



ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ
ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΠΑΤΡΩΝ

ΤΕΕ

Τμ. Δυτ. Ελλάδας

18^ο ΦΟΙΤΗΤΙΚΟ ΣΥΝΕΔΡΙΟ
«ΕΠΙΣΚΕΥΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ 2012»



Υπεύθυνος έκδοσης
Καθ. Σ. Η. Δρίτσος

Πάτρα 2012
Εκδόσεις Πανεπιστημίου Πατρών

ΧΟΡΗΓΟΙ - ΥΠΟΣΤΗΡΙΚΤΕΣ



Πανεπιστήμιο Πατρών
Επιτροπή Ερευνών



Τα κείμενα του παρόντος τόμου, είναι φοιτητικές εργασίες που εκπονήθηκαν στο Ε' Έτος του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Πατρών το ακαδημαϊκό έτος 2011-12. Περιλαμβάνονται έτσι όπως ακριβώς υποβλήθηκαν από τους φοιτητές – συγγραφείς τους, χωρίς προγενέστερη κρίση ή αποδοχή των στοιχείων και των απόψεων των συγγραφέων

Οι εργασίες αυτές παρουσιάστηκαν από τους πεμπτοετείς φοιτητές του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Πατρών στο 18^ο φοιτητικό συνέδριο «Επισκευές Κατασκευών 2012» που πραγματοποιήθηκε τον Φεβρουάριο του 2012 στα πλαίσια του μαθήματος «Ενισχύσεις- Επισκευές Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα». Η εκτύπωσή τους αποφασίστηκε για να δώσει στους φοιτητές την ικανοποίηση της δημοσίευσης της δουλειάς τους αλλά και να διευκολύνει την αμφίδρομη επικοινωνία Πανεπιστημίου και Εφαρμογής. Όμως ο αναγνώστης δε θα πρέπει να λησμονεί ότι οι εργασίες έχουν γραφτεί από φοιτητές και ως εκ τούτου οι ατέλειες που υπάρχουν θα πρέπει να κοιταχθούν με κατάλληλη επεξεργασία. Επισημαίνεται ότι οι εργασίες του συνεδρίου είναι «αναρτημένες» στη σχετική ιστοσελίδα, www.episkeves.civil.upatras.gr όπου μπορεί να αναζητηθεί και άλλο υλικό σχετικό με τις επισκευές.

Το συντονισμό για το συνέδριο και την παρούσα έκδοση είχαν οι πολιτικοί μηχανικοί, κες Ν. Καρέλα και Ε. Αποστολίδη, που έδωσαν πολύ χρόνο για την επιτυχία του συνεδρίου. Τους αξίζουν ιδιαίτερες ευχαριστίες.

Εφέτος, το συνέδριο συνδιοργανώνεται με το Τ.Ε.Ε./Τμ. Δυτ. Ελλάδος στο οποίο απευθύνονται ιδιαίτερες θερμές ευχαριστίες. Θερμές ευχαριστίες επίσης απευθύνονται στον σύλλογο Πολιτικών Μηχανικών Ελλάδος και στις εταιρίες λογισμικού 3DR και LH Λογισμική για το ενδιαφέρον τους για το συνέδριο και για την απόφασή τους να βραβεύσουν με χρηματικά έπαθλα τις καλύτερες εργασίες. Τέλος, ευχαριστίες απευθύνονται στο Παν/μιο Πατρών (Επιτροπή Ερευνών και Τμήμα Πολ. Μηχανικών), στον Ο.Α.Σ.Π., στις χαλυβουργίες: Σιδενόρ, Χαλυβουργία Ελλάδος και Χαλυβουργική και στην εταιρία λογισμικού LH Λογισμική, για την οικονομική υποστήριξη του συνεδρίου.

Έχω την ελπίδα ότι η παρούσα έκδοση θα αποτελέσει χρήσιμο βοήθημα στους μηχανικούς της πράξης σε θέματα Ανασχεδιασμού Κατασκευών.

Πάτρα, Φεβρουάριος 2012

Σ. Η. Δρίτσος

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1. “Συγκρούσεις Παρακείμενων Κατασκευών Λόγω Σεισμικής Αλληλεπίδρασης” <i>Δ. Γεωργιάδης και Ε. Γιούνη</i>	1
2. “Αποτίμηση της Συμπεριφοράς Κτιρίων Οπλισμένου Σκυροδέματος σε Φόρτιση Τσουνάμι” <i>Β. Καρακωνσταντής και Ν. Περογιαννάκη</i>	19
3. “Αποτίμηση & Επισκευή-Ενίσχυση Κατασκευών ΟΣ σε Θαλάσσιο Περιβάλλον” <i>Α. Μυστηλιάδη</i>	39
4. “Ενίσχυση Πλαισίου με Μανδύα Οπλισμένου Σκυροδέματος και Σύνθετα Υλικά” <i>Π. Ντόλιας</i>	49
5. “Επισκευή και Ενίσχυση Θεμελίων” <i>Β. Μπέλλου</i>	57
6. “Ενίσχυση Ιστορικών Κατασκευών Με Ινοπλισμένα Πολυμερή (F.R.P)” <i>Η. Τσώλου</i>	65
7. “Ενίσχυση Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος Έναντι Εκρήξεων Με Σύνθετα Υλικά” <i>Α. Πανουτσοπούλου</i>	75
8. “Σεισμική Αποτίμηση Γέφυρας Σκυροδέματος και Ενίσχυση Βάθρων με Μανδύα Ινοπλισμένων Πολυμερών” <i>Π. Μίντζας και Δ. Σταυρέλη</i>	83
9. “Η Χρήση των Μεταλλικών Δικτυωτών Συνδέσμων στην Ενίσχυση Υφιστάμενων Κατασκευών Ο/Σ” <i>Α. Πετρόπουλος</i>	99
10. “Η Μέθοδος των Μετατεταγμένων Κατακόρυφων Δίσκων στις Ενισχύσεις των Κατασκευών” <i>Π. Ρήγας</i>	107
11. “Ενίσχυση Υφιστάμενων Κατασκευών με Αποσβεστήρες Τριβής” <i>Δ. Λοτσάρης και Α. Παχής</i>	117
12. “Σεισμική Μόνωση Υφισταμένων Κατασκευών με Ελαστομερή Συστήματα και Διερεύνηση της Ανταγωνιστικότητας των Ελαστομεταλλικών Εφεδράνων με Πυρήνα Μολύβδου LRB” <i>Δ. Κιτσικοπούλου</i>	135

13. “Αποτίμηση και Ενίσχυση Ιδρατού Κτιρίου με Μη-Γραμμική Στατική Υπερωθητική (Pushover) Ανάλυση Κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.” 143
Ι. Ρόμπολας και Κ. Τερζής
14. “Συγκριτική Μελέτη Μεθόδων Ενίσχυσης Πλαισιακών Φορέων, με ή χωρίς Μαλακό Όροφο, Μέσω Ανελαστικών Στατικών Αναλύσεων” 159
Α. Λατσός και Α. Τουσμάνης

ΣΥΓΚΡΟΥΣΕΙΣ ΠΑΡΑΚΕΙΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΛΟΓΩ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ

ΓΕΩΡΓΙΑΔΗΣ ΔΗΜΗΤΡΗΣ
ΓΙΟΥΝΗ ΕΛΙΣΑΒΕΤ

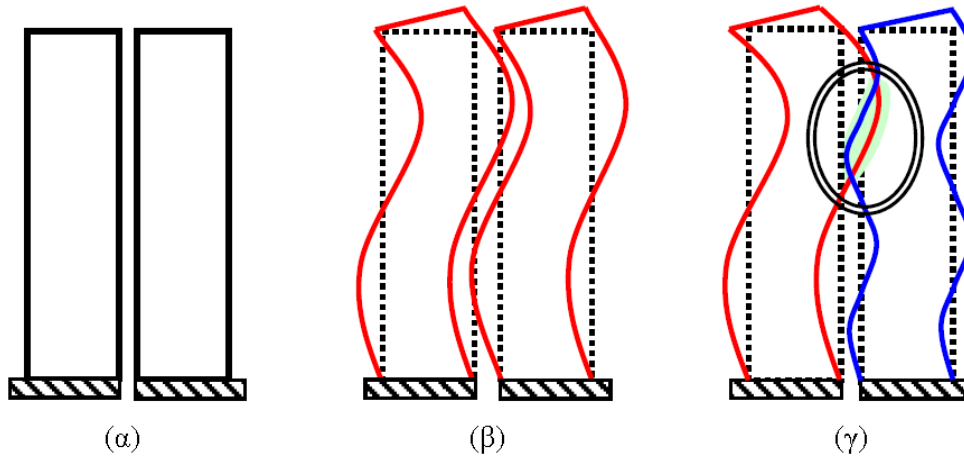
Περίληψη

Σε αυτήν την εργασία παρατίθεται και αναλύεται το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης κατασκευών. Στο πρώτο μέρος της εργασίας γίνεται μία βιβλιογραφική έρευνα που περιέχει πορίσματα από τις σημαντικότερες μελέτες των τελευταίων 20 χρόνων και έχει στόχο την παρουσίαση και κατανόηση του φαινομένου και των παραμέτρων που το επηρεάζουν. Επίσης γίνεται αναφορά στις συστάσεις των κανονισμών ΕΑΚ, ΕΚ8, ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την αντιμετώπιση του φαινομένου. Στο δεύτερο μέρος παρατίθενται τρεις συγκριτικές αναλύσεις χρονοϊστορίας σε δύο γειτονικά κτίρια διαφορετικού ύψους με μεταβαλλόμενη ενδιάμεση απόσταση, που πραγματοποιήθηκαν από τους συγγραφείς με το λογισμικό SAP2000. Στόχος των αναλύσεων είναι η παρουσίαση των συνεπειών της αλληλεπίδρασης στην απόκριση των κατασκευών και ο έλεγχος της αποτελεσματικότητας των μέτρων προστασίας των κτιρίων που προτείνονται από τους κανονισμούς.

Α. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Το φαινόμενο αλληλεπίδρασης κατασκευών (structural pounding) αναφέρεται σε οριζόντιες συγκρούσεις γειτονικών κτιρίων ως αποτέλεσμα έντονων σεισμικών διεγέρσεων. Παρατηρείται σε διπλανά κτίρια που ταλαντώνονται εκτός φάσης (Σχήμα 1), εξαιτίας των διαφορετικών δυναμικών τους χαρακτηριστικών, με ανεπαρκές ενδιάμεσο κενό για την σχετική τους μετακίνηση [1].



(α) Σε ηρεμία, (β) Ταλάντωση εντός φάσης, (γ) Ταλάντωση εκτός φάσης

Σχήμα 1: Σεισμική συμπεριφορά παρακείμενων κτιρίων

Οι ισχυρές δυνάμεις που δημιουργούνται κατά τις συγκρούσεις εφαρμόζονται για πολύ μικρό χρονικό διάστημα δημιουργώντας κύματα καταπόνησης και πίεσης που ταξιδεύουν μακριά από την περιοχή επαφής των κατασκευών, επηρεάζοντας τόσο τοπικά όσο και συνολικά την απόκρισή τους. Οι κατασκευές, λοιπόν, καλούνται να ανταπεξέλθουν στα φορτία του σεισμού και συγχρόνως στα επιπρόσθετα λόγω των συγκρούσεων, τα οποία όμως δεν έχουν συμπεριληφθεί στον σχεδιασμό τους, με αποτέλεσμα πιθανόν να υπερβούν τα όρια αντοχής τους [2].

Οι διαφορές μεταξύ καταστροφών λόγω αλληλεπίδρασης των κατασκευών σε σχέση με άλλες ζημιές λόγω σεισμών είναι ότι οι δυνάμεις πρόσκρουσης μπορεί να προκαλέσουν άμεση κατάρρευση και μείωση των πιθανοτήτων επιβίωσης των ενοίκων [3]. Αποτελέσματα της αλληλεπίδρασης μπορεί να είναι, επίσης, τεράστια δομική καταστροφή, αστοχία και πτώση εξαρτημάτων του κτιρίου με κίνδυνο για τους περαστικούς, βλάβη στα μηχανολογικά, ηλεκτρολογικά και πυροσβεστικά συστήματα, αρχιτεκτονικές και μη δομικές μικρές ζημιές. Σε δημόσια κοινωφελή κτίρια και εγκαταστάσεις όπως νοσοκομεία, πυροσβεστική και κτίρια τηλεπικοινωνιών αυτές οι δευτερεύουσες καταστροφές μπορούν να οδηγήσουν σε αναστολή των υπηρεσιών και καθυστέρηση ανάκαμψης μετά από το σεισμό [4].

Οι καταγραφές και οι επί τόπου παρατηρήσεις μετά από καταστρεπτικούς σεισμούς σε όλο τον κόσμο έχουν επιβεβαιώσει τη σημαντική επιρροή της αλληλεπίδρασης των κατασκευών στη σεισμική τους απόκριση. Σημαντικά φαινόμενα αλληλεπίδρασης έχουν καταγραφεί στους παρακάτω σεισμούς ([2], [4], [5], [6]) :

1964 Αλάσκα, όπου ο πύργος του Anchorage Westward Hotel καταστράφηκε όταν συγκρούστηκε με το τριώροφο κτίριο δεξιώσεων του ίδιου ξενοδοχείου,

1967 Venezuela,

1971 San Fernando, όπου το Olive View Hospital συγκρούστηκε με το εξωτερικό κλιμακοστάσιο και ο πρώτος του όροφος με μία γειτονική αποθήκη,

1972 Managua, 1977 Romania, 1977 Θεσσαλονίκη, 1981 Κεντρική Ελλάδα,

1985 Mexico, όπου τουλάχιστον το 15% από τα 330 κτίρια που κατέρρευσαν είχαν ως αιτία τις συγκρούσεις μεταξύ τους,

1989 Loma Prieta San Francisco, όπου καταγράφηκαν 200 περιστατικά που αφορούσαν πάνω από 500 κτίρια,

1999 Πάρνηθα, όπου τμήματα σχολείου στην Αθήνα συγκρούστηκαν με αποτέλεσμα την κατάρρευση του παραπετάσματος της στέγης,

2010 Darfield New Zealand.

Για την πρόληψη του φαινομένου οι κώδικες προβλέπουν διαχωρισμό των κατασκευών, που όμως δεν είναι πάντοτε αποτελεσματικός ή εφαρμοστέος. Αυτό συμβαίνει γιατί οι αποστάσεις είναι ανεπαρκείς και αντιφατικές με την φιλοσοφία των μοντέρνων κωδίκων που υπαινίσσονται ότι μεγάλες παραμορφώσεις μπορούν να συμβούν σε μεγάλους σεισμούς λόγω ανελαστικής απόκρισης. Επίσης, το υψηλό κόστος γης και τα μικρά οικόπεδα στα κέντρα πόλεων κάνουν την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης δύσκολη, εφόσον η γη είναι ένα ακριβό αγαθό το οποίο οι κάτοχοί του το χρησιμοποιούν στο μεγαλύτερο δυνατό βαθμό μεγαλώνοντας την έκταση των οικοδομημάτων για οικονομικούς λόγους [7]. Πρόβλημα λόγω της αλληλεπίδρασης έχουν, τέλος, και τα κτίρια που είναι κατασκευασμένα με τους κανονισμούς προ του 1995, όπου δεν προβλεπόταν αντισεισμικός αρμός.

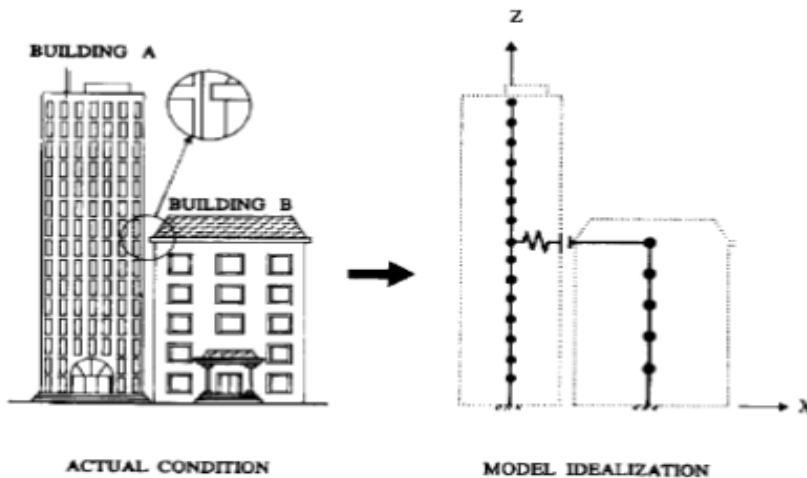
Η αλληλεπίδραση των κατασκευών είναι ένα φαινόμενο εξαιρετικά ενδιαφέρον αλλά και περίπλοκο, που ενώ επηρεάζει σημαντικά τόσο τα μελλοντικά όσο και τα υφιστάμενα κτίρια, δεν δέχεται επαρκή προσοχή από τους μηχανικούς στο σχεδιασμό των κτιρίων.

2. ΑΝΑΛΥΤΙΚΕΣ ΜΕΛΕΤΕΣ

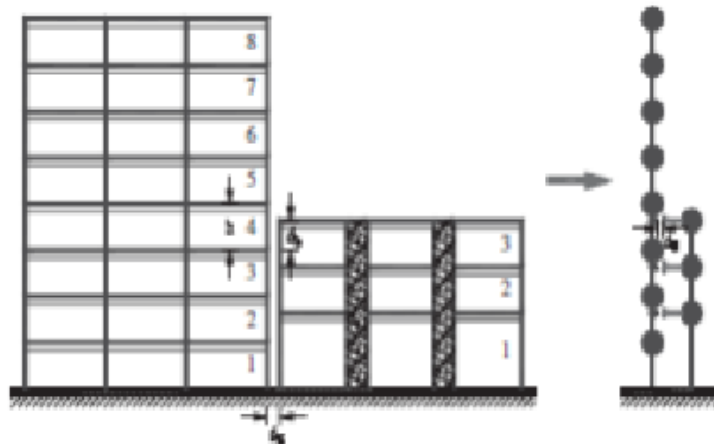
Οι μελέτες για τις συγκρούσεις κατασκευών που έχουν γίνει μέχρι σήμερα εστιάζουν σε τέσσερις τομείς [1]:

- στην παρατήρηση καταστροφών και ζημιών
- σε αναλυτικές μελέτες της δυναμικής του φαινομένου, με στόχο την κατανόηση της συμπεριφοράς των κατασκευών μακροσκοπικά και εξαγωγή ποιοτικών αποτελεσμάτων με χρήση συστημάτων ενός βαθμού ελευθερίας για απλοποίηση του προβλήματος
- σε συγκεκριμένες αναλύσεις κατασκευών, με σκοπό την αποτύπωση της απόκρισης πραγματικών κατασκευών με χρήση συστημάτων περισσότερων βαθμών ελευθερίας (Σχήμα 2,3)
- στον έλεγχο μεθόδων άμβλυνσης του φαινομένου

Τα σενάρια αλληλεπίδρασης που εξετάζονται διαχωρίζονται σε δύο κατηγορίες ανάλογα με τη ζημιά που προκαλούν. Πρώτον, σε αυτά όπου οι συγκρούσεις γίνονται μεταξύ των πλακών ορόφων (Σχήμα 2) και δεύτερον σε αυτά όπου οι συγκρούσεις γίνονται μεταξύ πλάκας και υποστυλώματος (Σχήμα 3). Στην πρώτη περίπτωση η ζημιά είναι συνολική και προκαλείται από την μεταφερόμενη ενέργεια και ορμή λόγω της σύγκρουσης αυξάνοντας την απόκριση της κατασκευής. Στην δεύτερη η ζημιά είναι τοπική και προκαλείται από την φυσική επαφή των δύο κτιρίων [8].



Σχήμα 2: Εξειδανίκευση αλληλεπίδρασης πλάκας με πλάκα [1]



Σχήμα 4: Εξειδανίκευση αλληλεπίδρασης πλάκας με υποστύλωμα [7]

2.1. ΜΟΝΤΕΛΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΕΠΑΦΗΣ

Η αλληλεπίδραση είναι πολύπλοκο φαινόμενο που εμπεριέχει πλαστικές παραμορφώσεις στα σημεία επαφής, τοπικές ρηγματώσεις, συνθλίψεις και αστοχίες λόγω της πρόσκρουσης και της τριβής. Η διαδικασία μεταφοράς ενέργειας είναι αρκετά περίπλοκη και κάνει την μαθηματική ανάλυση ακόμα πιο σύνθετη [2].

2.1.1. ΣΥΓΚΡΟΥΣΗ ΠΛΑΚΩΝ

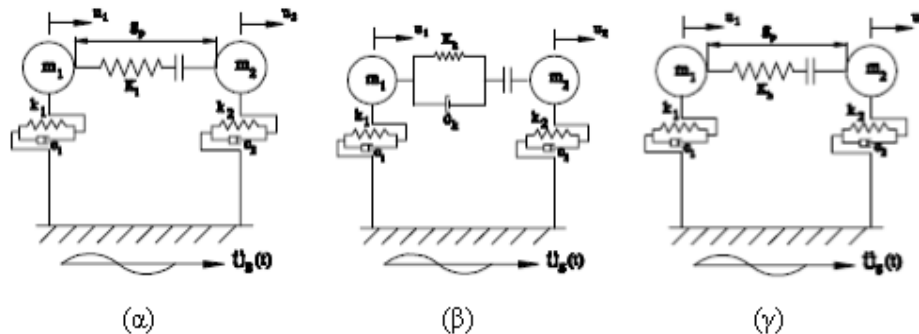
Δύο βασικές μέθοδοι αναπτύσσονται στη βιβλιογραφία για την προσομοίωση του φαινομένου η στερεομηχανική μέθοδος και η μέθοδος του στοιχείου επαφής.

Στερεομηχανική μέθοδος

Αυτή η προσέγγιση του φαινομένου υποθέτει στιγμιαία επαφή των κτιρίων και χρησιμοποιεί την διατήρηση της ορμής και τον συντελεστή αποκατάστασης για τον προσδιορισμό των ταχυτήτων μετά την πρόσκρουση. Με τη χρήση αυτού του συντελεστή συνυπολογίζονται οι μόνιμες παραμορφώσεις που προκαλεί η κρούση. Αυτή η μέθοδος δεν χρησιμοποιείται ευρέως διότι δεν μπορούν να υπολογιστούν οι δυνάμεις πρόσκρουσης, οι επιταχύνσεις και η διάρκεια επαφής και κατ' επέκταση δεν μπορεί να ενσωματωθεί σε μία ανάλυση χρονοϊστορίας [8].

Μέθοδος στοιχείου επαφής

Σε αυτήν την μέθοδο το πρόβλημα μοντελοποιείται με τη χρήση ενός στοιχείου που ενεργοποιείται όταν οι κατασκευές έρχονται κοντά. Ένα ελατήριο με υψηλή δυσκαμψία είναι το κατάλληλο για τον προσδιορισμό της δύναμης πρόσκρουσης, για την εξασφάλιση επαφής σύντομης διάρκειας και για να περιορίσει τη μετακίνηση. Αυτή η μέθοδος προσεγγίζει καλύτερα το φαινόμενο με την προϋπόθεση ότι χρησιμοποιούνται οι κατάλληλες ιδιότητες του ελατηρίου. Εντούτοις, αυτές οι ιδιότητες είναι αρκετά ασαφής και έτσι προσδιορίζονται δύσκολα, αλλά οι αναλύσεις αποδεικνύουν ότι μεγάλη αλλαγή των τιμών τους δεν επηρεάζει ουσιαστικά την απόκριση των κατασκευών, παρά μόνο τις δυνάμεις πρόσκρουσης [8]. Διατίθενται τέσσερα μοντέλα [9]:



(α) Γραμμικό ελατήριο, (β) Μοντέλο Kelvin, (γ) Μοντέλο Hertz

Σχήμα 3: Στοιχεία επαφής [9]

Γραμμικό ελατήριο

Είναι η πιο απλή μέθοδος και μπορεί να εκτελεστεί εύκολα και σε λογισμικό, αλλά δεν προσομοιώνονται οι απώλειες ενέργειας (Σχήμα 3(α)).

Μοντέλο Kelvin

Σε αυτό το μοντέλο χρησιμοποιείται ένα γραμμικό ελατήριο μαζί με ένα αποσβεστήρα. Η σταθερά απόσβεσης εκφράζει την ποσότητα απώλειας ενέργειας αλλά το ιξώδες στοιχείο παραμένει ενεργοποιημένο και μετά την επαφή (Σχήμα 3(β)).

Μοντέλο Hertz

Σε αυτό το μοντέλο χρησιμοποιείται ένα μη γραμμικό ελατήριο. Η προσέγγιση είναι ρεαλιστική, αλλά δεν μοντελοποιείται η απώλεια ενέργειας και η εφαρμογή του σε λογισμικό είναι ιδιαίτερα περίπλοκη (Σχήμα 3(γ)).

Μοντέλο Hertzdamp

Σε αυτό το μοντέλο συνδυάζεται το μη γραμμικό ελατήριο Hertz με έναν μη γραμμικό αποσβεστήρα, ώστε να προσδιορίζεται η απώλεια ενέργειας. Αποτελεί την πιο αντιπροσωπευτική εξιδανίκευση.

2.1.2. ΣΥΓΚΡΟΥΣΗ ΠΛΑΚΑΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ

Σε αυτές τις μελέτες χρησιμοποιείται ένα γραμμικό στοιχείο επαφής χωρίς απόσβεση γιατί την πλειοψηφία της πλαστικής δράσης την αναλαμβάνει το υποστύλωμα [8].

2.2. ΣΗΜΑΝΤΙΚΟΙ ΠΑΡΑΓΟΝΤΕΣ ΓΙΑ ΤΑ ΜΟΝΤΕΛΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ

Διαφράγματα

Όλες οι έρευνες μέχρι σήμερα έχουν γίνει με θεώρηση άκαμπτων διαφραγμάτων. Στην πραγματικότητα, όμως, τα διαφράγματα έχουν και αξονική δυσκαμψία και κατανεμημένες μάζες [8].

Έδαφος

Ο ρόλος του εδάφους στο φαινόμενο δεν έχει μελετηθεί αρκετά. Ενώ η επίδρασή του είναι δεδομένη ο τρόπος επιρροής δεν είναι ακόμη σαφώς προσδιορισμένος. Από τη μία το μαλακό έδαφος αυξάνει την περίοδο των κτιρίων και προκαλεί μεγαλύτερου πλάτους αποκρίσεις και άρα αυξάνει τις πιθανότητες συγκρούσεων [10] και από την άλλη μετά από ανάλυση δύο κτιρίων προέκυψε ότι ο συνυπολογισμός του μαλακού εδάφους ήταν ευνοϊκός διότι μείωσε την τέμνουσα βάσης και τη δύναμη πρόσκρουσης [11].

Τρεις διαστάσεις

Μόνο δύο έρευνες με τρισδιάστατο κτίριο έχουν πραγματοποιηθεί με αποτέλεσμα να μην έχει εξεταστεί ουσιαστικά το ενδεχόμενο επιβαλλόμενης στρέψης λόγω των συγκρούσεων, ενώ είναι γνωστό από τους ερευνητές ότι αποτελεί πιθανή αιτία δημιουργίας μηχανισμού αστοχίας [8].

3. ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΑ ΜΟΝΤΕΛΑ

Παρ' όλο που βρέθηκαν μοντέλα για να παρασταθεί το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης των κατασκευών, δεν έχουν επισημοποιηθεί απλοποιημένα μοντέλα που μπορούν να χρησιμοποιηθούν από τον σχεδιαστή μηχανικό [8].

Από συγκριτική μελέτη ελαστικών και ανελαστικών αναλύσεων συμπεραίνεται ότι η ελαστική συμπεριφορά στις συγκρούσεις είναι πιο συντηρητική. Αυτό εξηγεί γιατί εφαπτόμενα κτίρια που έχουν διαφορετικές περιόδους και δεν διαχωρίζονται από αρμό συμπεριφέρθηκαν ικανοποιητικά στους προηγούμενους σεισμούς. Η απόκριση στην ανελαστική ανάλυση είναι μεγαλύτερη, αλλά η ταχύτητα, η επιτάχυνση και η δύναμη πρόσκρουσης πολύ μικρότερη. Επίσης, τα συμβάντα αλληλεπίδρασης στην ανελαστική ανάλυση είναι λιγότερα από ότι στην ελαστική [4].

Τελικά, η ανελαστική μελέτη είναι απαραίτητη για τον οικονομικό σχεδιασμό της κατασκευής και αποτελεί το κατάλληλο εργαλείο για την μελέτη εύρεσης μεθόδου μείωσης της αλληλεπίδρασης εκτός τους αντισεισμικού αρμού [4].

3.1. ΣΥΓΚΡΟΥΣΗ ΠΛΑΚΩΝ

Το μόνο εργαλείο διαθέσιμο στο μηχανικό είναι η μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας των δύο κτιρίων [8].

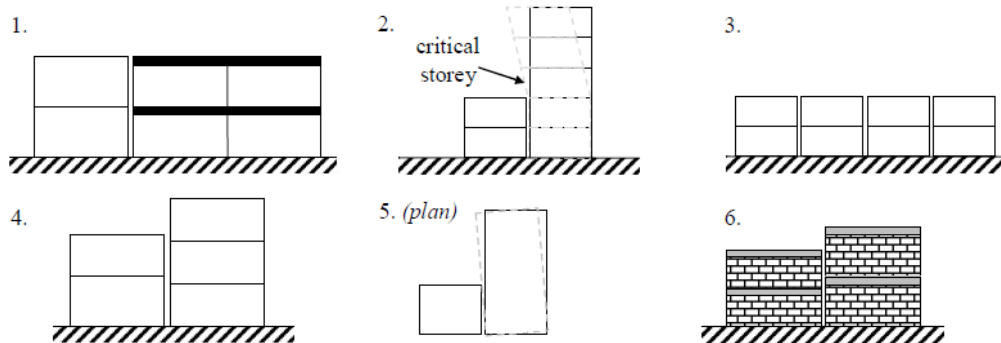
3.2. ΣΥΓΚΡΟΥΣΗ ΠΛΑΚΑΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ

Για την εύρεση των απαιτήσεων πλαστιμότητας και διάτμησης στο υποστήλωμα επαφής πρέπει να γίνει μη γραμμική push-over ανάλυση στις δύο κατασκευές [8].

Και στις δύο περιπτώσεις τα αποτελέσματα δεν ανταποκρίνονται στο απαιτούμενο επίπεδο λεπτομέρειας και απαιτείται περαιτέρω μελέτη [8].

4. ΕΥΑΛΩΤΑ ΚΤΙΡΙΑ

Η αλληλεπίδραση κατασκευών λόγω σεισμού εξαρτάται από τις ιδιότητες της μεμονωμένης κατασκευής αλλά και σε σχέση με τις ιδιότητες των γειτονικών της. Οι παρακάτω συνδυασμοί δυναμικών χαρακτηριστικών, δομικής διάταξης και δομικού τύπου κάνουν τις κατασκευές περισσότερο ευάλωτες στις συγκρούσεις (Σχήμα 5).



Σχήμα 5: Περιπτώσεις ευάλωτων κτιρίων [8]

1. Κτίρια με μεγάλη διαφορά μάζας

Όταν η διαφορά μάζας είναι μεγάλη η ορμή που μεταφέρεται από το βαρύτερο κτίριο θα αυξήσει πολύ την ταχύτητα στο ελαφρύτερο και το ελαφρύ θα είναι ευάλωτο σε κατάρρευση [8].

2. Κτίρια με διαφορετικά ύψη

Όταν δύο κτίρια με διαφορετικά ύψη συγκρούονται η δυσκαμψία του χαμηλότερου καθορίζει το πώς θα επηρεαστούν αυτά από την πρόσκρουση. Εάν το χαμηλότερο είναι εύκαμπτο τότε βρίσκεται σε δυσμενέστερη κατάσταση λόγω της διαφοράς ιδιοπεριόδου και μάζας σε σχέση με το ψηλότερο και μεγαλύτερο. Τα πράγματα γίνονται δύσκολα για το ψηλότερο κτίριο όταν το χαμηλό είναι δύσκαμπτο με μεγάλη μάζα. Τότε το επίπεδο σύγκρουσης του ψηλού συγκρατείται και η υπόλοιπη κατασκευή τραντάζεται μέχρι την κορυφή. Το τράνταγμα μπορεί να γίνει τόσο βίαιο που να είναι καταστροφικό. Αυτό προκαλεί μεγάλες απαιτήσεις σε διάτμηση και πλαστιμότητα στο ψηλότερο μέρος του κτιρίου, όπου οι τέμνουσες και οι ροπές ανατροπής είναι πολύ μεγαλύτερες από ότι θα ήταν χωρίς την αλληλεπίδραση. Η σύγκρουση μειώνει την οριζόντια απόκλιση κορυφής καθ' όλο το ύψος της κατασκευής. Οι συγκρούσεις στα υψηλότερα επίπεδα μειώνουν προοδευτικά την οριζόντια απόκλιση της κατασκευής και παράλληλα αυξάνουν την τέμνουσα βάσης. Αυτό συμβαίνει διότι η ταχύτητα ταλάντωσης του κτιρίου αυξάνεται προς την κορυφή και επομένως αυτές οι μεγαλύτερες ταχύτητες οδηγούν σε μεγαλύτερες δυνάμεις πρόσκρουσης ([6], [15]).

3. Εξωτερικά κτίρια συνεχούς κτιριακού συστήματος

Το συνεχές κτιριακό σύστημα αποτελεί την κυρίαρχη πρακτική σε μεγάλες πόλεις, όπου το κάθε κτίριο είναι σε πλήρη ή μερική επαφή σε μία ή στις δύο απέναντι πλευρές με τα γειτονικά κτίρια. Σε αυτήν την περίπτωση, τα εξωτερικά κτίρια θα υποφέρουν λόγω της ορμής που θα μεταφερθεί από τα εσωτερικά, ενώ τα εσωτερικά

θα υποστούν ελάχιστη ζημιά. Αυτό μπορεί να έχει μια εύληπτη εξήγηση: ένα ακριανό κτίριο ενώ χτυπά από τη μία πλευρά από την άλλη είναι ελεύθερο να ταλαντωθεί. Το ίδιο συμβαίνει και σε γωνιακά κτίρια όπου οι συγκρούσεις συμβαίνουν σε δύο κατακόρυφες διευθύνσεις. Εάν ένα κτίριο βρίσκεται ανάμεσα σε δύο άλλα θα προσκρούσει και στις δύο πλευρές με αποτέλεσμα να περιορίζεται η κίνησή του και στις δύο διευθύνσεις. Αποτελεί παρόμοιο σενάριο με την κούνια του Νεύτωνα [12].

4. Σύγκρουση πλάκας υποστύλωματος

Η σύγκρουση πλάκας υποστύλωματος συμβαίνει σε διπλανά κτίρια που έχουν διαφορετικό ύψος ορόφων και σε κτίρια που βρίσκονται σε έδαφος με κλίση και οι στάθμες των πλακών διαφέρουν. Σε κάθε περίπτωση εμβολισμού το υποστύλωμα βρίσκεται σε κρίσιμη κατάσταση διατμητικής αστοχίας και συχνά οι απαιτήσεις πλαστιμότητας υπερβαίνονται. Όταν υπάρχει δε επαφή των κτιρίων έχουμε και καμπτική αστοχία. Αξίζει να σημειωθεί, όμως, ότι μεγάλη αύξηση στους ορόφους του ψηλού κτιρίου έχει ως αποτέλεσμα το μέγεθος των αναπτυσσόμενων απαιτήσεων σε πλαστιμότητα και διατμητική αντοχή του υποστύλωματος που δέχεται την πρόσκρουση να μειωθεί σημαντικά. Η μείωση αυτή ήταν αρκετή ώστε τελικά οι αναπτυσσόμενες απαιτήσεις να μην επηρεάζονται από την αλληλεπίδραση των κατασκευών [13].

5. Στρεπτική δράση λόγω αλληλεπίδρασης

Κάποιες διατάξεις ή η ίδια η ασυμμετρία της κατασκευής μπορούν να τη προκαλέσουν.

6. Κτίρια από ψαθυρά υλικά

Η μη ενισχυμένη τοιχοποιία είναι ιδιαίτερα ευάλωτη σε οποιοδήποτε οριζόντιο φορτίο. Η πολύ υψηλή στιγμιαία δύναμη λόγω της σύγκρουσης μπορεί να προκαλέσει εκρηκτική αστοχία των ψαθυρών δομικών στοιχείων [8].

Τα κτίρια που είναι επιρρεπή στις συγκρούσεις εάν δεν ικανοποιούν τα παραπάνω κριτήρια θα επιβιώσουν κατά τη διάρκεια ενός μεγάλου σεισμού [8].

5. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΕΣ ΜΕΛΕΤΕΣ

Εξαιτίας του κόστους των καταστρεπτικών πειραμάτων, μόλις τέσσερα πειράματα έχουν πραγματοποιηθεί. Τα δείγματα είναι κτίρια ίδιου ύψους και διαφορετικής δυσκαμψίας που τοποθετούνται σε σεισμική τράπεζα και διεγείρονται κατά το πλείστον από ημιτονοειδής διεγέρσεις. Τα συμπεράσματα των πειραμάτων συνέκλιναν στο ότι οι εύκαμπτες κατασκευές είναι πιο ευάλωτες από τις δύσκαμπτες. Επιπλέον, παρατηρήθηκε ότι κατά την αλληλεπίδραση η απόκριση των εύκαμπτων μειωνόταν και των δύσκαμπτων αυξανόταν. Τα αποτελέσματα από τις μετρήσεις επιβεβαίωσαν αυτά που είχαν προβλεφθεί από τις αναλυτικές μελέτες που έκανε ο κάθε μελετητής, με εξαίρεση της μελέτης που το στοιχείο επαφής προσομοιώθηκε με γραμμικό ελαστικό ελατήριο και οι τιμές της επιτάχυνσης δεν συνέκλιναν με τις πραγματικές [14].

6. ΑΜΒΛΥΝΣΗ ΤΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ

Οι μέθοδοι άμβλυνσης της αλληλεπίδρασης μπορούν να κατηγοριοποιηθούν ανάλογα με τον τρόπο που προσεγγίζουν το πρόβλημα. Έτσι διακρίνονται σε αυτές που στόχο έχουν:

- την αποφυγή των συγκρούσεων
- την ενίσχυση της κατασκευής
- την βελτίωση της συμπεριφοράς των κατασκευών κατά την αλληλεπίδραση

6.1. ΑΠΟΦΥΓΗ ΣΥΓΚΡΟΥΣΕΩΝ

Η αποφυγή ή περιορισμός των συγκρούσεων επιτυγχάνεται με δύο τρόπους με την εφαρμογή του αντισεισμικού αρμού και με την αύξηση της δυσκαμψίας της κατασκευής.

