, η θλιπτική αντοχή, και σε μικρότερο βαθμό το ειδικό βάρος και το μέτρο ελαστικότητας. Η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος μπορεί να εκτιμηθεί προσεγγιστικά με έμμεσες μή καταστροφικές μεθόδους. Οι έμμεσες μέθοδοι, όμως, δεν είναι επαρκείς, και πρέπει να συνδυάζονται με πυρηνοληψίες για λόγους αύξησης της ακρίβειας (Τρέζος, 2009)

4.1.1.1 Περιγραφή σκυροδέματος και αδρανών

Με βάση τα κατασκευαστικά σχέδια, χρησιμοποιήθηκαν δύο διαφορετικά μείγματα σκυροδέματος. Οι αναλογίες κατ' όγκο και η σύνθεση των δύο μειγμάτων είναι οι ακόλουθες:

1. τσιμέντο:άμμος:χονδρόκοκκα αδρανή σε αναλογίες 1:1.5:3 για υποστυλώματα/τοιχώματα
2. τσιμέντο:άμμος:χονδρόκοκκα αδρανή σε αναλογίες 1:2:4 για τα υπόλοιπα στοιχεία.

Το νερό σε αυτές τις περιπτώσεις προστίθεται προσεγγιστικά και ανάλογα των καιρικών συνθηκών. Στα δύο μείγματα σκυροδέματος χρησιμοποιήθηκαν τοπικά διαβασικά θραυστά αδρανή και φυσική άμμος, ενώ σε περιορισμένο αριθμό δοκιμών εντοπίστηκαν θραυστά ασβεστολιθικά σκύρα από τον Πενταδάκτυλο. Επιπρόσθετα, σύμφωνα με τις διερευνητικές εργασίες που πραγματοποίησε η Geoinvest, η κοκκομετρική διαβάθμιση των υλικών του σκυροδέματος κρίνεται ελλιπής, καθώς εντοπίζεται αυξημένο ποσοστό λεπτόκοκκης άμμου.

Η συμπύκνωση του σκυροδέματος κυμαίνεται από ψηλή μέχρι μέτρια. Παράλληλα, εντοπίστηκαν κυψελίδες, ελαφριά αποκόλληση λεπτόκοκκων αδρανών και αδρανή μεγέθους μεγαλύτερα των 20 mm. Το μέγεθος των πόρων κυμαίνεται μεταξύ μικρού (διαμέτρου 0.5-3.0 mm), μέτριου (διαμέτρου 3-6 mm),

έως μεγάλου (διαμέτρου >6 mm) (Πίνακας 4.1). Στο Παράρτημα Γ παρουσιάζονται τα σημεία, στα οποία λήφθηκαν δοκίμια για την περιγραφή του σκυροδέματος και των αδρανών.

Πίνακας 4.1: Μέγεθος και ποσοστό πόρων (Geoinvest)

Κωδικός Δοκιμίου	Ποσοστό Πόρων	Κωδικός Δοκιμίου	Ποσοστό Πόρων
Κ1 Ισογείου	Excess Voidage 0.0%	Κ5 Ορόφου	Excess Voidage 0.0%
Κ2 Ισογείου	Μικροί, Μέτριοι Excess Voidage 1.5%	Κ6 Ορόφου	Excess Voidage 0.0%
Κ3 Ισογείου	Μικροί Excess Voidage 0.5%	Δ1 Ορόφου	Μικροί Παρουσία κυψελίδων Excess Voidage 1.5%
Κ4 Ισογείου	Μικροί Excess Voidage 0.0%	Δ2 Ορόφου	Μικροί Excess Voidage 0.0%
Κ5 Ισογείου	Μικροί Excess Voidage 0.0%	Δ3 Ορόφου	Μικροί Excess Voidage 0.0%
Κ6 Ισογείου	Μικροί Excess Voidage 0.0%	Δ4 Ορόφου	Μικροί Excess Voidage 0.0%
Δ1 Ισογείου	Μικροί Excess Voidage 0.0%	Δ5 Ορόφου	Μικροί Excess Voidage 0.5%
Δ2 Ισογείου	Excess Voidage 0.0%	Δ6 Ορόφου	Excess Voidage 0.0%
Δ3 Ισογείου	Excess Voidage 0.0%	Π1 Ορόφου	Μέτριοι, Μεγάλοι Excess Voidage 1.5%
Δ4 Ισογείου	Excess Voidage 0.0%	Π2 Ορόφου	Μέτριοι Excess Voidage 0.5%
Δ5 Ισογείου	Excess Voidage 0.0%	Π3 Ορόφου	Excess Voidage 0.0%
Δ6 Ισογείου	Excess Voidage 0.0%	Σ1 Σιδηροσύνδεση	Μικροί Παρουσία κυψελίδων Excess Voidage 1.0%
Π1 Ισογείου	Excess Voidage 0.0%	Σ2 Σιδηροσύνδεση	Μικροί Excess Voidage 0.0%
Π2 Ισογείου	Excess Voidage 0.0%	Σ3 Σιδηροσύνδεση	Μικροί Excess Voidage 0.0%
Π3 Ισογείου	Excess Voidage 0.0%	Κ1 Υπογείου	Μικροί Excess Voidage 0.0%
Κ1 Ορόφου	Μικροί, Μέτριοι Excess Voidage 1.0%	Κ2 Υπογείου	Μικροί Excess Voidage 0.0%
Κ2 Ορόφου	Μικροί Excess Voidage 0.0%	Δ1 Υπογείου	Μικροί Excess Voidage 0.0%
Κ3 Ορόφου	Μικροί Excess Voidage 0.5%	Δ2 Υπογείου	Μικροί Excess Voidage 0.0%
Κ4 Ορόφου	Excess Voidage 0.0%		

4.1.1.2 Έλεγχος Θλιπτικής Αντοχής Σκυροδέματος

Για να εκτιμηθεί η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος των δομικών στοιχείων του νότιο-ανατολικού τμήματος του κτιρίου, πραγματοποιήθηκαν μη-καταστροφικοί και καταστροφικοί έλεγχοι, σύμφωνα με τα διαθέσιμα Εθνικά και Διεθνή Πρότυπα. Συγκεκριμένα, εφαρμόστηκαν οι παρακάτω μέθοδοι:

- Πυρηνοληψία και καθορισμός θλιπτικής αντοχής

Η πυρηνοληψία αποτελεί καταστροφική μέθοδο, και έγινε σύμφωνα με το πρότυπο EN 12504-1:2009. Πραγματοποιείται με χρήση διαμαντοκορώνας διάτρησης, από θέσεις που έχουν προηγουμένως επιλεγεί και σημειωθεί. Πριν από οποιαδήποτε διάτρηση και πυρηνοληψία, προηγήθηκε επιθεώρηση με το Hilti Ferroskan PS200, προκειμένου να εντοπιστεί ο οπλισμός ή άλλα στοιχεία. Ο σκοπός της πυρηνοληψίας ήταν να ληφθούν δείγματα σκυροδέματος που χρησιμοποιήθηκαν για μετρήσεις αντοχής, αλκαλικότητας (pH) και βάθους ενανθράκωσης.

- Δοκιμή κρουσιμέτρησης

Αποτελεί έμμεση μέθοδο η οποία στηρίζεται στη μέτρηση της επιφανειακής σκληρότητας του σκυροδέματος για τον έμμεσο προσδιορισμό της θλιπτικής αντοχής του. Σε κάθε θέση ελέγχου πραγματοποιούνται τουλάχιστον δώδεκα (12) επιτυχείς μετρήσεις, λαμβάνεται ο μέσος όρος και η τυπική απόκλιση των κρουσιμετρήσεων. Για να είναι αποδεκτή μία σειρά κρουσιμετρήσεων, θα πρέπει ο συντελεστής μεταβλητότητας (Coefficient of Variation) να είναι μικρότερος από 20%.

$$f_{Q,cm} = 1.8943 * e^{0.064*Q} \quad (4.1)$$

Όπου $20 \leq Q \leq 60$ η τιμή επιφανειακής σκληρότητας

Στην περίπτωση που έχουμε ενανθρακωμένο σκυρόδεμα, τα αποτελέσματα της εξίσωσης 4.1 διορθώνονται με την εξίσωση 4.2:

$$\frac{f_{Q,cm(R)}}{f_{Q,cm(act)}} = 1.0 + 0.04 * x \quad (4.2)$$

Όπου x : το βάθος ενανθράκωσης σε mm, $f_{Q,cm(R)}$: η αντοχή του σκυροδέματος προσδιοριζόμενη με το κρουσίμετρο αγνοώντας την ενανθράκωση και $f_{Q,cm(act)}$: η πραγματική αντοχή

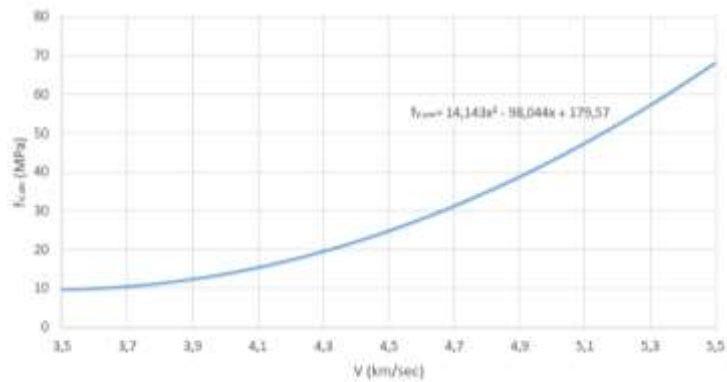
- Δοκιμή υπερηχοσκόπησης

Η συγκεκριμένη μέθοδος βασίζεται στην διάδοση «τασικών κυμάτων» μέσου του υλικού ή στην αντήχηση υπερηχητικών και κρουστικών κυμάτων (Εικόνα 4.1). Ουσιαστικά, μετριέται ο χρόνος διάδοσης των υπερήχων μέσω τμήματος γνωστού μήκους (Εξίσωση 4.3).

$$fv_{,cm} = 14.143 * V^2 - 98.044 * V + 179.57 \quad (4.3)$$

Όπου $3.5 \leq V \leq 5.5$ η ταχύτητα διάδοσης των υπερήχων σε km/sec.

Έπειτα από τις διερευνητικές εργασίες που πραγματοποιήθηκαν από την Geoinvest και την CERS Cyrpus, στους παρακάτω Πίνακες (Πίνακας 4.2 έως 4.7) παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος και στο Παράρτημα Δ τα σημεία πυρηνοληψίας.



Εικόνα 4.1: Συσχέτιση μέσης θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος με την ταχύτητα διάδοσης υπερήχων (Λογοθέτης 1980)

Πίνακας 4.2: Θλιπτική Αντοχή Σκυροδέματος των Υποστυλωμάτων Ισογείου (Geoinvest)

Αντοχές Δοκιμίων (Έρευνα από Geoinvest)		
	Θλιπτική Αντοχή Κύβου (N/mm ²)	Θλιπτική Αντοχή Κυλίνδρου (N/mm ²)
K1 Ισογείου	26.1	20.88
K2 Ισογείου	24.9	19.92
K3 Ισογείου	20	16.00
K4 Ισογείου	25.9	20.72
K5 Ισογείου	21.5	17.20
K6 Ισογείου	14.9	11.92
	Μέσος Όρος=	17.77
	Τυπική Απόκλιση	3.48

Πίνακας 4.3: Θλιπτική Αντοχή Σκυροδέματος των Υποστυλωμάτων Ισογείου (CERS Cyprus)

Αντοχές Δοκιμίων (Έρευνα από CERS Cyprus)		
	Θλιπτική Αντοχή Κύβου (N/mm ²)	Θλιπτική Αντοχή Κυλίνδρου (N/mm ²)
K9 Ισογείου (Πυρήνας 1)	17.1	13.68
K9 Ισογείου (Πυρήνας 2)	9.4	7.52
	Μέσος Όρος=	10.60

Πίνακας 4.4: Θλιπτική Αντοχή Σκυροδέματος των Υποστυλωμάτων Ορόφου (Geoinvest)

Αντοχές Δοκιμίων (Έρευνα από Geoinvest)		
	Θλιπτική Αντοχή Κύβου (N/mm ²)	Θλιπτική Αντοχή Κυλίνδρου (N/mm ²)
K1 Ορόφου	16.4	13.12
K2 Ορόφου	15.5	12.4
K3 Ορόφου	11.8	9.44
K4 Ορόφου	9.9	7.92
K5 Ορόφου	24.1	19.28
K6 Ορόφου	18.1	14.48
	Μέσος Όρος=	12.77
	Τυπική Απόκλιση	4.00

Η διαφοροποίηση των τιμών ανάμεσα στα αποτελέσματα των μη καταστρεπτικών και καταστρεπτικών μεθόδων, οφείλεται στο γεγονός ότι πάρθηκαν δοκίμια από διαφορετικά σημεία του εξεταζόμενου κτιρίου, ενώ οι αποκλίσεις στην αντοχή των υποστυλωμάτων του ισογείου οφείλεται στο

γεγονός ότι τα δοκίμια χαμηλότερης αντοχής λήφθηκαν από την βάση των υποστυλωμάτων (υγρασία, χαμηλή συμπίκνωση), ενώ τα υπόλοιπα από το μέσο τους.

Πίνακας 4.5: Θλιπτική Αντοχή Σκυροδέματος των Δοκών Ισογείου (Geoinvest)

Αντοχές Δοκμίμων (Έρευνα από Geoinvest)		
	Θλιπτική Αντοχή Κύβου (N/mm ²)	Θλιπτική Αντοχή Κυλίνδρου (N/mm ²)
Δ2 Ισογείου	26.4	21.12
Δ3 Ισογείου	19.7	15.76
Δ4 Ισογείου	25	20.00
Δ5 Ισογείου	19.8	15.84
Δ6 Ισογείου	20	16.00
	Μέσος Όρος=	17.74
	Τυπική Απόκλιση	2.60

Πίνακας 4.6: Θλιπτική Αντοχή Σκυροδέματος των Δοκών Ορόφου (Geoinvest)

Αντοχές Δοκμίμων (Έρευνα από Geoinvest)		
	Θλιπτική Αντοχή Κύβου (N/mm ²)	Θλιπτική Αντοχή Κυλίνδρου (N/mm ²)
Δ2 Ορόφου	7.8	6.24
Δ3 Ορόφου	29.2	23.36
Δ4 Ορόφου	25.5	20.4
Δ5 Ορόφου	17.3	13.84
Δ6 Ορόφου	23.4	18.72
	Μέσος Όρος=	16.51
	Τυπική Απόκλιση	6.70

Πίνακας 4.7: Θλιπτική Αντοχή Σκυροδέματος με Μη-καταστροφικούς Ελέγχους (CERS Cyprus)

Μη-καταστροφικοί Έλεγχοι από CERS Cyprus			
	Κρουσιμέτρηση	Υπερηχοσκόπηση	
	$f_{Q,cm}$ (MPa)	$f_{v,cm}$ (MPa)	$f_{m,is}$ (MPa)=($f_{Q,cm} + f_{v,cm}$)/2
K9 1ου Ορόφου	29.6	9.7	19.65
ΔΟΚΟΙ ΙΣΟΓΕΙΟΥ			
	Κρουσιμέτρηση	Υπερηχοσκόπηση	
	$f_{Q,cm}$ (MPa)	$f_{v,cm}$ (MPa)	$f_{m,is}$ (MPa)=($f_{Q,cm} + f_{v,cm}$)/2
Δ64	39.8	9.7	24.75
Δ68	15.6	9.7	12.65
Δ79	22.8	9.7	16.25
Δ79	23.7	9.7	16.7
		Μέσος Όρος	17.59
		Τυπική Απόκλιση	5.11
ΔΟΚΟΙ 1ΟΥ ΟΡΟΦΟΥ			
	Κρουσιμέτρηση	Υπερηχοσκόπηση	
	$f_{Q,cm}$ (MPa)	$f_{v,cm}$ (MPa)	$f_{m,is}$ (MPa)=($f_{Q,cm} + f_{v,cm}$)/2
Δ84	29.3	12.2	20.75
Δ84	23.2	9.7	16.45
Δ64	37.8	9.7	23.75
Δ68	31	12.1	21.55
		Μέσος Όρος	20.63
		Τυπική Απόκλιση	3.06

Κωτάκης Στέργιος

4.1.1.3 Επίπεδα γνώσης και συντελεστής εμπιστοσύνης

Σύμφωνα με τον EN 1998-1-3, 2003, ορίζονται τρία επίπεδα γνώσης που αντιστοιχούν σε συγκεκριμένους συντελεστές εμπιστοσύνης. Ο καθορισμός του ορθού επιπέδου γνώσης εξαρτάται από το επίπεδο επιθεώρησης, με βάση τους ακόλουθους παράγοντες (EN 1998-1-3, 2003):

- Τη γεωμετρία του δομικού συστήματος καθώς και των μη-φερόντων στοιχείων, που επηρεάζουν την απόκριση του φορέα (συλλογή στοιχείων από γενικά κατασκευαστικά σχέδια, σχέδια λεπτομερειών, καθώς και από οπτική ή πλήρη έρευνα).
- Τις λεπτομέρειες που αφορούν την ποσότητα και την διάταξη του οπλισμού σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα, τις συνδέσεις μεταξύ χαλύβδινων μελών, τη σύνδεση διαφραγμάτων του δαπέδου με τους κατακόρυφους φορείς αντίστασης, τη συνάφεια στις ενώσεις κονιάματος στην τοιχοποιία, αλλά και την φύση οποιουδήποτε στοιχείου οπλισμού σε αυτή (προσομοίωση του φορέα με βάση τον ισχύοντα κανονισμό κατά τον χρόνο κατασκευής και επιτόπου επιθεώρηση ποικίλης έκτασης).
- Τις μηχανικές ιδιότητες των υλικών της κατασκευής (συλλογή στοιχείων μέσω επιτόπου καταστρεπτικών και μη δοκιμών, όπως κρουσιμετρήσεις, πυρηνοληψίες, κτλ).
- Ανάλογα με τον αριθμό των δομικών στοιχείων που θα πρέπει να ελεγχθούν για λεπτομέρειες, καθώς και τον αριθμό των δειγμάτων υλικών ανά όροφο που θα πρέπει να ληφθούν για τη διεξαγωγή δοκιμών, γίνεται κατηγοριοποίηση των επιπέδων επιθεώρησης και δοκιμών σύμφωνα με τον Πίνακα 3.2 του κανονισμού (EN1998-3, 2004).

Σύμφωνα με τον EN 1998-1-3, 2003 επιβάλλεται η χρήση συντελεστών εμπιστοσύνης με σκοπό την μείωση της αβεβαιότητας που προκύπτει κατά τη συλλογή δεδομένων για τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων των υφιστάμενων υλικών ενός κτιρίου. Οι συντελεστές εμπιστοσύνης δίνονται στον Πίνακα 3.1 του (CEN. EN1998-3, 2004) και στο αντίστοιχο κυπριακό προσάρτημα (CYS EN 1998-3, 2005). Με βάση αυτά, το επίπεδο γνώσης για το νοτιοανατολικό τμήμα της Δημοτικής Αγοράς Παλαιού Δημαρχείου χαρακτηρίζεται πλήρες (EG3 ή KL3), καθώς πληρούνται όλες οι απαραίτητες προϋποθέσεις που επιβάλει ο κανονισμός (EN 1998-1-3, 2003).

Για τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής των πλαστικών και ψαθυρών στοιχείων του κτιρίου, χρησιμοποιήθηκαν οι μέσες τιμές των ιδιοτήτων των υπαρχόντων υλικών, όπως αυτές προέκυψαν από επί τόπου ελέγχους, διαιρεμένες κατάλληλα με συντελεστή εμπιστοσύνης $CF_{KL3}=1,00$ (Πίνακας 4.8).

Πίνακας 4.8: Θλιπτική αντοχή στοιχείων της Αγοράς Παλαιού Δημαρχείου

	Μέση Θλιπτική Αντοχή από εργαστηριακούς ελέγχους (N/mm ²)	f _{cd} = Μέση θλιπτική Αντοχή/CF (N/mm ²)
Υποστυλώματα Ισογείου	10.60	10.60
Υποστυλώματα 1ου Ορόφου	12.77	12.77
Δοκοί Ισογείου	17.74	17.74
Δοκοί 1ου Ορόφου	16.51	16.51

4.1.2. Προσδιορισμός της ποιότητας του χάλυβα του νοτιοανατολικού τμήματος της Παλαιάς Δημοτικής Αγοράς Λευκωσίας

Για τον προσδιορισμό της ποιότητας του χάλυβα, πραγματοποιήθηκαν τοπικές τομές στα φέροντα στοιχεία του κτιρίου από την CEARS Cyprus (Εικόνα 4.2 & 4.3). Ο σπλισμός των δομικών στοιχείων, σε όλες τις θέσεις που ελέγχθηκαν, βρέθηκε να αποτελείται από λείο χάλυβα κατηγορίας St1 ή S220.



Εικόνα 4.2: Μαγνητογράφιση σπλισμού (CEARS Cyprus)



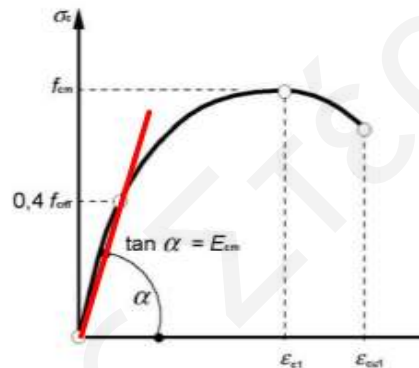
Εικόνα 4.3: Μέτρηση διαμέτρου σπλισμού (CEARS Cyprus)

4.1.3. Προσδιορισμός του Λόγου Poisson

Από τον οπτικό έλεγχο που πραγματοποιήθηκε, το σκυρόδεμα του εξεταζόμενου κτιρίου παρουσιάζει ρηγμάτωση στα φέροντα δομικά στοιχεία. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2 (Κεφάλαιο 3.1.3, Παράγραφος 4 (EN 1992-1-1, 2004)), ο λόγος Poisson λαμβάνεται μηδέν για ρηγματωμένο σκυρόδεμα, όπως επίσης και για επιφανειακά στοιχεία. Εάν δεν ληφθεί ίσος με το μηδέν, τα αποτελέσματα από την ανάλυση θα είναι λανθασμένα, διότι το πρόγραμμα SAP2000 μετατρέπει την εγκάρσια παραμόρφωση σε εφελκυστική τάση.

4.1.4. Προσδιορισμός του Μέτρου Ελαστικότητας

Το Μέτρο Ελαστικότητας του σκυροδέματος είναι η κλίση της ευθείας του διαγράμματος $\sigma - \epsilon$ στο 40% της μέσης θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος (Εικόνα 4.4) (EN 1992-1-1, 2004).



Εικόνα 4.4: Διάγραμμα σ - ϵ σκυροδέματος σε μονοαξονική θλίψη (EN 1992-1-1, 2004)

Ο προσδιορισμός του Μέτρου Ελαστικότητας (E) για τις διαφορετικές μέσες θλιπτικές αντοχές του σκυροδέματος που χαρακτηρίζουν τα φέροντα δομικά στοιχεία του κτιρίου, πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με την Εξίσωση 4.4 (EN 1992-1-1, 2004), και τα αποτελέσματα καταγράφονται στον Πίνακα 4.9.

$$E = 22 \cdot \left[\frac{f_{cd}}{10} \right]^{0.3} \quad (4.4)$$

όπου f_{cd} : η μέση θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος (MPa)

Πίνακας 4.9: Προσδιορισμός του Μέτρου Ελαστικότητας

	f_{cd} = Μέση θλιπτική Αντοχή/CF (N/mm ²)	$E=22 \cdot [(f_{cd})/10]^{0.3}$ (GPa)
Υποστυλώματα Ισογείου	10.60	22.39
Υποστυλώματα 1ου Ορόφου	12.77	23.68
Δοκοί Ισογείου	17.74	26.13
Δοκοί 1ου Ορόφου	16.51	25.57

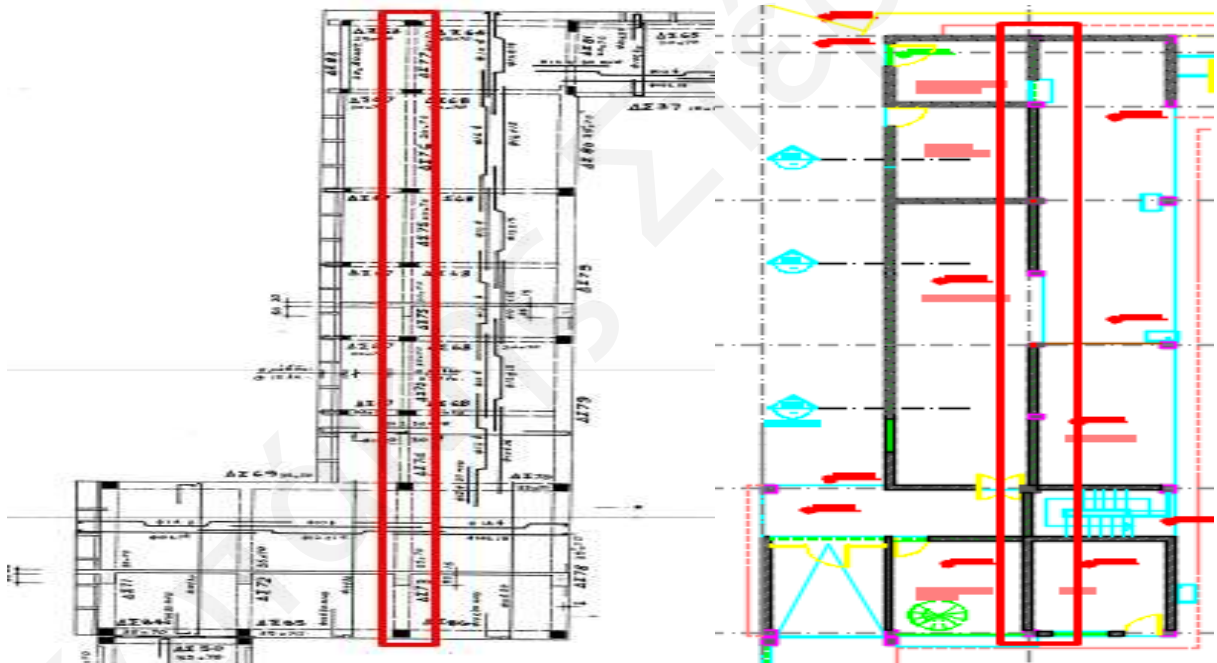
4.1.5. Προσδιορισμός των Μόνιμων (G) και Κινητών φορτίων (Q).

Στο Παράρτημα Ε περιγράφεται αναλυτικά ο προσδιορισμός των Μόνιμων (G) και Κινητών Φορτίων (Q) του νοτιοανατολικού τμήματος της Παλαιάς Δημοτικής Αγοράς Λευκωσίας.

4.2. Προσομοίωση κατασκευής και ανάλυση για συνδυασμό φόρτισης G+0.3Q

4.2.1. Ξυλότυποι του νοτιοανατολικού τμήματος της Παλαιάς Δημοτικής Αγοράς Λευκωσίας

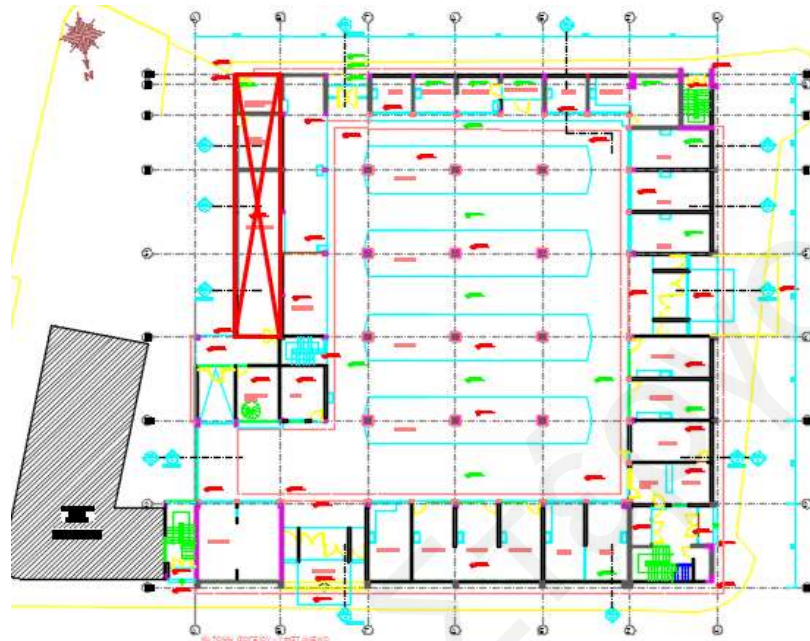
Οι ξυλότυποι που παρουσιάζονται δημιουργήθηκαν βάσει των διαθέσιμων στατικών σχεδίων μελέτης του 1964 και της αποτύπωσης που πραγματοποίησε ο Δήμος Λευκωσίας. Παρατηρήθηκαν διαφοροποιήσεις ανάμεσα στα στατικά σχέδια μελέτης και στην αποτύπωση, όπως φαίνεται στην Εικόνα 4.5.



Εικόνα 4.5: Διαφορετική θέση των υποστυλωμάτων ανάμεσα στα στατικά σχέδια μελέτης (δεξιά) και στα σχέδια αποτύπωσης (αριστερά)

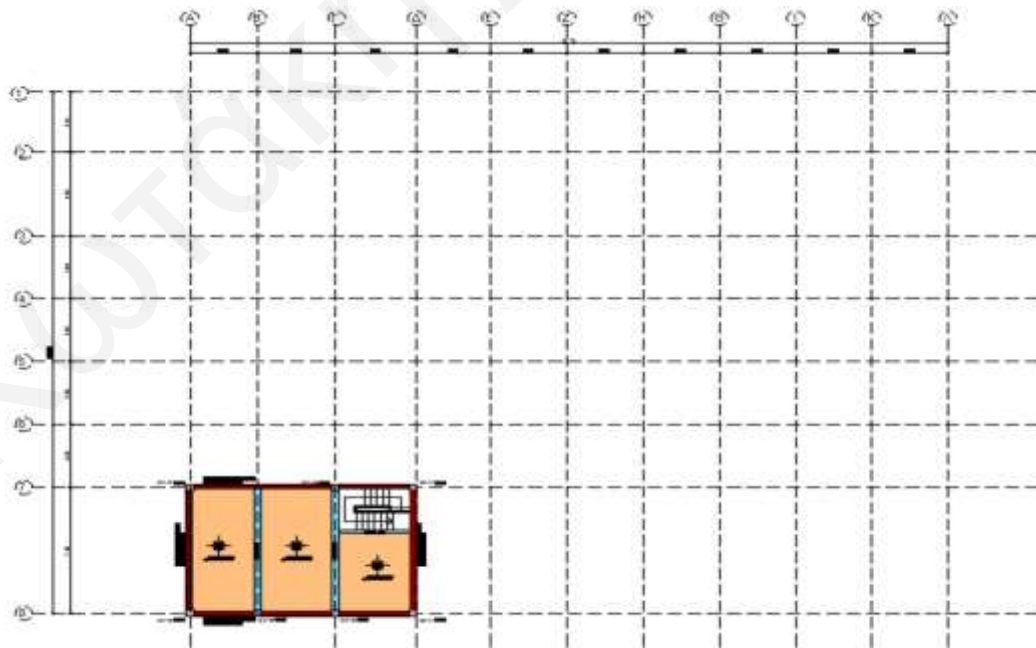
Τα κύρια υποστυλώματα $0.20\text{ m} \times 0.40\text{ m}$ και $0.35\text{ m} \times 0.35\text{ m}$ του ισογείου συνεχίζουν ως έχουν στον πρώτο όροφο. Επίσης, εντοπίστηκαν υποστυλώματα διαστάσεων $0.20\text{ m} \times 0.20\text{ m}$, τα οποία φυτεύονται στην οροφή του ισογείου. Το πλάτος των δοκών κυμαίνεται μεταξύ 0.20 m έως 0.44 m , με ύψος από 0.65 m έως 0.77 m . Επιπλέον, το πάχος των πλακών, από τις διερευνητικές εργασίες που πραγματοποιήθηκαν, προσδιορίστηκε στα 0.20 m .

Το τμήμα του ιχθυοπωλείου κατασκευάστηκε σε επόμενη φάση από το υπόλοιπο νοτιοανατολικό τμήμα της Παλαιάς Δημοτικής Αγοράς. Χαρακτηρίζεται δευτερεύουσα κατασκευή, χωρίς ιδιαίτερο στατικό ενδιαφέρον. Επιπλέον, έχει αποφασιστεί η κατεδάφιση του, και για αυτό το λόγο δεν συμπεριλαμβάνεται στην προσομοίωση και στην ανάλυση (Εικόνα 4.6).

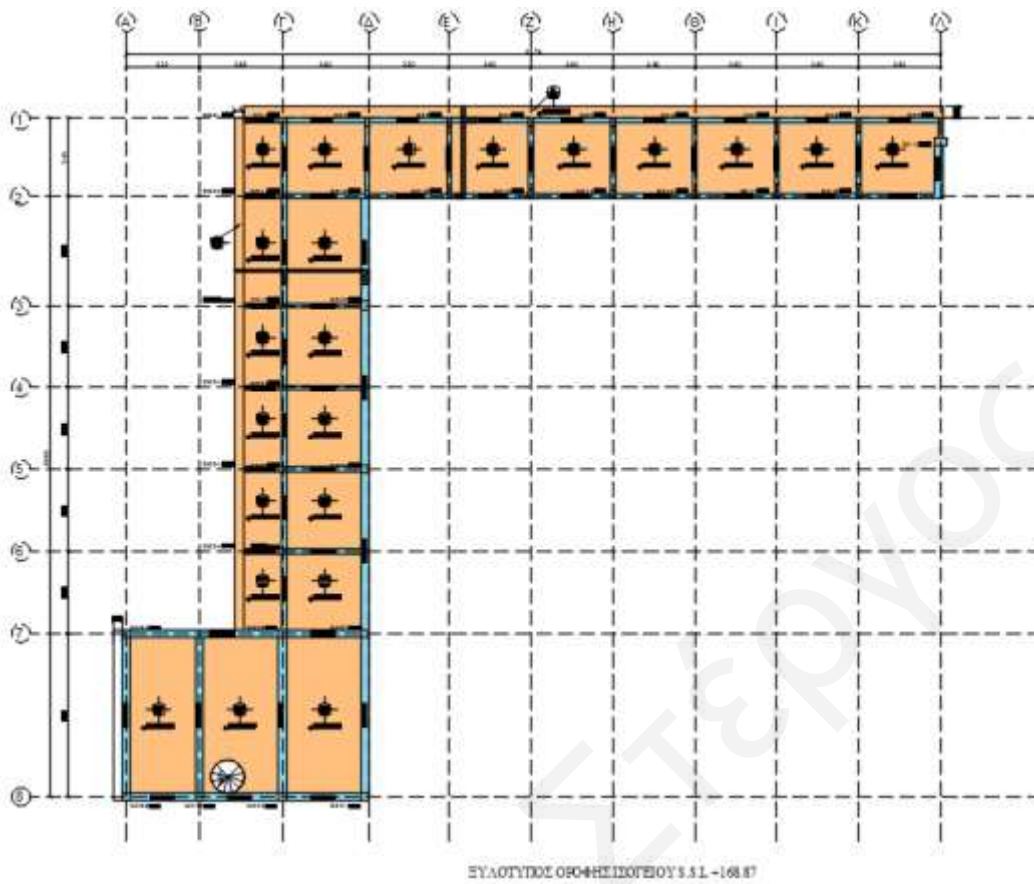


Εικόνα 4.6: Κατάργηση τμήματος του ιχθυοπωλείου από την προσομοίωση και ανάλυση

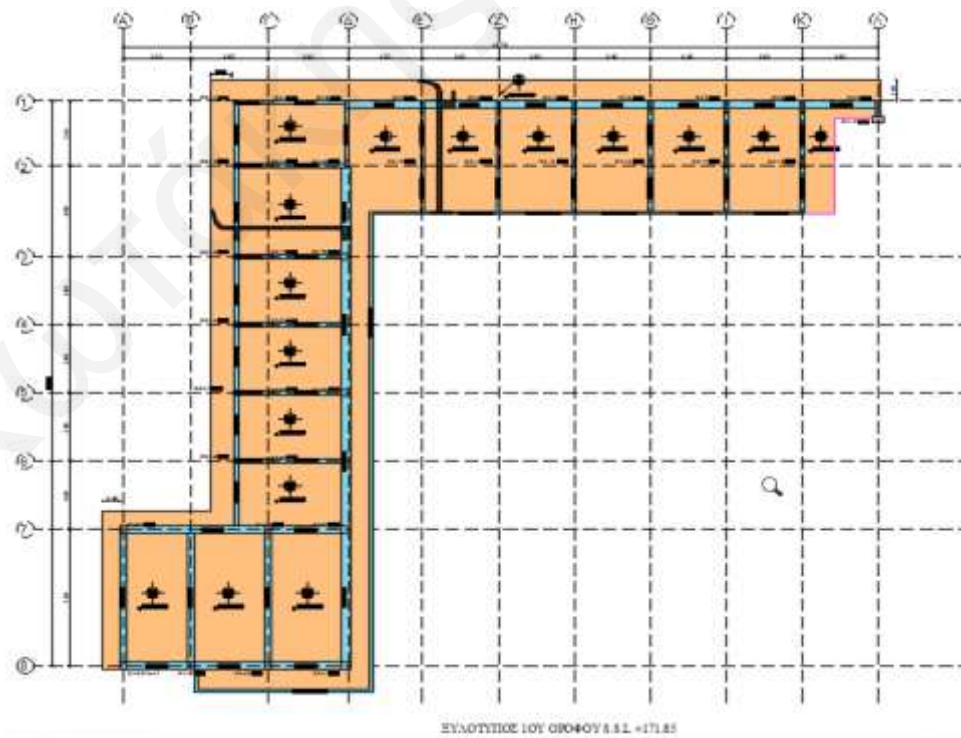
Στις Εικόνες 4.7, 4.8 & 4.9 παρατίθενται σειρά ξυλοτύπων για το εξεταζόμενο τμήμα της Παλαιάς Δημοτικής Αγοράς Λευκωσίας.



Εικόνα 4.7: Ξυλότυπος Οροφής Υπογείου S.S.L +164.38



Εικόνα 4.8: Ευλότυπος Οροφής Ισογείου S.S.L +168.87



Εικόνα 4.9: Ευλότυπος 1^{ου} Ορόφου S.S.L +171.85

4.2.2. Προσομοίωση του νοτιοανατολικού τμήματος της Παλαιάς Δημοτικής Αγοράς Λευκωσίας με πακτώσεις στη βάση των υποστυλωμάτων

Αρχικά, έγινε προσομοίωση του κτιρίου της Παλαιάς Δημοτικής Αγοράς στο εμπορικό λογισμικό πρόγραμμα SAP2000 (CSI, 2009), με την χρήση πακτώσεων στη βάση των υποστυλωμάτων. Με σκοπό τη μείωση του υπολογιστικού χρόνου και την απλοποίηση του προσομοιώματος του υφιστάμενου κτιρίου, αφαιρέθηκαν τα επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία λεπτής πλάκας (Shell-Thin elements) και πραγματοποιήθηκε η κατανομή των φορτίων των στοιχείων αυτών στις δοκούς. Επιπρόσθετα, όλοι οι κόμβοι στις στάθμες των ορόφων συνδέθηκαν με διαφραγματική λειτουργία (Εικόνα 4.10).



Εικόνα 4.10: Προσομοίωμα νοτιοανατολικού τμήματος - Όψεις (α) Νοτιοανατολική, (β) Βορειοδυτική (γ) Βορειοανατολική

4.2.3. Ανηγμένο αξονικό για συνδυασμό φόρτισης G+0.3Q

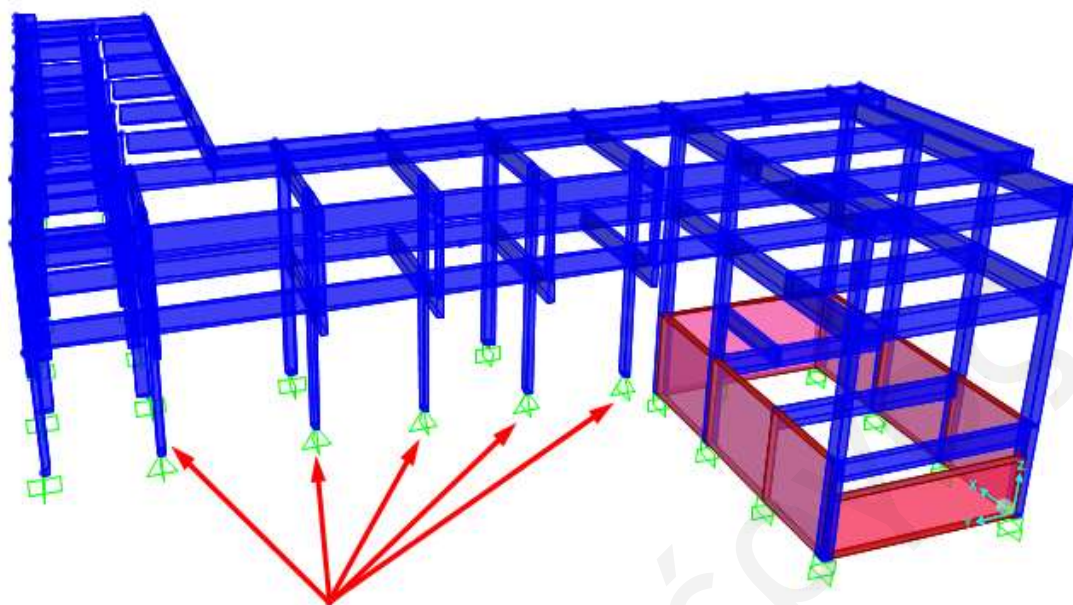
Πραγματοποιήθηκε στατική ανάλυση του νοτιοανατολικού τμήματος για συνδυασμό φόρτισης G+0.3Q, με σκοπό τον προσδιορισμό των ανηγμένων αξονικών φορτίων των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων. Στις περιπτώσεις που το ανηγμένο αξονικό φορτίο των υποστυλωμάτων (ν) είναι πάνω από αυτό της ισόρροπης αστοχίας, προκύπτει προέχουσα ψαθυρή αστοχία του υποστυλώματος λόγω υψηλών θλιπτικών τάσεων και παραμορφώσεων στην θλιβόμενη ζώνη (Ζαράρης, 2002). Για κτίρια παλαιού τύπου είναι σημαντικό να γίνεται αυτός ο έλεγχος, για να διαπιστώνεται κατά πόσον τα υποστυλώματα θα συμπεριφερθούν πλάστιμα με διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού ή θα αστοχήσουν ψαθυρά πριν την διαρροή. Στο Παράρτημα Ζ παρατίθενται πίνακες όπου περιγράφονται τα ακόλουθα στοιχεία, για κάθε στάθμη του εξεταζόμενου τμήματος:

- Ονοματολογία του στοιχείου, σύμφωνα με τους ξυλότυπους του κεφαλαίου 4.2.1.
- Ονοματολογία του στοιχείου, σύμφωνα με τη στατική μελέτη.
- b: πλάτος διατομής.
- h: ύψος διατομής.
- Φ_{long} : διαμήκης οπλισμός.
- Διατμητικός οπλισμός.
- Αξονική Δύναμη.
- Ανηγμένη Αξονική Δύναμη, $\nu = \frac{N_{G+0.3Q}}{A_c \cdot f_c}$

Τα υποστυλώματα όπου το ανηγμένο αξονικό φορτίο υπερβαίνει το 0.4, για G+0.3Q, συγκεντρώνονται στον Πίνακα 4.10. Αυτό το αξονικό προκύπτει μόνο από τα κατακόρυφα φορτία λειτουργίας, χωρίς να συνυπολογίζεται το επιπλέον αξονικό στο οποίο θα υποβληθούν τα υποστυλώματα από τις ροπές ανατροπής του σεισμού. Λαμβάνοντας υπόψη αυτό, καθώς επίσης και την χαμηλή θλιπτική αντοχή και τη διάβρωση των οπλισμών στις βάσεις αυτών των υποστυλωμάτων, συμπεραίνεται ότι καμία ροπή δεν μπορεί να παραληφθεί σε αυτά τα σημεία. Ως εκ τούτου, στις θέσεις αυτές χρησιμοποιήθηκε άρθρωση στο προσομοίωμα της ανάλυσης (Εικόνα 4.11).

Πίνακας 4.10: Υποστυλώματα με ανηγμένο αξονικό >0.4

Ονοματολογία Υποστυλωμάτων		b: πλάτος διατομής (m)	h: ύψος διατομής (m)	Φ_{long}	Διατμητικός Οπλισμός	N: Αξονική Δύναμη (kN)	ν : Ανηγμένη Αξονική
Ξυλότυποι	Στατική Μελέτη						
K1 -11	K14 ^A	0.4	0.2	6Φ22	2Φ6/20	373.04	0.44
K1-19	K14 ^A	0.4	0.2	6Φ22	2Φ6/20	397.00	0.47
K1-21	K14 ^A	0.4	0.2	6Φ22	2Φ6/20	365.19	0.43
K1-22	K14 ^A	0.4	0.2	6Φ22	2Φ6/20	333.70	0.39
K1-24	K14 ^A	0.4	0.2	6Φ22	2Φ6/20	375.93	0.44
K1-26	K7	0.35	0.35	6Φ24	2Φ8/25	598.11	0.46



Εικόνα 4.11: Προσομοίωμα νοτιοανατολικού τμ. και σημεία αρθρώσεων υποστυλωμάτων με μεγάλο αξονικό

4.3. Προσδιορισμός της ρηγματωμένης δυσκαμψίας των στοιχείων του κτιρίου

Για τη σωστή προσομοίωση στο SAP2000 της πραγματικής ρηγματωμένης δυσκαμψίας των στοιχείων της κατασκευής, αυτή υπολογίστηκε από τα διαγράμματα ροπών καμπυλοτήτων μέσω της σχέσης $EI = M_y/\varphi_y$ με βάση τις απαιτήσεις του (CEN. EN1998-3, 2004). Τα διαγράμματα ροπών - καμπυλοτήτων (M-φ) των επιμέρους στοιχείων υπολογίστηκαν με το πρόγραμμα RESPONSE2000 (Evan C Bentz, 2000), με τις δοκούς να λειτουργούν ως πλακοδοκοί σε θετική κάμψη, ενώ σε αρνητική κάμψη συνυπολογιζόταν η συμμετοχή των οπλισμών της πλάκας εντός του ενεργού πλάτους (KANEPE, 2017). Η εισαγωγή της πραγματικής δυσκαμψίας στο SAP2000 πραγματοποιήθηκε με την τροποποίηση της ροπής αδράνειας του κάθε στοιχείου με την χρήση ενός συντελεστή (Παράρτημα Η).

Παράδειγμα υπολογισμού του διαγράμματος M-φ και της ρηγματωμένης δυσκαμψίας στο στάδιο της διαρροής σε ένα από τα υποστυλώματα του κτιρίου δίνεται στο Παράρτημα Θ

4.4. Προσδιορισμός ελατηριακών σταθερών για την εξέταση του φαινομένου της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής.

4.4.1. Εισαγωγή

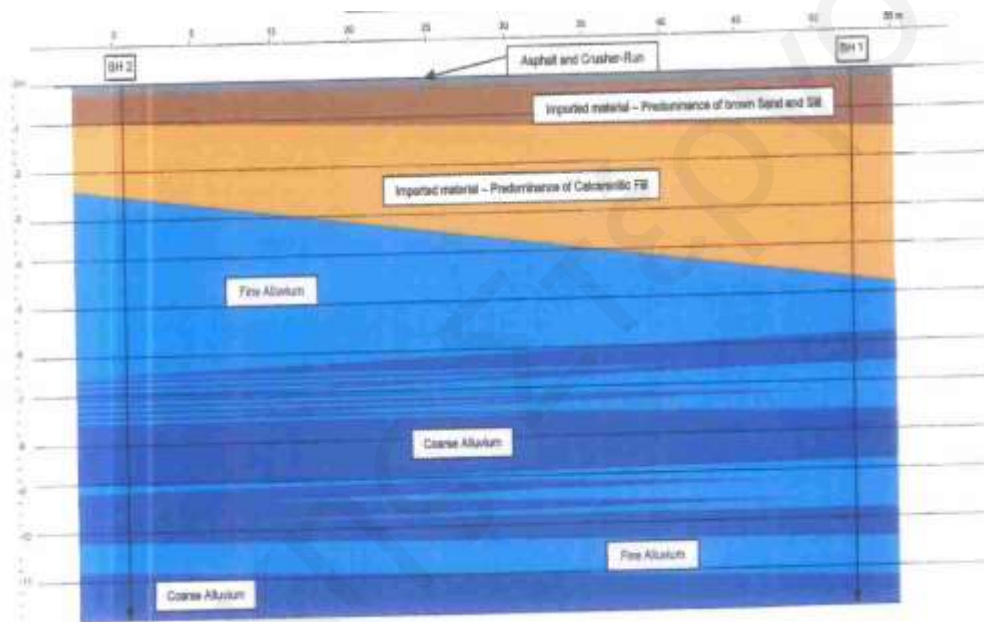
Ο σχεδιασμός κατασκευών και γενικότερα τεχνικών έργων πραγματοποιείται, στην πλειονότητα των περιπτώσεων, θεωρώντας την κατασκευή ως ακλόνητα στηριζόμενη στο έδαφος θεμελίωσης (συνθήκες πλήρους πάκτωσης) και τη σεισμική κίνηση σχεδιασμού ανεπηρέαστη από την παρουσία και την απόκριση της κατασκευής (συνθήκες ελεύθερου πεδίου) (Ροβίθης, 2007). Οι παρατηρήσεις όμως, τόσο από πραγματικούς σεισμούς (Mexico 1985, Kobe 1995 κ.α.), όσο και τα αποτελέσματα από πλήθος διερευνήσεων, τόσο θεωρητικών όσο και πειραματικών, έχουν αποδείξει ότι η σεισμική διέγερση στη βάση μιας κατασκευής ενδέχεται να είναι σημαντικά διαφορετική από την κίνηση του ελεύθερου πεδίου (Housner, 1957), ενώ ταυτόχρονα η δυναμική απόκριση του συστήματος έδαφος – θεμελίωση - ανωδομή διαφοροποιεί το εντατικό πεδίο του εδάφους, επιβάλλοντας πρόσθετες παραμορφώσεις σε αυτό. Η αλληλεπίδραση αυτή του εδάφους, της θεμελίωσης και της ανωδομής μπορεί να έχει μεγαλύτερο ή μικρότερο ρόλο στη συνολική απόκριση του συστήματος, ανάλογα με τη σχετική δυσκαμψία και μάζα του εδάφους, της θεμελίωσης και της κατασκευής (Σέξτος, 2001).

Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο περιγράφεται ο τρόπος υπολογισμού των ελατηριακών σταθερών των πεδίων του εξεταζόμενου κτιρίου, ώστε να αξιολογηθεί το μέγεθος της επίδρασης του φαινομένου της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής στη συνολική απόκριση της κατασκευής.

4.4.2. Γεωτεχνική Μελέτη

Σε διερευνητικές τομές που πραγματοποιήθηκαν στην Παλαιά Αγορά Λευκωσίας, διαπιστώθηκε ότι το εξεταζόμενο κτίριο θεμελιώνεται σε βάθος 2 m από την επιφάνεια του εδάφους. Σύμφωνα με την γεωτεχνική μελέτη που πραγματοποιήθηκε για το νέο Δημαρχείο Λευκωσίας, σε βάθος 2 m από την επιφάνεια του εδάφους ξεκινάει εδαφική στρώση αλλουβιακών αποθέσεων, η οποία επεκτείνεται τουλάχιστον στα 12 m βάθος. Επίσης, καμία από τις διερευνητικές γεωτρήσεις που πραγματοποιήθηκαν δεν έφθασαν έως την μάργα του γεωλογικού σχηματισμού Λευκωσίας, η οποία κυριαρχεί σε όλη την περιοχή της Λευκωσίας.

Στην παρακάτω Εικόνα (Εικόνα 4.12), παρουσιάζονται οι εδαφικές στρώσεις του υπεδάφους.



Εικόνα 4.12: Εδαφική Τομή (Geoinvest Ltd)

Σύμφωνα με τη γεωτεχνική έκθεση της Geoinvest Ltd, η εδαφική στρώση στην οποία θεμελιώνεται η Παλαιά Δημοτική Αγορά Λευκωσίας έχει τις ακόλουθες εδαφικές ιδιότητες (Πίνακας 4.11).

Πίνακας 4.11: Ιδιότητες εδαφικής στρώσης Fine Alluvium (Geoinvest Ltd)

Παράμετροι	Fine Alluvium
ϕ	28 - 33
N	20
ν	0.35
ρ	1.80

Ο υπολογισμός του μέτρου διάτμησης του εδάφους για το εξεταζόμενο κτίριο γίνεται σύμφωνα με την ακόλουθη εξίσωση (Γκαζέτας, 1991, σελ 558):

$$G_{max} = 12000 * N^{0.8} = 12000 * 20^{0.8} = 131827.27 \text{ kPa}$$

$$Vs_{max} = \sqrt{\frac{G_{max}}{\rho}} = \sqrt{\frac{131827.27}{1.8}} = 270.62 \text{ m/s}$$

Πίνακας 4.11: Μειωτικοί Συντελεστές (EN1998-5:2004)

Ground acceleration ratio, $\alpha.S$	Damping ratio	$\frac{v_s}{v_{s,max}}$	$\frac{G}{G_{max}}$
0,10	0,03	0,90(±0,07)	0,80(±0,10)
0,20	0,06	0,70(±0,15)	0,50(±0,20)
0,30	0,10	0,60(±0,15)	0,36(±0,20)

Σύμφωνα με τον Πίνακα 4.11 του Κανονισμού (EN1998-5:2004), χρησιμοποιούνται οι ακόλουθοι μειωτικοί συντελεστές:

$$G = 0.43 * G_{max} = 0.43 * 131827.27 = 56685.724 \text{ kPa}$$

$$Vs = 0.65 * Vs_{max} = 0.65 * 270.62 = 175.91 \text{ m/s}$$

4.4.3. Παράδειγμα για τον υπολογισμό των ελατηριακών σταθερών του πεδίου K14

Η μελέτη του φαινομένου της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής κατά τη διάρκεια της σεισμικής φόρτισης, οδήγησε στον προσδιορισμό σχέσεων που περιγράφουν τη σύνθετη δυναμική δυσκαμψία σε θεμέλια λόγω της ενδοσιμότητας του εδάφους. Εκτός της κλασσικής σταθεράς ελατηρίου που αναφέρεται στην αντίσταση του εδάφους, εμπεριέχουν την απόσβεση εδαφικού υλικού και ακτινοβολίας στο υπέδαφος, αλλά και τη συχνοτική εξάρτηση των παραπάνω παραμέτρων (Πιτιλάκης, Κ., Γεωργιάδης, Μ., Μπαντής, Σ., Χατζηγώγος, Θ., Αναγνωστόπουλος, Χ., & Τίκα, 1999).

Οι σταθερές ελατηρίων για τις συνήθεις περιπτώσεις έδρασης θεμελίων σε ομοιογενή ημίχωρο έχουν μελετηθεί αναλυτικά, ενώ περιλαμβάνονται σε μεγάλο αριθμό εργασιών και δημοσιεύσεων (Γκαζέτας, 1991).

Οι δυνατότητες κίνησης του κόμβου που προσομοιώνει τη στήριξη ενός κατακόρυφου στοιχείου είναι συνολικά έξι, τρεις μεταφορικές και τρεις στροφικές.