6.1.1. ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΑΡΜΟΣ

Το ελάχιστο επιτρεπτό διάκενο για να αποφευχθεί η σύγκρουση είναι το άθροισμα των μέγιστων μετατοπίσεων των ανεξάρτητων αποκρίσεων των δύο κατασκευών. Όμως, επειδή είναι απίθανο να συμβεί αυτό ταυτόχρονα ένα μικρότερο κενό θα ήταν αρκετό για να αποφευχθεί η πρόσκρουση. Η τεχνική SRSS που βασίζεται στην θεωρία των τυχαίων δονήσεων, αναφέρεται στην τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων των μέγιστων σεισμικών μετακινήσεων των δύο κτιρίων και έχει αποδειχθεί ιδιαίτερα αποτελεσματική από τις αναλυτικές μελέτες που έχουν γίνει ([1], [8]). Επίσης, η χρήση κάποιου μαλακού υλικού στα κενά μεταξύ των κατασκευών μπορεί να αποσβέσει αρκετά τις συγκρούσεις. Αυτό βέβαια δεν πρέπει να χρησιμοποιηθεί ως μηχανισμός μείωσης της απόκρισης της ταλάντωσης [12].

6.1.2 ΑΥΞΗΣΗ ΤΗΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Αυξάνοντας τη δυσκαμψία του κτιρίου μειώνουμε το εύρος ταλάντωσης του και εξασφαλίζοντας ικανοποιητικό κενό μειώνουμε τις αρνητικές συνέπειες της αλληλεπίδρασης. Επίσης, μπορούμε να ρυθμίσουμε τα δυναμικά χαρακτηριστικά των δύο κατασκευών ώστε να ταλαντώνονται στην ίδια φάση και έτσι να αποφευχθούν οι προσκρούσεις [8].

6.2. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Η ενίσχυση της κατασκευής επιτυγχάνεται με δύο τρόπους, με την ενίσχυση στοιχείων της κατασκευής και με συμπληρωματική απόσβεση ενέργειας.

6.2.1. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Σε αυτήν την περίπτωση στα πιθανά σημεία αλληλεπίδρασης ενισχύουμε εκείνα τα στοιχεία που μπορεί να αστοχήσουν λόγω των συγκρούσεων, όπως τα ακραία υποστρώματα [18].

6.2.2. ΣΥΜΠΛΗΡΩΜΑΤΙΚΗ ΑΠΟΣΒΕΣΗ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ

Η απόκριση των κατασκευής ελέγχεται με παθητικές ή ενεργητικές μηχανές που αυξάνουν την απόσβεση της και βελτιώνουν συνολικά τη συμπεριφορά της. Επίσης, σε περίπτωση πολύ υψηλής απόσβεσης τα γειτονικά κτίρια ταλαντώνονται εντός φάσης παρόλο που έχουν διαφορετικές ιδιοπεριόδους [4].

6.3. ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Η συμπεριφορά των κατασκευών μπορεί να βελτιωθεί είτε με τη χρήση στοιχείων πρόσκρουσης είτε με την ένωση των κτιρίων.

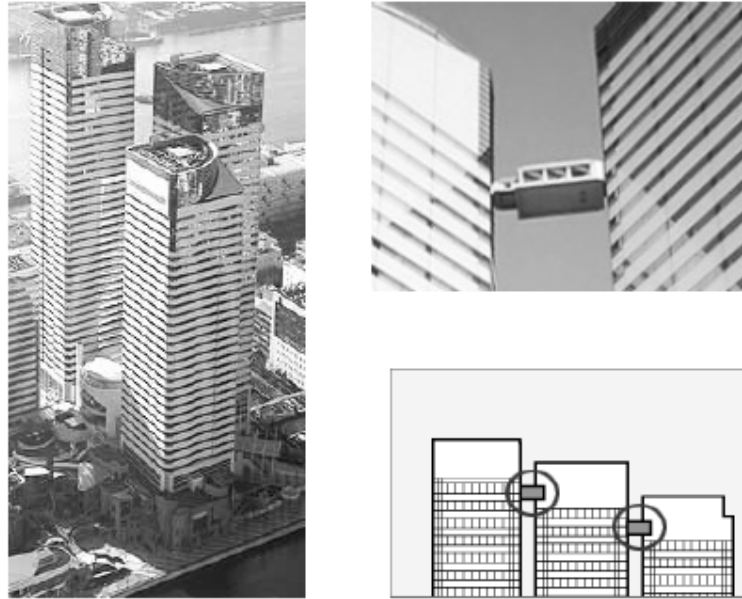
6.3.1. ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΠΡΟΣΚΡΟΥΣΗΣ

Με αυτό το μέτρο στα σημεία σύγκρουσης δημιουργούμε μεγάλα και δυνατά τοιχεία που θα δεχτούν την δύναμη πρόσκρουσης βελτιώνοντας την συμπεριφορά της κατασκευής [18].

6.3.2. ΕΝΩΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ

Σε αυτήν την περίπτωση ενώνουμε τα κτίρια με αποσβεστήρες ενέργειας για να

μειώσουμε την σοβαρότητα των συγκρούσεων (Σχήμα 6). Αυτή η μέθοδος όμως φέρνει πολλά τεχνικά και μη προβλήματα. Κτίρια με μικρό κενό ανάμεσα δεν διαθέτουν χώρο για την εγκατάσταση των στοιχείων απόσβεσης. Επίσης, αλλάζει η κατανομή του φορτίου και οι δυναμικές ιδιότητες των κατασκευών και άρα οι απαιτήσεις των δοκών και υποστυλωμάτων σε όλη την κατασκευή. Τέλος, η ένωση κτιρίων με διαφορετικούς ιδιοκτήτες αποτελεί κοινωνικό και νομοθετικό εμπόδιο γιατί θα απαιτηθούν αλλαγές και στα δύο κτίρια [8].



Σχήμα 6: Ένωση κτιρίων, Triton square office complex (2001)

7. ΠΙΘΑΝΟΤΗΤΑ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ

Σε έρευνα όπου μελετήθηκε η πιθανότητα εμφάνισης της αλληλεπίδρασης σε σχέση με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής και το λόγο των ιδιοπεριόδων γειτονικών κτιρίων, παρατηρήθηκε ότι όσο οι περίοδοι των κατασκευών διαφοροποιούνται τόσο μειώνεται και η πιθανότητα σύγκρουσης. Επίσης, η πιθανότητα αλληλεπίδρασης κτιρίων με ίδιο ύψος είναι μεγαλύτερη από ότι με διαφορετικό. Το πιο πιθανό σενάριο αλληλεπίδρασης είναι διπλανά κτίρια με περιόδους παρόμοιες αλλά όχι ίσες και συγχρόνως κοντά στην περίοδο του εδάφους. Συμπερασματικά, η εμφάνιση των ακίνδυνων και ελαφρών μορφών συγκρούσεων είναι πολύ πιο πιθανή από ότι των επικίνδυνων και καταστρεπτικών. Αυτός είναι και ένας λόγος για τον οποίο τα σοβαρά περιστατικά αλληλεπίδρασης που παρατηρούνται στους μεγάλους σεισμούς δεν είναι πάρα πολλά [16]. Εντούτοις, τα κτίρια ευάλωτα στην αλληλεπίδραση σε μία σεισμογενή χώρα όπως η Ελλάδα, πρέπει να προστατεύονται από αυτό το φαινόμενο το οποίο μπορεί να αποβεί καταστροφικό για αυτά, διαφορετικά ο σχεδιασμός τους δεν είναι υπέρ της ασφάλειας.

8. ΣΥΣΤΑΣΕΙΣ ΚΩΔΙΚΩΝ

Οι κανονισμοί ΕΚ8 και ΕΑΚ προτείνουν για την αποφυγή της αλληλεπίδρασης δημιουργία αντισεισμικού αρμού. Συγκεκριμένα αναφέρουν:

ΕΚ8

Για κτίρια που δεν ανήκουν στο ίδιο οικόπεδο, η απόσταση από την γραμμή του οικοπέδου πρέπει να είναι μεγαλύτερη από την μέγιστη οριζόντια μετατόπιση d_s

(όπου $d_s = q \cdot d_e$, όπου q ο συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής και d_e η ελαστική μετατόπιση του κτιρίου κατά το σεισμό σχεδιασμού).

Για κτίρια που ανήκουν στο ίδιο οικοπέδο, η απόσταση μεταξύ τους πρέπει να είναι μεγαλύτερη από τη ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων των δύο μέγιστων οριζόντιων μετατοπίσεων των κτιρίων.

Εάν το ύψος των ορόφων του υπό σχεδιασμού κτιρίου είναι ίδιο με αυτό του διπλανού κτιρίου, τότε η ελάχιστη απόσταση μπορεί να μειωθεί κατά 0,7.

ΕΑΚ

Στην περίπτωση όπου υπάρχει πιθανότητα εμβολισμού υποστυλωμάτων του ενός κτιρίου από πλάκες ή άλλα στοιχεία του παρακειμένου, το προστατευτικό μέτρο είναι η πρόβλεψη σεισμικού αρμού πλήρους διαχωρισμού. Αν δεν γίνει ακριβέστερος υπολογισμός ο σεισμικός αρμός πλήρους διαχωρισμού μπορεί να έχει εύρος ίσο με την τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων των μεγίστων σεισμικών μετακινήσεων ($\Delta = q \Delta_{ελ}$) των δύο κτιρίων στις θέσεις των επικίνδυνων υποστυλωμάτων, συμπεριλαμβανομένης και της επίδρασης της στροφής περί τον κατακόρυφο άξονα.

Όταν δεν υπάρχει πιθανότητα εμβολισμού υποστυλωμάτων σε κανένα από τα δύο κτίρια, μπορεί να καθορίζεται με βάση τον συνολικό αριθμό των υπέρ το έδαφος εν επαφή ορόφων ως εξής:

4 cm για επαφή μέχρι και 3 ορόφους

8cm για επαφή από 4 έως 8 ορόφους

10cm για επαφή σε περισσότερους από 8 ορόφους

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. προτείνει για την ενίσχυση των κατασκευών:

ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Σε περιπτώσεις κατά τις οποίες μεταξύ γειτονικών κτιρίων δεν υπάρχει απόσταση μεγαλύτερη του εύρους του αντισεισμικού αρμού υπολογισμένου σύμφωνα με τον ΕΚ8-1 και δεν υπάρχει πιθανότητα εμβολισμού υποστυλώματος από πλάκα, δεν είναι αναγκαία η λήψη ειδικότερων μέτρων έναντι σύγκρουσης. Όταν υπάρχει πιθανότητα εμβολισμού υποστυλώματος από πλάκα, συνίσταται η ενίσχυση των ως άνω ακραίων υποστυλωμάτων σε ολόκληρο το ύψος τους μέχρι τη θεμελίωση αυξάνοντας 100% τη σεισμική ένταση ανασχεδιασμού των εν λόγω υποστυλωμάτων. Εναλλακτικά, συνίσταται η εμφάνιση κατάλληλου τοιχώματος ή πτερυγίου πίσω από τα υπό κρούση ακραία υποστυλώματα, μέσα στο πρώτο φάτνωμα κατά τη διεύθυνση της πιθανολογούμενης κρούσης.

Στην περίπτωση ομόρων κτιρίων με διαφορά αριθμού ορόφων ίση ή μεγαλύτερη από 2 ή του 50% συνίσταται να λαμβάνεται υπόψη το ενδεχόμενο της εντός ή εκτός φάσης σεισμικής σύγκρουσης. Προς τούτου κατά την ενίσχυση οποιουδήποτε από τα δύο αυτά κτίρια, είναι δυνατόν να λαμβάνεται υπόψη το εν λόγω ενδεχόμενο αυξάνοντας κατά 50% τη συνολική σεισμική ένταση ανασχεδιασμού του κτιρίου.

9. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕΤΡΩΝ ΑΝΤΙΜΕΤΩΠΙΣΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ

Για σκοπούς σχεδιασμού των τελευταίων προτάσεων μείωσης του φαινομένου της αλληλεπίδρασης, βασική προϋπόθεση είναι η γνώση του μεγέθους της δύναμης σύγκρουσης που αναμένεται κατά τη διάρκεια του σεισμού. Η εύρεση της δύναμης είναι αρκετά περίπλοκη γιατί απαιτεί την ανάλυση και των δύο κατασκευών. Εναλλακτικά, μπορεί να χρησιμοποιηθεί το φάσμα της δύναμης πρόσκρουσης που έχει προταθεί από τελευταία έρευνα και περιλαμβάνει τρισδιάστατα διαγράμματα της ενδεχόμενης δύναμης σε συνάρτηση με τους κύριους προάγοντες που την επηρεάζουν. Οι παράγοντες αυτοί είναι η δομική διάταξη, το ενδιάμεσο κενό, η απόσβεση, η μάζα και η πλαστιμότητα των δύο κατασκευών [17]. Μέχρι τώρα δεν

υπάρχει κάποια πρόταση από τους κανονισμούς για τον υπολογισμό αυτής της δύναμης. Η καθοδήγηση των κανονισμών για τη διαστασιολόγηση των στοιχείων που θα δεχθούν τις συγκρούσεις είναι μόνο από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. όπου προτείνει αύξηση της σεισμικής έντασης κατά 100% για τα υποστυλώματα που θα δεχθούν τη δύναμη, 50% αύξηση της σεισμικής έντασης για τη διαστασιολόγηση ανασχεδιασμού κτιρίων με σημαντική διαφορά ύψους, ενώ δεν αναφέρει κάτι για τον σχεδιασμό των τοιχείων πρόσκρουσης που προτείνει.

B. ΑΝΑΛΥΣΗ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΓΕΙΤΟΝΙΚΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΜΕ SAP2000

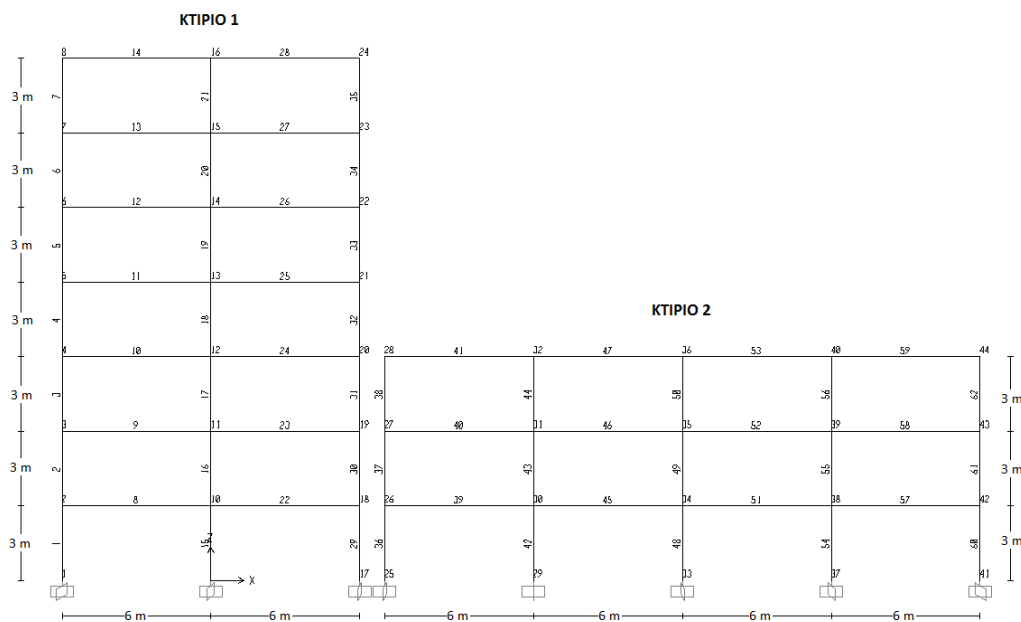
1. ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Εξετάζεται η περίπτωση αλληλεπίδρασης δύο κτιρίων με ίδιο ύψος ορόφων αλλά με διαφορετικό συνολικό ύψος. Αυτό σημαίνει πως η πιθανή σύγκρουση μπορεί να γίνει μόνο στις στάθμες των πλακών (σύγκρουση πλάκα με πλάκα). Δημιουργήθηκαν μοντέλα στις δύο διαστάσεις x , z . Οι κύριοι παράγοντες που καθορίζουν τον κίνδυνο των συγκρούσεων είναι ο τύπος των κτιρίων, η επιτάχυνση του εδάφους, το είδος του εδάφους και η απόσταση μεταξύ των κτιρίων. Στη συγκεκριμένη ανάλυση θεωρούμε: Τύπος κτιρίων: Έχουμε ένα 7όροφο κτίριο (κτίριο 1) συνολικού ύψους 21m και ένα 3όροφο κτίριο (κτίριο 2) ύψους 9m (σχήμα 7). Πρόκειται για πλαισιακές κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα με ίσα ανοίγματα 6m και ίσα ύψη ορόφων 3m.

Επιτάχυνση εδάφους: Η επιτάχυνση του εδάφους ενεργεί μόνο στην διεύθυνση x και θεωρούμε ότι μετακινήσεις και στροφές εκτός επιπέδου x , z είναι αμελητέες.

Είδος εδάφους: Χάριν απλότητας οι ιδιότητες του εδάφους δεν λήφθηκαν υπόψη στην συγκεκριμένη εργασία.

Απόσταση μεταξύ των κτιρίων: Αναλύθηκαν 3 διαφορετικά μοντέλα όπου τα κτίρια: α) βρίσκονται εξαρχής σε επαφή ($e=0$ cm), β) έχουν ενδιάμεση απόσταση ορισμένη από ΕΑΚ ($e=4$ cm) (βλ. §3), γ) βρίσκονται στην ελάχιστη δυνατή απόσταση όπου δεν αλληλεπιδρούν ($e=8$ cm).



Σχήμα 7: Μόρφωση κτιρίων 1,2

2. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΩΝ

Τα δύο κτίρια σχεδιάστηκαν σύμφωνα με τον ΕΚΩΣ και τον ΕΑΚ. Για τα κατακόρυφα φορτία έγινε γραμμική ελαστική ανάλυση για τους εξής συνδυασμούς φόρτισης:

- Οριακή κατάσταση αστοχίας: $1,35G+1,5Q$
- Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας: $G+Q$

Για τα οριζόντια φορτία (σεισμική φόρτιση) έγινε μια “ισοδύναμη” γραμμική φασματική ανάλυση όπου εφαρμόστηκαν οι εξής παράμετροι:

- Μέγιστη επιτάχυνση εδάφους $0,24g$
- Τύπος εδάφους B
- Συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής $\eta=3,5$

Τελικώς τα κτίρια σχεδιάστηκαν με κατακόρυφα στοιχεία διαστάσεων 45×45 cm και οριζόντια στοιχεία διαστάσεων 30×45 cm. Ο οπλισμός λήφθηκε υπόψη δημιουργώντας ισοδύναμες δυσκαμψίες στα μέλη. Συγκεκριμένα, για τις αναλύσεις των οριζόντιων δράσεων ο ΕΑΚ προτείνει οι δυσκαμψίες των στοιχείων να υπολογίζονται με παραδοχή σταδίου II (ρηγματωμένες διατομές). Για τα υποστυλώματα η δυσκαμψία επιτρέπεται να λαμβάνεται ίση με αυτήν του σταδίου I, χωρίς τον συνυπολογισμό της συμβολής του οπλισμού, ενώ για τα δοκάρια ίση με το $1/2$ του σταδίου I, χωρίς τον συνυπολογισμό της συμβολής του οπλισμού. Επιπλέον οι σεισμικές αποκρίσεις έχουν ελεγχθεί και δεν παρουσιάζονται φαινόμενα 2^{ης} τάξης. Οι μέγιστες σεισμικές αποκρίσεις από την φασματική ανάλυση ανά όροφο φαίνονται στον πίνακα 1.

Όροφος	Μετακίνηση (m)	
	Κτίριο 1	Κτίριο 2
7	0,049	-
6	0,045	-
5	0,040	-
4	0,033	-
3	0,024	0,018
2	0,014	0,013
1	0,005	0,005

Πίνακας 1: Μέγιστες σεισμικές αποκρίσεις ανά όροφο

3. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΑΡΜΟΥ

Όλοι οι κώδικες προτείνουν ακριβή υπολογισμό της απόστασης του κενού για την πλήρη αποφυγή συγκρούσεων με βάση την φασματική ανάλυση. Στην συγκεκριμένη ανάλυση έχουμε: $e=d1+d2=0,04m$, όπου $d1=0,024m$ η μέγιστη απόκριση του κτιρίου 1 στον 3^ο όροφο και $d2=0,018m$ η μέγιστη απόκριση του κτιρίου 2 στον 3^ο όροφο.

Σε περίπτωση όπου δεν γίνεται ακριβής υπολογισμός οι κώδικες προτείνουν:

ΕΑΚ: για επαφή μέχρι και 3 ορόφους $0,04m$.

ΕΚ8: $SRSS=\sqrt{(d1^2+d2^2)}=0,03$ m και επειδή έχουμε ίδια ύψη ορόφων η τιμή μειώνεται κατά 30%, δηλαδή περίπου $0,02m$.

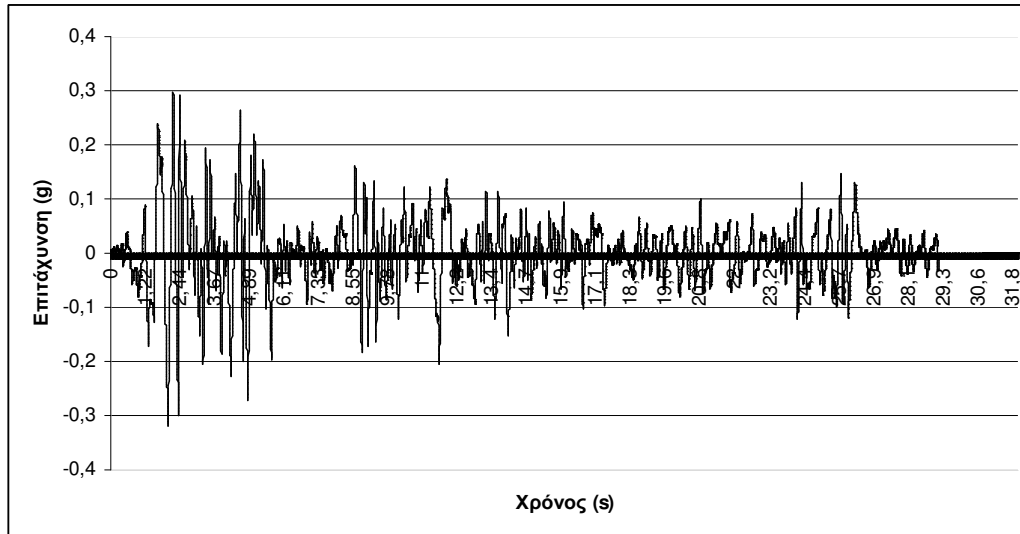
Επιλέγουμε για την ανάλυση την τιμή του ΕΑΚ ως πιο συντηρητική.

4. ΑΝΑΛΥΣΗ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ

4.1. ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΙΕΓΕΡΣΗ

Η ανάλυση του φαινομένου της αλληλεπίδρασης των κτιρίων έγινε με την μέθοδο της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας. Η σεισμική διέγερση που

χρησιμοποιήθηκε είναι ο σεισμός του El Centro διάρκειας 30 δευτερολέπτων, που συνέβη στο Mexico το 1940, με μέγιστη σεισμική επιτάχυνση 0,32g. Το επιταχυνσιογράφημα φαίνεται στο σχήμα 8. Ο συντελεστής απόσβεσης λήφθηκε ως $\xi=0,05$.



Σχήμα 8: Επιταχυνσιογράφημα El Centro 1940

4.2. ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

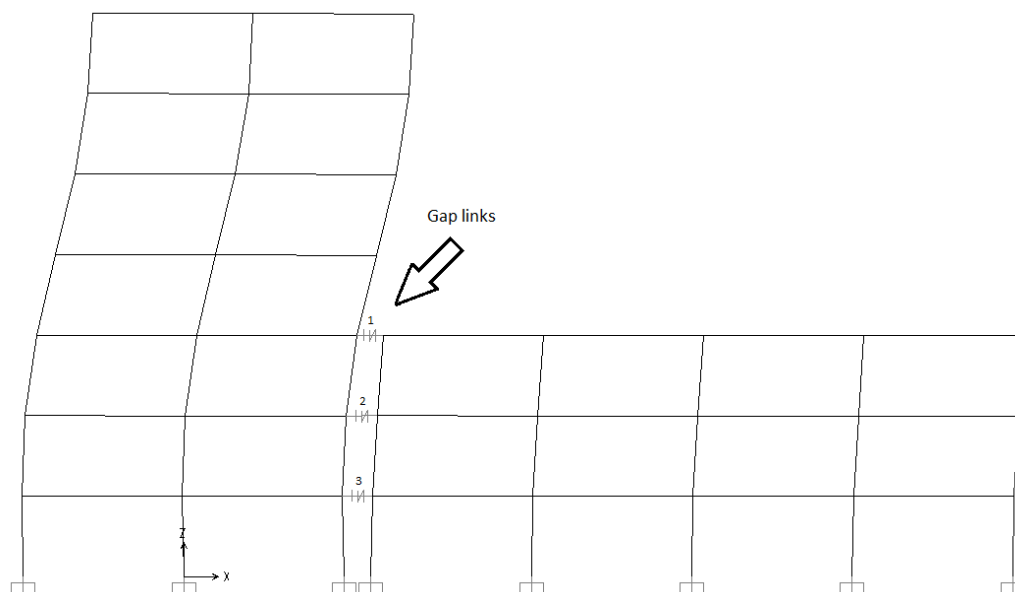
Κατά την σεισμική διέγερση τα φαινόμενα σύγκρουσης των δύο κτιρίων μπορεί να συμβούν σε κάθε όροφο στο ύψος της πλάκας. Συγκεκριμένα έχουμε 3 πιθανά σημεία σύγκρουσης, στον 1^ο, 2^ο και 3^ο όροφο. Η μοντελοποίηση του φαινομένου της σύγκρουσης γίνεται με την βοήθεια κάποιων συνδέσμων (στοιχεία επαφής) τα οποία το SAP ονομάζει gap links. Πρόκειται για ελατήρια τα οποία ενεργοποιούνται μόνο σε θλίψη όταν η συνολική απόκριση των κτιρίων ξεπεράσει το ενδιάμεσο κενό (σχήμα 9). Αυτό σημαίνει ότι τα κτίρια μπορούν ελεύθερα να απομακρυνθούν το ένα με το άλλο (σχήμα 10). Η δυσκαμψία του ελατηρίου θεωρήθηκε ίση με 10.000.000 kN/m, τιμή που χρησιμοποίησαν οι Maison, Kasai [1] και βρίσκεται εντός ορίων τιμών που προτείνει το Sap [19]. Τέλος, θεωρούμε ότι σε κάθε στάθμη ορόφου υπάρχουν πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα οι οποίες επιβάλλουν διαφραγματική λειτουργία. Έτσι οι δυνάμεις κρούσης κατανέμονται σε όλα τα μέλη που συνδέονται με την στάθμη ορόφου.

5. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

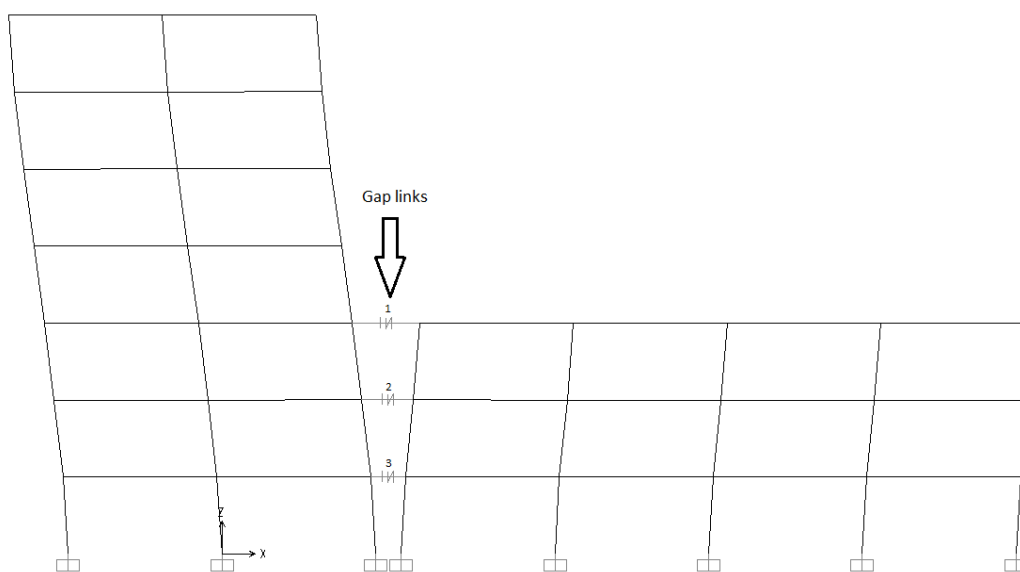
Έγιναν συνολικά 3 αναλύσεις χρονοϊστορίας, μια για κάθε περίπτωση απόστασης των κτιρίων: α) 0cm, β) 4cm και γ) 8cm. Φαινόμενα αλληλεπίδρασης παρατηρήθηκαν μόνο στις περιπτώσεις α και β, ενώ στην περίπτωση γ τα κτίρια ταλαντώνονταν ανεξάρτητα. Τα παρακάτω αποτελέσματα αφορούν το κτίριο 1, καθώς το κτίριο 2 ως πιο δύσκαμπτο θεωρούμε ότι έχει μικρές επιπτώσεις από τις συγκρούσεις.

5.1. ΜΕΤΑΤΟΠΗΣΕΙΣ

Στο σχήμα 11 βλέπουμε την μέγιστη μετατόπιση ανά όροφο του κτιρίου 1 για τις 3 περιπτώσεις. Στην αριστερή πλευρά όπου υπάρχει ελευθερία κίνησης, δεν παρατηρούνται σημαντικές διαφορές. Αντίθετα, στην δεξιά πλευρά οι διαφορές είναι πιο έντονες. Η απόκριση στην περίπτωση μηδενικού κενού είναι η μικρότερη



Σχήμα 9: Λειτουργία των στοιχείων επαφής κατά την σύγκρουση των κτιρίων

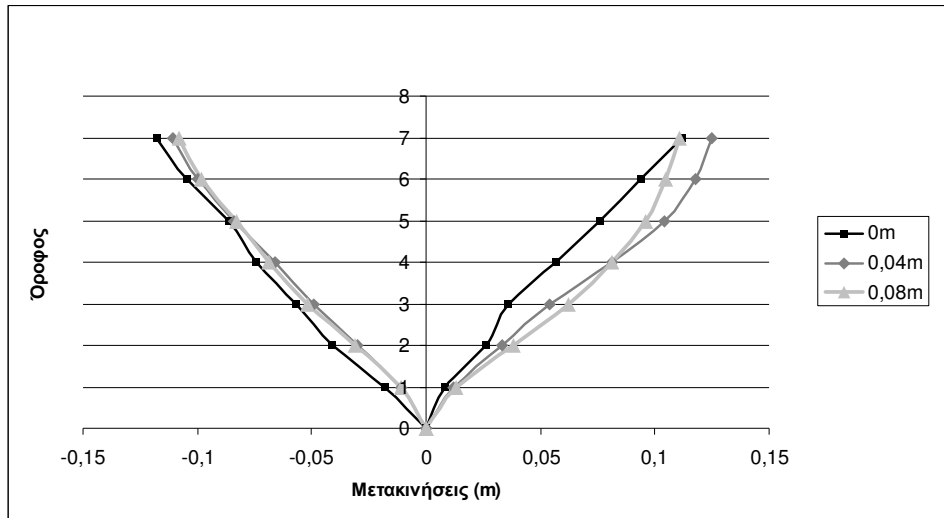


Σχήμα 10: Λειτουργία των στοιχείων επαφής κατά την απομάκρυνση των κτιρίων

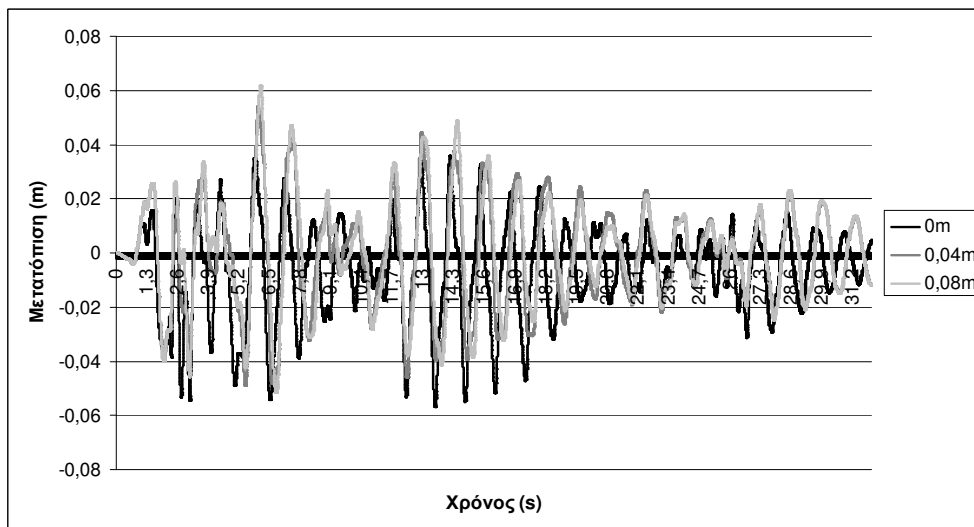
εφόσον εμποδίζεται από το κτίριο 2. Στο σημείο σύγκρουσης (όροφος 3) έχουμε μέγιστη απόκριση στην ελεύθερη ταλάντωση, και ελάχιστη στο μηδενικό κενό όπως αναμενόταν. Στην κορυφή (όροφος 7) μέγιστη μετακίνηση έχουμε στην περίπτωση κενού 4cm, με μικρή διαφορά σε σχέση με τις άλλες περιπτώσεις.

Στο σχήμα 12 βλέπουμε την απόκριση του 3^{ου} ορόφου του κτιρίου 1 καθ' όλη την διάρκεια του σεισμού για τις 3 περιπτώσεις. Στον 3^ο όροφο παρατηρούμε ότι για μηδενική απόσταση μεταξύ των κτιρίων έχουμε μετατόπιση του διαγράμματος προς τα κάτω. Αυτό σημαίνει αύξηση των μετατοπίσεων προς τα αριστερά και μείωση προς τα δεξιά λόγω του κτιρίου 2 που το εμποδίζει.

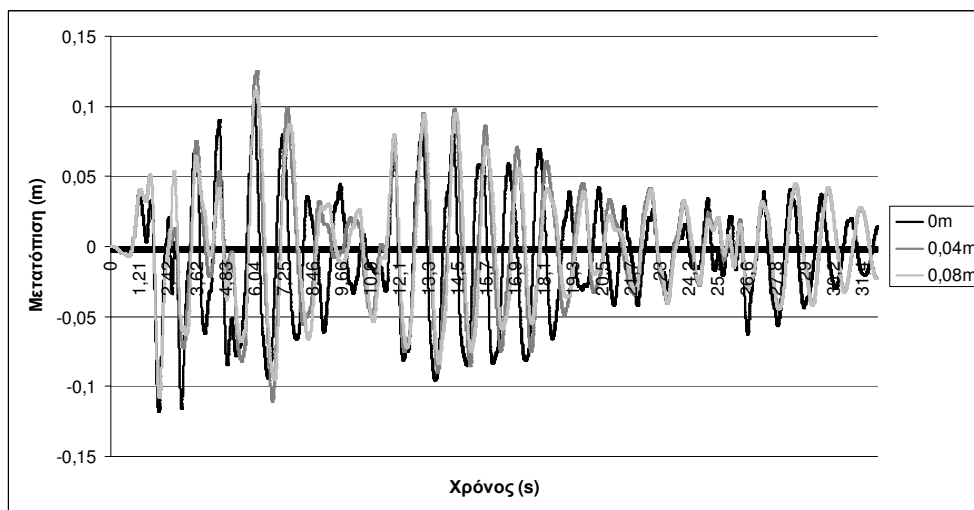
Στο σχήμα 13 βλέπουμε αντίστοιχα τις μετατοπίσεις για τον 7^ο όροφο. Οι διαφορές στις μετατοπίσεις του 7^{ου} ορόφου δεν είναι σημαντικές.



Σχήμα 11: Μέγιστες αποκρίσεις καθ' ύψος του κτιρίου 1



Σχήμα 12: Απόκριση 3^{ου} ορόφου, κτιρίου 1 κατά την διάρκεια του σεισμού

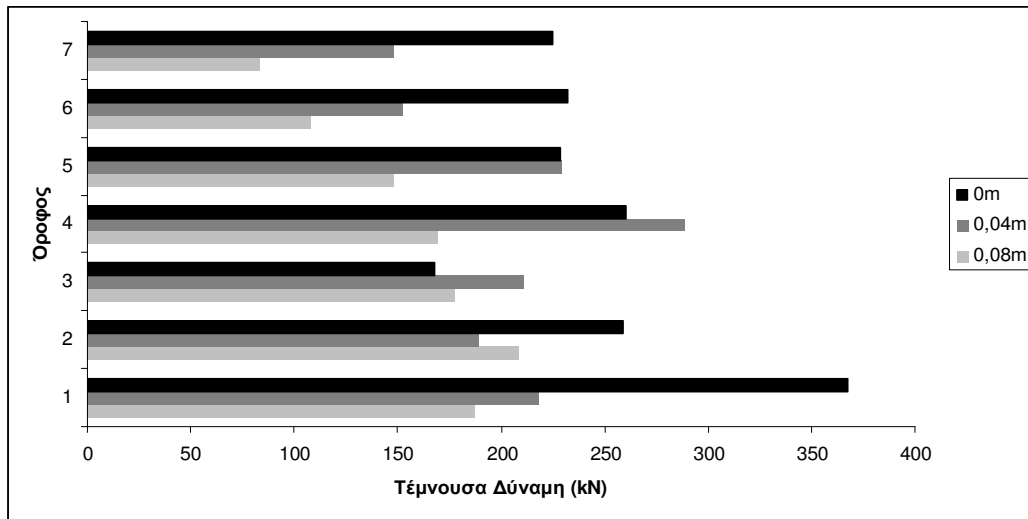


Σχήμα 13: Απόκριση 7^{ου} ορόφου, κτιρίου 1 κατά την διάρκεια του σεισμού

5.2. ΤΕΜΝΟΥΣΑ ΔΥΝΑΜΗ

Η σύγκρουση των κτιρίων αυξάνει σημαντικά την τέμνουσα δύναμη που δρα στο κτίριο 1, και η κατανομή της φαίνεται στο σχήμα 14. Τα υποστυλώματα που καταπονούνται περισσότερο είναι αυτά του 1ου ορόφου και αυτά των ορόφων πάνω από το επίπεδο πρόσκρουσης. Στον 1^ο όροφο η δυσμενέστερη περίπτωση είναι αυτή κατά την οποία δεν υπάρχει κενό ανάμεσα στα κτίρια, όπου η τέμνουσα βάση διπλασιάζεται. Στους ορόφους πάνω από το σημείο πρόσκρουσης, παρατηρούμε μεγάλες αυξήσεις των τεμνουσών λόγω του τραντάγματος. Στον 4^ο όροφο έχουμε μέγιστη τέμνουσα για την περίπτωση κενού 4cm. Στους ορόφους 6 και 7 η δυσμενέστερη περίπτωση είναι αυτή του μηδενικού κενού που προκαλεί διπλασιασμό της τέμνουσας.

Παρατηρούμε ότι και στις δύο περιπτώσεις αλληλεπίδρασης τα αποτελέσματα είναι δυσμενή. Ο αντισεισμικός αρμός των 4cm που πρότεινε ο ΕΑΚ δεν απέτρεψε τελικά τις συγκρούσεις μεταξύ των κατασκευών. Ειδικά στον 4^ο όροφο αυτή η περίπτωση είναι και η δυσμενέστερη.



Σχήμα 14: Μέγιστες τέμνουσες δυνάμεις καθ' ύψος του κτιρίου 1

5.3. ΔΥΝΑΜΗ ΠΡΟΣΚΡΟΥΣΗΣ

Ο πίνακας 2 περιέχει τις μέγιστες δυνάμεις πρόσκρουσης στις στάθμες των τριών πρώτων ορόφων. Παρατηρείται ότι στην περίπτωση μηδενικής απόστασης η δύναμη πρόσκρουσης αυξάνεται όσο ανεβαίνουμε επίπεδο. Αυτό ήταν αναμενόμενο δεδομένου ότι στους ψηλότερους ορόφους έχουμε και μεγαλύτερη ορμή. Επίσης φαίνεται ότι η δύναμη πρόσκρουσης αυξάνεται όσο η απόσταση των κτιρίων μειώνεται. Τα μηδενικά υποδεικνύουν ότι δεν υπήρξε επαφή στον συγκεκριμένο όροφο κατά την διάρκεια του σεισμού.

Όροφος	Δύναμη Πρόσκρουσης (kN)		
	e=0cm	e=4cm	e=8cm
3	1402,4	1037,2	0
2	972,5	0	0
1	407,1	0	0

Πίνακας 2: Δύναμη πρόσκρουσης ανά όροφο

Γ.ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η αλληλεπίδραση παρακείμενων κατασκευών είναι ένα φαινόμενο που παρατηρείται όταν ισχυροί σεισμοί πλήττουν μεγάλες πόλεις και πυκνοκατοικημένες περιοχές. Η μελέτη του έχει απασχολήσει πολλούς μελετητές τα τελευταία 20 χρόνια, οι οποίοι αντιπαρατίθενται σε κάποιο βαθμό. Στα σημεία που συμφωνούν, όμως, είναι ότι πρόκειται για ένα πολύπλοκο πρόβλημα που απαιτεί ακόμα αρκετή μελέτη και έρευνα, και το οποίο όταν αμελείται στο σχεδιασμό των κτιρίων οδηγεί σε μη συντηρητικές κατασκευές. Οι κώδικες δεν βοηθούν, όμως, σε αυτό εφόσον προτείνουν γενικευμένες παραδοχές που δεν καλύπτουν τις διάφορες περιπτώσεις αλληλεπίδρασης και δεν καθοδηγούν καθόλου τους μηχανικούς για κάποια σχετική ανάλυση. Σε αυτό οφείλεται και το γεγονός ότι δεν έχουν επισημοποιηθεί απλοποιημένα μοντέλα για την εξιδανίκευση των συγκρούσεων. Εντούτοις, από τα πορίσματα ερευνών μπορούν να αντληθούν χρήσιμες οδηγίες για την προστασία και ενίσχυση κτιρίων που είναι ευάλωτα στην αλληλεπίδραση. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων χρονοϊστορίας που πραγματοποιήθηκαν για την περίπτωση αλληλεπίδρασης δύο κτιρίων ίδιου ύψους ορόφων και διαφορετικού συνολικού ύψους για ενδιάμεσο κενό 0 cm, 4 cm και 8 cm, οδήγησαν στα παρακάτω συμπεράσματα:

- το ψηλό και εύκαμπτο κτίριο είναι το ευάλωτο όταν αλληλεπιδρά με κοντό και δύσκαμπτο.
- η μεγαλύτερη μεταβολή στην απόκριση του ψηλού κτιρίου παρατηρήθηκε στην περίπτωση μηδενικού κενού μεταξύ των κατασκευών, όπου είχαμε μείωση συγκριτικά με αυτήν της ελεύθερης ταλάντωσης.
- η επίδραση των συγκρούσεων προκάλεσε μεγάλη αύξηση (έως και διπλασιασμό) των τεμνουσών δυνάμεων στο επίπεδο του ισογείου και στα επίπεδα πάνω από την στάθμη επαφής των κτιρίων (3^{ος} όροφος).
- η δύναμη πρόσκρουσης μειώθηκε με την αύξηση του κενού μεταξύ των κατασκευών.
- το προτεινόμενο μήκος αντισεισμικού αρμού του ΕΑΚ (4 cm) αποδείχθηκε ανεπαρκές για την αποφυγή των προσκρούσεων για έναν πιθανό μεγάλο σεισμό. Μάλιστα, στο επίπεδο 4^{ου} ορόφου προκάλεσε τη μεγαλύτερη διατμητική δύναμη από τις εξεταζόμενες περιπτώσεις.

Δ. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Bruce F. Maison and Kazuhiko Kasai, “Dynamics of pounding when two buildings collide”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 21, (1992)
- [2] Robert Jankowski, “Earthquake induces pounding between equal height buildings with substantially different dynamic properties”, Engineering Structures 30 (2008)
- [3] V. Jeng and W.L. Tzeng, “Assessment of seismic pounding hazard for Taipei City”, Engineering Structures 22 (2000)
- [4] C.P. Pantelides and X. Ma, “Linear and nonlinear pounding of structural systems”, Computers & Structures Vol.66, No 1, pp. 79-92 1998
- [5] Cole,Dhakal,Carr,Bull, “Case studies of observed pounding damage during the 2010 Darfield earthquake”, Ninth Pacific Conf. on Earthquake Engineering, April 2010
- [6] Maison,Kasai, ”Analysis for type of structural pounding” J.Struct.Eng.116,(1990)

- [7] Karayannis, Favvata, "Earthquake-induced interaction between adjacent reinforced concrete structures with non-equal heights", *Earthquake Engin & Struct Dyn*, 2005
- [8] Cole, G., Dhakal, R.P., Carr, A.J., Bull, D., "Building pounding state of the art: Identifying structures vulnerable to pounding damage", (NZSEE) Conference, 2010
- [9] Muthukumar, DesRoches, "Evaluation of impact models for seismic pounding", 13th World Conf. on Earthquake Engineering Vancouver, 2004 Paper No. 235
- [10] Chouw, "Influence of soil-structure interaction on pounding response of adjacent buildings due to near-source earthquakes", *Journal of Applied Mechanics*, Vol.5(2002)
- [11] Shakya, Ohmachi, "Mid-column seismic pounding of R.C. buildings in a row considering effects of soil", 14th World Conf. on Earthquake Engineering 2008
- [12] Anagnostopoulos, "Pounding of buildings in series during earthquakes", *Earthquake Engin. And Struct. Dyn*, Vol.16 (1988)
- [13] Φαββάτα, "Διερεύνηση σεισμικής συμπεριφοράς και ικανότητας πολυόροφων Κ.Ω.Σ.", *Τεχνικά Χρονικά* 2007
- [14] Uliege 2007, «Analysis of hammering problems», 6th Framework Programme
- [15] Anagnostopoulos, "An investigation of earthquake induced pounding between adjacent buildings", *Earthquake Eng and Struct Dyn*, VOL. 21, 289-302 (1992)
- [16] Jeng-Hsiang Lin¹ and Cheng-Chiang Weng², "Probability analysis of seismic pounding of adjacent buildings", *Earthquake Engng Struct. Dyn.* 2001; 30
- [17] Robert Jankowski, "Pounding force response spectrum under earthquake excitation", *Engineering Structures* 28 (2006) 1149–1161
- [18] ΚΑΝ.ΕΠΕ. ΟΑΣΠ 2010-11, "4.8 Σεισμική αλληλεπίδραση γειτονικών κτιρίων"
- [19] CSI, "Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS and SAFE", 2007

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΤΙΡΙΩΝ Ο.Σ ΣΕ ΦΟΡΤΙΣΗ ΤΣΟΥΝΑΜΙ

ΚΑΡΑΚΩΝΣΤΑΝΤΗΣ ΒΑΣΙΛΕΙΟΣ
ΠΕΡΟΓΙΑΝΝΑΚΗ ΝΙΚΟΛΕΤΤΑ

Περίληψη

Σκοπός της παρούσας εργασίας είναι η διερεύνηση της συμπεριφοράς κτιρίων Ο.Σ. όταν υποβάλλονται σε φορτίο από τσουνάμι. Παρακάτω ακολουθεί μια εισαγωγή σχετικά με την έννοια και τα αίτια γένεσης ενός τέτοιου φαινομένου, εν συνεχεία παρατίθενται οι φορτίσεις τσουνάμι σύμφωνα με τον Αμερικανικό Κανονισμό FEMA P646^[4] και τέλος ακολουθεί αποτίμηση κτιρίων Ο.Σ. 3 και 7 ορόφων (με πλαισιακό και δυαδικό σύστημα) διαστασιολογημένων βάσει των ΕΚΩΣ2000^[2] και ΕΑΚ2003^[3] όταν αυτά υπόκεινται σε φόρτιση τσουνάμι, βάσει σύγκρισης των απαιτούμενων οπλισμών πριν και μετά από τη συγκεκριμένη φόρτιση.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 ΟΡΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΤΣΟΥΝΑΜΙ^[13]

Το τσουνάμι είναι ένα θαλάσσιο φαινόμενο, που δημιουργείται κατά την απότομη μετατόπιση μεγάλων ποσοτήτων νερού, σε ένα υδάτινο σχηματισμό, όπως ένας ωκεανός, μία θάλασσα, μία λίμνη ή ένα φιόρδ.

Η αρχική απότομη μετατόπιση του νερού, που προκαλεί τη γένεση ενός τσουνάμι^[9] μπορεί να είναι αποτέλεσμα σεισμού, κυρίως υποθαλάσσιου, που προκαλεί κατακόρυφη ανάταξη του βυθού, παραθαλάσσιας κατάρρευσης βουνοπλαγιάς ή ηφαιστείου, υποθαλάσσιας ηφαιστειακής έκρηξης ή κατολίσθησης, καθώς και πτώσης ικανού μεγέθους ουράνιου σώματος στη θάλασσα. Ενώ σε βαθιά νερά το τσουνάμι, λόγω των χαρακτηριστικών του εκεί, δε θεωρείται σοβαρός κίνδυνος για πλέουσες κατασκευές, φτάνοντας στις ακτές έχει ιδιαίτερα καταστρεπτικές συνέπειες.

Όσο διαδίδονται στην ανοιχτή θάλασσα με μεγάλο βάθος, έχουν ελάχιστο ύψος, που δεν ξεπερνά συνήθως τα 1-2 μέτρα και ταξιδεύουν προς όλες τις επιτρεπτές από τον αρχικό σχηματισμό του μετώπου, κατευθύνσεις, με ταχύτητα 700-800 χλμ/ώρα. Παρά την τρομακτική αυτή ταχύτητα, δε γίνονται αντιληπτά, από τα πλοία στην ανοιχτή θάλασσα, ούτε καν από βάρκες, καθώς φαίνονται, ως μία φουσκοθαλασσιά (λείας και αδιάσπαστης επιφάνειας, με κορυφές που δε σκάνε, ούτε ασπρίζουν), που περνάει «σαν αστραπή» και φεύγει.

Φθάνοντας όμως στα ρηχά, λόγω της μείωσης του βάθους, αναδιπλώνονται και ενώ χάνουν ταχύτητα, κερδίζουν σε ύψος. Όταν τελικώς «σκάσουν» στην ακτή, αν και η ταχύτητα πρόσκρουσης συνήθως είναι 40 χλμ/ώρα, το τελικό τους ύψος μπορεί να ποικίλλει από 5 μέχρι 15 μέτρα, αν και θεωρητικά μπορεί να φτάσει και τα 50 μέτρα (το σενάριο της πιθανής κατάρρευσης ηφαιστείου στο νησί La Palma^[8]) ή και πολύ ψηλότερα σε συμβάν πρόσκρουσης με αστεροειδή ή κομήτη. Πρακτικά όμως αρκεί να φτάσει τα 2 μέτρα, για να υπάρξουν ζημιές και θύματα.

1.2 ΤΣΟΥΝΑΜΙ ΛΟΓΩ ΣΕΙΣΜΟΥ

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, τα αίτια που προκαλούν ένα τσουνάμι μπορεί να είναι πολλά. Από αυτά, το πιο συνηθισμένο είναι ο σεισμός. Για να γίνει όμως τσουνάμι θα πρέπει ο υποθαλάσσιος σεισμός να είναι τουλάχιστον 6.5 Ρίχτερ και σε βάθος μικρότερο των 50 χιλιομέτρων.^[12]

1.3 ΙΣΤΟΡΙΚΑ ΤΣΟΥΝΑΜΙ

Τα πιο καταστροφικά τσουνάμι που έχουν συμβεί παγκοσμίως είναι:

- **Κρακατόα 1883:** Το μεγαλύτερο σε μέγεθος τσουνάμι στην ιστορία, σύμφωνα με τα διαθέσιμα στοιχεία, ήταν αυτό που δημιουργήθηκε από την έκρηξη του ηφαιστείου Κρακατόα (Ινδονησία) στις 27 Αυγούστου 1883. Το μέγιστο ύψος των κυμάτων που δημιουργήθηκαν, εκτιμήθηκε στα 30-40 μέτρα.[13]
- **Ινδονησία 2004:** Εκδηλώθηκε μετά το σεισμό της 26ης Δεκεμβρίου 2004 στην Ινδονησία, μεγέθους 9.3 Ρίχτερ και είχε ως αποτέλεσμα, σχεδόν 250 χιλιάδες νεκρούς και τεράστιες υλικές ζημιές.[13]
- **Ιαπωνία 2011:** Στις 11 Μαρτίου 2011 σημειώθηκε σεισμός μεγέθους 9 Ρίχτερ στη βορειοανατολική Ιαπωνία, με αποτέλεσμα να διαδοθεί τσουνάμι στον Ειρηνικό ωκεανό. Στις Ιαπωνικές ακτές το τσουνάμι έφτασε σε ύψος έως και 10 μέτρα, προκαλώντας τεράστιες καταστροφές και χιλιάδες απώλειες σε ανθρώπινες ζωές.[13]

1.3.1 ΤΣΟΥΝΑΜΙ ΣΤΗΝ ΕΛΛΑΔΑ

- Ο πιο ενημερωμένος κατάλογος για τα τσουνάμι στην Ελλάδα περιλαμβάνει 162 τέτοιες περιπτώσεις, μεταξύ του 1628 π.Χ. και του 1996 μ.Χ., από τις οποίες οι 140 σχετίζονται με σεισμούς.^[14] Ενδιαφέρον έχουν:
- Το τσουνάμι της Σαντορίνης, γύρω στα 1490 π.Χ, που θεωρήθηκε η αιτία της καταστροφής του μινωικού πολιτισμού και προκλήθηκε από την έκρηξη του ηφαιστείου της Σαντορίνης. Λόγω αυτής, δημιουργήθηκε ένα μέγα τσουνάμι ύψους 120 μέτρων. Σύμφωνα με το μοντέλο της έκρηξης του ηφαιστείου της Θήρας του καθηγητή Κ. Συνολάκη, ένα τσουνάμι διέσχισε αστραπιαία τα 100 χλμ. απόστασης από την Κρήτη, τη σάρωσε με κύματα ύψους 12μ και έθαψε ολοκληρωτικά το μινωικό πολιτισμό. [12]
- Τσουνάμι που έχουν προκληθεί στην Κρήτη λόγω σεισμού. Από αυτά, το πιο πρόσφατο έχει καταγραφεί το 1303 και το παλαιότερο το 365 μ.Χ. Βέβαια στις περιπτώσεις αυτές, είχαν προηγηθεί σεισμικές δονήσεις μεγαλύτερες των 8,5 Ρίχτερ, κάτι που είναι πολύ σπάνιο.[11]

Μικρός αλλά υπαρκτός λοιπόν είναι ο κίνδυνος τσουνάμι στη Μεσόγειο Θάλασσα, ιδιαίτερα στην Ελλάδα λόγω της υψηλής της σεισμικότητας.

Στον Ελλαδικό χώρο δε γίνονται βέβαια ισχυροί σεισμοί οι οποίοι από μόνοι τους να προκαλούν τσουνάμι, ωστόσο το μέγεθός τους είναι τέτοιο που μπορεί να ανακινήσει ιζήματα και να υπάρξουν υποθαλάσσιες κατολισθήσεις. [12]

Δεδομένου αυτού στις 24-25 Οκτωβρίου 2011 πραγματοποιήθηκε στην Κρήτη (Ηράκλειο και Χανιά) η πρώτη πανευρωπαϊκή άσκηση για τσουνάμι, στα πλαίσια του Ευρωπαϊκού προγράμματος EU POSEIDON, το οποίο χρηματοδοτεί η Ευρωπαϊκή Επιτροπή. Η άσκηση εξελίχθηκε με σενάριο τσουνάμι μετά από ισχυρό σεισμό στη Μεσόγειο. Ειδικότερα το σενάριο της άσκησης εξομοιώνει τον καταστροφικό σεισμό του 365 μ.Χ. [10]

1.4. ΕΡΕΥΝΑ ΚΑΙ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ ΓΙΑ ΤΣΟΥΝΑΜΙ

Λόγω της επικινδυνότητας αυτού του φυσικού φαινομένου έχουν αυξηθεί σε αριθμό τα τελευταία χρόνια οι έρευνες γύρω από το τσουνάμι σαν φαινόμενο, καθώς και την απόκριση των κατασκευών υπό φόρτιση τσουνάμι. Ήδη πολλές χώρες, με πρωτοπόρο την Ιαπωνία, έχουν σχεδιάσει και κατασκευάσει ειδικά κτίρια ως κέντρα εκκένωσης για αυτήν την περίπτωση. Πρόσφατα μάλιστα εκδόθηκαν και ειδικοί κανονισμοί για την κατασκευή και το σχεδιασμό αντιτσουναμικών κτιρίων. Ένας από αυτούς είναι ο Αμερικάνικος κανονισμός FEMA P646^[4], που εκδόθηκε τον Ιούλιο του 2008.

Παρατηρήσεις της συμπεριφοράς των κτιρίων διαφόρων περιοχών που έχουν πληγεί από τσουνάμι, οδήγησαν στο συμπέρασμα ότι μόνο κατασκευές Ο.Σ και Δομικού Χάλυβα, καθώς και κατασκευές υψωμένες πάνω από τη ροή του τσουνάμι, μπόρεσαν να επιβιώσουν από τις δυνάμεις του τσουνάμι χωρίς σημαντικές ζημιές ή κατάρρευση. [5]

2. ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΤΣΟΥΝΑΜΙ^[4]

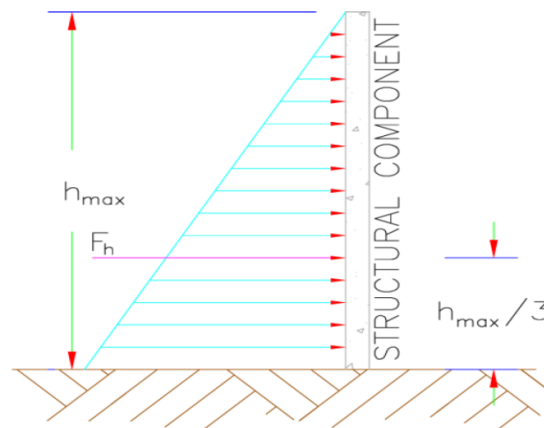
Η FEMA P646 χωρίζει τις φορτίσεις τσουνάμι σε 8 κατηγορίες: Υδροστατική, άνωση, υδροδυναμική, ορμητική, κρουστικό φορτίο, φορτίο "φράγματος", ανοδικές δυνάμεις και επιπρόσθετες δυνάμεις βαρύτητας. [4]

Προτείνεται να χρησιμοποιηθεί $\rho_s = 1.2\rho_{\text{νερού}}$ για την πυκνότητα του θαλασσινού νερού μαζί με τα ιζήματα που φέρει.^[4] Η πραγματική πυκνότητα του θαλασσινού νερού είναι περίπου $1.03\rho_{\text{νερού}}$. Αυτό δείχνει ότι η FEMA P646 υποθέτει ιζήμα 17%. Αυτό φαίνεται υπερβολικό, αλλά παρ' όλα αυτά χρησιμοποιήθηκε σ' αυτήν την εργασία.

2.1 ΥΔΡΟΣΤΑΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ (HYDROSTATIC FORCE)

Υδροστατική δύναμη υπάρχει όταν ακίνητο ή αργά κινούμενο νερό συναντά μία κατασκευή ή ένα μέλος αυτής. Η δύναμη αυτή ασκείται κάθετα στην επιφάνεια του μέλους και προκαλείται από τη διαφορά πίεσης λόγω διαφορετικού βάθους νερού στις δύο αντίθετες πλευρές του μέλους. Η κατανομή της είναι τριγωνική και φαίνεται στο σχήμα 1

$$F_h = \rho_s g b h_{\max}^2 \quad (1)$$

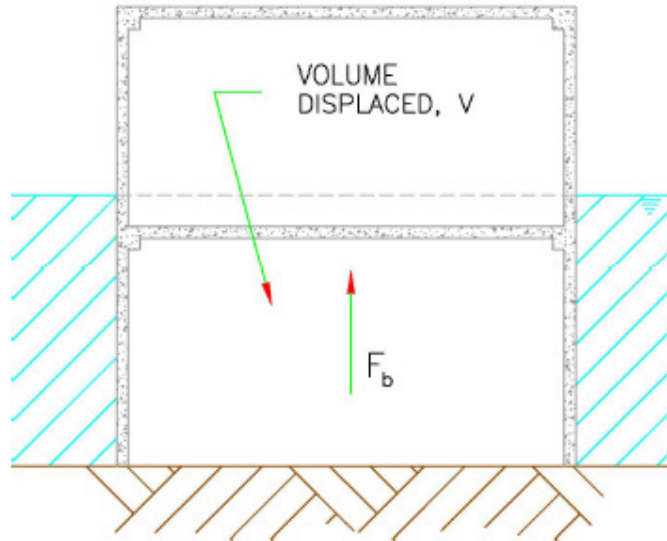


Σχήμα 1: Υδροστατική δύναμη [6]

2.2 ΑΝΩΣΗ (BUOYANCY)

Κατακόρυφες δυνάμεις άνωσης δρουν προς τα πάνω και είναι ίσες με το βάρος του νερού που εκτοπίζεται. Εφόσον σ' αυτές αντιστέκεται μόνο το βάρος της κατασκευής, αποτελούν σοβαρό πρόβλημα για ελαφρές κατασκευές, κτίρια με υπόγεια και μέλη που έχουν σχεδιαστεί να φέρουν μόνο φορτία βαρύτητας.

$$F_b = \rho_s g V \quad (2)$$



Σχήμα 2: Άνωση [6]

2.3 ΥΔΡΟΔΥΝΑΜΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ (HYDRODYNAMIC FORCES)

Οι υδροδυναμικές δυνάμεις προκαλούνται από τη ροή του νερού γύρω από τα μέλη της κατασκευής.

$$F_d = \frac{1}{2} \rho_s C_d B (hu^2)_{max} \quad (3)$$

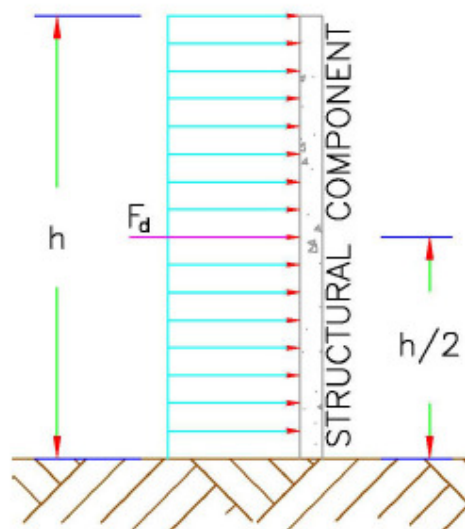
Όπου:

C_d = συντελεστής οπισθέλκουσας (προτείνεται $C_d=2$)

B = πλάτος κατασκευής ή μέλους

h =βάθος ροής

u =ταχύτητα ροής



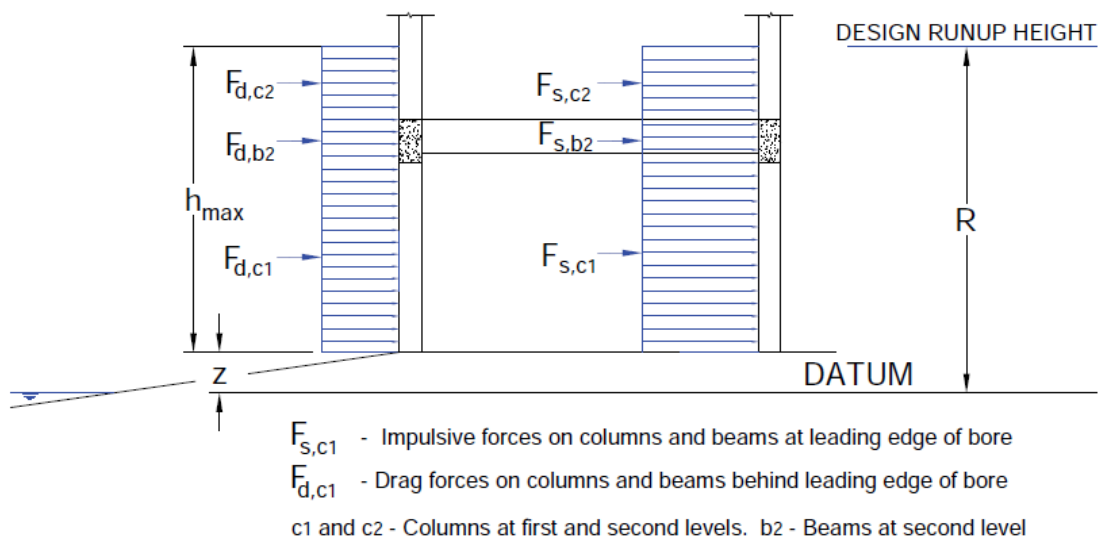
Σχήμα 3: Υδροδυναμικές δυνάμεις [6]

2.4 ΟΡΜΗΤΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ (IMPULSIVE FORCES)

Οι ορμητικές δυνάμεις προκαλούνται από την αρχική πρόσκρουση της κορυφής του κύματος. Πειράματα έχουν δείξει ότι αν το κύμα ταξιδεύει πάνω σε στεγνή βάση, οι δυνάμεις αυτές δεν ξεπερνάνε σημαντικά τις αναμενόμενες υδροδυναμικές. Αν όμως ταξιδεύει σε υγρή βάση, εμφανίζεται σημαντική αύξηση. Εφόσον τα τσουνάμι έρχονται σε σει κυμάτων, το πρώτο κύμα μπορεί να μην παρουσιάσει σημαντικές τέτοιες δυνάμεις, άλλα τα ακόλουθα κύματα θα ταξιδεύουν πάνω σε πλημμυρισμένο έδαφος και άρα μπορεί να προκαλέσουν ορμητικές δυνάμεις αρκετά μεγάλες. Η FEMA P646 συντηρητικά προτείνει:

$$F_s = 1.5F_d \quad (4)$$

Οι ορμητικές δυνάμεις δρουν σε μέλη στο μέτωπο του κύματος, ενώ υδροδυναμικές δυνάμεις ασκούνται στα μέλη που έχει ήδη προσπεράσει, όπως φαίνεται στο σχήμα 4.



Σχήμα 4: Υδροδυναμικές και ορμητικές δυνάμεις σε μέλη του κτιρίου που υπόκεινται σε πλημμύρα λόγω του τσουνάμι [4]

2.5 ΚΡΟΥΣΤΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ (DEBRIS IMPACT FORCES)

Οι κρουστικές δυνάμεις προκαλούνται από την πρόσκρουση επιπλέοντων αντικειμένων (π.χ., ξύλα, πλοία, containers, οχήματα κλπ) στα μέλη της κατασκευής. Δίνονται από τον τύπο:

$$F_i = C_m u_{max} \sqrt{km} \quad (5)$$

Όπου:

C_m = προστιθέμενος συντελεστής μάζας

u_{max} = μέγιστη ταχύτητα ροής

k = ενεργός δυσκαμψία

m = μάζα του αντικειμένου

2.6 ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΤΥΠΟΥ "ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ" (DAMMING OF WATERBORNE DEBRIS)

Η δράση "φράγματος", που προκαλείται από τη συσσώρευση επιπλεόντων αντικειμένων, μπορεί να θεωρηθεί σαν μία, ενισχυμένη από το πλάτος του συσσωρεύματος, υδροδυναμική δύναμη στο μέτωπο της κατασκευής.

$$F_{dm} = \frac{1}{2} \rho_s C_d B_d (hu^2)_{max} \quad (6)$$

Όπου B_d το πλάτος του "φράγματος".

2.7 ΑΝΟΔΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΣΤΟΥΣ ΟΡΟΦΟΥΣ (UPLIFT FORCES)

Όταν μία κατασκευή γεμίζει γρήγορα με νερό, παγιδεύεται αέρας κάτω από τους συγκεκριμένους ορόφους. Επιπλέον, το επίπεδο της επιφάνειας του νερού μπορεί να μην είναι αρκετά ψηλά ώστε να σπάσει τους μη-δομικούς τοίχους στους ορόφους αυτούς. Αυτό δημιουργεί επιπλέον ανοδικές δυνάμεις στις πλάκες. Η συνολική άνοση σε μία πλάκα του ορόφου είναι:

$$F_b = \rho_s g A_f h_b \quad (7)$$

A_f = επιφάνεια του ορόφου

h_b = ύψος νερού που εκτοπίζεται.

Κατά τη διάρκεια της πλημμύρας, το αναδυόμενο νερό δημιουργεί επιπλέον ανοδικές δυνάμεις στις πλάκες. Οι υδροδυναμικές αυτές ανοδικές δυνάμεις δίνονται από την εξίσωση (8).

$$F_u = \frac{1}{2} \rho_s C_u A_f u_v^2 \quad (8)$$

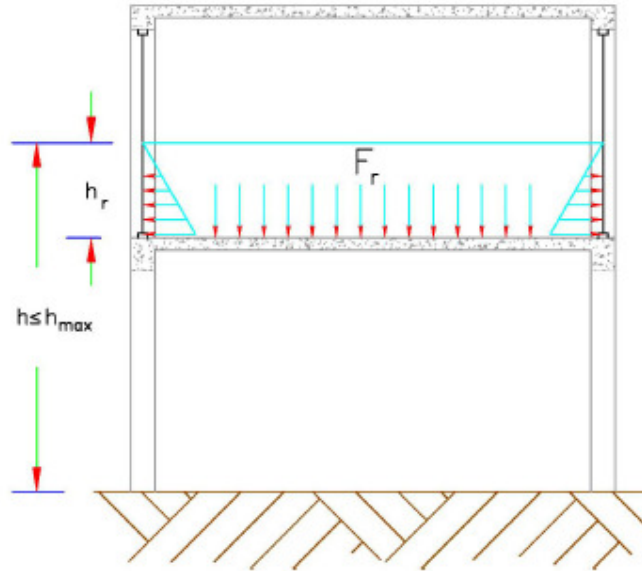
Όπου $C_u=3.0$ και $u_v=u*\tan(\alpha)$ (α : μέση κλίση εδάφους)

2.8 ΕΠΙΠΛΕΟΝ ΦΟΡΤΙΑ ΒΑΡΥΤΗΤΑ ΣΤΟΥΣ ΟΡΟΦΟΥΣ (ADDITIONAL GRAVITY LOADS)

Κατά τη διάρκεια ενός τσουνάμι, η πλημμύρα ακολουθείται από ταχεία υποχώρηση του νερού πίσω στον ωκεανό. Αν η πλημμύρα ήταν αρκετά ψηλά ώστε να πλημμυρίσει κάποιους από τους ορόφους, είναι πιθανό κατά τη διάρκεια της υποχώρησης, το νερό να παγιδευτεί στους ορόφους και έτσι να αυξήσει τα φορτία βαρύτητας σε όλα τα δομικά μέλη όπως φαίνεται στο σχήμα 5

$$F_r = \rho_s g h_r \quad (9)$$

όπου h_r το μέγιστο δυνατό βάθος νερού στον όροφο.

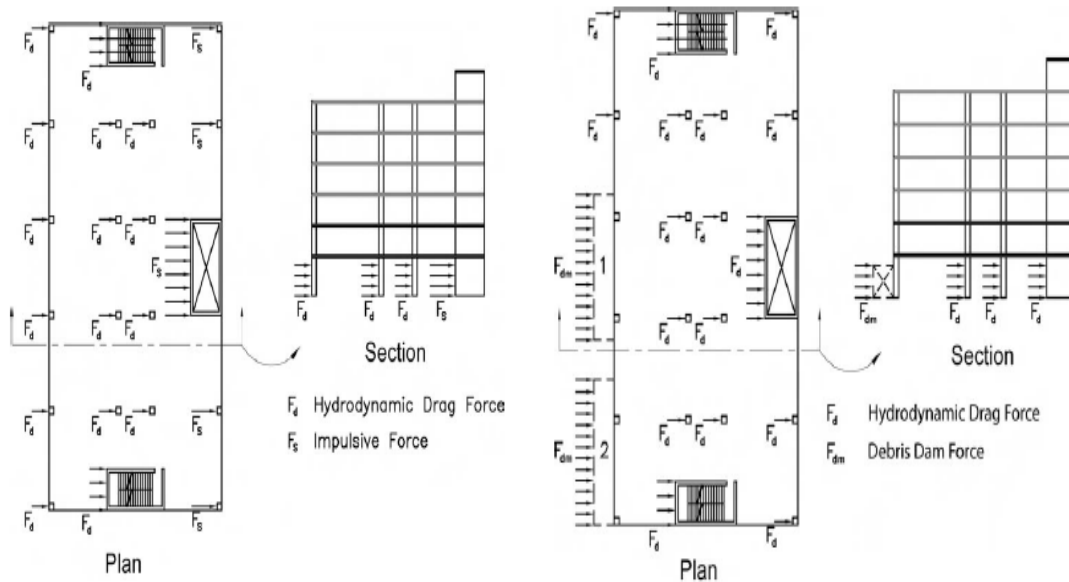


Σχήμα 5: Επιπλέον δυνάμεις βαρύτητας [6]

2.9 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ ^[4]

Στο σύνολο της κατασκευής:

- Τα φορτία άνωσης έχουν την τάση να μειώνουν το βάρος της κατασκευής επηρεάζοντας την ικανότητα του κτιρίου να ανθίσταται σε ροπές ανατροπής που οφείλονται σε οριζόντια φορτία. Γι' αυτό λαμβάνονται υπόψη σε όλους τους συνδυασμούς δράσεων.
- Οι ορμητικές δυνάμεις που προκαλούνται από το μέτωπο του κύματος επηρεάζουν την κατασκευή για ένα πολύ σύντομο χρονικό διάστημα. Όπως το κύμα περνάει μέσα στο κτίριο, συγκρούεται διαδοχικά με τα δομικά στοιχεία και το χειρότερο σενάριο συμβαίνει όταν το μέτωπο του κύματος "χτυπάει" τα τελευταία δομικά μέλη (τα στοιχεία δηλαδή του τελευταίου πλαισίου της κατασκευής όπως φαίνεται στο σχήμα 6α) και τα υδροδυναμικά φορτία δρουν στα υπόλοιπα μέλη.
- Τα φορτία από τα παρασυρόμενα στοιχεία δρουν επί της κατασκευής κι αυτά για πολύ λίγο, εφόσον όμως απαιτείται κάποιο ελάχιστο βάθος νερού για να μεταφερθούν δε θα τα λάβουμε σε συνδυασμό με τα φορτία από το μέτωπο του κύματος που δρουν στην αρχή. Επίσης παρά το ότι είναι πιθανό να δράσουν επί της κατασκευής φορτία από πολλά παρασυρόμενα στοιχεία στη διάρκεια του τσουνάμι, είναι απίθανο να συγκρουστούν με την κατασκευή περισσότερα από ένα τέτοια στοιχεία ταυτόχρονα. Γι αυτό λαμβάνεται υπόψη η δράση ενός μόνο τέτοιου στοιχείου σε συνδυασμό με τις υπόλοιπες δυνάμεις (εκτός από τις ορμητικές δυνάμεις).
- Οι δυνάμεις τύπου "φράγματος" πρέπει να εφαρμοστούν στο πιο τρωτό σημείο της κατασκευής σε συνδυασμό με δράση των υδροδυναμικών φορτίων στα υπόλοιπα δομικά στοιχεία. (Όπως φαίνεται και στο σχήμα 6β)



Σχήμα 6: α) Συνδυασμός 2 β) Συνδυασμός 4 [4]

Στο κάθε μέλος:

- Ορμητικές δυνάμεις
- Υδροδυναμικές δυνάμεις, συν κρουστικό φορτίο στο πιο κρίσιμο σημείο του μέλους
- Δυνάμεις "φράγματος" εξαιτίας ενός φράγματος πλάτους τουλάχιστον 40 ft.
- Υδροστατική πίεση σε τοίχους που εσωκλείουν υδατοστεγείς περιοχές του κτιρίου.

Για μέλη που δέχονται ανοδικές δυνάμεις(ή επιπρόσθετες δυνάμεις βαρύτητας):

- Άωση βυθισμένων μελών συμπεριλαμβανομένων των επιδράσεων παγιδευμένου αέρα και υδροδυναμικών ανοδικών δυνάμεων σε συνδυασμό με το 90% των μονίμων φορτίων.
- Κατακόρυφο φορτίο λόγω βάρους νερού που έχει συγκρατηθεί από τους εξωτερικούς τοίχους σε συνδυασμό με το 100% του μόνιμου φορτίου.