Ακολουθεί αναλυτικό παράδειγμα για τον υπολογισμό των ελατηριακών σταθερών του πεδίου K14 του νοτιοανατολικού τμήματος της Παλαιάς Δημοτικής Αγοράς Λευκωσίας.

$$B = \frac{B^*}{2} = \frac{1.4}{2} = 0.7m$$

$$L = \frac{L^*}{2} = \frac{1.4}{2} = 0.7m$$

$$T_1 = 0.995 \text{ sec}$$

$$\omega_1 = \frac{2 * \pi}{T} = \frac{2 * \pi}{0.995} = 6.315 \text{ rad/sec}$$

$$A_b = B * L = 1.4 * 1.4 = 1.96 \text{ m}^2$$

$$A_w = d * perimeter = 2 * (1.4 + 1.4) * 0.6 = 3.36 \text{ m}^2$$

$$x = \frac{A_b}{4 * L^2} = \frac{1.96}{4 * 0.7^2} = 1$$

$$a_0 = \frac{\omega_1 * B}{V_s} = \frac{6.315 * 0.7}{175.91} = 0.03$$

- Κατακόρυφη Διεύθυνση Z

$$K_z = \frac{2 * G * L}{1 - \nu} * (0.73 + 1.54 * x^{0.75}) = \frac{2 * 56685.724 * 0.7}{1 - 0.35} * (0.73 + 1.54 * 1^{0.75})$$

$$= 277149.6 \text{ kN/m}$$

$$K_{z,emb} = K_{z,sur} * \left[1 + \frac{1}{21} * \frac{D}{B} * (1 + 1.3 * x) \right] * \left[1 + 0.2 * \left(\frac{A_w}{A_b} \right)^{\frac{2}{3}} \right]$$

$$= 277149.6 * \left[1 + \frac{1}{21} * \frac{2}{0.7} * (1 + 1.3 * 1) \right] * \left[1 + 0.2 * \left(\frac{3.36}{1.96} \right)^{\frac{2}{3}} \right]$$

$$= 468117.9 \text{ kN/m}$$

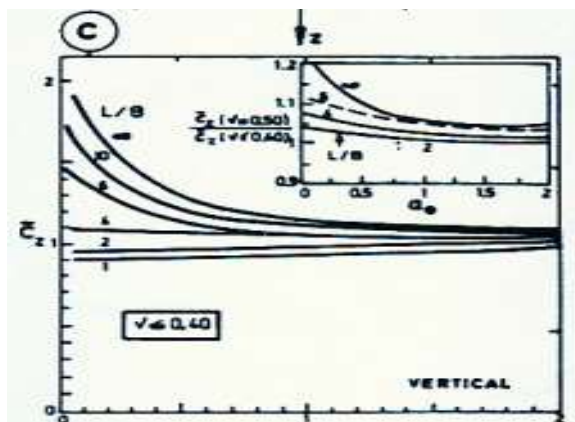
$$k_{z,emb} = k_{z,sur} * \left[1 - 0.09 * \left(\frac{D}{B} \right)^{\frac{3}{4}} * a_0^2 \right] = 1 * \left[1 - 0.09 * \left(\frac{2}{0.7} \right)^{\frac{3}{4}} * 0.03^2 \right] = 0.999$$

$$\overline{K_{z,emb}} = K_{z,emb} * k_{z,emb} = 468117.9 * 0.999 = \mathbf{468059.47 \text{ kN/m}}$$

$$V_{La} = \frac{3.4}{\pi * (1 - \nu)} * V_s = \frac{3.4}{\pi * (1 - 0.35)} * 175.91 = 292.88 \text{ m/s}$$

Απο το διάγραμμα (Εικόνα 4.13) του Πίνακα 15.1 των σημειώσεων του Γκαζέτα (Γκαζέτας, 1991), προκύπτει:

$$\tilde{c}_z = 0.90$$



Εικόνα 4.13: Διάγραμμα για τον προσδιορισμό του \tilde{c}_z (Γκαζέτας, 1991)

$$\begin{aligned}
C_{z,emb} &= 4 * \rho * V_{La} * B * L * \bar{c}_z + 4 * \rho * V_S * (B + L) * d \\
&= 4 * 1.8 * 292.88 * 0.7 * 0.7 * 0.90 + 4 * 1.8 * 175.91 * (0.7 + 0.7) * 0.6 \\
&= 929.96 \text{ kNsm}^{-1}
\end{aligned}$$

$$\text{Total } C_{z,emb} = C_{z,emb} + 2 * \frac{\overline{K_{z,emb}}}{\omega_1} * \beta_0 = 929.96 + 2 * \frac{468059.47}{6.315} * 0.08 = \mathbf{12789.41 \text{ kNsm}^{-1}}$$

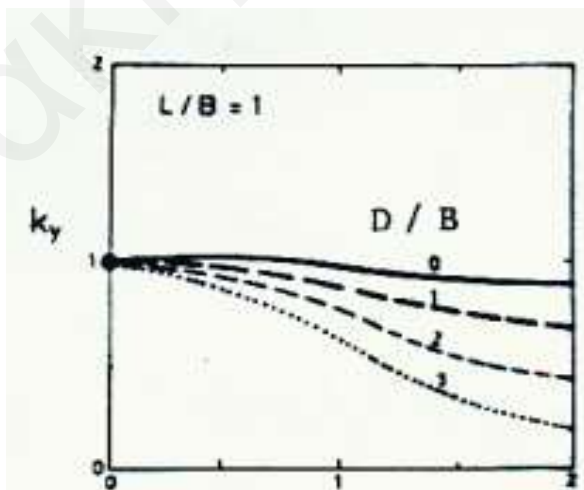
- Οριζόντια Διεύθυνση Y

$$\begin{aligned}
K_{y,sur} &= \frac{2 * G * L}{2 - \nu} * (2 + 2.50 * x^{0.85}) = \frac{2 * 56685.724 * 0.7}{2 - 0.35} * (2 + 2.50 * 1^{0.85}) \\
&= 216436.40 \text{ kN/m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
K_{y,emb} &= K_{y,sur} * \left(1 + 0.15 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) * \left[1 + 0.52 * \left(\frac{h}{b} * \frac{A_w}{L^2} \right)^{0.4} \right] \\
&= 216436.40 * \left(1 + 0.15 \sqrt{\frac{2}{0.7}} \right) * \left[1 + 0.52 * \left(\frac{1.70}{0.7} * \frac{3.36}{0.7^2} \right)^{0.4} \right] \\
&= 705894.96 \text{ kN/m}
\end{aligned}$$

Από το διάγραμμα (Εικόνα 4.14) του Πίνακα 15.2 των σημειώσεων του Γκαζέτας (Γκαζέτας, 1991), προκύπτει

$$k_{y,emb} = 1$$

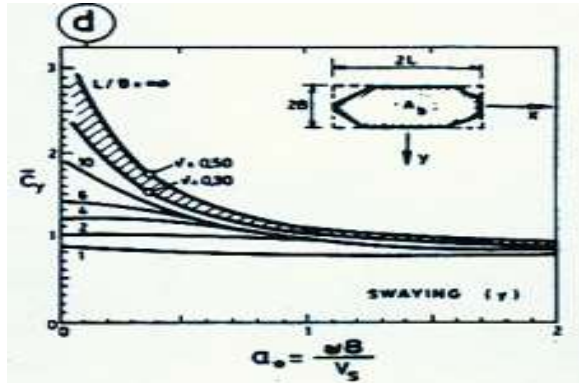


Εικόνα 4.14: Διάγραμμα για τον προσδιορισμό του $k_{y,emb}$ (Γκαζέτας, 1991)

$$\overline{K_{y,emb}} = K_{y,emb} * k_{y,emb} = 705894.96 * 1 = \mathbf{705894.96 \text{ kN/m}}$$

Από το διάγραμμα (Εικόνα 4.15) του Πίνακα 15.1 των σημειώσεων του Γκαζέτας (Γκαζέτας, 1991), προκύπτει

$$\tilde{c}_y = 0.95$$



Εικόνα 4.15: Διάγραμμα για τον προσδιορισμό του \tilde{c}_y (Γκαζέτας, 1991)

$$\begin{aligned} C_{y,emb} &= 4 * \rho * V_S * B * L * \tilde{c}_y + 4 * \rho * V_S * B * d + 4 * \rho * V_{La} * L * d \\ &= 4 * 1.8 * 175.91 * 0.7 * 0.7 * 0.95 + 4 * 1.8 * 175.91 * 0.7 * 0.6 + 4 * 1.8 \\ &\quad * 292.88 * 0.7 * 0.6 = 2007.18 \text{ kNsm}^{-1} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total } C_{y,emb} &= C_{y,emb} + 2 * \frac{\overline{K_{y,emb}}}{\omega_1} * \beta_0 = 2007.18 + 2 * \frac{705894.96}{6.315} * 0.08 \\ &= 19892.77 \text{ kNsm}^{-1} \end{aligned}$$

- Στροφή γύρω από τον άξονα X

$$K_{rx,sur} = \frac{3.6 * G * B^3}{1 - \nu} = \frac{3.6 * 56685.724 * 0.7^3}{1 - 0.35} = 107685.43 \text{ kNm}$$

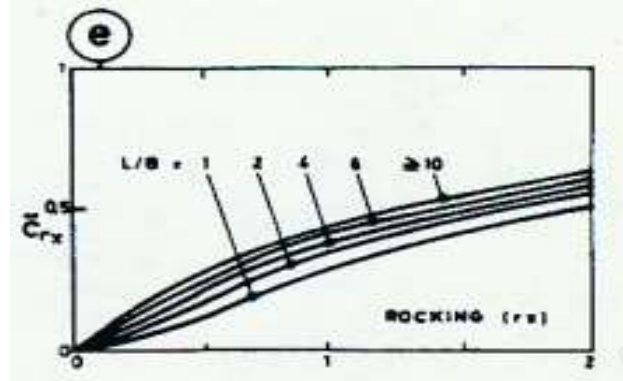
$$\begin{aligned} K_{rx,emb} &= K_{rx,sur} * \left\{ 1 + 1.26 * \frac{d}{B} * \left[1 + \frac{d}{B} * \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.2} * \sqrt{\frac{B}{L}} \right] \right\} \\ &= 107685.43 * \left\{ 1 + 1.26 * \frac{0.6}{0.7} * \left[1 + \frac{0.6}{0.7} * \left(\frac{0.6}{2} \right)^{-0.2} * \sqrt{\frac{0.7}{0.7}} \right] \right\} \\ &= 350812.11 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$k_{rx,emb} = k_{rx,sur} = 1 - 0.20 * a_0 = 1 - 0.20 * 0.03 = 0.995$$

$$\overline{K_{rx,emb}} = K_{rx,emb} * k_{rx,emb} = 350812.11 * 0.995 = 349049 \text{ kNm}$$

Από το διάγραμμα (Εικόνα 4.16) του Πίνακα 15.1 των σημειώσεων του Γκαζέτας (Γκαζέτας, 1991), προκύπτει

$$\tilde{c}_{rx} = 0$$



Εικόνα 4.16: Διάγραμμα για τον προσδιορισμό του \tilde{c}_{rx} (Γκαζέτας, 1991)

$$\tilde{c}_1 = 0.25 + 0.65 * \sqrt{a_0} * \left(\frac{d}{D}\right)^{-\frac{a_0}{2}} * \left(\frac{D}{B}\right)^{-\frac{1}{4}} = 0.25 + 0.65 * \sqrt{0.03} * \left(\frac{0.6}{2}\right)^{-\frac{0.03}{2}} * \left(\frac{2}{0.6}\right)^{-\frac{1}{4}} = 0.33$$

$$\begin{aligned} C_{rx,emb} &= \frac{4}{3} * \rho * V_{La} * B^3 * L * \tilde{c}_{rx} + \frac{4}{3} * \rho * V_{La} * d^3 * L * \tilde{c}_1 + \frac{4}{3} * \rho * V_S * B * d * (B^2 + d^2) * \tilde{c}_1 \\ &\quad + 4 * \rho * V_S * B^2 * d * L * \tilde{c}_1 \\ &= \frac{4}{3} * 1.8 * 292.88 * 0.7^3 * 0.7 * 0 + \frac{4}{3} * 1.8 * 292.88 * 0.6^3 * 0.7 * 0.33 + \frac{4}{3} * 1.8 \\ &\quad * 175.91 * 0.7 * 0.6 * (0.7^2 + 0.6^2) * 0.33 + 4 * 1.8 * 175.91 * 0.7^2 * 0.6 * 0.7 \\ &\quad * 0.33 = 171.06 \text{ kNsm}^{-1} \end{aligned}$$

$$Total C_{rx,emb} = C_{rx,emb} + 2 * \frac{\overline{K_{rx,emb}}}{\omega_1} * \beta_0 = 171.06 + 2 * \frac{349049}{6.315} * 0.08 = \mathbf{9015.08 \text{ kNsm}}$$

Στροφή γύρω από τον άξονα Y

$$K_{ry,sur} = K_{rx,sur} = 107685.43 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} K_{ry,emb} &= K_{ry,sur} * \left\{ 1 + 0.92 * \left(\frac{d}{L}\right)^{0.6} * \left[1.5 + \left(\frac{d}{L}\right)^{1.9} * \left(\frac{d}{D}\right)^{-0.6} \right] \right\} \\ &= 107685.43 * \left\{ 1 + 0.92 * \left(\frac{0.6}{0.7}\right)^{0.6} * \left[1.5 + \left(\frac{0.6}{0.7}\right)^{1.9} * \left(\frac{0.6}{2}\right)^{-0.6} \right] \right\} \\ &= 381936.21 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$k_{ry,emb} = k_{ry,sur} = 1 - 0.30 * a_0 = 1 - 0.30 * 0.03 = 0.992$$

$$\overline{K_{ry,emb}} = K_{ry,emb} * k_{ry,emb} = 381936.21 * 0.992 = \mathbf{379056.91 \text{ kNm}}$$

$$Total C_{ry,emb} = Total C_{rx,emb} = 9015.08 \text{ kNsm}$$

Στροπή, Torsional

$$K_{t,sur} = 8.3 * G * B^3 = 8.3 * 56685.724 * 0.7^3 = 161378.59 \text{ kNm}$$

$$K_{t,emb} = K_{t,sur} * \left[1 + 1.4 * \left(1 + \frac{B}{L} \right) * \left(\frac{d}{B} \right)^{0.9} \right] = 161378.59 * \left[1 + 1.4 * \left(1 + \frac{0.7}{0.7} \right) * \left(\frac{0.6}{0.7} \right)^{0.9} \right]$$

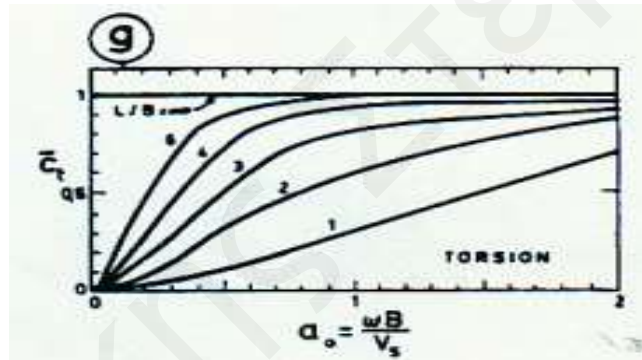
$$= 554703.84 \text{ kNm}$$

$$k_{t,emb} = k_{t,sur} = 1 - 0.14 * a_0 = 1 - 0.14 * 0.03 = 0.996$$

$$\overline{K_{t,emb}} = K_{t,emb} * k_{t,emb} = 554703.84 * 0.996 = 552752.36 \text{ kNm}$$

Από το διάγραμμα (Εικόνα 4.17) του Πίνακα 15.1 των σημειώσεων του Γκαζέτα (Γκαζέτας, 1991), προκύπτει

$$\tilde{c}_t = 0$$



Εικόνα 4.17: Διάγραμμα για τον προσδιορισμό του \tilde{c}_t (Γκαζέτας, 1991)

$$\tilde{c}_2 = \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.5} * \frac{a_0^2}{a_0^2 + \frac{1}{2} * \left(\frac{L}{B} \right)^{-1.5}} = \left(\frac{0.6}{2} \right)^{-0.5} * \frac{0.03^2}{0.03^2 + \frac{1}{2} * \left(\frac{0.7}{0.7} \right)^{-1.5}} = 0.002$$

$$C_{t,emb} = \frac{4}{3} * \rho * V_S * B * L * (B^2 + L^2) * \tilde{c}_t + \frac{4}{3} * \rho * V_{La} * d * (L^3 + B^3) * \tilde{c}_2 + 4 * \rho * V_S$$

$$* d * B * L * (B + L) * \tilde{c}_2$$

$$= \frac{4}{3} * 1.8 * 175.91 * 0.7 * 0.7 * (0.7^2 + 0.7^2) * 0 + \frac{4}{3} * 1.8 * 292.88 * 0.6$$

$$* (0.7^3 + 0.7^3) * 0.002 + 4 * 1.8 * 175.91 * 0.6 * 0.7 * 0.7 * (0.7 + 0.7)$$

$$* 0.002 = 1.87 \text{ kNsm}^{-1}$$

$$Total C_{t,emb} = C_{t,emb} + 2 * \frac{\overline{K_{t,emb}}}{\omega_1} * \beta_0 = 1.87 + 2 * \frac{552752.36}{6.315} * 0.08$$

$$= 14007.21 \text{ kNsm}$$

4.4.4. Συνολικά Αποτελέσματα των ελατηριακών σταθερών των πεδίων.

Παρουσιάζονται στους παρακάτω Πίνακες (Πίνακας 4.12 & 4.13), οι τιμές των ελατηριακών σταθερών των πεδίων του νοτιοανατολικού τμήματος της Παλαιάς Δημοτικής Αγοράς Λευκωσίας, όπως αυτές υπολογίστηκαν σύμφωνα με την μεθοδολογία που περιγράφηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο.

Πίνακας 4.12: Αποτελέσματα ελατηριακών σταθερών

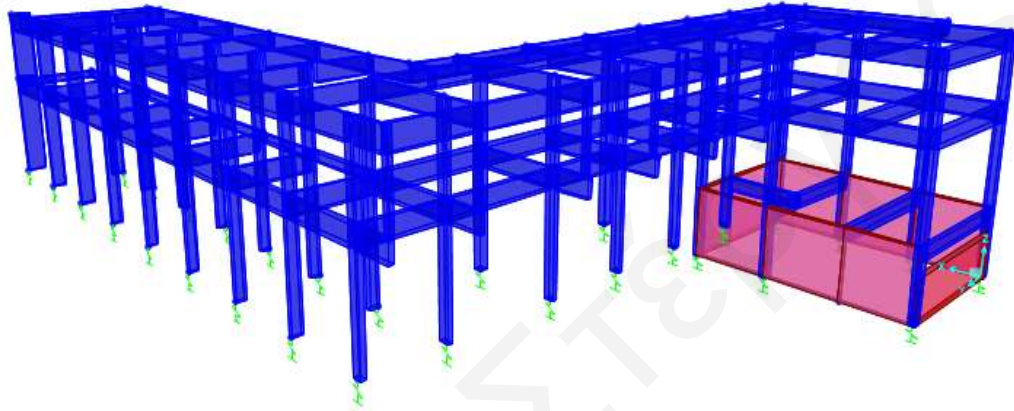
Dynamic Stiffness for Fully Embedded									
Πέδilo	L (m)	B (m)	Στάθμη Θεμελίωσης	$K_{z, emb}$ (kN/m)	$K_{y, emb}$ (kN/m)	$K_{x, emb}$ (kN/m)	$K_{rx, emb}$ (kNm)	$K_{ry, emb}$ (kNm)	$K_{t, emb}$ (kNm)
K14	1.4	1.4	Ισόγειο	311024.54	469095.30	469095.30	231691.33	251464.63	367031.95
K14A	1.5	1.5	Ισόγειο	324657.22	482653.28	482653.28	265275.91	286846.68	432027.88
K14B	1.7	1.7	Ισόγειο	351988.19	509450.77	509450.77	341847.62	369027.02	581905.56
K9	1.7	1.7	Ισόγειο	351988.19	509450.77	509450.77	341847.62	369027.02	581905.56
K9	1.7	1.7	Υπόγειο	573603.65	1007959.27	1007959.27	3247522.28	4118874.80	2028682.70
K7	2	2	Υπόγειο	615016.25	1054541.36	1054541.36	4003847.61	4683232.28	2893500.54

Πίνακας 4.13: Αποτελέσματα ελατηριακών σταθερών

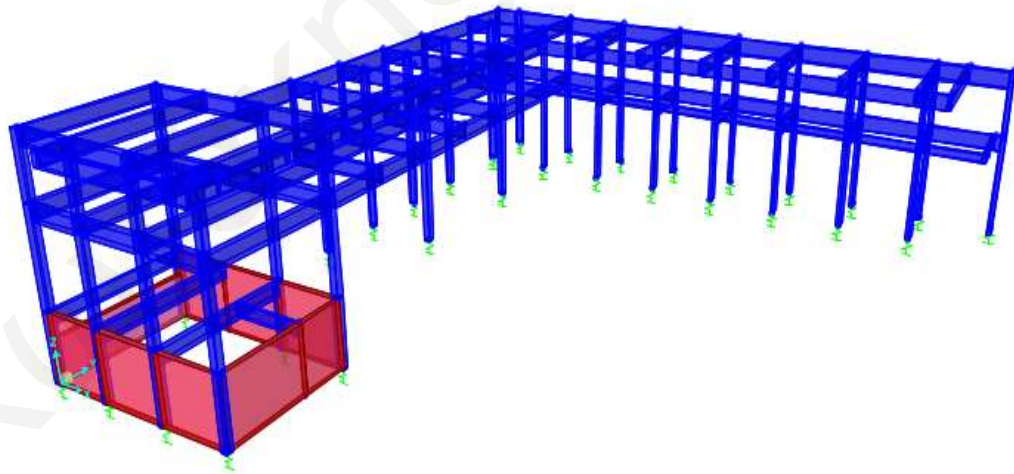
Total C									
Πέδilo	L (m)	B (m)	Στάθμη Θεμελίωσης	Total $C_{z, emb}$ (kNsm ⁻¹)	Total $C_{y, emb}$ (kNsm ⁻¹)	Total $C_{x, emb}$ (kNsm ⁻¹)	Total $C_{rx, emb}$ (kNsm)	Total $C_{ry, emb}$ (kNsm)	Total $C_{t, emb}$ (kNsm)
K14	1.4	1.4	Ισόγειο	8638.67	13521.93	13521.93	6013.70	6013.70	9301.95
K14 ^A	1.5	1.5	Ισόγειο	9096.26	14019.11	14019.11	6892.55	6892.55	10949.72
K14 ^B	1.7	1.7	Ισόγειο	10036.30	15020.12	15020.12	8900.63	8900.63	14750.05
K9	1.7	1.7	Ισόγειο	10036.30	15020.12	15020.12	8900.63	8900.63	14750.05
K9	1.7	1.7	Υπόγειο	15651.48	34082.71	34082.71	93188.02	93188.02	51420.14
K7	2	2	Υπόγειο	17130.10	36917.80	36917.80	115162.08	115162.08	73355.53

4.4.5. Προσομοίωση Ελατηριακών Σταθερών

Οι τιμές των ελατηριακών σταθερών, όπως υπολογίστηκαν προηγουμένως, εισάχθηκαν στο προσομοίωμα του κτιρίου της Παλαιάς Δημοτικής Αγοράς μέσω links. Στις πιο κάτω Εικόνες (Εικόνα 4.18 & 4.19) παρουσιάζεται το προσομοίωμα με τα links, όπου θα εξετασθεί σε επόμενο κεφάλαιο η επιρροή του φαινομένου της αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής στην απόκριση της κατασκευής.



Εικόνα 4.18: Προσομοίωμα νοτιοανατολικού τμήματος με links (Όψη Ανατολική) (SAP2000)



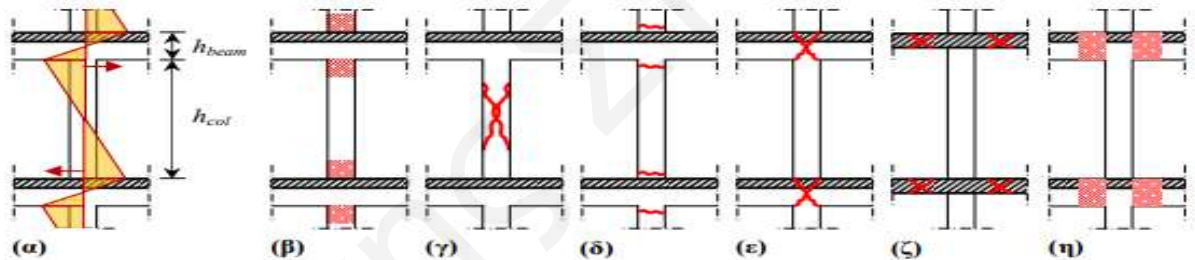
Εικόνα 4.19: Προσομοίωμα νοτιοανατολικού τμήματος με links (Όψη Βορειοδυτική) (SAP2000)

4.5. Έλεγχος Μηχανισμού Αστοχίας Υποστυλωμάτων της Δημοτικής Αγοράς Λευκωσίας

4.5.1. Εισαγωγή

Οι έλεγχοι ψαθυρής αστοχίας αποτελούν σημαντικό παράγοντα στην αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και του ανασχεδιασμού ενός υφιστάμενου κτιρίου (Pardalopoulos, Thermou and Pantazopoulou, 2013). Συγκεκριμένα, εκτιμάται η ιεραρχία των διαφορετικών μορφών αστοχίας στα κατακόρυφα μέλη του υφιστάμενου κτιρίου για να προσδιοριστεί ο κίνδυνος ψαθυρής αστοχίας. Οι μηχανισμοί αστοχίας των υποστυλωμάτων που εξετάζονται στο νοτιοανατολικό τμήμα της παλαιάς Δημοτικής Αγοράς Λευκωσίας είναι οι ακόλουθοι (Εικόνα 4.20):

- Διαρροή των κύριων οπλισμών, (V_{flex})
- Διατμητική αστοχία του κορμού, (V_v)
- Αστοχία των αγκυρώσεων και αστοχία των ματίσεων των κύριων οπλισμών, (V_a / V_{lap})
- Αστοχία του πυρήνα κόμβων δοκών – υποστυλώματος σε διαγώνιο εφελκυσμό, (V_j)
- Η διαμόρφωση πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς του οριζοντίου διαφράγματος (πλάστιμη συμπεριφορά) V_{by}



Εικόνα 4.20: (α) Κατανομή ροπής λόγω σεισμικής καταπόνησης καθ' ύψος ενός υποστυλώματος Ο.Σ. και (β)–(η) πιθανοί μηχανισμοί αστοχίας του: (β) Διαρροή διαμήκων οπλισμών, (γ) Διατμητική αστοχία κορμού, (δ) Αστοχία ματίσεων/αγκυρώσεων των κύριων οπλισμών, (ε) Διατμητική αστοχία κόμβων, (ζ) Διάτρηση πλακών, (η) Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς (πλάστιμη συμπεριφορά) (Pardalopoulos, Thermou and Pantazopoulou, 2013).

4.5.2. Αναλυτικός έλεγχος μηχανισμών αστοχίας

Για τον υπολογισμό όλων των αντοχών και τον έλεγχο των πιθανών μηχανισμών αστοχίας για κάθε υποστύλωμα, ακολουθήθηκε η εξής διαδικασία:

- 1) Με βάση τη γεωμετρία, τους οπλισμούς και το αξονικό φορτίο του κάθε δομικού στοιχείου, υπολογίστηκε το διάγραμμα ροπών καμπυλοτήτων ($M-\phi$) για κάθε διεύθυνση φόρτισης, μέσα από το πρόγραμμα RESPONSE2000 (Evan C Bentz, 2000).
- 2) Από τα πιο πάνω διαγράμματα προέκυψαν οι ροπές διαρροής και αστοχίας, καθώς και οι αντίστοιχες καμπυλότητες. Οι ροπές μετατράπηκαν σε τέμνουσες διαρροής και καμπτικής αστοχίας με βάση το ελεύθερο μήκος ταλάντωσης του υποστυλώματος $V_{flex,x} = \frac{M_{flex,x}}{H_{col}/2}$

- 3) Υπολογίστηκε στη συνέχεια η τέμνουσα του υποστυλώματος για διατμητική αστοχία κορμού με βάση την εξίσωση:

$$V_v = v \cdot \tan \alpha \cdot b \cdot d \cdot f_c + A_{tr} \cdot f_{st} \cdot \frac{d \cdot (1 - \xi)}{s} \cdot \cot \theta_v \quad (4.5)$$

- 4) Υπολογίστηκε η τέμνουσα του υποστυλώματος για αστοχία των ματιζόμενων ράβδων με βάση την εξίσωση:

$$V_{a,x} = \left[\rho_{\ell,tot,x} \cdot \frac{\min \left\{ \frac{4 \cdot L_a \cdot f_b}{D_b} + \alpha_{hook} \cdot 50 \cdot f_b ; f_y \right\}}{f_c} \cdot (1 - 0.4 \cdot \xi_x) + v \cdot \left(\frac{h}{d_x} - 0.8 \cdot \xi_x \right) \right] \cdot \frac{b \cdot d_x^2 \cdot f_c}{H_{col}} \quad (4.6)$$

- 5) Υπολογίστηκε η τέμνουσα του υποστυλώματος για αστοχία του κόμβου:

$$V_{j,x} = \gamma_j \cdot 0.5 \cdot \sqrt{f_{c,b}} \cdot \sqrt{1 + \frac{v_j \cdot f_{c,b}}{0.5 \cdot \sqrt{f_{c,b}}} \cdot \frac{b_j \cdot d \cdot d_{beam}}{H_{col}}} \quad (4.7)$$

- 6) Υπολογίστηκε η τέμνουσα του υποστυλώματος στην οποία διαρρέουν οι δοκοί που συντρέχουν σε αυτό για κάθε διεύθυνση:

$$V_{by,x} = \frac{M_{yflex,D1-2} + M_{yflex,D1-3}}{H_{col}} \quad (4.8)$$

- 7) Ελέγχθηκε ποιος μηχανισμός θα οδηγήσει πρώτος σε αστοχία το στοιχείο με βάση την μικρότερη τέμνουσα που προκύπτει από τα πιο πάνω.

Παράδειγμα υπολογισμού των πιο πάνω, για ένα υποστώμα δίνεται στο Παράρτημα Ι.

4.5.3. Συνολικά Αποτελέσματα από τον έλεγχο των μηχανισμών αστοχίας των υποστυλωμάτων

Τα αποτελέσματα από τον έλεγχο των πιθανών μηχανισμών αστοχίας των υποστυλωμάτων και στις δύο διευθύνσεις του ισογείου και του 1^{ου} ορόφου παρουσιάζονται στις παρακάτω Γραφικές (Γράφημα 4.1 έως 4.4).

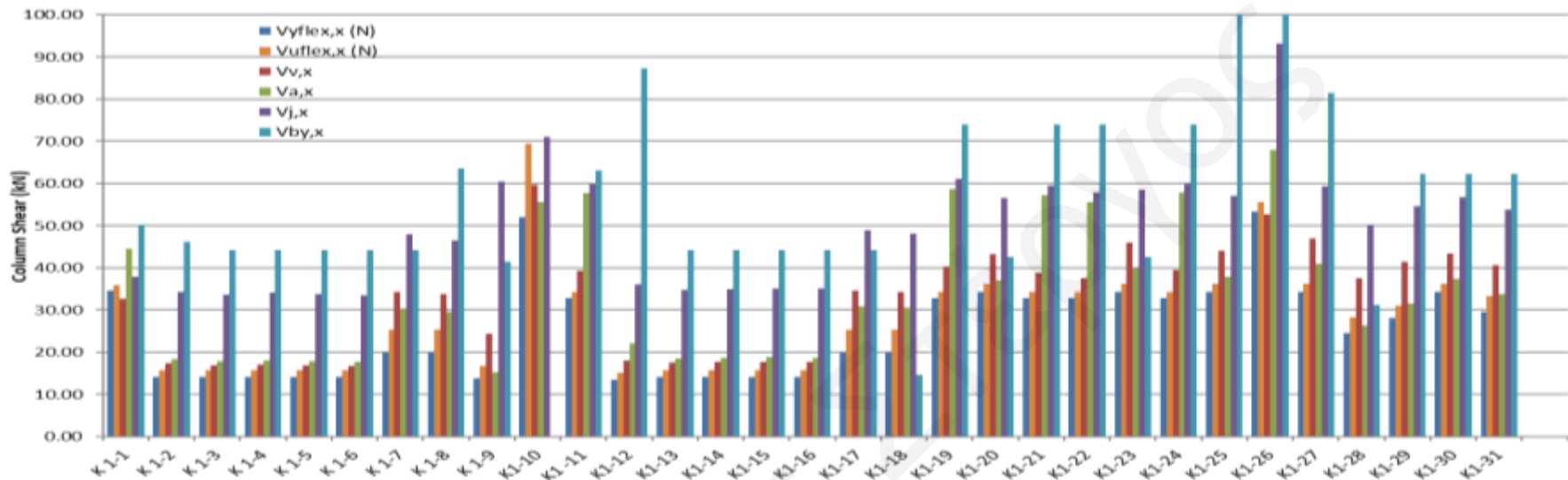
Για τα υποστυλώματα του ισογείου παρατηρείται καμπτική αστοχία ως προς την διεύθυνση X και διατμητική αστοχία κορμού ως προς την διεύθυνση Y, αντίστοιχα (Πίνακας 4.14). Επίσης, σε κάποιες περιπτώσεις υποστυλωμάτων (K1-18 στην X διεύθυνση και K1-7, K1-8, K1-17, K1-18 στην Y διεύθυνση) παρατηρείται πρώτα ο σχηματισμός πλαστικής άρθρωσης στις δοκούς του οριζόντιου διαφράγματος. Αλλά, ο προέχων μηχανισμός αστοχίας των υποστυλωμάτων του ισογείου ανάμεσα στις δύο διευθύνσεις είναι η καμπτική αστοχία.

Τα πλείστα υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου αστοχούν διατμητικά και στις δυο διευθύνσεις, λόγω κυρίως διαγώνιας σύνθλιψης κορμού και εξαιτίας αστοχίας των ματίσεων των κύριων οπλισμών (K2-9,

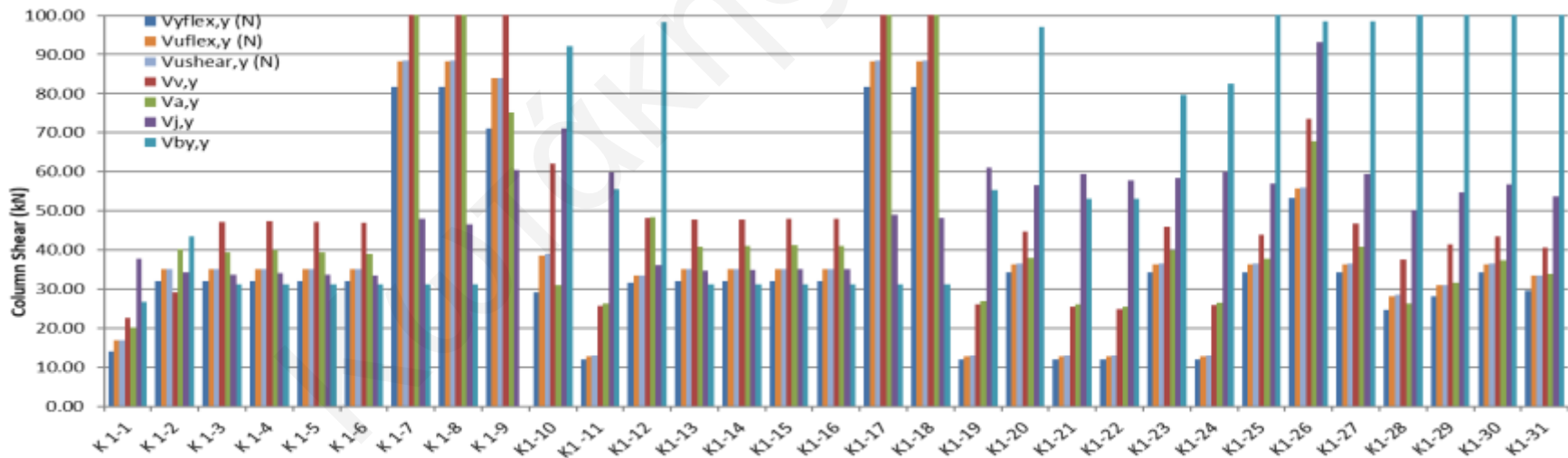
ΦΚ2-1). Επιπρόσθετα, τα φυτευτά υποστολώματα διαστάσεων 0.20 m x 0.20 m (ΦΚ2-1 έως ΦΚ2-6) αναπτύσσουν καμπτικό μηχανισμό αστοχίας (Γράφημα 4.3 & 4.4), (Πίνακας 4.15).

Πίνακας 4.14: Μηχανισμοί Αστοχίας υποστολωμάτων ισογείου για X και Y διεύθυνση

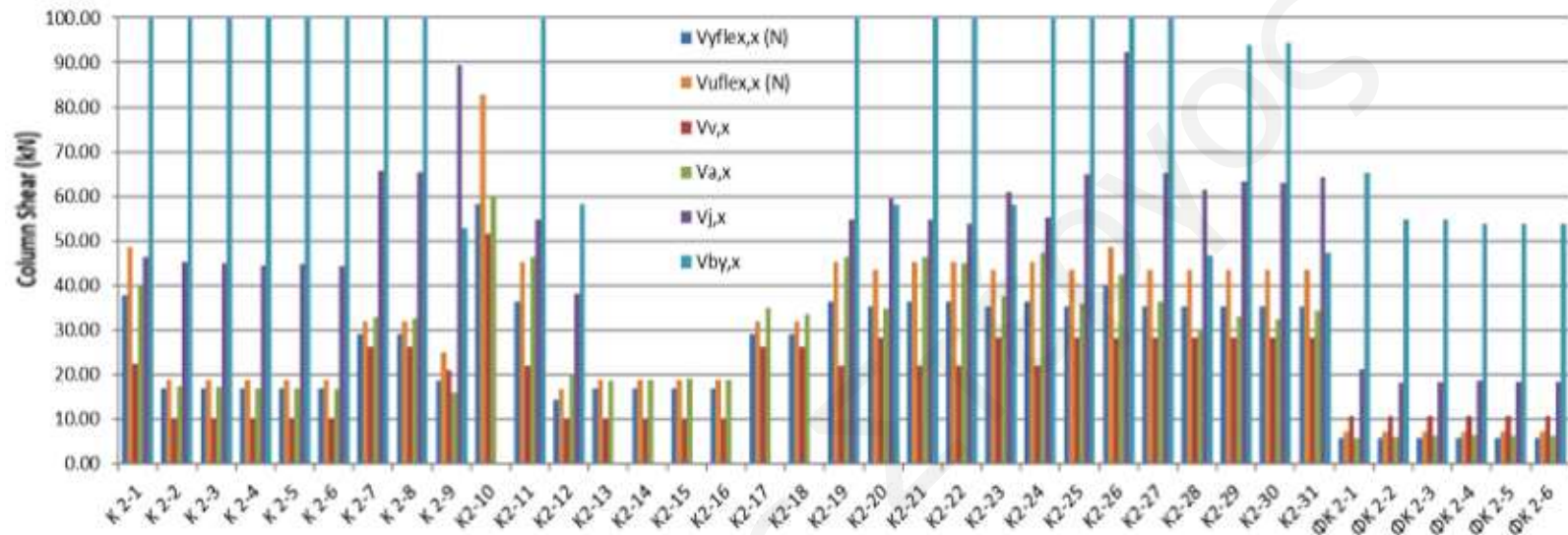
	$V_{fail,x}$ (N)	Mechanism		$V_{fail,y}$ (N)	Mechanism
K 1-1	32600.45	shear	K 1-1	13951.45	flexure
K 1-2	14094.88	flexure	K 1-2	29149.14	shear
K 1-3	14094.88	flexure	K 1-3	28454.61	shear
K 1-4	14094.88	flexure	K 1-4	28864.36	shear
K 1-5	14094.88	flexure	K 1-5	28500.76	shear
K 1-6	14094.88	flexure	K 1-6	28185.32	shear
K 1-7	19995.55	flexure	K 1-7	31141.20	beam yielding
K 1-8	19995.55	flexure	K 1-8	31141.20	beam yielding
K 1-9	13779.96	flexure	K 1-9	68492.37	shear
K1-10	52031.18	flexure	K1-10	29184.86	flexure
K1-11	32867.26	flexure	K1-11	12029.40	flexure
K1-12	13517.15	flexure	K1-12	30531.25	shear
K1-13	14094.88	flexure	K1-13	29445.21	shear
K1-14	14094.88	flexure	K1-14	29601.08	shear
K1-15	14094.88	flexure	K1-15	29905.80	shear
K1-16	14094.88	flexure	K1-16	29740.87	shear
K1-17	19995.55	flexure	K1-17	31141.20	beam yielding
K1-18	14603.12	beam yielding	K1-18	31141.20	beam yielding
K1-19	32867.26	flexure	K1-19	12029.40	flexure
K1-20	34236.53	flexure	K1-20	34236.53	flexure
K1-21	32867.26	flexure	K1-21	12029.40	flexure
K1-22	32867.26	flexure	K1-22	12029.40	flexure
K1-23	34236.53	flexure	K1-23	34236.53	flexure
K1-24	32867.26	flexure	K1-24	12029.40	flexure
K1-25	34236.53	flexure	K1-25	34236.53	flexure
K1-26	52660.72	shear	K1-26	53376.84	flexure
K1-27	34236.53	flexure	K1-27	34236.53	flexure
K1-28	24612.47	flexure	K1-28	24612.47	flexure
K1-29	28133.63	flexure	K1-29	28133.63	flexure
K1-30	34236.53	flexure	K1-30	34236.53	flexure
K1-31	29624.05	flexure	K1-31	29624.05	flexure



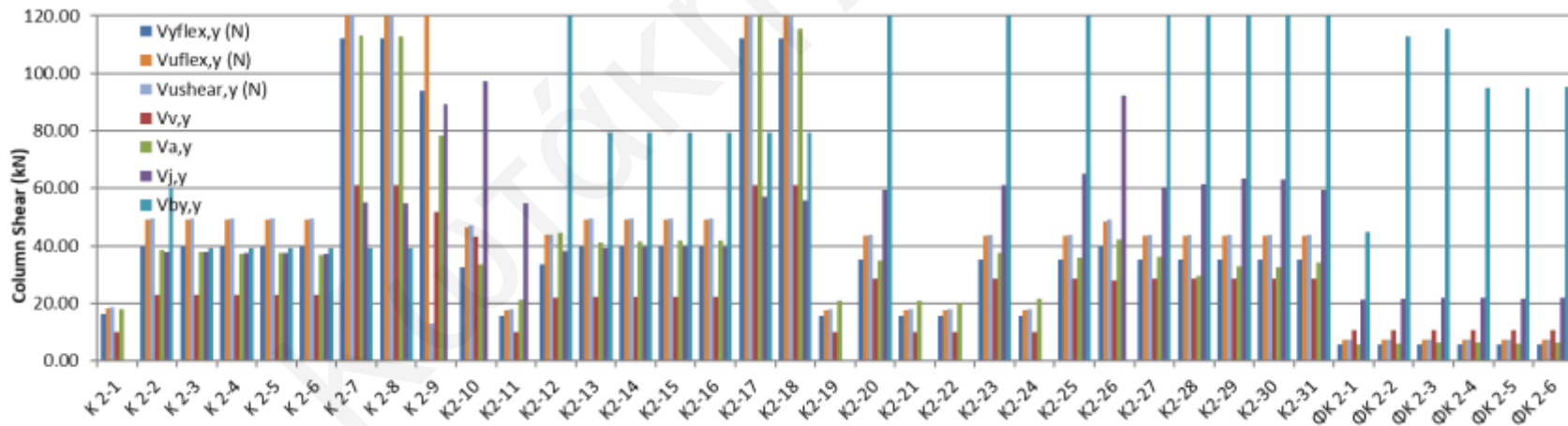
Γράφημα 4.1: Μηχανισμοί αστοχίας υποστλωμάτων ισογείου στην X διεύθυνση



Γράφημα 4.2: Μηχανισμοί αστοχίας υποστλωμάτων ισογείου στην Y διεύθυνση



Γράφημα 4.3: Μηχανισμοί αστοχίας υποστλωμάτων 1^{ου} ορόφου στην X διεύθυνση



Γράφημα 4.4: Μηχανισμοί αστοχίας υποστλωμάτων 1^{ου} ορόφου στην Y διεύθυνση

Πίνακας 4.15: Μηχανισμοί Αστοχίας υποστρωμάτων 1ου ορόφου για Χ και Υ διεύθυνση

	Vfail,x (N)	Mechanism
K 2-1	22254.99	shear
K 2-2	10196.43	shear
K 2-3	10196.43	shear
K 2-4	10196.43	shear
K 2-5	10196.43	shear
K 2-6	10196.43	shear
K 2-7	26102.85	shear
K 2-8	26102.85	shear
K 2-9	15922.34	anchorage
K2-10	51643.22	shear
K2-11	21803.87	shear
K2-12	10060.47	shear
K2-13	9924.52	shear
K2-14	9924.52	shear
K2-15	9924.52	shear
K2-16	9924.52	shear
K2-17	26102.85	shear
K2-18	26102.85	shear
K2-19	21803.87	shear
K2-20	28423.11	shear
K2-21	21803.87	shear
K2-22	21803.87	shear
K2-23	28423.11	shear
K2-24	21803.87	shear
K2-25	28423.11	shear
K2-26	28053.97	shear
K2-27	28423.11	shear
K2-28	28423.11	shear
K2-29	28423.11	shear
K2-30	28423.11	shear
K2-31	28423.11	shear
ΦK 2-1	5659.31	anchorage
ΦK 2-2	5824.83	flexure
ΦK 2-3	5824.83	flexure
ΦK 2-4	5824.83	flexure
ΦK 2-5	5824.83	flexure
ΦK 2-6	5824.83	flexure

	Vfail,y (N)	Mechanism
K 2-1	9924.52	shear
K 2-2	22856.47	shear
K 2-3	22856.47	shear
K 2-4	22856.47	shear
K 2-5	22856.47	shear
K 2-6	22856.47	shear
K 2-7	39175.84	beam yielding
K 2-8	39175.84	beam yielding
K 2-9	51707.21	shear
K2-10	32496.64	flexure
K2-11	9924.52	shear
K2-12	21954.25	shear
K2-13	22254.99	shear
K2-14	22254.99	shear
K2-15	22254.99	shear
K2-16	22254.99	shear
K2-17	61243.56	shear
K2-18	61243.56	shear
K2-19	9924.52	shear
K2-20	28423.11	shear
K2-21	9924.52	shear
K2-22	9924.52	shear
K2-23	28423.11	shear
K2-24	9924.52	shear
K2-25	28423.11	shear
K2-26	28053.97	shear
K2-27	28423.11	shear
K2-28	28423.11	shear
K2-29	28423.11	shear
K2-30	28423.11	shear
K2-31	28423.11	shear
ΦK 2-1	5659.31	anchorage
ΦK 2-2	5824.83	flexure
ΦK 2-3	5824.83	flexure
ΦK 2-4	5824.83	flexure
ΦK 2-5	5824.83	flexure
ΦK 2-6	5824.83	flexure

4.6. Υπολογισμός Στροφών θ_y και θ_u των υποστυλωμάτων της Παλαιάς Δημοτικής Αγοράς Λευκωσίας

Το διαγράμματα ροπών – στροφών του κάθε στοιχείου είναι απαραίτητα για προσδιορισμό των ιδιοτήτων των πλαστικών αρθρώσεων. Για την εισαγωγή των δεδομένων των πλαστικών αρθρώσεων στο πρόγραμμα SAP2000, πραγματοποιήθηκε αναλυτικός υπολογισμός, και ως προς τις δύο διευθύνσεις ανάλυσης, των στροφών θ_y και θ_u των φερόντων στοιχείων. Ο υπολογισμός των στροφών έγινε σύμφωνα με τον EC8-Part III (EN 1998-1-3, 2003), με σκοπό την μετατροπή των διαγραμμάτων ροπών-καμπυλοτήτων σε διαγράμματα ροπών-στροφών.

4.6.1. Αναλυτικός υπολογισμός των θ_y και θ_u των φερόντων στοιχείων

Ο υπολογισμός των στροφών θ_y και θ_u των φερόντων στοιχείων πραγματοποιήθηκε με τα εξής βήματα:

- Με βάση την καμπυλότητα διαρροής που βρέθηκε προηγουμένως, υπολογίστηκε η στροφή διαρροής με την χρήση των εξισώσεων που δίνονται από τον κανονισμό - εξίσωση (A.10b) (EN 1998-1-3, 2003):

$$\theta_y = \varphi_y * \frac{L_V + a_V * z}{3} + 0.0014 * \left(1 + 1.5 * \frac{h}{L_V} \right) + \varphi_y * \frac{d_{bL} * f_y}{8 * \sqrt{f_c}} \quad (A.10b)$$

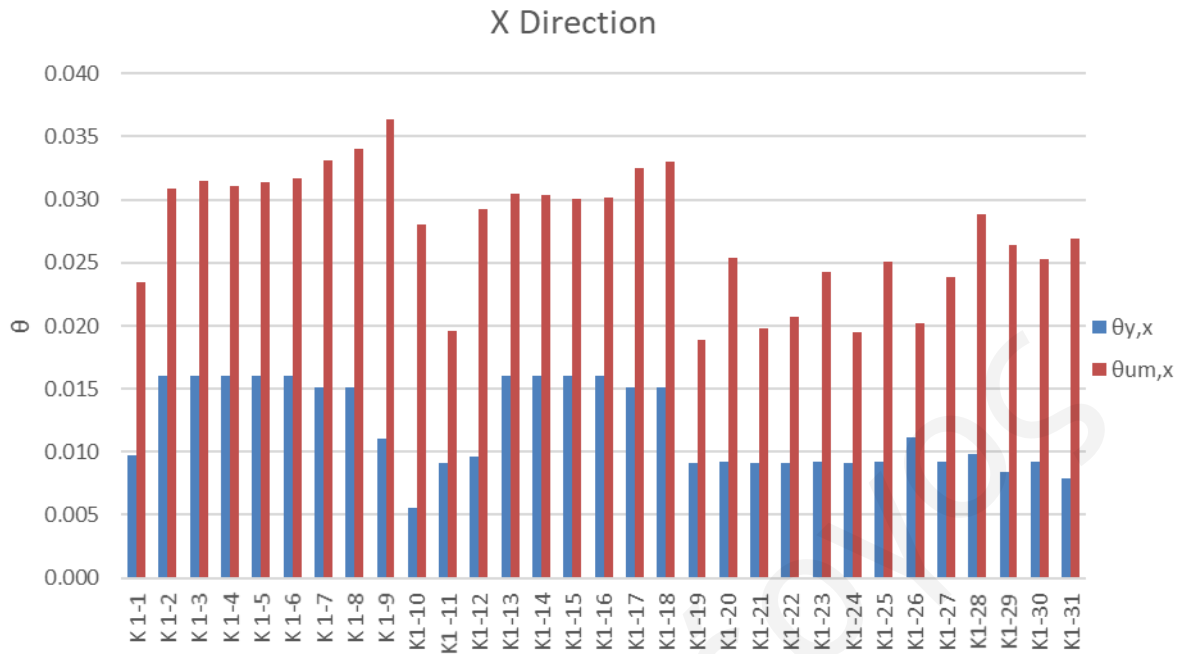
- Ο υπολογισμός του θ_{um} έγινε με την εξίσωση (A.1) που προσδιορίζει ο κώδικας (EN 1998-1-3, 2003) για το στάδιο της οιονεί κατάρρευσης (NC). Η εξίσωση (A.1) είναι η ακόλουθη:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} * 0.016 * (0.3^v) * \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} * f_c \right]^{0.225} * \left(\min \left(9; \frac{L_V}{h} \right) \right)^{0.35} * 25^{(a * \rho_{sx} * \frac{f_{yw}}{f_c})} * (1.25^{100 * p_d}) \quad (A.1)$$

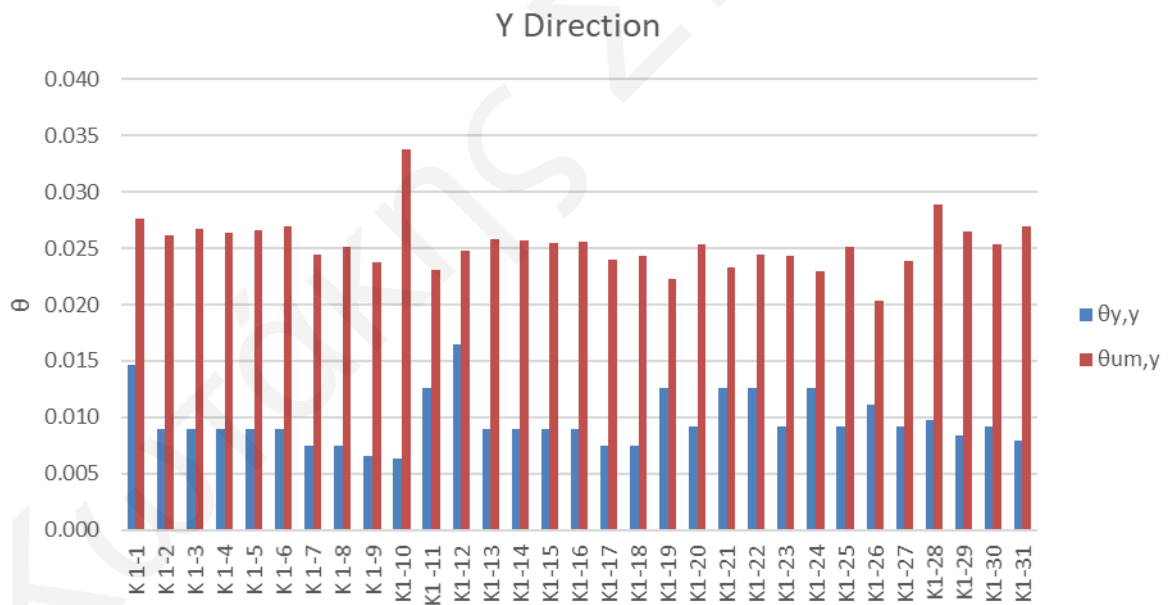
Παράδειγμα της παραπάνω διαδικασίας για ένα υποστύλωμα καταγράφεται στο Παράρτημα Κ.

4.6.2. Συνολικά Αποτελέσματα των θ_y και θ_u των υποστυλωμάτων

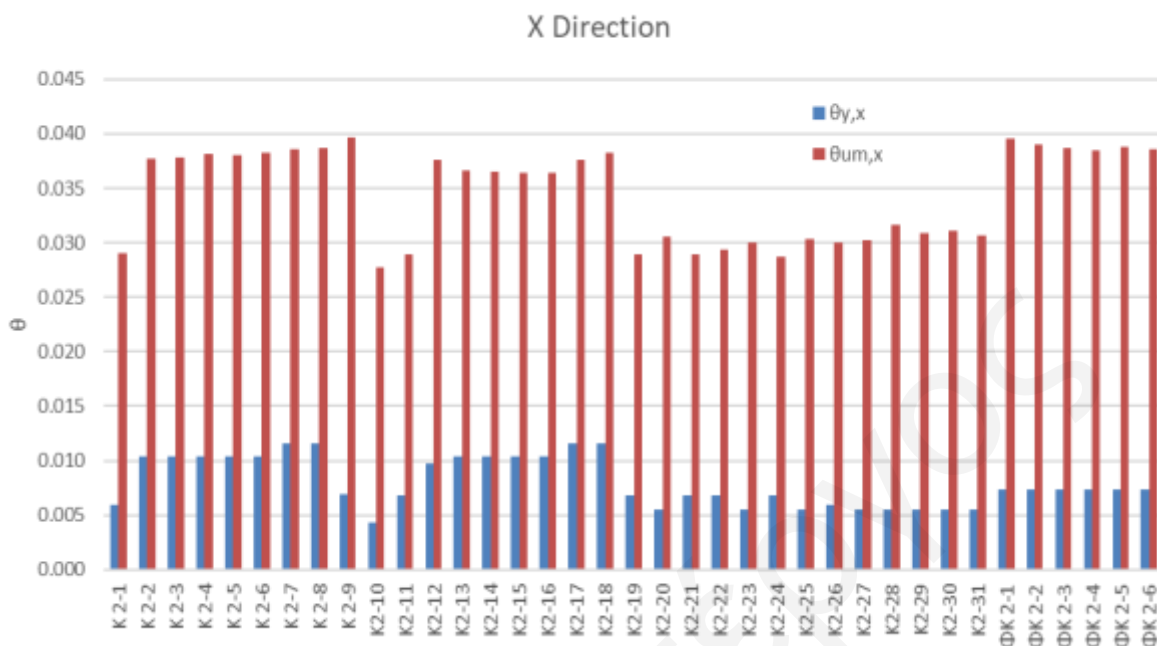
Στα πιο κάτω Γραφήματα (Γραφήματα 4.5 έως 4.8) παρουσιάζονται οι τιμές των θ_y και θ_u όλων των υποστυλωμάτων του νοτιοανατολικού τμήματος της Παλαιάς Δημοτικής Αγοράς Λευκωσίας.



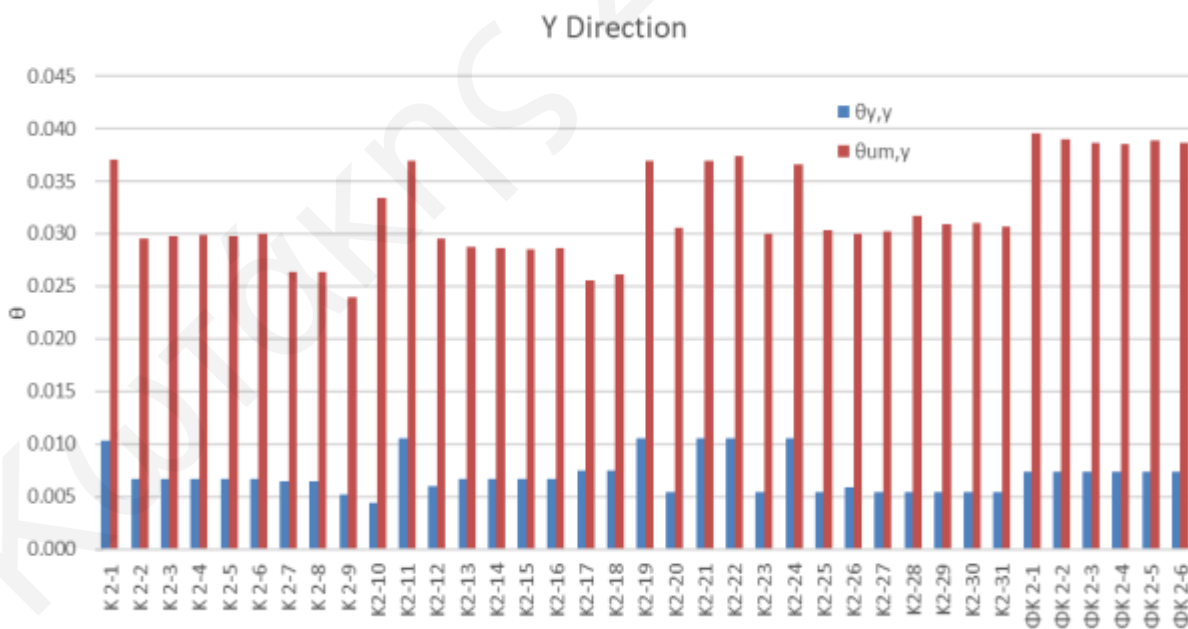
Γράφημα 4.5: Αποτελέσματα στρωφών θ_{γ} και θ_u των υποστρωμάτων ισογείου για την X διεύθυνση



Γράφημα 4.6: Αποτελέσματα στρωφών θ_{γ} και θ_u των υποστρωμάτων ισογείου για την Y διεύθυνση



Γράφημα 4.7: Αποτελέσματα στρωφών θ_y και θ_u των υποστρωμάτων 1^{ου} ορόφου για την X διεύθυνση



Γράφημα 4.8: Αποτελέσματα στρωφών θ_y και θ_u των υποστρωμάτων 1^{ου} ορόφου για την Y διεύθυνση

Κεφάλαιο 5. Ιδιομορφική Ανάλυση της Παλαιάς Δημοτικής Αγοράς Λευκωσίας

5.1. Εισαγωγή

Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο, αναλύονται τα αποτελέσματα της Ιδιομορφικής Ανάλυσης για τρία διαφορετικά προσομοιώματα του νοτιοανατολικού τμήματος της Παλαιάς Δημοτικής Αγοράς Λευκωσίας. Συγκεκριμένα, οι περιπτώσεις που εξετάζονται είναι οι ακόλουθες:

- Προσομοίωμα με πακτώσεις-αρθρώσεις, χωρίς να έχει ληφθεί υπόψιν η μείωση της δυσκαμψίας λόγω της ρηγμάτωσης του σκυροδέματος (Προσομοίωμα Α).
- Προσομοίωμα με πακτώσεις-αρθρώσεις, λαμβάνοντας υπόψιν την μείωση της δυσκαμψίας από τη ρηγμάτωση του σκυροδέματος (Προσομοίωμα Β).
- Προσομοίωμα με Links, στο οποίο λαμβάνεται υπόψιν το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης εδάφους - κατασκευής (Προσομοίωμα Γ).

Με βάση τα διαγράμματα Μ-φ που υπολογίστηκαν, προκύπτουν και οι δυσκαμψίες των ορόφων, όπως φαίνονται στον Πίνακα 5.1. Από την κατανομή των δυσκαμψιών καθ' ύψος, φαίνεται η πολύ μεγαλύτερη δυσκαμψία του 1^{ου} ορόφου σε σχέση με το Ισόγειο, γεγονός που επιβεβαιώνει την ύπαρξη μαλακού ορόφου στο Ισόγειο.