Οι φορτίσεις τσουνάμι υπολογίζονται σύμφωνα με τα παραπάνω και αυτές συνδυάζονται με τα φορτία βαρύτητας με τους παρακάτω δύο συνδυασμούς:

- Συνδυασμός 1: $1.2G+0.25Q+T_s$
- Συνδυασμός 2: $0.9G+T_s$

Από τα παραπάνω φορτία, τα κρουστικά φορτία καθώς και τα φορτία "φράγματος" δίνουν πολύ μεγάλες δυνάμεις και στα πλαίσια της εργασίας αυτής θα παραληφθούν. Επιπλέον, θεωρείται ότι όλοι οι μη δομικοί τοίχοι σπάνε, οπότε δεν υπάρχει πουθενά στην κατασκευή υδατοστεγής περιοχή, άρα δεν υπάρχουν και υδροστατικές δυνάμεις. Άρα, τελικά οι συνολικοί συνδυασμοί δράσεων είναι:

- $1.2G+0.25Q+F_s(\text{στο τελευταίο πλαίσιο})+F_d(\text{στα υπόλοιπα})+F_b+F_u$
- $0.9G+F_s(\text{στο τελευταίο πλαίσιο})+F_d(\text{στα υπόλοιπα})+F_b+F_u$
- $0.9G+F_s$
- $G+Fr$

Στους συνδυασμούς δράσεων δε συμπεριλαμβάνεται η δράση του σεισμού. Δε θεωρείται δηλαδή ότι το ενδεχόμενο τσουνάμι λόγω σεισμού, δρα ταυτόχρονα με τον εν λόγω σεισμό. Αυτό δικαιολογείται από το γεγονός ότι τα κτίρια είναι σχεδιασμένα βάσει του Αντισεισμικού Κανονισμού και σε ένα τέτοιο ενδεχόμενο σεισμό (μικρότερο ή ίσο με το σεισμό σχεδιασμού), θεωρείται ότι το κτίριο θα παρουσιάσει αμελητέες ή καθόλου βλάβες. Επίσης το τσουνάμι που θα λάβει χώρα εξαιτίας του σεισμού, θα έπεται χρονικά, δηλαδή τα δύο αυτά φαινόμενα δε θα συμβούν ταυτόχρονα.

3. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΩΝ 3 ΚΤΙΡΙΩΝ

3.1 ΠΕΡΙΛΗΨΗ ΤΗΣ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑΣ

Στα πλαίσια της εργασίας αυτής χρησιμοποιήθηκαν συνολικά 3 κατασκευές. Οι δύο από αυτές είναι 3όροφες, η μία με πλαισιακό σύστημα και η άλλη με δυαδικό, και η τρίτη είναι 7όροφη με πλαισιακό σύστημα. Και τα τρία αυτά κτίρια θεωρήθηκαν συμμετρικά, ώστε να αυξηθεί η εγκυρότητα των αποτελεσμάτων. Η διάταξη των τοιχωμάτων στο δυαδικό σύστημα, είναι τέτοια ώστε να ελαχιστοποιείται η στρεπτική παραμόρφωση του κτιρίου. Τέλος, και τα τρία κτίρια σχεδιάστηκαν με βάση τις αρχές του Ικανοτικού Σχεδιασμού.

Αρχικά σχεδιάστηκαν οι δύο 3όροφες κατασκευές, για τα κατακόρυφα φορτία και για σεισμό, σύμφωνα με τους Ελληνικούς Κανονισμούς^{[2],[3]}. Στη συνέχεια σχεδιάστηκαν και για φορτία από τσουνάμι, και για τις δύο διευθύνσεις δράσεως του τσουνάμι (υπάρχουν μόνο δύο, γιατί τα κτίρια είναι συμμετρικά), σύμφωνα με τους συνδυασμούς δράσεων του τσουνάμι (βλ. παρ. 2 παραπάνω). Έπειτα, συγκρίνοντας τους οπλισμούς που προκύπτουν από τους δύο παραπάνω σχεδιασμούς, ελέγχθηκε η επάρκεια ή μη των κτιρίων αυτών, αν είχαν σχεδιαστεί μόνο κατά τους Ελληνικούς κανονισμούς, στην περίπτωση που συνέβαινε τσουνάμι στην περιοχή. Ακολούθησε σύγκριση της αποτελεσματικότητας του πλαισιακού συστήματος έναντι του δυαδικού. Αφού το πλαισιακό σύστημα αποδείχθηκε πιο αποτελεσματικό για τη φόρτιση τσουνάμι, κατασκευάστηκε και σχεδιάστηκε ένα πλαισιακό κτίριο, 7όροφο αυτή τη φορά, για να καταδειχθεί η πολύ καλή συμπεριφορά έναντι τσουνάμι ενός πολυωρόφου κτιρίου σχεδιασμένου με τους Ελληνικούς Κανονισμούς.

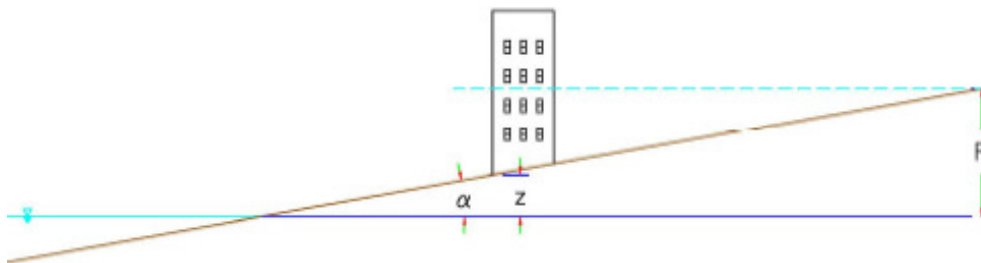
Όσον αφορά τις προαναφερθείσες συγκρίσεις, θα δοθεί βάση στον οπλισμό των κατακόρυφων στοιχείων.

Όλοι οι σχεδιασμοί έγιναν με χρήση του προγράμματος FESPA 10^[1].

3.2 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΥ ΤΣΟΥΝΑΜΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Το τσουνάμι χωρίστηκε σε δύο στάδια: το πρώτο στάδιο είναι όταν το κύμα, ύψους H μέτρων, έρθει σε επαφή με το κτίριο και δεν υπάρχει νερό στη βάση του κτιρίου και το δεύτερο στάδιο είναι όταν το κύμα υποχωρεί, αφήνοντας πρόσθετα φορτία βαρύτητας στον πρώτο όροφο (δηλ νερό, από το κύμα στον πρώτο όροφο, με ύψος τέτοιο που δεν επαρκεί ώστε να σπάσει τους μη δομικούς τοίχους).

Παρόλο που η FEMA P646 προτείνει κάποιες σχέσεις για τον προσδιορισμό του μέγιστου βάθους νερού και της μέγιστης ταχύτητας, αν τις εφαρμόσουμε θεωρώντας $R=16\text{ft}$ και $z=3\text{ft}$ (βλ. σχήμα 7), θα πάρουμε μέγιστο βάθος νερού $d=0.65\text{ft}$ (0.2m) και ταχύτητα, $u=8.25\text{ft/s}$ (9km/h). Αυτές οι τιμές βάθους και ταχύτητας προφανώς δεν αντιπροσωπεύουν ένα τυπικό κύμα τσουνάμι επειδή δε λαμβάνουν υπόψη την επίδραση της τριβής.^[4] Όταν δεν υπάρχει τριβή, το κύμα "σκάει" σε μία λεία επιφάνεια και ταξιδεύει σαν ένας λεπτός πίδακας νερού πάνω στην επιφάνεια, σε αντίθεση με ένα κύμα τσουνάμι.



Σχήμα 7: Κτίριο σε λεία επιφάνεια [6]

Γι' αυτό θα ακολουθηθεί μία διαφορετική διαδικασία για την εύρεση των δύο αυτών παραμέτρων – ταχύτητας και ύψους κύματος. Προτείνεται για την εύρεση της ταχύτητας ενός τσουνάμι η ακόλουθη σχέση [7]:

$$u^2 = Fr_2^2 g(H + h) \quad (10) \text{ , όπου:}$$

$$Fr_2^2 = Fr_1^2 \left[\frac{\frac{h}{H}}{1 + \frac{h}{H}} \right]$$

$$Fr_1^2 = \frac{1}{2} \left(\frac{H+h}{h} \right)^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{H+h}{h} \right)$$

με Fr_1 και Fr_2 να είναι οι αριθμοί Froude κατάντη και ανάντη του κύματος αντίστοιχα, h το αρχικό βάθος νερού στο οποίο ταξιδεύει το κύμα και H το ύψος κύματος τσουνάμι.

Το ύψος του κύματος θεωρήθηκε 3.5m και το αρχικό βάθος του νερού 3.5 m επίσης. Άρα σύμφωνα με την εξίσωση (10), η ταχύτητα είναι 10.15 m/s (36.5 km/hr). Αυτές οι τιμές βάθους και ταχύτητας είναι πολύ πιο λογικές. Σύμφωνα με αυτές τις τιμές και θεωρώντας τις τιμές των παραμέτρων του πίνακα 1, υπολογίζονται οι υδροδυναμικές και οι ορμητικές δυνάμεις που δίνονται στον πίνακα 2 για διάφορα πλάτη.

3.2.1 ΠΡΩΤΟ ΣΤΑΔΙΟ (3.5m ΤΣΟΥΝΑΜΙ)

Όσον αφορά το πρώτο στάδιο, οι δυνάμεις που δρουν στα δομικά μέλη είναι οι υδροδυναμικές και οι ορμητικές δυνάμεις, οι δυνάμεις πρόσκρουσης, οι δυνάμεις τύπου "φράγματος" και οι ανοδικές. Όπως αναφέρθηκε και στην ενότητα 2.9 υδροστατικές δυνάμεις δεν υπάρχουν και οι δυνάμεις που οφείλονται σε φερτά αντικείμενα ("φράγματος" και κρουστικές) θα αγνοηθούν. Στην επόμενη όμως ενότητα θα αναφερθούν πιο αναλυτικά οι λόγοι που αγνοούνται.

3.2.2 ΔΕΥΤΕΡΟ ΣΤΑΔΙΟ

Όσον αφορά αυτό το στάδιο, οι δυνάμεις που δρουν στα δομικά μέλη είναι μόνο οι επιπρόσθετες δυνάμεις βαρύτητας. Οφείλονται στο στρώμα νερού που "παγιδεύεται" στον πρώτο όροφο (αφού υποχωρήσει το κύμα), το οποίο όμως έχει μικρό ύψος και οι δυνάμεις που ασκεί στους μη δομικούς τοίχους δεν επαρκούν ώστε να σπάσουν οι τοίχοι .

3.2.3 ΥΠΟΘΕΣΕΙΣ ΚΑΙ ΤΙΜΕΣ ΦΟΡΤΙΩΝ

Υποθέσεις για υδροδυναμικές και ορμητικές δυνάμεις		
$\rho_{\text{νερού}}=1 \text{ t/m}^3$	$g=9.81 \text{ m/s}^2$	$h=3.5\text{m}$
$\rho_s=1.2 \text{ t/m}^3$	$C_d=2$	$H=3.5\text{m}$

Πίνακας 1: Υποθέσεις για F_d και F_s

Force	0.35m	0.40 m	0.45	1.5m
$F_d(\text{kN})$	151.41	173.04	194.67	648.9
$F_s(\text{kN})$	227.12	259.56	292	973.35
$F_d(\text{kN/m})$ για 0 Όροφο	43,26	49,44	55,62	185,4
$F_s(\text{kN/m})$ για 0 Όροφο	64,89	74,16	83,43	278,1
$F_d(\text{kN/m})$ για 1ο Όροφο	7,21	8,24	9,27	30,9
$F_s(\text{kN/m})$ για 1ο Όροφο	10,82	12,36	13,91	46,35

Πίνακας 2: F_d και F_s

Οι κατανεμημένες δυνάμεις υπολογίστηκαν προσεγγιστικά, λόγω αδυναμίας του προγράμματος να κατανείμει φορτίο σε μέρος μόνο του υποστυλώματος. Συγκεκριμένα, οι δυνάμεις F_d και F_s κατανεμήθηκαν στα υποστυλώματα του ισογείου και του πρώτου ορόφου αλλά το φορτίο που αντιστοιχεί στα 0,5 m κάθε υποστυλώματος του πρώτου ορόφου, κατανεμήθηκε ομοιόμορφα σε όλο το ύψος των υποστυλωμάτων (αυτό είναι μη συντηρητικό, αλλά στα πλαίσια φοιτητικής εργασίας και ελλείψει δυνατότητας φόρτισης των μελών με τα ακριβή τους φορτία δεν θεωρήθηκε τόσο σημαντικό).

Όσον αφορά τα κατακόρυφα φορτία στις πλάκες (ανοδικά και πρόσθετα φορτία βαρύτητας), οι τιμές τους σε kN/m^2 δίνονται στον πίνακα 3.

Φόρτιση	Όροφος 0
F_u (kN/m^2)	1.3
F_b (kN/m^2)	11.7
F_r (kN/m^2)	-5.9

Πίνακας 3: Κατακόρυφα φορτία τσουνάμι

Για τον υπολογισμό της F_u χρησιμοποιήθηκαν $C_u=3$, $\tan(\alpha)=1/12 \Rightarrow u_v=u*\tan(\alpha)=0.85 \text{ m/s}$

Για το F_r στον όροφο 0, θεωρήθηκε ότι οι τοίχοι έχουν σχεδιαστεί να αστοχήσουν σε ομοιόμορφο φορτίο 40 psf (1.9kPa), άρα η ισοδύναμη υδροστατική πίεση του νερού θα εμφανιστεί όταν το βάθος του νερού είναι 2.2 ft (0.67m). Άρα θα προλάβει ο όροφος να γεμίσει μέχρι τα 0,5 m.

3.3 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΚΤΙΡΙΩΝ ΚΑΙ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

3.3.1 ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΚΑΙ ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ

Σε όλα τα κτίρια θεωρήθηκε ότι οι μη φέροντες τοίχοι, που εντείνονται από το τσουνάμι αστοχούν. Ο λόγος που γίνεται αυτό, είναι ότι μετά από ανασκόπηση της συμπεριφοράς κτιρίων κατά τη διάρκεια τσουνάμι προηγούμενων ετών, σε ορισμένες περιπτώσεις, η αστοχία των μη δομικών τοίχων στα χαμηλότερα επίπεδα μείωσε το φορτίο τσουνάμι, με αποτέλεσμα την επιβίωση του συνόλου της κατασκευής.^[5] Σύμφωνα με τη FEMA P646, οι μη δομικοί τοίχοι πρέπει να σχεδιάζονται με τον τρόπο αυτό για να περιοριστούν οι υδροστατικές, υδροδυναμικές και ορμητικές δυνάμεις στο κτίριο.

<u>1.Υλικά</u> Σκυρόδεμα: C20/25 Χάλυβας: S500 $\gamma_c=1.5$, $\gamma_s=1.15$	<u>3.Κινητά φορτία</u> Πλακών: 2 kN/m^2	<u>5.Κανονισμοί</u> ΕΚΩΣ 2000 ΕΑΚ2003	<u>7.Αντισεισμικός</u> Μέθοδος επίλυσης: Δυναμική με μετατόπιση μαζών Πλήθος Ιδιομορφών: 16
<u>2.Μόνιμα φορτία</u> Ειδ. βάρος σκυρ. : 25kN/m^3 Πλακών: 1kN/m^2 Δοκών: 9kN/m	<u>4.Συντ. ασφάλειας</u> <u>φορτίων</u> $\gamma_g=1.35$ $\gamma_q=1.50$	<u>6.Έδαφος/θεμελίωση</u> $k_s=110000$ $\sigma_{επ}=200 \text{ kN/m}^2$ Τύπος θεμελίωσης: Εσχάρα πεδιλοδοκών	<u>8.Φάσμα</u> Ζώνη σεισμ. επικυנד.: II

Πίνακας 4: Παραδοχές υπολογισμού^{[2],[3]}

3.3.2 ΤΡΙΩΡΟΦΑ ΚΤΙΡΙΑ

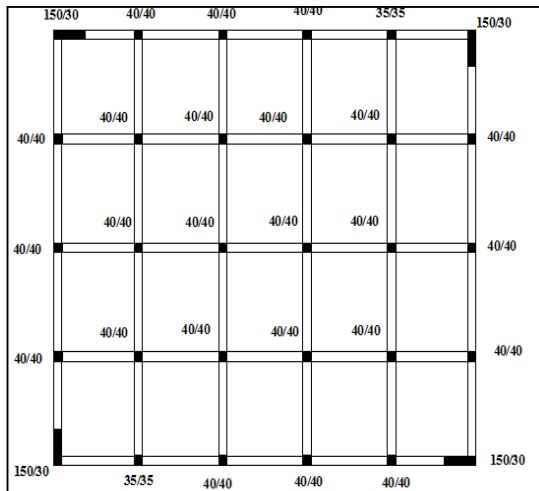
3.3.2.1 ΔΥΑΔΙΚΟ

Το κτίριο με το δυαδικό σύστημα (πλαίσια και τοιχώματα), διαστάσεων 20mX18m, αποτελείται από τα εξής κατακόρυφα δομικά μέλη:

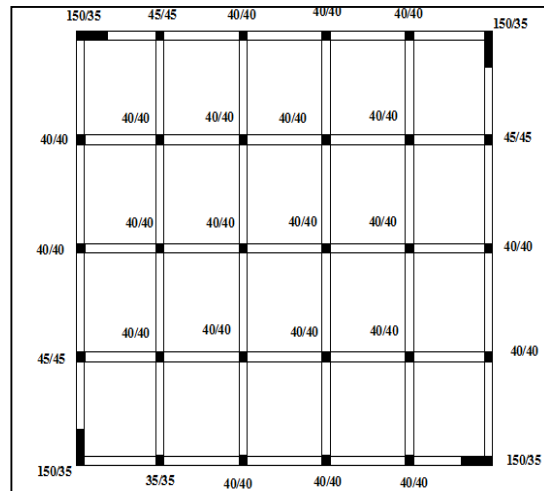
Υποστυλώματα: 40cm/40cm
35cm/35cm

Τοιχώματα: 150cm/30cm

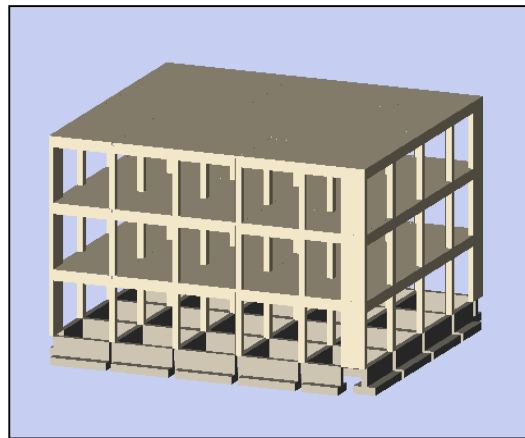
Στους ανώτερους ορόφους υπάρχουν κάποιες μικρές αλλαγές στις διατομές των υποστυλωμάτων. Ωστόσο, παρακάτω δίνονται ενδεικτικά οι κατόψεις του ισογείου.



Σχήμα 8: Κάτοψη 3όροφου τοιχωματικού σχεδιασμένο για σεισμό



Σχήμα 9: Κάτοψη 3όροφου τοιχωματικού σχεδιασμένο για τσουνάμι



Σχήμα 10: 3D τριώροφου τοιχωματικού

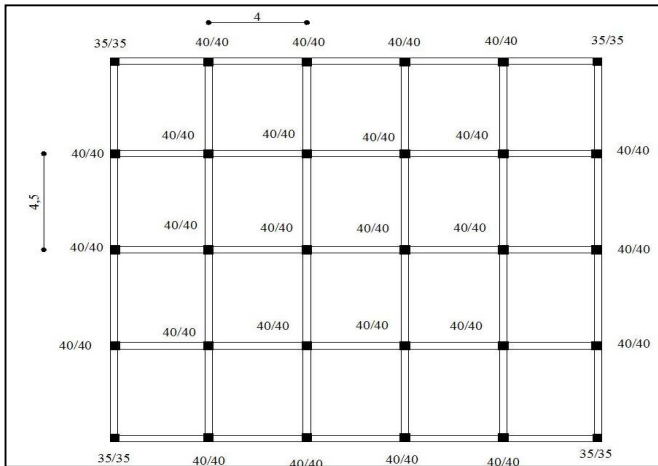
Μετά το σχεδιασμό και για τσουνάμι, χρειάστηκαν απαραίτητες αλλαγές, πέρα από τον οπλισμό, και στις διαστάσεις κάποιων κατακόρυφων μελών. Οι διατομές των νέων κατακόρυφων μελών δίνονται παρακάτω:

Υποστυλώματα: 35cm/35cm
40cm/40cm
45cm/45cm

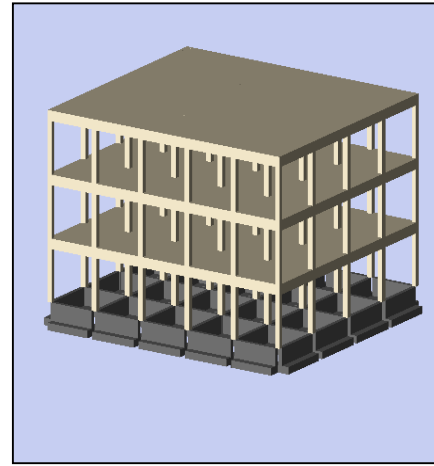
Τοιχώματα: 150cm/35cm

3.3.2.2 ΠΛΑΙΣΙΑΚΟ

Το πλαίσιακό κτίριο, διαστάσεων 20mX18m, αποτελείται στο σύνολο του από υποστυλώματα 40cm/40cm με εξαίρεση τα 4 γωνιακά (35cm/35cm). Μετά το σχεδιασμό για τσουνάμι όλες οι διαστάσεις των μελών παρέμειναν ίδιες.



Σχήμα 11: Κάτοψη 3όροφου πλαίσιακού

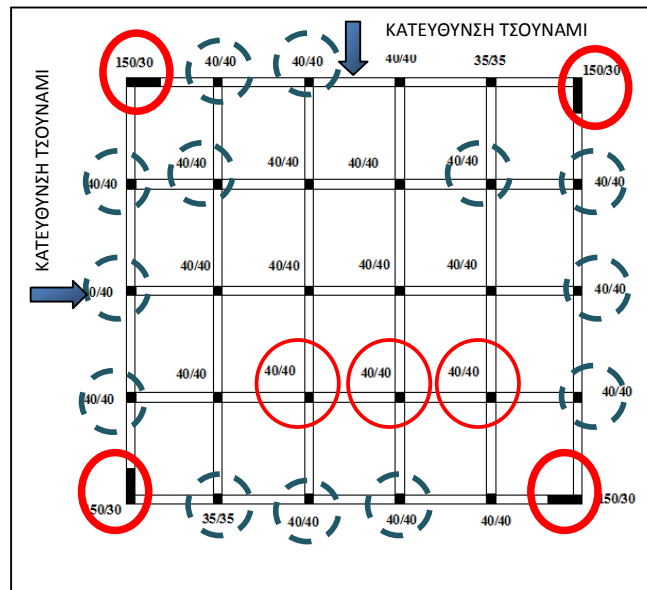


Σχήμα 12: 3D τριώροφο πλαίσιακό

3.3.2.3 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΚΑΙ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Αφού σχεδιάστηκαν τα παραπάνω κτίρια και για το τσουνάμι, συγκρίθηκαν οι οπλισμοί των κατακόρυφων μελών στις δύο περιπτώσεις σχεδιασμού.

Όσον αφορά το δυαδικό σύστημα, παρουσιάστηκαν σημαντικότερες αλλαγές στους οπλισμούς καθώς και αλλαγές στις διαστάσεις. Οι ποσοστιαίες αυξήσεις του οπλισμού στο ισόγειο φτάνουν το 113%, ενώ στον πρώτο όροφο μέχρι το 88%. Πιο συγκεκριμένα στο ισόγειο, ο οπλισμός αυξάνεται κατά 113% στα τοιχώματα, ενώ έχουμε αύξηση του οπλισμού πάνω από 50% στα υποστυλώματα που είναι κυκλωμένα με κόκκινη συνεχή γραμμή. Σχεδόν μηδενικές ήταν οι αυξήσεις στον οπλισμό στα κατακόρυφα στοιχεία που είναι κυκλωμένα με μπλε διακεκομμένη γραμμή, τα οποία είναι κυρίως περιμετρικά υποστυλώματα. Στα υπόλοιπα υποστυλώματα έχουμε διαφορές γύρω στο 30%.

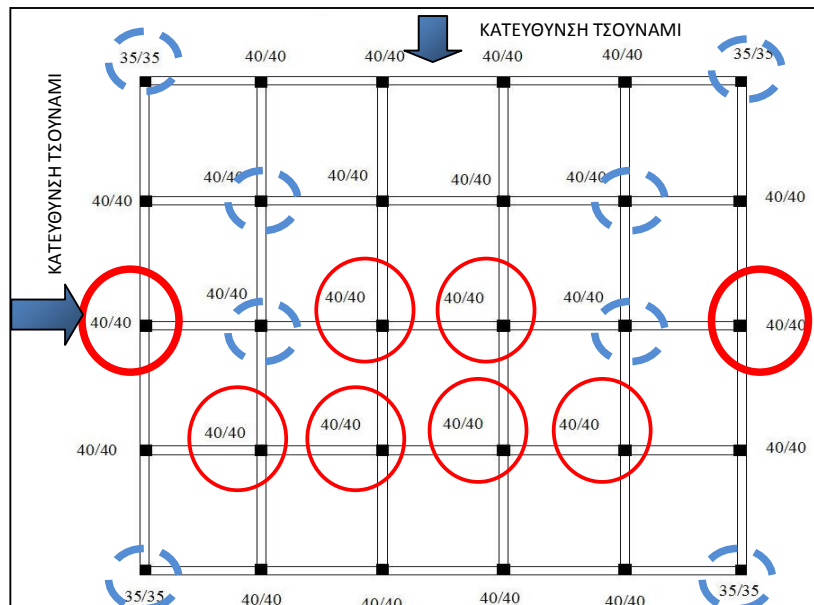


Σχήμα 13: Κάτοψη ισογείου 3όροφου τοιχωματικού

Όσον αφορά τον πρώτο όροφο, οι πολύ μεγάλες αλλαγές εμφανίστηκαν στα τοιχώματα (από 45-88%), ενώ στα υπόλοιπα κατακόρυφα στοιχεία εντοπίστηκαν μικρότερες (της τάξης του 20%) ή καθόλου αλλαγές. Ο συνολικός οπλισμός στα κατακόρυφα στοιχεία στο ισόγειο αυξήθηκε κατά 33% ενώ στον πρώτο όροφο κατά 13%. Όπως ήταν αναμενόμενο παρουσιάζεται μείωση της αλλαγής στους ανώτερους ορόφους.

Είναι προφανές ότι το κτίριο αυτό, αν είχε σχεδιαστεί μόνο κατά τους Ελληνικούς κανονισμούς και δεχόταν φορτίσεις από το τσουνάμι που θεωρήθηκε στο σχεδιασμό, θα παρουσίαζε σημαντικές βλάβες και πιθανόν να κατέρρευε. Ακόμη όμως και να μην είχε προκληθεί κατάρρευση, οι βλάβες θα ήταν τόσο σημαντικές που η ενίσχυσή της θα ήταν ασύμφορη οικονομικά. Πρέπει στο σημείο αυτό να τονιστεί, ότι όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, τα αποτελέσματα αυτά έχουν προέλθει παραλείποντας κάποιες φορτίσεις τσουνάμι, οι οποίες όχι μόνο έχουν σημαντική πιθανότητα να συμβούν αλλά πολλές φορές παίζουν και κυρίαρχο ρόλο στην κατάρρευση μίας κατασκευής.

Κάνοντας την ίδια σύγκριση και στο πλαισιακό κτίριο, παρατηρήθηκαν πάλι σημαντικές αλλαγές στους οπλισμούς, αλλά καμία αλλαγή στις διατομές των μελών. Οι ποσοστιαίες αυξήσεις τώρα, κυμαίνονται στο ισόγειο από 0% έως 42%, ενώ στον πρώτο και το δεύτερο όροφο δεν υπήρχε καμία αλλαγή στους οπλισμούς.



Σχήμα 14: Κάτοψη ισόγειου 3όροφου πλαισιακού

Συγκεκριμένα η μεγαλύτερη αλλαγή στους οπλισμούς (42%) παρατηρήθηκε στα δύο περιμετρικά υποστυλώματα (σε κύκλο με κόκκινη συνεχή γραμμή). Στα υπόλοιπα κυκλωμένα υποστυλώματα με κόκκινο παρατηρήθηκε αλλαγή από 29% έως 31%, ενώ στα κυκλωμένα με μπλε διακεκομμένη γραμμή υποστυλώματα οι αλλαγές ήταν πολύ μικρές (μάλιστα στα γωνιακά δεν παρατηρήθηκε αλλαγή). Στα υπόλοιπα υποστυλώματα οι αλλαγές είχαν ενδιάμεσα ποσοστά. Επίσης στον ισόγειο όροφο η συνολική αύξηση του κατακόρυφου οπλισμού των υποστυλωμάτων ανέρχεται σε ποσοστό 16%.

Τέλος όσον αφορά στη θεμελίωση, ήταν απαραίτητο να αυξηθεί το βάθος θεμελίωσης και αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι απαιτείται ισχυρή θεμελίωση για να αντιμετωπισθούν οι, προκύπτουσες από το τσουνάμι, ροπές ανατροπής.

Συγκρίνοντας τις λειτουργίες του πλαισιακού και του δυαδικού συστήματος, είναι προφανές ότι το πλαισιακό σύστημα λειτουργεί πολύ καλύτερα από το δυαδικό σε περίπτωση φόρτισης από τσουνάμι.. Βέβαια, όπως φαίνεται από τις απαιτήσεις αύξησης του οπλισμού στο ισόγειο, ακόμη και το πλαισιακό σύστημα, στην περίπτωση αυτή, θα παρουσίαζε

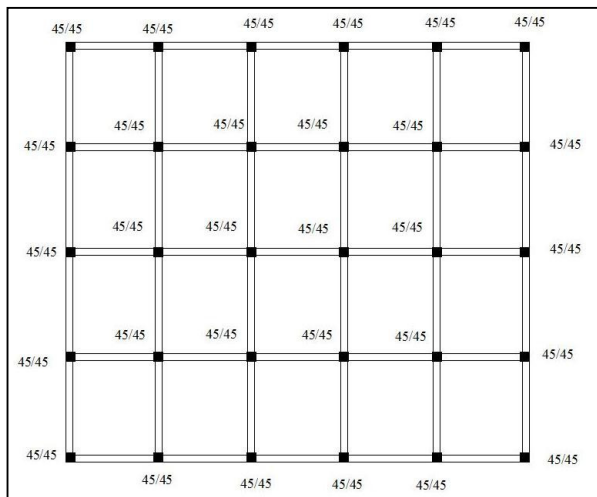
σημαντικές βλάβες. Έχοντας υπόψη μας την παραπάνω θεωρία, μπορούμε να αποδώσουμε τη διαφορά αυτή ανάμεσα στο πλαίσιακό και το δυαδικό σύστημα, στο γεγονός ότι τα τοιχώματα έχουν πολύ μεγαλύτερη επιφάνεια, ασκούνται πάνω τους πολύ μεγάλες υδροδυναμικές και ορμητικές δυνάμεις με αποτέλεσμα η φόρτιση τσουνάμι να γίνεται πολύ δυσμενής για μια κατασκευή με τοιχώματα.

3.3.3 7ΟΡΟΦΟ ΚΤΙΡΙΟ

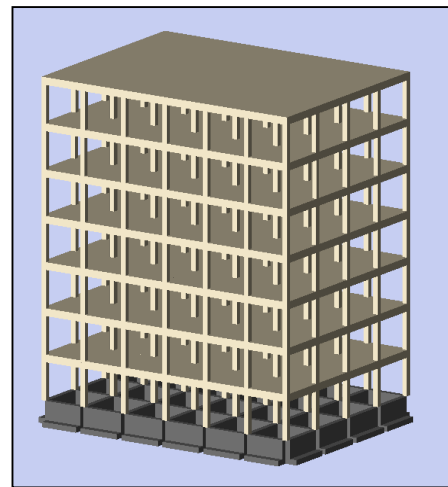
Από τα αποτελέσματα που πάρθηκαν από τα τριώροφα κτίρια, θεωρήθηκε ως καλύτερη λύση για φόρτιση τσουνάμι το πλαίσιακό σύστημα. Στην υποενοότητα αυτή θα ελεγχθεί η λειτουργία ενός ψηλότερου πλαίσιακού κτιρίου για το ίδιο τσουνάμι σχεδιασμού.

3.3.3.1 ΠΛΑΙΣΙΑΚΟ ΚΤΙΡΙΟ

Το κτίριο που σχεδιάστηκε σύμφωνα με τους Ελληνικούς κανονισμούς, διαστάσεων 20mX18m, αποτελείται από υποστυλώματα 45cm/45cm. Οι διαστάσεις παρέμειναν ίδιες και μετά το σχεδιασμό για τσουνάμι. Ωστόσο και εδώ απαιτήθηκε μικρή αύξηση του βάθους θεμελίωσης για τους ίδιους λόγους που αναφέρθηκαν και παραπάνω στα τριώροφα κτίρια.



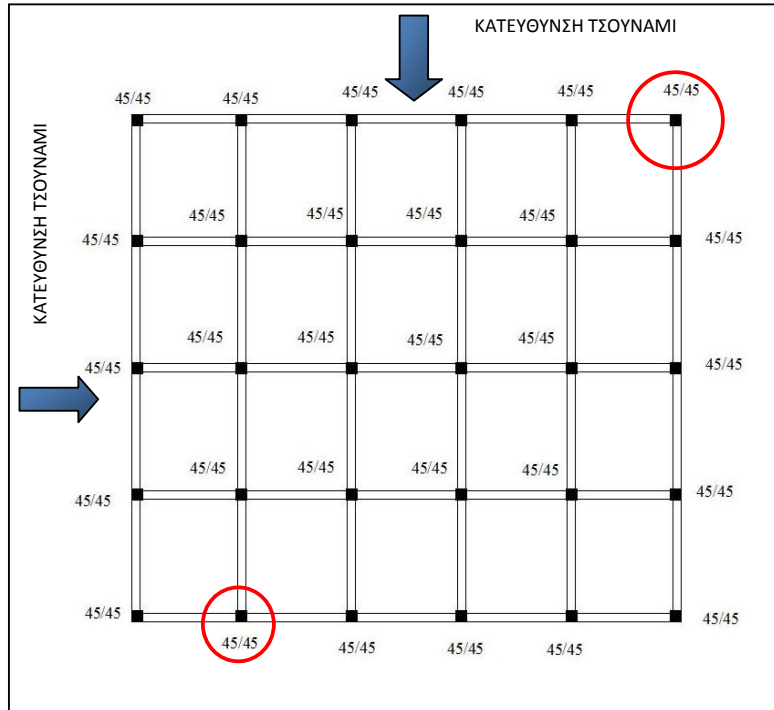
Σχήμα 15: Κάτοψη 7όροφου πλαίσιακού



Σχήμα 16: 3D 7όροφου πλαίσιακού

3.3.3.2 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΚΑΙ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Συγκρίνοντας τους οπλισμούς που προκύπτουν από το σχεδιασμό του 7όροφου για σεισμό και από το σχεδιασμό του ίδιου κτιρίου και για τσουνάμι, παρατηρούμε ότι οι αλλαγές στους οπλισμούς είναι πολύ μικρότερες και προκύπτουν σε ελάχιστα υποστυλώματα. Συγκεκριμένα, στο ισόγειο, υπήρξαν πολύ μικρές αλλαγές στους οπλισμούς των κατακόρυφων στοιχείων που φαίνονται στην εικόνα παρακάτω. Σε όλα τα άλλα υποστυλώματα ο οπλισμός δε μεταβλήθηκε καθόλου, ενώ σε όλον τον όροφο το συνολικό ποσοστό αύξησης του κατακόρυφου οπλισμού των υποστυλωμάτων είναι μικρότερο από 1%, δηλαδή αμελητέα αύξηση. Στους υπολοίπους ορόφους δεν παρατηρήθηκαν αλλαγές.



Σχήμα 17: Κάτοψη ισογείου 7όροφου πλαισιακού

Παρατηρούμε λοιπόν ότι το πολώροφο κτίριο αποκρίνεται πολύ καλά σε μία τέτοια φόρτιση.

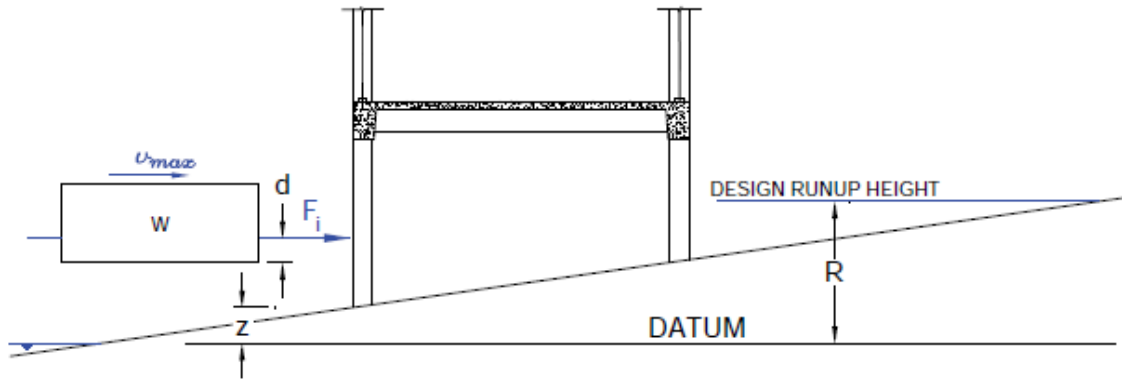
4. ΛΟΓΟΣ ΠΟΥ ΑΓΝΟΟΥΝΤΑΙ ΤΑ ΦΟΡΤΙΑ ΛΟΓΩ ΦΕΡΤΩΝ ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΩΝ

4.1 ΚΡΟΥΣΤΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ

Αν θεωρήσουμε ότι ένα τυπικό container 40ft (12.2m) συγκρούεται με ένα υποστύλωμα του κτιρίου, η τιμή του κρουστικού φορτίου σύμφωνα με την FEMA P646 δίνεται από τον παρακάτω τύπο:

$$F_i = C_m u_{max} \sqrt{km} \quad (11)$$

όπου C_m ο αθροιστικός συντελεστής μάζας, u_{max} η μέγιστη ταχύτητα με την οποία προσκρούει το container στο υποστύλωμα και m και k είναι η μάζα και η ενεργός δυσκαμψία του container αντίστοιχα. Σε αντίθεση με άλλες φορτίσεις, τα κρουστικά φορτία θεωρείται ότι δρουν τοπικά σε ένα μόνο μέλος της κατασκευής και στο ύψος της επιφάνειας του νερού, όπως φαίνεται στο σχήμα 8.



Σχήμα 18: Κρουστικό φορτίο [4]

Τιμές για τη μάζα και την ενεργό δυσκαμψία συνηθισμένων φερτών δίνονται στον πίνακα 6 παρακάτω. Θεωρείται όμως ότι οι τιμές αυτές της δυσκαμψίας, που προτείνει η FEMA P646 είναι πολύ μεγάλες. Επιπλέον, δεν είναι συντηρητικό να χρησιμοποιηθεί η μάζα ενός άδειου container, όπως προτείνει η FEMA P646, καθώς είναι προφανές ότι οι πρόσκρουση με ένα γεμάτο container θα έχει ως αποτέλεσμα την άσκηση πολύ μεγαλύτερων δυνάμεων στην κατασκευή. Για πιο ακριβή τιμή της δυσκαμψίας ενός container, θα χρησιμοποιηθούν οι τιμές k του πίνακα 5, οι οποίες έχουν προκύψει από μετρήσεις διαφόρων container. Το χειρότερο σενάριο πρόσκρουσης είναι όταν μία από τις κάτω γωνίες του container συγκρουστεί με ένα υποστύλωμα.^[6] Η FEMA P646 προτείνει ομοιόμορφη κατανομή της δύναμης αυτής, θεωρώντας ότι το container συγκρούεται πλευρικά με το κτίριο.

Table 6-1 Mass and Stiffness Properties of Common Waterborne Debris

<i>Location of Source</i>	<i>Mass (m) in kg</i>	<i>Effective stiffness (k) in N/m</i>
Lumber or Wood Log	450	2.4×10^6
40-ft Standard Shipping Container	3800 (empty)	6.5×10^8
20-ft Standard Shipping Container	2200 (empty)	1.5×10^9
20-ft Heavy Shipping Container	2400 (empty)	1.7×10^9

Πίνακας 5: Τιμές k και m για συνηθισμένα φερτά [4]

Είδος Container	Εμβαδόν A (m^2)	Μήκος L (m)	Ενεργός δυσκαμψία k (kN/m)	Μάζα γεμάτου (ton)	Δύναμη πρόσκρουσης F_i (kN)
40ft	1.98E-03	12.2	28746	30.45	18992
20ft	1.34E-03	6.1	37491	30.45	21689

Πίνακας 6: Τιμές k και m [6]

4.2 ΦΟΡΤΙΑ ΤΥΠΟΥ "ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ"

Όπως αναφέρθηκε και στην ενότητα 2.6, οι δυνάμεις αυτές μπορούν να θεωρηθούν σαν μία ενισχυμένη από το πλάτος του συσσωρέματος υδροδυναμική δύναμη που ασκείται στο

μέτωπο της κατασκευής. Η τιμή της δύναμης αυτής δίνεται από την εξίσωση (6). Σύμφωνα με την FEMA P646, προτείνεται σαν ελάχιστο πλάτος του συσσωρεύματος τα 40ft (12.2m) το οποίο θα αντιπροσωπεύει την πλευρά ενός container ή τη μάζα ενός πλέοντος ξύλου. Η επίδραση του φορτίου αυτού πρέπει να ασκηθεί σε διάφορα σημεία της κατασκευής για να βρεθεί η πιο κρίσιμη θέση στο κτίριο.^[4]

Υπάρχουν διάφορα σενάρια εφαρμογής του φορτίου αυτού στο κτίριο. Το χειρότερο είναι όταν ένα τέτοιο φράγμα σφηνωθεί μεταξύ δύο υποστυλωμάτων. Η υδροδυναμική δύναμη που θα προκύψει από την σχέση (6) θα πρέπει να μοιραστεί στα δύο αυτά υποστυλώματα. Αν αντικαταστήσουμε την τιμή του πλάτους στην προαναφερθείσα σχέση, προκύπτει για την δύναμη φράγματος η τιμή $F_{dm}=5277.7$ kN. Είναι προφανές, ότι στο παραπάνω σενάριο τα υποστυλώματα θα πρέπει να σχεδιαστούν να αντέχουν πολύ μεγάλες δυνάμεις.

4.3 ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΤΑΔΙΑΚΗΣ ΚΑΤΑΡΡΕΥΣΗΣ

Είναι προφανές από τα παραπάνω ότι οι δυνάμεις λόγω φερτών από το νερό αντικειμένων, μπορεί να είναι τόσο μεγάλες που καθιστούν παράλογο και αντιοικονομικό το σχεδιασμό για τις δυνάμεις αυτές. Γι' αυτό προτείνεται η μείωση της πιθανότητας δυσανάλογης κατάρρευσης εξαιτίας της απώλειας ενός ή περισσοτέρων δομικών μελών. Αυτό γίνεται με την ανάλυση σταδιακής κατάρρευσης. Βέβαια, η απόφαση του αν θα γίνει ή όχι μία τέτοια ανάλυση εξαρτάται από την τοποθεσία και από το είδος των φερτών που θα μπορούσαν να χτυπήσουν την κατασκευή.

Υπάρχουν δύο κύριες μέθοδοι τέτοιας ανάλυσης. Η πρώτη, ονομαζόμενη στα Αγγλικά "Tie Force Strategy", προτείνει την χρήση συνεχούς οπλισμού στις δοκούς και στις πλάκες, ώστε αν ένα υποστυλώμα αστοχήσει, ο οπλισμός αυτός να ανακατανεμίσει το φορτίο στο υπόλοιπο κτίριο. Η δεύτερη ("Missing column strategy"), προτείνει την αφαίρεση ενός υποστυλώματος και τη χρήση εννοιών πλαστικού σχεδιασμού για την αξιολόγηση της δυνατότητας των περιβαλλόντων δομικών μελών να συνεχίσουν να φέρουν τα κατακόρυφα φορτία. Αυτή η μέθοδος, όσον αφορά το τσουνάμι, περιορίζεται στην αφαίρεση μόνο ενός εξωτερικού υποστυλώματος αφού το κρουστικό φορτίο ή το φορτίο φράγματος θα συμβεί κατά πάσα πιθανότητα στα εξωτερικά υποστυλώματα. [4]

5. ΣΤΟΧΟΣ ΚΑΙ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στόχος αυτής της εργασίας ήταν ο αντισεισμικός σχεδιασμός κτιρίων Ο.Σ. βάσει των Ελληνικών Κανονισμών^{[2],[3]} και η αποτίμησή τους για φόρτιση τσουνάμι σύμφωνα με τον Αμερικάνικο Κανονισμό FEMA P646. Τα αποτελέσματα αυτής της εργασίας ισχύουν υπό ορισμένες προϋποθέσεις φόρτισης, εφόσον η επιρροή κάποιων φορτίων αγνοήθηκε, και υπό την προϋπόθεση ότι τα μη δομικά μέλη, όπως αρχιτεκτονικοί τοίχοι, αστοχούν και δεν επηρεάζουν τη φόρτιση τσουνάμι στα δομικά μέλη.

Τα συμπεράσματα που προκύπτουν από την εργασία αυτή είναι τα ακόλουθα:

- Τα αποτελέσματα αποδεικνύουν αυτό που αναφέρθηκε και στην εισαγωγή, ότι δηλαδή ακόμη και ένα μικρό τσουνάμι μπορεί να προκαλέσει σημαντικές βλάβες.
- Κτίρια Ο.Σ μπορούν να σχεδιαστούν, ώστε να αντέχουν φορτίσεις τσουνάμι παρόμοιου μεγέθους με αυτό που θεωρήθηκε σ' αυτήν την εργασία.
- Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των ζόροφων κτιρίων, έδειξε ότι απαιτούνται πολύ μεγάλες αυξήσεις στους οπλισμούς των κατακόρυφων στοιχείων, ιδιαίτερα στους ορόφους που πλήττονται από το τσουνάμι, καθώς και σημαντικές αυξήσεις κάποιων διατομών κατακόρυφων μελών στην περίπτωση του δυαδικού συστήματος. Άρα χαμηλές αντισεισμικές κατασκευές, πολύ πιθανόν να χρειαστούν σημαντικές ενισχύσεις ώστε να μπορούν να αντισταθούν σε ένα τέτοιο τσουνάμι.

- Πλαισιακά πολυώροφα κτίρια, σχεδιασμένα σύμφωνα με ΕΚΩΣ 2000 και ΕΑΚ2003 και για περιοχή σεισμικής επικινδυνότητας ΙΙ πιθανόν να μη χρειάζονται κάποια ενίσχυση ώστε να μπορούν να αντιστέκονται σε φορτία τσουνάμι.
- Πρόσκρουση με container, καθώς και υδροδυναμικές δυνάμεις φράγματος σε ορισμένες δυσμενείς θέσεις στο κτίριο, πιθανότατα θα ξεπεράσουν την διατμητική και καμπτική αντοχή μεμονωμένων υποστυλωμάτων. Γι' αυτό το λόγο προτείνεται το κτίριο να σχεδιαστεί ώστε να αποφευχθεί σταδιακή κατάρρευση στην περίπτωση αστοχίας κολώνας

6. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] L.H. Λογισμική, " Fespa 10 for Windows, Έκδοση 1.0.106", Αθήνα 2011
- [2] ΕΚΩΣ 2000- Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος
- [3] ΕΑΚ 2003- Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός
- [4] FEMA, 2008, Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis, FEMA P646 Report, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C (Chapter 6, p.69-89)
- [5] Pacheco, K. and Robertson, I.N., 2005, Evaluation of Tsunami Loads and Their Effect on Reinforced Concrete Buildings, Research Report UHM/CEE/05-06, University of Hawai'i at Manoa, Honolulu, Hawai'i. (Chapter 7, pg. 117)
- [6] Mikhaylov, Y. and Robertson, I.N., 2009, Evaluation of Prototypical Reinforced Concrete Building Performance when Subjected to Tsunami Loading, Research Report UHM/CEE/09-01, University of Hawai'i at Manoa, Honolulu, Hawai'i. (Chapter 2, pg12,14-16, 24, 26-Chapter 5, pg.53, 55, 61)
- [7] Mohamed, A., 2008, Characterization of Tsunami-Like Bores in Support of Loading on Structures, University of Hawai'i at Manoa, Honolulu, Hawai'i. (Chapter 5, pg.37, 42)
- [8] Steven N. Ward and Simon Day (2001). "[Cumbre Vieja Volcano—Potential collapse and tsunami at La Palma, Canary Islands](#)". *Geophys. Res. Let.* **28**: 3397-3400.
- [9] Haugen K, Lovholt F, Harbitz C, K; Lovholt, F; Harbitz, C (2005). "Fundamental mechanisms for tsunami generation by submarine mass flows in idealised geometries". *Marine and Petroleum Geology* **22** (1-2): 209–217.
- [10] <http://www.econews.gr/2011/10/21/askisi-tsounami-kriti/>
- [11] <http://www.imerisia.gr/article.asp?catid=12333&subid=2&tag=9464&pubid=11971140>
- [12] <http://www.physics4u.gr/articles/2004/tsunami.html>
- [13] <http://el.wikipedia.org/wiki/%CE%A4%CF%83%CE%BF%CF%85%CE%BD%CE%AC%CE%BC%CE%B9>
- [14] <http://www.gein.noa.gr/services/catalogue.htm>

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΕΠΙΣΚΕΥΗ-ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΟΣ ΣΕ ΘΑΛΑΣΣΙΟ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝ

ΜΥΣΤΗΛΙΑΔΗ ΑΝΑΣΤΑΣΙΑ

Περίληψη

Το θαλάσσιο περιβάλλον αποτελεί ένα από τα πιο απειλητικά για το οπλισμένο σκυρόδεμα περιβάλλοντα. Έτσι, το πρόβλημα της επισκευής τέτοιων κατασκευών προκαλεί το ενδιαφέρον ειδικά καθώς οι καταγραφές περιπτώσεων αστοχίας κατασκευών καθαρά λόγω επίδρασης θαλάσσιου περιβάλλοντος αυξάνονται γοργά. Πόσο μάλλον σε χώρες όπως η Ελλάδα, που όχι μόνο περιβρέχεται από θάλασσα αλλά το πρόβλημα εντείνεται και από τη σημαντική σεισμικότητα. Η παρούσα εργασία παρουσιάζει μια σύντομη επισκόπηση της επιρροής του θαλάσσιου περιβάλλοντος στις κατασκευές και συγκεντρώνει κάποιους βασικούς σύγχρονους τρόπους αποτίμησης και επισκευής τους.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η ευαισθησία της πλειοψηφίας του υφιστάμενου κτιριακού αποθέματος σε δομικές ζημιές εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από την ποιότητα του σχεδιασμού, τη λεπτομερειακή ανάλυση και την ποιοτική και πιστή στο σχεδιασμό κατασκευή. Επιπλέον δυσχέρειες συναντώνται, βέβαια, σε επιθετικά περιβάλλοντα είτε προς τη φύση των υλικών είτε από την άποψη σχεδιασμού, κατά τον οποίο μπορεί να μην συνυπολογίστηκαν επαρκώς τυχηματικά φορτία όπως ανακυκλιζόμενες φορτίσεις, φορτία κρούσης, περιπτώσεις, δηλαδή, συνδεδεμένες εν προκειμένω και με το θαλάσσιο περιβάλλον. Είναι σημαντικό, επομένως, κατά το σχεδιασμό των επισκευών και παλαιότερων δομών να υιοθετείται μια συνολική στρατηγική, παρόμοια με αυτές που χρησιμοποιήθηκαν κατά τη διάρκεια του σχεδιασμού, καθώς και να προηγείται αναλυτική γνώση του τρόπου σχεδιασμού και λειτουργίας των μελών τους αλλά και των μηχανισμών που επέφεραν τη φθορά της εκάστοτε κατασκευής. Περνώντας στο στάδιο της επισκευής, έχει ιδιαίτερη σημασία να υιοθετούνται στοχευμένες μέθοδοι, κατάλληλες για την εκάστοτε περίπτωση, ώστε να επιτυγχάνεται η μέγιστη δυνατή αποτελεσματικότητα στα επιτρεπτά και συμφέροντα επίπεδα κόστους. Οι κατασκευές σε επαφή με τη θάλασσα παρουσιάζουν ιδιαίτερο ενδιαφέρον, τόσο λόγω της πολλαπλότητας των παραγόντων που επιδρούν σε αυτές, όσο και λόγω τις πρακτικής δυσκολίας επέμβασης, σε αρκετές περιπτώσεις. Επίσης, οι κατασκευές αυτές είναι κατά κύριο λόγο τέτοιου μεγέθους, κόστους αλλά και λειτουργίας που η καταστροφή και ανακατασκευή τους είναι μάλλον απαγορευτική. Το ίδιο το θαλάσσιο περιβάλλον είναι αρκετά επιβλαβές, εντούτοις κι άλλοι παράγοντες επηρεάζουν την πρόωγη φθορά λόγω διάβρωσης, όπως: κακή ποιότητα κατασκευής, ως αποτέλεσμα της κακής εργασίας(πχ. ελλιπής συμπύκνωση), ανεπαρκή πρότυπα που βασίζονται σε επιτακτικά μέτρα και κακός σχεδιασμός, ως αποτέλεσμα της ανεπαρκούς πληροφόρησης αναφορικά με τις παραμέτρους που επηρεάζουν τη διαδικασία υποβάθμισης.

2. ΘΑΛΑΣΣΙΟ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝ-ΠΑΡΑΓΟΝΤΕΣ ΠΟΥ ΕΠΗΡΕΑΖΟΥΝ ΤΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟ Ο.Σ.

Η ανταπόκριση της κατασκευής στους περιβαλλοντικούς παράγοντες μπορεί να προσδιοριστεί σύμφωνα με:

- Συνθήκες θερμοκρασίας $T(x,y,z,t)$.
- Συνθήκες υγρασίας $RH(x,y,z,t)$, TOW (Time of wetness-διάρκεια έκθεσης στην υγρασία).
- Συνθήκες χλωριόντων . $Cl(x,y,z,t)$.
- Βάθος Ενανθράκωσης $CO_2(x,y,z,t)$. [1]

Παραθαλάσσιο περιβάλλον, σύμφωνα με τον ΕΚΩΣ 2000, ορίζεται μια ζώνη βάθους μέχρι και ένα χιλιόμετρο από την ακτή.* Το θαλάσσιο περιβάλλον χαρακτηρίζεται από: (1)

Χημική σύσταση του θαλασσινού νερού, (2) Θερμοκρασία στο θαλασσινό νερό, (3) Ύψη κυμάτων, (4) Υδροστατική πίεση, (5) Παλιρροιακές δράσεις, (6) Στάθμη νερού (7) Ομίχλη και ψεκάσμος (8) Ρεύματα.[1]

* Σύμφωνα με πιο συντηρητικές προσεγγίσεις, θεωρείται ζώνη βάθους 1,11-3,22 χλμ. [4] ή και 10 χλμ.(αποδίδοντας αυτό το μεγάλο εύρος στο αερόφερτο αλατούχο νέφος) .[1] λόγω και των τοπικών γεωμορφολογικών και περιβαλλοντικών συνθηκών.

Το θαλάσσιο περιβάλλον επιδρά με πολύπλοκους μηχανισμούς στο σκυρόδεμα, διότι συνδυάζει πολλές φυσικές και χημικές αντιδράσεις:

- Υδροφθορά
- Επίδραση παγετού τήξεως
- Επίδραση CO₂ ατμόσφαιρας
- Επίδραση αλάτων νερού (κυρίως θεικών και χλωριούχων αλλά και ιδιαίτερα του μαγνησίου)
- Επίδραση αλκαλίων (νατρίου και καλίου)
- Σχηματισμός βιολογικής μεμβράνης στην επιφάνεια του σκυροδέματος.[5]

Προτείνεται η διαίρεση του θαλάσσιου περιβάλλοντος σε τέσσερις διαφορετικές ζώνες, ανάλογα με τη θέση της στάθμης του νερού:

Ζώνη υπό το νερό. Η ζώνη η οποία είναι μονίμως κάτω από τη στάθμη του νερού (κατώτερη παλιρροιακή). Σε αυτή, το σκυρόδεμα θεωρείται προστατευμένο λόγω της συνεχούς διαβροχής, η οποία προσφέρει ομοιόμορφο περιβάλλον όσον αφορά τη θερμοκρασία και την περιεκτικότητα σε υγρασία (αποφυγή παγετού και μηχανικής δράσης λόγω μεταβολής του όγκου σκυροδέματος από εναλλασσόμενη διαβροχή-ξηρανση)

Παλιρροιακή ζώνη. Η ζώνη μεταξύ χαμηλής και υψηλής παλίρροιας, όπου το σκυρόδεμα υποβάλλεται σε περιοδική ύγρανση και ξήρανση (με κύκλο περίπου δώδεκα ώρες).

Ζώνη παφλασμού. Η ζώνη πάνω από το επίπεδο της παλίρροιας η οποία επηρεάζεται από τα κύματα, πράγμα που σημαίνει ότι το σκυρόδεμα υποβάλλεται σε τυχαία ύγρανση και ξήρανση, λόγω των κυματικών δράσεων. Στις δύο τελευταίες εμφανίζεται η μεγαλύτερη φθορά, καθώς συνδυάζονται: μηχανική φθορά από πρόσκρουση κυμάτων, παγετός, χημική επίδραση αλάτων, ενανθράκωση λόγω ατμοσφαιρικού CO₂

Ζώνη έκθεσης. Η ζώνη πάνω από τη ζώνη εκκίνησης, όπου το σκυρόδεμα υπόκειται σε υγρό και αλατούχο θαλάσσιο αέρα.[1,6]

3. ΔΙΑΒΡΩΣΗ

Η Αμερικανική Ένωση Μηχανικών Διάβρωσης (NACE) ορίζει τη διάβρωση ως «την επιδείνωση ενός υλικού, συνήθως μέταλλου, που προκύπτει από την αντίδραση με το περιβάλλον του.» Η βασική αιτία της διάβρωσης είναι η αστάθεια των μετάλλων στην εκλεπτυσμένη μορφή τους. Τα μέταλλα τείνουν να επανέλθουν στη φυσική τους κατάσταση, μέσω των διαδικασιών της διάβρωσης. Κοινό παράδειγμα αποτελεί η περίπτωση του σιδήρου. Όταν νερό της βροχής έρχεται σε επαφή με το σίδηρο, σχηματίζει σκουριά. Αυτή η σκουριά, ή οξείδιο του σιδήρου, είναι η αρχική κατάσταση του σιδήρου, σε σιδηρομετάλλευμα.

Κατηγορίες χημικής διάβρωσης:

Διάβρωση αποπλύσεως: Προκαλείται από μαλακό νερό, υδροχλωρικό οξύ, ανθρακικό οξύ. Αφαίρεση τμήματος ή όλου του τσιμεντοπολτού. Δεν εμφανίζεται σε πυκνό σκυρόδεμα.

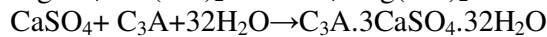
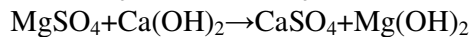
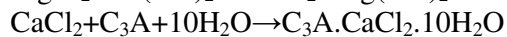
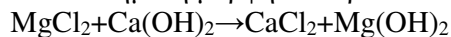
Διάβρωση αντιδράσεων ανταλλαγής μάζας: Προκαλείται από οξέα άλατα, φαινόλες κ.α. Τα προϊόντα είτε είναι ευδιάλυτα οπότε αποπλένονται είτε παραμένουν στο σκυρόδεμα χαλαρώνοντας τη συνάφεια αδρανών και τσιμεντοπολτού.

Διάβρωση λόγω διογκώσεως: προκαλείται από θειικά άλατα κυρίως. Τα προϊόντα είναι σταθερά αλλά μεγάλου όγκου. Έτσι προκαλείται ρηγμάτωση λόγω των τάσεων από τις διογκώσεις εντός του σκυροδέματος.[5]

▪ Σκυρόδεμα

Η διείδυση των χλωριόντων δεν επηρεάζεται μόνο από τις περιβαλλοντικές δράσεις, αλλά και από την εκτέλεση της κατασκευής, την αναλογία του κονιάματος και τις πιθανές επιφανειακές επεξεργασίες, π.χ. υδρόφοβες επεξεργασίες[1]. Το σκυρόδεμα είναι ένα χαρακτηριστικά πορώδες υλικό. Παρά τις όσες βελτιώσεις στη διαμόρφωση και την κατασκευή, μικροπόροι και μικροκενά θα υπάρχουν στην επιφάνεια του. Αυτά τα ελαττώματα θα ενθαρρύνουν τη μεταφορά των επιθετικών παραγόντων στο σώμα του σκυροδέματος, δεδομένου ότι οι ρωγμές, το βάθος και η ποιότητα του επικαλύπτοντος σκυροδέματος είναι οι τρεις παράγοντες που επηρεάζουν τη διείδυση αυτών των παραγόντων[6]. Αυτό σημαίνει ότι, πριν από την αξιολόγηση της διείδυσης χλωριόντων και της υγρασίας, σε μια κατασκευή από σκυρόδεμα, πρέπει να εκτιμώνται τα χαρακτηριστικά του κονιάματος που χρησιμοποιήθηκε και η επιρροή πιθανής επιφανειακής επεξεργασίας[1]. Οι επιφανειακές επιστρώσεις επί του σκυροδέματος διαδραματίζουν σημαντικό ρόλο στη διακύμανση της αντοχής του ίδιου και του ενσωματωμένου σε αυτό χάλυβα.[6] Το σκληρυμένο σκυρόδεμα, σε γενικές γραμμές, δεν προσβάλλεται από τα χλωριόντα ασβέστιου, κάλιου και νάτριου που υπάρχουν στο νερό της θάλασσας και στα παράκτια περιβάλλοντα. Προσβάλλεται, ωστόσο, από χλωριούχο μαγνήσιο, θειούχα άλατα και το διαλυμένο διοξείδιο του άνθρακα.

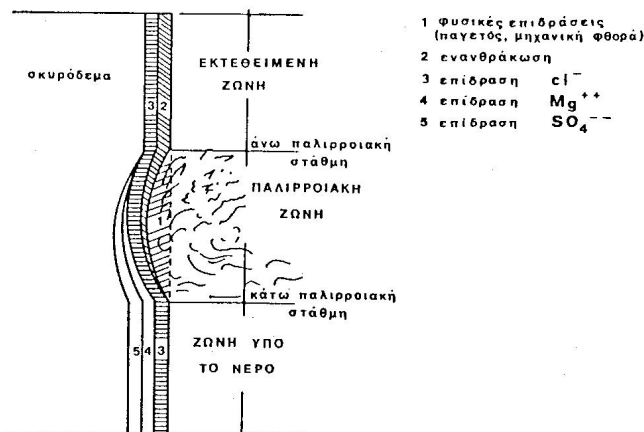
Απλοποιημένη μορφή αντιδράσεων που λαμβάνουν μέρος:



Όπου CaCl_2 , CaSO_4 ευδιάλυτα, οπότε πραγματοποιείται απόπλυση

$\text{Mg}(\text{OH})_2$ δρα ως στεγανωτικό επίχρισμα

$\text{C}_3\text{A} \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$ (ετρινγκίτης) διογκώνεται [5]



Σχήμα 1: Διάβρωση κατά ζώνες [5]

▪ Χάλυβας

Η πλειοψηφία των προβλημάτων της αντοχής δομών, εντός του θαλάσσιου περιβάλλοντος, προέρχεται από τη διάβρωση του οπλισμού. Το σκυρόδεμα δημιουργεί ένα περιβάλλον υψηλής αλκαλικότητας ($\text{pH} \approx 12,5$) που προστατεύει το χάλυβα από τη διάβρωση, επιτρέποντας το σχηματισμό ενός λεπτού στρώματος οξειδίου του σιδήρου στην επιφάνειά τους (παθητικοποίηση χάλυβα). Η διάβρωση μπορεί να αρχίσει όταν καταστραφεί αυτό το προστατευτικό στρώμα.[9] Το περιβάλλον αυτό μπορεί να καταστραφεί από ενανθράκωση ή από επίθεση χλωριόντων (συγκέντρωση πάνω από μια κρίσιμη τιμή)[9]. Έτσι, επέρχεται

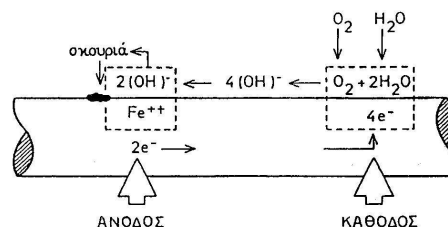
μείωση του pH, σε τιμές κάτω του 9. Σε θαλάσσιο περιβάλλον, παράκτιες περιοχές και εκεί που γίνεται χρήση αλάτων τήξης χιονιού, η διείσδυση χλωριόντων είναι ο κύριος μηχανισμός έναρξης και συντήρησης της διάβρωσης του οπλισμού.

Μόλις το αλκαλικό περιβάλλον στο εσωτερικό του σκυροδέματος καταστραφεί και διαβρωτικοί παράγοντες, όπως το οξυγόνο και η υγρασία είναι διαθέσιμοι, ξεκινά η διάβρωση του χάλυβα. Τα προϊόντα της διάβρωσης είναι ογκώδη, 8 έως 10 φορές μεγαλύτερου όγκου σε σχέση με το βασικό μέταλλο. Έτσι για να συνεχιστεί η παραγωγή τους ασκούνται τάσεις εφελκυσμού στο γύρω σκυροδέμα. Η ένταση που ασκείται τείνει να προκαλέσει ρωγμές και, τελικά, θρυμματισμό του σκυροδέματος μακριά από την ενίσχυση. Η διάβρωση του χάλυβα μειώνει, κατά συνέπεια, την αντοχή και το ωφέλιμο φορτίο μειώνοντας την περιοχή του χάλυβα, καθώς και δημιουργώντας ρωγμές στο κάλυμμα σκυροδέματος.[3]

Ο τρόπος με τον οποίο διαβρώνεται ο χάλυβας ποικίλει σημαντικά ανάλογα με την αιτία διάβρωσης. Διακρίνονται οι εξής μορφές διάβρωσης:

- Γενική ή ομοιόμορφη: όταν η αλκαλικότητα του σκυροδέματος έχει χαθεί σε ευρεία περιοχή (από απόπλυση του $\text{Ca}(\text{OH})_2$, ενανθράκωση ή επίδραση θεικών και ανθρακικών αλάτων)
- Τοπική
 - i) Διάβρωση κατά βελονισμό: οφείλεται αποκλειστικά στην επίδραση χλωριόντων
 - ii) Μικρορηγματώδης: φαινόμενο ανάλογο με το παραπάνω με τη διαφορά ότι αρχίζει σε μικροκοιλότητες και μικρορωγμές, δηλαδή ατέλειες στην επιφάνεια του χάλυβα
 - iii) Μεταξύ κόκκων: η μορφή αυτή εμφανίζεται στο εσωτερικό του χάλυβα και είναι υπεύθυνη για τη διαφορά δυναμικού μεταξύ γειτονικών περιοχών του σιδήρου. Αποφεύγεται με χρήση χάλυβα περιεκτικότητας άνθρακα μικρότερης από 0,05%
- Λόγω διαφοράς δυναμικού
 - i) Γαλβανική: αναπτύσσεται σε περιοχές όπου ο χάλυβας έρχεται σε επαφή με άλλα μέταλλα και γίνεται ιδιαίτερα επικίνδυνη παρουσία χλωριούχων ή θεικών αλάτων (ήτοι και στο θαλάσσιο περιβάλλον)
 - ii) Ηλεκτρολυτική: αποτέλεσμα άμεσης εφαρμογής ρεύματος από εξωτερική πηγή, στην περιοχή εξόδου του ρεύματος.
- Διάβρωση υπό μηχανική τάση: αφορά τους προεντεταμένους χάλυβες. Δεν παρατηρείται απώλεια διατομής λόγω διάβρωσης. Οφείλεται στον συνδυασμό διαβρωτικού περιβάλλοντος και ανάπτυξης πρόσθετης διαφοράς δυναμικού εντός του χάλυβα, υπό μηχανική τάση.

Παρατηρείται ότι τα χλωριόντα επιταχύνουν πολύ τη διάβρωση όλων των χάλυβων, εκτός από αυτούς που περιέχουν μεγάλες ποσότητες νικελίου[5].



Σχήμα 2: Βασικός μηχανισμός διάβρωσης χάλυβα [5]

Κάτω από την επιφάνεια του νερού, πολύ λίγο οξυγόνο είναι διαθέσιμο να σχηματίσει μια κάθοδο, αλλά στη ζώνη παφλασμού και στην παλιρροϊκή ζώνη, άφθονο οξυγόνο και υγρασία (σε αέρια μορφή) είναι διαθέσιμη. Έτσι, αυτές οι περιοχές γίνονται κάθοδοι, ενώ οι περιοχές

με τη διείσδυσή των ιόντων χλωρίου γίνονται άνοδοι, με αποτέλεσμα τη διάβρωση του οπλισμού.

Συγκεντρωτικά, λοιπόν, οι συνέπειες από την διάβρωση του σιδηροοπλισμού είναι γνωστές και σχετίζονται με: την μείωση της ενεργού διατομής του, την σταδιακή απώλεια της συνάφειάς του με το σκυρόδεμα, την σχετική αύξηση του όγκου από 3 μέχρι 8 φορές της μάζας που διαβρώνεται, τις μικρορηγματώσεις στο σκυρόδεμα, την εκτίναξη της επικάλυψης και φυσικά την μείωση της διατομής του σκυροδέματος. Σε πρόσφατες μελέτες διάβρωσης του σιδηρού οπλισμού (Apostolopoulos et all 2008; Apostolopoulos 2009) καταγράφηκε σημαντική υποβάθμιση των μηχανικών ιδιοτήτων αντοχής και ολκιμότητας διαβρωμένων ράβδων σιδηροοπλισμού S220 (StI), S400 (St III), S500s Tempcore και B500c (StIV).[10]

4. ΤΡΟΠΟΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ - ΕΛΕΓΧΟΙ ΒΑΘΜΟΥ ΕΠΙΡΡΟΗΣ

Η ηλεκτρική αντίσταση του σκυροδέματος (ή η αγωγιμότητα) θα μπορούσε να έχει πρακτική σημασία για την εκτίμηση της ανθεκτικότητας του σκυροδέματος. Επιπλέον, όταν η παθητικότητα έχει χαθεί, η έρευνα δείχνει ότι ο πιο σημαντικός παράγοντας που επηρεάζει την ταχύτητα διάβρωσης του χάλυβα οπλισμού είναι η αντίσταση του γύρω σκυροδέματος[8].

Είναι σημαντικό να είναι δυνατός ο προσδιορισμός των κριτηρίων που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για να καθορίσουν το τέλος της λειτουργικής ζωής των δομών, στο θαλάσσιο περιβάλλον. Τα πιο κοινά από αυτά τα κριτήρια είναι ο χρόνος παθητικοποίησης του χάλυβα, οι ρωγμές του καλύπτοντος σκυροδέματος και το σημείο στο οποίο η εναπομένουσα φέρουσα ικανότητα της δομής θεωρείται ανεπαρκής. Για τις δομές που είναι ήδη διαβρωμένες, το κριτήριο της παθητικοποίησης του χάλυβα έχει μικρή αξία. Τα πλάτη των ρωγμών και η φέρουσα ικανότητα, συνεπώς, συχνά χρησιμοποιείται για να καθορίσει το τέλος της λειτουργικής ζωής των εν λόγω δομών.[3]

- Μετρήσεις στο πεδίο:

Οπτική επιθεώρηση: ρωγμές (μέτρηση μήκους και πλάτους[2]), αποχρωματισμός, αποφλοίωση του επενδυτικού στρώματος

Μη καταστρεπτικές μέθοδοι: παλμική ταχύτητα (τρια σημεία), ημικυβελικό δυναμικό (ανά διαστήματα των 100mm), αντίσταση πόλωσης, αντίσταση σκυροδέματος, ρεύμα μεταξύ χάλυβα οπλισμού (10sec)

- Εργαστηριακές μετρήσεις:

Έλεγχος ενανθράκωσης: μέθοδος φαινολοφθαλεινης[8] Σε θραύσμα σκυροδέματος ψεκάζεται διάλυμα με φαινολοφθαλεινη 1%. Εάν η επιφάνεια επιχρωματιστεί σε απόχρωση ελαφρού μοβ μαρτυρά την παρουσία $\text{Ca}(\text{OH})_2$, οπότε δεν έχει γίνει ενανθράκωση. Αντίθετα ένδειξη ενανθράκωσης είναι η μη αλλαγή χρώματος.[2]

Έλεγχος συγκέντρωσης χλωριόντων: ποτενσιομετρική ογκομέτρηση[8]

Σε φρέσκο θραύσμα σκυροδέματος ψεκάζεται διάλυμα με AgNO_3 1%. Έχει παρατηρηθεί ότι σε περιοχές που έχουν προσβληθεί τα χλωριόντα κυμαινόνταν σε 0,12 με 0,28 (wt.per cement) ενώ σε μη μολυσμένες στα 0,06 με 0,12.[2]

Περίθλαση ακτίνων X: με στόχο: Cu, 40 kV-80 mA, slit: $1\pm 1\pm 0.15$ mm

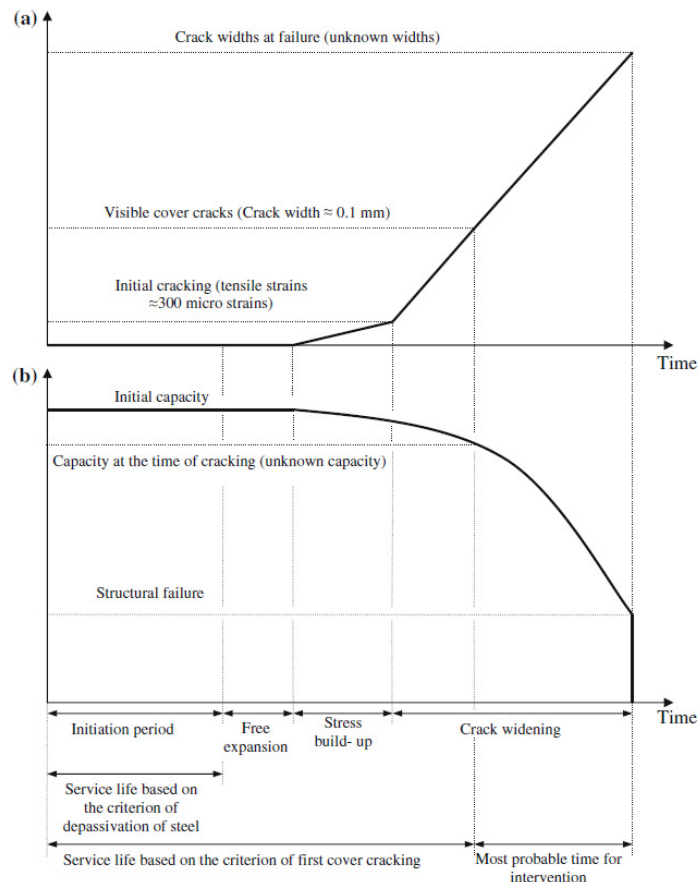
Καμπτική δοκιμή: εφαρμογή καθαρής κάμψης, με δυο συγκεντρωμένα φορτία (απόσταση στηρίξεων: 900 mm, απόσταση φορτίων: 200mm)[8]

Πρακτικά, επιπλέον, χρησιμοποιούνται οι παρακάτω έλεγχοι:

- Προσδιορισμός αντοχής με χρήση σφυριού Schmidt και από δείγματα πυρήνα
- Μικροσκοπικές εξετάσεις της ραγισμένης επιφάνειας και της διεπιφάνειας οπλισμού μήτρας σκυροδέματος (παρουσία ετρινγκιτη μαρτυρά διάβρωση)
- Μέτρηση ηλεκτρικού δυναμικού (μέθοδος που απαιτεί αρκετά εξειδικευμένη γνώση για την κατανόηση των αποτελεσμάτων, καθώς και εμπειρία εφαρμογής)[2].

1) Γενικά, οι τεχνικές μη ηλεκτροχημικού ελέγχου εντοπίζουν τη διάβρωση του χάλυβα σε προχωρημένο στάδιο. Επομένως, μπορούν να χρησιμοποιηθούν περισσότερο σαν εκτιμήτριες του μεγέθους επέμβασης και όχι για την αποτίμηση της κατασκευής.

2) Οι τεχνικές ηλεκτροχημικής παρατήρησης είναι πολύ ευαίσθητες και στην περίπτωση μετρήσεων μακροκυψελικού ρεύματος παρέχουν άμεση απόδειξη της διαβρωτικής δραστηριότητας. Οι έρευνες δυναμικού χρησιμοποιούνται ευρέως για επί τόπου αποτίμηση. Ωστόσο, λόγω των περιπλοκών της συμπεριφοράς του συστήματος, δεν μπορεί να χρησιμοποιούνται ως καθοριστικές μελέτες της διαβρωτικής φάσης του χάλυβα.