Πίνακας 5.1: Δεδομένα εξεταζόμενου τμήματος

Όροφος	Ύψος (m)	Μάζα (tn)	Kx (kN/m)	Ky (kN/m)
1	4.49	346.19	21316.07	45517.91
2	2.98	149.71	99216.22	165818.8

5.2. Ιδιοπερίοδοι και Ιδιομορφές Ταλάντωσης

Οι πρώτες ιδιομορφές και στις τρεις περιπτώσεις των εξεταζόμενων προσομοιωμάτων ήταν στρεπτικές, λόγω του σχήματος L του κτιρίου. Όπως φαίνεται στον Πίνακα 5.2, η πρώτη ιδιομορφή του κτιρίου είναι κυρίως μεταφορική κατά την Χ διεύθυνση, με ιδιοπερίοδο $T_{x1}=0.995$ sec, η οποία ενεργοποιεί το 82.6% της μάζας του κτιρίου στην Χ διεύθυνση. Αντίθετα, η 2^η και 3^η ιδιομορφή είναι, όπως φαίνεται στον Πίνακα 5.3, συζευγμένες στρεπτικές και μεταφορικές στην Υ διεύθυνση ιδιομορφές ταλάντωσης με ιδιοπερίόδους $T_{y2}=0.936$ sec $T_{y3}=0.459$ sec. Το γεγονός αυτό συνδέεται με την μεγαλύτερη εκκεντρότητα της κατασκευής μεταξύ Κέντρου Μάζας και Κέντρου Δυσκαμψίας στην περίπτωση φόρτισης κατά την Υ-διεύθυνση. Επίσης, παρατηρώντας τα αποτελέσματα της ανάλυσης (Πίνακας 5.2), η αύξηση της ιδιοπεριόδου ήταν σημαντική έπειτα από τη μείωση της δυσκαμψίας των στοιχείων λόγω της ρηγμάτωσης του σκυροδέματος. Επιπρόσθετα, η ιδιοπερίοδος του προσομοιώματος Γ αυξάνεται ασήμαντα σε σχέση με αυτής του προσομοιώματος Β, δηλαδή το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης εδάφους κατασκευής για το εξεταζόμενο κτίριο δεν αποτελεί παράγοντα που επηρεάζει την απόκριση κατασκευής, λόγω της συγκεκριμένης γεωλογίας (δύσκαμπτο έδαφος θεμελίωσης) και της μεγάλης ιδιοπεριόδου της κατασκευής.

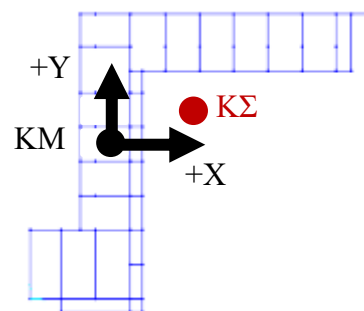
Πίνακας 5.2: Αποτελέσματα Ιδιομορφικής Ανάλυσης

StepNum	Period	SumUX	SumUY	SumUZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	0.995	0.826	0.045	0.000	0.00014	0.00584	0.05029
2	0.936	0.897	0.614	0.000	0.00218	0.00625	0.2555
3	0.459	0.897	0.892	0.000	0.00468	0.00626	0.87396
4	0.204	0.898	0.892	0.000	0.00643	0.02384	0.8765
5	0.185	0.898	0.892	0.000	0.01345	0.03143	0.87666
6	0.139	0.898	0.893	0.002	0.01495	0.0433	0.87742
7	0.129	0.898	0.899	0.002	0.01725	0.04511	0.89137
8	0.108	0.898	0.899	0.026	0.02036	0.0453	0.89137
9	0.095	0.898	0.899	0.029	0.02453	0.0706	0.89235
10	0.088	0.898	0.899	0.030	0.03307	0.07214	0.89236
11	0.087	0.898	0.899	0.075	0.07063	0.10324	0.89236
12	0.083	0.898	0.899	0.078	0.07142	0.10352	0.89236
13	0.081	0.898	0.899	0.095	0.08691	0.10696	0.89236
14	0.076	0.898	0.899	0.095	0.09324	0.10716	0.89236
15	0.074	0.898	0.899	0.113	0.10008	0.12373	0.8924
16	0.073	0.898	0.899	0.152	0.10217	0.12384	0.8924
17	0.071	0.898	0.899	0.153	0.10288	0.12704	0.89241
18	0.065	0.898	0.899	0.153	0.10296	0.12928	0.89241
19	0.058	0.898	0.899	0.153	0.10358	0.1318	0.89241
20	0.054	0.898	0.899	0.266	0.12296	0.16098	0.89241
21	0.053	0.898	0.899	0.268	0.12766	0.16254	0.89242
22	0.052	0.898	0.899	0.329	0.16132	0.18539	0.89242
23	0.050	0.898	0.899	0.332	0.16241	0.18541	0.89242
24	0.050	0.898	0.899	0.335	0.1698	0.18903	0.89242
25	0.048	0.898	0.899	0.336	0.16992	0.1899	0.89242
26	0.047	0.898	0.899	0.341	0.17571	0.1913	0.89242
27	0.044	0.898	0.899	0.393	0.20861	0.19234	0.89242
28	0.043	0.898	0.899	0.393	0.21739	0.19312	0.89242
29	0.043	0.898	0.899	0.397	0.22923	0.19502	0.89242
30	0.042	0.898	0.899	0.397	0.26258	0.19632	0.89242
31	0.042	0.898	0.899	0.474	0.29414	0.21165	0.89242
32	0.042	0.898	0.899	0.488	0.31816	0.21473	0.89242
33	0.041	0.898	0.899	0.511	0.39083	0.24166	0.89242
34	0.040	0.898	0.899	0.517	0.39448	0.24487	0.89247
35	0.038	0.898	0.899	0.517	0.4007	0.24775	0.89253
36	0.038	0.898	0.899	0.605	0.53619	0.28645	0.89253
37	0.038	0.898	0.899	0.658	0.5798	0.29319	0.89253
38	0.037	0.898	0.899	0.662	0.59304	0.33287	0.89253
39	0.037	0.899	0.900	0.665	0.59635	0.35787	0.89259
40	0.036	0.899	0.900	0.668	0.59755	0.39389	0.89259
41	0.036	0.899	0.900	0.709	0.62894	0.39442	0.89259
42	0.035	0.899	0.900	0.722	0.65087	0.41486	0.89259

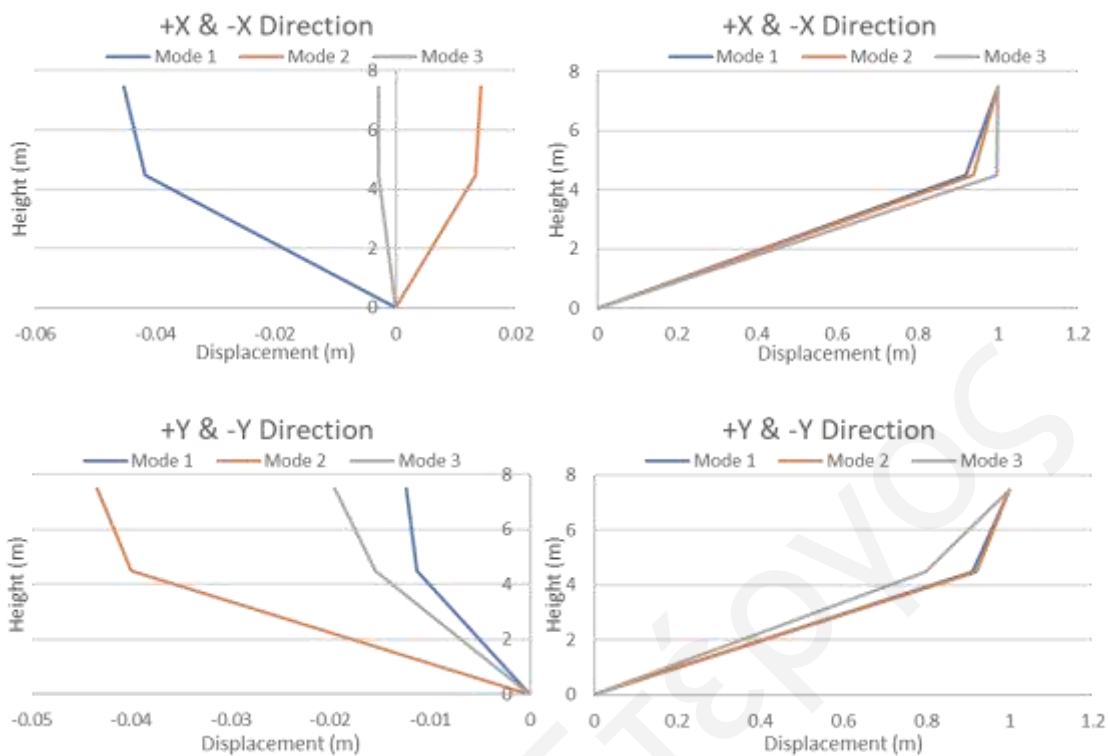
43	0.034	0.899	0.900	0.744	0.69978	0.44861	0.89294
44	0.034	0.899	0.901	0.745	0.70793	0.44884	0.89326
45	0.033	0.899	0.901	0.747	0.71097	0.46999	0.89326
46	0.033	0.899	0.901	0.747	0.71132	0.47867	0.89326
47	0.033	0.899	0.901	0.748	0.73498	0.49148	0.8933
48	0.032	0.899	0.901	0.786	0.73689	0.50612	0.89335
49	0.032	0.899	0.902	0.795	0.76387	0.55693	0.8936
50	0.031	0.899	0.902	0.822	0.80397	0.69963	0.89361
51	0.031	0.899	0.902	0.824	0.80553	0.70336	0.89369
52	0.030	0.899	0.902	0.825	0.80816	0.70355	0.89369
53	0.030	0.899	0.902	0.828	0.80865	0.70398	0.89369
54	0.029	0.899	0.902	0.829	0.80901	0.70988	0.89369
55	0.027	0.899	0.902	0.847	0.80923	0.71002	0.89376
56	0.027	0.899	0.903	0.853	0.8158	0.71304	0.89399
57	0.026	0.899	0.980	0.853	0.8369	0.71315	0.92077
58	0.026	0.899	0.980	0.858	0.83811	0.71549	0.92077
59	0.025	0.899	0.980	0.858	0.83906	0.7155	0.92077
60	0.024	0.899	0.980	0.863	0.8397	0.71663	0.92077
61	0.024	0.899	0.980	0.864	0.84045	0.71708	0.92077
62	0.023	0.899	0.980	0.896	0.87087	0.74743	0.92077
63	0.023	0.899	0.980	0.896	0.87087	0.75393	0.92077
64	0.023	0.899	0.980	0.897	0.87258	0.75595	0.92077
65	0.023	0.899	0.980	0.898	0.87314	0.75618	0.92078
66	0.023	0.899	0.980	0.898	0.87319	0.75655	0.92078
67	0.023	0.899	0.980	0.900	0.87623	0.75731	0.92078

Πίνακας 5.3: Θεμελιώδης Ιδιοπερίοδος

	T_1 (sec)
Προσομοίωμα 1	0.62
Προσομοίωμα 2	0.9933
Προσομοίωμα 3	1.00306



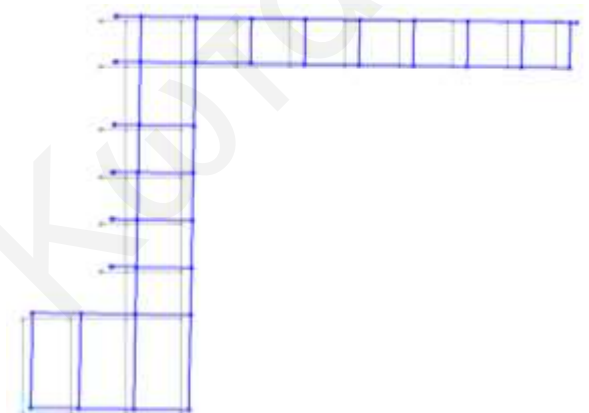
Το γεγονός ότι το Ισόγειο λειτουργεί ως μαλακός όροφος φαίνεται από την καθ' ύψος κατανομή των παραμορφώσεων στα σχήματα ταλάντωσης των τριών πρώτων ιδιομορφών, όπως φαίνονται στην Εικόνα 5.1. Στην Χ-διεύθυνση, και οι τρεις πρώτες ιδιομορφές δίνουν πάνω από το 90% των καθ' ύψος μετακινήσεων να συμβαίνουν στο Ισόγειο, ενώ στην Υ-διεύθυνση, αντίστοιχα, οι μετακινήσεις του Ισογείου είναι πέρα του 80% της συνολικής μετακίνησης.



Εικόνα 5.1: Σχήματα ταλάντωσης των τριών πρώτων ιδιομορφών

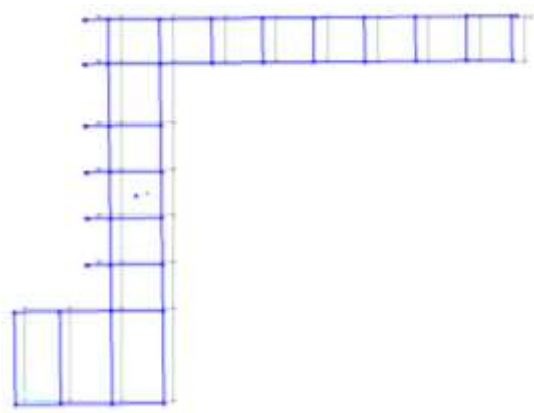
Ακολουθούν Εικόνες (Εικόνες 5.2 έως 5.10) από τις τρεις πρώτες ιδιομορφές της κάθε περίπτωσης που εξετάστηκε. Σε αυτή την περίπτωση, φαίνεται η κατανομή των μετακινήσεων εντός της κάτοψης του 1^{ου} ορόφου, για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Η 1^η ιδιομορφή του κτιρίου είναι κυρίως μεταφορική στην X-διεύθυνση, με ελάχιστη στροφή της κάτοψης, ενώ αντίθετα η 2^η και 3^η ιδιομορφή προκαλούν, εκτός από μετακινήσεις κατά Y, και στροφές περι του άξονα Z.

Ιδιομορφές Προσομοιώματος 1

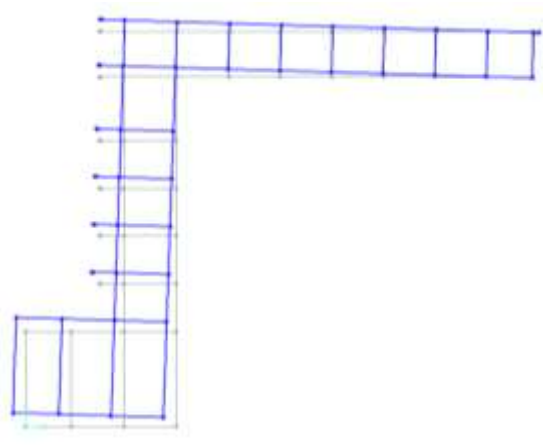


Εικόνα 5.2: 1η ιδιομορφή T=0.62 sec (Προσ. 1)

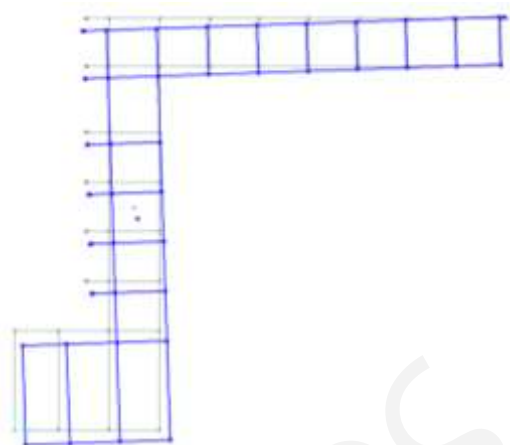
Ιδιομορφές Προσομοιώματος 2



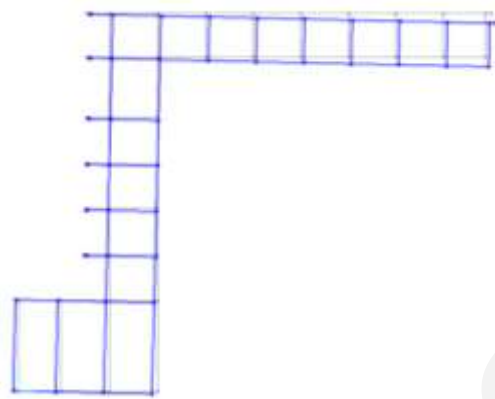
Εικόνα 5.3: 1η ιδιομορφή T=0.995 sec (Προσ. 2)



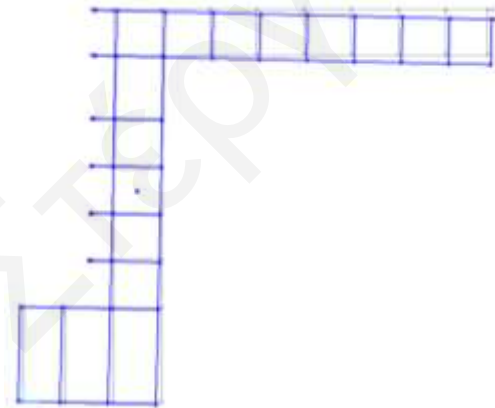
Εικόνα 5.4: 2^η ιδιομορφή $T=0.56$ sec (Προσ. 1)



Εικόνα 5.5: 2^η ιδιομορφή $T=0.936$ sec (Προσ. 2)

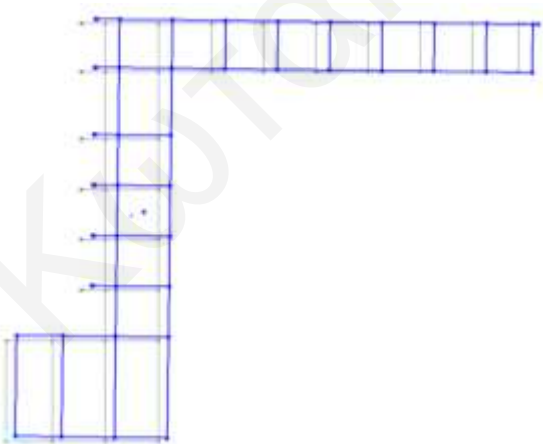


Εικόνα 5.6: 3^η ιδιομορφή $T=0.32$ sec (Προσ. 1)

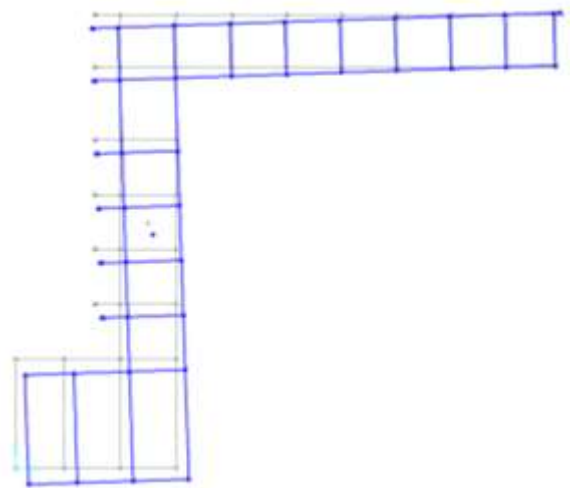


Εικόνα 5.7: 3^η ιδιομορφή $T=0.46$ sec (Προσ. 2)

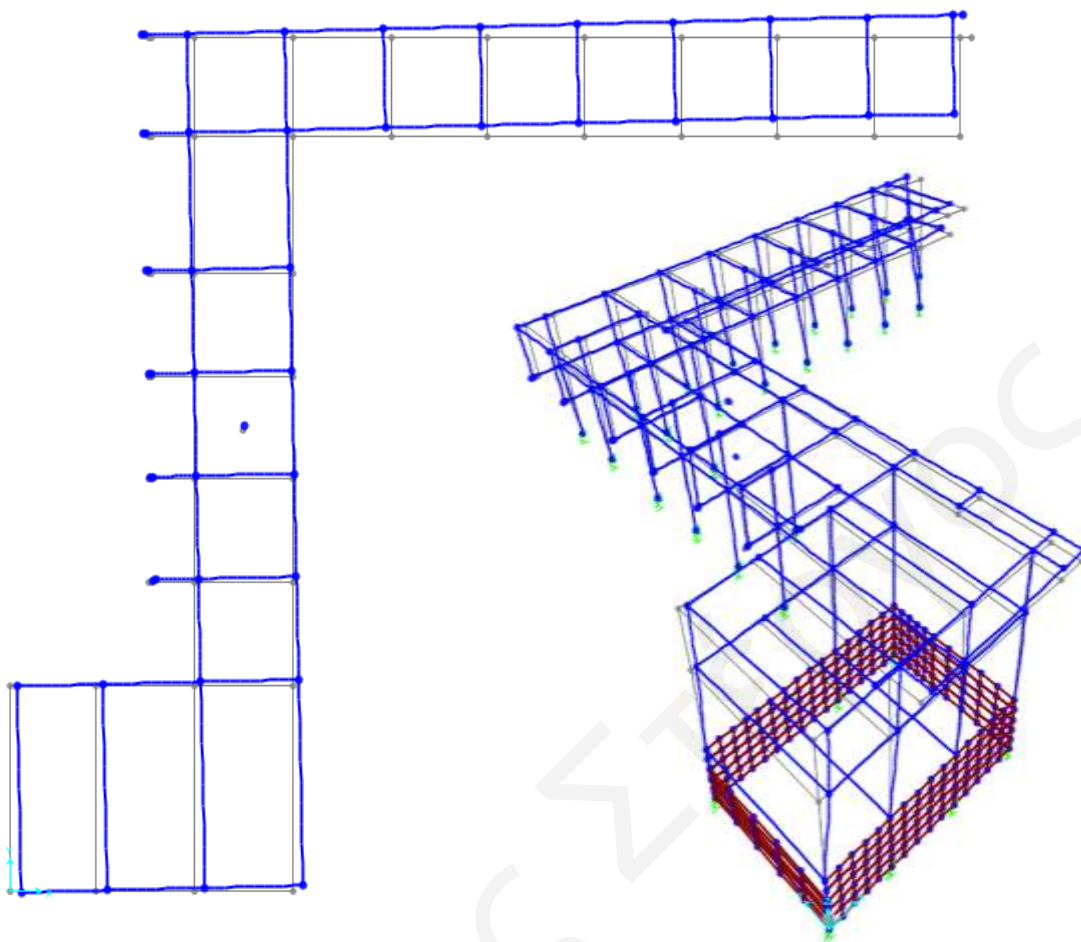
Ιδιομορφές Προσομοιώματος 3



Εικόνα 5.8: 1^η ιδιομορφή $T=1.003$ sec (Προσ. 3)



Εικόνα 5.9: 2^η ιδιομορφή $T=0.95$ sec (Προσ. 3)



Εικόνα 5.10: 3^η ιδιομορφή $T=0.495$ sec (Προσ. 3)

Με βάση την ιδιομορφική ανάλυση του φορέα, μπορούν να εξαχθούν κάποια πρώτα συμπεράσματα:

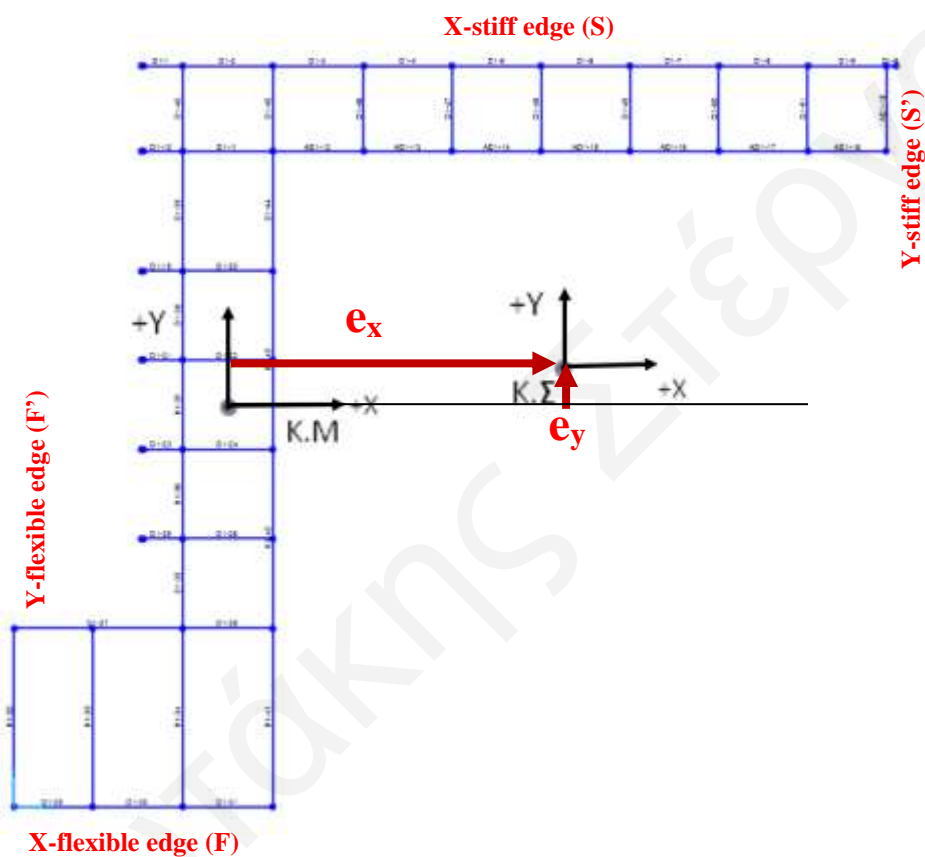
α) Η κατασκευή έχει μη κανονικό σχήμα σε κάτοψη (L-shape), το οποίο οδηγεί σε στρέψη και δεν συνίσταται με βάση τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς

β) Στο κτίριο υπάρχει μη-κανονική κατανομή της δυσκαμψίας στους δύο ορόφους, καθώς τα υποστυλώματα του ισόγειου λειτουργούν σε μεγαλύτερο ελεύθερο μήκος από τα υποστυλώματα του ορόφου, ενώ διατηρούν στις πλείστες των περιπτώσεων τις ίδιες διατομές και τους ίδιους σπλισμούς.

γ) Επιπλέον, εμφανίζεται ανισοκατανομή της μάζας μεταξύ των ορόφων που ενισχύει το φαινόμενο της μη-κανονικότητας καθ' ύψος και του σχηματισμού μαλακού ορόφου στο ισόγειο.

δ) Το κτίριο περιλαμβάνει φυτευτά υποστυλώματα που εδράζονται στις δοκούς της πλάκας οροφής του Ισογείου, για τα οποία απαιτείται έλεγχος με την χρήση κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού, γεγονός που δεν λαμβάνεται υπόψη στις στατικές ανελαστικές αναλύσεις.

Στην Εικόνα 5.11, φαίνεται η θέση του Κ.Μ. και Κ.Σ. στην κάτοψη του κτιρίου. Η θέση του Κ.Μ. είναι (8.65,16.15) ενώ του Κ.Σ είναι (22.28,17.68), δίνοντας εκκεντρότητες $e_x=13.63$ m και $e_y=1.53$ m. Η μεγάλη εκκεντρότητα, ειδικά στην φόρτιση κατά τον Y άξονα, υπονοεί και υποεκτίμηση των μετακινήσεων των υποστυλωμάτων στις δύσκαμπτες πλευρές της κάτοψης, στην περίπτωση ανελαστικής στατικής ανάλυσης, γεγονός που αντιμετωπίζεται όπως ορίζει ο κανονισμός, προσαυξάνοντας τις μετακινήσεις που προκύπτουν στις δύσκαμπτες πλευρές με αυξητικούς συντελεστές.



Εικόνα 5.11: Θέση Κ.Μ και Κ.Σ στην κάτοψη του κτιρίου.

Κεφάλαιο 6. Ανελαστική Στατική Ανάλυση της Παλαιάς Δημοτικής Αγοράς Λευκωσίας

6.1. Εισαγωγή

Η ανελαστική στατική ανάλυση, γνωστή ως Pushover Analysis, αποτελεί την κυριότερη μη γραμμική στατική μέθοδο για τον προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών (Αβραμίδης, Ι., Αθανατοπούλου, Α., Μορφίδης, Κ., & Σέξτος, 2011). Αποτελεί μια διαδικασία απλούστερη σε απαιτήσεις προσομοίωσης και επίλυσης, σε σχέση με την πλήρη δυναμική ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας. Επίσης, η αναγνώριση της μεθόδου στη διαδικασία της αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς κατασκευών είναι δεδομένη, καθώς συμπεριλαμβάνεται σε πολλούς σύγχρονους κανονισμούς (EN 1998-1-3, 2003).

Με την εφαρμογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης εξετάζεται η συμπεριφορά του φορέα υπό τη δράση σταθερών φορτίων βαρύτητας και αυξανόμενων οριζόντιων φορτίων, τα οποία εφαρμόζονται στο κέντρο μάζας του εξεταζόμενου κτιρίου με ομοιόμορφη και τριγωνική κατανομή (EN 1998-1-3, 2003). Βασικό αποτέλεσμα της μεθόδου είναι η καμπύλη ικανότητας (ή καμπύλη αντίστασης) της κατασκευής, όπου αποτυπώνεται η μεταβολή της τέμνουσας βάσης με τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου. Με βάση αυτή την καμπύλη, γίνονται όλοι οι απαιτούμενοι έλεγχοι ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.

Στα συνήθη κτίρια, οι ανώτερες ιδιομορφές έχουν προοδευτικά μικρότερη συμμετοχή για αυτόν τον λόγο, και με δεδομένες όλες τις άλλες αβεβαιότητες του σχεδιασμού, η προσομοίωση των κτιρίων για τις ανάγκες των συνήθων ελέγχων μπορούν να γίνουν αγνοώντας τη συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών.

Η ακρίβεια που επιτυγχάνεται με αυτές τις “στατικές” μεθόδους δεν είναι γενικά ικανοποιητική. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι βασίζονται στην απόκριση ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος και ο υπολογισμός της απόκρισης της κατασκευής σε κάθε όροφο γίνεται με βάση την παραμόρφωσή της για συγκεκριμένη κατανομή φορτίων καθ’ ύψος (Γιάννης Ν. Ψυχάρης, 2015).

6.2. Καθορισμός Ανελαστικής Συμπεριφοράς Διατομών Οπλισμένου Σκυροδέματος

Ο καθορισμός την ανελαστικής συμπεριφοράς των διατομών οπλισμένου σκυροδέματος της Παλαιάς Δημοτικής Αγοράς Λευκωσίας, προκειμένου να χρησιμοποιηθεί για την πραγματοποίηση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης, γίνεται με τον προσδιορισμό των διαγραμμάτων ροπής-στροφής (M-θ) ή ροπής-καμπυλότητας (M-φ). Ο τρόπος υπολογισμού των παραπάνω διαγραμμάτων του κάθε στοιχείου του εξεταζόμενου κτιρίου περιγράφηκε αναλυτικά σε προηγούμενο κεφάλαιο.

6.2.1. Πλαστικές Αρθρώσεις

Η ανάπτυξη σημαντικών ανελαστικών παραμορφώσεων στις ζώνες των πλαστικών αρθρώσεων των δομικών στοιχείων, οι οποίες συμβάλουν στην κατανάλωση της ενέργειας που εισάγεται στον φορέα μέσω της δυναμικής φόρτισης, πρέπει να λαμβάνονται υπ' όψιν στην προσομοίωση του φορέα. Η δυνατότητα του κτιρίου να καταναλώνει ενέργεια μέσω αυτού του μηχανισμού, οδηγεί σε ακριβέστερα συμπεράσματα για την φέρουσα ικανότητά του. Κατά την επιβολή μιας αυξανόμενης έντασης σε μια κατασκευή, τα μέλη της σταδιακά διαρρέουν και αναπτύσσουν ανελαστικές παραμορφώσεις. Οι θέσεις αυτές εντοπίζονται στα άκρα των δοκών και στην κορυφή και βάση των υποστυλωμάτων και αναφέρονται με τον όρο πλαστικές αρθρώσεις.

6.2.2. Τύποι Πλαστικών Αρθρώσεων

Από τον έλεγχο των μηχανισμών αστοχίας που πραγματοποιήθηκε για τα δομικά στοιχεία της κατασκευής, προσδιορίστηκαν οι ακόλουθοι τύποι πλαστικών αρθρώσεων, οι οποίοι χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς στο προσομοίωμα του κτιρίου:

- Πλαστική άρθρωση για απλή μονοαξονική κάμψη [M(3)].
- Πλαστική άρθρωση για απλή μονοαξονική κάμψη [M(2)].
- Πλαστική άρθρωση για ψαθυρή αστοχία σε διάτμηση [V(2)].
- Πλαστική άρθρωση για ψαθυρή αστοχία σε διάτμηση [V(3)].

6.2.3. Εφαρμογή Πλευρικής Ώθησης

Η ανάλυση πλευρικής ώθησης της κατασκευής περιλαμβάνει δύο φάσεις φόρτισης. Στην πρώτη φάση, λαμβάνονται υπόψη οι αρχικές φορτιστικές συνθήκες με συνδιασμό των κατακορύφων $G+0.3Q$, και ακολουθείται μια στατική μη-γραμμική ανάλυση. Η επόμενη φάση συνεχίζει από το τέλος της πρώτης και περιλαμβάνει τη σταδιακή εξώθηση της κατασκευής, δηλαδή τη σταδιακή επιβολή οριζόντιων φορτίων σε κάθε όροφο του κτιρίου. Τα φορτία αυτά σημειώνουν μονότονη αύξηση και πρακτικά αναπαριστούν τις εμφανιζόμενες αδρανειακές δυνάμεις ανά όροφο κατά τη διάρκεια ενός σεισμού.

Η καθ' ύψος κατανομή φόρτισης πραγματοποιείται με τους ακόλουθους δύο τρόπους, όπως ορίζονται από τον Ευρωκώδικα 8 (CEN. EN1998-3, 2004), ενώ η κατανομή των φορτίων που χρησιμοποιήθηκε φαίνεται στον Πίνακα 6.1:

- Ιδιομορφική κατανομή με δυνάμεις ανάλογες της πρώτης ιδιομορφής, όπως κατενέμονται οι δυνάμεις και στην περίπτωση ελαστικής ανάλυσης.
- Ομοιόμορφη κατανομή, με οριζόντιες δυνάμεις ανάλογες της μάζας των ορόφων, ανεξαρτήτως ύψους.

Πίνακας 6.1: Υπολογισμός Πλευρικών Φορτίων

Τριγωνική Κατανομή		Τριγωνική Κατανομή		Ομοιόμορφη Κατανομή	
X-Διεύθυνση		Y-Διεύθυνση		X+Y-Διεύθυνση	
S1ου Ορόφου	0.889	S1ου Ορόφου	0.892	S1ου Ορόφου	0.4325
S2ου Ορόφου	1.00	S2ου Ορόφου	1.00	S2ου Ορόφου	1
X-Διεύθυνση		Y-Διεύθυνση		X+Y-Διεύθυνση	
F1ου Ορόφου	0.673 kN	F1ου Ορόφου	0.673 kN	F1ου Ορόφου	0.50 kN
F2ου Ορόφου	0.327 kN	F2ου Ορόφου	0.327 kN	F2ου Ορόφου	0.50 kN

Απαραίτητη είναι η επιλογή ενός κόμβου ελέγχου, στον οποίο προσδίδεται μία μέγιστη μετακίνηση. Η αύξηση της φόρτισης συνεχίζεται μέχρι η παραμόρφωση στον κόμβο ελέγχου, συνήθως το Κέντρο Μάζας, να φτάσει τη μετακίνηση αυτή. Πρόκειται για μια προαποφασισμένη ακραία τιμή, η οποία δεν πρόκειται να αναληφθεί από την κατασκευή, αλλά αποσκοπεί στην ανάδειξη της πορείας της αστοχίας. Η μέθοδος φόρτισης - αποφόρτισης που χρησιμοποιείται είναι αυτή της αποφόρτισης όλης της κατασκευής. Πρακτικά, αυτό σημαίνει ότι όταν μια πλαστική άρθρωση φτάσει σε κάποιο τμήμα του διαγράμματος M-θ με αρνητική κλίση, η πλευρική φόρτιση της κατασκευής συνεχίζεται έως ότου η επιπρόσθετη παραμόρφωση να αποκτήσει αρνητική τιμή. Εφόσον τώρα η παραμόρφωση αντιστραφεί, η κατασκευή αποφορτίζεται, δηλαδή σημειώνεται μείωση της κατανομής της πλευρικής παραμόρφωσης. Η μείωση εξακολουθεί μέχρι την πλήρη αποφόρτιση της εν λόγω πλαστικής άρθρωσης. Στη συνέχεια, η κατασκευή επαναφορτίζεται και κάποιο άλλο τμήμα της αναλαμβάνει το ποσοστό της φόρτισης που αφαιρέθηκε από τη συγκεκριμένη πλαστική άρθρωση.

6.3.Αποτελέσματα Υπερωθητικής Ανάλυσης

6.3.1. Προσδιορισμός Στοχευόμενης Μετακίνησης

Η γενική φιλοσοφία υπολογισμού που ακολουθείται είναι ότι για τη στοχευόμενη μετακίνηση η ικανότητα της κατασκευής να παραλαμβάνει σεισμικά φορτία (capacity) πρέπει να είναι ίδια (ή μεγαλύτερη) με την αντίστοιχη απαίτηση σύμφωνα με το φάσμα σχεδιασμού (demand).

6.3.1.1 Στοχευόμενη Μετακίνηση με Τριγωνική Κατανομή στην X - Διεύθυνση

Από την ανελαστική στατική ανάλυση που πραγματοποιήθηκε, προσδιορίστηκε η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου για τριγωνική κατανομή φόρτισης στην X – διεύθυνση (Γραφ. 6.1α). Καθώς το κτίριο είναι ένας πολυβάθμιος ταλαντωτής, πραγματοποιείται η μετατροπή του πολυβάθμιου συστήματος σε ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα, υπολογίζοντας την ισοδύναμη μάζα, ιδιοπερίοδο και σεισμική απαίτηση σε όρους μετακινήσεων του μονοβάθμιου ταλαντωτή, σύμφωνα με τον κώδικα (EN 1998-1-1, 2003), με τις παρακάτω εξισώσεις:

$$m_{1ου\ ορόφου} = 346.19tn$$

$$m_{2ου\ ορόφου} = 149.71tn$$

$$S_{1ου\ ορόφου} = 0.889$$

$$S_{2ου\ ορόφου} = 1.00$$

$$m^* = \sum m_i * S_i = 346.19 * 0.889 + 149.71 * 1 = 457.47$$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i * S_i^2} = \frac{457.47}{(346.19 * 0.889^2) + (149.71 * 1^2)} = 1.08$$

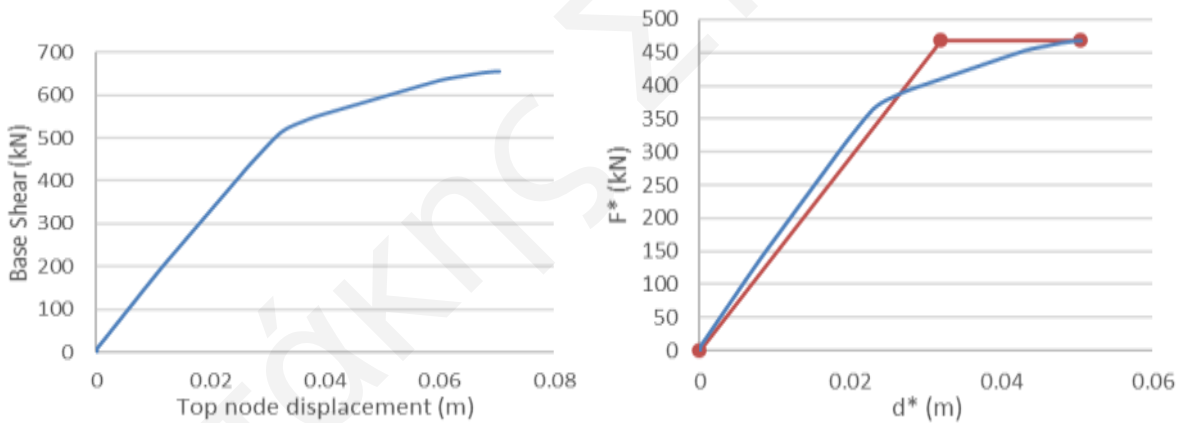
$$F^* = \frac{V}{\Gamma}$$

$$d^* = \frac{d}{\Gamma}$$

$$d_m = 0.064m$$

$$F_y^* = 605.33kN$$

$$d_y^* = 2 * \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) = 2 * \left(0.064^* - \frac{27.08}{605.33} \right) = 0.04m$$



Γράφημα 6.1: (α) Καμπύλη αντίστασης για τριγωνική κατανομή φόρτισης στην X – Διεύθυνση και (β) Διγραμμικοποίηση της καμπύλης σε όρους μονοβάθμιου ταλαντωτή

Στην συνέχεια, πραγματοποιείται μετατροπή της καμπύλης αντίστασης του κτιρίου της τριγωνικής κατανομής στην X – Διεύθυνση, σε όρους επιτάχυνσης – μετακίνησης (Γράφημα 6.2α), και τοποθετείται στο ίδιο γράφημα με το φάσμα σχεδιασμού για κατηγορία εδάφους C, $\gamma_i=1.2$ και $a_g=0.20g$, ενώ υπολογίζεται η απαίτηση σε μετακίνηση (Γράφημα 6.2β).

$$T^* = 2\pi * \sqrt{\left(\frac{m^* * d_y^*}{F_y^*} \right)} = 2\pi * \sqrt{\left(\frac{457.47 * 0.04}{605.33} \right)} = 1.095sec$$

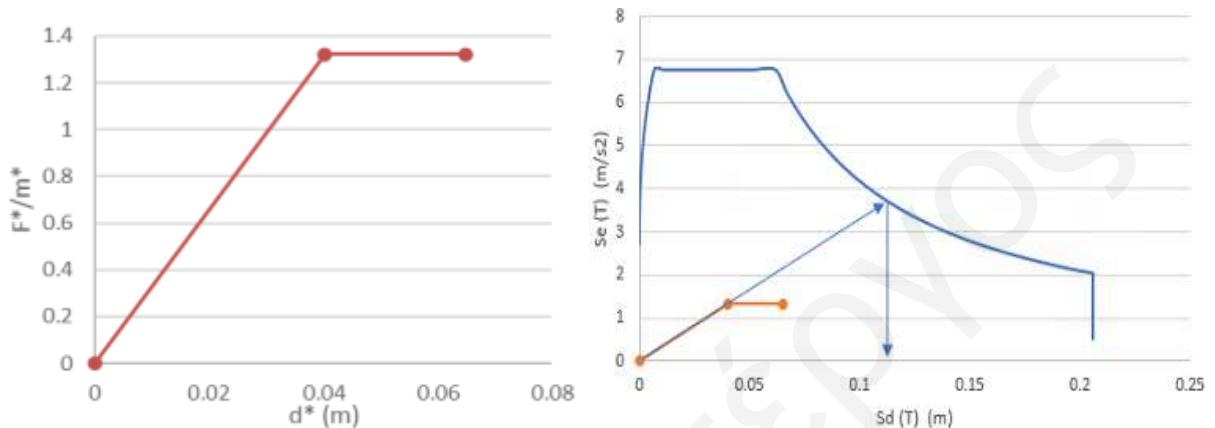
$$S_{et}(T^*) = S_{et}(1.095) = 3.69m/s^2$$

$$d_{et}^* = S_{et}(T^*) * \left(\frac{T^*}{2\pi}\right)^2 = 3.69 * \left(\frac{1.095^*}{2\pi}\right)^2 = 0.112m$$

$$T^* = 1.095 \text{ sec} > Tc = 0.6 \Rightarrow d_t^* = d_{et}^* = 0.112m$$

Η στοχευόμενη μετακίνηση με Τριγωνική Κατανομή στην Χ – Διεύθυνση του πολυβάθμιου συστήματος ισούται με:

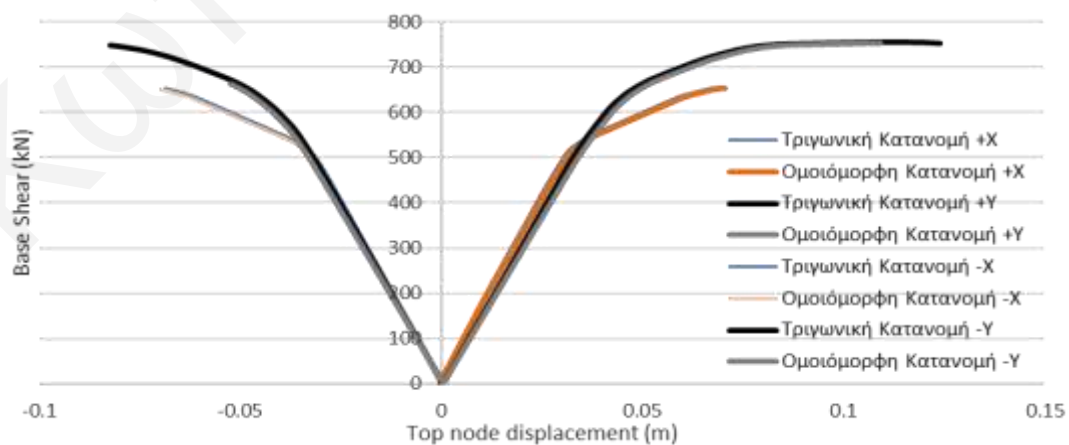
$$d_t = d_t^* * \Gamma = 0.112 * 1.08 = \mathbf{0.121m}$$



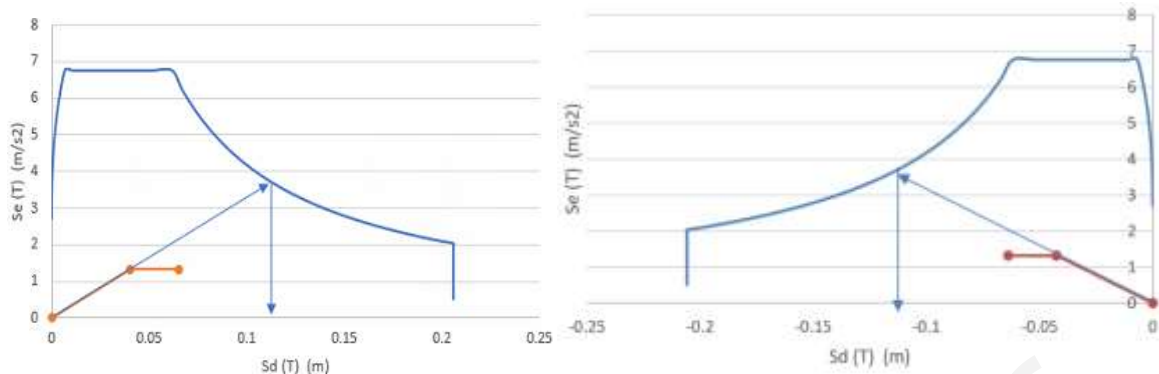
Γράφημα 6.2: (α) Μετατροπή Καμπύλης Αντίστασης σε όρους επιτάχυνσης-μετακίνησης και (β) Προσδιορισμός στοχευόμενης μετακίνησης με Τριγωνική Κατανομή στην Χ – Διεύθυνση

6.3.1.2 Υπερωθητικές καμπύλες αντίστασης από όλες τις κατανομές

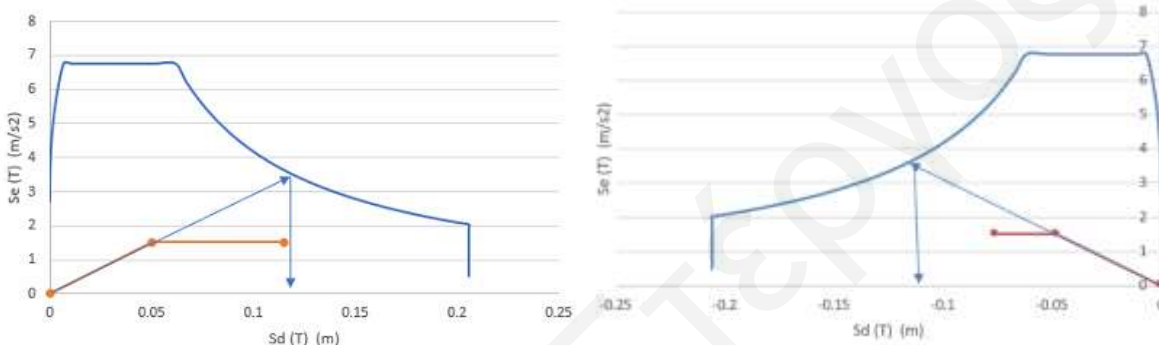
Οι καμπύλες αντίστασης του κτιρίου για όλες τις κατανομές φόρτισης φαίνονται στο Γράφημα 6.3. Διαφορά εμφανίζεται στις μέγιστες μετακινήσεις μεταξύ των θετικών και αρνητικών κατευθύνσεων, ιδιαίτερα στην διεύθυνση Υ, όπου οι μετακινήσεις που δύναται να κάνει η κατασκευή στην +Υ διεύθυνση είναι σχεδόν διπλάσιες από τη δυνατότητα στην -Υ διεύθυνση, γεγονός που αποδίδεται στην μη συμμετρική κάτοψη του φορέα.



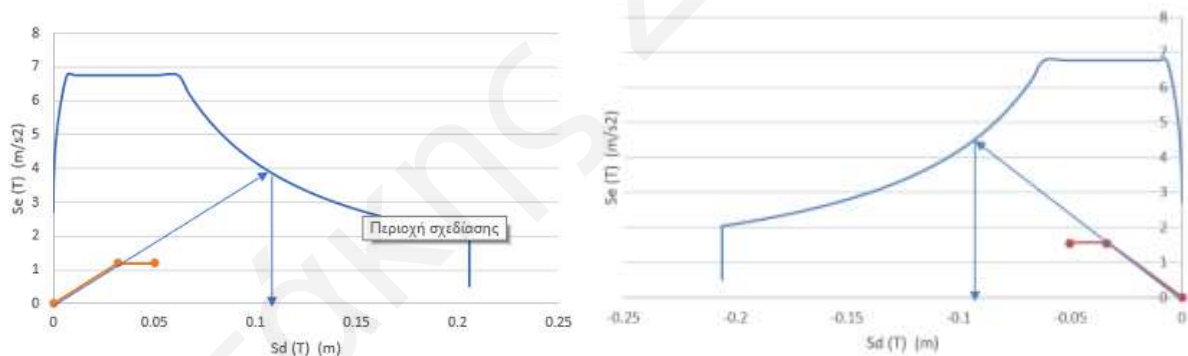
Γράφημα 6.3: Υπερωθητικές καμπύλες για τους δύο τύπους κατανομών και τις δύο διευθύνσεις



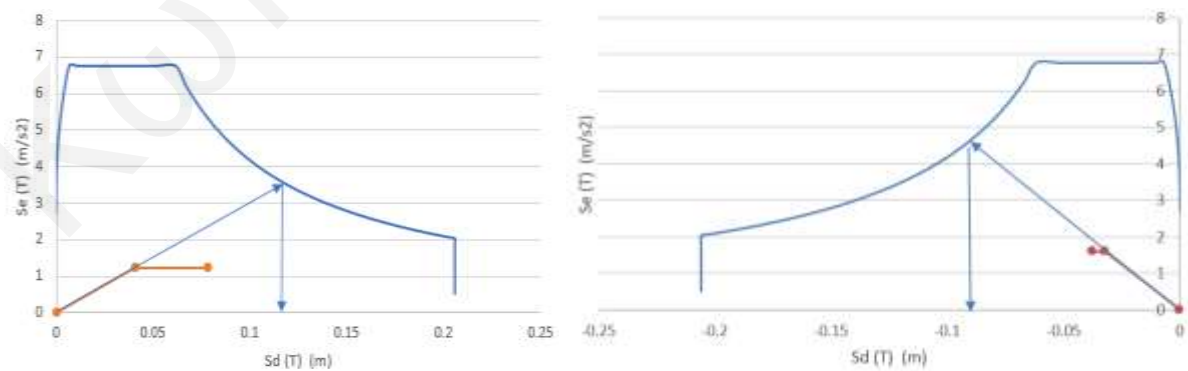
Γράφημα 6.4: Προσδιορισμός στοχευόμενης μετακίνησης με Τριγωνική Κατανομή στην +X & -X – Διεύθυνση



Γράφημα 6.5: Προσδιορισμός στοχευόμενης μετακίνησης με Τριγωνική Κατανομή στην Y και -Y – Διεύθυνση



Γράφημα 6.6: Προσδιορισμός στοχευόμενης μετακίνησης με Ομοιόμορφη Κατανομή στην X & -X – Διεύθυνση.



Γράφημα 6.7: Προσδιορισμός στοχευόμενης μετακίνησης με Ομοιόμορφη Κατανομή στην Y και -Y Διεύθυνση.

Πίνακας 6.2 Μετατροπή του πολυβάθμιου σε μονοβάθμιο για όλες τις κατανομές φόρτισης και υπολογισμός της απαίτησης σε μετακίνηση.

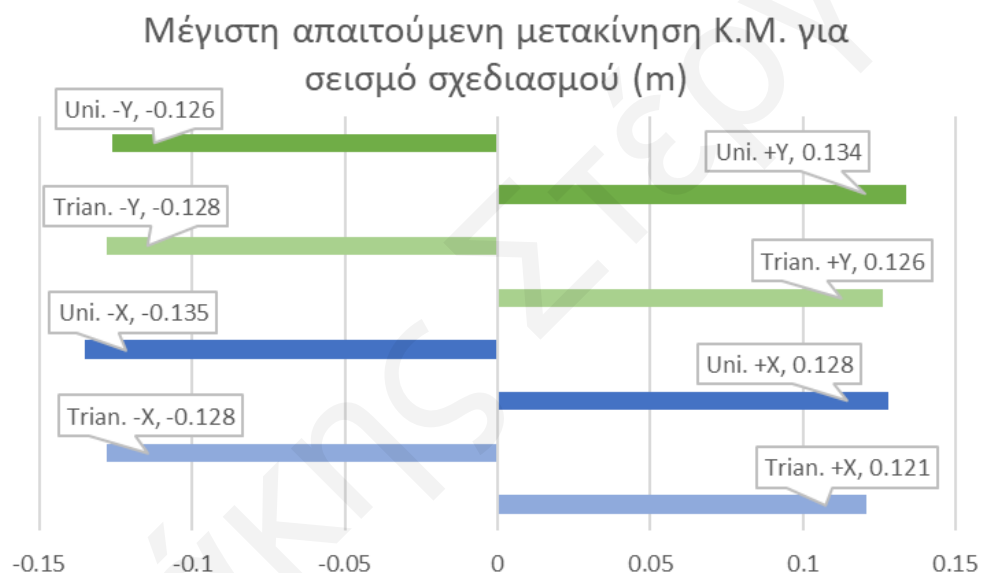
	Trian. +X	Trian. -X	Trian. +Y	Trian. -Y	Uni. +X	Uni. -X	Uni. +Y	Uni. -Y
d_m (m)	0.064m	-0.063m	0.114m	-0.076m	0.05m	-0.05m	0.078m	-0.0375m
F_y^* (kN)	605.33kN	603.29kN	697.18kN	691.09	468.41kN	466.81kN	540.12kN	475.61 kN
d_y^* =	0.04m	-0.042m	0.05m	-0.048m	0.032m	-0.034m	0.041m	-0.032m
T^*	1.095sec	1.125sec	1.14sec	1.125sec	0.898 sec	0.921 sec	0.942 sec	0.889 sec
$S_{et}(T^*)$	3.69m/s ²	3.69m/s ²	3.53m/s ²	3.69m/s ²	4.51m/s ²	4.51m/s ²	4.275m/s ²	4.51m/s ²
d_{et}^*	0.112m	0.118m	0.116m	0.118m	0.092m	0.097m	0.096m	0.09m
d_t	0.121m	-0.128m	0.126m	-0.128m	0.128m	-0.135m	0.134m	0.126m

6.3.1.3 Συνοπτικά Αποτελέσματα Στατικής Ανελαστικής Ανάλυσης

Η δυσμενέστερη απαίτηση μετακίνησης που προκύπτει από όλες τις κατανομές φόρτισης ως προς τις δυο διευθύνσεις ανάλυσης, παρουσιάζεται στον Πίνακα 6.3 και στο Γράφημα 6.8. Από τα αποτελέσματα, φαίνεται μικρή απόκλιση της τάξης των μερικών χιλιοστών μεταξύ των θετικών και αρνητικών της κάθε κατεύθυνσης.

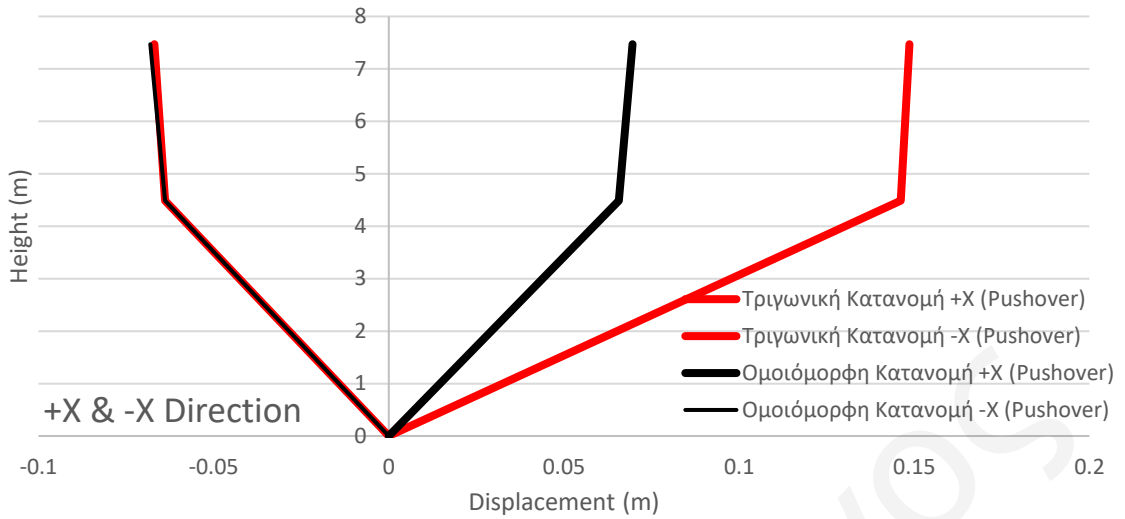
Πίνακας 6.3: Αποτελέσματα Στοχευόμενων Μετακινήσεων της Κατασκευής

	X Διεύθυνση		Y Διεύθυνση	
	Τριγωνική Κατανομή Φόρτισης	0.128 m	0.121 m	0.128 m
Ομοιόμορφη Κατανομή Φόρτισης	0.135 m	0.129 m	0.126 m	0.134 m

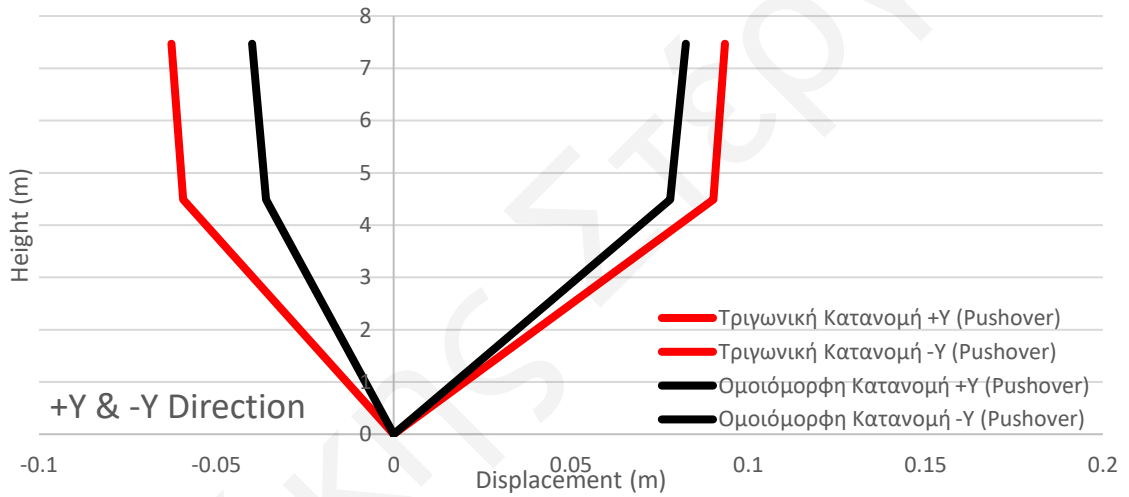


Γράφημα 6.8: Απαίτηση Μετακίνησης

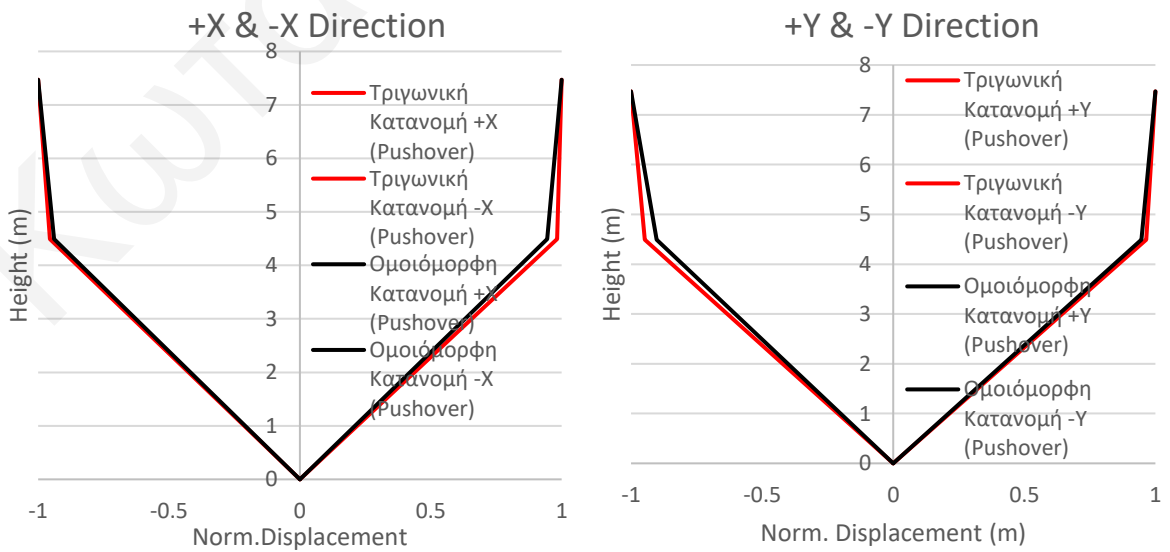
Τα διαγράμματα μέγιστων μετακινήσεων στους κόμβους των Κ.Μ. των ορόφων για τις δύο κατανομές, και στην X και Y διεύθυνση, φαίνονται στα Γραφήματα 6.9 και 6.10. Παρά τις κάποιες διαφορές στις τιμές των μετακινήσεων στην πλάκα του ορόφου, η κατανομή των παραμορφώσεων καθ' ύψος των ορόφων φαίνεται να παραμένει παρόμοια σε όλες τις περιπτώσεις, με το μεγαλύτερο εύρος των μετακινήσεων να παραλαμβάνεται από το ισόγειο, το οποίο είναι και πιο εύκαμπτο, ενώ ο όροφος λαμβάνει ελάχιστο μέρος των μετακινήσεων. Το αντίστοιχο συμπέρασμα φαίνεται πιο ξεκάθαρα όταν οι μετακινήσεις των ορόφων αναχθούν ως προς τη μετακίνηση του Κ.Μ. στην πλάκα του ορόφου, όπως φαίνεται στο Γράφημα 6.11.



Γράφημα 6.9: Μέγιστες Μετακινήσεις των Κ.Μ. στην X - Διεύθυνση



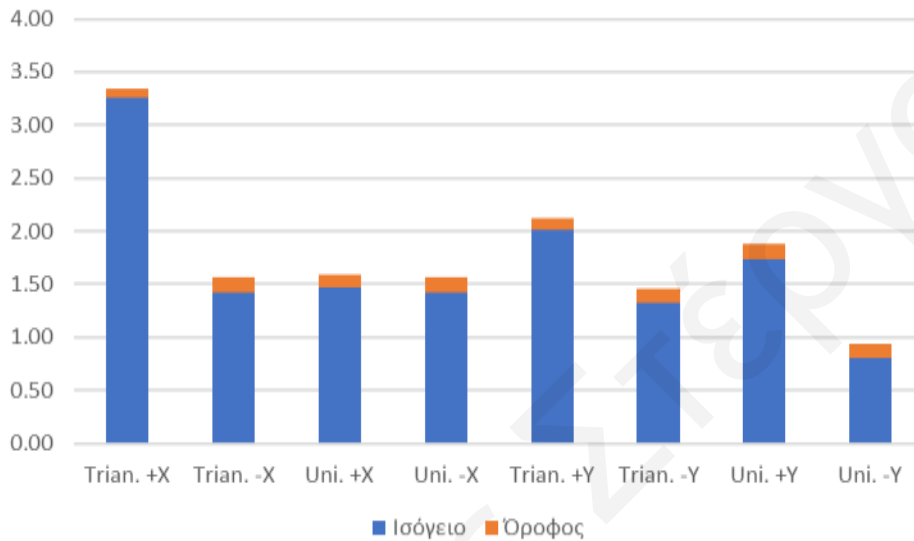
Γράφημα 6.10: Μέγιστες Μετακινήσεις των Κ.Μ. στην Y - Διεύθυνση



Γράφημα 6.11: Κανονικοποιημένες μετακινήσεις των Κ.Μ. στην X - και Y - Διεύθυνση

• **Ικανότητα στροφών σε κάθε όροφο στην Χ και Υ Διεύθυνση.**

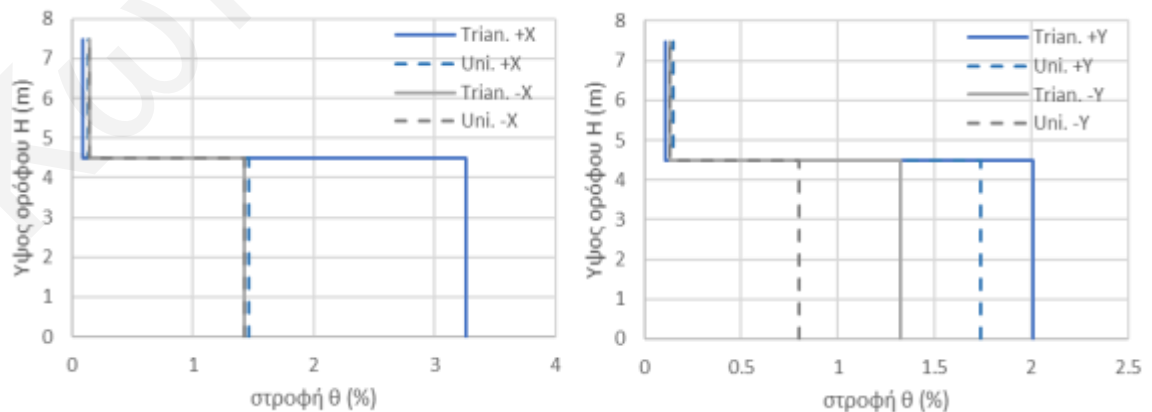
Στα Γραφήματα 6.12-13 και στον Πίνακα 6.4 καταγράφονται οι απαιτήσεις των ορόφων σε όρους στροφής από το σεισμό σχεδιασμού με βάση τη Μετακίνηση του Κόμβου ελέγχου (Επιτελεστικότητα), όπως ορίζεται από τη μέθοδο του Παραρτήματος Β του EC8-P1. Σε κάθε περίπτωση, οι στροφές στον 1^ο όροφο λαμβάνουν τιμές μικρότερες της στροφής διαρροής (0.5%), ενώ στο Ισόγειο απαιτούνται στροφές που οδηγούν σε πλαστιμότητες μέχρι και 4, πράγμα ανέφικτο για μια ιστορική κατασκευή οπλισμένου σκυροδέματος χωρίς αντισεισμικές διατάξεις.



Γράφημα 6.12: Ικανότητα στροφών

Πίνακας 6.4: Απαίτηση στροφών θ (%)

	Trian. +X	Trian. -X	Uni. +X	Uni. -X	Trian. +Y	Trian. -Y	Uni. +Y	Uni. -Y
Ισόγειο	3.25	1.42	1.46	1.42	2.01	1.32	1.74	0.80
Όροφος	0.08	0.14	0.13	0.14	0.11	0.13	0.15	0.13



Γράφημα 6.13: Απαίτηση στροφών

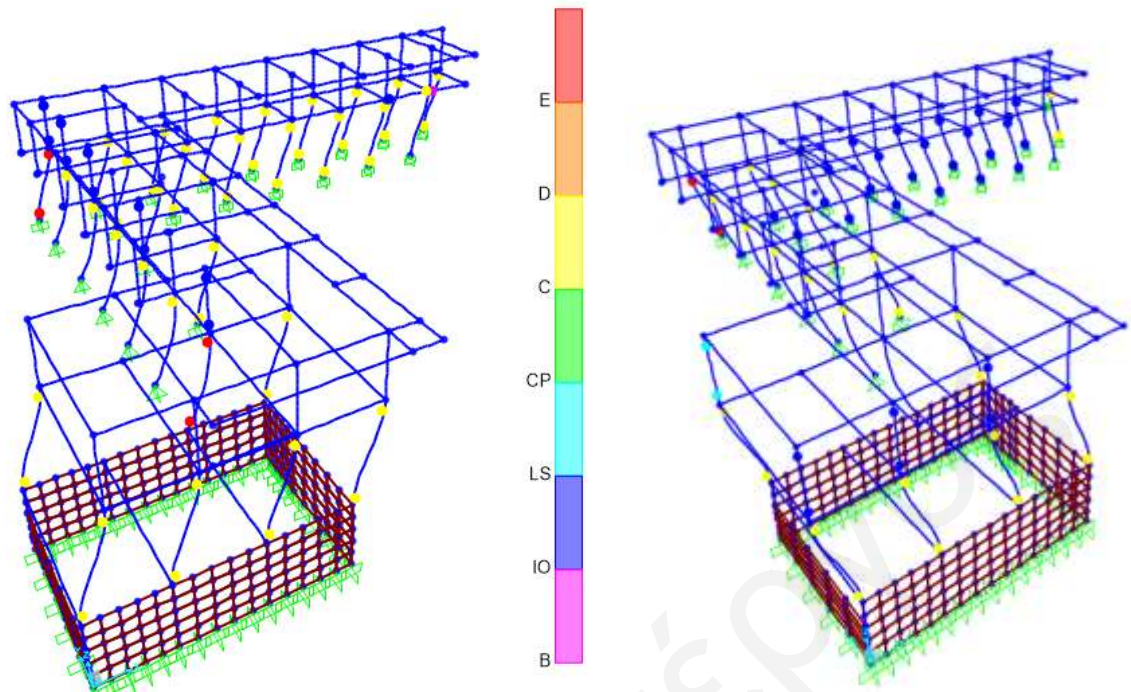
Καθώς η ανάλυση γίνεται με όρους επιτελεστικότητας, ακολουθούν εικόνες με τα στάδια βλάβης των επιμέρους στοιχείων για κάθε περίπτωση φόρτισης στο σημείο της μέγιστης μετακίνησης που πραγματοποίησε το μοντέλο στο SAP2000, τα οποία αντιστοιχούν: (α) Περιορισμένες βλάβες (IO), (β) Σημαντικές βλάβες (LS), (γ) Οιονεί κατάρρευση (CP). Τα χρώματα αντιστοιχούν: κίτρινο-διαρροή, πορτοκαλί-κρατυνόμενος κλάδος μετά τη διαρροή και κόκκινο-παραμένουσα αντοχή. Το στάδιο περιορισμού βλαβών υποδηλώνει ελάχιστες βλάβες, ενώ το κτίριο κατέχει ακόμα την αντοχή και δυσκαμψία που είχε πριν από τον σεισμό, το στάδιο σημαντικών βλαβών συνεπάγεται αστοχία κάποιων στοιχείων και ένα κόστος επισκευής της τάξης του 70% της αρχικής αξίας, ενώ στο στάδιο οιονεί κατάρρευσης η κατασκευή βρίσκεται κοντά στο ενδεχόμενο να καταρρεύσει, και πιθανό να καταρρεύσει με έναν επόμενο σεισμό, ενώ δεν είναι πλέον οικονομικά συμφέρουσα και εφικτή οποιαδήποτε επισκευή της.

- **Στάδια βλαβών των πλαστικών αρθρώσεων για το σημείο της μέγιστης μετακίνησης**

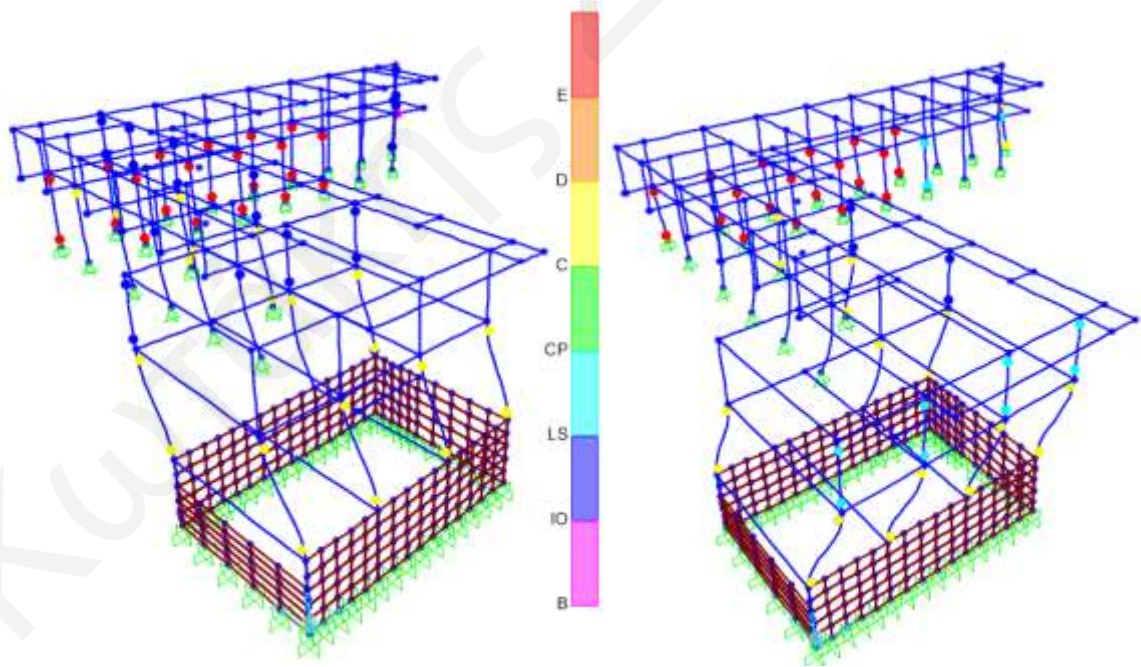
Οι βλάβες στα σημεία μέγιστης μετακίνησης κατά την ανάλυση με βάση την τριγωνική κατανομή για την ανελαστική στατική ανάλυση, συγκεντρώνονται στο ισόγειο, το οποίο λόγω του σχήματος της θεμελιώδους ιδιομορφής φορτίζεται με πολύ μεγαλύτερο φορτίο (Εικόνα 6.1 & 6.2). Αυτό οδηγεί τελικά σε περιορισμένες βλάβες στα στοιχεία του 1^{ου} ορόφου, κυρίως σε μια σειρά από υποστυλώματα στα οποία κρεμμάζονται κατακόρυφα στοιχεία που δεν συνεχίζουν από μόνα τους στο ισόγειο, ενώ η κατασκευή αστοχεί όταν όλα τα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία του ισόγειου διαρρέουν στα δύο άκρα τους, σχηματίζοντας μηχανισμό μαλακού ορόφου. Μετά τον σχηματισμό αυτό, πλέον οι πλευρικές μετακινήσεις γίνονται χωρίς καμία αντίσταση και το κτίριο οδηγείται σε αστάθεια και ανατροπή.

Στην Χ διεύθυνση (Εικόνα 6.1), ο μηχανισμός αυτός σχηματίζεται νωρίς και ενώ ακόμα σχεδόν όλα τα υποστυλώματα βρίσκονται μετά τη διαρροή τους και πριν το στάδιο σημαντικών βλαβών. Στην διεύθυνση Υ (Εικόνα 6.2), ο μηχανισμός δημιουργείται αργότερα, και εφόσον τα πλείστα από τα στοιχεία βρίσκονται ήδη μετά τη στροφή αστοχίας τους, στον κλάδο της παραμένουσας αντοχής.

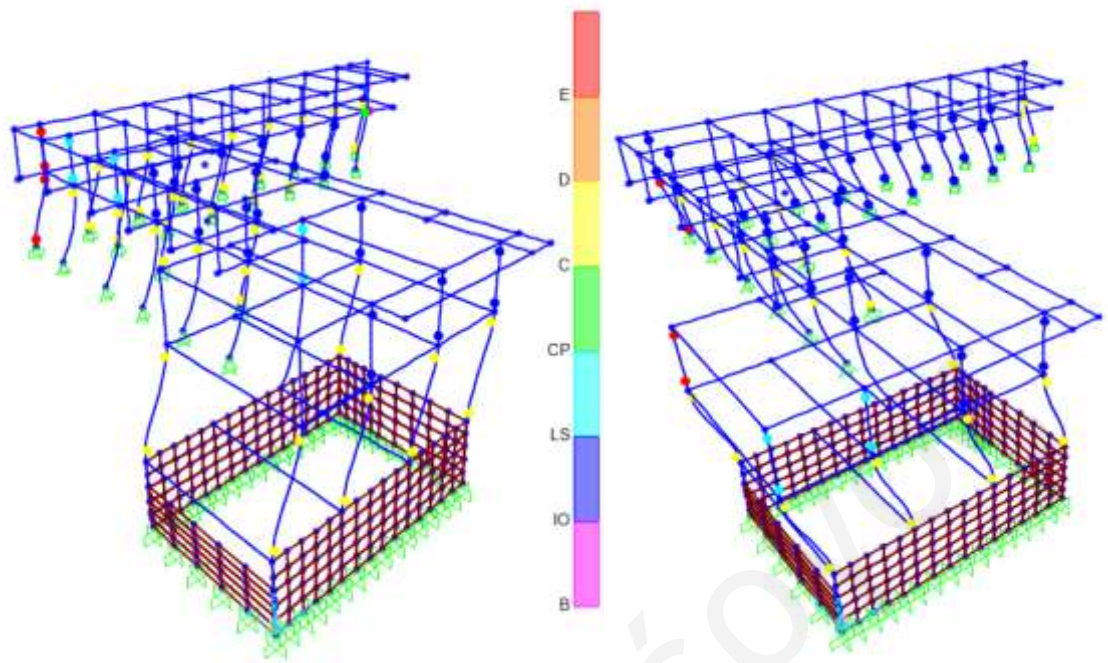
Όταν η φόρτιση για τη στατική ανάλυση γίνει με την ομοιόμορφη κατανομή των δυνάμεων (Εικόνα 6.3 & 6.4), αυτή φαίνεται ότι επηρεάζει σημαντικά και τα κατακόρυφα στοιχεία του ορόφου, τα οποία αγνοούσε η τριγωνική κατανομή. Στην Εικόνα 6.4 που αφορούν τις βλάβες με ομοιόμορφη κατά Υ κατανομή, φαίνονται αρκετά υποστυλώματα του ορόφου να έχουν φτάσει στο στάδιο της αστοχίας τους στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης.



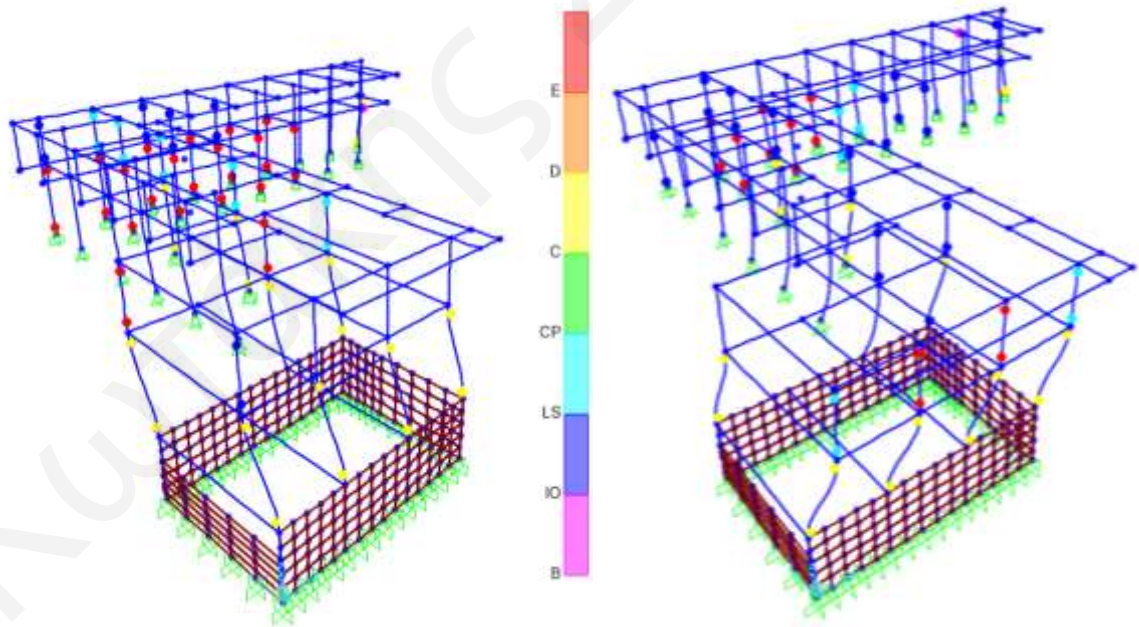
Εικόνα 6.1: Στάδια βλαβών των πλαστικών αρθρώσεων (+X Τριγωνική Κατανομή φόρτισης και -X Τριγωνική Κατανομή φόρτισης)



Εικόνα 6.2: Στάδια βλαβών των πλαστικών αρθρώσεων (+Y Τριγωνική Κατανομή φόρτισης και -Y Τριγωνική Κατανομή φόρτισης)



Εικόνα 6.3: Στάδια βλαβών των πλαστικών αρθρώσεων (+X Ομοιόμορφη Κατανομή φόρτισης και -X Ομοιόμορφη Κατανομή φόρτισης)



Εικόνα 6.4: Στάδια βλαβών των πλαστικών αρθρώσεων (+Y Ομοιόμορφη Κατανομή φόρτισης και -Y Ομοιόμορφη Κατανομή φόρτισης)

Κεφάλαιο 7. Δυναμική Ανελαστική Ανάλυση Χρονοϊστορίας

7.1. Επιλογή επιταχυνσιογραφημάτων

Με βάση τα γεωλογικά δεδομένα της περιοχής της Παλαιάς Δημοτικής Αγοράς Λευκωσίας και τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8, στο συγκεκριμένο κεφάλαιο περιγράφονται τα κριτήρια επιλογής των επιταχυνσιογραφημάτων που θα χρησιμοποιηθούν στη συνέχεια για την δυναμική ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας του προσομοιώματος του νοτιοανατολικού τμήματος της κατασκευής (EN 1998-1-1, 2003).

Για την περίπτωση επιλογής φυσικών επιταχυνσιογραφημάτων, τα επιταχυνσιογραφήματα πρέπει να έχουν παρόμοια σεισμογενετικά χαρακτηριστικά με την πηγή και το είδος του εδάφους καταγραφής, ενώ οι τιμές τους θα πρέπει να ανάγονται στην τιμή του $a_{gR} \cdot S$, για τη ζώνη που μελετάται, όπου $S=1.15$ για έδαφος Τύπου C. Επιπροσθέτως, για το εύρος των ιδιοπεριόδων από « $0.2 \cdot T_1$ » έως « $2 \cdot T_1$ », όπου T_1 η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του υπό μελέτη κτιρίου στη διεύθυνση φόρτισης, καμία τιμή του μέσου φάσματος με 5% απόσβεση από όλες τις χρονοϊστορίες δεν πρέπει να είναι κάτω του 90% των αντίστοιχων τιμών για το ελαστικό φάσμα του 5%. Επίσης, οι τρεις συνιστώσες της σεισμικής κίνησης πρέπει να τοποθετούνται ταυτόχρονα και στις τρεις διευθύνσεις του κτιρίου (EN 1998-1-1, 2003). Η απαίτηση για συνυπολογισμό της κατακόρυφης συνιστώσας με βάση τον Ευρωκώδικα 8-Μέρος 1 (Παρ. 4.3.3.5.2) γίνεται καθώς στην κατασκευή υπάρχουν υποστυλώματα που στηρίζονται σε δοκάρια.

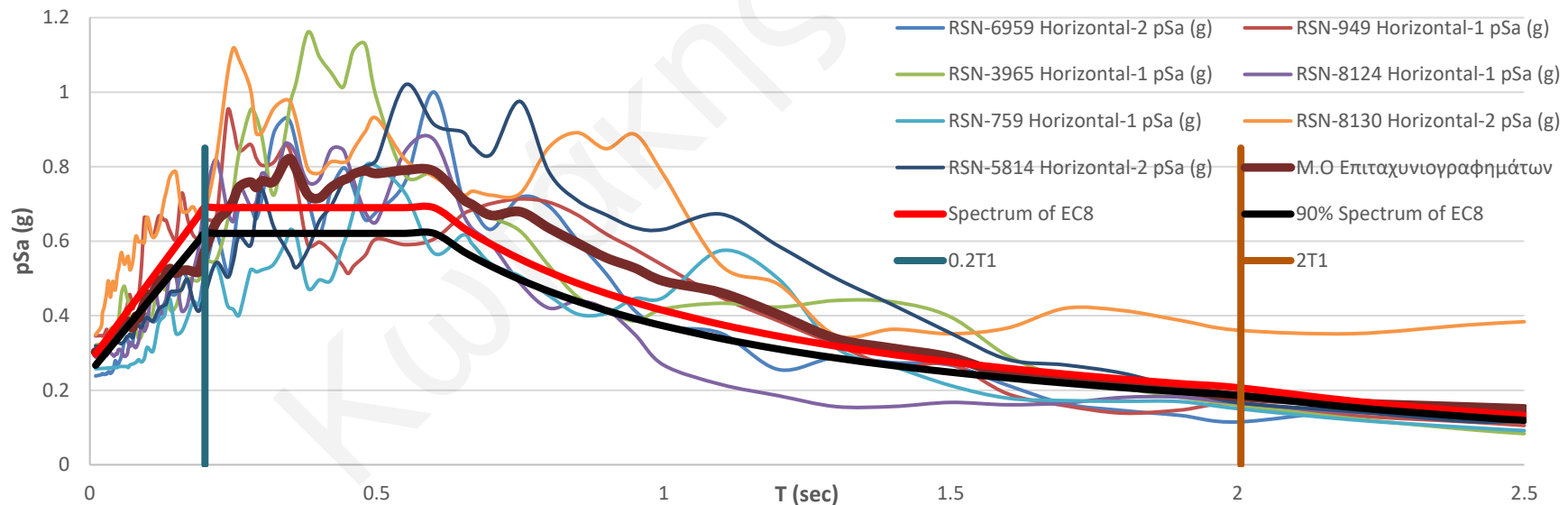
Η επιλογή των επτά φυσικών επιταχυνσιογραφημάτων (Πίνακας 7.1), έγινε από τη βάση δεδομένων PEER Strong Ground Motion Database. Στη συγκεκριμένη βάση δεδομένων, προσδιορίστηκαν τα πιο κάτω φίλτρα εύρεσης επιταχυνσιογραφημάτων, με σκοπό τον αποκλεισμό ακραίων περιπτώσεων τα οποία δεν συνάδουν με τα σεισμοτεκτονικά δεδομένα της Κύπρου.

- Μέγεθος σεισμών σχεδιασμού για Κύπρο: *Magnitude* = 6.0 to 7.0
- Φάσμα Σχεδιασμού EC8
- Επικεντρική απόσταση [km]: 5 to 50 km
- Τύπος ρήγματος: Reverse , Strike Slip

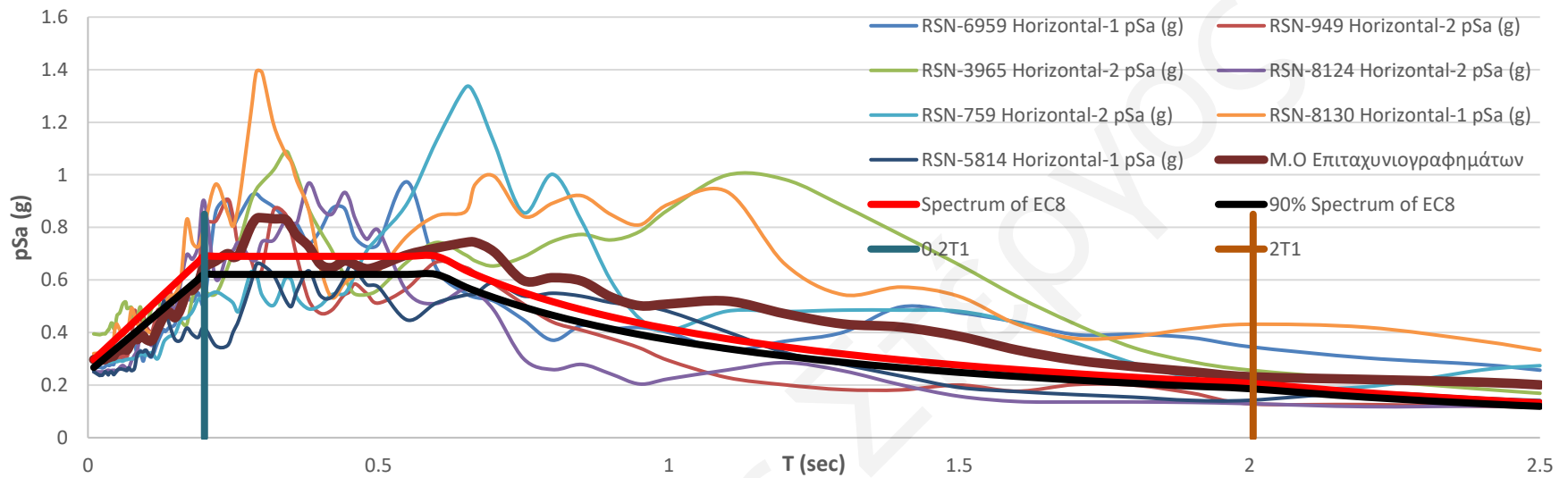
Στα πιο κάτω γραφήματα (Γράφημα 7.1 έως 7.3), με κόκκινο χρώμα εμφανίζεται το προτεινόμενο επιταχυνσιογράφημα του Ευρωκώδικα, με μαύρο χρώμα το 90% του, και με καφέ χρώμα εμφανίζεται ο μέσος όρος των επιλεγμένων επιταχυνσιογραφημάτων (EN 1998-1-1, 2003). Όπως φαίνεται, ο μέσος όρος των επιλεγμένων επιταχυνσιογραφημάτων είναι μεγαλύτερος από το 90% του Ευρωκώδικα για το εύρος των ιδιοπεριόδων από « $0.2 \cdot T_1$ » έως « $2 \cdot T_1$ », επιβεβαιώνοντας ότι έγινε σωστή επιλογή επιταχυνσιογραφημάτων για τις τρεις διευθύνσεις. Επίσης, στα Γραφήματα 7.4 έως 7.6, παρουσιάζονται τα φάσματα των μετακινήσεων των επιλεγμένων επιταχυνσιογραφημάτων στην κάθε διεύθυνση.

Πίνακας 7.1: Επιλεγμένα Επιταχυνσιογραφήματα (Peer Seismic Database)

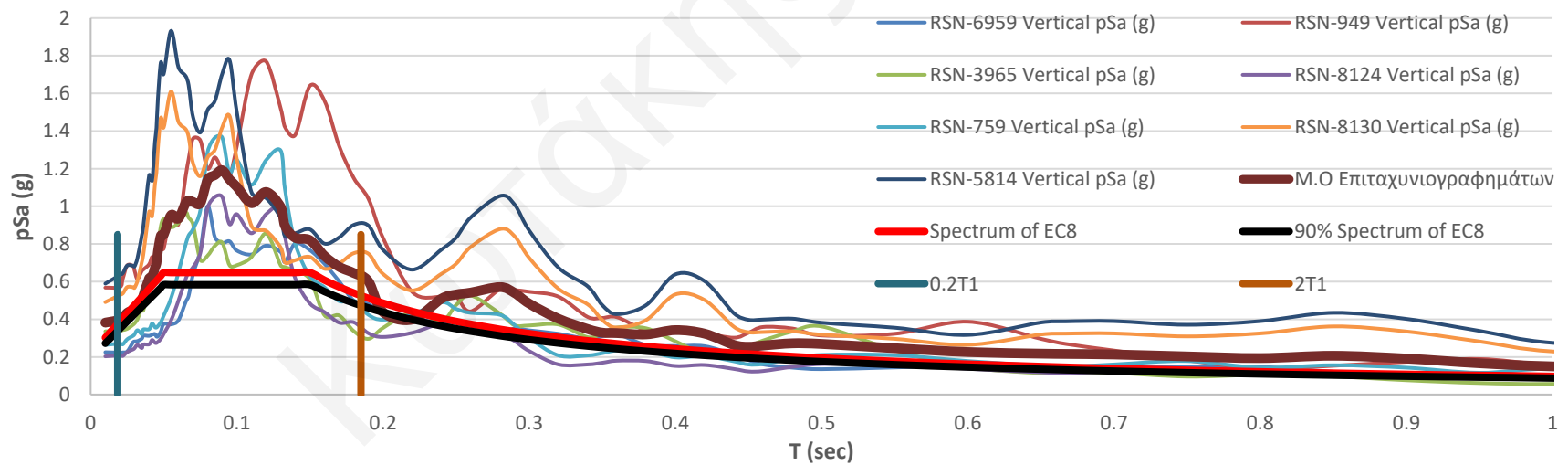
Result ID	Record Number	Earthquake Name	Year	Station Name	Magnitude	Mechanism	Rjb (km)	Rrup (km)	Vs30 (m/sec)
1	6959	"Darfield_ New Zealand"	2010	"Christchurch Resthaven "	7	strike slip	19.48	19.48	141
2	949	"Northridge-01"	1994	"Arleta - Nordhoff Fire Sta"	6.69	Reverse	3.3	8.66	297.71
3	3965	"Tottori_ Japan"	2000	"TTR008"	6.61	strike slip	6.86	6.88	139.21
4	8124	"Christchurch_ New Zealand"	2011	"Riccarton High School "	6.2	Reverse Oblique	9.43	9.44	293
5	759	"Loma Prieta"	1989	"Foster City - APEEL 1"	6.93	Reverse Oblique	43.77	43.94	116.35
6	8130	"Christchurch_ New Zealand"	2011	"Shirley Library"	6.2	Reverse Oblique	5.58	5.6	207
7	5814	"Iwate_ Japan"	2008	"Furukawa Osaki City"	6.9	Reverse	31.07	31.08	248.19



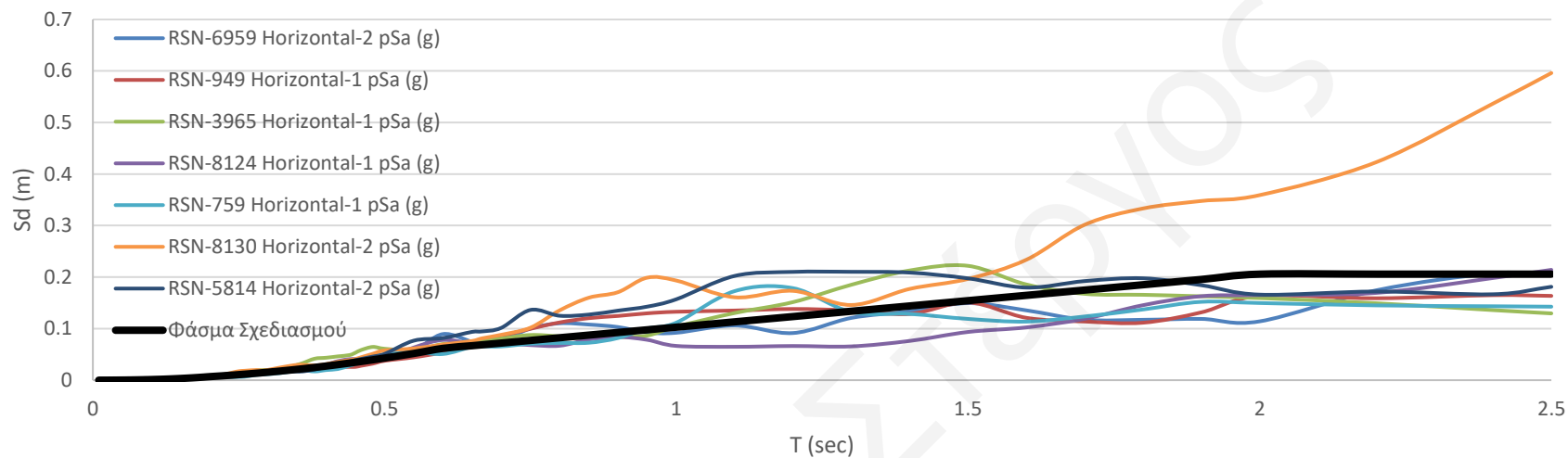
Γράφημα 7.1: Φάσμα επιλεγμένων επιταχυνσιογραφημάτων για 5% απόσβεση στην οριζόντια διεύθυνση 1



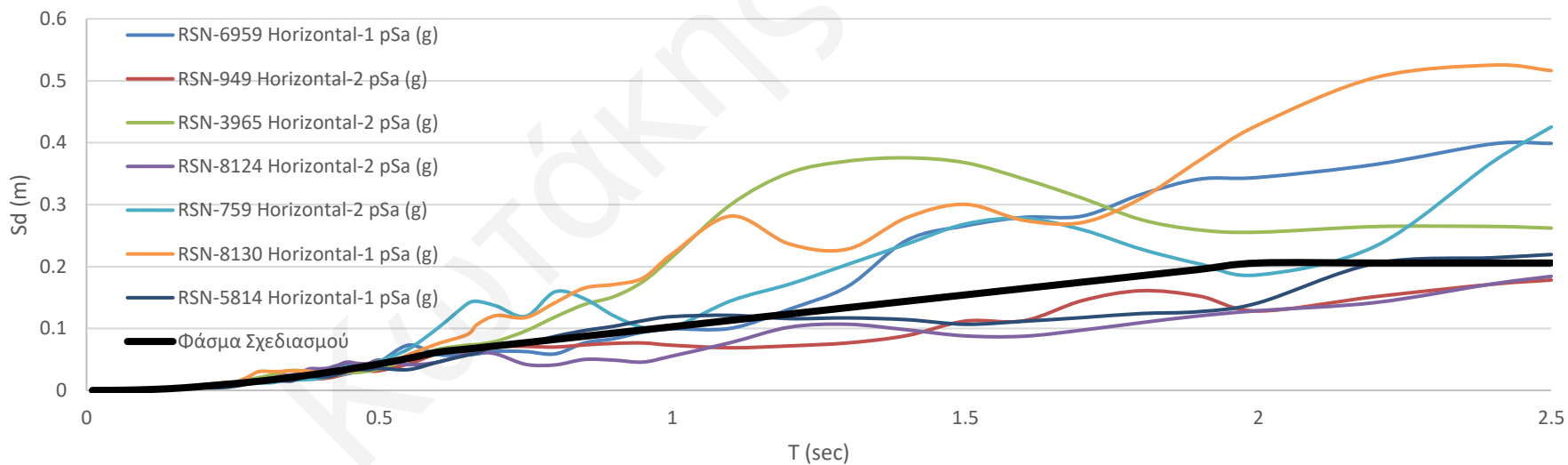
Γράφημα 7.2: Φάσμα επιλεγμένων επιταχυνσιογραφημάτων για 5% απόσβεση στην οριζόντια διεύθυνση 2



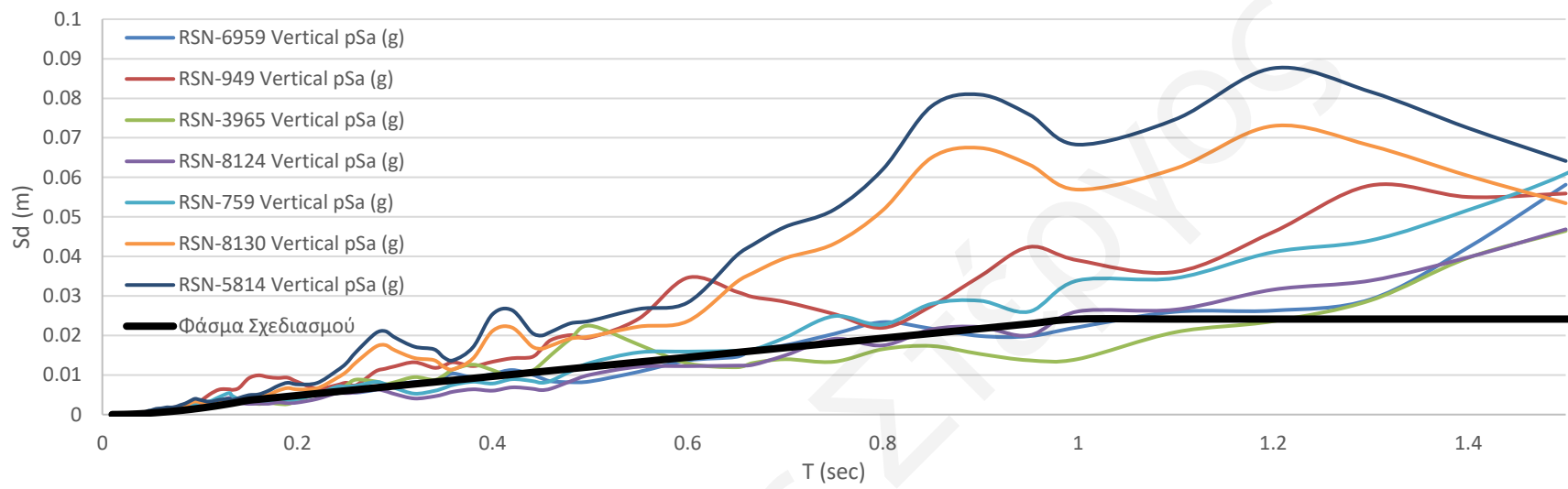
Γράφημα 7.3: Φάσμα επιλεγμένων επιταχυνσιογραφημάτων για 5% απόσβεση στην κάθετη διεύθυνση.



Γράφημα 7.4: Φάσματα μετακινήσεων επιλεγμένων επιταχυνσιογραφημάτων στην οριζόντια διεύθυνση 1



Γράφημα 7.5: Φάσματα μετακινήσεων επιλεγμένων επιταχυνσιογραφημάτων στην οριζόντια διεύθυνση 2



Γράφημα 7.6: Φάσματα μετακινήσεων επιλεγμένων επιταχυνσιογραφημάτων στην κάθετη διεύθυνση.

7.2. Αποτελέσματα Δυναμικής Ανελαστικής Ανάλυσης με επιταχυνσιογραφήματα

Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από τη δυναμική ανελαστική ανάλυση με την χρήση επτά φυσικών επιταχυνσιογραφημάτων. Στους Πίνακες 7.2-7.5 καταγράφονται οι μέγιστες μετακινήσεις στο Κ.Μ. του Ισογείου και του 1^{ου} Ορόφου για όλες τις σεισμικές διεγέρσεις και για κάθε διεύθυνση X και Y, θετικά και αρνητικά, ενώ επιπλέον σημειώνεται και ο μέσος όρος.

Πίνακας 7.2: Μέγιστες μετακινήσεις στους κόμβους των Κ.Μ +X

Displacement (m) +X								
Ύψος (m)	RSN 6959	RSN 949	RSN 3965	RSN8124	RSN759	RSN8130	RSN5814	AVE.
4.49	0.03909	0.0899	0.124	0.04459	0.05534	0.22	0.04935	0.088896
7.47	0.04225	0.09271	0.1268	0.04627	0.05777	0.23	0.05198	0.09254

Πίνακας 7.3: Μέγιστες μετακινήσεις στους κόμβους των Κ.Μ -X

Displacement (m) -X								
Ύψος (m)	RSN 6959	RSN 949	RSN 3965	RSN8124	RSN759	RSN8130	RSN5814	AVE.
4.49	-0.05445	-0.1584	-0.04948	-0.07807	-0.2331	-0.04732	-0.1902	-0.11586
7.47	-0.05773	-0.1619	-0.05313	-0.08104	-0.2379	-0.04979	-0.1938	-0.11933

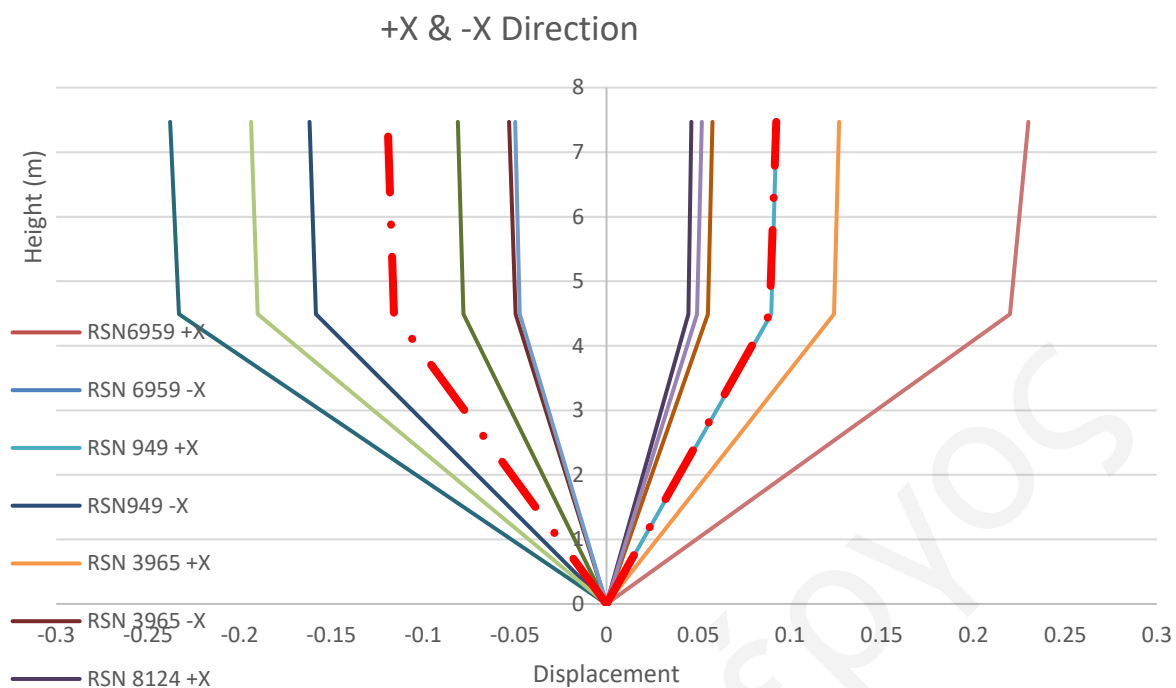
Πίνακας 7.4: Μέγιστες μετακινήσεις στους κόμβους των Κ.Μ +Y

Displacement (m) +Y								
Ύψος (m)	RSN 6959	RSN 949	RSN 3965	RSN8124	RSN759	RSN8130	RSN5814	AVE.
4.49	0.03214	0.04044	0.121205	0.0301	0.0519	0.1024	0.04545	0.060519
7.47	0.03376	0.04263	0.124	0.03226	0.05396	0.1045	0.04785	0.062709

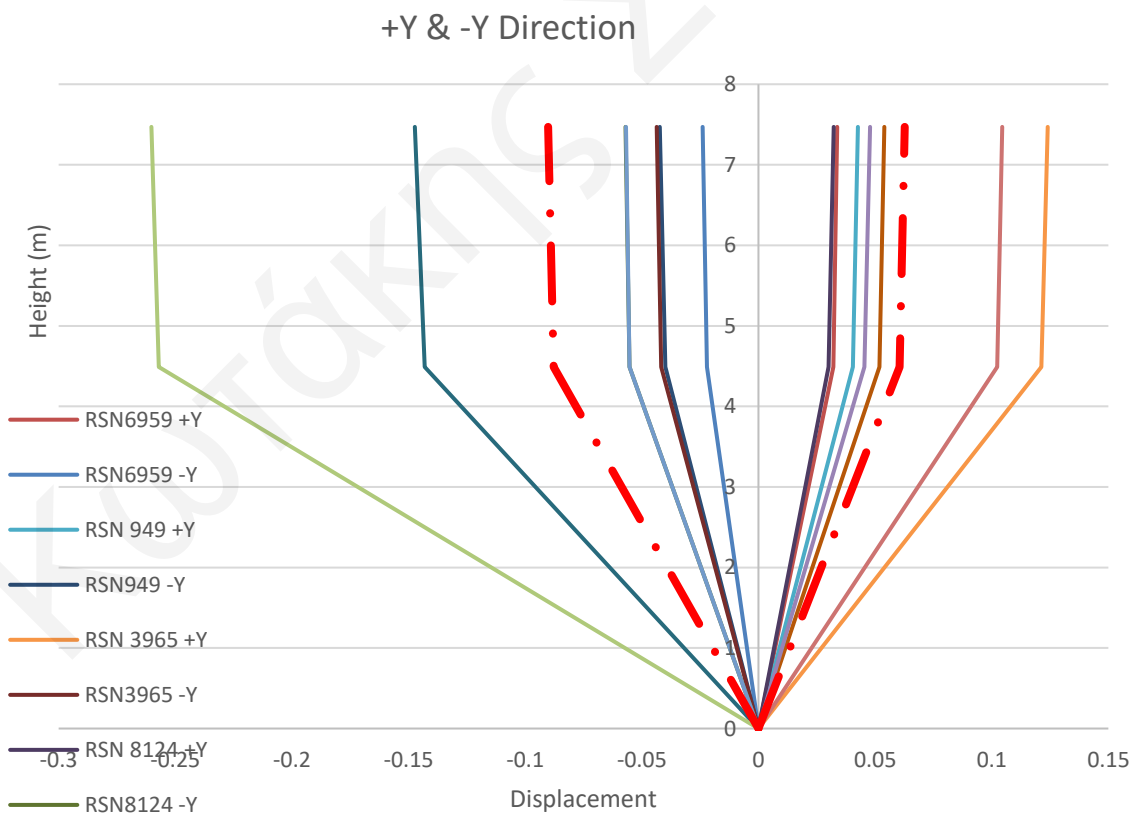
Πίνακας 7.5: Μέγιστες μετακινήσεις στους κόμβους των Κ.Μ -Y

Displacement (m) -Y								
Ύψος (m)	RSN 6959	RSN 949	RSN 3965	RSN8124	RSN759	RSN8130	RSN5814	AVE.
4.49	-0.02207	-0.03995	-0.04173	-0.05522	-0.143	-0.05525	-0.257	-0.08775
7.47	-0.02393	-0.0423	-0.04361	-0.05699	-0.1473	-0.05678	-0.26023	-0.09016

Τα διαγράμματα μέγιστων μετακινήσεων στους κόμβους των Κ.Μ. των ορόφων για τα διαφορετικά επιταχυνσιογραφήματα φαίνονται στα Γραφήματα 7.7 & 7.8. Η κατανομή των παραμορφώσεων καθ' ύψος των ορόφων φαίνεται να παραμένει παρόμοια σε όλες τις περιπτώσεις, με το μεγαλύτερο εύρος των μετακινήσεων να παραλαμβάνεται από το ισόγειο, το οποίο είναι και πιο εύκαμπτο, ενώ ο όροφος λαμβάνει ελάχιστο μέρος των μετακινήσεων.



Γράφημα 7.7: Μέγιστες Μετακινήσεις των Κ.Μ. στην X – Διεύθυνση



Γράφημα 7.8: Μέγιστες Μετακινήσεις των Κ.Μ. στην Y – Διεύθυνση

- **Απαίτηση στροφών σε κάθε όροφο στην X και Y Διεύθυνση.**

Πίνακας 7.6: Απαίτηση στροφών στην +X Διεύθυνση

θ (%) +X								
Ύψος (m)	RSN 6959	RSN 949	RSN 3965	RSN8124	RSN759	RSN8130	RSN5814	AVE.
4.49	0.870	2.002	2.761	0.993	1.232	4.899	1.099	1.979
7.47	0.106	0.094	0.093	0.056	0.081	0.335	0.088	0.122

Πίνακας 7.7: Απαίτηση στροφών στην -X Διεύθυνση

θ (%) -X								
Ύψος (m)	RSN 6959	RSN 949	RSN 3965	RSN8124	RSN759	RSN8130	RSN5814	AVE.
4.49	1.212	3.527	1.102	1.738	5.191	1.053	4.236	2.580
7.47	0.110	0.117	0.122	0.099	0.161	0.082	0.120	0.116

Πίνακας 7.8: Απαίτηση στροφών στην +Y Διεύθυνση

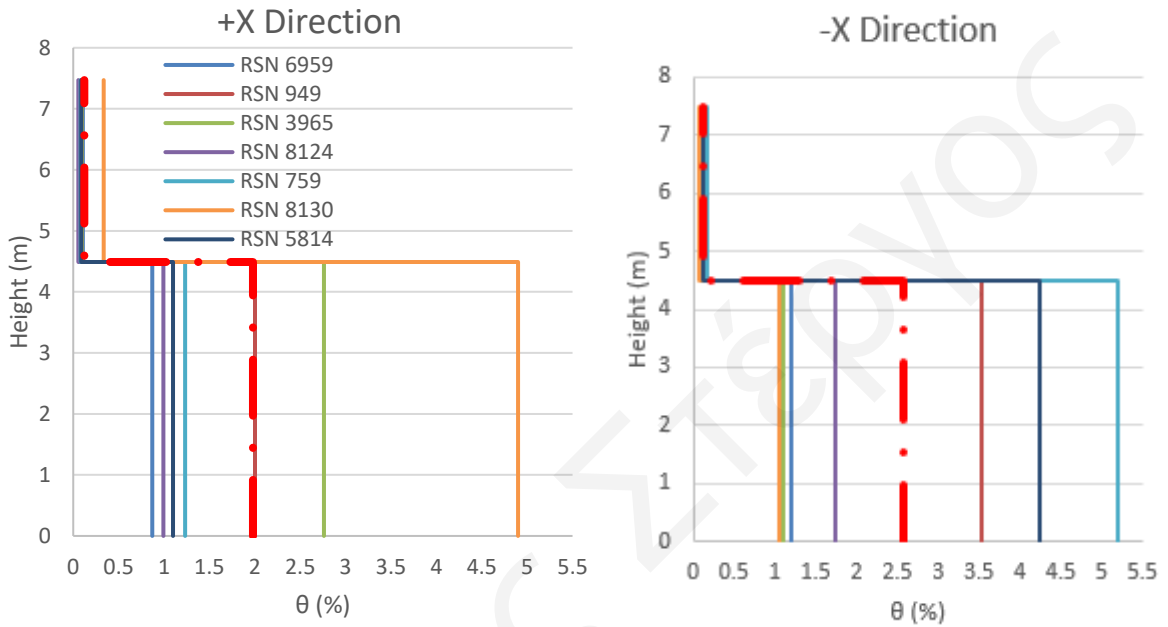
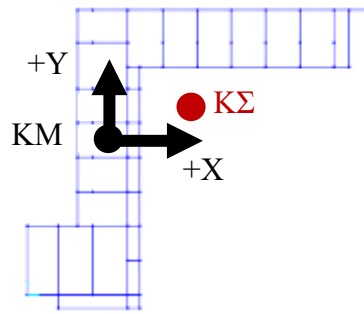
θ (%) +Y								
Ύψος (m)	RSN 6959	RSN 949	RSN 3965	RSN8124	RSN759	RSN8130	RSN5814	AVE.
4.49	0.715	0.900	2.699	0.670	1.155	2.280	1.012	1.347
7.47	0.054	0.073	0.093	0.072	0.069	0.07	0.080	0.073

Πίνακας 7.9: Απαίτηση στροφών στην -Y Διεύθυνση

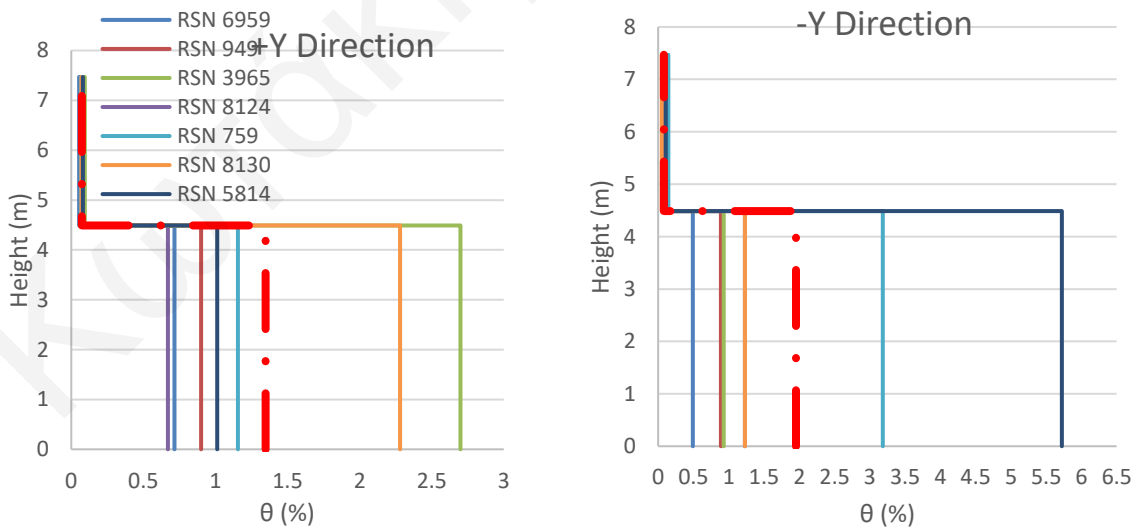
θ (%) -Y								
Ύψος (m)	RSN 6959	RSN 949	RSN 3965	RSN8124	RSN759	RSN8130	RSN5814	AVE.
4.49	0.491	0.889	0.929	1.229	3.184	1.230	5.723	1.954
7.47	0.062	0.078	0.063	0.059	0.144	0.051	0.108	0.081

Εάν θεωρήσουμε τη στροφή του 0.5% να σηματοδοτεί την έναρξη της διαρροής στα κατακόρυφα στοιχεία, φαίνεται από τα Γραφήματα. 7.9 & 7.10 που παρουσιάζουν την κατανομή των στροφών ανά όροφο και ανά κατεύθυνση φόρτισης, ότι σε όλες τις περιπτώσεις η απαίτηση στροφών στον 1^ο όροφο είναι μικρότερη από τη στροφή διαρροής, ενώ στο ισόγειο η μέση απαίτηση σε στροφές κυμαίνεται από 1.5%-2.5%. Αυτά τα επίπεδα στροφών συνεπάγονται απαίτηση σε πλαστιμότητα των στοιχείων του ισογείου της τάξης του 3-5, πράγμα ανέφικτο για μια παλαιού τύπου κατασκευή, σχεδιασμένη χωρίς αντισεισμικές διατάξεις (Πίνακας 7.6–7.9).