Σχήμα3: Λειτουργική ζωή των υπό διάβρωση κατασκευών ΟΣ-α) πλάτη ρωγμών, b) φέρουσα ικανότητα

Σημείωση: Αποδεικνύεται ότι το επίπεδο διάβρωσης του χάλυβα που προκαλεί τις πρώτες ρωγμές του σκυροδέματος έχει ελάχιστη επίδραση στην φέρουσα ικανότητα της κατασκευής. Έτσι, στο τέλος της διάρκειας ζωής μιας υπό διάβρωση κατασκευής με βάση το κριτήριο της απομένουσας φέρουσας ικανότητας της δομής του εκτείνεται πολύ πέρα από τη διάρκεια λειτουργικής ζωής με βάση το κριτήριο του πλάτους των ρωγμών.[3]

5.ΠΡΟΤΙΝΟΜΕΝΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΠΕΜΒΑΣΗΣ

Επιβάλλεται συχνά η επισκευή των διαβρωμένων κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος, ώστε αυτές να διατηρήσουν ή να αποκαταστήσουν τη λειτουργικότητά τους. Η αποτελεσματικότητα της παρέμβασης μπορεί να αξιολογηθεί με βάση είτε το πλάτος ρωγμής διάβρωσης, ή της απομένουσας φέρουσας ικανότητας. Είναι ενδιαφέρον ότι και τα δύο κριτήρια είναι στενά συνδεδεμένα με το επίπεδο διάβρωσης του χάλυβα. Συνεπώς, είναι

επίσης σημαντικό να αξιολογηθεί η αποτελεσματικότητα των επισκευών να επεκτείνουν τη διάρκεια ζωής των διαβρωμένων δομών με βάση την ικανότητά τους να ελέγξουν την περαιτέρω διάβρωση του χάλυβα.[3]

Θεμελιώδη βήματα προπαρασκευής, ανεξαρτήτως του επιλεγόμενου υλικού αποτελούν τα εξής:

- Αφαίρεση επιφανειακού σκυροδέματος μέχρι να φτάσουμε στο υγείες[2]. Το περίγραμμα από το εξορυχθέν τμήμα δεν πρέπει να σβήνει αλλά να δημιουργεί σκαλοπάτι και συνθήκες πακτώσεως των μετέπειτα υλικών σφράγισης
 - Αντικατάσταση των υπό διάβρωση ράβδων, εάν απαιτείται στατικά[12].
 - Προετοιμασία της επιφάνειας χάλυβα με αμμοβολή ή υδροβολή, προς απομάκρυνση αποσθρωμένου κονιάματος, απολεπιζόμενης σκουριάς κλπ
 - Επάλειψη της καθαρής επιφάνειας σκυροδέματος και του οπλισμού είτε με κατάλληλο αντιδιαβρωτικό αστάρι δεσμών είτε με πλούσιο τσιμεντοπολτό
- Συστατικά Υλικά

Τα υλικά επισκευής πρέπει να πληρούν τις εξής προϋποθέσεις:

Καλή πρόσφυση με το υπόστρωμα

Συμβατότητα με συρρίκνωση και κινήσεις ύγρανσης-ξήρανσης του υποστρώματος, καθώς και μηδενικής ή έστω μειωμένης συρρίκνωσης ξήρανσης προς αποφυγή εμφάνισης περιμετρικών ρηγματώσεων, στην περιοχή της επέμβασης.

Μικρή διαπερατότητα από νερό, οξυγόνο, διοξείδιο του άνθρακα και επιθετικά ιόντα όπως χλωριόντα, θειικά κλπ

Ικανότητα παθητικοποίησης του χάλυβα

Μακροπρόθεσμη αντοχή[2]

Το σκυρόδεμα για υποβρύχιες επισκευές πρέπει να αναμειγνύεται προσεκτικά και να χρησιμοποιούνται πρόσθετα, τα οποία δεν ξεπλένονται, διατηρούν τη συνοχή του σκυροδέματος και μαζεύουν το νερό των πόρων[13].

Προτεινόμενα Υλικά:

Τσιμεντοκονίαμα με πρόσμικτα όπως Styrene Buta diene Rubber (SBR)

Εποξειδικές ρητίνες με κατάλληλο φύλλερ

Πολυεστερικές ρητίνες και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα[2]

Το μόνο συμβατικό αντιοξειδωτικό που μπορεί να εφαρμοσθεί είναι το βάσεως κόνεως ψευδαργύρου και αυτό μόνο με την προϋπόθεση ότι έχει αποκαλυφθεί περιμετρικά ο οπλισμός και έχει αφαιρεθεί πλήρως η σκουριά.[12]

Συγκεκριμένες προϋποθέσεις για τα υλικά δίνονται στην [7]

Αναστολείς Διάβρωσης: έχουν σκοπό τόσο να καθυστερούν την έναρξη, όσο και να περιορίζουν το ρυθμό εξέλιξης της διάβρωσης του χάλυβα. Ως εκ τούτου, χρησιμοποιούνται ως πρόσθετα σε μορφή σκόνης σε κονιάματα προστασίας του χαλύβδινου οπλισμού ή σαν αμιγώς υγρά διαλύματα, τα οποία διεισδύουν στο σκυρόδεμα χωρίς την καθάρσή του, με απλή επίχριση και προστατεύουν τον οπλισμό δημιουργώντας μια προστατευτική στρώση στην επιφάνεια του χάλυβα[14].

Μανδύες από πολυμερικά φύλλα, όπως PVC, τα οποία τυλίγονται γύρω από την κολώνα και έχουν πάχος 30 – 60mm. Τα φύλλα αυτά αποτελούν ένα προστατευτικό στρώμα ανάμεσα στις κολώνες και στο νερό, δημιουργούν αναερόβιες συνθήκες με αποτέλεσμα να καταστρέφονται μικροοργανισμοί που ζουν στη θάλασσα. Η συγκόλληση των φύλλων PVC στο σκυρόδεμα γίνεται με κονιάματα από τσιμέντο ή πολυμερικά κονιάματα, συνήθως εποξειδικά. Τα συστήματα αυτά είναι άοπλα και χρησιμοποιείται οπλισμός όταν το πάχος του κονιάματος είναι αρκετό ώστε να χωρέσει αυτός[13].

Πειράματα έδειξαν ότι οι αντοχές για τα ρευστοκονιάματα που βρίσκονται κάτω από το νερό είναι παραπλήσιες με αυτές που αντιστοιχούν σε αυτά πάνω από το νερό, όταν οι αντοχές των εποξειδικών ρητινών είναι περίπου 10% και των πολυεστερικών περίπου 35%

μικρότερες από αυτές που αντιστοιχούν σε υγρές συνθήκες. Ακόμα τα πειράματα έδειξαν ότι οι εποξειδικές ρητίνες παρουσίασαν μεγαλύτερα φαινόμενα ερπυσμού από τις πολυεστερικές.[13]

- Επεμβάσεις
 - Σκυρόδεμα

Γέμισμα ρωγμών: Ρωγμές λιγότερο από 0,6 χιλιοστά σφραγίζονται με εποξειδική ρητίνη τύπου γέλης. Η εποξειδική ένωση που έχει επιλεγεί πρέπει να αποκτά υψηλή αντοχή σε σύντομο χρονικό διάστημα, χωρίς αισθητή συρρίκνωση. Σε περίπτωση που υπάρχουν σημαντικές κινήσεις, όπως η συστολή-διαστολή, πρέπει να χρησιμοποιείται ως σφραγιστικό ελαστομερές, όπως πολυθειούχο ή πολυουρεθάνη. Αν υπάρχουν μεγαλύτερες ρωγμές στο καθαρισμένο σκυρόδεμα, σφραγίζονται είτε με εποξειδική ρητίνη ή με ρητίνη με τσιμεντοειδές κονίαμα.[2]

Αντικατάσταση σκυροδέματος: Το αποσαθρωμένο σκυρόδεμα μπορεί να αντικατασταθεί είτε από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα είτε από υγρό τσιμεντοειδές υλικό. Η σύνθεση του υλικού πρέπει να είναι όσο το δυνατόν παρόμοια με αυτή του αρχικού σκυροδέματος, αλλά και μικρού λόγου Ν/Τ. Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα είναι σκυρόδεμα λεπτής διαβάθμισης αδρανών, που πληροί αυτή την προϋπόθεση και δεν απαιτεί ξυλότυπο.

- Χάλυβας

Αποκοπή των διαβρωμένων τμημάτων και αντικατάστασή τους με προσθήκη ράβδων επικαλυπτούσων των κενών συγκολλούμενων, συνδεόμενων με κατάλληλα εξαρτήματα, ή παρατιθέμενων στις υπάρχουσες, με κατάλληλο μήκος αγκύρωσης[2]. Βέβαια, η συγκόλληση αν και ευρέως χρησιμοποιούμενη μέθοδος, δεν παύει να είναι αμφίβολη, ειδικά για μεγάλες κατασκευές. Αυτό συμβαίνει λόγω έλλειψης αναλυτικού εργαλείου μελέτης, μεγάλης απαίτησης χρόνου, υψηλού κόστους, απαίτησης ειδικού εξοπλισμού και παροχής ηλεκτρικού ρεύματος, απαίτησης άρτια εκπαιδευμένου προσωπικού[11]

Καθοδική προστασία: Η διάβρωση του οπλισμού είναι μια ηλεκτροχημική διαδικασία και οφείλεται στα διαφορετικά ηλεκτρικά δυναμικά στην επιφάνειά του, όταν βρίσκεται σε υγρό περιβάλλον. Το σκυρόδεμα δρα σαν ηλεκτρολύτης μικρής αγωγιμότητας (η ειδική αντίσταση είναι 2 – 6 kΩ.cm για υγρό σκυρόδεμα και 10 - 200 kΩ.cm για ξηρό).

Υπάρχουν δυο τρόποι εισαγωγής της καθοδικής προστασίας στο χάλυβα:

1. με ένωση του χάλυβα με ένα μέταλλο ‘λιγότερο ευγενές’ στην ηλεκτροχημική διαδικασία - ανοδική προστασία (sacrificial anodic protection)
2. με τη χρησιμοποίηση ενός εξωτερικού ηλεκτρικού ρεύματος με επαρκή ένταση, ώστε να περιορίσει τη διάβρωση -τεχνική εφαρμοσμένου ρεύματος.

Για την ανοδική προστασία μπορούν να χρησιμοποιηθούν στοιχεία όπως νάτριο, μαγνήσιο, ψευδάργυρος, αλουμίνιο κ.α. Η σειρά που θα χρησιμοποιηθούν τα στοιχεία είναι βασική και γίνεται από αυτά που προηγούνται (πιο ανοδικά) στα επόμενα. Όταν δυο διαφορετικά στοιχεία έρχονται σε επαφή μέσα σ’ ένα ηλεκτρολύτη, παράγεται ρεύμα σαν συνάρτηση της ηλεκτροχημικής σειράς τους. Για παράδειγμα, αν ο σίδηρος είναι σε ηλεκτρική επαφή με τον ψευδάργυρο μέσα σ’ έναν ηλεκτρολύτη, το ρεύμα θα κινηθεί από τον ψευδάργυρο στο σίδηρο επειδή ο ψευδάργυρος είναι ανοδικός του σιδήρου και ο ψευδάργυρος θα διαβρωθεί, ενώ ο σίδηρος όχι. Αυτή είναι η αρχή της παραπάνω μεθόδου. Όσον αφορά την τεχνική του εφαρμοσμένου ρεύματος, η κατασκευή που πρόκειται να προστατευτεί συνδέεται με την αρνητική τροφοδοσία (κάθοδος) και με τη θετική τροφοδοσία, μια εισαγόμενη άνοδο, η οποία επιλέγεται έτσι, ώστε να έχει μη διαβρώσιμες ιδιότητες. Στις θαλάσσιες εγκαταστάσεις χρησιμοποιείται κράμα από σίδηρο και μόλυβδο.

Η μέθοδος αυτή ξεετάζει και την επανείσοδο των ιόντων χλωρίου στο σκυρόδεμα, οπότε προσφέρει συνεχή προστασία. Για την καθοδική προστασία των κατασκευών πρέπει να συνεκτιμώνται τα εξής :

1. καταλληλότερος τύπος προστασίας, για τις δοσμένες καταστάσεις (ανοδική προστασία ή τεχνική του εφαρμοσμένου ρεύματος)
2. η καθοδική προστασίας του οπλισμού που βρίσκεται μέσα στο σκυρόδεμα εισάγει ειδικά προβλήματα, όπως ότι το νερό των πόρων στο σκυρόδεμα δρα σαν ηλεκτρολύτης.
3. το εφαρμοσμένο ρεύμα πρέπει να είναι αρκετό ώστε να καταστείλει τη διάβρωση.
4. η καθοδική προστασία μπορεί να προκαλέσει διάσπαση του υδρογόνου, βέβαια, πολύ σπάνια
5. πιθανότητα αντίδρασης αλκαλικού υλικού με διοξείδιο του πυριτίου
6. παρουσία σημαντικών ασυνεχειών στο χάλυβα οπλισμού

Απομάκρυνση χλωριούχων αλάτων: Αυτή η μέθοδος είναι μια εναλλακτική τεχνική της καθοδικής προστασίας. Η άνοδος που χρησιμοποιείται μπορεί να είναι αυτή που χρησιμοποιήθηκε και στην καθοδική προστασία ή ένα πλέγμα επικαλυμμένου τιτανίου. Αυτό τοποθετείται εξωτερικά του μέλους σκυροδέματος και στερεώνεται στο υλικό το οποίο διατηρείται υγρό κατά τη διάρκεια της απομάκρυνσης των χλωριούχων αλάτων. Δεν είναι εφικτό να απομακρυνθούν από το σκυρόδεμα όλα τα χλωριούχα άλατα, αλλά αν απομακρυνθούν σωστά αυτά που περιέχονται στην επικάλυψη του σκυροδέματος τότε θα έχουμε μείωση σ' ένα αποδεκτό επίπεδο. Αν υπάρχει μια μαζική εισχώρηση των χλωριούχων αλάτων στο σκυρόδεμα, τότε αυξάνεται η αντίσταση στη δίοδο του ρεύματος και η απομάκρυνση των χλωριούχων αλάτων γίνεται ιδιαίτερα δύσκολη. Η εν λόγω τεχνική δεν ασχολείται καθόλου με την επανέσοδο ιόντων χλωρίου στο σκυρόδεμα, πράγμα που μπορεί να έχει σαν αποτέλεσμα την διάβρωση των ράβδων εκ νέου.[13]

Επανααλκαλίωση: Αυτή η μέθοδος επαναφέρει την αλκαλικότητα του σκυροδέματος που είναι σε επαφή με τις ράβδους έτσι, ώστε το pH να πλησιάσει την τιμή 10, οπότε επαναφέρει την προστατευτική επικάλυψη ιόντων στο χάλυβα. Η διαδικασία της επανααλκαλίωσης είναι η εξής: μια άνοδος, κυρίως κυτταρίνη, τοποθετείται στην επιφάνεια του σκυροδέματος η οποία διατηρείται υγρή από ένα διάλυμα ανθρακικού νατρίου το οποίο ενεργεί σαν ηλεκτρολύτης. Το αλκαλικό διάλυμα εισέρχεται μέσα στο σκυρόδεμα με ηλεκτρική ώσμωση. Η ηλεκτρόλυση της επιφάνειας των ράβδων παράγει ιόντα υδροξυλίου, και αυτό έχει σαν αποτέλεσμα τη δημιουργία υψηλού αλκαλικού περιβάλλοντος γύρω από το χάλυβα.[13]

Οι μέθοδοι αντιμετώπισης του προβλήματος γνωρίζουν σημαντική αύξηση. Εδώ αναφέρονται οι πλέον γνωστές και διαδεδομένες. Η έρευνα συνεχίζεται τόσο στον τομέα των υλικών, όσο και αναφορικά με τις ίδιες τις μεθοδολογίες.

6. ΕΠΙΛΟΓΟΣ - ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

1. Η θεμελιώδης απαίτηση για τις επισκευές σε θαλάσσιο ή παράκτιο περιβάλλον, ή ακόμα και σε περιβάλλοντα συχνής χρήσης άλατος για την τήξη των πάγων, είναι η παρεμπόδιση της διάβρωσης.
2. Τα πλεονεκτήματα των εποξειδικών κονιαμάτων, όπως η μηχανική αντοχή, η καλή προσκόλληση, η μικρή συρρίκνωση, η ευκολία εφαρμογής και κυρίως, στην περίπτωση της διάβρωσης, η καλή χημική αντίσταση και η μικρή έως μηδαμινή διαπερατότητα συχνά δικαιολογούν τη χρήση τους, παρά το μεγάλο κόστος, ιδιαίτερα για τις θαλάσσιες και παράκτιες κατασκευές.
3. Πλήρης παράθεση όλων των μεθόδων και τεχνολογιών τόσο από την πλευρά της αποτίμησης όσο και της επισκευής, απαιτεί μεγάλη έκταση, καθώς η επιστήμη αυτή συνεχώς αναπτύσσεται, στην εποχή μας.
4. Με δεδομένο το υψηλό κόστος των ανοξειδωτων χαλύβων που θα μπορούσαν να λύσουν, σε μεγάλο βαθμό το πρόβλημα, οι εναλλακτικές αυτές μέθοδοι και η έρευνα γύρω από αυτές συγκεντρώνουν εύλογα το επιστημονικό και κατασκευαστικό ενδιαφέρον.

7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Anders Lindvall, “Environmental actions and response – reinforced concrete structures exposed in road and marine environment”, Chalmers University of Technology SE-412 96 Göteborg
- [2] N.C.Kothari, “Problems associated with deterioration and repairs of concrete piles in marine environment”, Concrete Structures, pp. 411-432
- [3] G.Malumbela, M.Alexander, P.Moyo, “Serviceability of corrosion-affected RC beams after patch repairs and FRPs under load”, Materials&Structures (2011) 44,pp. 331–349
- [4] A.Nanni, W.L.Lista, “Concrete cracking in coastal areas: problems and solutions”, Concrete International
- [5] Θ.Π.Τάσιος, Κ.Αλιγιζάκη, «Ανθεκτικότητα Ωπλισμένου Σκυροδέματος», Αθήνα 1993
- [6] R.N.Swamy, S.Tanikawa, “A highly elastic surface coating to protect structures exposed to coastal/marine environments”, Concrete Structures, pp. 1-18
- [7] Standing committee on concrete technology, “Recommended specification for RC in marine environment”
- [8] W.J.McCarter, T.M.Chrisp, G.Starrs, A.Adamson, E.Owens, P.A.M.Basheer, S.V.Nanukuttan, N.Holmes, “A remote interrogation system for monitoring concrete performance exposed to environmental action”
- [9] Ε.Γ.Παπαδάκης, «Υπολογισμός διάρκειας ζωής οπλισμένου σκυροδέματος, λόγω διάβρωσης οπλισμού», Ημερίδα τεχνολογίας σκυροδέματος & χαλύβων, ΤΕΕ, Ιωάννινα, 4.12.2004
- [10] Χάρης Αλκ. Αποστολόπουλος, Χρήστος Ροδόπουλος, «Προβλήματα από διάβρωση του σιδηροοπλισμού των κατασκευών», περιοδικό Σκυρόδεμα και χάλυβας
- [11] M.Frangou, K.Pilakoutas, S.Dritsos, “Structural repair/strengthening of rc columns”, Construction and building materials 1995, vol. 9, No 5
- [12] Τεχνικές Λύσεις Αφού Α.Παναγόπουλοι, Επισκευές, Ενανθράκωση
- [13] Π.Λαμπροπούλου, Ζ.Τρομπουκη, «Επιθεώρηση & αποκατάσταση υποστυλωμάτων γέφυρας ο/σ σε θαλάσσιο περιβάλλον που έχουν υποστεί βλάβες λόγω διάβρωσης», 9ο Φοιτητικό Συνέδριο «Επισκευές Κατασκευών», Μάρτιος 2003
- [14] <http://grc.sika.com/el/group.html>

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΠΛΑΙΣΙΟΥ ΜΕ ΜΑΝΔΥΑ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΣΥΝΘΕΤΑ ΥΛΙΚΑ

ΝΤΟΛΙΑΣ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ

Περίληψη

Η συγκεκριμένη εργασία επικεντρώνεται στην παρουσίαση και προβολή μίας καινοτόμου μεθόδου ενίσχυσης πλαισίου κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος. Η λύση που προτείνεται συνίσταται στη χρήση συμβατικής ενίσχυσης με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος μόνο στην περιοχή του κόμβου ενώ η ενίσχυση του στύλου επιτυγχάνεται με σύνθετα υλικά. Το αποτέλεσμα αυτό προκύπτει από τη σύγκριση μέσω πειραμάτων με την ενίσχυση όλου του πλαισίου με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος είτε σύνθετων υλικών.

1.ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η Ελλάδα είναι μία χώρα που έχει το θλιβερό προνόμιο να ανήκει σε αυτές με τη μεγαλύτερη σεισμική δράση στον ευρωπαϊκό χώρο. Τα τελευταία χρόνια έχουν γίνει σεισμοί μεγάλης κλίμακας σε όλη τη χώρα με αποτέλεσμα να παρατηρηθούν σημαντικές βλάβες στις κατασκευές που έχουν οδηγήσει ακόμη και σε καταρρεύσεις κτιρίων με ανθρώπινα θύματα. Πολλά από τα συγκεκριμένα κτίρια επισκευάστηκαν και ενισχύθηκαν. Ωστόσο επειδή η σεισμική δραστηριότητα συνεχίζεται και οι περισσότερες κατασκευές έχουν γίνει βάσει παλαιότερων αντισεισμικών κανόνων είναι πολύ πιθανόν να προκύψουν ανάλογα δυσάρεστα προβλήματα στα κτίρια με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα, τα οποία ως εκ τούτου χρήζουν άμεσης ενίσχυσης.

Η ενίσχυση των κατασκευών την τελευταία δεκαετία έχει πάρει εκτεταμένη μορφή και έχει ως αποτέλεσμα την ανάπτυξη νέων μεθόδων. Μία από τις πιο πρόσφατες βασίζεται στην επικόλληση λωρίδων από ινοπλισμένα σύνθετα υλικά(FPRs) με τη βοήθεια εποξειδικών ρητινών σε στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος. Τα υλικά αυτά αποτελούνται από ίνες άνθρακα, γυαλιού ή αραμιίδης σε πολυμερή μήτρα. Η καινούργια αυτή τεχνολογία παρουσιάζει αρκετά πλεονεκτήματα αλλά και σημαντικά μειονεκτήματα που πρέπει να λαμβάνονται υπόψη.

2.ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΣΥΝΘΕΤΩΝ ΥΛΙΚΩΝ

Οι θετικές ιδιότητες των σύνθετων υλικών είναι οι εξής:[3,5]

- Υψηλή εφελκυστική αντοχή
- Ικανοποιητική παραμορφωσιμότητα έως και τη θραύση
- Ανθεκτικότητα στο χρόνο
- Εύκολη εφαρμογή σε υπάρχουσες κατασκευές
- Χαμηλό βάρος ενίσχυσης
- Υψηλή αντίσταση στη διάβρωση
- Μεγάλο λόγο αντοχής προς μάζα και δυσκαμψίας προς μάζα
- Εύκολη προσαρμογή στη στάθμη ενίσχυσης που επιδιώκεται
- Επιβολή ελάχιστων γεωμετρικών αλλαγών στο φορέα

Ωστόσο είναι κοινά πλέον αποδεκτό ότι οι μανδύες από ινοπλισμένα πολυμερή παρουσιάζουν και σημαντικά μειονεκτήματα τα οποία συνοψίζονται στα εξής:

1. Δεν αυξάνουν ιδιαίτερα τον λόγο ικανοτικού σχεδιασμού MR(άθροισμα ροπών αντοχής στύλων προς άθροισμα ροπών αντοχής δοκών).Ο λόγος αυτός είναι μικρός σε παλαιές οικοδομές καθώς οι τελευταίες τις περισσότερες φορές σχεδιάζονταν με ισχυρές δοκούς και ασθενή υποστυλώματα. Αυτή η αδυναμία των σύνθετων υλικών προκύπτει από το γεγονός ότι οι στρώσεις αύξησης της καμπτικής αντοχής των

στύλων δεν είναι δυνατόν να συνεχίσουν από όροφο σε όροφο λόγω της παρουσίας της πλάκας και των δοκών που συντρέχουν στην περιοχή του κόμβου.[1]

2. Δεν ενισχύουν αποτελεσματικά τις περιοχές του κόμβου καθώς δεν επιφέρουν αύξηση του λόγου ικανοτικού σχεδιασμού σε τιμές που θα έπρεπε(>1.4), δεν μειώνουν τις διατμητικές τάσεις πάνω στον κόμβο ενώ ταυτόχρονα δεν έχουμε προσθήκη οπλισμού.

Είναι διαπιστωμένο ότι κατά την σεισμική φόρτιση το μεγαλύτερο πρόβλημα σε μια πλαισιακή κατασκευή προκαλείται στους κόμβους δοκού- υποστυλώματος. Είναι λοιπόν προφανές ότι η ενίσχυση με σύνθετα υλικά στην περιοχή του κόμβου δεν θα είναι ιδιαίτερα επιτυχής εξαιτίας των λόγων που προαναφέρθηκαν. Πειραματικά δεδομένα έδειξαν ότι κόμβοι που ενισχύθηκαν με σύνθετα υλικά δεν παρουσίασαν ικανοποιητική συμπεριφορά σε σεισμική φόρτιση σε αντίθεση με τα αποτελέσματα που προέκυψαν σε κόμβους με ενίσχυση από μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος.



Σχήμα 1: Κόμβος μετά από ενίσχυση

Για την αποφυγή της αστοχίας του κόμβου και την αποτελεσματική ενίσχυση πλαισίων κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος προτείνεται η καινοτόμος λύση της ενίσχυσης των υποστυλωμάτων με σύνθετα υλικά και της περιοχής του κόμβου με συμβατικούς μανδύες από οπλισμένο σκυροδέμα. Με αυτή την μέθοδο αξιοποιούνται με τον καλύτερο τρόπο τα πλεονεκτήματα των FRPs και αποφεύγονται ανεπιθύμητα προβλήματα.[2]

3.ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ

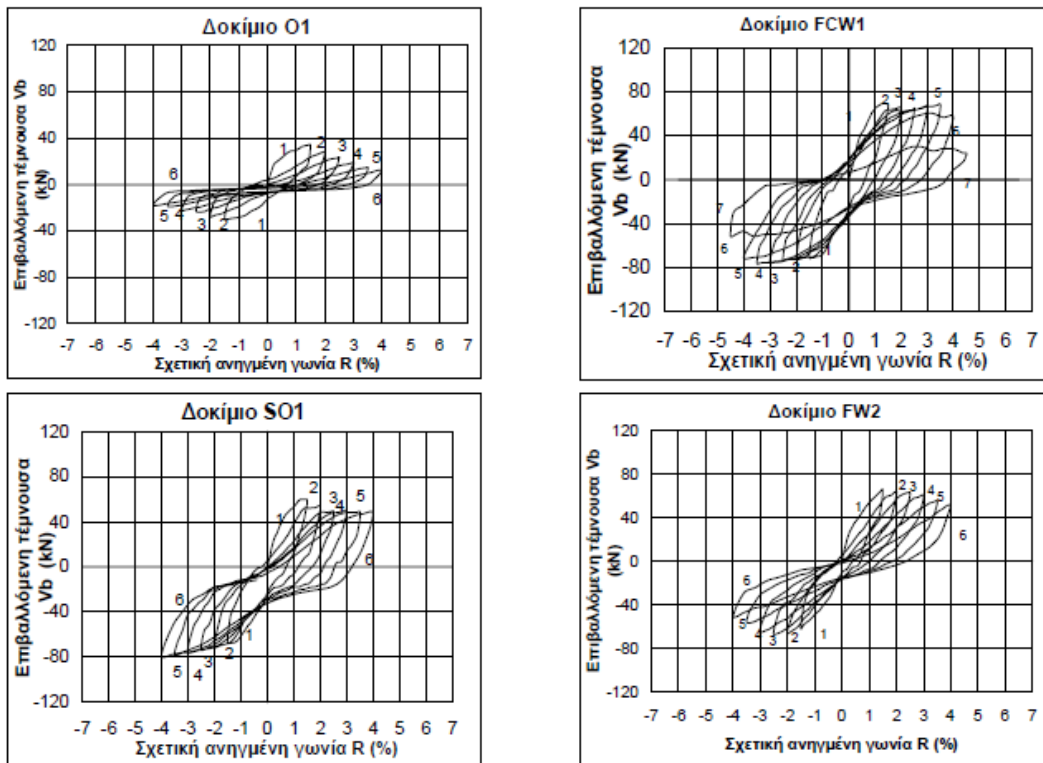
Προκειμένου να εξεταστεί η αποτελεσματικότητα της συγκεκριμένης μεθόδου ενίσχυσης συγκρίνεται η σεισμική συμπεριφορά δοκιμών πλαισίων παλαιάς οικοδομής οπλισμένου σκυροδέματος, ενισχυόμενων με τον προτεινόμενο τρόπο, με την αντίστοιχη συμπεριφορά όμοιων δοκιμών ενισχυόμενων αποκλειστικά είτε με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος είτε με μανδύες από σύνθετα υλικά. Επιλέγονται δοκίμια με κόμβους που δεν έχουν καθόλου οπλισμό δημιουργώντας έτσι δυσμενέστερες συνθήκες για να ελεγχθεί καλύτερα η αποδοτικότητα του τρόπου επέμβασης. Για τον ίδιο σκοπό και στα υποστυλώματα ο οπλισμός είναι λιγότερος σε σχέση με τις σημερινές απαιτήσεις. Είναι πολύ σημαντικό στις ερευνητικές εργασίες να λαμβάνονται τα κατάλληλα δοκίμια που μας τροφοδοτούν με όλες τις απαραίτητες πληροφορίες. Η μελέτη των υποστυλωμάτων με δοκίμια μόνο στύλων οδηγεί τις περισσότερες φορές σε εσφαλμένα συμπεράσματα καθώς δεν λαμβάνεται υπόψη ο

συνδετήρων στο στύλο και δισδιαγώνιου οπλισμού στο κόμβο, δημιουργώντας το δοκίμιο SO1. Τέλος, το W2 ενισχύεται παντού με συμβατικούς μανδύες από CFPRs. Τα τρία ενισχυμένα δοκίμια υποβάλλονται στην ίδια σεισμική φόρτιση με τα προηγούμενα. Οι δοκιμές έχουν γίνει με νεότερους κανονισμούς.[4]

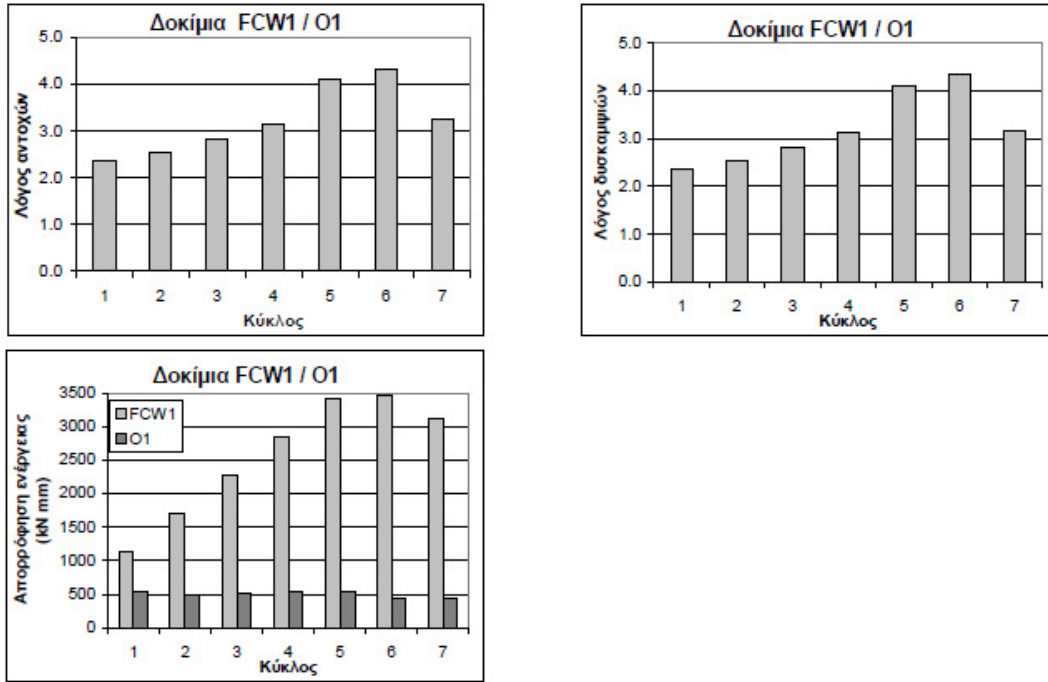
4. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Από τα διαγράμματα των βρόχων υστέρησης των δοκιμών O1, SO1, FCW1 και FW2 φαίνεται ότι η σεισμική συμπεριφορά των ενισχυμένων είναι σαφώς καλύτερη από το παρθενικό δοκίμιο. Το δοκίμιο SO1 αστόχησε κυρίως στη δοκό, ενώ στα τελευταία στάδια της φόρτισης εμφανίστηκαν ρηγματώσεις στον κόμβο και απώλεια της επικάλυψης στη δοκό. Το δοκίμιο FW2 αρχικά αστόχησε μικτά στη δοκό και τον κόμβο ενώ τελικά με το πέρας των φορτίσεων η αστοχία συσσωρεύτηκε στον κόμβο. Τέλος, το δοκίμιο FCW1 αστόχησε αμιγώς στη δοκό ενώ ο κόμβος εμφάνισε εξαιρετική συμπεριφορά.

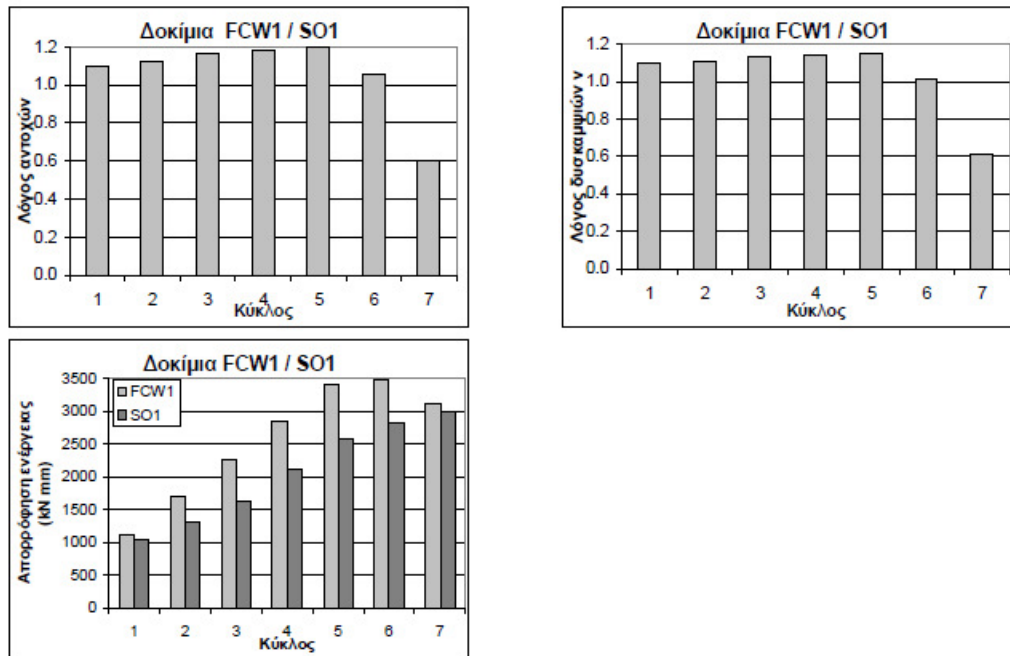
Ακόμη το FCW1 εμφάνισε έως και τριπλάσια αντοχή και δυσκαμψία σε σχέση με το παρθενικό O1 και έως και εξαπλάσια απορρόφηση ενέργειας.[6]



Σχήμα 4: Υστερητικοί βρόχοι τέμνουσας-μετατόπισης [6]



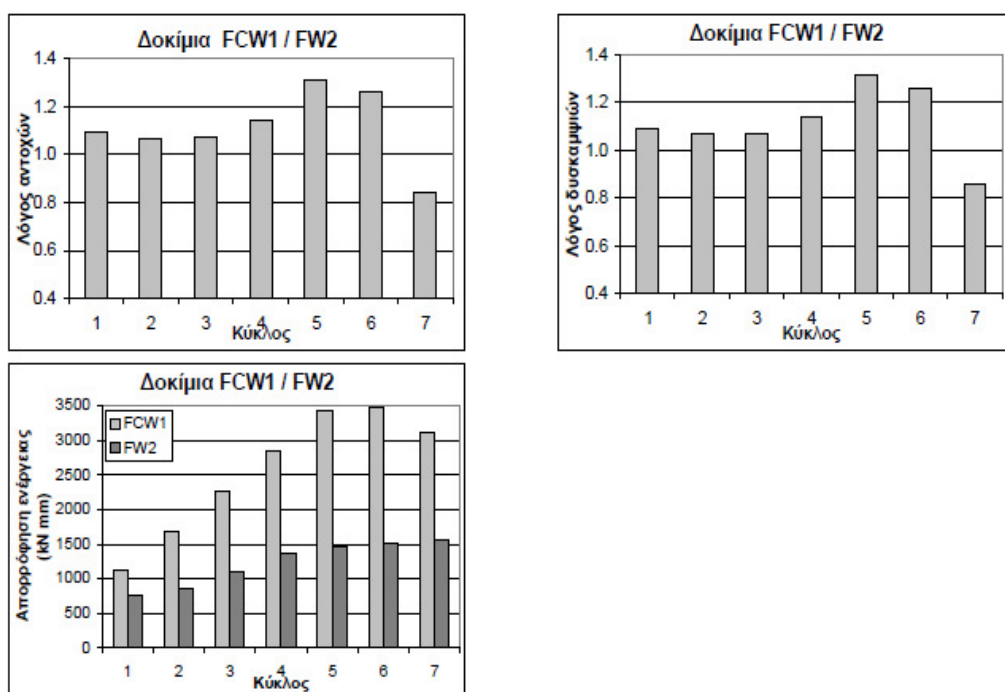
Σχήμα 5: Συγκριτικά διαγράμματα αντοχών, δυσκαμψιών, ενέργειας FCW1 και O1[6]



Σχήμα 6: Σύγκριση δοκιμών FCW1 και SO1[6]

Ακόμη, γίνεται σύγκριση στην αντοχή, στη δυσκαμψία και στην απορρόφηση ενέργειας μεταξύ των δοκιμών FCW1 και FW2 και των δοκιμών FCW1 και SO1. Τα αποτελέσματα για τα δοκίμια FCW1 και SO1 είναι ελάχιστα καλύτερα για το δοκίμιο με την προτεινόμενη μέθοδο με τον λόγο αντοχής να φθάνει έως και την τιμή 1,2. Για τα δοκίμια FCW1 και SO1 τα αποτελέσματα είναι αισθητά καλύτερα για το δοκίμιο FCW1 και αφορούν κυρίως την απορρόφηση ενέργειας, όπου παρατηρούνται σημαντικές αποκλίσεις.

Είναι φανερό λοιπόν η υπεροχή της προτεινόμενης μεθόδου ενίσχυσης σε σχέση και με την ενίσχυση πλαισιακών κατασκευών αποκλειστικά με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος ή με μανδύες από ινοπλισμένα πολυμερή. Εξάλλου, γίνεται εύκολα αντιληπτό ότι η λύση μόνο με σύνθετα υλικά είναι η λιγότερο αποτελεσματική από τις τρεις. Αυτό εξηγείται καθώς σε πλαίσια αναδεικνύονται πολύ περισσότερο τα μειονεκτήματα των σύνθετων υλικών και κυρίως την παράβλεψη του κόμβου δοκού-υποστρώματος, ο οποίος τόσο σημαντικός είναι για την αποφυγή της αστοχίας.