Επιλέον, είναι φανερή η επίδραση της εκκεντρότητας της κάτοψης στις απαιτήσεις στροφών εάν συγκρίνουμε τις θετικές με τις αρνητικές τιμές στους κύριους άξονες κάθε φορά. Ενώ στη θετική +X διεύθυνση η μέση απαίτηση είναι περί το 2%, στην -X διεύθυνση φτάνει μέχρι 2.5%, ενώ αντίστοιχα και στην +Y διεύθυνση απαιτείται μόνο 1.4% στροφή, ενώ στην -Y διεύθυνση αυξάνεται στο 2% (Γραφήματα. 7.9 & 7.10).



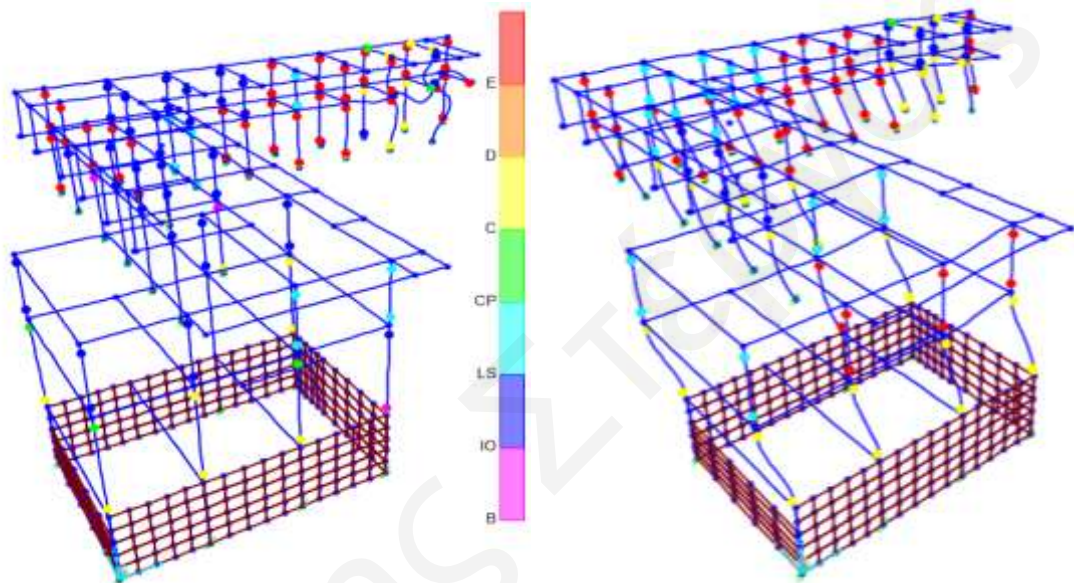
Γράφημα 7.9: Απαίτηση στροφών στην +X – Διεύθυνση και -X – Διεύθυνση



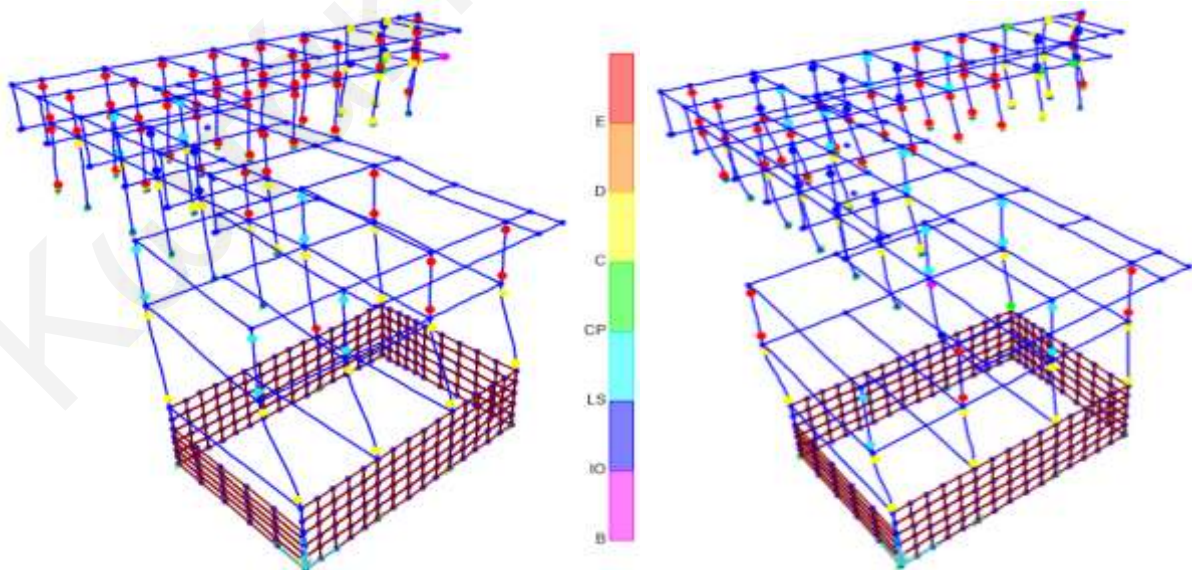
Γράφημα 7.10: Απαίτηση στροφών στην +Y – Διεύθυνση και -Y – Διεύθυνση

- **Στάδια βλαβών των πλαστικών αρθρώσεων για το σημείο της μέγιστης μετακίνησης**

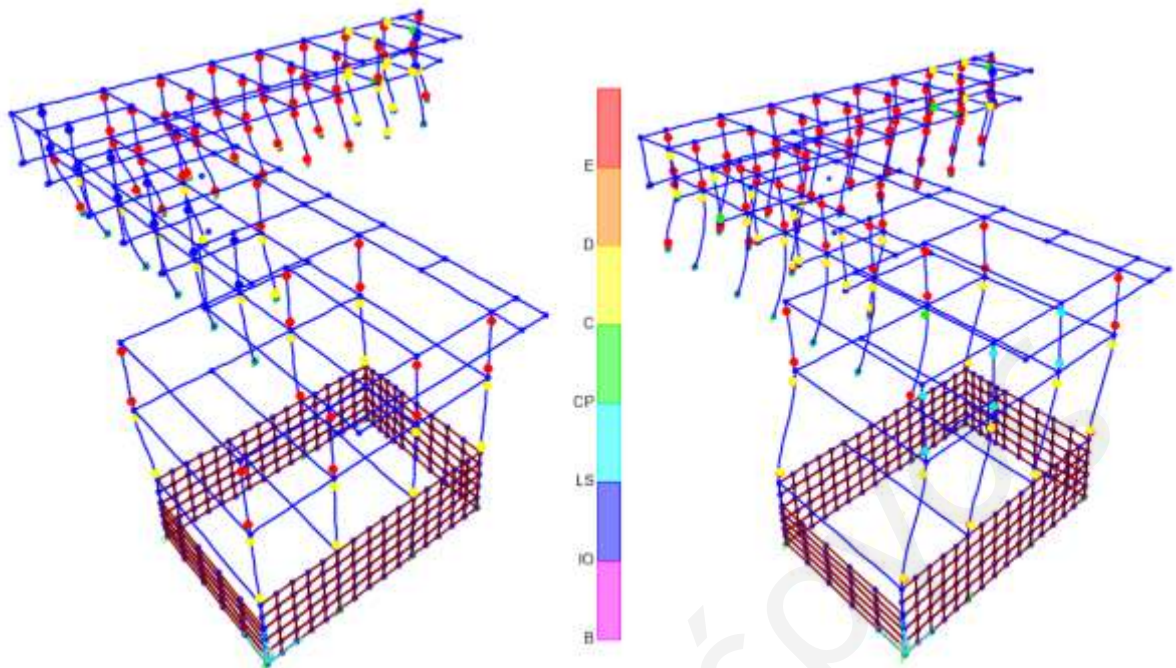
Οι βλάβες στα σημεία μέγιστης μετακίνησης κατά την δυναμική ανελαστική ανάλυση με επτά φυσικά επιταχυνσιογραφήματα, παρουσιάζονται όχι μόνο στον ισόγειο αλλά και στον 1ο όροφο του εξεταζόμενου κτιρίου (Εικόνα 7.1-7.4). Παρά το γεγονός ότι η απαίτηση στροφών στον 1ο όροφο είναι μικρότερη από τη στροφή διαρροής (Γράφημα 7.9 & 7.10), τα υποστυλώματα αστοχούν, επειδή εμφανίζουν διατμητική αστοχία κορμού.



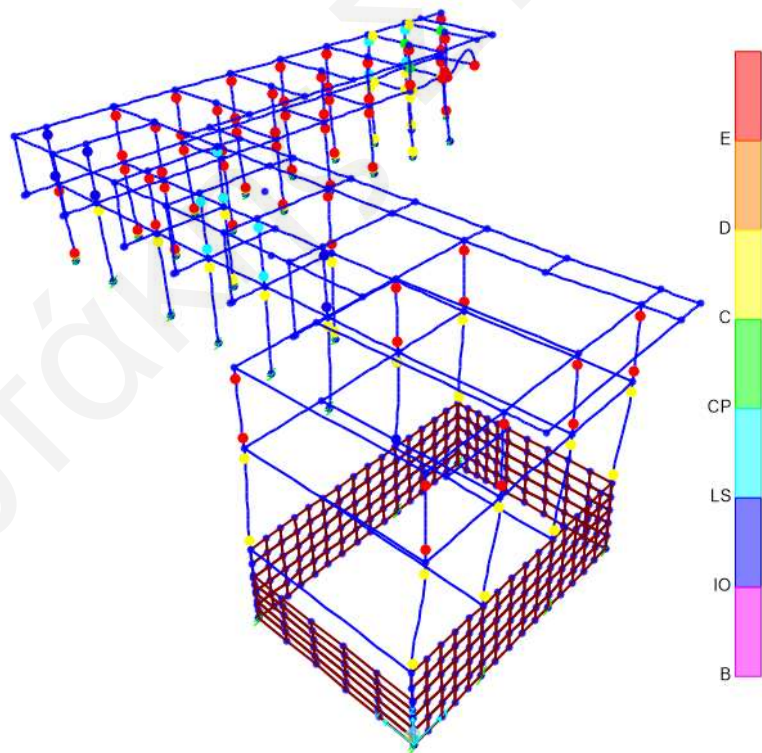
Εικόνα 7.1: Στάδια βλαβών των πλαστικών αρθρώσεων (RSN 6959) και (RSN 949)



Εικόνα 7.2: Στάδια βλαβών των πλαστικών αρθρώσεων (RSN 3965) και (RSN 8124)



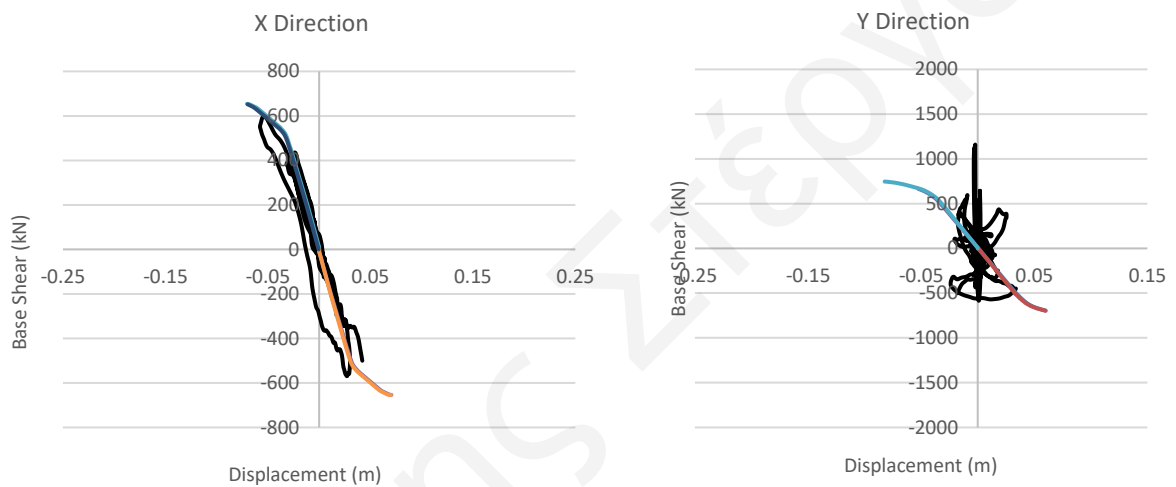
Εικόνα 7.3: Στάδια βλαβών των πλαστικών αρθρώσεων (RSN 759) και (RSN 8130)



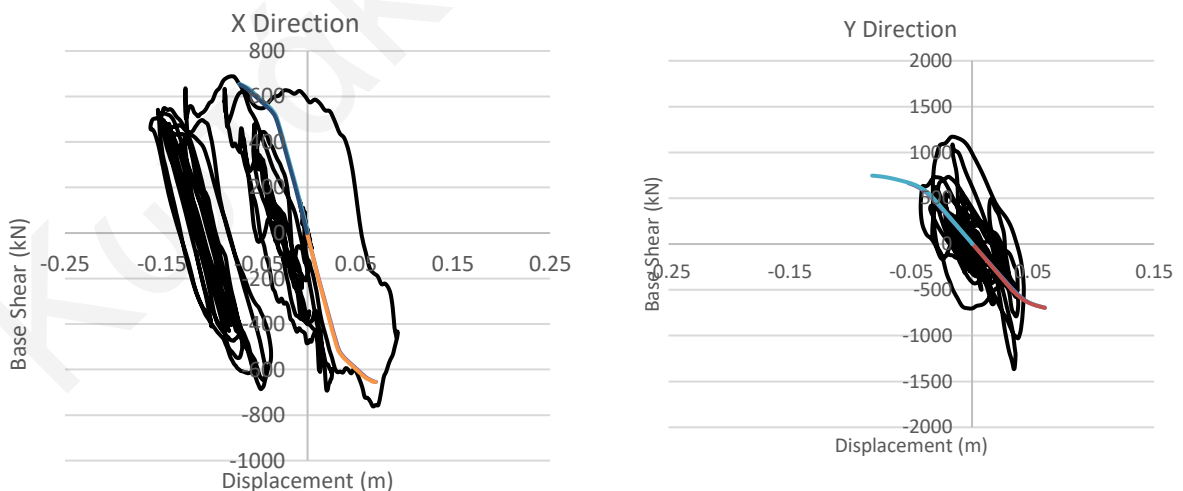
Εικόνα 7.4: Στάδια βλαβών των πλαστικών αρθρώσεων (RSN 5814)

- **Υστερητική συμπεριφορά στην X και Y διεύθυνση για κάθε επιταχυνσιογράφημα**

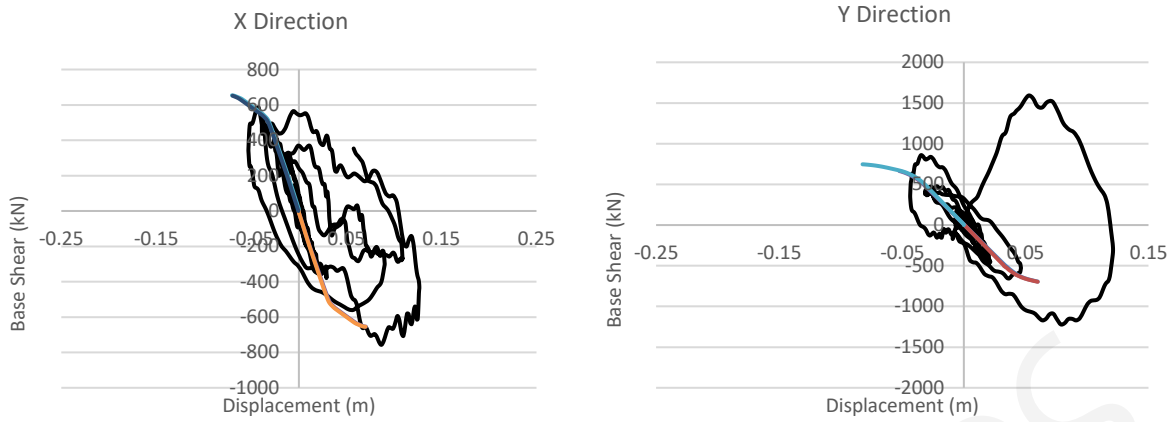
Τα Γραφήματα 7.11-7.17 παρουσιάζουν τις υστερητικές καμπύλες μετακίνησης κόμβου ελέγχου στην κορυφή του κτιρίου ως προς την τέμνουσα βάσης για κάθε διαφορετική σεισμική διέγερση, στις δύο κύριες διευθύνσεις φόρτισης X και Y, σε αντιπαραβολή με τις υπερωθητικές καμπύλες που υπολογίστηκαν από την ανελαστική στατική ανάλυση. Η γραφική αυτή σύγκριση δείχνει ότι τα αποτελέσματα από τη δυναμική ανάλυση (μαύρη γραμμή) σε κάποιες από τις χρονοϊστορίες βρίσκονται εντός της καμπύλης απόκρισης από τη στατική ανάλυση, τόσο σε όρους μετακίνησης όσο και σε όρους τέμνουσας βάσης (π.χ. RSN 6959), ενώ σε άλλες περιπτώσεις υπάρχουν σημαντικές αποκλίσεις (RSN 759), συμπεραίνοντας ότι η κατασκευή δύναται να παραλάβει μεγαλύτερα φορτία-μετακινήσεις από αυτά που προκύπτουν από τη στατική ανελαστική ανάλυση.



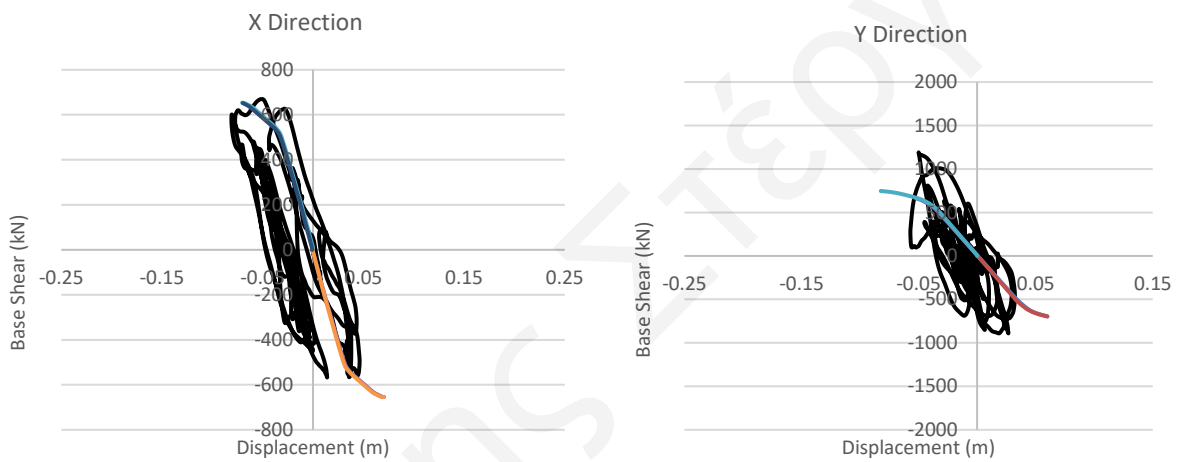
Γράφημα 7.11: Base Shear – Displacement (RSN 6959)



Γράφημα 7.12: Base Shear – Displacement (RSN 949)



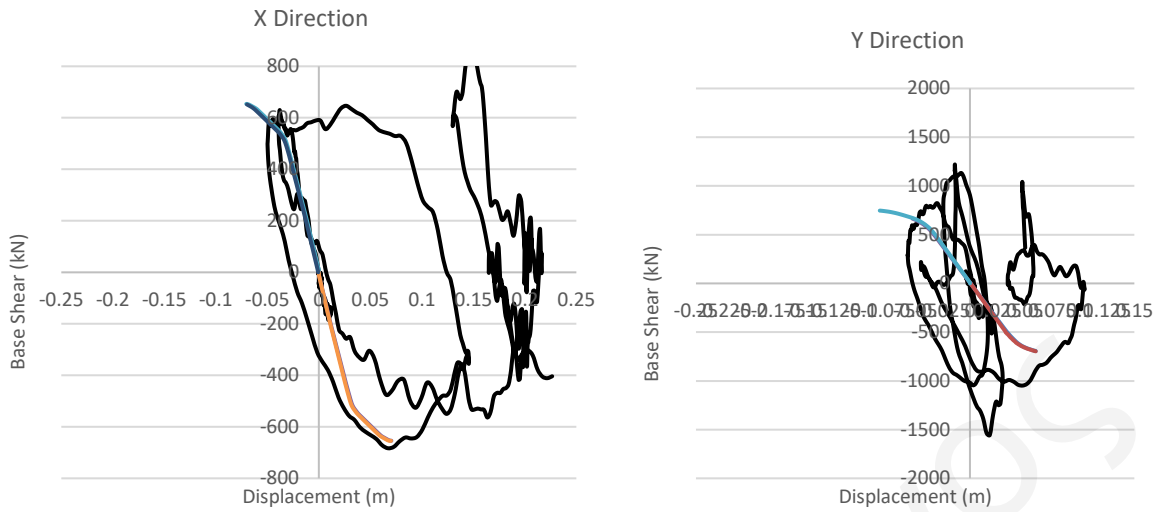
Γράφημα 7.13: Base Shear – Displacement (RSN 3965)



Γράφημα 7.14: Base Shear – Displacement (RSN 8124)



Γράφημα 7.15: Base Shear – Displacement (RSN 759)



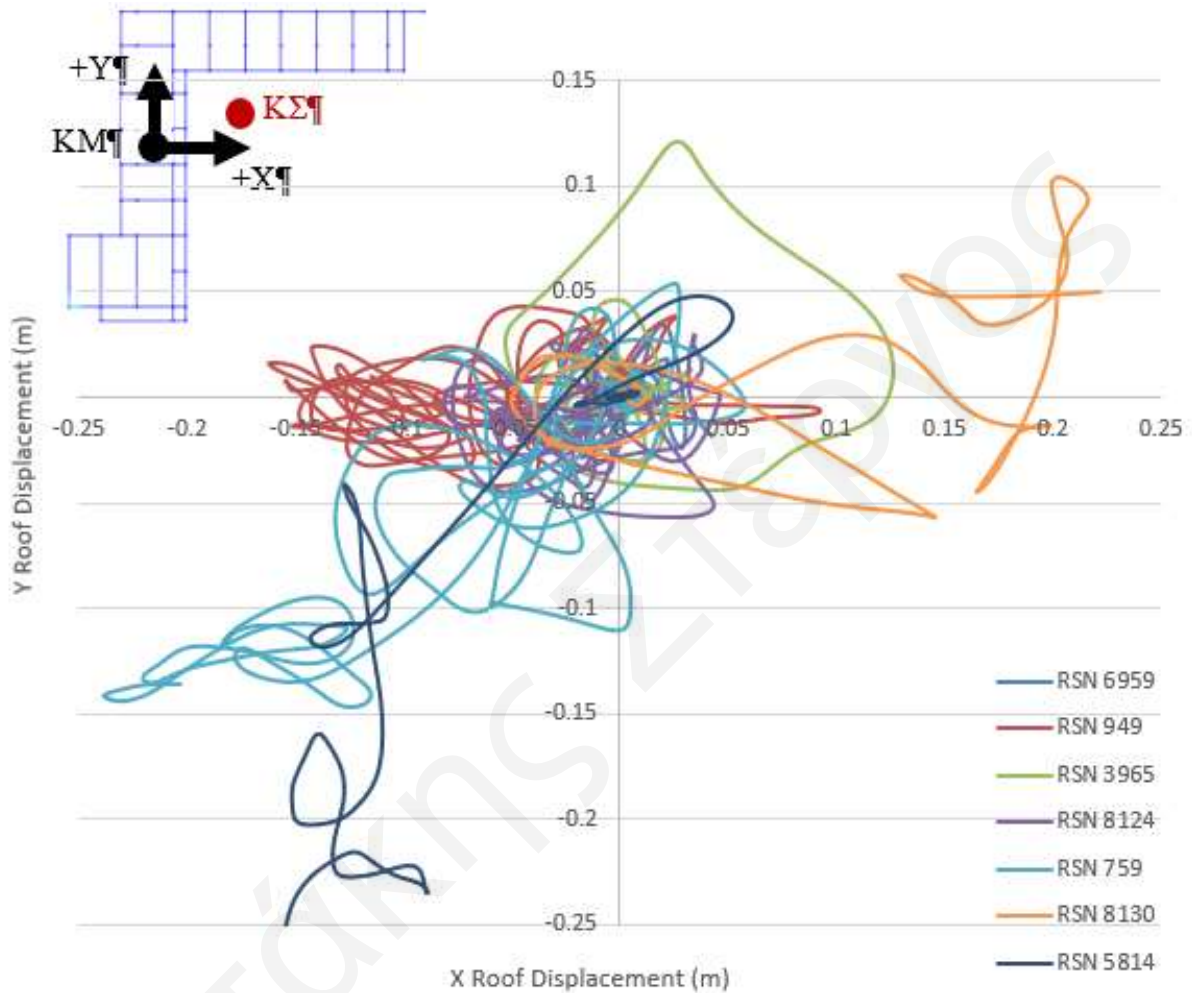
Γράφημα 7.16: Base Shear – Displacement (RSN 8130)



Γράφημα 7.17: Base Shear – Displacement στην X - Διεύθυνση (RSN 5814)

- **Μετακίνηση στον χώρο κατά την διάρκεια του σεισμού**

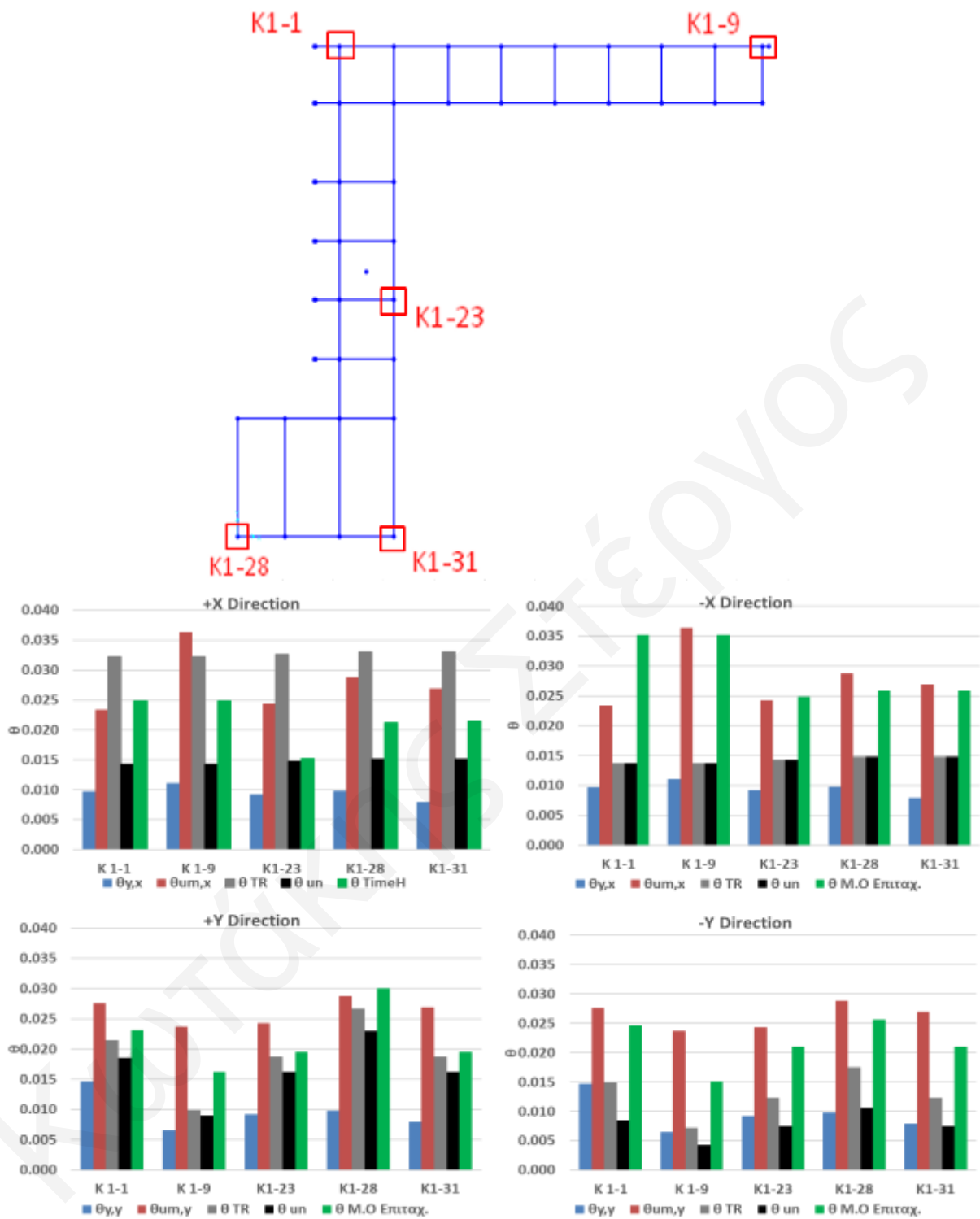
Στο Γράφημα 7.18, παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες μετακίνησης του κόμβου ελέγχου στην κορυφή του κτιρίου, για όλες τις χρονοϊστορίες ανάλυσης. Οι μετακινήσεις, όπως φαίνονται στο Γράφημα 7.18, είναι χαρακτηριστικές ενός μη - συμμετρικού κτιρίου με προέχουσες στρεπτικές ιδιομορφές.



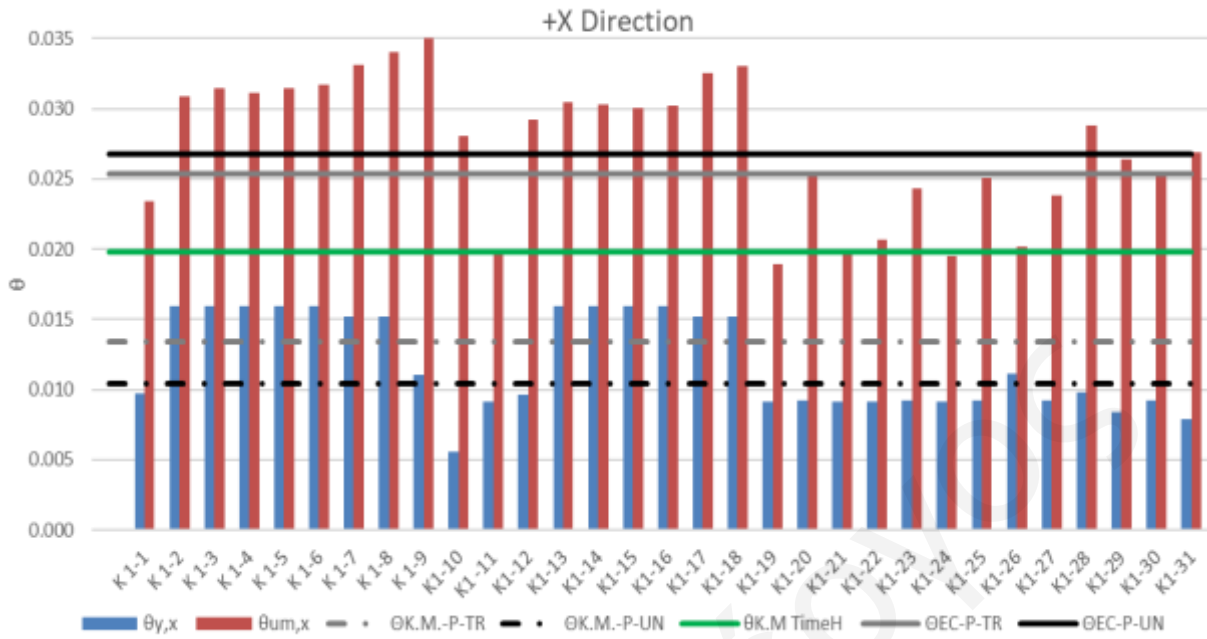
Γράφημα 7.18: Μετακίνηση στον χώρο

7.3. Σύγκριση Ανελαστικής Στατικής και Ανελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης

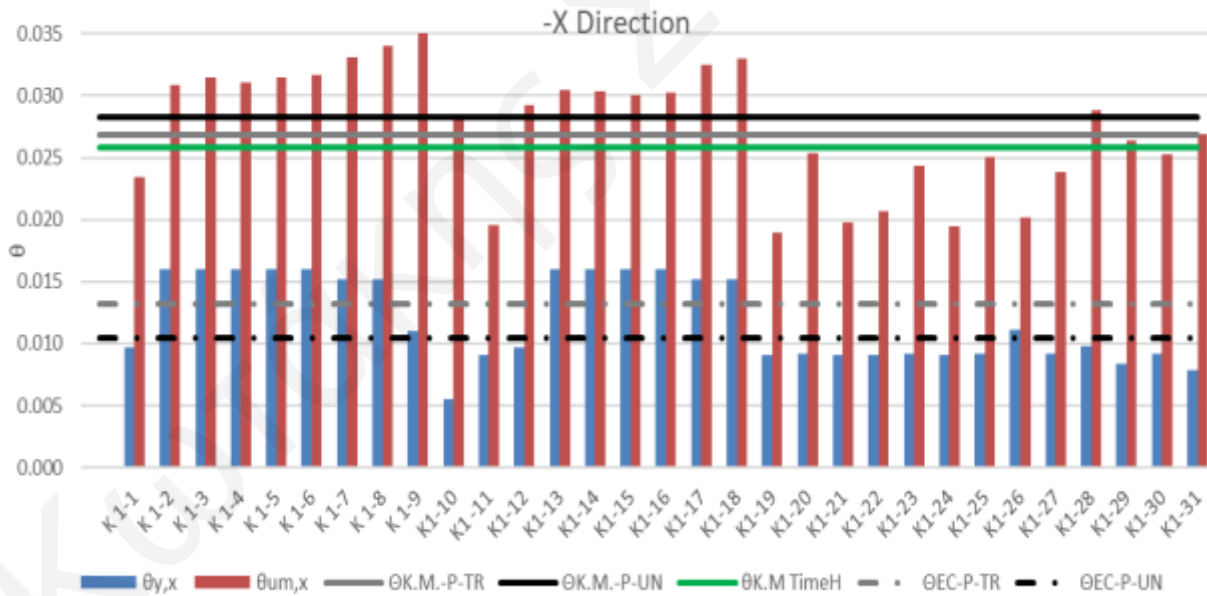
Η απαίτηση στροφών των υποστυλωμάτων ανάλογα με την θέση τους σε κάτοψη, διαφέρει μεταξύ των στατικών και δυναμικών μεθόδων ανάλυσης με επιταχυνσιογραφήματα. Τα συγκριτικά αποτελέσματα μεταξύ των αποκρίσεων τεσσάρων ακραίων υποστυλωμάτων και του Κ.Μ. του ισογείου από τις διάφορες μεθόδους ανάλυσης φαίνονται στα παρακάτω γραφήματα (Γράφημα 7.19). Συγκεκριμένα, συγκρίνοντας την Χ-διεύθυνση είναι προφανές ότι η στατική ανάλυση απαιτεί τις ίδιες στροφές από όλα τα υποστυλώματα, ανεξαρτήτως της θέσης τους σε κάτοψη (μαύρη και γκριζα γραμμή), σε αντίθεση με την ανάλυση χρονοιστορίας, όπου για το κεντρικό υποστυλώμα απαιτεί τις ελάχιστες στροφές (1.5%), ενώ για τα ακραία υποστυλώματα η απαίτηση φτάνει μέχρι και το 2.5%. Το φαινόμενο αυτό είναι ακόμα πιο έντονο στην -Χ διεύθυνση (απομάκρυνση Κ.Μ. από Κ.Σ.), όπου οι απαιτήσεις από τις στατικές αναλύσεις (είτε με ομοιόμορφη, είτε με τριγωνική κατανομή), είναι κατά πολύ μικρότερες από τις απαιτήσεις σε στροφή που προκύπτουν από την ανάλυση χρονοιστοριών. Στην περίπτωση της φόρτισης κατά την διεύθυνση Υ που η εκκεντρότητα κέντρου μάζας με κέντρου στροφής είναι ακόμα μεγαλύτερη, υπάρχει μια συστηματική υποεκτίμηση της απαίτησης σε στροφή από τη στατική ανάλυση, η οποία είναι μεγαλύτερη στην -Υ διεύθυνση φόρτισης (απομάκρυνση Κ.Μ. από Κ.Σ.). Επιπλέον, παρουσιάζεται πιο κάτω (Γραφήμα 7.20-7.23) η απαίτηση στροφών όλων των υποστυλωμάτων και όχι μόνο των τεσσάρων ακραίων υποστυλωμάτων.



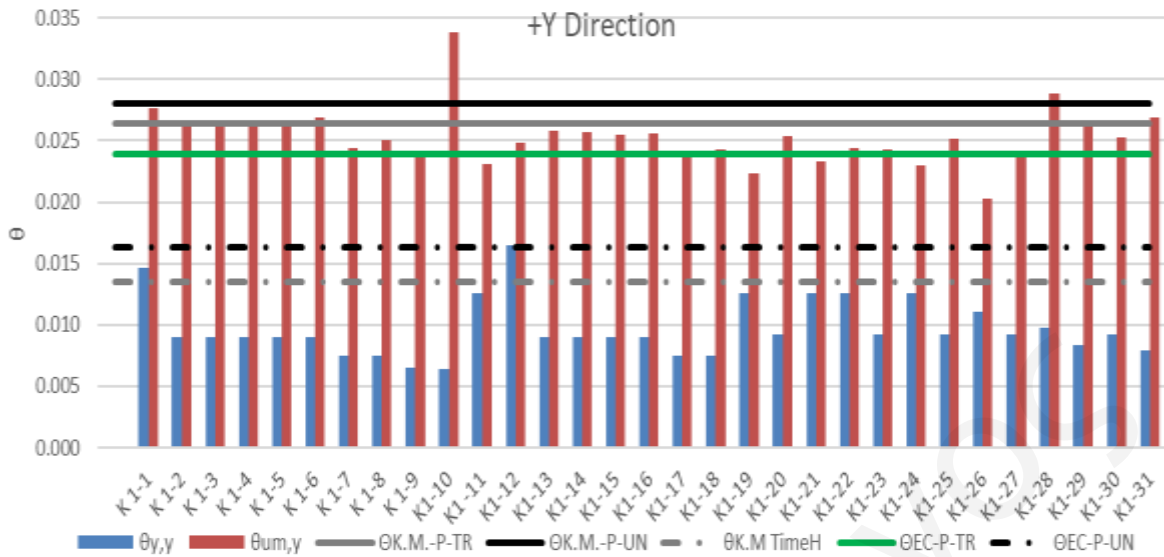
Γράφημα 7.19: Σύγκριση ικανότητας / απαιτήσεων στρόφων τεσσάρων ακραίων υποστρωμάτων



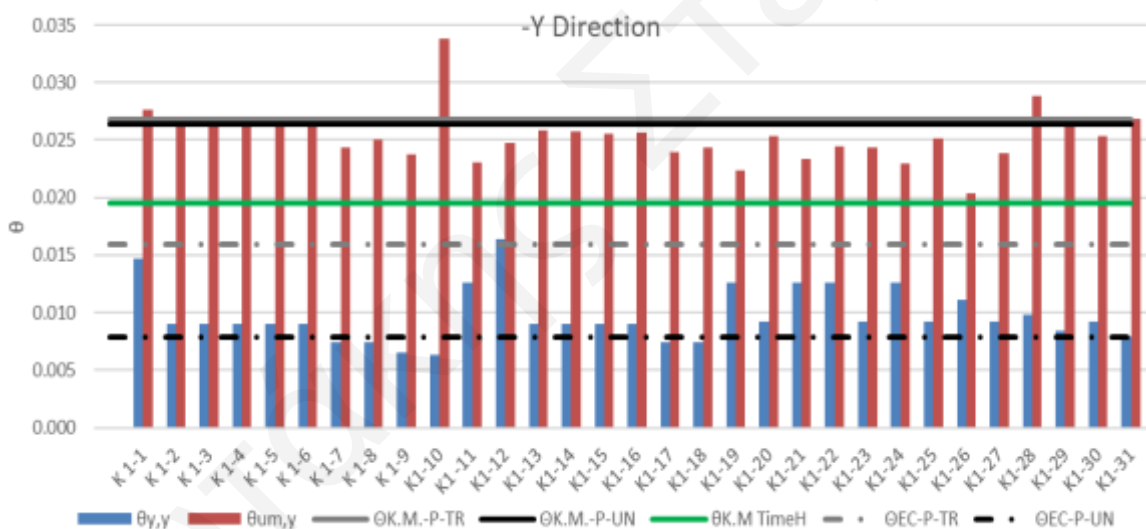
Γράφημα 7.20: Σύγκριση ικανότητας / απαιτήσεων στροφών των υποστυλωμάτων 1^{ου} ορόφου για την X διεύθυνση



Γράφημα 7.21: Σύγκριση ικανότητας / απαιτήσεων στροφών των υποστυλωμάτων 1^{ου} ορόφου για την -X διεύθυνση

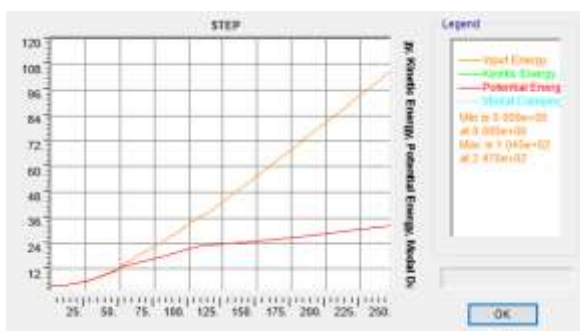


Γράφημα 7.22: Σύγκριση ικανότητας / απαιτήσεων στροφών των υποστυλωμάτων 1^{ου} ορόφου για την Y διεύθυνση

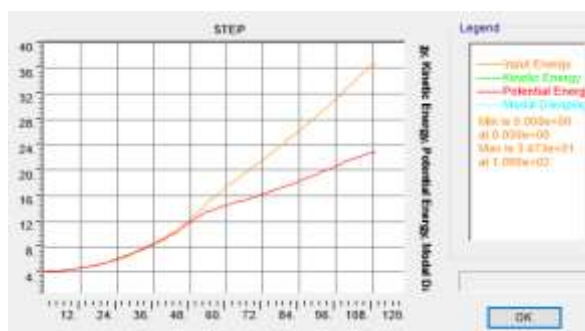


Γράφημα 7.23: Σύγκριση ικανότητας / απαιτήσεων στροφών των υποστυλωμάτων 1^{ου} ορόφου για την -Y διεύθυνση

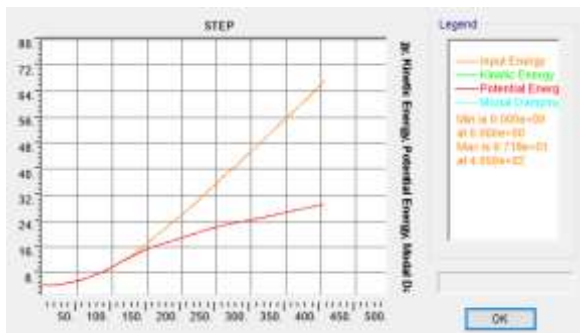
Τα Γραφήματα 7.24 έως 7.31, παρουσιάζουν την ενέργεια που εισάγεται στο σύστημα μέσα από την Στατική Ανάλυση (Input Energy), όπως επίσης και τη δυναμική ενέργεια η οποία οφείλεται σε ελαστικές τροπές και μπορεί να αφαιρεθεί όταν το φορτίο αφαιρεθεί από την κατασκευή (potential). Η διαφορά μεταξύ τους αποτελεί την ενέργεια που αποσβάζεται από την κατασκευή μέσω του σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων. Η μέγιστη κατανάλωση ενέργειας φαίνεται να συμβαίνει στην περίπτωση της διέγερσης με τριγωνική κατανομή κατά τη διεύθυνση +X, σε αντίθεση με τις υπόλοιπες αναλύσεις όπου ο φορέας αστοχεί πολύ νωρίτερα, προτού προλάβει να καταναλώσει αρκετή ενέργεια.



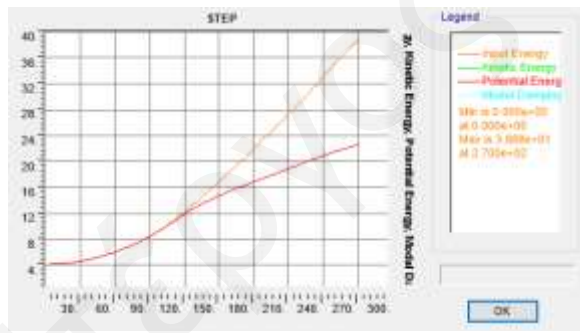
Γράφημα 7.24: Αποτελέσματα Ενέργειας από ανάλυση με τριγωνική κατανομή στην +X διεύθυνση.



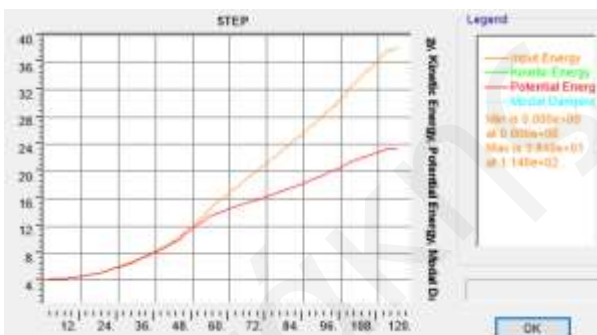
Γράφημα 7.25: Αποτελέσματα Ενέργειας από ανάλυση με τριγωνική κατανομή στην -X διεύθυνση.



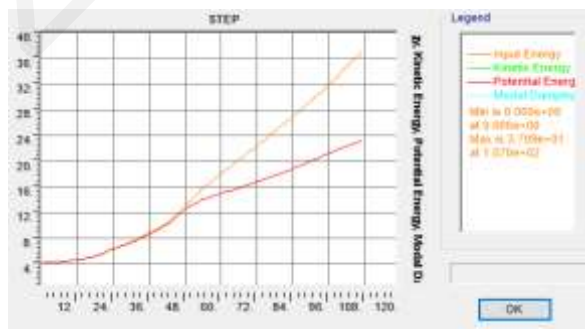
Γράφημα 7.26: Αποτελέσματα Ενέργειας από ανάλυση με τριγωνική κατανομή στην +Y διεύθυνση.



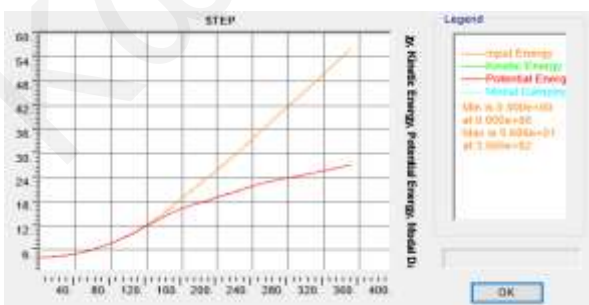
Γράφημα 7.27: Αποτελέσματα Ενέργειας από ανάλυση με τριγωνική κατανομή στην -Y διεύθυνση.



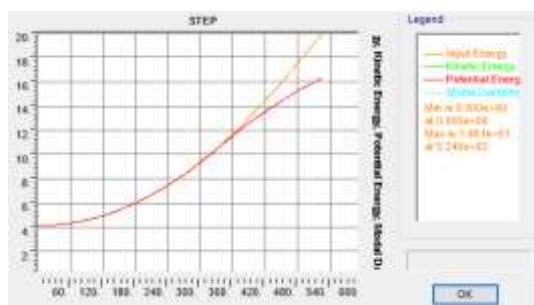
Γράφημα 7.28: Αποτελέσματα Ενέργειας από ανάλυση με ομοιόμορφη κατανομή στην +X διεύθυνση.



Γράφημα 7.29: Αποτελέσματα Ενέργειας από ανάλυση με ομοιόμορφη κατανομή στην -X διεύθυνση.

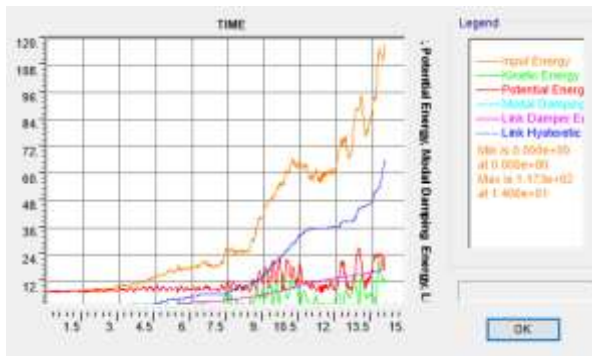


Γράφημα 7.30: Αποτελέσματα Ενέργειας από ανάλυση με ομοιόμορφη κατανομή στην +Y διεύθυνση.

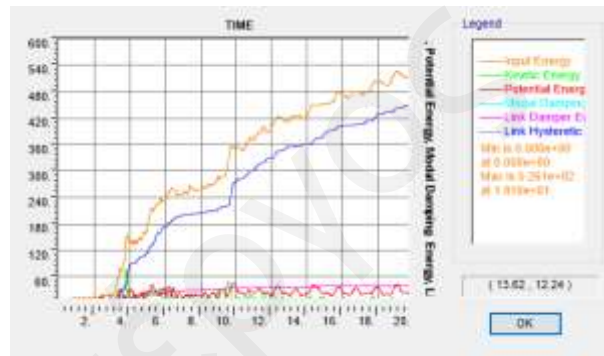


Γράφημα 7.31: Αποτελέσματα Ενέργειας από ανάλυση με ομοιόμορφη κατανομή στην -Y διεύθυνση.

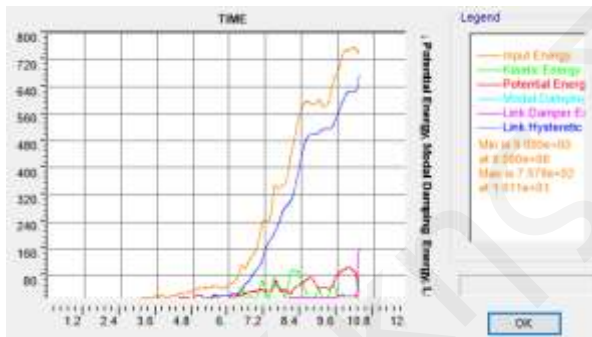
Στα Γραφήματα 7.32 έως 7.38, καταγράφονται οι ενέργειες του συστήματος για τις περιπτώσεις των αναλύσεων χρονοϊστορίας. Σε αυτές τις περιπτώσεις, εκτός από την εισαγόμενη στο σύστημα ενέργεια από τη σεισμική διέγερση (input), η οποία είναι σε όλες τις περιπτώσεις κατά πολύ μεγαλύτερη αυτών των στατικών αναλύσεων, και τη δυναμική ενέργεια του συστήματος (potential), εμφανίζεται και η απόσβεση ενέργειας μέσα από την υστέρηση των πλαστικών αρθρώσεων (Link Hysteretic), οι οποίες φαίνεται να αποσβένουν ένα σημαντικό μερίδιο της εισαγόμενης στο σύστημα ενέργειας.



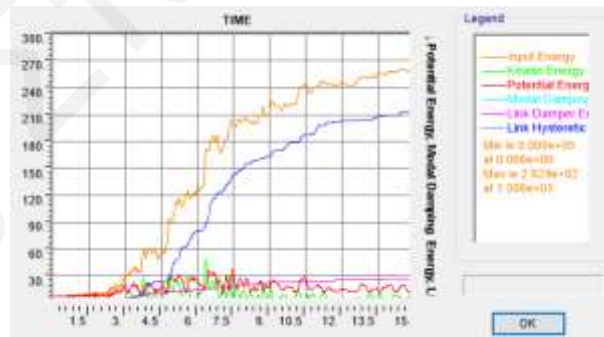
Γράφημα 7.32: Αποτελέσματα Ενέργειας (RSN6959).



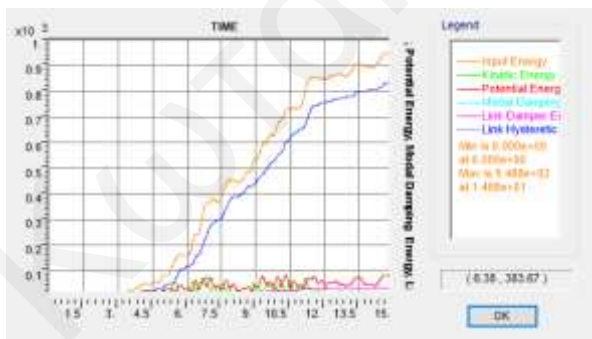
Γράφημα 7.33: Αποτελέσματα Ενέργειας (RSN949).



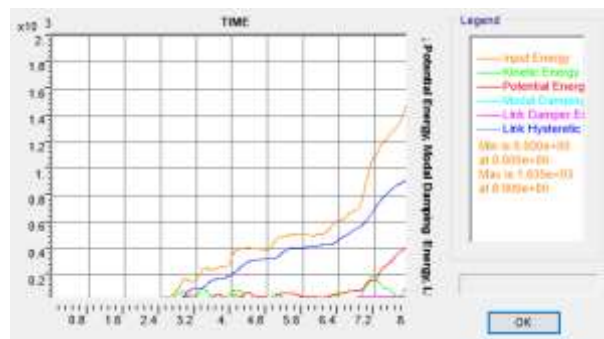
Γράφημα 7.34: Αποτελέσματα Ενέργειας (RSN3965).



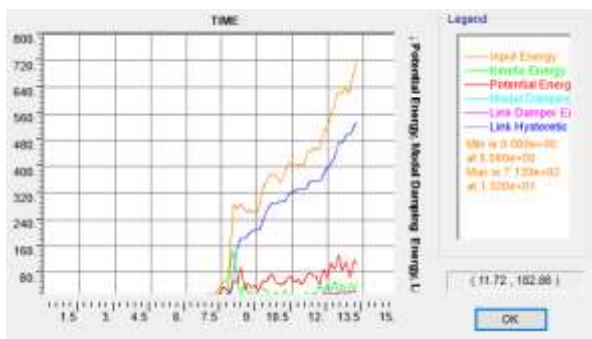
Γράφημα 7.35: Αποτελέσματα Ενέργειας (RSN8124).



Γράφημα 7.36: Αποτελέσματα Ενέργειας (RSN759).



Γράφημα 7.37: Αποτελέσματα Ενέργειας (RSN8130).

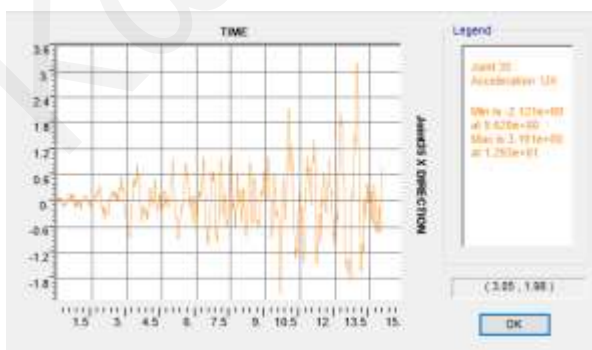


Γράφημα 7.38: Αποτελέσματα Ενέργειας (RSN5814).

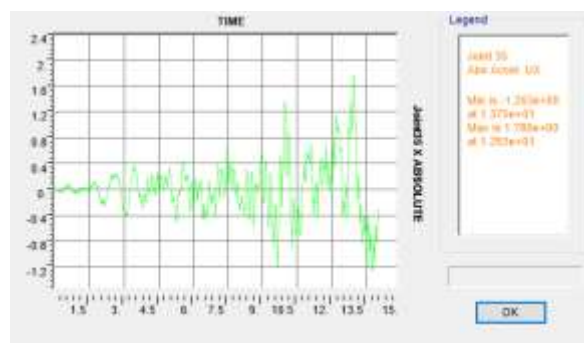
Τέλος, στα Γραφήματα 7.39 έως 7.66, παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες ολικών και σχετικών επιταχύνσεων που αναπτύσσονται στο Κ.Μ. του 1^{ου} ορόφου για όλες τις σεισμικές διεγέρσεις. Οι ολικές επιταχύνσεις (absolute acceleration) παίρνουν τιμές, όπως φαίνεται στον Πίνακα 7.10, με μεγαλύτερες επιταχύνσεις στην Y διεύθυνση 3.307 m/sec² (αρνητικά) και μικρότερες στην X διεύθυνση 2.35 m/sec² (αρνητικά). Σε κάθε περίπτωση, οι τιμές αυτές είναι μικρότερες από τις επιταχύνσεις που προκύπτουν με βάση τη στατική ανάλυση και το φάσμα σχεδιασμού.

Πίνακας 7.10: Χρονοϊστορίες ολικών και σχετικών επιταχύνσεων.

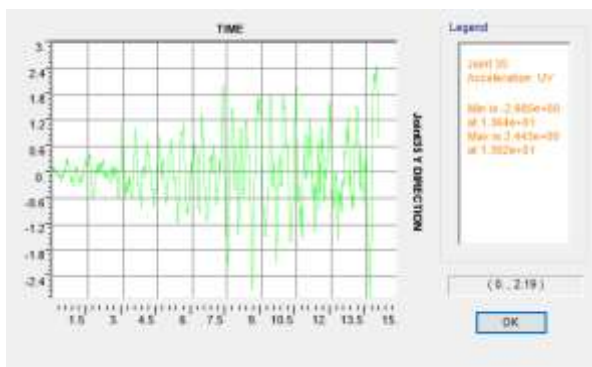
	"+X"	"-X"	"+Y"	"-Y"
RSN6959	1.78	1.263	1.89	1.857
RSN949	2.058	1.948	2.766	2.867
RSN3965	1.942	1.706	3.074	2.216
RSN8124	2.234	1.924	2.526	2.435
RSN759	1.863	1.798	2.751	3.307
RSN8130	2.746	2.354	2.574	3.036
RSN5814	2.189	1.403	2.734	3.259
Ave	2.116	1.771	2.616	2.711
Max	2.746	2.354	3.074	3.307
Min	1.78	1.263	1.89	1.857



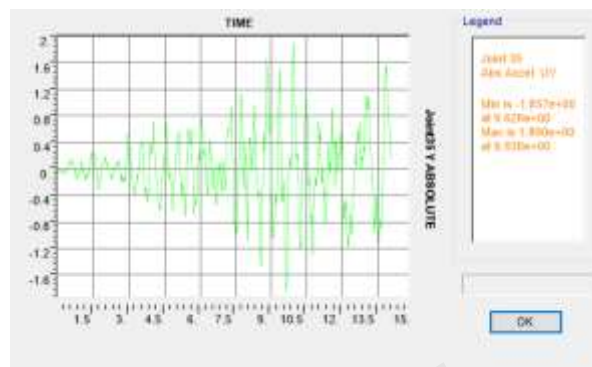
Γράφημα 7.39: Τιμές Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην X διεύθυνση (RSN6959).



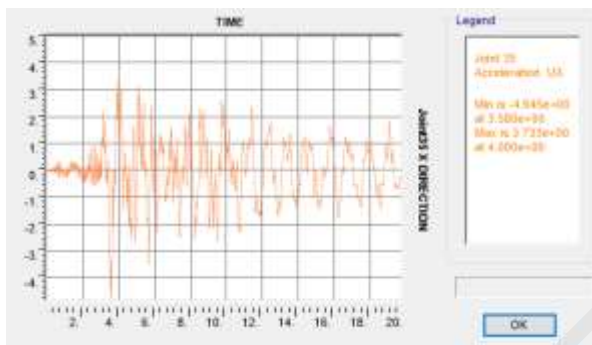
Γράφημα 7.40: Τιμές Απόλυτης Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην X διεύθυνση (RSN6959).



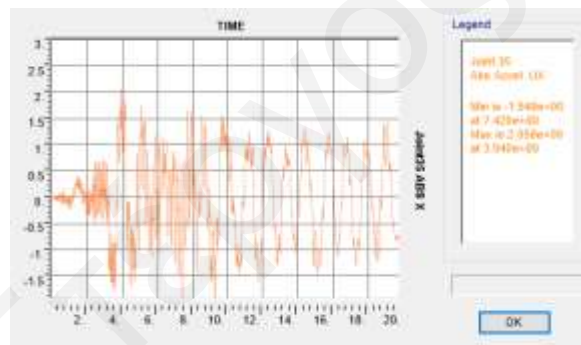
Γράφημα 7.41: Τιμές Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Y διεύθυνση (RSN6959).



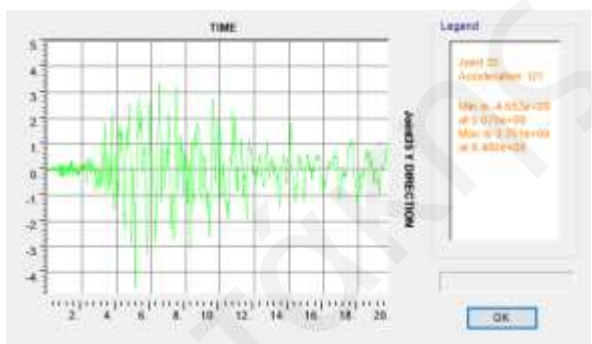
Γράφημα 7.42: Τιμές Απόλυτης Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Y διεύθυνση (RSN6959).



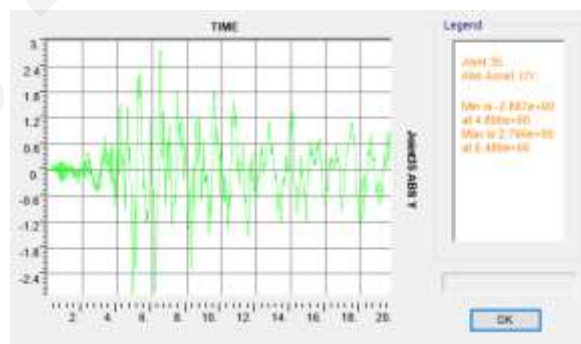
Γράφημα 7.43: Τιμές Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην X διεύθυνση (RSN949).



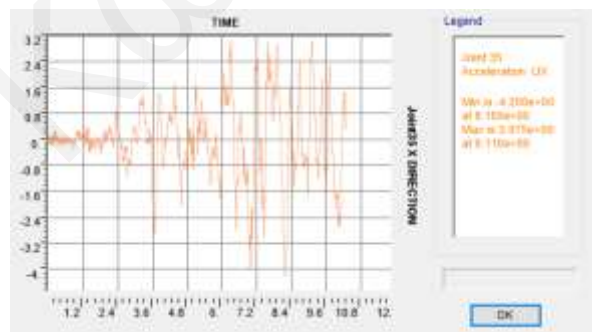
Γράφημα 7.44: Τιμές Απόλυτης Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην X διεύθυνση (RSN949).



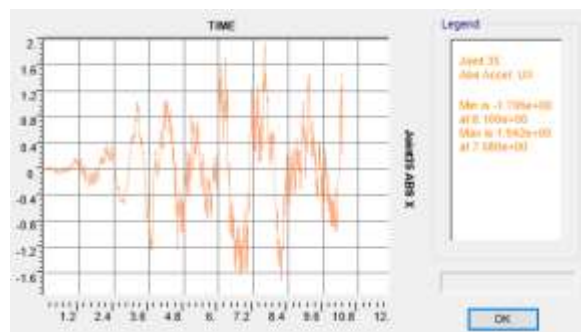
Γράφημα 7.45: Τιμές Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Y διεύθυνση (RSN949).



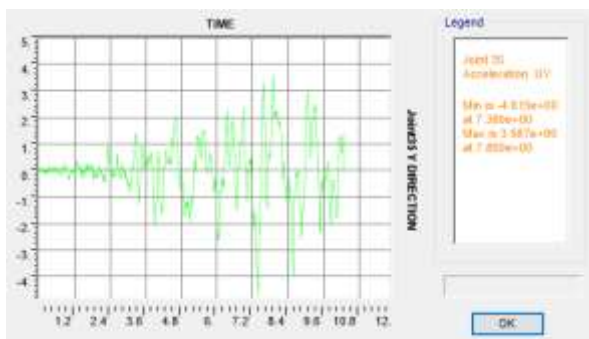
Γράφημα 7.46: Τιμές Απόλυτης Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Y διεύθυνση (RSN949).



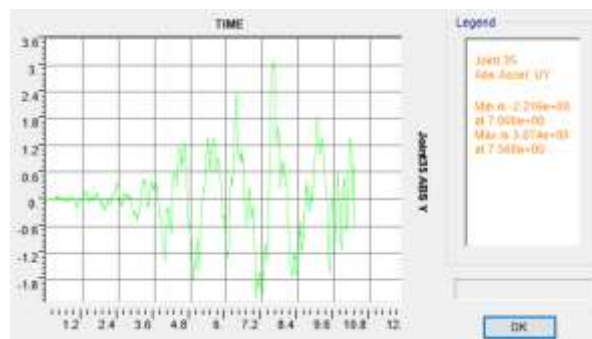
Γράφημα 7.47: Τιμές Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην X διεύθυνση (RSN3965).



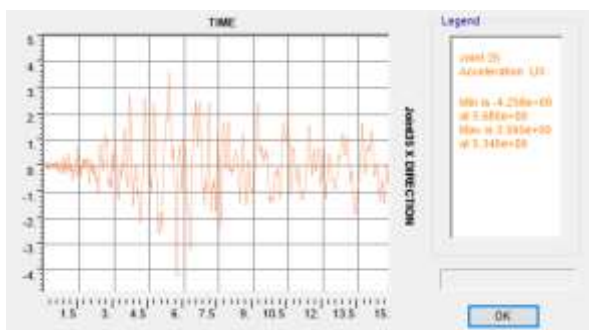
Γράφημα 7.48: Τιμές Απόλυτης Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην X διεύθυνση (RSN3965).



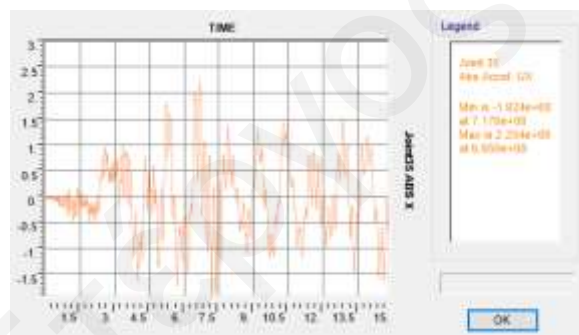
Γράφημα 7.49: Τιμές Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Y διεύθυνση (RSN3965).



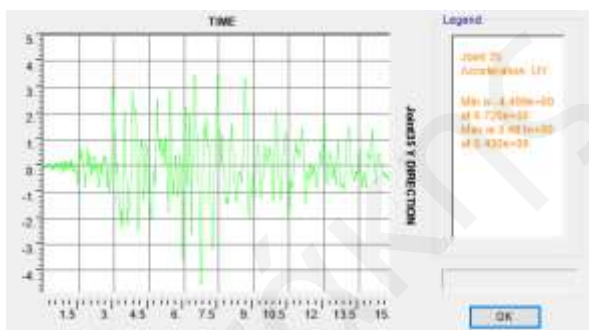
Γράφημα 7.50: Τιμές Απόλυτης Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Y διεύθυνση (RSN3965).



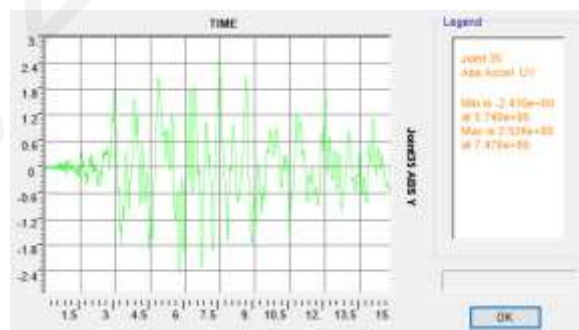
Γράφημα 7.51: Τιμές Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην X διεύθυνση (RSN8124).



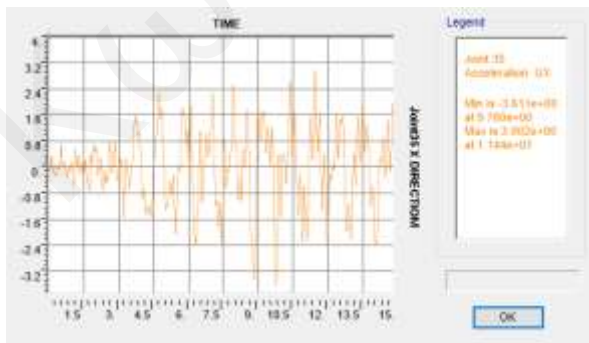
Γράφημα 7.52: Τιμές Απόλυτης Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην X διεύθυνση (RSN8124).



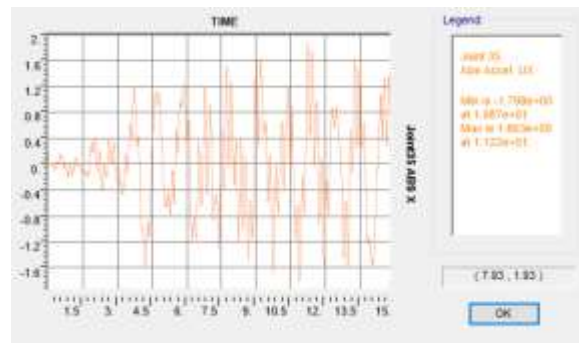
Γράφημα 7.53: Τιμές Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Y διεύθυνση (RSN8124).



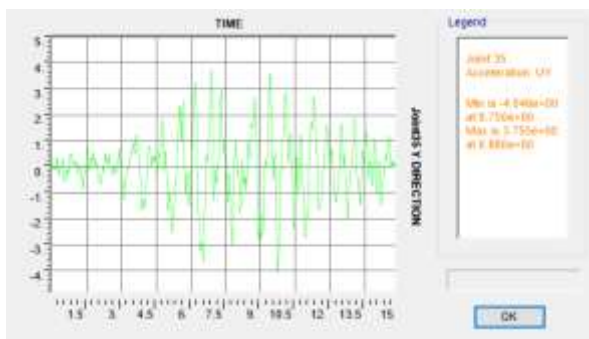
Γράφημα 7.54: Τιμές Απόλυτης Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Y διεύθυνση (RSN8124).



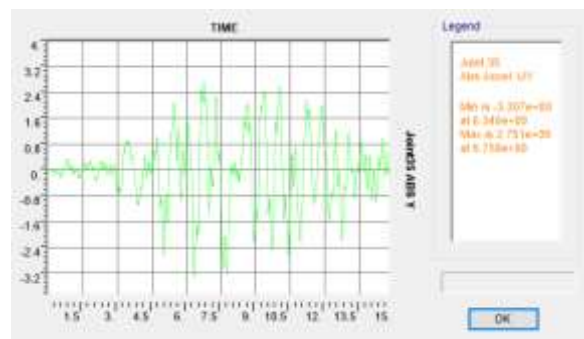
Γράφημα 7.55: Τιμές Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην X διεύθυνση (RSN759).



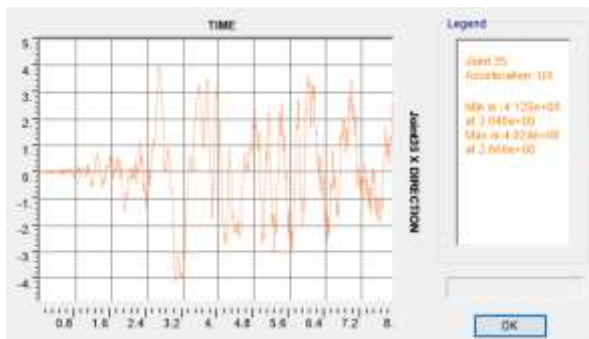
Γράφημα 7.56: Τιμές Απόλυτης Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην X διεύθυνση (RSN759).



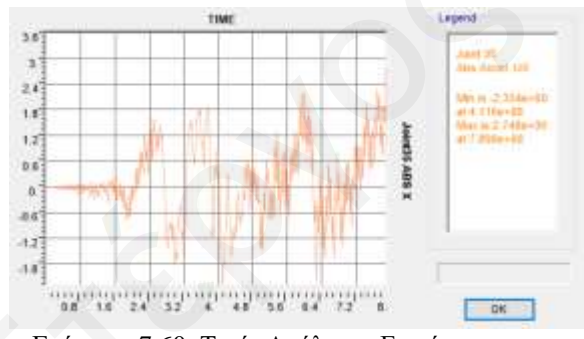
Γράφημα 7.57: Τιμές Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Y διεύθυνση (RSN759).



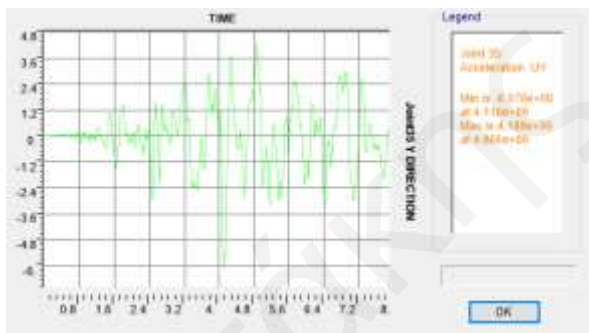
Γράφημα 7.58: Τιμές Απόλυτης Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Y διεύθυνση (RSN759).



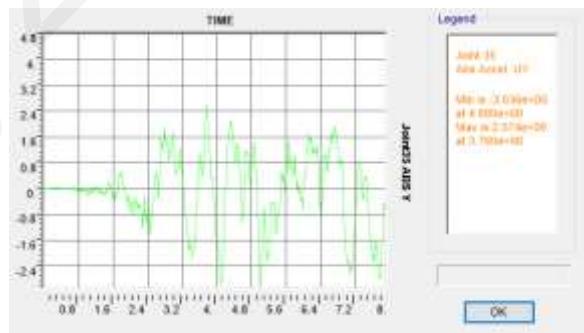
Γράφημα 7.59: Τιμές Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην X διεύθυνση (RSN8130).



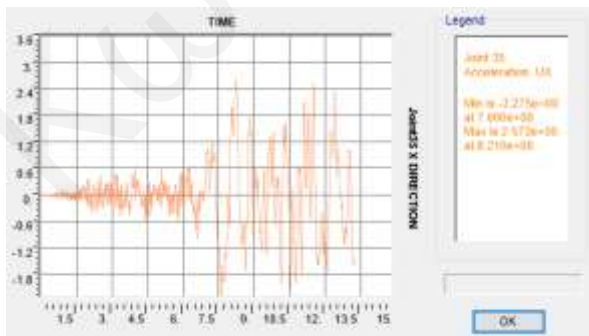
Γράφημα 7.60: Τιμές Απόλυτης Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην X διεύθυνση (RSN8130).



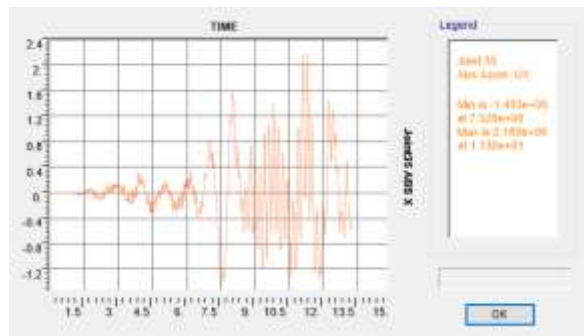
Γράφημα 7.61: Τιμές Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Y διεύθυνση (RSN8130).



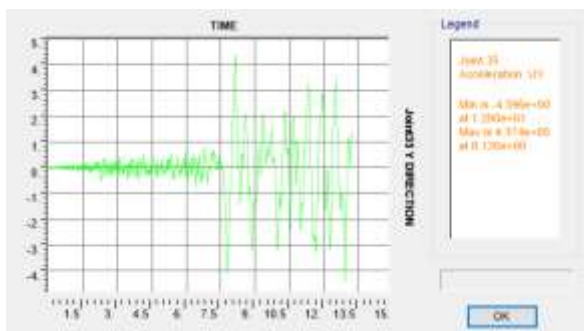
Γράφημα 7.62: Τιμές Απόλυτης Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Y διεύθυνση (RSN8130).



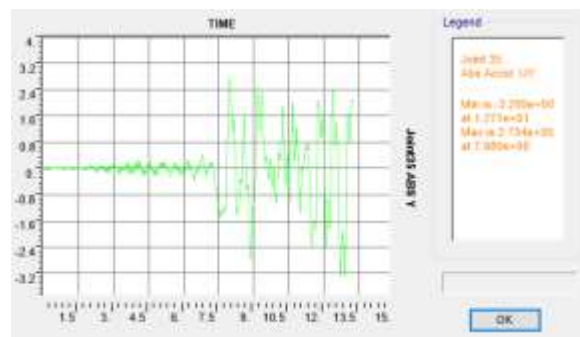
Γράφημα 7.63: Τιμές Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην X διεύθυνση (RSN5814).



Γράφημα 7.64: Τιμές Απόλυτης Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην X διεύθυνση (RSN5814).



Γράφημα 7.65: Τιμές Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην X διεύθυνση (RSN5814).



Γράφημα 7.66: Τιμές Απόλυτης Επιτάχυνσης στο Κ.Μ στην Y διεύθυνση (RSN5814).

Κωτάκης Στέργιος

Κεφάλαιο 8. Συμπεράσματα

8.1. Συνολικά Συμπεράσματα

Τα συμπεράσματα τα οποία εξάγονται από την εξέταση του μη συμμετρικού ιστορικού κτιρίου της Παλαιάς Δημοτικής Αγοράς Λευκωσίας περιγράφονται ακολούθως:

- Η κατάσταση του εξεταζόμενου κτιρίου χαρακτηρίζεται κακή, εξαιτίας ελλιπούς συντήρησης και κακοτεχνιών. Παρατηρήθηκε εκτεταμένη υγρασία σε πολλά σημεία εντός και εκτός της κατασκευής, φαινόμενα διάβρωσης του οπλισμού, αποκόλληση τμημάτων του επιχρίσματος και αποφλοίωση του σκυροδέματος σε φέροντα στοιχεία. Επιπλέον, σε κάποιες περιπτώσεις ο οπλισμός ήταν εμφανής, εξαιτίας της ελάχιστης επικάλυψης που εφαρμόστηκε κατά τη σκυροδέτηση. Παρατηρήθηκαν κατακόρυφες ρωγμές σε αρκετές δοκούς και οριζόντιες ρωγμές στο σημείο ένωσης του κάτω μέρους της τοιχοποιίας με τον φέροντα οργανισμό του κτιρίου.
- Η κατασκευή έχει μη κανονικό σχήμα σε κάτοψη (L-shape), το οποίο δεν συνίσταται με βάση τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς. Επίσης, υπάρχει μη-κανονική κατανομή της δυσκαμψίας στους δύο ορόφους, καθώς τα υποστυλώματα του ισόγειου λειτουργούν σε μεγαλύτερο ελεύθερο μήκος από τα υποστυλώματα του ορόφου, ενώ διατηρούν στις πλείστες των περιπτώσεων τις ίδιες διατομές και τους ίδιους οπλισμούς. Επιπρόσθετα, εμφανίζεται ανισοκατανομή της μάζας μεταξύ των ορόφων που ενισχύει το φαινόμενο της μη-κανονικότητας καθ' ύψος και του σχηματισμού μαλακού ορόφου στο ισόγειο.
- Ο προέχων μηχανισμός αστοχίας των υποστυλωμάτων του ισόγειου είναι η καμπτική αστοχία, ενώ τα πλείστα υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου αστοχούν διατμητικά, λόγω κυρίως της διαγώνιας σύνθλιψης κορμού και εξαιτίας αστοχίας των ματίσεων των κύριων οπλισμών.
- Ο προσδιορισμός της πραγματικής δυσκαμψίας των στοιχείων λόγω της ρηγμάτωσης του σκυροδέματος, αποτελεί σημαντικό κομμάτι κατά την αποτίμηση ενός υφιστάμενου κτιρίου. Συγκεκριμένα, παρατηρήθηκε σημαντική αύξηση της ιδιοπεριόδου (από 0.62 sec σε 0.993 sec) έπειτα από τη μείωση της δυσκαμψίας των στοιχείων.
- Η πρώτη ιδιομορφή του κτιρίου είναι κυρίως μεταφορική κατά την X διεύθυνση, ενώ η 2^η και 3^η ιδιομορφή είναι συζευγμένες στρεπτικές και μεταφορικές στην Y διεύθυνση. Το γεγονός αυτό συνδέεται με τη μεγαλύτερη εκκεντρότητα της κατασκευής μεταξύ Κέντρου Μάζας και Κέντρου Δυσκαμψίας στην περίπτωση φόρτισης κατά την Y-διεύθυνση.
- Το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής δεν αποτελεί παράγοντα που επηρεάζει την ιδιοπερίοδο της κατασκευής, λόγω της συγκεκριμένης γεωλογίας (δύσκαμπτο έδαφος) και της μεγάλης ιδιοπεριόδου της κατασκευής.

- Η διαφορά του υπολογιστικού χρόνου ανάμεσα στη στατική ανελαστική και δυναμική ανελαστική ανάλυση είναι πολύ μεγάλη. Ο συγκεκριμένος λόγος καθιστά την χρήση της δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης με επιταχυνσιογραφήματα μη εφικτή για τις περισσότερες πρακτικές εφαρμογές της καθημερινότητας.
- Παρόλο που η δυναμική ανελαστική ανάλυση με επιταχυνσιογραφήματα προσδιορίζει με καλύτερη ακρίβεια την απόκριση της κατασκευής σε μια σεισμική διέγερση και με μεγαλύτερη αξιοπιστία την φέρουσα ικανότητα της, σε σχέση με οποιαδήποτε άλλη μέθοδο, ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να λαμβάνεται στη διαδικασία της σωστής επιλογής των φυσικών επιταχυνσιογραφημάτων. Η λανθασμένη επιλογή επιταχυνσιογραφημάτων που δεν αντιπροσωπεύουν τα σεισμικά γεγονότα της εξεταζόμενης περιοχής, οδηγεί σε μη ρεαλιστικά αποτελέσματα.
- Οι απαιτήσεις μετακινήσεων που προκύπτουν από τις δυο μεθόδους ανάλυσης, ως προς τις δυο διευθύνσεις, είναι σημαντικά διαφορετικές, εκτός και εάν υιοθετηθεί η κατάλληλη κατανομή των φορτίων καθ' ύψος του φορέα. Σημαντική απόκλιση προκύπτει στα ακραία υποστυλώματα, λόγω στρέψης.
- Η κατανομή των παραμορφώσεων καθ' ύψος των ορόφων είναι παρόμοια και στις δυο μεθόδους ανάλυσης, με το μεγαλύτερο εύρος των μετακινήσεων να παραλαμβάνεται από το ισόγειο, το οποίο είναι και πιο εύκαμπτο, ενώ ο όροφος λαμβάνει ελάχιστο μέρος των μετακινήσεων.
- Η στατική ανελαστική ανάλυση, σε σύγκριση με την δυναμική ανελαστική ανάλυση με επιταχυνσιογραφήματα, δεν προσδιορίζει με αξιοπιστία τα στάδια βλαβών των πλαστικών αρθρώσεων για το σημείο της μέγιστης μετακίνησης για τον 1^ο όροφο. Αντίθετα, για τον ισόγειο όροφο, οι δύο μέθοδοι ανάλυσης παρουσιάζουν παρόμοια στάδια βλαβών.
- Συγκρίνοντας τις υστερητικές καμπύλες μετακίνησης κόμβου ελέγχου στην κορυφή του κτιρίου ως προς την τέμνουσα βάσης για κάθε διαφορετική σεισμική διέγερση, στις δύο κύριες διευθύνσεις φόρτισης X και Y, σε αντιπαραβολή με τις υπερωθητικές καμπύλες που υπολογίστηκαν από την ανελαστική στατική ανάλυση, παρατηρείται ότι σε κάποια επιταχυνσιογραφήματα βρίσκονται εντός της καμπύλης απόκρισης από την στατική ανάλυση, τόσο σε όρους μετακίνησης, όσο και σε όρους τέμνουσας βάσης (π.χ. RSN 6959), ενώ σε άλλες περιπτώσεις υπάρχουν σημαντικές αποκλίσεις (RSN 759), συμπεραίνοντας ότι η κατασκευή δύναται να παραλάβει μεγαλύτερα φορτία-μετακινήσεις από αυτά που προκύπτουν από τη στατική ανάλυση.
- Η απαίτηση στροφών των υποστυλωμάτων ανάλογα με την θέση τους σε κάτοψη, διαφέρει μεταξύ των στατικών και δυναμικών μεθόδων ανάλυσης με επιταχυνσιογραφήματα.

8.2. Προτάσεις για Μελλοντική Έρευνα

Με την ολοκλήρωση της παρούσας διπλωματικής εργασίας, δημιουργείται το υπόβαθρο για μια σειρά ερευνών που θα μπορούσαν να πραγματοποιηθούν στο μέλλον με σκοπό την βελτιστοποίηση, διεύρυνση και επιβεβαίωση του γνωστικού αντικειμένου της αποτίμησης υφιστάμενων ιστορικών κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος. Οι ανελαστικές αναλύσεις χρονοϊστορίας θεωρούνται γενικά ως οι πιο ακριβείς μέθοδοι για τον καθορισμό της σεισμικής απαίτησης, παρόλα αυτά δεν είναι διαδεδομένες στους μηχανικούς της πράξης, καθώς χρειάζονται εξειδικευμένες γνώσεις με την επιλογή των επιταχυνσιογραφημάτων και μεγάλους υπολογιστικούς χρόνους για την ανάλυση. Ως εκ τούτου, οι ανελαστικές στατικές αναλύσεις που βασίζονται στην υπερωθητική καμπύλη μιας κατασκευής πρέπει να προσαρμοστούν κατάλληλα με διαφορετικές κατανομές φόρτισης από αυτές που προτείνει ο υφιστάμενος κώδικας (EN1998-1-2004, 2004), ώστε η αποτίμηση ενός μη – συμμετρικού κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα να βγάζει πιο ρεαλιστικά αποτελέσματα, αντίστοιχα με αυτά της δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης.

Λίστα Αναφορών

- ASCE (2018) *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings: ASCE Standard ASCE/SEI 41-13*. American Society of Civil Engineers. doi: 10.1088/1751-8113/44/8/085201.
- Carvalho, G., Bento, R. and Bhatt, C. (2013) ‘Nonlinear static and dynamic analyses of reinforced concrete buildings-comparison of different modelling approaches’, *Earthquake and Structures*, 4(5), pp. 451–470. doi: 10.12989/eas.2013.4.5.451.
- Cavdar, O. and Bayraktar, A. (2014) ‘Pushover and nonlinear time history analysis evaluation of a RC building collapsed during the Van (Turkey) earthquake on October 23’, *Nat Hazards* 70(1):657–673.
- CEN. EN1998-3 (2004) ‘Eurocode 8 : Design of structures for earthquake resistance — Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. European Committee for Standardization, Bruxelles’, 3. Available at: http://www.125books.com/inc/pt4321/pt4322/pt4323/pt4324/pt4325/data_all/books/B/BS EN 1998-1 2004 - Eurocode 8 - Design provisions for earth.pdf (Accessed: 28 September 2015).
- Chopra AK, G. R. (2002) *A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings*.
- CSI (2009) ‘SAP2000: Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures 14.0’. Berkeley, California: Computers and Structures, Inc.
- CYS EN 1998-3 (2005) ‘CYS National Annex to CYS EN 1998-3 : 2005 Eurocode 8 : Design of structures for earthquake resistance Part 3 : Assessment and retrofitting of’.
- Deierlein, G., Reinhorn, A. and Mr, W. (2019) ‘Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design’.
- Elnashai, A. (2001) ‘Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications’, *Struct Eng Mech*.
- EN 1991-1-1 (2001) ‘EN 1991-1-1’, *Design*, pp. 1–44.
- EN 1992-1-1 (2004) ‘En 1992-1-1’.
- EN 1998-1-1 (2003) ‘EN 1998-1-1’.
- EN 1998-1-3 (2003) ‘EN 1998-1-3’, (July), pp. 1–72.
- EN1998-1-2004 (2004) *Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance—Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings*. Brussels.
- Evan C Bentz, M. P. C. (2000) ‘RESPONSE2000 Reinforced Concrete Sectional Analysis using the Modified Compression Field Theory’.
- Faella, G., Giordano, A. and Mezzi, M. (2004) ‘Definition of suitable bilinear pushover curves in nonlinear static analyses’, *The 13th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Fajfar, P., Marusic, D. and Perus, I. (2005) ‘Torsional effects in the pushover-based seismic analysis of buildings’, *Journal of Earthquake Engineering*.
- Freeman, S., Nicoletti, J. and Tyrell, J. (2010) ‘Evaluation of existing buildings for seismic risk’.
- Georgiou, A., Ioannou, I. and Pantazopoulou, S. (2019) ‘Rehabilitation of 20 Th Century

Concrete Heritage Buildings : the Case Study of the Municipal Market in Nicosia , Cyprus’, (September), pp. 1–10.

Ghayoumian, G. and Emami, A. R. (2020) ‘A multi-direction pushover procedure for seismic response assessment of low-to-medium-rise modern reinforced concrete buildings with special dual system having torsional irregularity’, *Structures*. Elsevier, 28(September), pp. 1077–1107. doi: 10.1016/j.istruc.2020.09.031.

Herrera, P. and Soberón, C. (2008) ‘Influence of plan irregularity of buildings’, *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*.

Housner (1957) ‘Interaction of building and ground during an earthquake’, *Bulletin of the Seismological Society of America*.

Inel, M., Cayci, B. T. and Meral, E. (2018) ‘Nonlinear Static and Dynamic Analyses of RC Buildings’, *International Journal of Civil Engineering*. Springer International Publishing, 16(9), pp. 1241–1259. doi: 10.1007/s40999-018-0285-0.

Kalkan, E. and Kunnath, S. (2006) ‘Adaptive modal combination procedure for nonlinear static analysis of building structures’, *ASCE Journal of Structural Engineering*.

KANEPE (2017) *Greek Retrofitting Code*. Edited by Greek Organisation for Seismic Planning and Protection (OASP). Athens, Greece: Greek Ministry for Environmental Planning and Public Works.

Katsanos, E. I., Sextos, A. G. and Elnashai, A. S. (2014) ‘Prediction of inelastic response periods of buildings based on intensity measures and analytical model parameters’, *Engineering Structures*. Elsevier Ltd, 71, pp. 161–177. doi: 10.1016/j.engstruct.2014.04.007.

Mahdi, T. and Soltangharaie, V. (2019) ‘Static and Dynamic Analyses of Asymmetric Reinforced Concrete Frames’.

Mahdi, T. and Gharaie, S. (2010) ‘PLAN IRREGULAR RC FRAMES: COMPARISON OF PUSHOVER WITH NONLINEAR DYNAMIC ANALYSIS’.

Moghadam, A. S. and Tso, W. K. (2000) ‘Pushover analysis for asymmetric and set-back multi-story buildings’, *The 12th World Conference on Earthquake Engineering*.

Mwafy, A. and Elnashai, A. (2001) ‘Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings.’, *Eng Struct*.

NEHRP Consultants Joint Venture (2011) *Applicability of nonlinear MDOF Modeling For Design, NIST GCR 10-917-9*. Gaithersburg, Maryland. doi: 10.1061/41171(401)190.

Oyguç, Resat (2012) ‘ Seismic Capacity Assessment of Existing Irregular Reinforced Concrete (RC) Buildings By an Adaptive Three - Dimensional Pushover Procedure’, *15th World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE)*.

Papanikolaou, V., Elnashai, A. and Pareja, J. (2006) ‘Evaluation of conventional and adaptive pushover analysis II: comparative results’, *J Earthq Eng*.

Pardalopoulos, S. J., Thermou, G. E. and Pantazopoulou, S. J. (2013) ‘Screening criteria to identify brittle R.C. structural failures in earthquakes’, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 11(2), pp. 607–636. doi: 10.1007/s10518-012-9390-7.

Poursha, M., Khoshnoudian, F. and Moghadam, A. S. (2014) ‘The extended consecutive modal pushover procedure for estimating the seismic demands of two-way unsymmetric-plan

tall buildings under influence of two horizontal components of ground motions’, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. Elsevier, 63, pp. 162–173. doi: 10.1016/j.soildyn.2014.02.001.

Priestley, M. J. N. (2003) *Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisited, The Ninth Mallet - Milne Lecture*. Pavia Italy: Rose School.

Rofooei, F. R. and Mirjalili, M. R. (2018) ‘Dynamic-based pushover analysis for one-way plan-asymmetric buildings’, *Engineering Structures*. Elsevier, 163(June 2017), pp. 332–346. doi: 10.1016/j.engstruct.2018.02.052.

Thermou, G. E. and Pantazopoulou, S. J. (2011) ‘Assessment indices for the seismic vulnerability of existing R.C. buildings’, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 40(3), pp. 293–313. doi: 10.1002/eqe.1028.

Αβραμίδης, Ι., Αθανατοπούλου, Α., Μορφίδης, Κ., & Σέξτος, Α. (2011) ‘Αντισεισμικός σχεδιασμός κτιρίων Ο/Σ και αριθμητικά παραδείγματα ανάλυσης & διαστασιολόγησης σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες. Θεσσαλονίκη.’, (Αντισεισμικός σχεδιασμός κτιρίων Ο/Σ και αριθμητικά παραδείγματα ανάλυσης & διαστασιολόγησης σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες. Θεσσαλονίκη.).

Βουγιούκας, Μ. (2008) *Σύνοψη οδηγιών για Επισκευές βλαβών από Σεισμό*. Αθήνα.

Γιάννης Ν. Ψυχάρης (2015) ‘ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ’.

Γκαζέτας (1991) ‘Foundations Vibrations’.

Δημάδη Κ., Κ. Γ. (2006) ‘Διάβρωση Χάλυβα Οπλισμένου Σκυροδέματος & Τρόποι Αποκατάστασης’, *Διάβρωση Χάλυβα Οπλισμένου Σκυροδέματος & Τρόποι Αποκατάστασης*.

Ε.Α.Κ 2000, Ο. Α. Σ. . (2000) ‘Ε.Α.Κ 2000’, *Ε.Α.Κ 2000*.

Ζαράρης, Π. Δ. (2002) *Μέθοδοι υπολογισμού σιδηροπαγούς σκυροδέματος*. Κυριακίδη Αφοί.

Μάμαλης Π., Ξ. Δ. (no date) *Διάβρωση Στοιχείων Οπλισμένου Σκυροδέματος Και Τροποι Επισκευής*.

Παναγιωτοπούλου, Δ. (2015) ‘Ο . Α . Σ . Π .’

Πιτιλάκης, Κ., Γεωργιάδης, Μ., Μπαντής, Σ., Χατζηγώγος, Θ., Αναγνωστόπουλος, Χ., & Τίκα, Θ. (1999) ‘Αντισεισμικός σχεδιασμός θεμελιώσεων, αντιστηρίξεων και γεωκατασκευών’.

Ροβίθης (2007) ‘Δυναμική ανάλυση συζευγμένων συστημάτων εδάφους – πασσαλοθεμελίωσης – ανωδομής’.

Σέξτος (2001) ‘Επιρροή της χωρικής μεταβλητότητας της σεισμικής κίνησης, των τοπικών εδαφικών συνθηκών και της αλληλεπίδρασης εδάφους–θεμελίωσης–ανωδομής στην ανελαστική δυναμική απόκριση γεφυρών από Ο/Σ’.

Τάσιος Π.Θ., Α. Κ. (1993) ‘Ανθεκτικότητα ωπλισμένου σκυροδέματος έναντι περιβαλλοντικών δράσεων’.

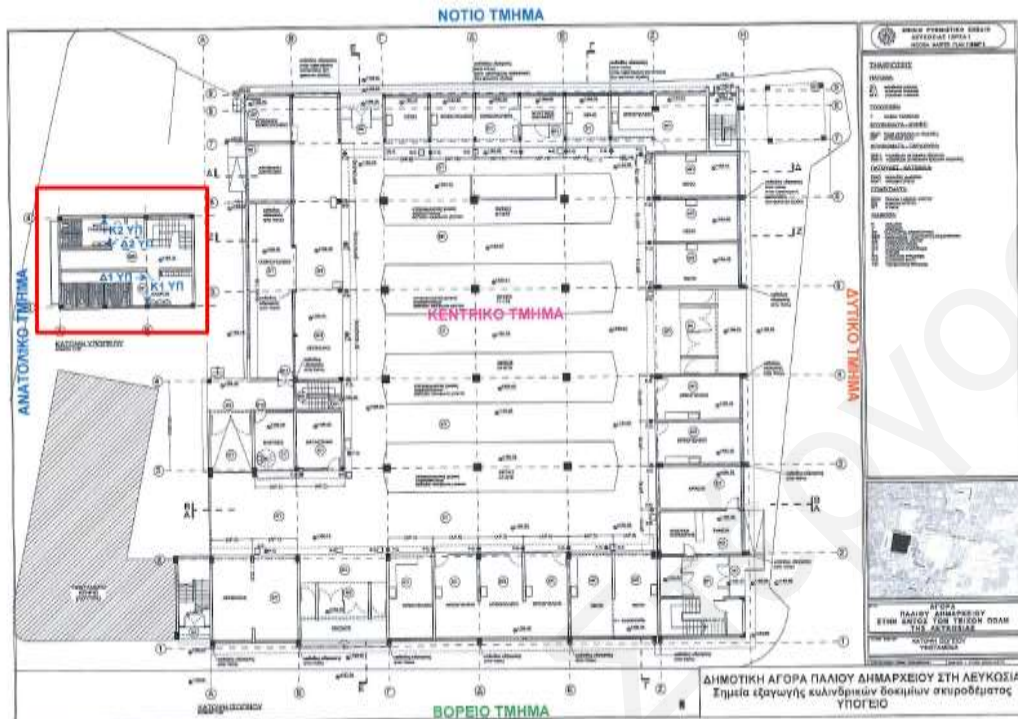
Τσουκαντάς, Σ. Γ. (2006) ‘σχεδιασμό των κατασκευών , σύμφωνα με τις νέες διατάξεις του ΕΚΩΣ 2000 (§ 18 . 4 . 9).’, 2000, pp. 25–27.

Χάρης, Μ. (2014) ‘ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER) ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ’.

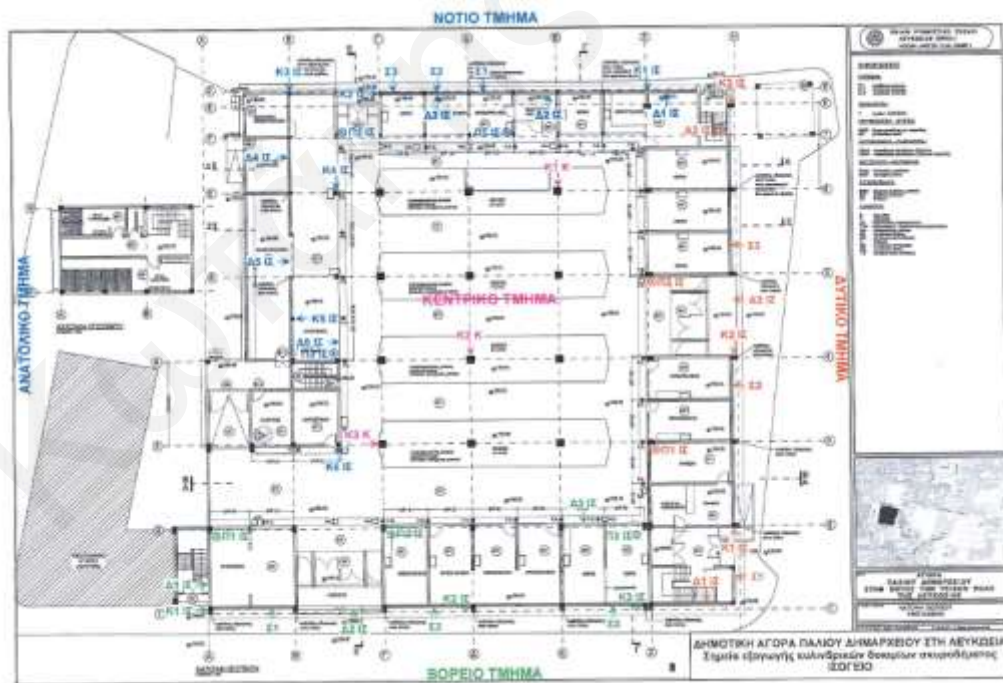
Χρυσοστόμου, Κ. (2009) ‘Αντισεισμική Θωράκιση της Κύπρου (Seismic Protection of Cyprus)’, *Αντισεισμική Θωράκιση της Κύπρου (Seismic Protection of Cyprus)*.

Παραρτήματα

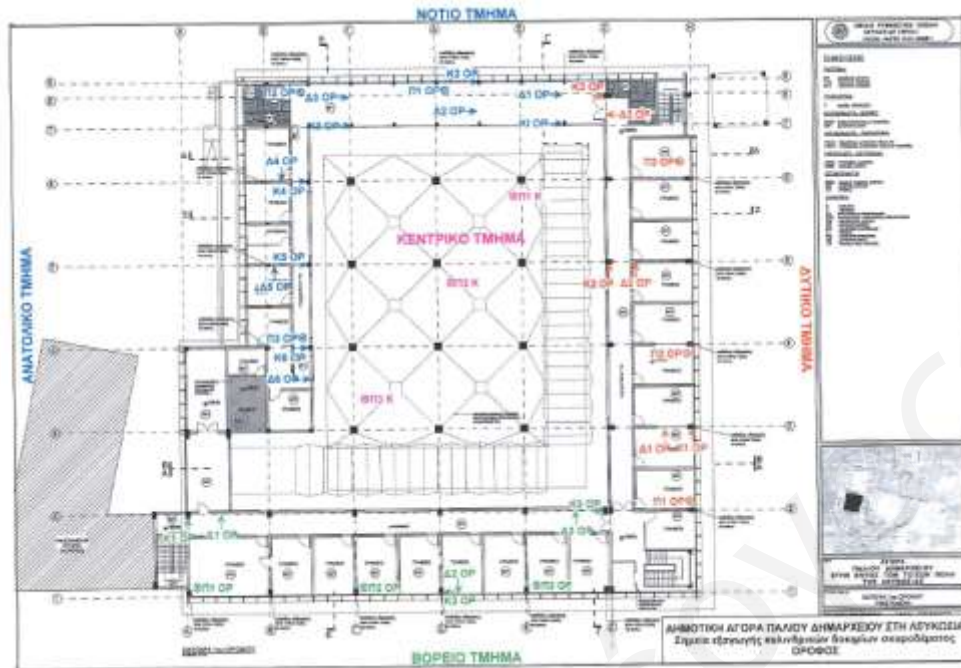
Παράρτημα Α: Σημεία εξαγωγής δοκιμών για την Ενανθράκωση



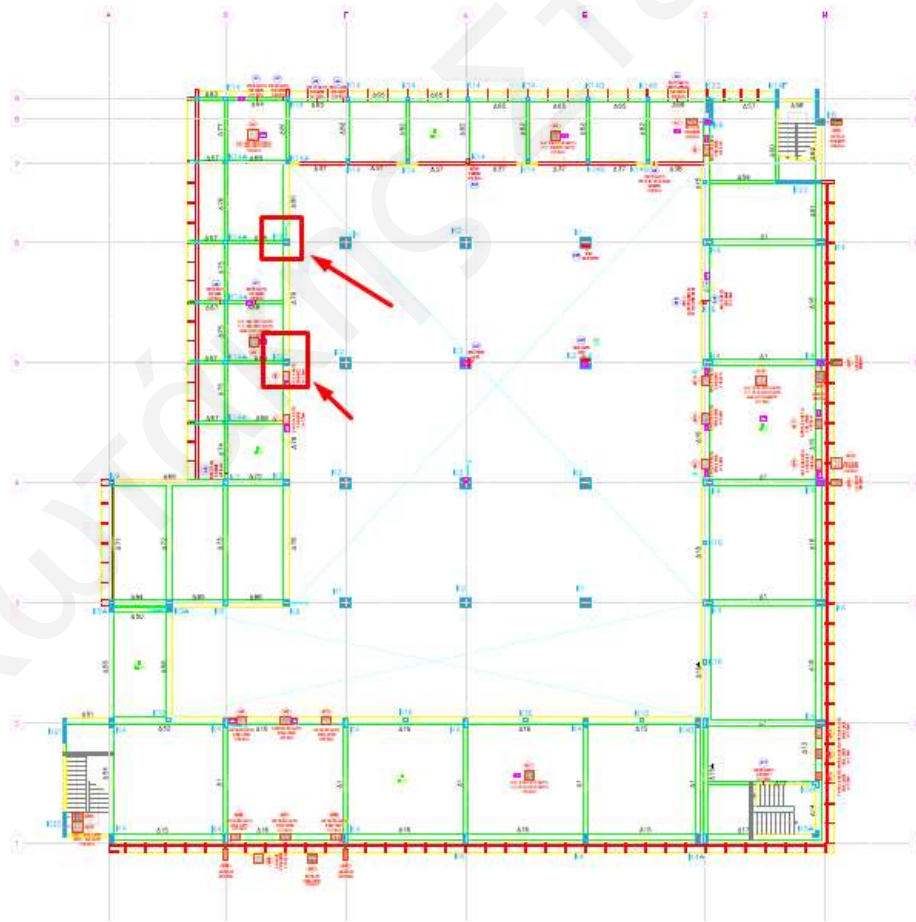
Εικόνα Α.1: Σημεία εξαγωγής δοκιμών από το υπόγειο (Geoinvest)



Εικόνα Α.2: Σημεία εξαγωγής δοκιμών από το ισόγειο (Geoinvest)

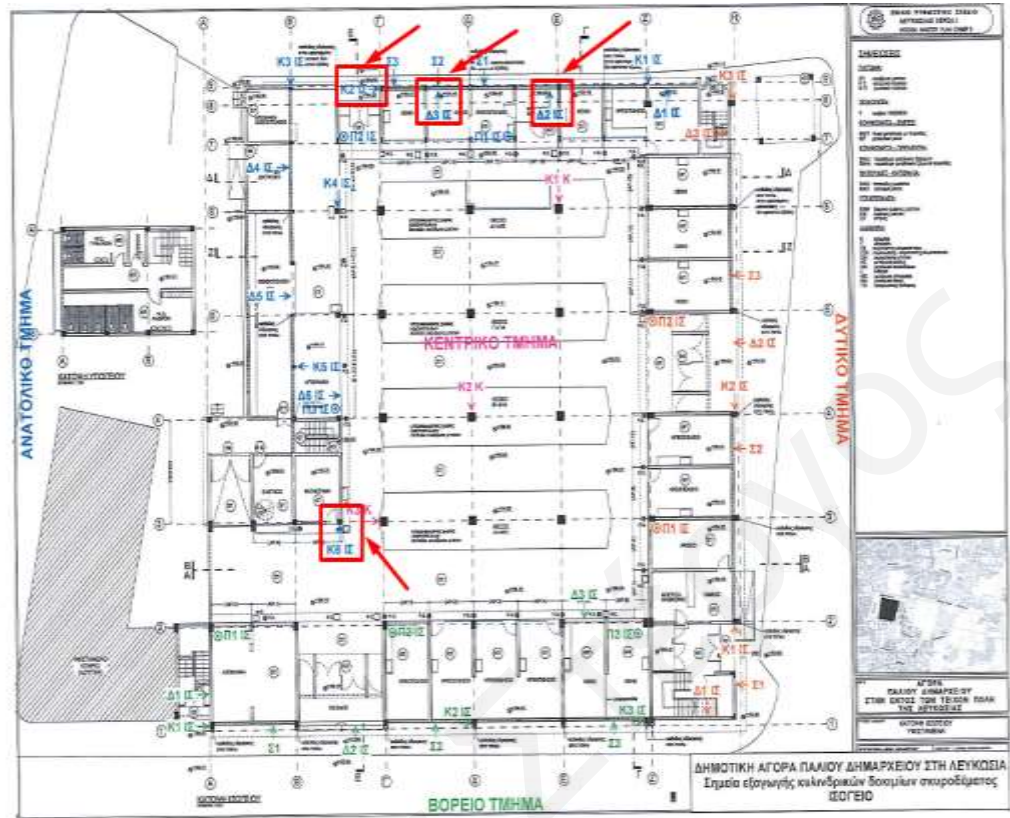


Εικόνα Α.3: Σημεία εξαγωγής δοκιμών από τον 1^ο όροφο (Geoinvest)

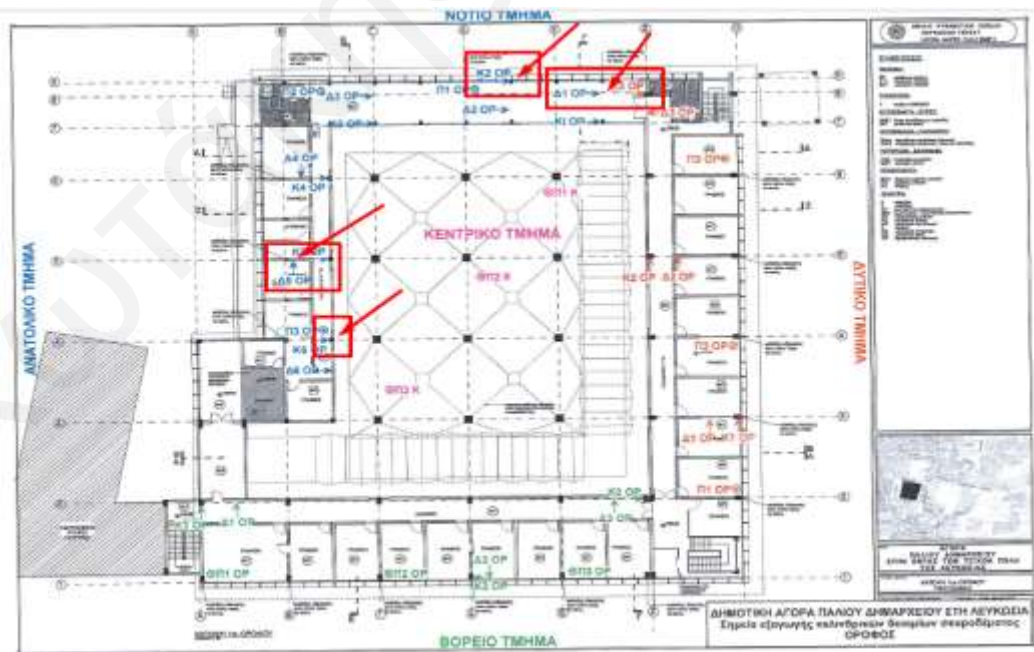


Εικόνα Α.4: Σημεία εξαγωγής δοκιμών από το ισόγειο (CERS Cyprus)

Παράρτημα Β: Σημεία εξαγωγής δοκιμών για την περιεκτικότητα γλωριόντων

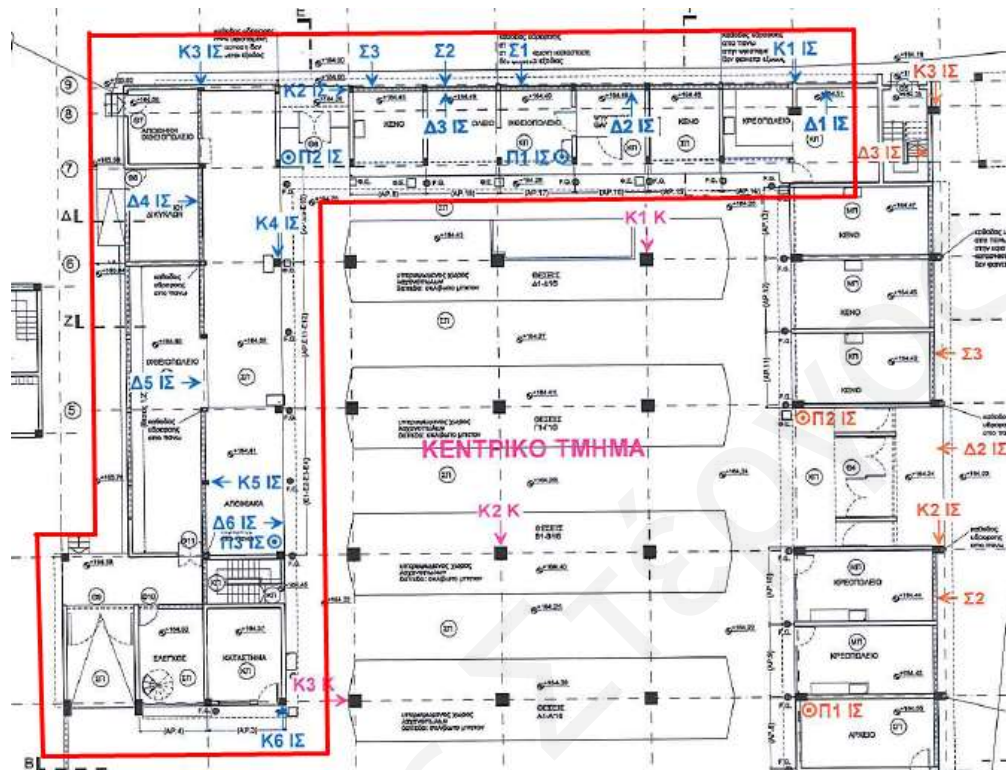


Εικόνα Β.1: Σημεία εξαγωγής δοκιμών από το ισόγειο (Geoinvest)

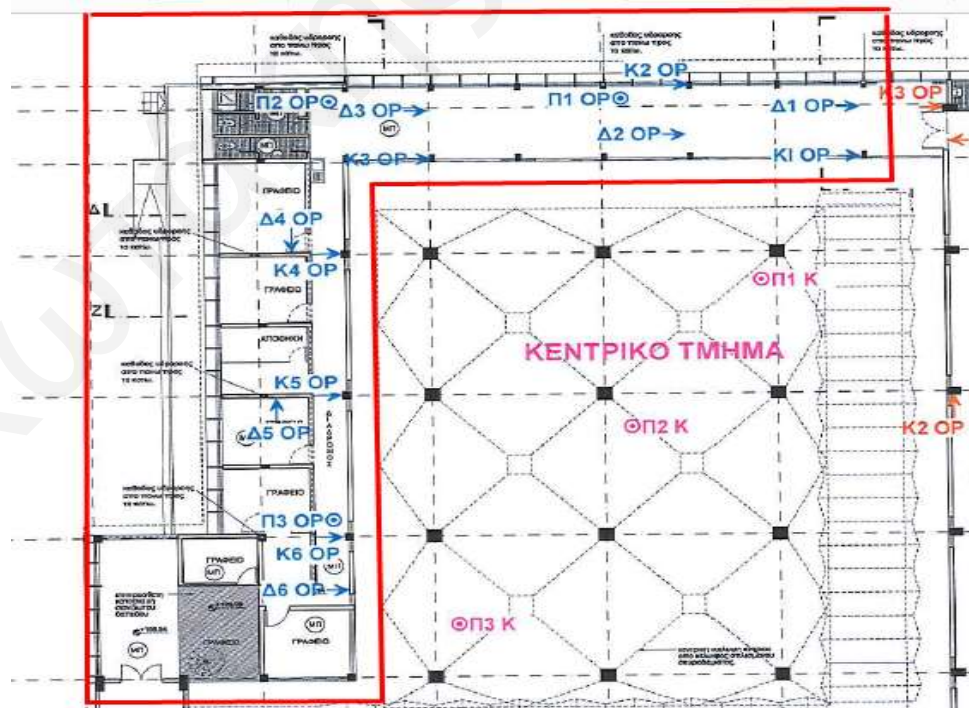


Εικόνα Β.2: Σημεία εξαγωγής δοκιμών από 1^ο Όροφο (Geoinvest)

Παράρτημα Γ: Σημεία εξαγωγής δοκιμών για τη περιγραφή σκυροδέματος και αδρανών

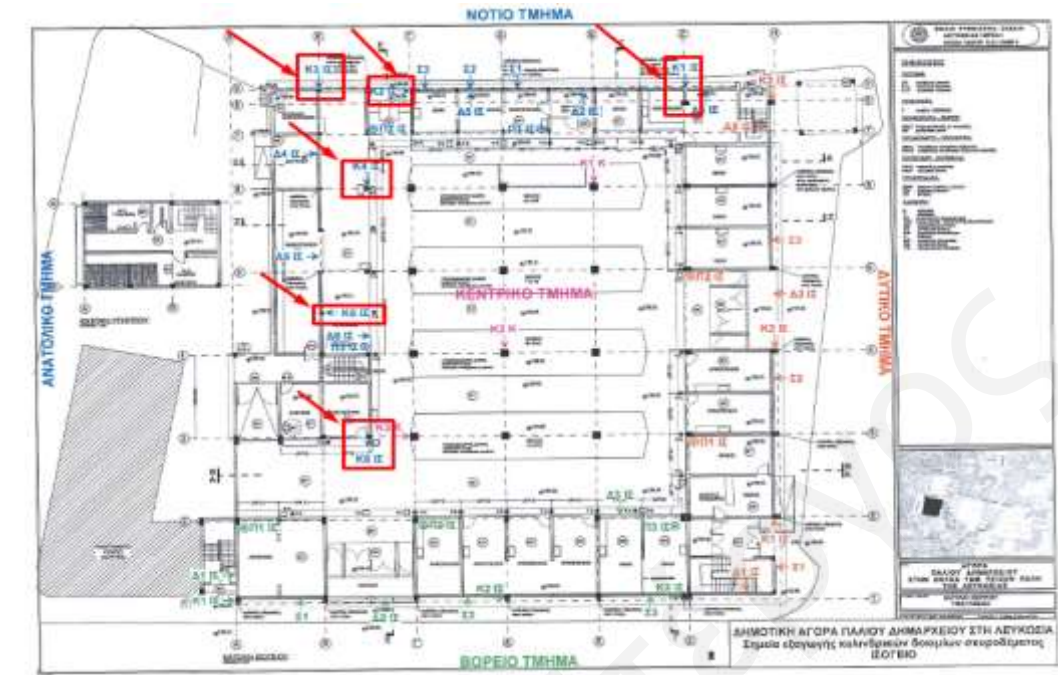


Εικόνα Γ.1: Σημεία εξαγωγής δοκιμών από το ισόγειο (Geoinvest)