Σχήμα 7: Σύγκριση δοκιμών FCW1 και FW2[6]

5. ΠΡΟΔΙΑΓΡΑΦΕΣ ΣΥΝΘΕΤΩΝ ΥΛΙΚΩΝ

Η μέθοδος των σύνθετων υλικών είναι αρκετά ιδιαίτερη και σχετικά πρόσφατη. Γι αυτό το λόγο υπάρχουν συγκεκριμένες προδιαγραφές χρησιμοποίησής τους στις ενισχύσεις των κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος.

Ο σκοπός του Π.Ε.Σ.Υ είναι να παρακολουθεί και να επιβεβαιώνει ότι όλα τα στάδια της ενίσχυσης του έργου εκτελούνται με ορθό τρόπο όπως περιγράφονται στις προδιαγραφές του έργου, στις συστάσεις του προμηθευτή των υλικών και τους ισχύοντες τεχνικούς κανονισμούς της χώρας.[7]

Ο Π.Ε.Σ.Υ πρέπει να εφαρμόζει αυστηρά σε όλη τη διάρκεια της εφαρμογής την παράδοση και αποθήκευση των υλικών του έργου καθώς και τις συνθήκες (καιρικές, καταλληλότητα υποστρώματος). Ακόμη οφείλει να λαμβάνει υπόψη την ταυτότητα των υλικών, πληροφορίες υγιεινής (τοξικότητα υλικών), στοιχεία που αφορούν στις μηχανικές

ιδιότητες των υλικών όπως επίσης και πληροφορίες που αφορούν στη μεταφορά και στην αποθήκευση των υλικών(χρόνος εργασιμότητας, αναλογίες ανάμειξης για τις ρητίνες). Εξίσου σημαντικός είναι και ο ποιοτικός έλεγχος των παραδιδόμενων στο έργο σύνθετων υλικών. Πιο συγκεκριμένα:[7]

- Πριν την εφαρμογή πρέπει να γίνονται δειγματοληπτικοί έλεγχοι(δοκιμές εφελκυσμού στη ρητίνη , δοκιμές συγκολλησιμότητας)
- Τα παραδιδόμενα υλικά είναι αυτά που προδιαγράφονται από τη μελέτη και παραδόθηκαν σε άριστη κατάσταση
- Να πραγματοποιείται επίβλεψη στο έργο από Διπλωματούχο Πολιτικό Μηχανικό με εμπειρία στα σύνθετα υλικά
- Να βεβαιώνεται ότι τα υλικά θα αποθηκευτούν σύμφωνα με τις συστάσεις του κατασκευαστή σε ορθή συσκευασία
- Να βεβαιώνεται ότι εργολάβος εφαρμογής είναι πιστοποιημένος από τον κατασκευαστή των υλικών

Επιπρόσθετα απαιτείται έλεγχος και καταγραφή των συνθηκών πριν την επικόλληση των λωρίδων σύνθετων υλικών. Πιο ειδικά, η εφελκυστική αντοχή του υποστρώματος(σκυροδέματος) από ενδεικτικές δοκιμές pull off έχει βρεθεί ότι δεν πρέπει να ξεπερνάει τα 1,5MPa, οι "ανωμαλίες" στην επιφάνεια του υποστρώματος θα πρέπει να είναι εντός συγκεκριμένων ορίων ενώ η σχετική υγρασία και θερμοκρασία ατμόσφαιρας και σκυροδέματος θα καταγράφονται κάθε ημέρα εφαρμογής και θα υποδεικνύουν την εφαρμογή ή όχι των σύνθετων υλικών.

Ακολουθεί ο ποιοτικός έλεγχος κατά τη διάρκεια της εφαρμογής που περιλαμβάνει την εξακρίβωση της ορθής χρησιμοποίησης των υλικών(εφαρμογή στην ορθή κατεύθυνση με ευθυγραμμισμένες ίνες – απόκλιση ευθυγραμμίας μεγαλύτερη από 8cm/m πρέπει να ληφθεί σοβαρά υπόψη, την επιβεβαίωση των μηχανικών χαρακτηριστικών του υλικού και τον έλεγχο της ενδεδειγμένης εφελκυστικής αντοχής της διεπιφάνειας σύνθετου υλικού-σκυροδέματος.[7]

Απαραίτητος θεωρείται και ο έλεγχος της διεπιφάνειας που μπορεί να γίνει είτε με τη χρήση ελάχιστα καταστροφικών δοκιμών(PDT) είτε με τη χρήση μη καταστροφικών δοκιμών(NDT).Η χρήση μη καταστροφικών δοκιμών ενδείκνυται σε κρίσιμες περιοχές μελών στις οποίες δε θέλουμε καμία φθορά του σύνθετου υλικού. Οι δοκιμές αυτές βοηθούν στον προσδιορισμό των κενών(μέθοδος υπερήχων, μέθοδος υπέρυθρης φωτογράφησης, απλή ακουστική μέθοδος).Οι ελάχιστα καταστροφικές δοκιμές χρησιμοποιούνται κυρίως για τον προσδιορισμό της αντοχής της διεπιφάνειας.

Τέλος, συμπληρώνεται ένα φύλλο ελέγχου το οποίο περιέχει:[7]

- Ημερομηνία και ώρα εφαρμογής
- Ατμοσφαιρική θερμοκρασία, σχετική υγρασία και γενικές παρατηρήσεις για την ατμόσφαιρα
- Θερμοκρασία και σχετική υγρασία υποστρώματος
- Καταγραφή κωδικού παρτίδας και τοποθέτηση του έργου
- Προετοιμασία της επιφάνειας επικόλλησης συνθέτων υλικών
- Καθαρότητα επιφάνειας
- Καταγραφή αναλογιών ανάμειξης και χρόνων ανάμειξης
- Επιβεβαίωση των διαδικασιών εφαρμογής
- Ιδιότητες των σύνθετων υλικών, όπως προέκυψαν από τις δοκιμές των κουπονιών
- Αποτελέσματα από τις δοκιμές επί τόπου του έργου
- Θέση και μέγεθος των αποκολλήσεων και των κενών αέρα
- Γενική εξέλιξη του έργου

6.ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑ

Στην παρούσα εργασία παρουσιάστηκε ένας τρόπος συγκεκριμένης χρησιμοποίησης των σύνθετων υλικών στις κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος. Ειδικότερα προκρίθηκε ως λύση η ενίσχυση των υποστυλωμάτων με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος και των κόμβων δοκού-στύλου με ινοπλισμένα πολυμερή. Το αποτέλεσμα αυτό προέκυψε από πειραματικές έρευνες και σύγκριση με πιο συνηθισμένες μεθόδους που δεν είναι μικτές. Παράλληλα γίνεται ξεκάθαρο ότι η τεχνολογία των σύνθετων υλικών θα πρέπει να εφαρμόζεται κατά περίπτωση και τηρώντας τις πολλές και ιδιαίτερα απαιτητικές προδιαγραφές που έχουν οριστεί μέσω των κανονισμών επεμβάσεων. Η έρευνα συνεχίζεται και πάντα υπάρχει η πιθανότητα να προκύψει κάτι πιο ενδιαφέρον.

Συνοψίζοντας, ο Πολιτικός Μηχανικός έχοντας καλή γνώση όλων των τεχνικών ενίσχυσης και λαμβάνοντας υπόψη τις ιδιαιτερότητες της κατασκευής θα κατορθώσει να επιλέξει την αποτελεσματικότερη από πλευράς ποιότητας και κόστους, καθώς η εξέλιξη των ενισχύσεων επιταχύνεται και οι επιλογές στις μεθόδους γίνονται όλο και περισσότερες.

7.ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Tsonos, A.G. (2008), “Effectiveness of CFRP-jackets and RC-jackets in post-earthquake and Pre-earthquake retrofitting of beam-column sub assemblages”, *Engineering Structures*, 30, pp. 777-793
- [2] Tsonos, A.G. and Stylianides, K. (2002), “Seismic retrofit of beam-to-column joints with high strength fiber-jackets”, *Journal of European Association for Earthquake Engineering*, 2, pp . 56-72.
- [3]Κάρολος Κυριάκος “Ενίσχυση φέρουσας τοιχοποιίας για εντός επιπέδου φόρτιση με σύνθετα υλικά ανόργανης μήτρας και με ράβδους σύνθετων υλικών σε εγκοπές”, Διατριβή Διπλώματος Ειδίκευσης(2005)
- [4] Δρίτσος, Σ.Η. (2005), “Επισκευές και ενισχύσεις κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα”, Πάτρα
- [5] Αθ.Τριανταφύλλου “Νέα γενιά δομικών υλικών για την ενίσχυση κατασκευών: Ινοπλέγματα σε ανόργανη Μήτρα”
- [6] “Ερευνητικό Πρόγραμμα στο Εργαστήριο Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος και Φέρουσας Τοιχοποιίας στο Α.Π.Θ, 2005”
- [7] “Ποιοτικός Έλεγχος ενίσχυσης κατασκευών με σύνθετα υλικά, Δ.ρ Κώστας Αντωνόπουλος Πολ.Μηχανικός” , “Ημερίδα με θέμα την ενίσχυση των κτιρίων με σύνθετα υλικά, ΤΕΕ, 6 Νοεμβρίου 2007”

ΕΠΙΣΚΕΥΗ-ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΘΕΜΕΛΙΩΝ

ΜΠΕΛΛΟΥ ΒΕΝΕΤΙΑ

Περίληψη

Στην εργασία αυτή γίνεται προσπάθεια να παρουσιασθούν οι κυριότεροι τρόποι ενίσχυσης και επισκευής των θεμελίων που έχουν υποστεί βλάβες. Επίσης θα παρουσιασθούν οι τρόποι αποτίμησης των βλαβών, οι πιθανές ενδείξεις αστοχίας των θεμελίων και τα αίτιά τους.

1. ΕΝΔΕΙΞΕΙΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΘΕΜΕΛΙΩΝ

Υπάρχουν διάφορες ενδείξεις, τόσο στο εσωτερικό ενός κτηρίου όσο και στο εξωτερικό, οι οποίες μαρτυρούν την αστοχία.

ΕΝΔΕΙΞΕΙΣ ΣΤΟ ΕΣΩΤΕΡΙΚΟ:

Ρωγμές στο πάτωμα.

Ρωγμές στο ανώφλι.

Κλίση των πατωμάτων.

Πόρτες και παράθυρα που έχουν “κολλήσει” και δεν ανοίγουν.

Πόρτες και παράθυρα μη ευθυγραμμισμένα.

ΕΝΔΕΙΞΕΙΣ ΣΤΟ ΕΞΩΤΕΡΙΚΟ:

Ρωγμές στη θεμελίωση.

Ρωγμές στα τούβλα.

Ύπαρξη κενών γύρω από πόρτες και παράθυρα [2].

2. ΑΙΤΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΘΕΜΕΛΙΩΝ

Η αστοχία των θεμελίων οφείλεται κυρίως σε λόγους παραμόρφωσης του εδάφους θεμελίωσης.

Το έδαφος θεμελίωσης παραμορφώνεται από τις δυνάμεις που προκαλεί το φορτίο του κτηρίου ανάλογα προς την συμπίεστικότητα και την αντοχή του σε διάτμηση. Οι κατακόρυφες φορτίσεις των θεμελίων προκαλούν κυρίως κατακόρυφες μετατοπίσεις (**καθιζήσεις**). Όταν σημειώνεται αύξηση του φορτίου, παρατηρείται και πλευρική συμπίεση του εδάφους μέχρι να βυθιστεί το κτήριο στο έδαφος (**θραύση εδάφους**).

ΑΣ αναφέρουμε αναλυτικά μιας προς μία κάθε είδος αστοχίας:

(1). Θραύση Εδάφους. Προκαλείται όταν το φορτίο στο έδαφος, πάνω στο οποίο υπόκεινται το κτήριο, αυξάνεται έτσι ώστε να σχηματισθούν μέσα σε αυτό επιφάνειες ολισθήσεως κατά τις οποίες έχει ξεπεραστεί η διατμητική αντοχή, τότε παρατηρείται διαφυγή του εδάφους πλευρικά και συγχρόνως διογκώνεται κατά τις πλευρές του δομικού έργου. Ο κίνδυνος θραύσης εδάφους αυξάνεται όσο το πλάτος της κατασκευής (ή του θεμελίου), το βάθος θεμελίωσης, καθώς και η διατμητική αντοχή του εδάφους μειώνονται. Επίσης αυξάνεται (κίνδυνος θραύσης εδάφους) όσο η εκκεντρότητα και η κλίση του φορτίου αυξάνουν. Η μορφή αυτή αστοχίας, είναι πολύ σπάνια, όταν τα κτήρια βρίσκονται υπό κανονική φόρτιση και έχουν βαθειά θεμελίωση [2].

(2). Διαφορική Καθίζηση. Είναι το φαινόμενο, το οποίο, προκαλείται όταν εδάφη με υψηλή πλαστιμότητα, σε διαφορετικά τμήματα της θεμελίωσης, μετακινούνται. Η

κίνηση αυτή μπορεί να εκδηλωθεί με τη μορφή συστολής ή διαστολής αντίστοιχα. Όταν το έδαφος χάνει την υγρασία του συρρικνώνεται, ενώ όταν η υγρασία του αυξάνεται το έδαφος διογκώνεται. Επίσης καθίζηση μπορεί να προκληθεί και λόγω μεταβολής των φορτίσεων ή δονήσεων. Ωστόσο σε όλες τις παραπάνω περιπτώσεις η αστοχία εκδηλώνεται υπό τη μορφή ρωγμών τόσο στους εξωτερικούς και εσωτερικούς τοίχους του κτηρίου, όσο και στους τοίχους θεμελίωσης. Οι καθιζήσεις είναι φαινόμενα φυσιολογικά και αναπόφευκτα, εφόσον πρόκειται για την αντίδραση του υλικού του εδάφους στο φορτίο της κατασκευής.

(3). Υδραυλική Θραύση Εδάφους. Συμβαίνει όταν σε αμμώδη εδάφη πολύ λεπτόκοκκα (όπως ρέουσα άμμος, ιλύς), τα οποία, έχουν ελάχιστη υδατοπερατότητα και συνοχή, δεν επαρκεί τόσο το ίδιο βάρος τους, όσο και το βάρος του κτηρίου, για να αντισταθούν στην δυναμική πίεση που τους ασκεί ένα υδάτινο ρεύμα. Η παραπάνω μορφή αστοχίας έχει σαν αποτέλεσμα η οικοδομή να καταποντίζεται μέσα στο έδαφος, το οποίο, συμπεριφέρεται πλέον σαν τελείως αβαρές. Τέτοια φαινόμενα όμως είναι πολύ σπάνια και συμβαίνουν μόνο υπό ειδικές υδάτινες συνθήκες.

Εκτός από τους λόγους αστοχίας των θεμελίων, που αναφέρονται παραπάνω, και οφείλονται στην παραμόρφωση του εδάφους, αστοχία των θεμελίων συμβαίνει και απώλειας της στατική ισορροπίας της κατασκευής.

(4). Ολίσθηση. Προκαλείται όταν η κλίση της συνισταμένης υπερβεί κάποιο συγκεκριμένο όριο, μπορεί να υπάρξει υπέρβαση της αντίστασης μεταξύ του πέλματος και του εδάφους. Ένα δομικό έργο ολισθαίνει όταν η οριζόντια συνισταμένη των δυνάμεων στη επιφάνεια δράσεως ξεπεράσει την τριβή ή την αντίσταση σε διάτμηση που αντιδρούν.

(5). Ανατροπή. Συμβαίνει όταν η συνισταμένη των εξωτερικών δυνάμεων συναντάει την επιφάνεια εδράσεως του θεμελίου έξω από τα όρια του πυρήνα της [2].

3. ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ

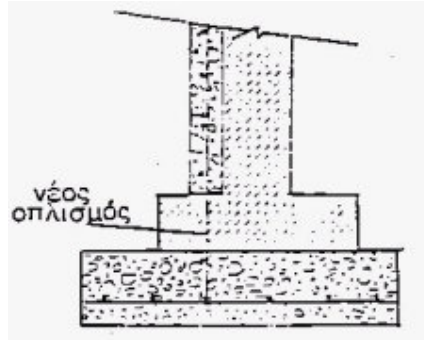
Η ενίσχυση των θεμελίων μπορεί να πραγματοποιηθεί με τις παρακάτω μεθόδους:

- ❖ Μεγέθυνση των υπαρχόντων θεμελίων.
- ❖ Κατασκευή νέων θεμελίων δίπλα στα υπάρχοντα.
- ❖ Αύξηση της ασφάλειας κατά θραύση εδάφους.
- ❖ Βελτίωση υπεδάφους.
- ❖ Κατασκευή υποθεμελίωσης.
- ❖ Αντιμετώπιση των καθιζήσεων.

Μεγέθυνση Των Υπαρχόντων Θεμελίων. Έναν συχνό τρόπο επισκευής και ενίσχυσης των θεμελίων αποτελεί η αύξηση των διαστάσεων τους. Αυτή μπορεί να είναι: α) αύξηση του πλάτους του πέδιλου, β) αύξηση του ύψους του πέδιλου, γ) ο συνδυασμός των α,β.

(α) Αύξηση του πλάτους του πέδιλου. Το πλάτος αυξάνεται με τη διάστρωση νέου σκυροδέματος περιμετρικά του ήδη υπάρχοντος θεμελίου. Απαραίτητη είναι η συνεργασία παλαιού και νέου σκυροδέματος. Αυτό μπορεί να συμβεί τόσο με την τοποθέτηση νέου οπλισμού, ο οποίος αγκυρώνεται μέσα στο νέο σκυρόδεμα, όσο και με τη χρήση βλήτρων, τα οποία τοποθετούνται στη διεπιφάνεια των δύο σκυροδεμάτων (παλαιό και νέο).

(β). *Αύξηση του ύψους του πέδιλου.* Αυτό μπορεί να γίνει με την τοποθέτηση ενός κύβου από σκυρόδεμα κάτω από την ήδη υπάρχουσα θεμελίωση. Όμως πρέπει να εξασφαλιστεί η σωστή συνεργασία μεταξύ παλαιού και νέου σκυροδέματος. Αυτό επιτυγχάνεται με την τοποθέτηση νέου οπλισμού (βλέπε Σχήμα 1) [2].



Σχήμα 1: Θέση νέου οπλισμού [2]

Ένας άλλος τρόπος, για να επιτευχθεί αυτή η μορφή ενίσχυσης, είναι η χρήση μανδύα από σκυρόδεμα. Όπως και στην παραπάνω περίπτωση έτσι και εδώ πρέπει να διασφαλιστεί η συνεργασία μεταξύ παλαιού και νέου σκυροδέματος καθώς και η συνάφεια της διεπιφάνειας, διότι στη διεπιφάνεια μεταξύ των δύο σκυροδεμάτων παύουν να ισχύουν οι γνωστές θεωρίες κάμψης και διάτμησης.

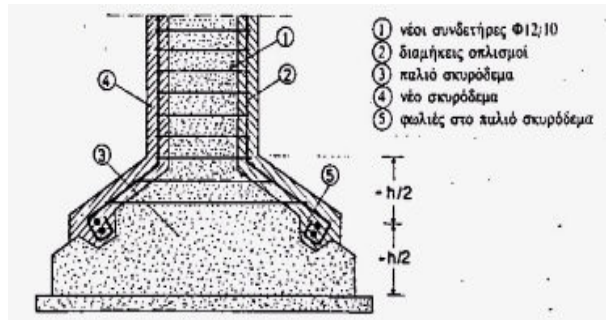
Για να επιτευχθεί αυτή η συνεργασία πρέπει κατά τη διάρκεια της προετοιμασίας και της σκυροδέτησης να τηρηθούν τα παρακάτω:

1. Καθαίρεση του βλαμμένου σκυροδέματος.
2. Διαμόρφωση κοιλιοτήτων για καλύτερο εγκιβωτισμό.
3. Αποκάλυψη των παλαιών οπλισμών και αγρίεμα της επιφάνειας όπου χρειάζεται.
4. Μηχανική εκτράχυνση της διεπιφάνειας.
5. Έκπλυση της επιφάνειας αναμονής με άφθονο νερό υπό πίεση για να φύγει η σκόνη.
6. Διαβροχή του παλαιού σκυροδέματος μέχρι κορεσμού πριν την σκυροδέτηση.
7. Μετά τη σκυροδέτηση να διατηρείται συνεχώς υγρή η επιφάνεια του στοιχείου, αυτό μπορεί να επιτευχθεί με τη χρήση βρεγμένων λινατσών.

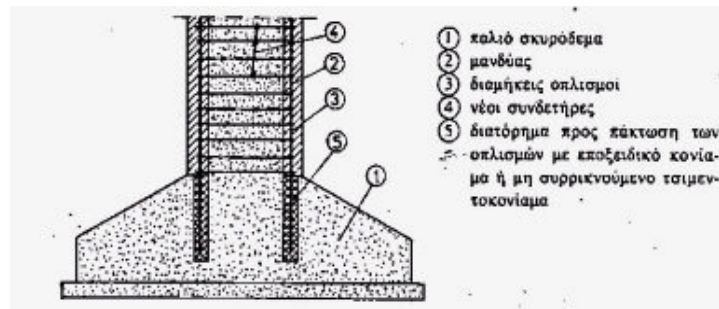
Επίσης θα πρέπει να εξασφαλισθούν και τα παρακάτω:

- Η πυκνότητα του σκυροδέματος να είναι τέτοια που να επιτρέπει την διέλευση των χονδρών αδρανών.
- Το σκυρόδεμα Το νέο σκυρόδεμα να έχει μεγαλύτερη αντοχή, τουλάχιστον κατά 5MPa, από το παλιό.
- να συμπυκνώνεται καλά.
- Τα αδρανή που χρησιμοποιούνται, για την παρασκευή του νέου σκυροδέματος, δεν πρέπει να έχουν διάμετρο μεγαλύτερη από 2 cm.
- Κατά τη διάστρωσή του το σκυρόδεμα πρέπει να είναι ρευστό, διεισδυτικό και να έχει πλαστικότητα.
- Δημιουργία «φωλιών» στην διεπιφάνεια, στις οποίες οπλισμοί εγκλωβίζονται οι οριζόντιοι [2].
- Τοποθέτηση βλήτρων για να επιτευχθεί η καλή συνεργασία παλαιού και νέου υλικού.

Στην περίπτωση κατασκευής μανδύα, αυτός θα πρέπει να καλύπτει τουλάχιστον το μισό του ύψους του πέδιλου. Επίσης να έχει κλειστούς συνδετήρες, οι οποίοι θα είναι το ελάχιστο $\Phi 12/10$. Εάν όμως καλύπτεται με μανδύα και το υπερκείμενο του θεμελίου υποστύλωμα, θα πρέπει τόσο ο μανδύας όσο και οι νέοι οπλισμοί να συνεχιστούν έως το πέδιλο και να το καλύψουν. Στο σημείο σύνδεσης υποστύλωματος και πέδιλου δημιουργούνται διατρυπήματα (τα οποία έχουν μήκος όσο είναι και το απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης) για να πακτωθούν οι διαμήκεις οπλισμοί. Η πάκτωση των οπλισμών γίνεται είτε με συρρικνούμενο κονίαμα, είτε με ρητίνη, είτε με εποξειδικό κονίαμα (βλέπε Σχήμα 3, Σχήμα 4) [2].



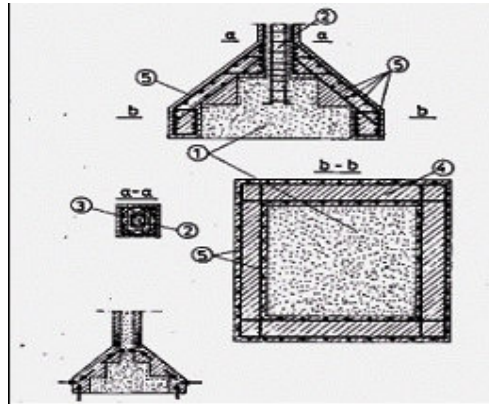
Σχήμα 2: Διαδικασία απόληξης μανδύα στα στοιχεία θεμελίωσης [4]



Σχήμα 3: Διαδικασία απόληξης μανδύα στα στοιχεία θεμελίωσης [4]

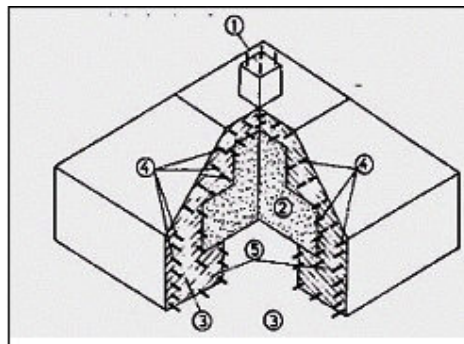
Αύξηση και των δύο διαστάσεων. Η ταυτόχρονη αύξηση τόσο του πλάτους όσο και του ύψους του πέδιλου γίνεται με τη χρήση μανδύα. Στην μέθοδο αυτή μπορεί να υπάρξουν δύο περιπτώσεις: 1. ο παραπάνω μανδύας να συνεχίζει και στο υπερκείμενο υποστύλωμα, 2. να μην συνεχίζει.

Στην πρώτη περίπτωση (1.) την πρόσθετη τάση του εδάφους, η οποία οφείλεται στην αύξηση της διατομής, την εξισορροπούν οι λοξές δυνάμεις που αναπτύσσονται στο νέο μανδύα του υποστύλωματος. Επιπλέον οι πρόσθετες τάσεις του εδάφους και οι λοξές δυνάμεις μεταφέρονται στον μανδύα του πέδιλου μέσω της περιοχής στη βάση του θεμελίου. Για τον λόγο αυτό άλλωστε απαιτείται ισχυρή όπλιση με επαρκή αγκύρωση και στην περιοχή αυτή (βλέπε Σχήμα 5) [2].



Σχήμα 4: 1.υπάρχων θεμέλιο 2.υπάρχων υποστύλωμα 3.οπλισμένος μανδύας 4.μανδύας πέδιλου 5.πρόσθετος οπλισμός [1]

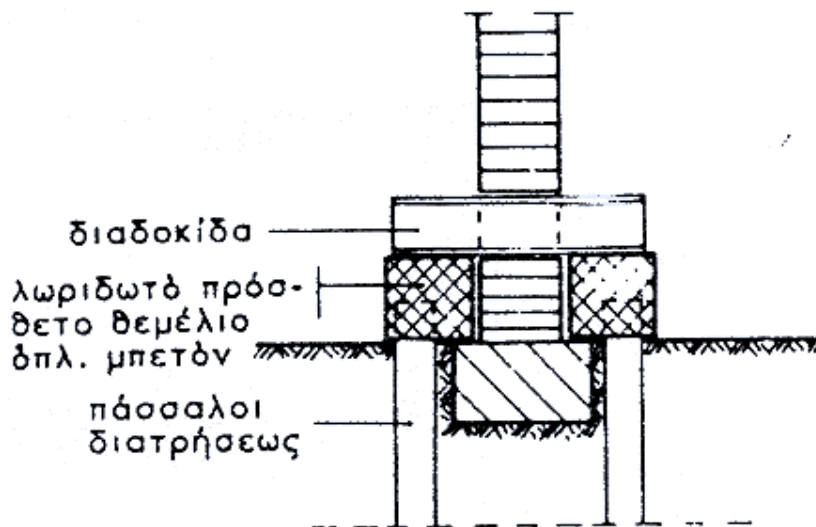
Στην δεύτερη περίπτωση (2.) φορτία του εδάφους μεταβιβάζονται απ' ευθείας στο πέδιλο. Η μεταβίβαση των φορτίων επιτυγχάνεται είτε με χρήση βλήτρων, είτε με χρήση κάποιων πρότυπων μεταλλικών διατομών, οι οποίες τοποθετούνται κάτω από τα άκρα του πέδιλου(βλέπε Σχήμα 6).



Σχήμα 5: 1.παλιό υποστύλωμα 2.παλιό πέδιλο 3.μανδύας πέδιλου 4.νέοι οπλισμοί 5.μεταλλικές διατομές 6.βλήτρα [1]

Κατασκευή Νέων Θεμελίων. Συνήθως η δημιουργία νέων πρόσθετων θεμελίων δίπλα στα υπάρχοντα οφείλεται στην αύξηση των φορτίων μιας κατασκευής (π.χ λόγω προσθήκης νέων ορόφων). Η ενίσχυση στην περίπτωση αυτή γίνεται κυρίως μέσω νέων πρόσθετων λωρίδων θεμελίων εκατέρωθεν του υπάρχοντος. Οι λωρίδες αυτές αναλαμβάνουν το μεγαλύτερο ποσοστό των πρόσθετων δυνάμεων μέσω διαδοκίδων που διαπερνούν την τοιχοποιία. Στο καινούργιο θεμέλιο χρησιμοποιούνται επίσης και πάσσαλοι διατρήσεων, οι οποίοι δένονται μέσα στο οπλισμένο σκυρόδεμα των δοκών θεμελίωσης. Οι πάσσαλοι αυτοί παρουσιάζουν μικρότερη μάζα καθίζησης, ωστόσο επηρεάζουν τα υπάρχοντα θεμέλια. Αυτό οφείλεται στην αναπότρεπτη χαλάρωση του εδάφους και στην αρνητική τριβή.

Εάν θέλουμε να περιορίσουμε την καθίζηση σε μερικά χιλιοστά (mm), τότε χρησιμοποιούμε μια ειδική διάταξη πασσάλων διάτρησης, οι οποίοι ονομάζονται ριζοπάσσαλοι. Η έμπηξή τους γίνεται με τη της περιστροφικής διείδυσης, οπλίζοντας με διαμήκη ράβδους και ελικοειδή μέθοδο συνδετήρα [2] .



Σχήμα 6 : Υποστήριξη ενός διαμήκους τοίχου υπογείου [2]

Αύξηση Της Ασφάλειας Κατά Θραύση Εδάφους. Εφαρμόζεται κυρίως σε περιπτώσεις όπου έχει ξεπεραστεί η διατμητική αντοχή του εδάφους λόγω υπερφόρτωσης του. Το φαινόμενο αυτό συμβαίνει σε συγκεκριμένες επιφάνειες ολίσθησης που δημιουργούνται. Τα παραπάνω έχουν ως αποτέλεσμα την πλευρική διαφυγή του εδάφους καθώς και την διόγκωσή του κατά τις πλευρές του κτηρίου. Το κτήριο βυθίζεται μέσα στο έδαφος το οποίο μετακινείται ακόμη και χωρίς την ύπαρξη περαιτέρω φορτίου.

Ένας τρόπος αντιμετώπισης του φαινομένου είναι η εμπόδιση της πλευρικής διαφυγής του εδάφους κατόπιν διογκώσεως με τη βοήθεια ασφαλιστικών διατάξεων τόσο εκατέρωθεν όσο και κατά μήκος του συνεχούς θεμελίου(π.χ η έμπηξη πασσαλοσανίδων σε σειρά, μετατοπίζει τη επιφάνεια ολίσθησης προς τα κάτω με αποτέλεσμα να δημιουργείται συνεργασία ενός σώματος γαιών ως αντίβαρο προς το φορτίο μετακίνησης).

Βελτίωση Υπεδάφους. Η πιο πρόσφορη μέθοδος, για την ενίσχυση των θεμελίων, είναι αύξηση της αντοχής του εδάφους με διαπότιση, διότι έτσι αποφεύγονται καθιζήσεις και ρωγμές. Όμως η μέθοδος αυτή δεν μπορεί να εφαρμοσθεί σε όλα τα εδάφη. Επιδεκτικά διαποτίσεως είναι όλα τα εδάφη που διαρρέονται από νερό. Ουσιαστικά πρόκειται για ένα πότισμα του εδάφους με κατάλληλα μέσα, έτσι ώστε να επιτευχθεί ένα είδος απολίθωσης και αύξηση της επιφάνειας εδράσεως (ένα παράδειγμα διαποτίσεως και αγκύρωσης ταυτόχρονα είναι η περίπτωση που έχουμε δομικά μέλη που υπόκεινται σε ώθηση γαιών. Στην περίπτωση αυτή μπορεί να χρειασθεί να ενσωματωθεί και ένα περίζωμα δυσκαμψίας με αγκύρωση) .

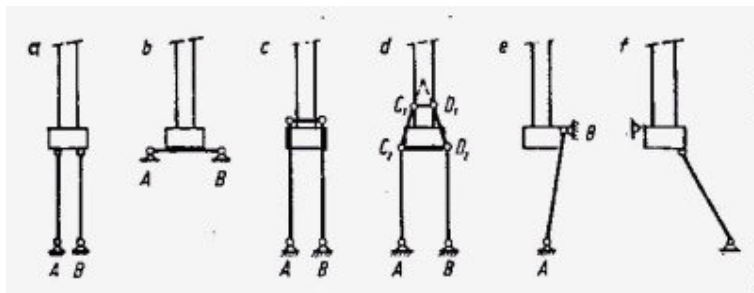
Με κατάθλιψη διαλυμάτων, γαλακτωμάτων και αιωρήσεων στο έδαφος κλείνονται τα κενά και η αντοχή βελτιώνεται, ανάλογα με το είδος του εδάφους και το μέγεθος των κόκκων. Ο διαποτισμός γίνεται με τσιμέντο, κολλοειδές τσιμέντο, μίγματα τσιμέντου-μπετονίτη ή χημικά διαλύματα(όπως π.χ ορυκτή γέλα, οργανικές ρητίνες κ.λ.π). Σε συνεκτικά εδάφη δεν είναι δυνατή η χρήση τσιμεντενέσεων [2].

Κατασκευή Υποθεμελίωσης. Με τον όρο υποθεμελίωση περιγράφεται η τροποποίηση μιας υφιστάμενης θεμελίωσης έτσι ώστε να υπάρξει μεγαλύτερη φέρουσα ικανότητα ή μεγαλύτερο βάθος θεμελίωσης, με σκοπό να παρακαμφθούν ακατάλληλα στρώματα εδάφους. Για να εκπληρωθεί όμως ο παραπάνω σκοπός είναι απαραίτητη η καλή συνεργασία της υφιστάμενης με την νέα θεμελίωση. Οι υποθεμελιώσεις μπορεί να είναι: 1.)αβαθείς 2.)βαθείς

1.)Στις αβαθείς θεμελιώσεις κατασκευάζονται ορύγματα κάτω από την ήδη υπάρχουσα θεμελίωση και πληρώνονται με σκυρόδεμα(ντουλάπια θεμελίωσης). Επίσης η υποθεμελίωση είναι αναγκαία στην περίπτωση όπου γίνει εκσκαφή του εδάφους σε στάθμη μικρότερη από αυτή της γειτονικής θεμελίωσης. Συνήθως η στάθμη της γειτονικής εκσκαφής πρέπει να βρίσκεται 0.5 m ψηλότερα από αυτή της αρχικής θεμελίωσης.

Κατά την κατασκευή αβαθών υποθεμελιώσεων το υλικό σφηνώσης, στην κορυφή της υποθεμελίωσης, αποτελείται από ένα μείγμα άμμου-τσιμέντου σε αναλογία 1:1 και τόση ποσότητα νερού ώστε το υλικό να διατηρεί το σχήμα του και να είναι εύπλαστο με το χέρι. Το παραπάνω υλικό τοποθετείται στο κενό μεταξύ της βάσης του θεμελίου και του ντουλαπιού, σε χρόνο 16 ώρες έως 3 ημέρες από τη σκυροδέτηση του ντουλαπιού. Εάν κατά τη σκυροδέτηση του ντουλαπιού δεν δοθεί η κατάλληλη προσοχή μπορεί να δημιουργηθούν κενά κάτω από το θεμέλιο.

2.)Στην κατασκευή βαθιών θεμελιώσεων γίνεται χρήση πασσάλων και διαφραγμάτων, τα οποία εγκαθίστανται από τη επιφάνεια του εδάφους [2].



Σχήμα 7: Διάφορες διατάξεις πασσάλων και διαφραγμάτων [4]

Αντιμετώπιση Των Καθιζήσεων. Το πιο σύνηθες πρόβλημα των θεμελίων είναι οι καθιζήσεις. Καθίζηση έχουμε όταν υπάρχει κάθετη μετατόπιση της επιφάνειας του εδάφους, η οποία δημιουργείται εξαιτίας της παραμόρφωσης του εδάφους λόγω μεταβολών στη φόρτιση ή λόγω δονήσεων. Επίσης καθιζήσεις μπορεί να δημιουργηθούν και από την στερεοποίηση του εδαφικού στρώματος καθώς και από την ύπαρξη γειτονικών κατασκευών που εμποδίζουν να κατανεμηθούν τα φορτία πλευρικά [2].

4. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Σ.Η Δρίτσος “Επισκευές και ενισχύσεις κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα” Έκδοση Πανεπιστημίου Πατρών σελ. 158-160.
- [2] R.Rybicki “ Βλάβες δομικών έργων . Κατασκευές οπλισμένου μπετόν” Τόμος 1 Εκδόσεις Μ.Γκιούδας Αθήνα 1981 σελ.87-94, 166-183.
- [3] Φαρδής Ν. Μιχαήλ “Μαθήματα οπλισμένου σκυροδέματος” Μέρος 3 Εκδόσεις Πανεπιστημίου Πατρών σελ.1
- [4] Σ.Η Δρίτσος “Επισκευές και ενισχύσεις κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα” Έκδοση Πανεπιστημίου Πατρών σελ. 16-25, 108, 122.

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΙΣΤΟΡΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΜΕ ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΠΟΛΥΜΕΡΗ (F.R.P.)