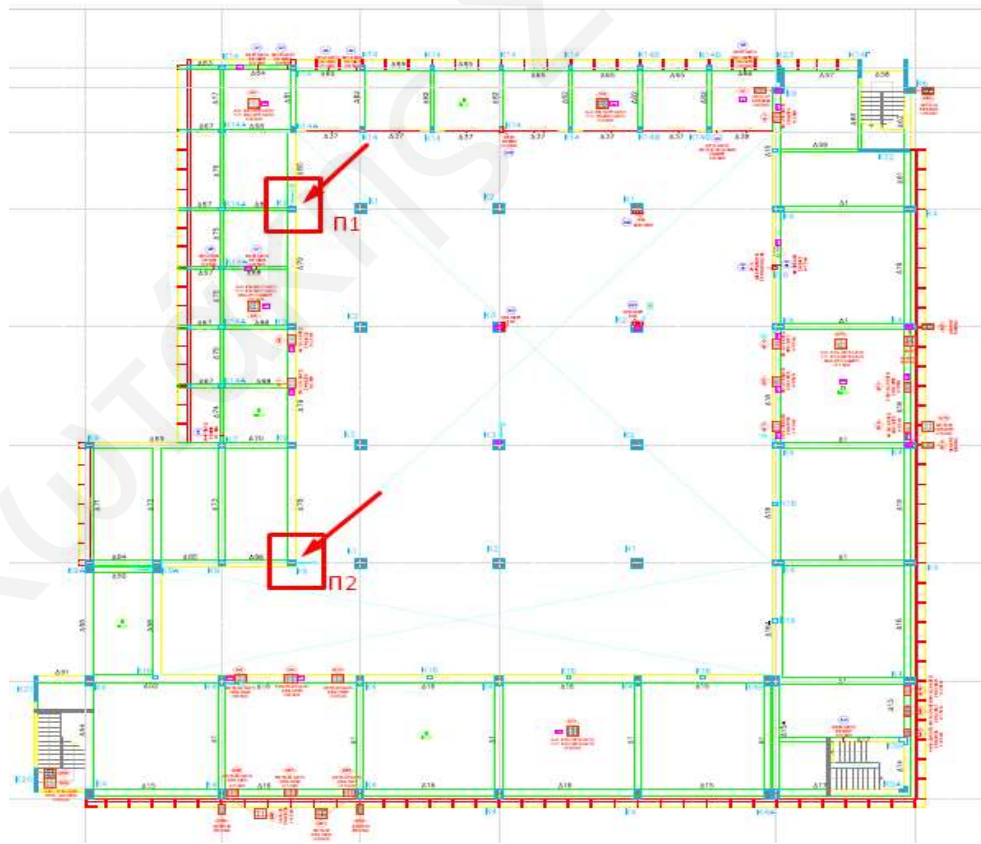


Εικόνα Γ.2: Σημεία εξαγωγής δοκιμών από τον 1 Όροφο (Geoinvest)

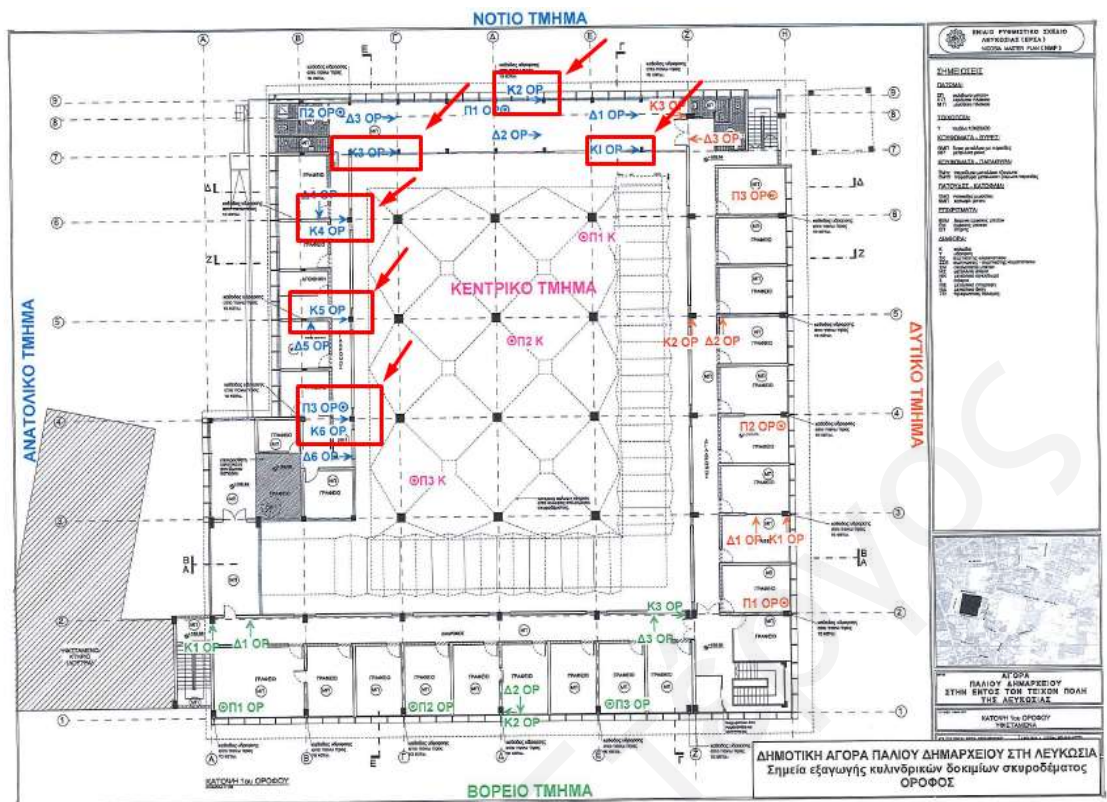
Παράρτημα Δ: Σημεία εξαγωγής δοκιμών για τη θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος



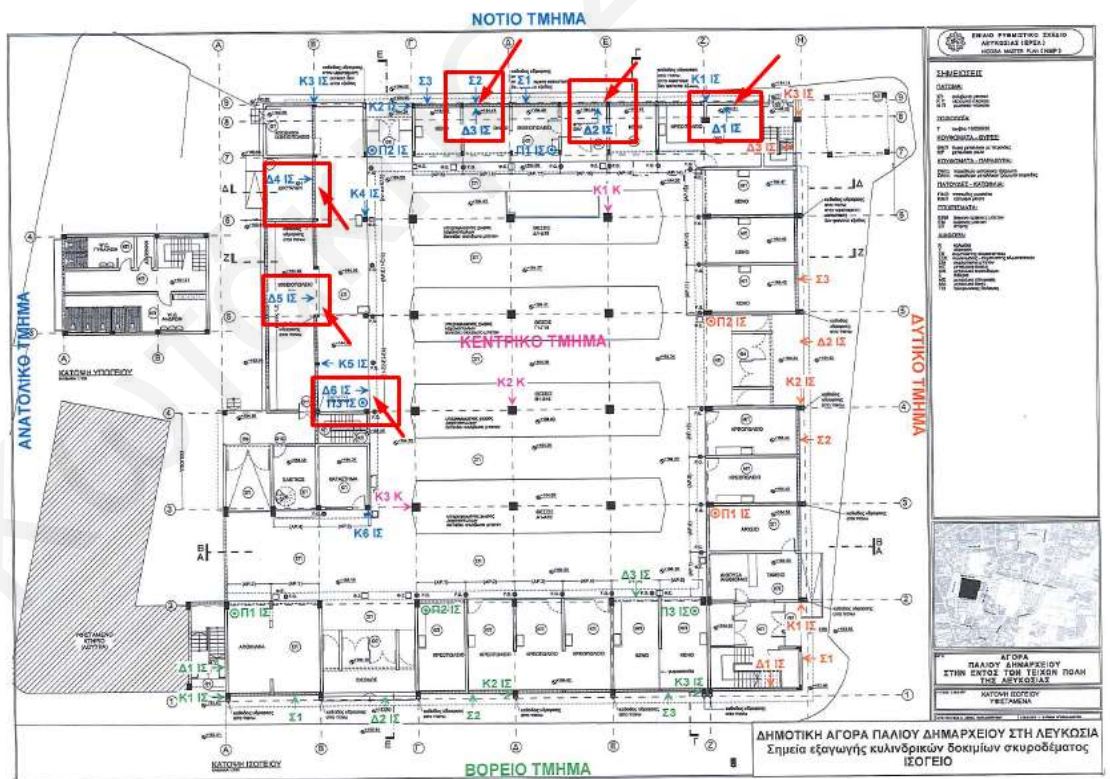
Εικόνα Δ.1: Σημεία πυρηνοληψίας από υποστυλώματα του ισογείου (Geoinvest)



Εικόνα Δ.2: Σημεία πυρηνοληψίας από υποστυλώματα του ισογείου (CERS Cyprus)



Εικόνα Δ.3: Σημεία πυρηνοληψίας από υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου (Geoinvest)

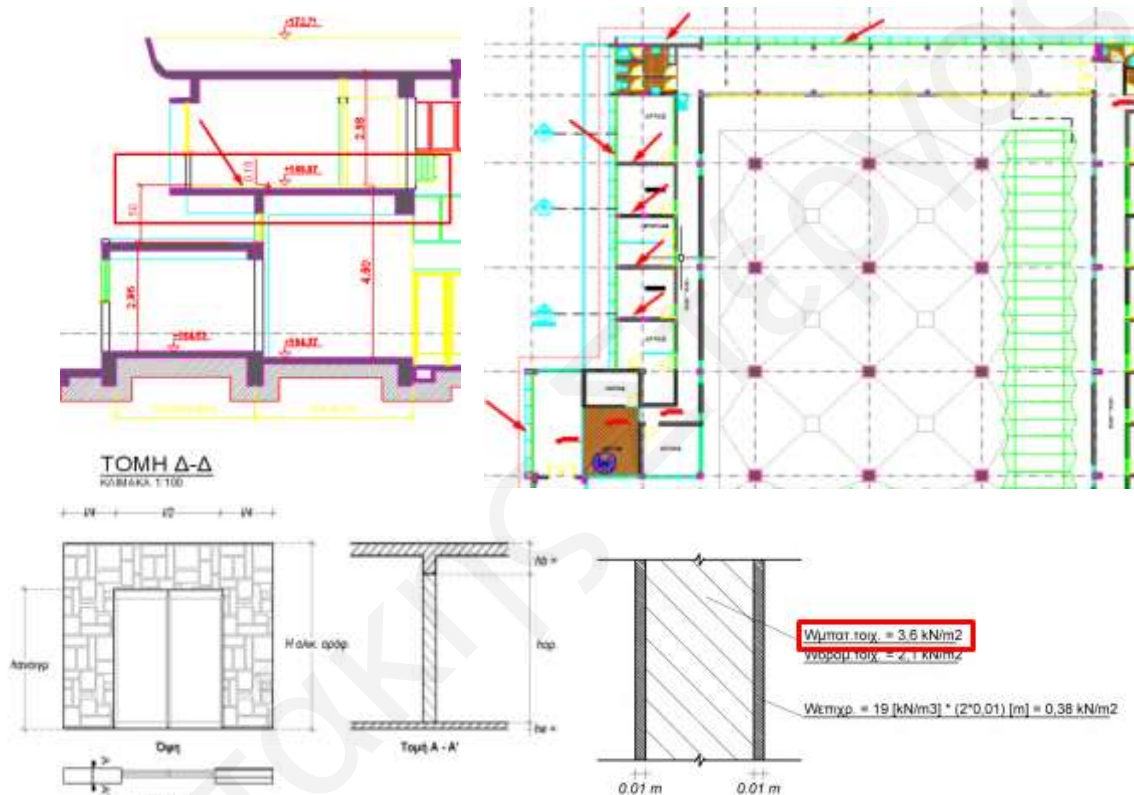


Εικόνα Δ.4: Σημεία πυρηνοληψίας από δοκούς του ισόγειου (Geoinvest)

Παράρτημα Ε: Προσδιορισμός Μόνιμων (G) και Κινητών (Q) Φορτίων

Μόνιμα Φορτία

Στην κατηγορία των μόνιμων φορτίων (G) συμπεριλαμβάνονται το ίδιο βάρος των δομικών στοιχείων, η επικάλυψη (screed) στις πλάκες, το φορτίο των τοιχοποιιών και το φορτίο των στηθαίων. Σύμφωνα με τις διερευνητικές εργασίες και την αποτύπωση που πραγματοποίησε ο Δήμος Λευκωσίας, στο εξεταζόμενο τμήμα (Εικόνα Ε1α), η επικάλυψη στις πλάκες είναι της τάξεως των 10 cm, η οποία ισούται με 2 kN/m². Η τοιχοποιία διαπιστώθηκε ότι είναι μπατική, πάχους 20 cm, και εντοπίζεται σε θέσεις άνωθεν των δοκών και στο μέσο των ανοιγμάτων των πλακών (Εικόνα Ε1β).



Εικόνα Ε.1: (α) Τομή Δ-Δ (Σχέδια αποτύπωσης του Δήμου Λευκωσίας) και (β) Θέσεις τοιχοποιίας στην κάτοψη 1^{ου} ορόφου, (γ) Οψη και Τομή τοίχου και (δ) Ίδια βάρη υλικών και πάχος επιχρισμάτων

Τα φορτία τοιχοποιίας υπολογίστηκαν με την Εξίσωση Ε.1, λαμβάνοντας υπ' όψη το ίδιο βάρος της μπατικής τοιχοποιίας, του επιχρίσματος και του ορόφου (Εικόνα Ε.1γ & Ε.1δ). Στον Πίνακα Ε.1 περιγράφονται τα φορτία τοιχοποιίας για διαφορετικές περιπτώσεις που εντοπίζονται στο εξεταζόμενο τμήμα της Παλαιάς Δημοτικής Αγοράς Λευκωσίας.

$$\begin{aligned} \frac{W}{l} \left(\frac{kN}{m} \right) &= (3.6 + 0.38) * \left(l * h_{op.} - \frac{l}{2} * h_{ανοιγμ.} \right) * \frac{1}{l} \left(\frac{kN}{m} \right) \\ &= (3.6 + 0.38) * \left(h_{op.} - \frac{1}{2} * h_{ανοιγμ.} \right) \left(\frac{kN}{m} \right) \end{aligned} \quad (E.1)$$

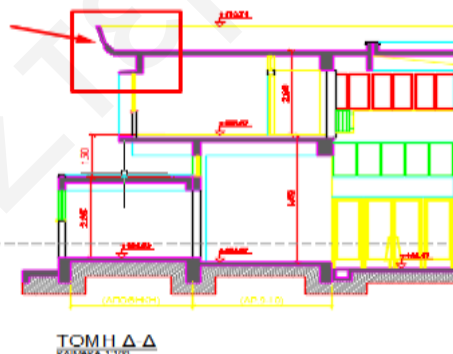
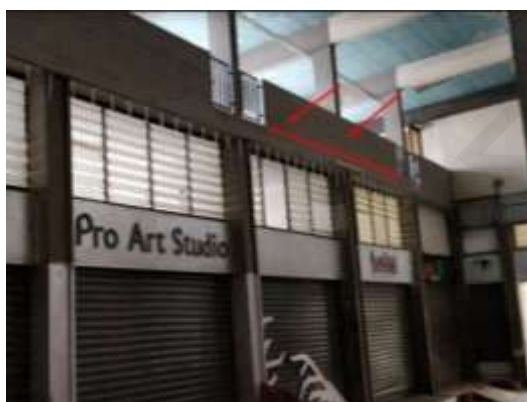
Πίνακας Ε.1: Φορτία τοιχοποιίας για $h_{op}=2.98$ m

Είδος Τοιχοποιίας	Μπατική (kN/m)
Πλήρης	9 kN/m
Με πόρτα	5 kN/m
Με παράθυρο	7 kN/m

Τα στηθαία στο νοτιοανατολικό τμήμα είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα, πάχους 0.10 m και 0.15 m, ύψους 0.77 m και 0.86 m, αντίστοιχα (Εικόνα Ε.2α & β). Στον Πίνακα Ε.2, παρουσιάζονται τα μόνιμα φορτία λόγω των στηθαίων, όπως αυτά υπολογίσθηκαν.

Πίνακας Ε.2: Μόνιμα Φορτία Στηθαίων

Υπολογισμός Φορτίου Στηθαίων				
Υψος Στηθαίου	Πάχος Στηθαίου (m)	$\gamma_c=25$ kN/m ³	Φορτίο (kN/m)	Φορτίο (kN/m ²)
0.77	0.15	25.00	2.89	3.75
0.86	0.10	25.00	2.15	2.50



Εικόνα Ε.2: (α) Στηθαίο ύψους 0.77m και πάχους 0.15 m και (β) Στηθαίο ύψους 0.86 m και πάχους 0.10 m

Κινητά Φορτία

Για τον προσδιορισμό των κινητών φορτίων, πραγματοποιήθηκε πρωταρχικά η κατηγοριοποίηση των χώρων του κτιρίου ανάλογα με την χρήση τους (EN 1991-1-1, 2001). Η τιμή του κινητού φορτίου που έχει ο κάθε χώρος ορίζεται από τον κανονισμό, με βάση την κατηγορία στην οποία ανήκει (EN 1991-1-1, 2001). Στον Πίνακα Ε.3, απεικονίζονται οι κατηγορίες των χώρων του εξεταζόμενου τμήματος του κτιρίου και τα αντίστοιχα κινητά τους φορτία.

Πίνακας Ε.3: Τιμές των δράσεων

	Κατηγορία	Περιγραφή	q_k (kN/m ²)
Χώροι στην κάτοψη Ισογείου	D1	Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης, γενικά.	4.00
Χώροι στην κάτοψη Ιου Ορόφου	B	Χώροι γραφείων	3.00
Χώροι στην κάτοψη Ορόφου	H	Στέγες μη-προσβάσιμες παρά μόνο για την κανονική συντήρηση και για επισκευή	1.00

Παράρτημα Ζ: Ανηγμένο Αξονικό Φορτίο

Πίνακας Ζ.1: Αποτελέσματα ανάλυσης για τα στοιχεία του υπογείου

Ονοματολογία Υποστυλωμάτων		b: πλάτος διατομής (m)	h: ύψος διατομής (m)	Φ_{long}	Διαμετρικός Οπλισμός	N: Αξονική Δύναμη (kN)	v: Ανηγμένη Αξονική
Ξυλότυποι	Στατική Μελέτη						
K0-25	K9	0.35	0.35	4Φ20	Φ8/25	266.838	0.21
K0-26	K7	0.35	0.35	6Φ24	2Φ8/25	313.694	0.24
K0-27	K9	0.35	0.35	4Φ20	Φ8/25	225.08	0.17
K0-28	K9 ^A	0.35	0.35	4Φ18	Φ8/25	146.82	0.11
K0-29	K9 ^A	0.35	0.35	4Φ18	Φ8/25	195.804	0.15
K0-30	K9	0.35	0.35	4Φ20	Φ8/25	208.08	0.16
K0-31	K9	0.35	0.35	4Φ20	Φ8/25	155.539	0.12

Πίνακας Ζ.2: Αποτελέσματα ανάλυσης για τα στοιχεία του ισογείου

Ονοματολογία Υποστυλωμάτων		b: πλάτος διατομής (m)	h: ύψος διατομής (m)	Φ_{long}	Διαμετρικός Οπλισμός	N: Αξονική Δύναμη (kN)	v: Ανηγμένη Αξονική
Ξυλότυποι	Στατική Μελέτη						
K 1-1	K14	0.4	0.2	6Φ20	2Φ6/20	247.22	0.29
K 1-2	K14	0.2	0.4	6Φ20	2Φ6/20	168.86	0.20
K 1-3	K14	0.2	0.4	6Φ20	2Φ6/20	155.27	0.18
K 1-4	K14	0.2	0.4	6Φ20	2Φ6/20	163.30	0.19
K 1-5	K14	0.2	0.4	6Φ20	2Φ6/20	156.18	0.18
K 1-6	K14	0.2	0.4	6Φ20	2Φ6/20	149.98	0.18
K 1-7	K14 ^B	0.2	0.6	8Φ24	2Φ8/20	179.65	0.14
K 1-8	K14 ^B	0.2	0.6	8Φ24	2Φ8/20	150.35	0.12
K 1-9	K23	0.2	0.85	8Φ16	2Φ6/20	112.28	0.06
K1-10	K6	0.6	0.35	6Φ20	2Φ8/25	76.23	0.03
K1 -11	K14 ^A	0.4	0.2	6Φ22	2Φ6/20	373.04	0.44
K1-12	K14 ^A	0.2	0.4	6Φ22	2Φ6/20	206.58	0.24
K1-13	K14	0.2	0.4	6Φ20	2Φ6/20	178.21	0.21
K1-14	K14	0.2	0.4	6Φ20	2Φ6/20	181.24	0.21
K1-15	K14	0.2	0.4	6Φ20	2Φ6/20	187.15	0.22
K1-16	K14	0.2	0.4	6Φ20	2Φ6/20	183.96	0.22
K1-17	K14 ^B	0.2	0.6	8Φ24	2Φ8/20	199.14	0.16
K1-18	K14 ^B	0.2	0.6	8Φ24	2Φ8/20	182.33	0.14

K1-19	K14 ^A	0.4	0.2	6Φ22	2Φ6/20	397.00	0.47
K1-20	K9	0.35	0.35	4Φ20	Φ8/25	346.51	0.27
K1-21	K14 ^A	0.4	0.2	6Φ22	2Φ6/20	365.19	0.43
K1-22	K14 ^A	0.4	0.2	6Φ22	2Φ6/20	333.70	0.39
K1-23	K9	0.35	0.35	4Φ20	Φ8/25	393.23	0.30
K1-24	K14 ^A	0.4	0.2	6Φ22	2Φ6/20	375.93	0.44
K1-25	K9	0.35	0.35	4Φ20	Φ8/25	358.85	0.28
K1-26	K7	0.35	0.35	6Φ24	2Φ8/25	598.11	0.46
K1-27	K9	0.35	0.35	4Φ20	Φ8/25	415.31	0.32
K1-28	K9 ^A	0.35	0.35	4Φ18	Φ8/25	209.82	0.16
K1-29	K9 ^A	0.35	0.35	4Φ18	Φ8/25	303.51	0.23
K1-30	K9	0.35	0.35	4Φ20	Φ8/25	350.16	0.27
K1-31	K9	0.35	0.35	4Φ20	Φ8/25	284.69	0.22

Πίνακας Ζ.3: Αποτελέσματα ανάλυσης για τα στοιχεία του 1^{ου} ορόφου

Ονοματολογία Υποστυλωμάτων		b: πλάτος διατομής (m)	h: ύψος διατομής (m)	Φ _{long}	Διατμητικός Οπλισμός	N: Αξονική Δύναμη (kN)	ν: Ανηγγεμένη Αξονική
Ξυλότυποι	Στατική Μελέτη						
K 2-1	K14	0.4	0.2	4Φ20	Φ6/20	97.885	0.07
K 2-2	K14	0.2	0.4	4Φ20	Φ6/20	77.479	0.06
K 2-3	K14	0.2	0.4	4Φ20	Φ6/20	72.919	0.06
K 2-4	K14	0.2	0.4	4Φ20	Φ6/20	66.386	0.05
K 2-5	K14	0.2	0.4	4Φ20	Φ6/20	69.465	0.05
K 2-6	K14	0.2	0.4	4Φ20	Φ6/20	62.222	0.05
K 2-7	K14 ^B	0.2	0.6	6Φ24	2Φ8/20	77.392	0.04
K 2-8	K14 ^B	0.2	0.6	6Φ24	2Φ8/20	73.882	0.04
K 2-9	K23	0.2	0.85	8Φ14	2Φ6/20	49	0.02
K2-10	K6	0.6	0.35	6Φ18	2Φ8/25	13.803	0.00
K2-11	K14 ^A	0.4	0.2	4Φ22	Φ6/20	101.556	0.08
K2-12	K14 ^A	0.2	0.4	4Φ22	Φ6/20	80.066	0.06
K2-13	K14	0.2	0.4	4Φ20	Φ6/20	108.196	0.08
K2-14	K14	0.2	0.4	4Φ20	Φ6/20	112.327	0.09
K2-15	K14	0.2	0.4	4Φ20	Φ6/20	116.804	0.09
K2-16	K14	0.2	0.4	4Φ20	Φ6/20	114.714	0.09
K2-17	K14 ^B	0.2	0.6	6Φ24	2Φ8/20	122.507	0.06
K2-18	K14 ^B	0.2	0.6	6Φ24	2Φ8/20	91.643	0.05
K2-19	K14 ^A	0.4	0.2	4Φ22	Φ6/20	100.754	0.08

K2-20	K9	0.35	0.35	4Φ18	Φ8/25	150.43	0.07
K2-21	K14 ^A	0.4	0.2	4Φ22	Φ6/20	100.25	0.08
K2-22	K14 ^A	0.4	0.2	4Φ22	Φ6/20	86.249	0.07
K2-23	K9	0.35	0.35	4Φ18	Φ8/25	181.898	0.09
K2-24	K14 ^A	0.4	0.2	4Φ22	Φ6/20	111.087	0.08
K2-25	K9	0.35	0.35	4Φ18	Φ8/25	162.326	0.08
K2-26	K7	0.35	0.35	4Φ20	Φ8/25	182.223	0.09
K2-27	K9	0.35	0.35	4Φ18	Φ8/25	168.573	0.08
K2-28	K9 ^A	0.35	0.35	4Φ18	Φ8/25	90.953	0.04
K2-29	K9 ^A	0.35	0.35	4Φ18	Φ8/25	130.405	0.06
K2-30	K9	0.35	0.35	4Φ18	Φ8/25	124.183	0.06
K2-31	K9	0.35	0.35	4Φ18	Φ8/25	146.009	0.07
ΦΚ 2-1	K16	0.2	0.2	4Φ12	Φ6/20	13.387	0.02
ΦΚ 2-2	K16	0.2	0.2	4Φ12	Φ6/20	20.879	0.03
ΦΚ 2-3	K16	0.2	0.2	4Φ12	Φ6/20	25.095	0.04
ΦΚ 2-4	K16	0.2	0.2	4Φ12	Φ6/20	28.226	0.04
ΦΚ 2-5	K16	0.2	0.2	4Φ12	Φ6/20	23.052	0.03
ΦΚ 2-6	K16	0.2	0.2	4Φ12	Φ6/20	26.703	0.04

Παράρτημα Η: Συντελεστές για τον προσδιορισμό της πραγματικής ροπής αδράνειας των στοιχείων του κτιρίου.

Πίνακας Η.1:: Συντελεστές υποστολωμάτων ισογείου

ΙΣΟΓΕΙΟΥ			
	Ονοματολογία Υποστολωμάτων	Factor X	Factor Y
GROUP 1	K 1-1	0.378	0.368
GROUP 2	K 1-2	0.338	0.383
	K 1-3		
	K 1-4		
	K 1-5		
	K 1-6		
	K1-13		
	K1-14		
GROUP 3	K1-15	0.324	0.345
	K1-16		
	K1-12		
	K1-11		
GROUP 4	K1-19	0.394	0.384
	K1-21		
	K1-22		
	K1-24		
GROUP 5	K 1-7	0.351	0.395
	K 1-8		
	K1-17		
	K1-18		

GROUP 6	K 1-9	0.228	0.142
GROUP 7	K1-10	0.211	0.270
GROUP 8	K1-20	0.337	0.337
	K1-23		
	K1-25		
	K1-27		
	K1-30		
GROUP 9	K1-31	0.352	0.352
GROUP 10	K1-26	0.434	0.434
GROUP 11	K1-28	0.220	0.220
GROUP 12	K1-29	0.304	0.304

Πίνακας Η.2: Συντελεστές υποστυλωμάτων 1^{ου} ορόφου

1ΟΥ ΟΡΟΦΟΥ			
	Ονοματολογία Υποστυλωμάτων	Factor X	Factor Y
GROUP 1	K 2-1	0.386	0.273
GROUP 2	K 2-2	0.287	0.337
	K 2-3		
	K 2-4		
	K 2-5		
	K 2-6		
	K2-13		
	K2-14		
	K2-15		
GROUP 3	K2-12	0.265	0.341
	K2-11	0.307	0.263
K2-19			
K2-21			
K2-22			
K2-24			
GROUP 5	K 2-7	0.297	0.287
	K 2-8		
	K2-17		
	K2-18		
GROUP 6	K 2-9	0.215	0.176
GROUP 7	K2-10	0.202	0.221
GROUP 8	K2-20	0.325	0.325
	K2-23		
	K2-25		
	K2-27		
	K2-28		
	K2-29		
	K2-30		
	K2-31		
GROUP 9	K2-26	0.333	0.333
GROUP 10	ΦΚ 2-1	0.261	0.261
	ΦΚ 2-2		
	ΦΚ 2-3		
	ΦΚ 2-4		
	ΦΚ 2-5		
	ΦΚ 2-6		

Πίνακας Η.3: Συντελεστές δοκών ισογείου

Δοκοί Ισογείου	
Ονοματολογία Δοκών	Factor
Δ1-1	0.412
Δ1-2	0.254
Δ1-3 έως Δ1-8	0.373
Δ1-9	0.422
Δ1-10	0.863
Δ1-11	0.910
ΑΔ1-12	0.324
ΑΔ1-13	0.324
ΑΔ1-14	0.324
ΑΔ1-15	0.324
ΑΔ1-16	0.324
ΑΔ1-17	0.324
ΑΔ1-18	0.512
Δ1-19	0.863
Δ1-20	0.910
Δ1-21	0.758
Δ1-22	0.738
Δ1-23	0.758
Δ1-24	0.738
Δ1-25	0.758
Δ1-26	0.738
Δ1-27	0.636
Δ1-28	0.506
Δ1-29	0.263
Δ1-30	0.263
Δ1-31	0.263
Δ1-32	0.431
Δ1-33	0.574
Δ1-34	0.659
Δ1-35	0.552
Δ1-36	0.396
Δ1-37	0.396
Δ1-38	0.396
Δ1-39	0.387
Δ1-40	0.373
Δ1-41	0.652
Δ1-42	0.690
Δ1-43	0.690
Δ1-44	0.489
Δ1-45	0.562
Δ1-46	0.434
Δ1-47	0.434
Δ1-48	0.434
Δ1-49	0.434
Δ1-50	0.434
Δ1-51	0.434
Δ1-52	0.435

Πίνακας Η.4: Συντελεστές δοκών 1^{ου} ορόφου

Δοκοί 1ου Ορόφου	
Ονοματολογία Δοκών	Factor
Δ2-1	0.477
Δ2-2	0.482
Δ2-3	0.222
Δ2-4	0.222
Δ2-5	0.222
Δ2-6	0.222
Δ2-7	0.222
Δ2-8	0.222
Δ2-9	0.221
Δ2-10	0.619
Δ2-11	0.591
ΗΜΙΑΔ2-12	0.225
ΗΜΙΑΔ2-12α	0.223
ΗΜΙΑΔ2-13	0.223
ΗΜΙΑΔ2-14	0.223
ΗΜΙΑΔ2-15	0.223
ΗΜΙΑΔ2-16	0.225
Δ2-17	0.588
Δ2-18	0.602
Δ2-19	0.549
Δ2-20	0.602
Δ2-21	0.549
Δ2-22	0.602
Δ2-23	0.549
Δ2-24	0.602
Δ2-25	0.688
Δ2-26	0.588
Δ2-27	0.237
Δ2-28	0.348
Δ2-29	0.349
ΗΜΙΑΔ2-30	0.393
ΗΜΙΑΔ2-30α	0.246
ΗΜΙΑΔ2-30β	0.237
Δ2-31	0.656
Δ2-32	0.663
Δ2-33	0.431
Δ2-34	0.425
Δ2-35	0.425
Δ2-36	0.425
Δ2-37	0.549
Δ2-38	0.466
Δ2-39	0.881
Δ2-40	0.750
Δ2-41	0.788
Δ2-42	0.749
Δ2-43	0.645
Δ2-44	0.686
Δ2-45	0.652
Δ2-46	0.657
Δ2-47	0.652
Δ2-48	0.657
Δ2-49	0.652

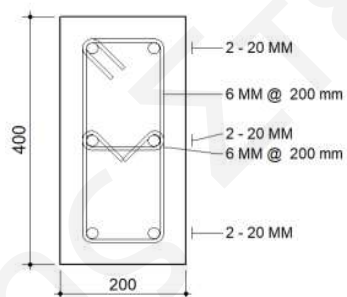
Δ2-50	0.657
Δ2-51	0.652
Δ2-52	0.657
Δ2-53	0.652
Δ2-54	0.657
Δ2-55	0.652
Δ2-56	0.657

Παράρτημα Θ: Παράδειγμα υπολογισμού της ροπής αδράνειας του K1-2

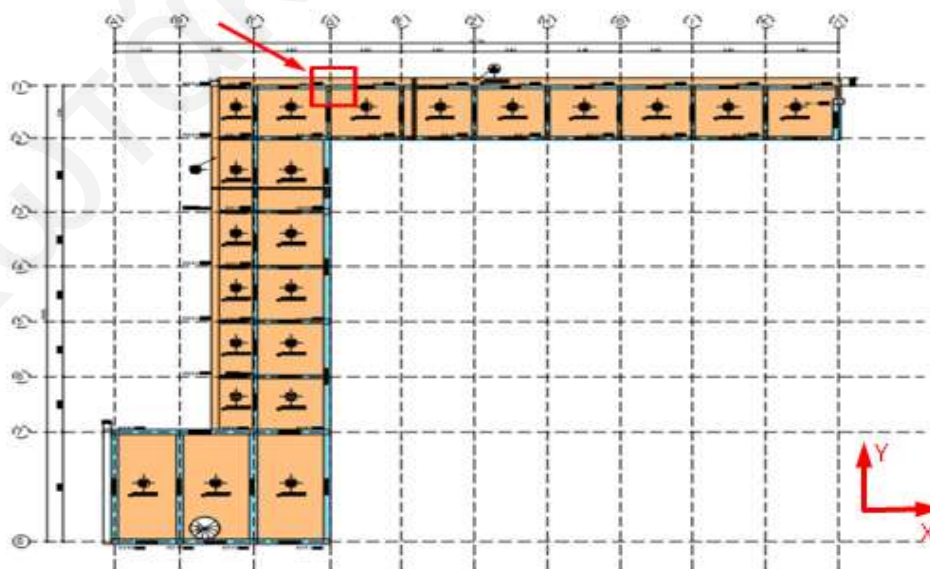
Στον Πίνακα Θ.1 και Εικόνα Θ.1, παρουσιάζονται τα δεδομένα του υποστυλώματος K1-2. Επιπλέον, ορίζεται η θέση του εξεταζόμενου υποστυλώματος (Εικόνα Θ.2).

Πίνακας Θ.1: Δεδομένα υποστυλώματος K1-2

Όνοματολογία Υποστυλωμάτων		b: πλάτος διατομής (m) X-Διεύθυνση	h: ύψος διατομής (m) Y-Διεύθυνση	Φlong	Διατμητικός Οπλισμός	N: Αξονική Δύναμη (kN)	ν: Ανηγμένη Αξονική
Ξυλότυποι	Στατική Μελέτη						
K1-2	K14	0.20	0.40	6Φ20	2Φ6/20	168.86	0.20



Εικόνα Θ.1: Διάταξη οπλισμών K1-2 (Response 2000)

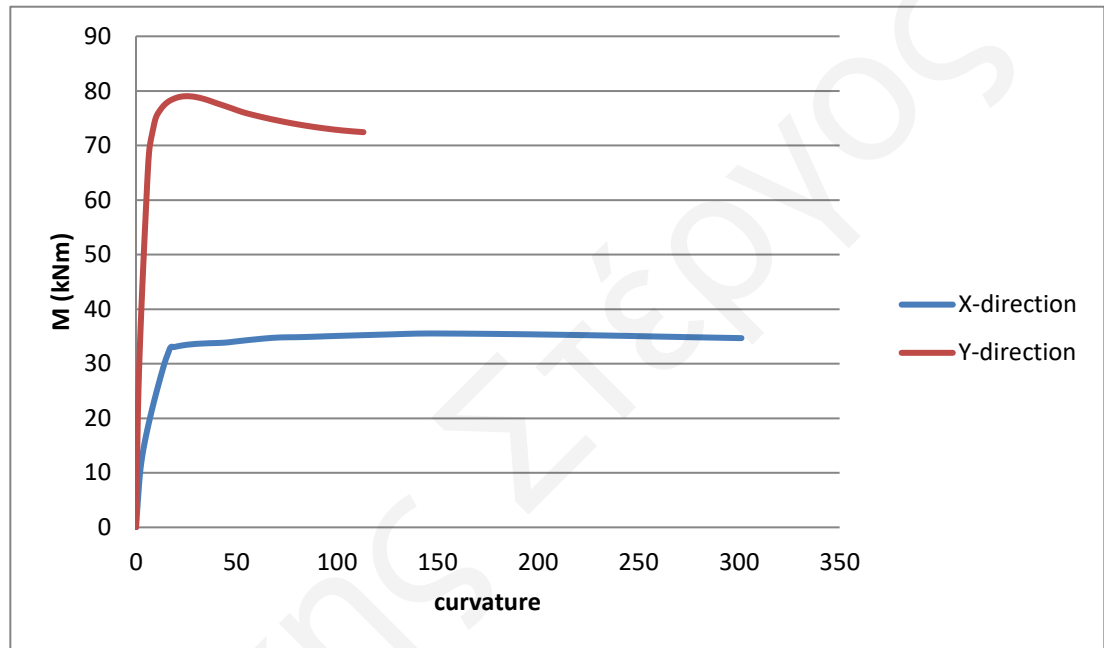


Εικόνα Θ.2: Ξυλότυπος Οροφής Ισογείου S.S.L +168.87 – Θέση K1-2

Από την ανάλυση του υποστυλώματος K1-2 στο Response2000, προέκυψαν τα ακόλουθα αποτελέσματα ροπών και καμπυλοτήτων ως προς τις δύο διευθύνσεις ανάλυσης (Πίνακας Θ.2), (Γράφημα Θ.1).

Πίνακας Θ.2: Αποτελέσματα M-φ του K1-2

	Myflex,x (kN)	Myflex,y (kN)	Muflex,x (kN)	Muflex,y (kN)
	31.643	71.832	35.526	79.023
φ (rad/km)	15.692	7.846	154.563	24.624



Γράφημα Θ.1: Διάγραμμα M – φ του K1-2

Εφαρμόζοντας τη σχέση $EI = M_y/\phi_y$ υπολογίσθηκε στον πιο κάτω πίνακα (Πίνακας Θ.3) η πραγματική ροπή αδράνειας του υποστυλώματος K1-2. Επιπλέον, παρουσιάζεται ο συντελεστής ο οποίος θα εισαχθεί στο πρόγραμμα SAP2000 για να προσδιορίσει την πραγματική δυσκαμψία του στοιχείου (Πίνακας Θ.3).

Πίνακας Θ.3: Υπολογισμός της πραγματικής ροπής αδράνειας

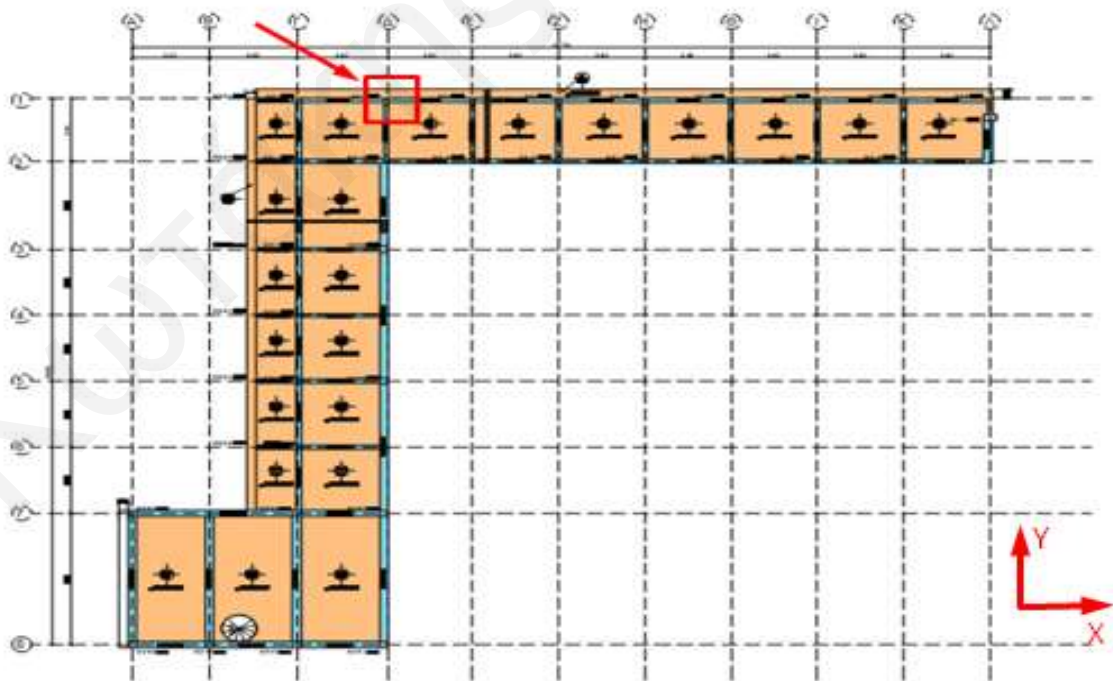
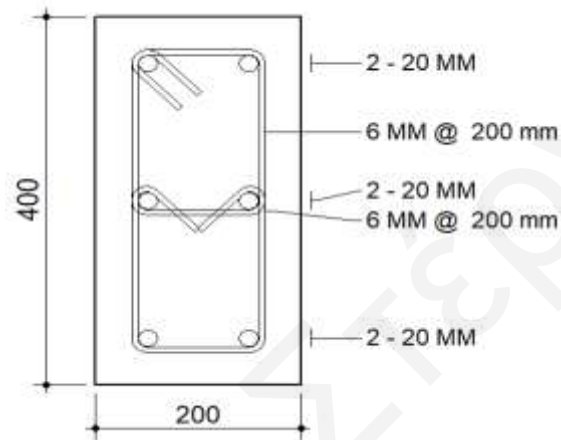
EIx	EIy	SAP Ix	SAP Iy	Ix resp	Iy resp	FACTOR X	FACTOR Y
2.02E+12	9.16E+12	0.000267	0.001067	9.01E-05	0.000409	0.337724	0.383258

Παράρτημα Ι: Αναλυτικός έλεγχος μηχανισμών αστοχίας του υποστυλώματος Κ1-2

Στον Πίνακα Ι.1 και Εικόνα Ι.1, παρουσιάζονται τα δεδομένα του υποστυλώματος Κ1-2. Επιπλέον, ορίζεται η θέση του εξεταζόμενου υποστυλώματος (Εικόνα Ι.2).

Πίνακας Ι.1: Δεδομένα υποστυλώματος Κ1-2

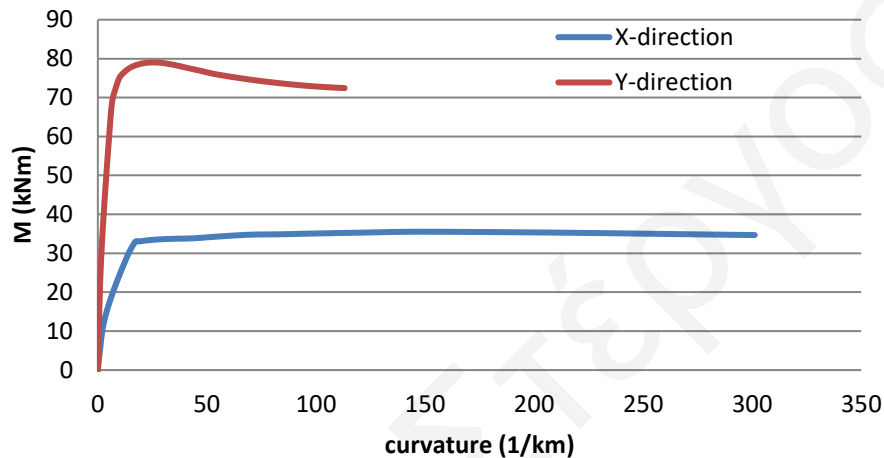
Όνοματολογία Υποστυλωμάτων		b: πλάτος διατομής (m) X-Διεύθυνση	h: ύψος διατομής (m) Y-Διεύθυνση	Φ_{long}	Διατμητικός Οπλισμός	N: Αξονική Δύναμη (kN)	ν: Ανηγμένο Αξονικό
Ξυλότυποι	Στατική Μελέτη						
Κ1-2	Κ14	0.20	0.40	6Φ20	2Φ6/200	168.86	0.20



Από την ανάλυση του υποστυλώματος K1-2 στο Response2000, προέκυψαν τα ακόλουθα αποτελέσματα ροπών και καμπυλοτήτων ως προς τις δύο διευθύνσεις ανάλυσης (Πίνακας I.2), (Γράφημα I.1).

Πίνακας I.2: Αποτελέσματα M-φ του K0-29

	$M_{yflex,x}$ (kNm)	$M_{yflex,y}$ (kNm)	$M_{uflex,x}$ (kNm)	$M_{uflex,y}$ (kNm)
	31.643	71.832	35.526	79.023
ϕ (rad/km)	15.692	7.846	154.563	24.624



Γράφημα I.1: Διάγραμμα M – φ του υποστυλώματος K1-2

- **Διαρροή του διαμήκουσ οπλισμού (Vflex)**

Η τέμνουσα του υποστυλώματος η οποία οδηγεί σε καμπτική αστοχία υπολογίζεται σε κάθε διεύθυνση με βάση τις ροπές διαρροής, θεωρώντας ως διατμητικό άνοιγμα το μισό ελεύθερο ύψος του υποστυλώματος, ως εξής:

$$V_{flex,x} = \frac{M_{flex,x}}{H_{col}/2} = \left(\frac{31.643}{2.245} \right) = 14.10 \text{ kN}$$

$$V_{flex,y} = \frac{M_{flex,y}}{H_{col}/2} = \left(\frac{71.832}{2.245} \right) = 31.99 \text{ kN}$$

- **Διατμητική Αστοχία Κορμού (V_v)**

Το ανοιγμένο αξονικό φορτίο του K1-2, όπως αυτό έχει υπολογιστεί προηγουμένως, είναι $v=0.20$. Για $v>0.10$ η τέμνουσα για διατμητική αστοχία κορμού υπολογίζεται ως εξής:

$$V_v = v \cdot \tan \alpha \cdot b \cdot d \cdot f_c + A_{tr} \cdot f_{st} \cdot \frac{d \cdot (1 - \xi)}{s} \cdot \cot \theta_v$$

$$\theta_v = 45^\circ - \left(\frac{v}{0.25} \right) \cdot 15^\circ = 45 - \left(\frac{0.20}{0.25} \right) \cdot 15 = 33.05$$

$$\tan \alpha_{x} = \frac{\left(\frac{h}{d_x} - 0.8 \cdot \xi_x\right) d_x}{H_{col}} = \frac{\left(\frac{200}{165} - 0.8 \cdot 0.31\right) \cdot 165}{4490} = 0.035$$

$$\tan \alpha_{y} = \frac{\left(\frac{h}{d_y} - 0.8 \cdot \xi_y\right) d_y}{H_{col}} = \frac{\left(\frac{400}{365} - 0.8 \cdot 0.31\right) \cdot 365}{4490} = 0.069$$

$$A_{tr,x} = n \cdot \left\{ 2\pi \cdot \left[\left(\frac{d}{2}\right)^2 \right] \right\} = 3 \cdot \left\{ 2\pi \cdot \left[\left(\frac{6}{2}\right)^2 \right] \right\} = 84.82 \text{ mm}^2$$

$$A_{tr,y} = n \cdot \left\{ 2\pi \cdot \left[\left(\frac{d}{2}\right)^2 \right] \right\} = 2 \cdot \left\{ 2\pi \cdot \left[\left(\frac{6}{2}\right)^2 \right] \right\} = 56.55 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} V_{v,x} &= v \cdot \tan \alpha_{x} \cdot b \cdot d_x \cdot f_c + A_{tr,x} \cdot f_{st} \cdot \frac{d_x \cdot (1 - \xi_x) \cdot \cot \theta_v}{s} = \\ &= 0.20 \cdot 0.035 \cdot 400 \cdot 165 \cdot 10.60 + 84.82 \cdot 220 \cdot \frac{165 \cdot (1 - 0.31) \cdot \cot 33.05}{200} = \\ &= \mathbf{17375.56 \text{ N} = 17.38 \text{ kN}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{v,y} &= v \cdot \tan \alpha_{y} \cdot b \cdot d_y \cdot f_c + A_{tr,y} \cdot f_{st} \cdot \frac{d_y \cdot (1 - \xi_y) \cdot \cot \theta_v}{s} = \\ &= 0.20 \cdot 0.069 \cdot 200 \cdot 365 \cdot 10.60 + 56.55 \cdot 220 \cdot \frac{335 \cdot (1 - 0.31) \cdot \cot 33.05}{200} = \\ &= \mathbf{29149.14 \text{ N} = 29.15 \text{ kN}} \end{aligned}$$

- Αστογία των αγκυρώσεων

$$D_b = 20 \text{ mm}$$

$$L_a = 40 \cdot D_b = 40 \cdot 20 = 800 \text{ mm}$$

$$f_{b,0} = n_1 \cdot n_4 \cdot \sqrt{\left(\frac{f_c}{20}\right)} = 0.9 \cdot 1.2 \cdot \sqrt{\left(\frac{10.60}{20}\right)} = 0.786 \text{ MPa}$$

Όπου $n_1 = 0.9$ για λείους χάλυβες και $n_4 = 1.2$ για χαμηλότερης αντοχής χάλυβα από S500.

$$f_b = 2 \cdot f_{b,0} = 2 \cdot 0.786 = 1.572 \text{ MPa}$$

$$f_{yb} = \frac{4 \cdot L_a \cdot f_b}{D_b} + \alpha_{hook} \cdot 50 \cdot f_b = \frac{4 \cdot 800 \cdot 1.572}{20} = 251.60 \text{ MPa}$$

$$V_{a,x}$$

$$= \left[\rho_{\ell,tot,x} \cdot \frac{\min \left\{ \frac{4 \cdot L_a \cdot f_b}{D_b} + \alpha_{hook} \cdot 50 \cdot f_b ; f_y \right\}}{f_c} \cdot (1 - 0.4 \cdot \xi_x) + v \cdot \left(\frac{h}{d_x} - 0.8 \cdot \xi_x \right) \right]$$

$$\cdot \frac{b \cdot d_x^2 \cdot f_c}{H_{col}} =$$

$$= 0.029 \cdot \frac{\min\{251.60 ; 220\} \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.31)}{10.60} + 0.20 \cdot \left(\frac{200}{165} - 0.8 \cdot 0.31 \right)$$

$$\cdot \left(\frac{400 \cdot 165^2 \cdot 10.60}{4490} \right) = \mathbf{18285.10 \text{ N} = 18.29 \text{ kN}}$$

$$\begin{aligned}
V_{a,y} &= \left[\rho_{\ell,tot,y} \cdot \frac{\min \left\{ \frac{4 \cdot L_a \cdot f_b}{D_b} + \alpha_{hook} \cdot 50 \cdot f_b ; f_y \right\}}{f_c} \cdot (1 - 0.4 \cdot \xi_y) + v \cdot \left(\frac{h}{d_y} - 0.8 \cdot \xi_y \right) \right] \\
&\cdot \frac{b \cdot d_y^2 \cdot f_c}{H_{col}} \\
&= 0.026 \cdot \frac{\min\{251.60 ; 220\} \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.31)}{10.60} + 0.20 \cdot \left(\frac{400}{365} - 0.8 \cdot 0.31 \right) \\
&\cdot \left(\frac{200 \cdot 365^2 \cdot 10.60}{4490} \right) = \mathbf{40268.60 \text{ N} = 40.27 \text{ kN}}
\end{aligned}$$

- **Διατμητική αντοχή κόμβου**

Διαπιστώθηκε, έπειτα από διερευνητικές εργασίες που πραγματοποιήθηκαν στο εξεταζόμενο κτίριο, ότι δεν υπάρχει επαρκής αριθμός συνδετήρων στην περιοχή των κόμβων, οπότε η αντοχή του κόμβου περιορίζεται στην εφελκυστική αντοχή του διαγώνιου πεδίου. Για τον έλεγχο της διατμητικής αντοχής του κόμβου του υποστυλώματος K1-2, χρησιμοποιήθηκε η παρακάτω εξίσωση:

$$V_{j,x} = \gamma_j \cdot 0.5 \cdot \sqrt{f_{c,b}} \cdot \sqrt{1 + \frac{v_j \cdot f_{c,b}}{0.5 \cdot \sqrt{f_{c,b}}} \cdot \frac{b_j \cdot d \cdot d_{beam}}{H_{col}}}$$

Όπου $\gamma_j=1$ για εξωτερικούς κόμβους που δεν συγκλίνουν σε αυτούς υποστυλώματα και από τις τέσσερις πλευρές.

$$V_{j,x} = 1 \cdot 0.5 \cdot \sqrt{17.74} \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{0.5 \cdot 0.20 \cdot 17.74}{0.5 \cdot \sqrt{17.74}}\right)} \cdot \frac{400 \cdot 200 \cdot 675}{4490} = \mathbf{34343.80 \text{ N} = 34.34 \text{ kN}}$$

- **Διαμόρφωση πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς**

Το υποστύλωμα K1-2 συνδέεται στην x-διεύθυνση με τις δοκούς D1-2, D1-3 και στην y-διεύθυνση με την δοκό D1-45. Από την ανάλυση των παραπάνω δοκών στο Response2000, προέκυψαν οι ακόλουθες ροπές διαρροής (Πίνακας I.3):

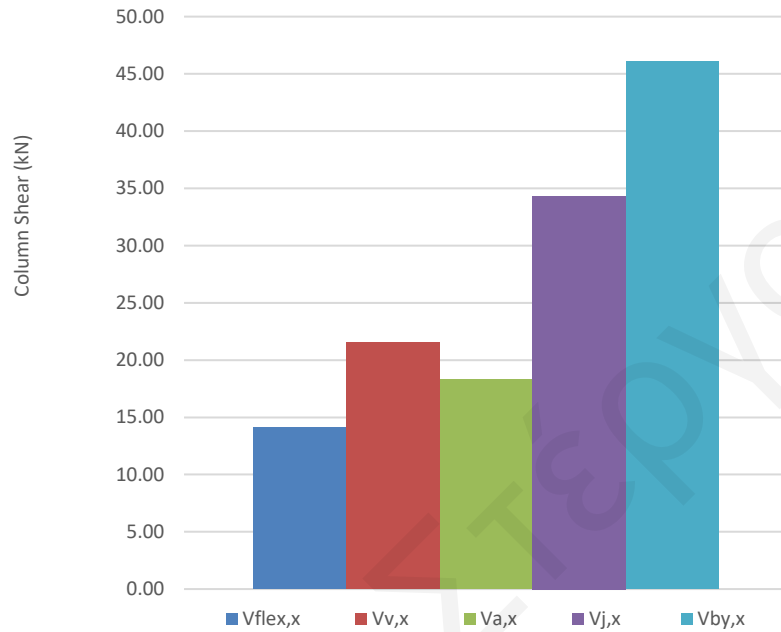
Πίνακας I.3: Ροπές Διαρροής (Response 2000)

$M_{yflex, D1-2}$	107.63 kNm
$M_{yflex, D1-3}$	99.38 kNm
$M_{yflex, D1-45}$	194.79 kNm

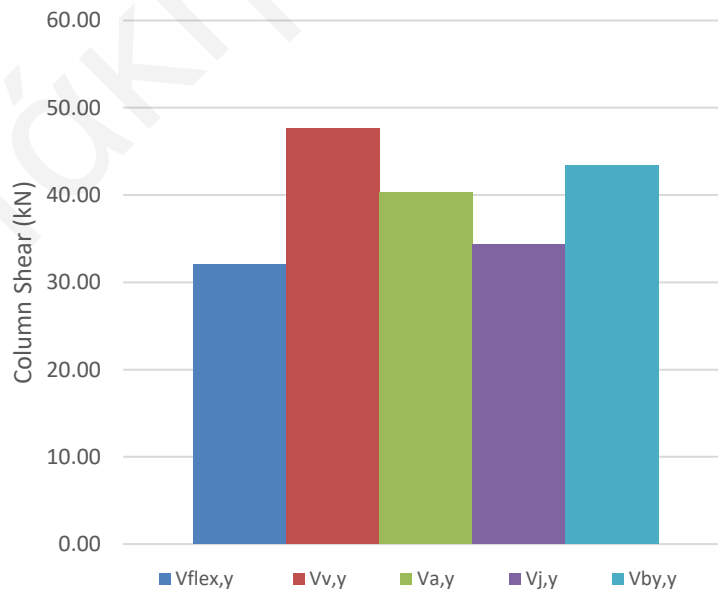
$$V_{by,x} = \frac{M_{yflex,D1-2} + M_{yflex,D1-3}}{H_{col}} = \frac{107.63 + 99.38}{4.49} = \mathbf{46.10 \text{ kN}}$$

$$V_{by,y} = \frac{M_{yflex,D1-45}}{H_{col}} = \frac{194.79}{4.49} = \mathbf{43.38 \text{ kN}}$$

Τα αποτελέσματα και για τις δυο διευθύνσεις του υποστυλώματος του ισογείου Κ1-2 δίνονται στα ακόλουθα Γραφήματα (Γράφημα I.2 & I.3). Όπως φαίνεται, υπάρχει προέχουσα καμπτική αστοχία, δηλαδή οι διαμήκεις οπλισμοί του υποστυλώματος Κ1-2 θα διαρρεύσουν πρώτοι.



Γράφημα I.2: Μηχανισμοί αστοχίας υποστυλώματος ισογείου Κ1-2 στην Χ διεύθυνση.



Γράφημα I.3: Μηχανισμοί αστοχίας υποστυλώματος ισογείου Κ1-2 στην Y διεύθυνση.

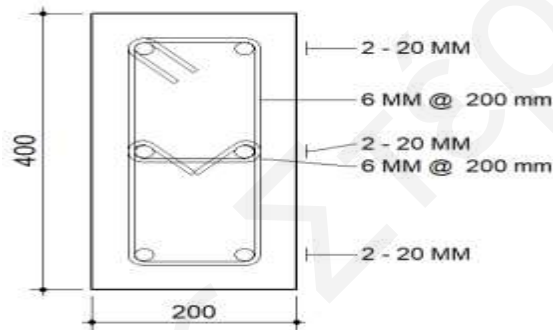
Παράρτημα Κ: Αναλυτικός υπολογισμός των θ_v και θ_u του υποστυλώματος Κ1-2

Στον Πίνακα Κ.1 και Εικόνα Κ.1, παρουσιάζονται τα δεδομένα του υποστυλώματος Κ1-2. Επιπλέον, ορίζεται η θέση του εξεταζόμενου υποστυλώματος (Εικόνα Ι.2).

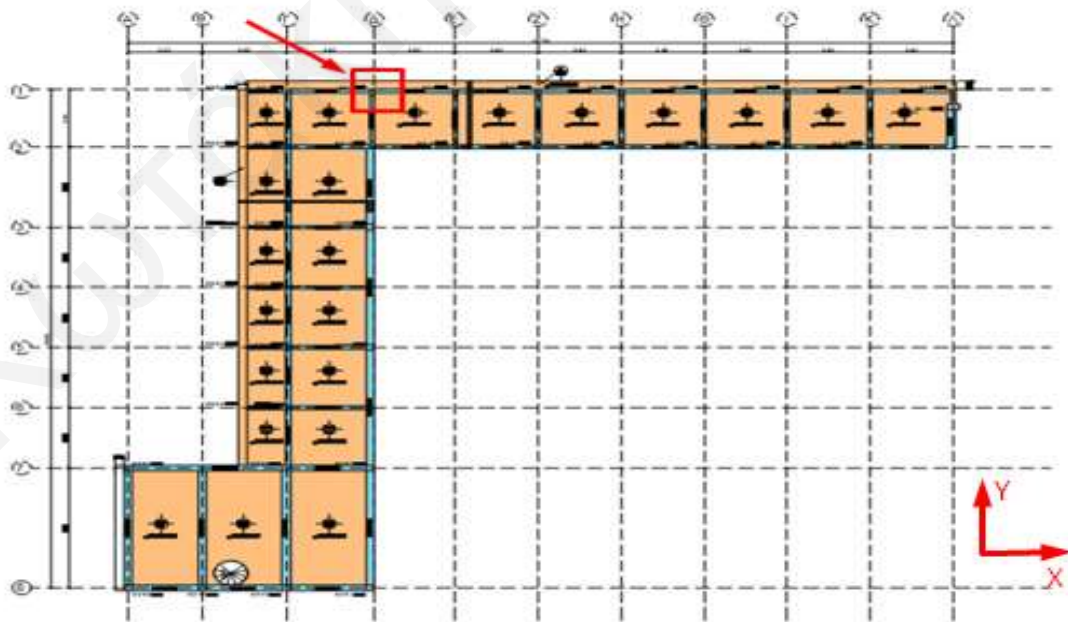
Ακολουθεί ο υπολογισμός των στροφών θ_u και θ_v του Κ1-2, με την χρήση των εξισώσεων που δίνονται από τον κανονισμό (EN 1998-1-3, 2003).

Πίνακας Κ.1: Δεδομένα υποστυλώματος Κ1-2

Ονοματολογία Υποστυλωμάτων		b: πλάτος διατομής (m) X-Διεύθυνση	h: ύψος διατομής (m) Y-Διεύθυνση	Φ_{long}	Διατμητικός Οπλισμός	N: Αξονική Δύναμη (kN)	v: Ανηγγμένη Αξονική
Ξυλότυποι	Στατική Μελέτη						
Κ1-2	Κ14	0.20	0.40	6Φ20	2Φ6/20	168.86	0.20



Εικόνα Κ.1: Διάταξη οπλισμών Κ1-2 (Response 2000)

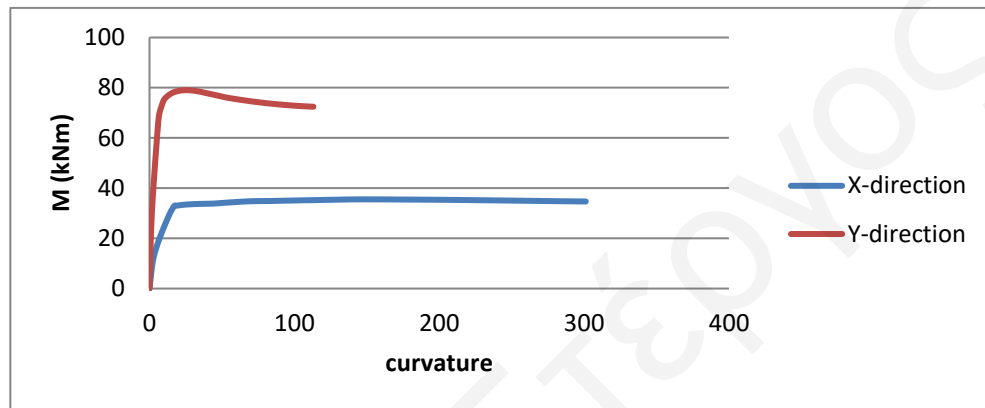


Εικόνα Κ.2: Ξυλότυπος Οροφής Ισογείου S.S.L +168.87 – Θέση Κ1-2

Από την ανάλυση του υποστυλώματος K1-2 στο Response2000, προέκυψαν τα ακόλουθα αποτελέσματα ροπών και καμπυλοτήτων ως προς τις δύο διευθύνσεις ανάλυσης (Πίνακας Κ.2), (Γράφημα Κ.1).

Πίνακας Κ.2: Αποτελέσματα Μ-φ του Κ1-2

	Myflex,x (kN)	Myflex,y (kN)	Muflex,x (kN)	Muflex,y (kN)
	31.643	71.832	35.526	79.023
φ (rad/km)	15.692	7.846	154.563	24.624



Γράφημα Κ.1: Διάγραμμα Μ – φ του Κ1-2

Υπολογισμός θ_y

Για τον υπολογισμό του θ_y χρησιμοποιείται η εξίσωση (Α.10b) του κανονισμού (EN 1998-1-3, 2003), η οποία είναι η ακόλουθη:

$$\theta_y = \varphi_y * \frac{L_V + a_V * z}{3} + 0.0014 * \left(1 + 1.5 * \frac{h}{L_V}\right) + \varphi_y * \frac{d_{bL} * f_y}{8 * \sqrt{f_c}} \quad (\text{A.10b})$$

όπου,

$$\varphi_{y,x} = 15.692 * 10^{-6} = 1.57 * 10^{-5} \frac{\text{rad}}{\text{mm}}$$

$$L_V = \frac{h_{\text{column}}}{2} = \frac{4490}{2} = 2245 \text{mm}$$

$$V_{flex,x} > V_{shear,x} \Rightarrow a_V = 0$$

$$z_x = x - 2 * c - d_{bL} = 200 - 2 * 35 - 20 = 110 \text{mm}$$

$$h_x = 200 \text{mm}$$

$$d_{bL} = 20 \text{mm}$$

$$f_y = 220 \text{N/mm}^2$$

$$f_c = 10.60 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \theta_{y,x} &= \varphi_{y,x} * \frac{L_V + a_V * z_x}{3} + 0.0014 * \left(1 + 1.5 * \frac{h_x}{L_V}\right) + \varphi_{y,x} * \frac{d_{bL} * f_y}{8 * \sqrt{f_c}} \\ &= 1.57 * 10^{-5} * \frac{2245 + 0 * 110}{3} + 0.0014 * \left(1 + 1.5 * \frac{200}{2245}\right) + 1.57 * 10^{-5} \\ &\quad * \frac{20 * 220}{8 * \sqrt{10.60}} = \mathbf{0.016} \end{aligned}$$

Αντίστοιχα, για την Y-Διεύθυνση,

$$\varphi_{y,y} = 7.846 * 10^{-6} \frac{\text{rad}}{\text{mm}}$$

$$L_V = \frac{h_{\text{column}}}{2} = \frac{4490}{2} = 2245 \text{ mm}$$

$$V_{flex,x} > V_{shear,x} \Rightarrow a_V = 0$$

$$z_y = y - 2 * c - d_{bL} = 400 - 2 * 35 - 20 = 310 \text{ mm}$$

$$h_y = 400 \text{ mm}$$

$$d_{bL} = 20 \text{ mm}$$

$$f_y = 220 \text{ N/mm}^2$$

$$f_c = 10.60 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \theta_{y,y} &= \varphi_{y,y} * \frac{L_V + a_V * z_y}{3} + 0.0014 * \left(1 + 1.5 * \frac{h_y}{L_V}\right) + \varphi_{y,y} * \frac{d_{bL} * f_y}{8 * \sqrt{f_c}} \\ &= 7.846 * 10^{-6} * \frac{2245 + 0 * 310}{3} + 0.0014 * \left(1 + 1.5 * \frac{400}{2245}\right) + 7.846 * 10^{-6} \\ &\quad * \frac{20 * 220}{8 * \sqrt{10.60}} = \mathbf{0.009} \end{aligned}$$

• Υπολογισμός θ_{um}

Ο υπολογισμός του θ_{um} γίνεται με την εξίσωση (A.1) που προσδιορίζει ο κώδικας (EN 1998-1-3, 2003) για το στάδιο της οιονεί κατάρρευσης (NC). Η εξίσωση (A.1) είναι η ακόλουθη:

$$\begin{aligned} \theta_{um} &= \frac{1}{\gamma_{el}} * 0.016 * (0.3^v) * \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} * f_c \right]^{0.225} * \left(\min\left(9; \frac{L_V}{h}\right) \right)^{0.35} * 25^{(a * \rho_{sx} * \frac{f_{yw}}{f_c})} \\ &\quad * (1.25^{100 * p_d}) \end{aligned} \quad (\text{A.1})$$

όπου,

$$\gamma_{el} = 1.5$$

$$v = 0.20$$

$$f_c = 10.60 \text{ N/mm}^2$$

$$L_V = \frac{h_{\text{column}}}{2} = \frac{4490}{2} = 2245 \text{ mm}$$

$$h_x = 200 \text{ mm}$$

$$b_o = x - 2 * c - d_{bL} = 200 - 2 * 35 - 20 = 110 \text{ mm}$$

$$h_o = y - 2 * c - d_{bL} = 400 - 2 * 35 - 20 = 310 \text{ mm}$$

$$s_h = 200 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} a &= \left(1 - \frac{s_h}{2b_o}\right) * \left(1 - \frac{s_h}{2h_o}\right) * \left(1 - \frac{\Sigma b_l^2}{6 * h_o * b_o}\right) \\ &= \left(1 - \frac{200}{2 * 110}\right) * \left(1 - \frac{200}{2 * 310}\right) \\ &\quad * \left(1 - \frac{110^2 + 155^2 + 155^2 + 110^2 + 155^2 + 155^2}{6 * 310 * 110}\right) = 0.025 \end{aligned}$$

$$\rho_{sx,x} = \frac{A_{sx,x}}{b_w * s_h} = \frac{3 * (\pi * (\frac{6}{2})^2)}{400 * 200} = 0.0011$$

$$f_{yw} = 220 \text{ N/mm}^2$$

$$f_c = 10.60 \text{ N/mm}^2$$

$$\theta_{um,x} = \frac{1}{\gamma_{el}} * 0.016 * (0.3^v) * \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} * f_c\right]^{0.225} * \left(\min\left(9; \frac{L_V}{h_x}\right)\right)^{0.35} * 25^{\left(a * \rho_{sx,x} * \frac{f_{yw}}{f_c}\right)}$$

$$* (1.25^{100 * p_d})$$

$$= \frac{1}{1.5} * 0.016 * (0.3^{0.20}) * [1 * 10.60]^{0.225} * \left(\min\left(9; \frac{2245}{200}\right)\right)^{0.35}$$

$$* 25^{(0.025 * 0.011 * \frac{220}{10.60})} * (1.25^{100 * 0}) = \mathbf{0.031}$$

Αντίστοιχα για την Y-Διεύθυνση,

$$h_y = 400 \text{ mm}$$

$$\rho_{sx,y} = \frac{A_{sx,y}}{b_w * s_h} = \frac{2 * (\pi * (\frac{6}{2})^2)}{200 * 200} = 0.016$$

$$\theta_{um,y} = \frac{1}{\gamma_{el}} * 0.016 * (0.3^v) * \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} * f_c \right]^{0.225} * \left(\min \left(9; \frac{L_V}{h_y} \right) \right)^{0.35} * 25^{(a * \rho_{sx,y} * \frac{f_{yw}}{f_c})}$$

$$* (1.25^{100 * p_d})$$

$$= \frac{1}{1.5} * 0.016 * (0.3^{0.20}) * [1 * 10.60]^{0.225} * \left(\min \left(9; \frac{2245}{400} \right) \right)^{0.35}$$

$$* 25^{(0.025 * 0.016 * \frac{220}{10.60})} * (1.25^{100 * 0}) = \mathbf{0.026}$$

$$\theta_{u,x} = \frac{3}{4} * \theta_{um,x} = \frac{3}{4} * 0.031 = \mathbf{0.023}$$

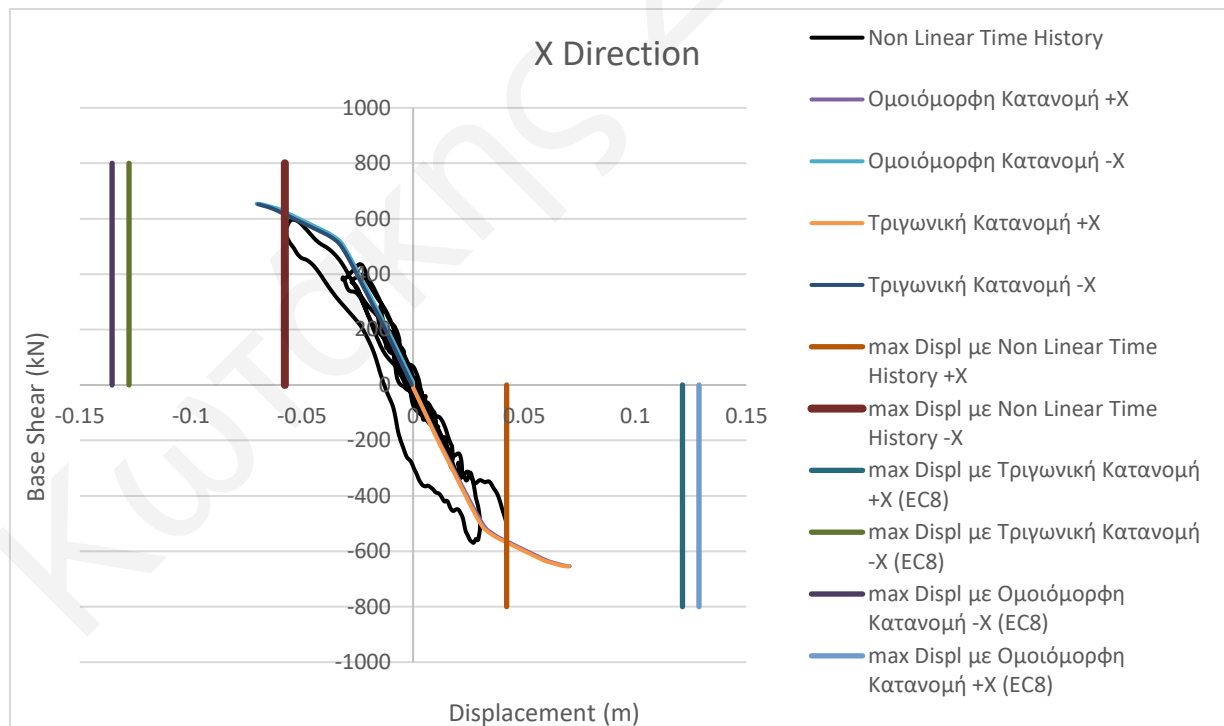
$$\theta_{u,y} = \frac{3}{4} * \theta_{um,y} = \frac{3}{4} * 0.026 = \mathbf{0.020}$$

Πίνακας Κ.3: Στροφές του Κ1-2 για Χ και Υ-Διεύθυνση

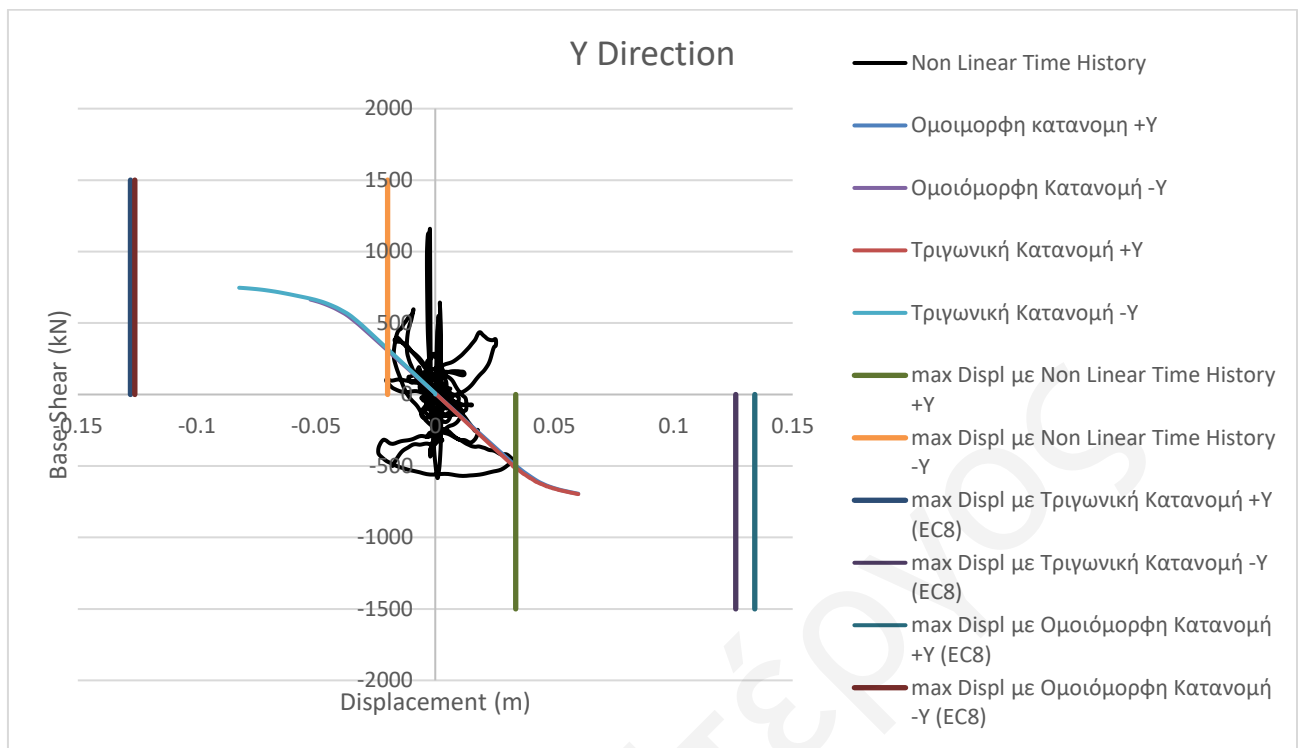
$\theta_{y,x}$	$\theta_{y,y}$	$\theta_{u,x}$	$\theta_{u,y}$
0.016	0.009	0.023	0.020

Παράρτημα Λ: Υστερητική συμπεριφορά στην Χ και Υ διεύθυνση

1. RSN 6959

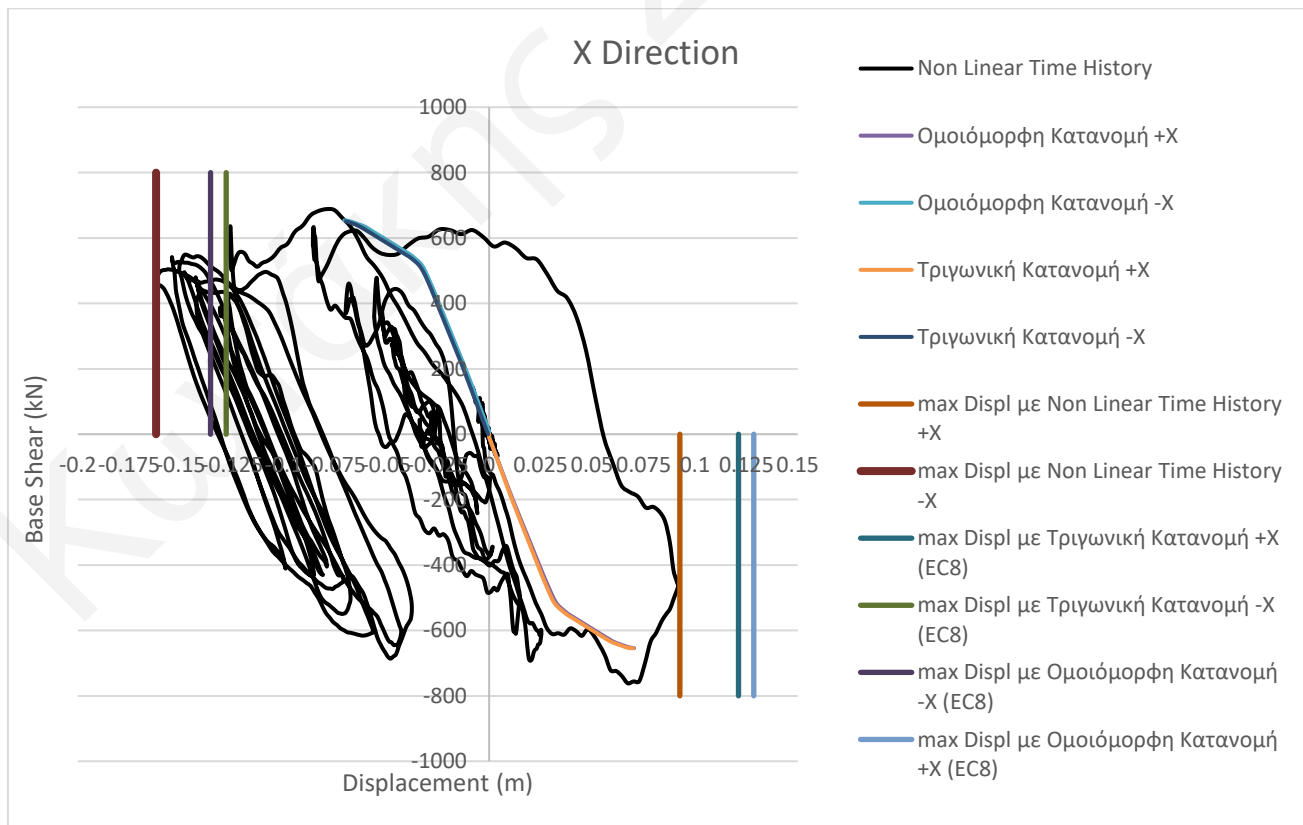


Γράφημα Λ.1: Base Shear – Displacement στην Χ - Διεύθυνση (RSN 6959)

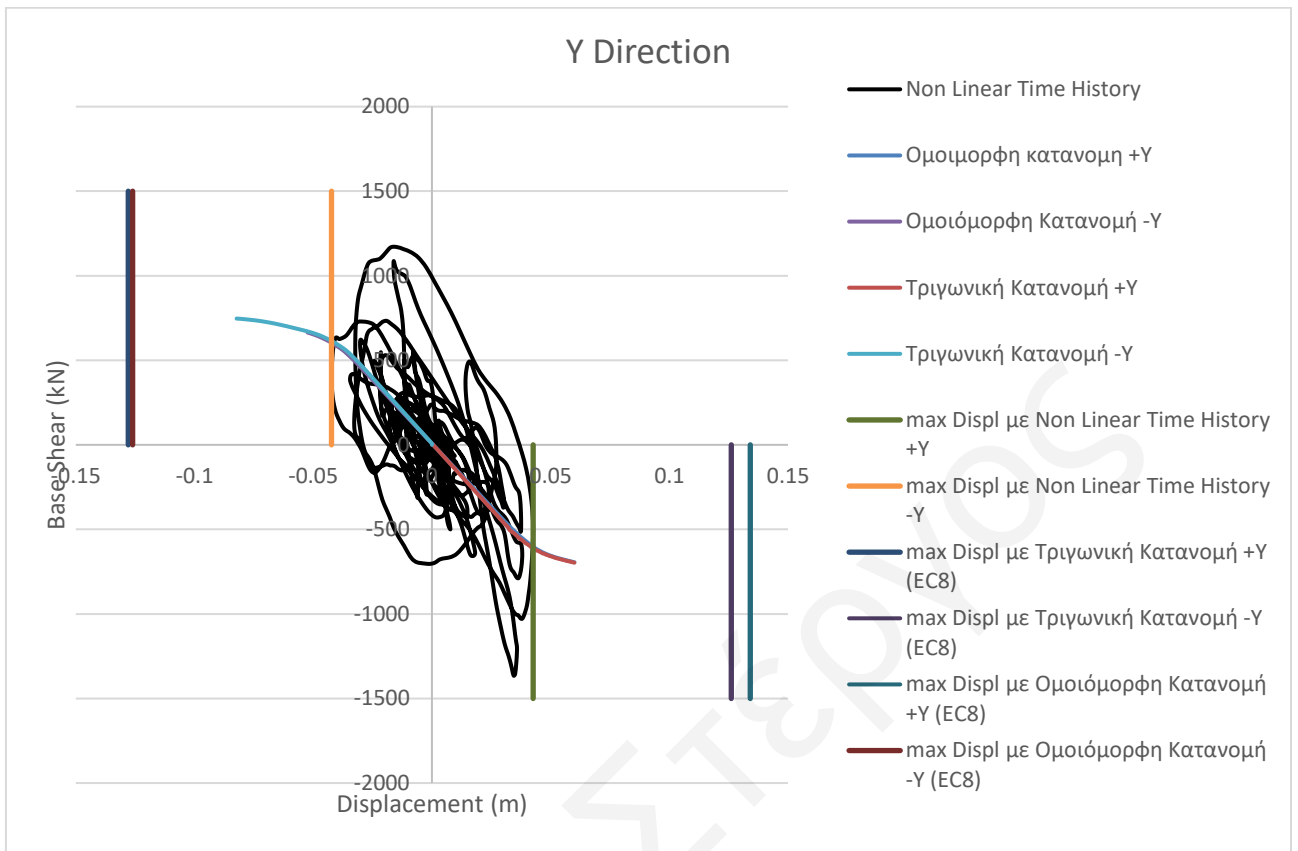


Γράφημα Λ.2: Base Shear – Displacement στην Y - Διεύθυνση (RSN 6959)

2. RSN 949

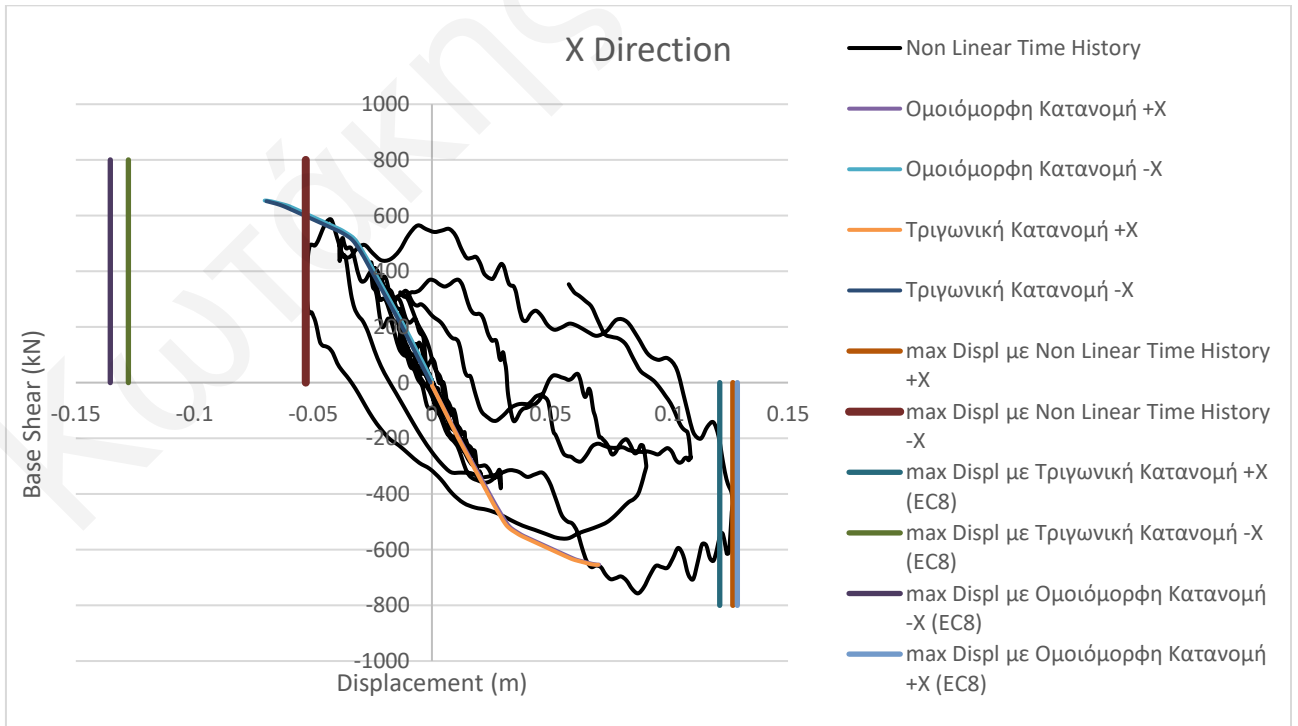


Γράφημα Λ.3: Base Shear – Displacement στην X - Διεύθυνση (RSN 949)

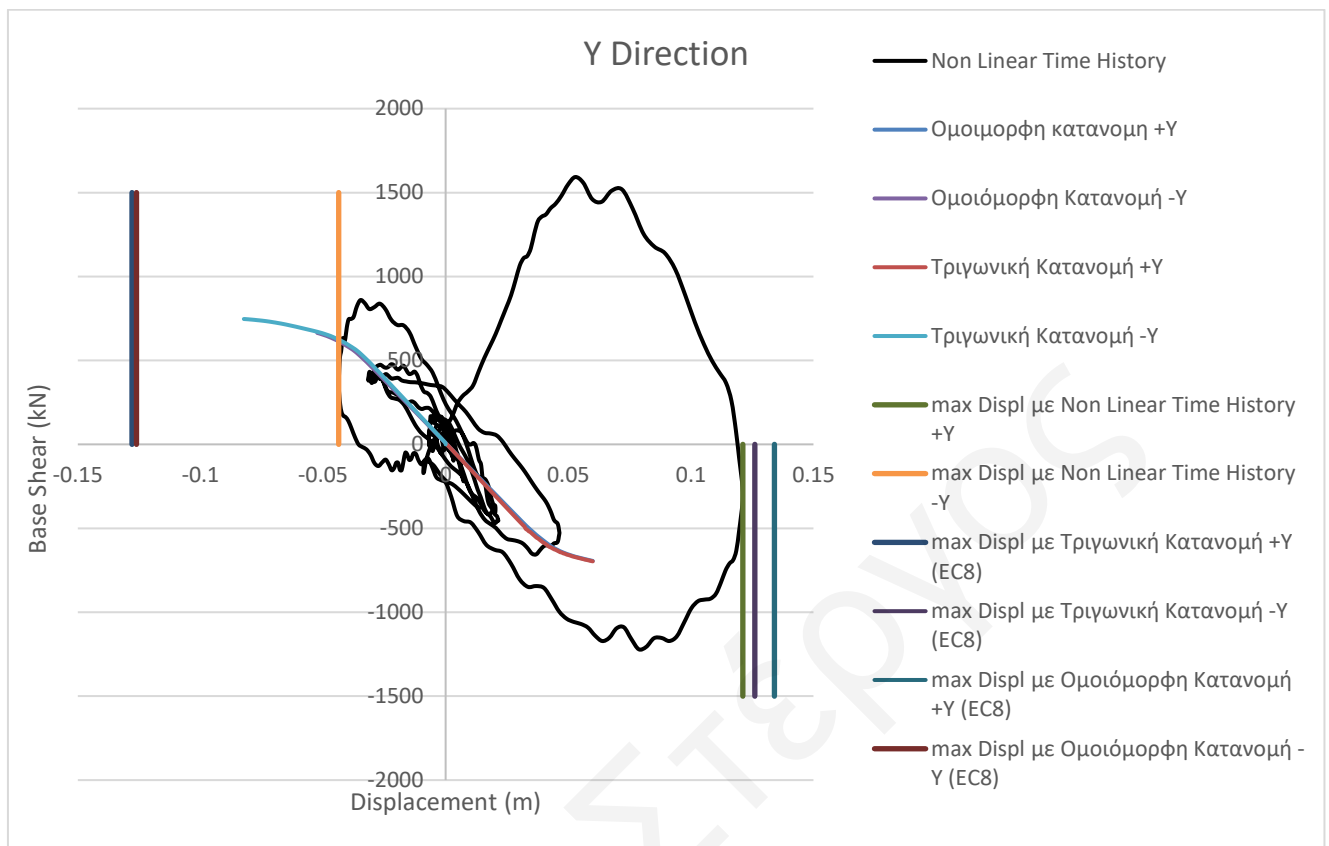


Γράφημα Λ.4: Base Shear – Displacement στην Y - Διεύθυνση (RSN 949)

3. RSN 3965

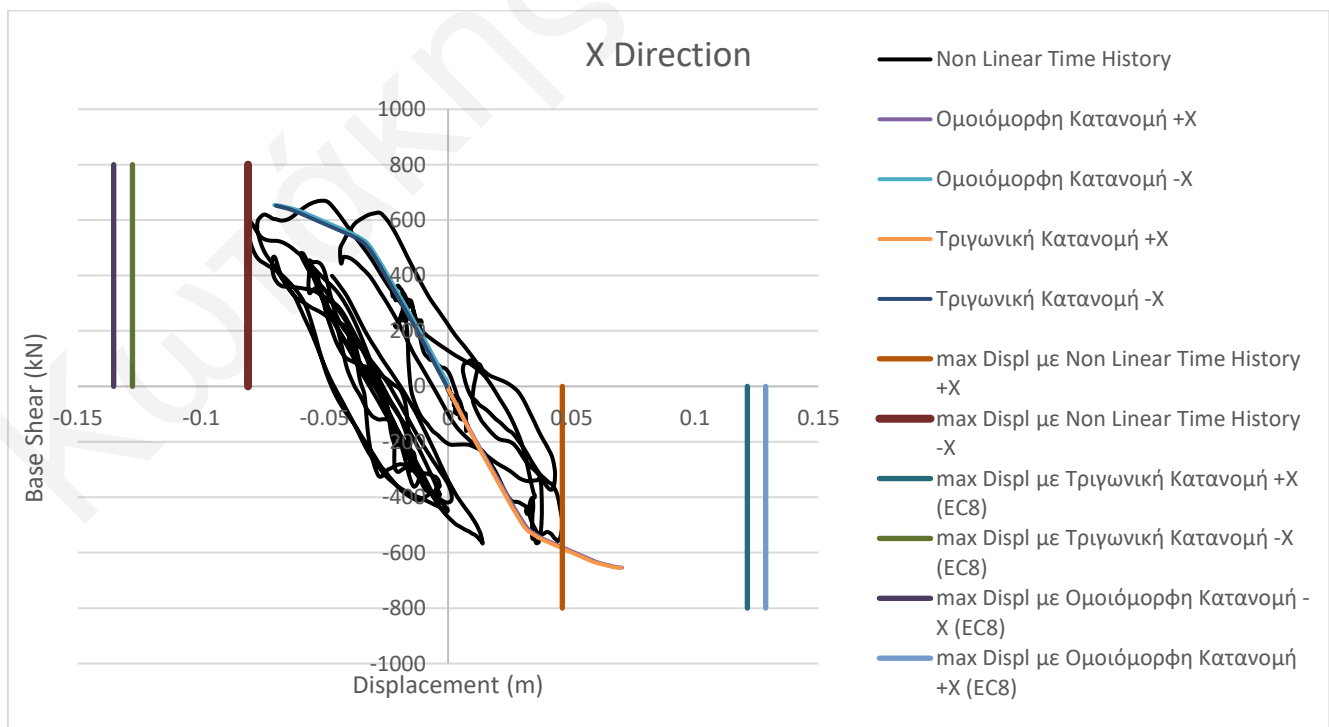


Γράφημα Λ.5: Base Shear – Displacement στην X - Διεύθυνση (RSN 3965)

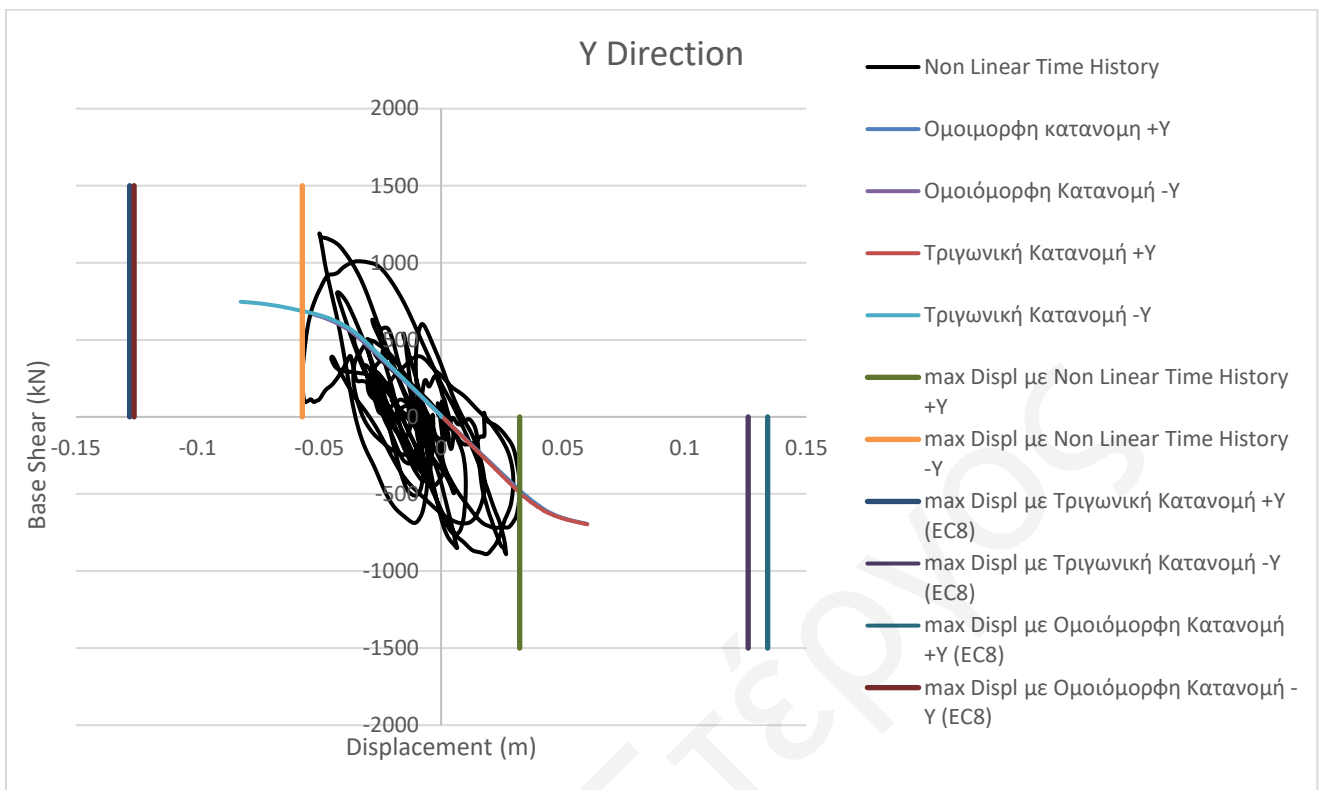


Γράφημα Λ.6: Base Shear – Displacement στην Y - Διεύθυνση (RSN 3965)

4. RSN 8124

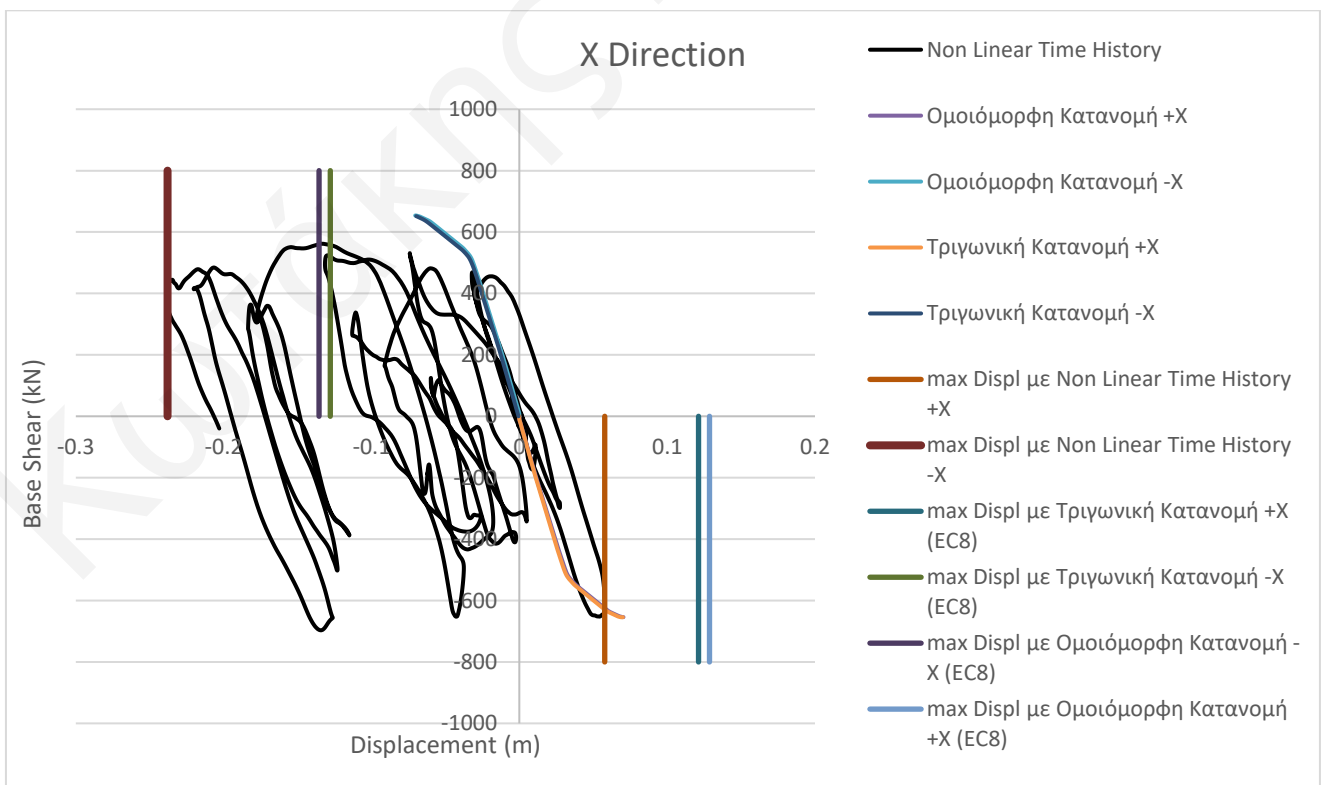


Γράφημα Λ.7: Base Shear – Displacement στην X - Διεύθυνση (RSN 8124)

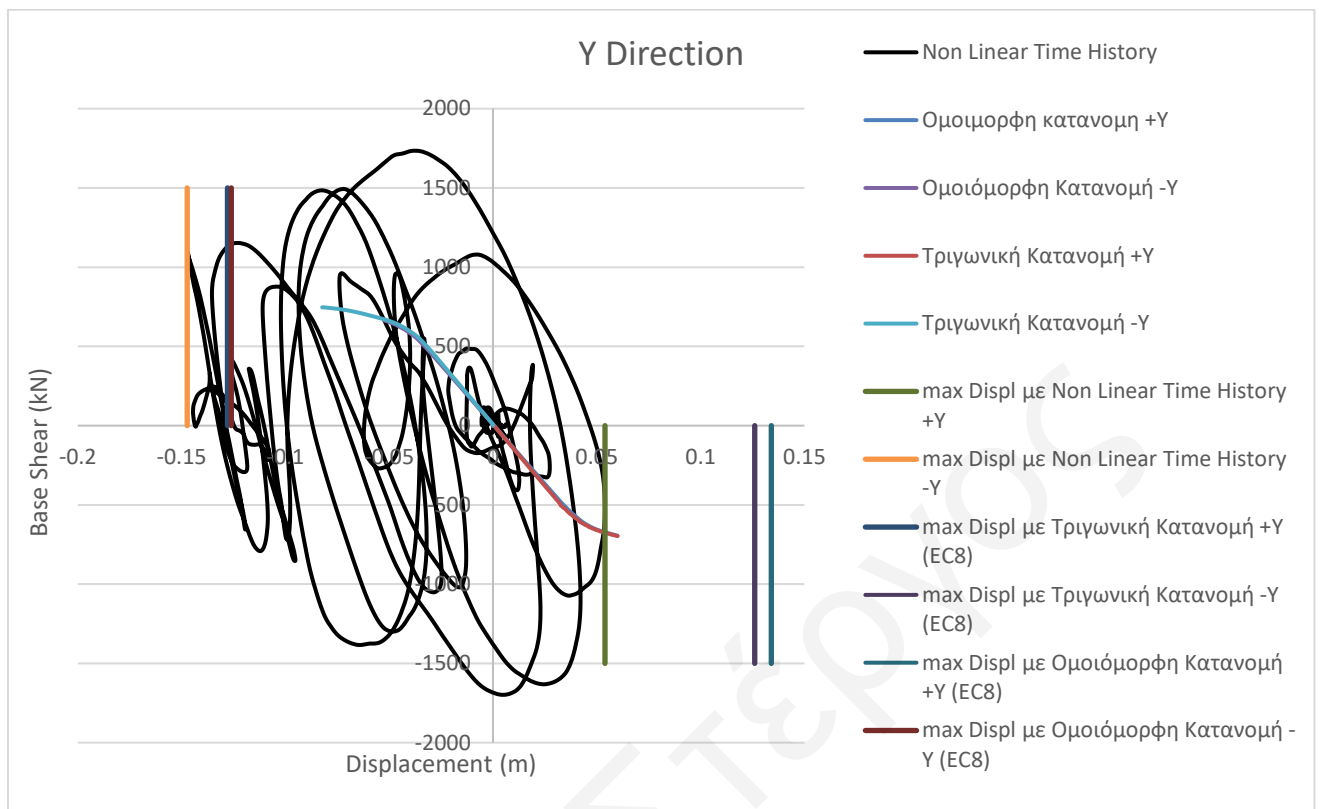


Γράφημα Λ.8: Base Shear – Displacement στην Y - Διεύθυνση (RSN 8124)

5. RSN 759

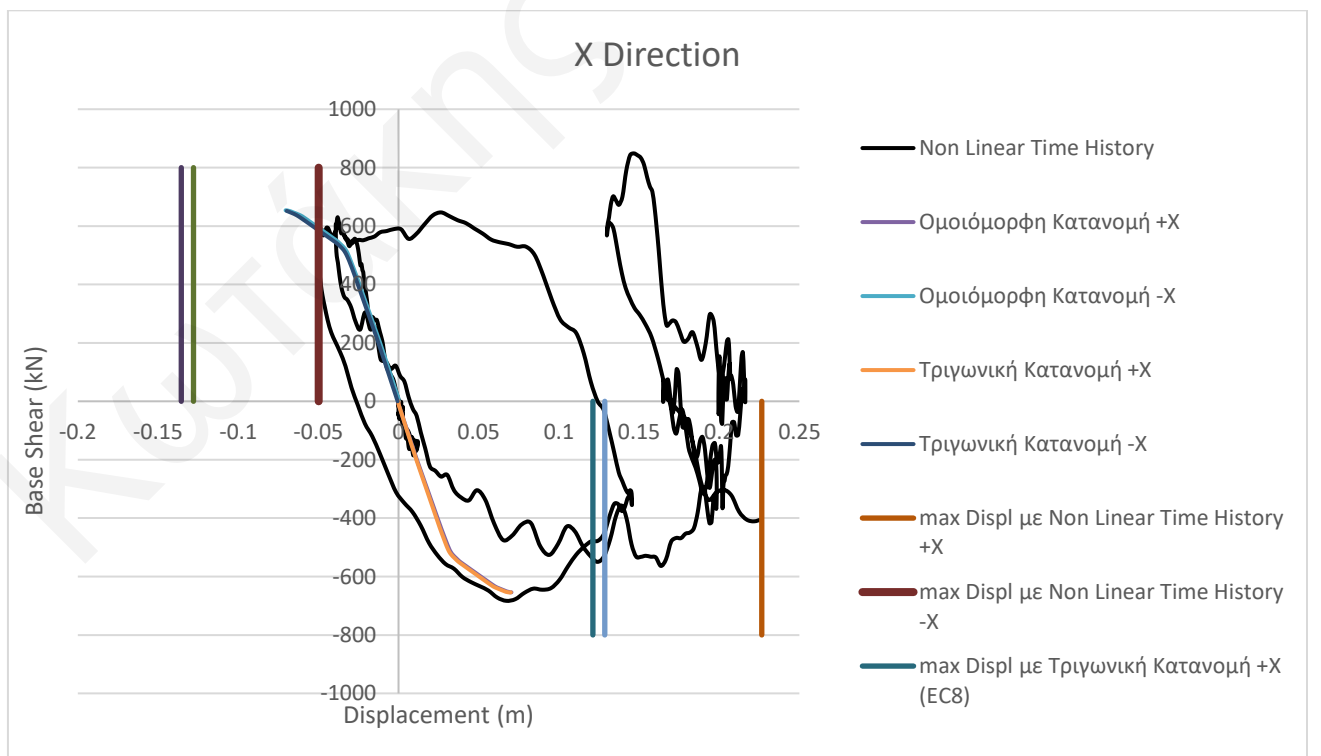


Γράφημα Λ.9: Base Shear – Displacement στην X - Διεύθυνση (RSN 759)

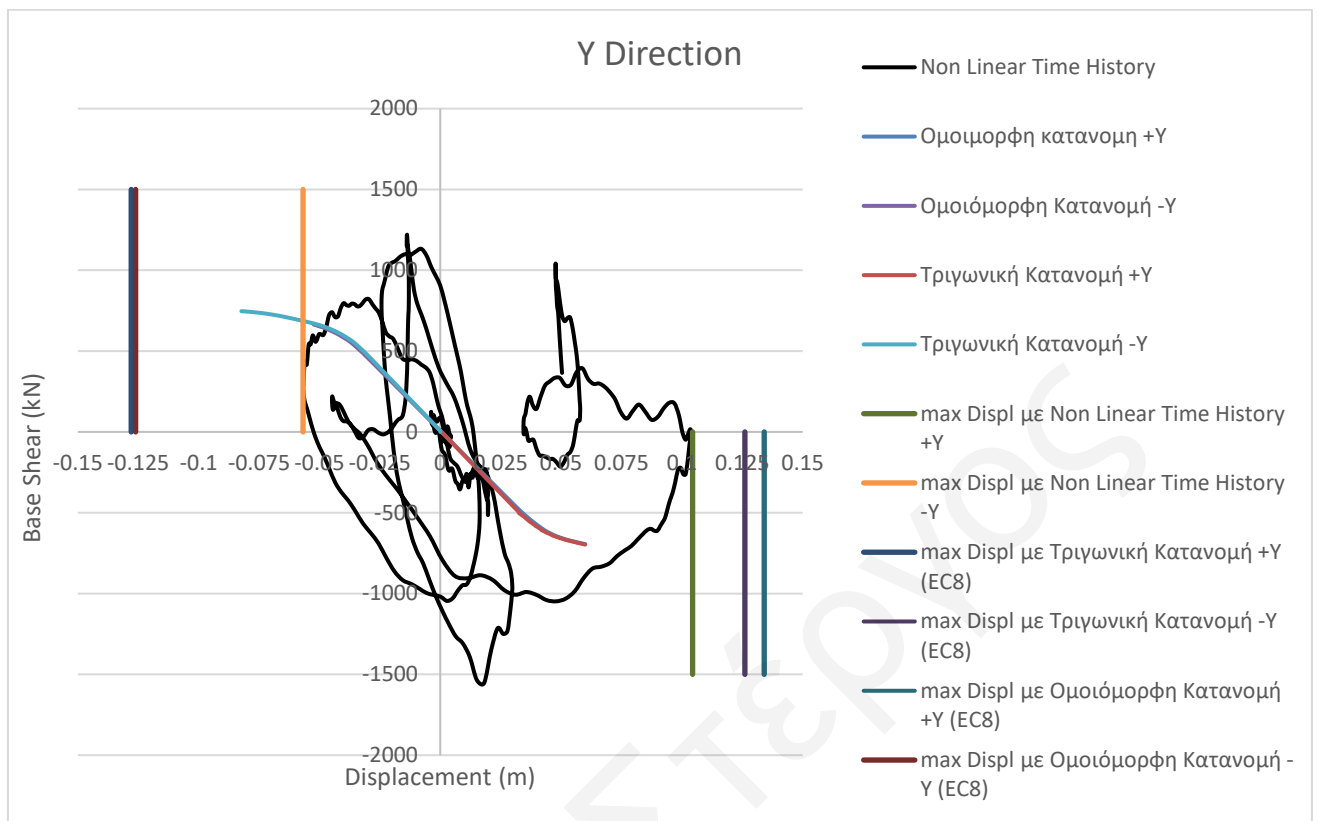


Γράφημα Λ.10: Base Shear – Displacement στην Y - Διεύθυνση (RSN 759)

6. **RSN 8130**

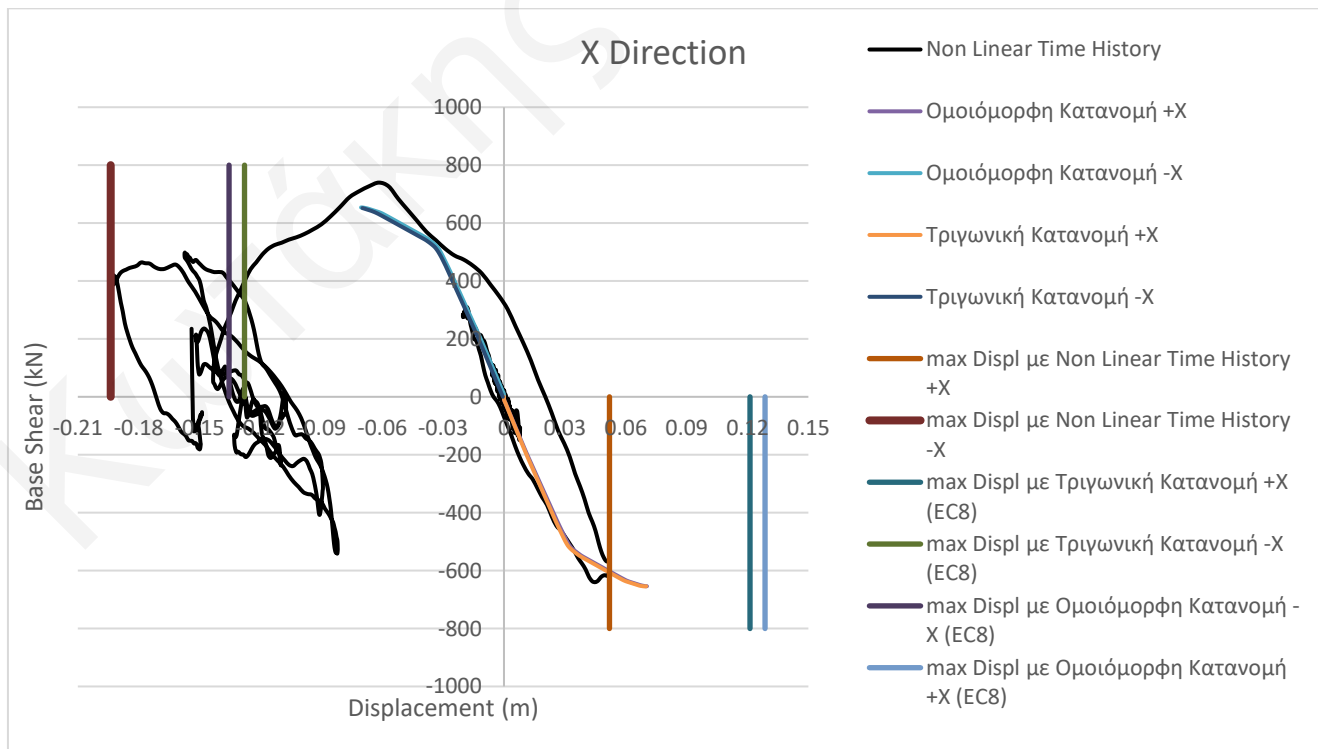


Γράφημα Λ.11: Base Shear – Displacement στην X - Διεύθυνση (RSN 8130)

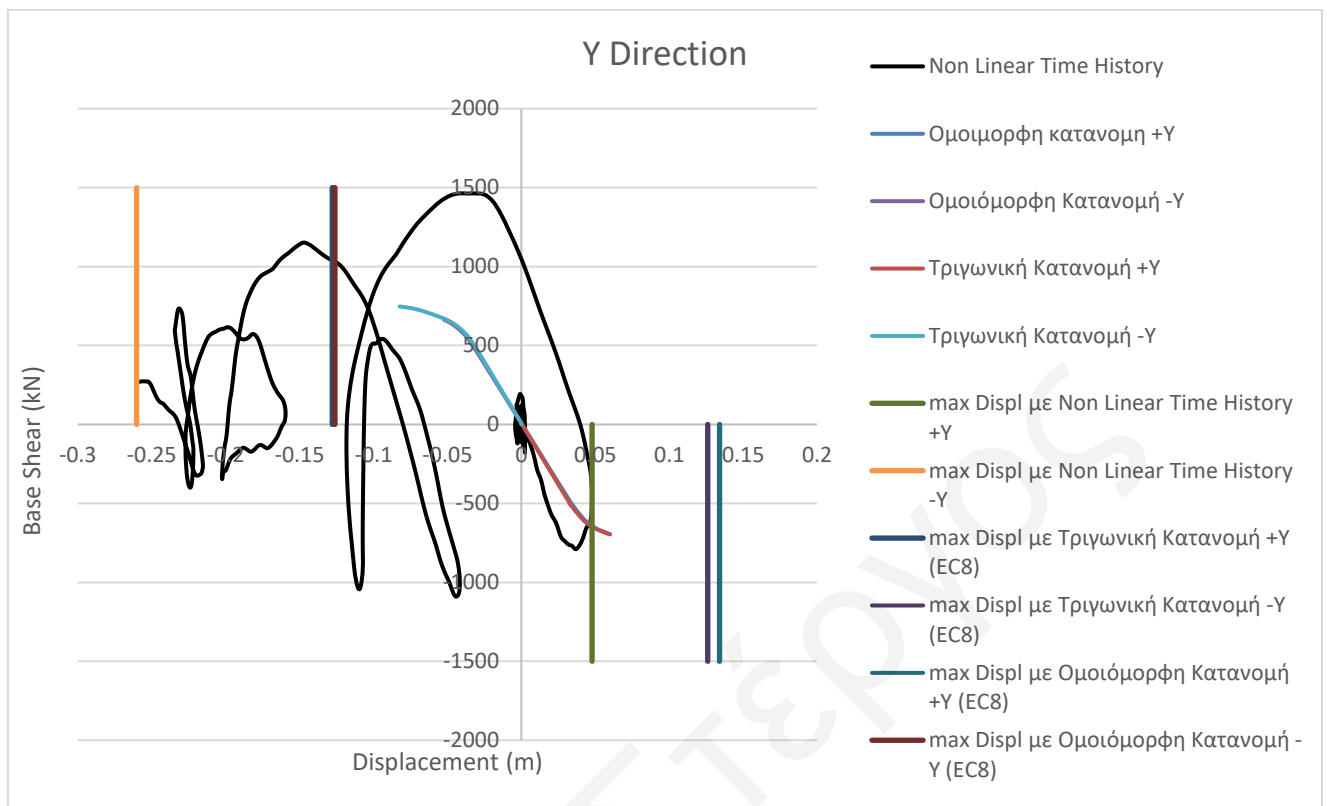


Γράφημα Λ.12: Base Shear – Displacement στην Y - Διεύθυνση (RSN 8130)

7. RSN 5814



Γράφημα Λ.13: Base Shear – Displacement στην X - Διεύθυνση (RSN 5814)



Γράφημα Λ.14: Base Shear – Displacement στην Y - Διεύθυνση (RSN 5814)