ΤΣΩΛΟΥ ΗΛΕΚΤΡΑ

Περίληψη

Στην παρούσα εργασία ερευνούμε τις βλάβες και τον τρόπο αστοχίας της τοιχοποιίας των ιστορικών κτηρίων. Στη συνέχεια γίνεται αναφορά στη διαδικασία που προαπαιτείται, προκειμένου ο μηχανικός να έχει μια ολοκληρωμένη εικόνα του προβλήματος που καλείται να αντιμετωπίσει. Ως μέθοδο ενίσχυσης επιλέγουμε τα ινοπλισμένα πολυμερή (F.R.P.) με κριτήριο τη διατήρηση της ιστορικότητας και της αισθητικής ενός ιστορικού κτηρίου. Παραθέτουμε λοιπόν τα βασικά χαρακτηριστικά των σύνθετων αυτών υλικών καθώς και παραδείγματα εφαρμογής τους σε διάφορα στοιχεία της κατασκευής, ανάλογα με τον τρόπο καταπόνησης του μέλους. Τέλος αναλύεται η τεχνική εφαρμογής της μεθόδου.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

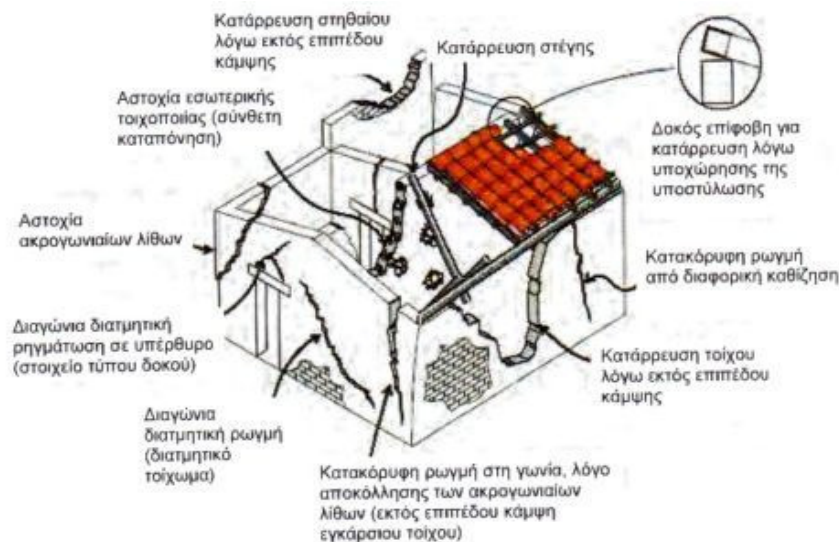
Η Ελλάδα είναι μια χώρα που χαρακτηρίζεται από πλήθος ιστορικών κτηρίων, τα οποία χρήζουν προστασία και διατήρηση, με στόχο την διατήρηση της ιστορικής μνήμης. Σε ένα μεγάλο ποσοστό, ο φέρον οργανισμός των κατασκευών αυτών αποτελείται από φέρουσα τοιχοποιία. Λόγω της παλαιότητάς τους τα περισσότερα από αυτά δεν ικανοποιούν τις απαιτήσεις των σύγχρονων κανονισμών για την ποιότητα και τον τρόπο κατασκευής τους, ενώ δεν έχει δοθεί ιδιαίτερη βάση στον αντισεισμικό σχεδιασμό τους. Όταν η επίδραση ενός σεισμού έχει ως αποτέλεσμα τη δημιουργία ρηγματώσεων κρίνεται αναγκαία η επισκευή του, ενώ υπάρχουν και περιπτώσεις που επιτακτική είναι η ανάγκη επισκευής πριν από την καταπόνηση. Κατά τη διάρκεια της τελευταίας δεκαετίας, η χρήση σύνθετων υλικών με ινοπλισμένα πολυμερή προσέφερε μία εναλλακτική, πολλά υποσχόμενη τεχνική ενίσχυσης κατασκευών από τοιχοποιία. Η τεχνική αυτή αποτελεί την ιδανικότερη μέθοδο ενίσχυσης ιστορικών κατασκευών, καθώς δεν αλλοιώνει την ιστορικότητα του κτηρίου και σέβεται τα τυπολογικά και μορφολογικά χαρακτηριστικά του. [1]

2. ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗ ΚΑΙ ΑΣΤΟΧΙΑ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ

Η καταπόνηση της τοιχοποιίας και οι παρατηρούμενες αστοχίες (Σχήμα 1) που εμφανίζονται καθορίζουν και τον τρόπο ενίσχυσης των στοιχείων του κτηρίου. Οι βλάβες των ιστορικών κτιρίων εξαρτώνται κυρίως από τα υλικά από τα οποία έχουν κατασκευαστεί, αλλά και από περιβαλλοντικούς παράγοντες.

Ταξινομούμε τις βλάβες σε δύο κατηγορίες:

- Έμμεσες βλάβες που δημιουργούνται σε εσωτερικούς διαχωριστικούς τοίχους, σε επιφάνειες κονιάματος, σε σκαλοπάτια, σε σωληνώσεις κ.α. και δεν επηρεάζουν την γενικότερη στατική συμπεριφορά του κτιρίου, επομένως δεν αποτελούν κίνδυνο μερικής ή ολικής κατάρρευσής του.
- Άμεσες βλάβες, οι οποίες δημιουργούνται μετά από μετακινήσεις, παραμορφώσεις ή ρηγματώσεις του κτιρίου.



Σχήμα 1: Συνήθεις αστοχίες της τοιχοποιίας. [11]

Αναφέρεται παρακάτω η λειτουργία ορισμένων στοιχείων από τα οποία είναι δομημένα τα κτήρια από τοιχοποιία προκειμένου να γίνει πιο κατανοητή η συμπεριφορά που παρουσιάζουν υπό διάφορες καταπονήσεις.

Ο συνδυασμός των δύο κυριότερων υλικών κατασκευής της φέρουσας τοιχοποιίας, τα τοιχοσώματα (οπτόπλινθοι, πέτρα, τσιμεντόπλινθοι κ.α.) και το τσιμεντοκονίαμα, παρέχουν την ικανότητα παραλαβής και μεταφοράς φορτίων. Κατά την σεισμική φόρτιση εκτός από τα κατακόρυφα φορτία η τοιχοποιία καλείται να μεταφέρει και οριζόντιες δυνάμεις οι οποίες έχουν τον κύριο λόγο στην αστοχία της. Έτσι, όταν η καταπόνηση υπερβεί την αντοχή της τοιχοποιίας οδηγούμαστε σε ψαθυρή θραύση με απρόβλεπτες συνέπειες που μπορεί να οδηγήσουν ακόμα και στην κατάρρευση.

Με βάση την προέχουσα καταπόνηση, ένα στοιχείο τοιχοποιίας μπορεί να θεωρηθεί ως φορτιζόμενο σύμφωνα με μία από τις παρακάτω περιπτώσεις:

1. Εκτός επιπέδου κάμψη, π.χ. λόγω φόρτισης κάθετα στο επίπεδο ενός τοίχου
2. Εντός επιπέδου κάμψη, π.χ. σε πεσσούς ή υπέρθυρα.
3. Εντός επιπέδου διάτμηση σε στοιχεία τύπου διατμητικού τοιχώματος
4. Εντός επιπέδου διάτμηση σε στοιχεία τύπου δοκού.

Οι μορφές αστοχίας που προκαλούν οι παραπάνω καταπονήσεις εξαρτώνται από τη γεωμετρία της τοιχοποιίας, τον τρόπο στήριξής της καθώς και από τις αντοχές κονιαμάτων, οπτόπλινθων και διεπιφάνειας. Οι κύριες μορφές αστοχίας για καταπόνηση εντός επιπέδου είναι:

- Εφελκυστικές ρηγματώσεις: Παρατηρούνται σε περιοχές ανάπτυξης εφελκυστικών τάσεων συνήθως λόγω κάμψης στο κάτω μέρος υψίκορμων πεσσών και στις γωνίες ανοιγμάτων λόγω έντονης ανάπτυξης τάσεων στις θέσεις αυτές.
- Διατμητική αστοχία: Ο συνδυασμός αυξημένου αξονικού φορτίου και μικρής διατμητικής αντοχής έχει ως αποτέλεσμα τη δημιουργία ρηγματώσεων υπό γωνία 45° . Σ' αυτή την περίπτωση αστοχίας, οι κύριες εφελκυστικές τάσεις που δημιουργούνται από τα κατακόρυφα και τα οριζόντια φορτία υπερβαίνουν την εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας. Στο μέγιστο οριζόντιο φορτίο σχηματίζονται διαγώνιες ρωγμές οι

οποίες ακολουθούν τους κατακόρυφους και οριζόντιους αρμούς. Καθώς όμως αυξάνει το μέγεθος του αξονικού φορτίου αυξάνει και ο κίνδυνος ψαθυρής θραύσης, καθώς οι ρωγμές επεκτείνονται και στα λιθοσώματα.

- **Λικνισμός**: Υφίστανται σε περιπτώσεις με μεγάλο λόγο καμπτικής ροπής προς διατμητικής δύναμης. Παρουσιάζεται λικνισμός του τοίχου γύρω από τη βάση του σαν συμπαγές σώμα με σύνθλιψη των θλιβόμενων ζωνών στις γωνίες του τοίχου και αποκόλληση των αρμών στην εφελκυσόμενη ζώνη.
- **Ολίσθηση**: Οριζόντια ρηγμάτωση κατά μήκος των αρμών αποτελεί σύνθετο φαινόμενο σε ελεύθερους τοίχους και λαμβάνει χώρα όταν αστοχεί η διεπιφάνεια τσιμεντοκοκινιάματος και οπτόπλινθου (υπέρβαση των δυνάμεων συνάφειας). Προκαλείται από ολίσθηση της τοιχοποιίας λόγω διαφορικών καθιζήσεων, από τη σχετική μετατόπιση δύο τοίχων λόγω καθίζησης θεμελίου καθώς επίσης και συνδυασμό καθίζησης θεμελίου και στρέψης κτιρίου.

Πέρα όμως από την αστοχία που οφείλεται σε στατικά και σεισμικά φορτία, στα ιστορικά κτήρια εμφανίζονται βλάβες, οι οποίες οφείλονται στη δράση περιβαλλοντικών παραγόντων. Ως τέτοιοι παράγοντες καταγράφονται οι παρακάτω:

- Ατμοσφαιρική ρύπανση
- Αιολική διάβρωση
- Διάβρωση λόγω βροχής
- Δράση υγρασίας στο εσωτερικό της τοιχοποιίας [2],[6],[7],[11]

3. ΣΤΡΑΤΗΓΙΚΗ ΓΙΑ ΤΙΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ

Κριτήριο για την αποδοχή μιας λύσης επέμβασης είναι η εκπλήρωση της γνωστής ανισότητας :

$$S_{rd} \leq R_{rd} \quad (1)$$

Δηλαδή τα μεγέθη έντασης επανασχεδιασμού πρέπει να είναι μικρότερα από τα αντίστοιχα μεγέθη αντοχής στα ενισχυμένα μέλη του φορέα. Επομένως, η κατασκευή σχεδιάζεται με τέτοιο τρόπο ώστε μετά την επέμβαση, η διαθέσιμη φέρουσα ικανότητα να ξεπερνάει την απαιτούμενη από τις κανονιστικές διατάξεις.

Προκειμένου να γίνει ο ανασχεδιασμός ενός ιστορικού κτηρίου, απαιτείται σε πρώτη φάση η ανάλυση και διαστασιολόγηση της αρχικής κατασκευής. Προσδιορίζονται δηλαδή οι μηχανικές ιδιότητες, η αντοχή, το μέτρο ελαστικότητας και οι πλαστιμότητα των δομικών υλικών και τεκμηριώνονται τα αίτια πρόκλησης των βλαβών του κτηρίου.

Σημαντικό στοιχείο ελέγχου αποτελεί η φέρουσα ικανότητα του εδάφους, γεγονός που απαιτεί την εφαρμογή της μεθόδου της δειγματοληψίας. Καθώς οι επεμβάσεις οδηγούν σε αύξηση των φορτίων είναι αναγκαίο να προσδιοριστούν οι πρόσθετες καθιζήσεις και να εκτιμηθεί η επιρροή τους στο μνημείο.

Εξίσου σημαντικός είναι και ο έλεγχος της στατικής επάρκειας της κατασκευής. Εφόσον στην εν λόγω κατασκευή τα υλικά είναι γνωστά, τα εντατικά μεγέθη που υπολογίζονται οδηγούν απλά σε διαπιστώσεις. Ιδιαίτερο κεφάλαιο της μελέτης της στατικής λειτουργίας είναι η μελέτη της αντισεισμικής συμπεριφοράς, η οποία επιβάλλεται ιδιαίτερα αν υπάρχουν βλάβες στον φέροντα οργανισμό.

Τη στατική μελέτη διαδέχονται οι προτάσεις επεμβάσεως. Τις επεμβάσεις αυτές τις διακρίνουμε σε γενικές, οι οποίες επηρεάζουν τη στατική συμπεριφορά του συνόλου του φέροντα οργανισμού, και σε τοπικές επεμβάσεις στα ευαίσθητα τμήματα της κατασκευής.

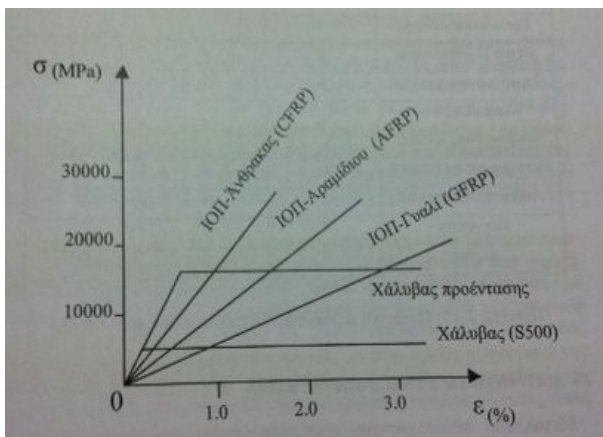
Οι επεμβάσεις που θα γίνουν πρέπει να εξασφαλίζουν τρεις βασικές αρχές:

1. Σεβασμός στο μνημειακό χαρακτήρα του ιστορικού κτηρίου
2. Συμβατότητα προτεινόμενων και υφιστάμενων υλικών
3. Αντιστρεψιμότητα προτεινόμενων επεμβάσεων [6],[7],[9]

4. ΤΙ ΕΙΝΑΙ F.R.P.

Τα ινοπλισμένα πολυμερή είναι σύνθετα υλικά που αποτελούνται από συνεχείς ίνες (συνήθως άνθρακα, γυαλιού και αραμιδίου) με υψηλή εφελκυστική αντοχή εμποτισμένες με εποξειδική ρητίνη. Η ρητίνη διατίθεται σε μορφή δύσκαμπτων “λωρίδων” (πάχους της τάξης του 1mm) ή εύκαμπτων “υφασμάτων” (πάχους 0.1-0.4mm). Τα χαρακτηριστικά των ινοπλισμένων πολυμερών εξαρτώνται από την περιεκτικότητα τους σε ίνες. Οι ίνες σε ένα F.R.P. σύνθετο υλικό είναι το κύριο στοιχείο μεταφοράς φορτίου και παρουσιάζουν υψηλή αντοχή και ακαμψία όταν υπόκεινται σε καταπόνηση. Οι ίνες επιλέγονται βάση της αντοχής, ακαμψίας και ανθεκτικότητας που απαιτείται για την εκάστοτε περίπτωση, ενώ οι ρητίνες επιλέγονται βάση του περιβάλλοντος που το σύνθετο υλικό θα εκτεθεί.

Βασικά χαρακτηριστικά που εντάσσονται στα πλεονεκτήματά τους είναι η εξαιρετικά υψηλή εφελκυστική αντοχή, το χαμηλό βάρος και η ανθεκτικότητα σε διάρκεια. Η εφελκυστική αντοχή των σύνθετων υλικών είναι 3-4 φορές μεγαλύτερη από αυτή του κοινού χάλυβα S500 και για βραχυχρόνια φόρτιση κυμαίνεται σε 1500-2500 MPa. Επιπλέον έχουν αποτελέσματα μονολιθικής συμπεριφοράς σε όλα τα μέλη της κατασκευής. Στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζονται οι καμπύλες τάσεων-παραμορφώσεων των σύνθετων υλικών με την αντίστοιχη για χάλυβα. Όπως μπορεί εύκολα να παρατηρηθεί, τα σύνθετα υλικά συμπεριφέρονται πλήρως ελαστικά, μέχρι την αστοχία τους.



Σχήμα 3: Σχέσεις τάσης-παραμόρφωσης για σύνθετα υλικά σε εφελκυσμό [9]

Τα σύνθετα υλικά με ίνες γυαλιού είναι ιδανικά για ενισχύσεις έναντι σεισμικών φορτίων, καθώς η καταπόνηση είναι προσωρινή. Πρέπει όμως να αποφεύγονται σε περιπτώσεις διαρκούς καταπόνησης, καθώς υπάρχει κίνδυνος αστοχίας λόγω φαινομένων ερπυσμού. Σε τέτοιες περιπτώσεις χρησιμοποιούνται ίνες άνθρακα, οι οποίες είναι ιδανικές και για εξωτερική χρήση.

Στα μειονεκτήματα των σύνθετων υλικών αναφέρεται η χαμηλή ανθεκτικότητά τους σε υψηλές θερμοκρασίες, καθώς η ρητίνη καίγεται σε θερμοκρασίες υψηλότερες των 250° C. Επίσης παρατηρείται έλλειψη γνώσεων ως προς τον τρόπο εφαρμογής τους από τον τεχνικό

κόσμο της χώρας, καθώς είναι μια σχετικά νέα μέθοδος ενίσχυσης που έχει αναπτυχθεί με ραγδαίους ρυθμούς. Τέλος ανασταλτικό παράγοντα χρήσης τους αποτελεί το υψηλό τους κόστος, το οποίο όμως σταδιακά μειώνεται με το χρόνο.

Τα συστήματα που χρησιμοποιούνται για την ενίσχυση των κατασκευών είναι δύο τύπων: (α) “υγρής εφαρμογής” (ή επί τόπου σκλήρυνση της μήτρας) και (β) προκατασκευασμένα. Στην πρώτη κατηγορία περιλαμβάνονται τα φύλλα ή υφάσματα με ίνες μιας ή δύο διευθύνσεων με το υλικό της μήτρας να εμποτίζεται επί τόπου. Η κατηγορία αυτή περιλαμβάνει επίσης ίνες χωρίς μήτρα, συγκεντρωμένες σε μορφή νήματος, το οποίο εμποτίζεται με ρητίνη ενώ τυλίγεται στο υπό ένταση δομικό στοιχείο. Τα προκατασκευασμένα συστήματα περιλαμβάνουν προκατασκευασμένα ευθύγραμμα ελάσματα, κελύφη, μανδύες και γωνίες τα οποία επικολλούνται μέσω ρητίνης,

Η τεχνική εφαρμογής τους είναι απλή και βασίζεται στην εξωτερική επικόλληση των σύνθετων υλικών, ενώ χαρακτηρίζεται από ευελιξία και ταχύτητα εκτέλεσης. Έχει δε ως αποτέλεσμα την αύξηση της παραμορφωσιμότητας των στοιχείων χωρίς να μεταβάλλεται η γεωμετρία τους ή να αυξάνεται η δυσκαμψία.

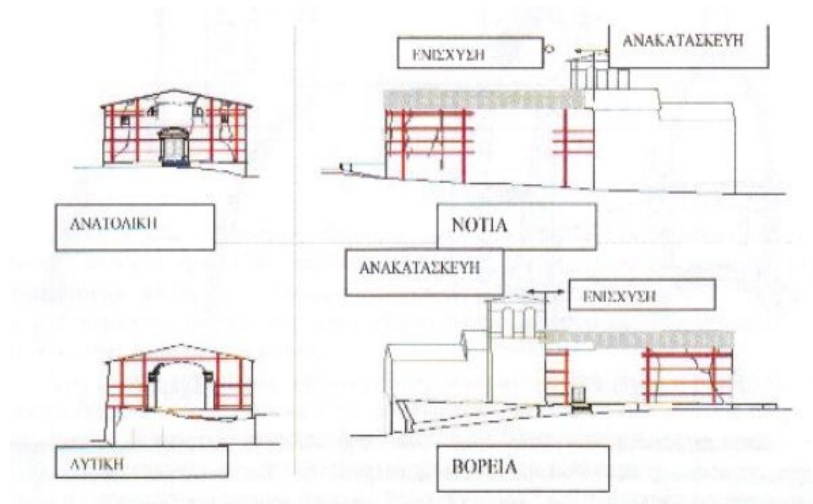
Τα σύνθετα υλικά με τα οποία θα ασχοληθούμε στην εργασία αυτή, χρησιμοποιούν ως οπλισμό ανθρακονήματα και προσδιορίζονται από τον όρο C.F.R.P.(Carbon Fibers Reinforced Polymers). Τα C.F.R.P. συνδυάζουν υψηλές αντοχές και ακαμψία σε συνδυασμό με εξαιρετικά χαμηλό βάρος και μεγάλη αντοχή σε γήρανση καθώς ουσιαστικά δεν διαβρώνονται. Η συγκεκριμένη διαδικασία ενίσχυσης είναι αναστρέψιμη, αφού οι ίνες μπορούν να αφαιρεθούν με μια διαδικασία θερμού αέρα. [9],[8],[2]

5. ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΤΩΝ ΣΥΝΘΕΤΩΝ ΥΛΙΚΩΝ

Αντιλαμβανόμαστε σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν παραπάνω ότι είναι απαραίτητη η ενίσχυση ιστορικών κτηρίων με σκοπό την αύξηση της φέρουσας ικανότητας και της πλαστιμότητάς τους. Η ενίσχυση της τοιχοποιίας με σύνθετα υλικά γίνεται με βάση τον τρόπο καταπόνησης των στοιχείων της κατασκευής.

Για την περίπτωση της κάμψης εκτός επιπέδου στόχος της ενίσχυσης είναι οι οπλισμοί να τοποθετηθούν επιφανειακά παράλληλα στις τροχιές των κύριων εφελκυστικών τάσεων. Ο κύριος ρόλος αυτού του οπλισμού είναι η παραλαβή των εφελκυστικών φορτίων που αδυνατεί να παραλάβει η τοιχοποιία και επομένως, η τοποθέτησή του γίνεται στην εφελκυσόμενη ζώνη. Για εντός επιπέδου κάμψη η τοποθέτηση των οπλισμών στα εφελκυσόμενα πέλαματα είναι δύσκολη και γι’ αυτόν ακριβώς το λόγο τοποθετείται στις πλευρές, πολύ κοντά στα πέλαματα. Έτσι έχουν την ίδια συμπεριφορά όπως και στην εκτός επιπέδου κάμψη. Ο οπλισμός αυτός μπορεί να έχει τη μορφή ελάσματος ή υφάσματος.

Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί μια μικρή εκκλησία η οποία έχει υποστεί βλάβες από σεισμό και έχει ενισχυθεί με ανθρακονήματα (Σχήμα 4). Τα ανθρακονήματα αναλαμβάνουν πλέον όλες τις εφελκυστικές τάσεις. Έχει δοθεί περισσότερο έμφαση στο έμπροσθεν τμήμα της κατασκευής καθώς έχει υποστεί σοβαρές ρηγματώσεις.



Σχήμα 4: Εφαρμογή σύνθετων υλικών σε μια μικρή εκκλησία που υπέστη βλάβες από σεισμό.[10]

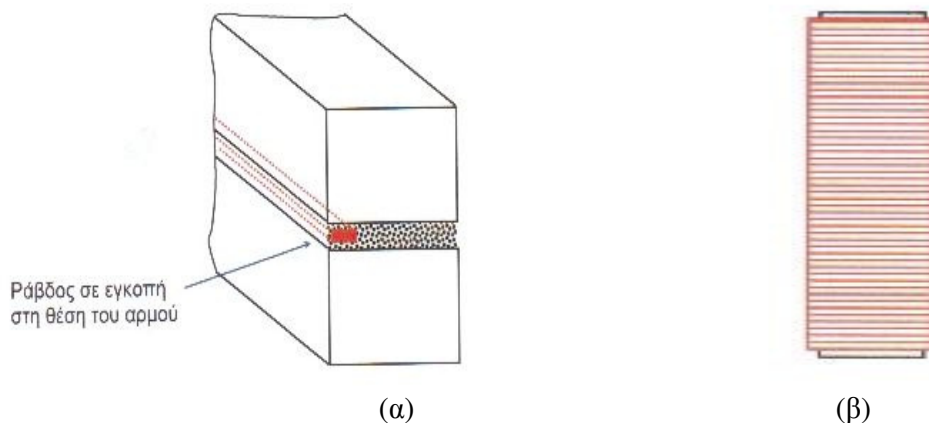
Για την περίπτωση διάτμησης εντός του επιπέδου της τοιχοποιίας τα ελάσματα διατάσσονται χιαστί (Σχήμα 5) ή παράλληλα στη διεύθυνση της τέμνουσας δύναμης. Για την καλύτερη ενεργοποίηση των ινών στην χιαστί διάταξη, είναι απαραίτητη η αγκύρωση των άκρων τους ώστε οι εφελκυστικές δυνάμεις να μεταφέρονται στην τοιχοποιία όχι μόνο μέσω της διάτμησης στη διεπιφάνεια αλλά και μέσω θλίψης. Η αγκύρωση γίνεται είτε σε στοιχεία σκυροδέματος, όπως οι πλάκες, είτε πάνω στην τοιχοποιία σε ειδικές εσοχές.



Σχήμα 5: Διάταξη της ενίσχυσης σε στοιχεία τύπου διατμητικού τοιχώματος[11]

Θα πρέπει να παρατηρήσουμε ότι η οριζόντια διάταξη των σύνθετων υλικών είναι αποτελεσματική μόνο για το μηχανισμό αστοχίας σε διαγώνια ρηγμάτωση. Σε περίπτωση διατμητικής ολίσθησης ή λίκνισης υποδεικνύεται η χρήση οπλισμών σε κατακόρυφη διάταξη με επαρκή αγκύρωση στη θεμελίωση.

Στην περίπτωση τοιχοποιίας με οριζόντιους αρμούς μπορούμε να τοποθετήσουμε οπλισμούς μορφής ελασμάτων μικρού πλάτους ή ράβδους μικρής διαμέτρου εντός των αρμών, αφού αρχικά προηγηθεί η αφαίρεση κονιάματος των αρμών κοντά στις εξωτερικές επιφάνειες (Σχήμα 6α).

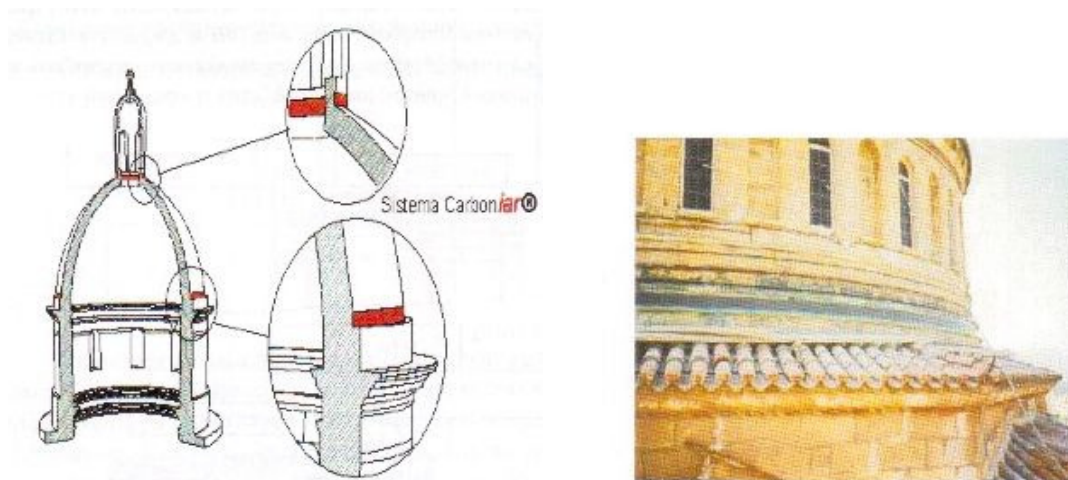


Σχήμα 6 : (α) Ράβδος σε εγκοπή, (β) Περίσφιξη υποστυλώματος μέσω μανδύα[2]

Η τοιχοποιία των ιστορικών κτηρίων ενισχύεται επιπλέον μέσω της περίσφιξης. Στόχος της περίσφιξης είναι η αύξηση της αντοχής (θλιπτικής, διατμητικής ή εφελκυστικής) και της πλαστιμότητας μέσω της παρεμπόδισης των παραμορφώσεων κάθετα στις τροχιές των κύριων θλιπτικών τάσεων. Αυτό γίνεται με π.χ. εξωτερικούς τένοντες που μπορεί να είναι σε επαφή με την τοιχοποιία σε ορισμένες θέσεις, με τρόπο αναστρέψιμο. Επίσης η περίσφιξη μπορεί να γίνει με μανδύες, φαινόμενο που είναι σύνηθες σε εφαρμογή της μεθόδου για ενίσχυση υποστυλωμάτων (Σχήμα 6β). Όπως είναι προφανές ιδιαίτερα κάτω από σεισμικές διεγέρσεις, η τελευταία δυνατότητα είναι ευεργετική, λόγω της αυξημένης απόσβεσης σεισμικής ενέργειας που προκαλεί.

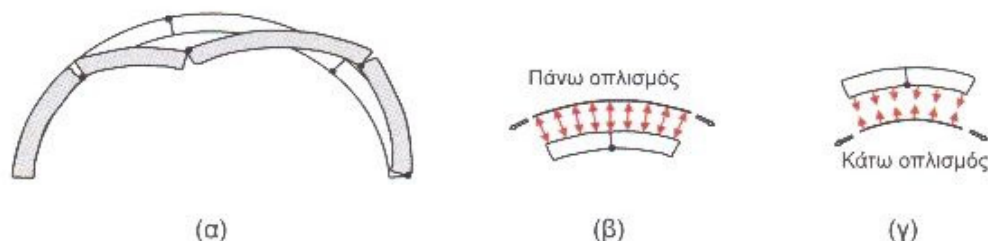
Ένας άλλος τρόπος περίσφιξης της τοιχοποιίας είναι αυτός της ενσωμάτωσης οπλισμού στους οριζόντιους αρμούς της. Ο οπλισμός αυτός μπορεί να είναι σε μορφή λωρίδων ή ράβδων και να αυξάνει την θλιπτική αντοχή, μειώνοντας παράλληλα την πλευρική διόγκωση, όταν η τοιχοποιία υπόκειται σε επιβαλλόμενα φορτία μικρής αλλά και μεγάλης διάρκειας), καθώς επίσης και με τη μορφή πλέγματος, τοποθετημένου στο κονίαμα κατασκευής των οριζόντιων αρμών.

Σε ιστορικά κτήρια συχνά συναντάμε στοιχεία όπως τόξα και θόλους και τρούλους. Στην περίπτωση των τρούλων μπορεί να εφαρμοστεί η τεχνική της εξωτερικής περίσφιξης στη βάση του τρούλου μέσω οριζόντιας προέντασης ή στην κορυφή του εφόσον υπάρχει φεγγίτης ή ακόμα συνδυασμό χρήσης υφασμάτων σε σχήμα U και ενσωμάτωσης ράβδων οπλισμού (Σχήμα 7).



Σχήμα 7 : Εφαρμογή της μεθόδου σε τρούλους.[10,2]

Οι θόλοι συμπεριφέρονται σαν τριαρθρωτά τόξα, καθώς λόγω των ρηγματώσεων δημιουργούνται αυτόματα τρεις αρθρώσεις, εκ των οποίων η μια είναι στο κλειδί και οι άλλες κοντά στα αντερείσματα του θόλου. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την συγκέντρωση μεγάλων στρωφών στις περιοχές έδρασης και ξεκινά η αποδιοργάνωση της τοιχοποιίας. Η στερέωση των τόξων και των θόλων λοιπόν με σύνθετα υλικά μπορεί να γίνει με τοποθέτηση του οπλισμού στο εσωράχιο ή εξωράχιο τους. Έτσι κατά το σχηματισμό του μηχανισμού κατάρρευσης αποτρέπεται η δημιουργία αρθρώσεων, καθώς τα σύνθετα υλικά απορροφούν την καταπόνηση, όπως φαίνεται στο Σχήμα 8. [2],[3],[4],[5],[8],[10]



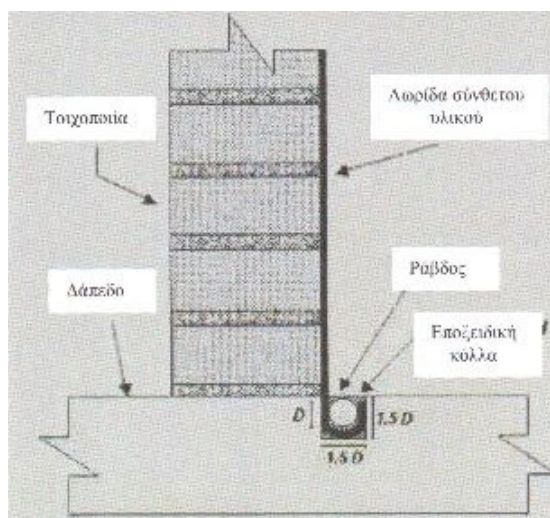
Σχήμα 8 : Στερέωση τόξων με σύνθετα υλικά στην εξωτερική (πάνω) και εσωτερική (κάτω) όψη.[2]

6. ΤΕΧΝΙΚΕΣ ΕΦΑΡΜΟΦΗΣ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ

Εξωτερικά επικολλωμένους οπλισμός:

1. Πριν την εφαρμογή των υλικών απαιτείται επιμελημένη προετοιμασία της επιφάνειας που θα γίνει η επικόλληση. Απαιτείται δηλαδή αφαίρεση χαλαρών τμημάτων, πλήρωση ρωγμών, εξασφάλιση επίπεδης και λείας επιφάνειας και υγιούς υποστρώματος, χρησιμοποιώντας ειδικό μηχανικό εξοπλισμό. Προκειμένου να εξασφαλίσουμε επίπεδη επιφάνεια, χωρίς πτυχώσεις, εφαρμόζεται μια στρώση από επισκευαστικό κονίαμα που θα υποδεχθεί το υλικό, καθώς στόχος είναι η μεταφορά δυνάμεων στα σύνθετα υλικά με όσο το δυνατόν μεγαλύτερη ασφάλεια.
2. Στην περίπτωση που το σύνθετο υλικό καλύπτει γωνίες, αυτές εξομαλύνονται και λειαίνονται για να αποκτήσουν καμπυλότητα με ακτίνα 30 mm.

3. Επαλείφουμε την επιφάνεια αναμονής με εποξειδική ρητίνη πάχους 1-2 mm με κατάλληλο ιξώδες που διευκολύνει την τοποθέτηση του φύλλου. Στην κεντρική περιοχή επαφής η κόλλα έχει μεγαλύτερο πάχος της τάξης των 10 mm, έτσι ώστε κατά την τοποθέτηση του φύλλου η κόλλα να προχωράει προς τα έξω όταν συμπιεστεί.
4. Εφαρμόζεται ομοιόμορφη πίεση καθώς τοποθετείται το φύλλο του σύνθετου υλικού στην επιφάνεια αναμονής, με τρόπο που αποφεύγεται ο εγκλωβισμός αέρα μέσα σ' αυτό. Συνήθως γίνεται χρήση ενός σκληρού ρολού.
5. Αφότου περάσει μισή έως μια ώρα από την τοποθέτηση, αφαιρείται το προστατευτικό κάλυμμα του φύλλου και οι ίνες επαλείφονται με μία δεύτερη στρώση της ίδιας ρητίνης.
6. Αν προβλέπεται η τοποθέτηση παραπάνω του ενός φύλλου, η διαδικασία επαναλαμβάνεται, προετοιμάζοντας με τρόπο ανάλογο την εξωτερική επιφάνεια του προηγούμενου ελάσματος.
7. Η καλή αγκύρωση των οπλισμών ενίσχυσης (στα άκρα τους) είναι απαραίτητη για την εξασφάλιση της ικανότητας ανάληψης σημαντικών δυνάμεων από τα σύνθετα υλικά. Η βασικότερη μέθοδος αγκύρωσης είναι μέσω μεταλλικών πλακών. Οι πλάκες τοποθετούνται στις ακραίες περιοχές του ελάσματος και στις δυο όψεις του στοιχείου (π.χ. του τοίχου) ενώ ένας αριθμός προεντεταμένων κοχλιών ασκεί θλιπτική πίεση εγκλωβίζοντας το έλασμα του ινοπλισμένου υλικού αυξάνοντας την τριβή μεταξύ πλάκας και ελάσματος. Επίσης η αγκύρωση μπορεί να γίνει μέσω γωνιακών μεταλλικών ελασμάτων ή μέσω της δημιουργία εγκοπών μέσα στο σώμα του τοίχου όπου με μηχανικά μέσα επιτυγχάνεται η αγκύρωση του ελάσματος. [8],[9],[12]



Σχήμα 9: Αγκύρωση οπλισμών ενίσχυσης [12]

7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Με την ενίσχυση των ιστορικών κατασκευών με ινοπλισμένα πολυμερή, εκτός από την αρχιτεκτονική διασφάλιση της ιστορικότητας και της μνημειακής αξίας τους, βελτιώνουμε τη

στατική τους λειτουργία. Ακόμα και αν τα φύλλα ξεκολλήσουν από την τοιχοποιία, λόγω των μεγάλων μετακινήσεων, μπορούν ακόμα να δεχτούν εφελκυστικές δυνάμεις που τις μεταφέρουν στα άκρα της τοιχοποιίας μέσω των σημείων αγκύρωσης. Τα υλικά και οι μέθοδοι εφαρμογής εξελίσσονται ταχύτατα δίνοντας προηγμένες ιδιότητες και χαρακτηριστικά, ενώ ο ρόλος τους στις κατασκευές είναι πρωταγωνιστικός. Στη χώρα αμ σ όμως, υπάρχει έλλειψη βασικών γνώσεων και παιδείας, η οποία πρέπει να καλυφθεί με περαιτέρω έρευνα και ενημέρωση, ώστε η συγκεκριμένη τεχνική να δίνει ακριβή και αξιόπιστα αποτελέσματα.

8. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] “Αναλυτικός προσδιορισμός της συμπεριφοράς ενισχυμένης τοιχοποιίας με σύνθετα υλικά έναντι μονοτονικής επιβολής μετακίνησης.” , Μουζάκης Χάρης, 3^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας 5-7 Νοεμβρίου, 2008, Άρθρο 2040
- [2] “Ενισχύσεις Κατασκευών Σκυροδέματος Και Τοιχοποιίας Με Σύνθετα Υλικά”, Αθ. Χ. Τριανταφύλλου, Πάτρα 2006
- [3] “Innovation on advanced composite materials for strengthening and blast protection of historical masonry structures”, P. Casadei, E. Agneloni, 2009
- [4] “Τα ινοπλισμένα πολυμερή στις επεμβάσεις σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα.”, Ε. Βιντζηλαίου, Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας, www.tee.gr
- [5] “Strengthening of Masonry Arches with Fiber-Reinforced Polymer Strips.”, Paolo Foraboschi , Journal of composites for construction ASCE/MAY/JUNE 2004
- [6] “Αποκατάσταση Επανάχρηση Ιστορικών Κτιρίων και Συνόλων”, Νομικός Ε. Μιχαήλ, Τμήμα Αρχιτεκτόνων Α.Π.Θ., Θεσσαλονίκη, 1997
- [7] Πρακτικά 1^ο Εθνικού Συνεδρίου Θεσσαλονίκης “Appropriate interventions for the safeguarding of monuments and historical buildings.” – “Ηπιες επεμβάσεις και προστασία ιστορικών κατασκευών-Διατήρηση και βελτίωση της αρχικής δομής και τυπολογίας.”, 23-25 Νοεμβρίου 2000
- [8] “Ενισχύσεις Κατασκευών Με Σύνθετα Υλικά.”, Αθ. Χ. Τριανταφύλλου, Ημερίδα ΤΕΕ “Ενίσχυση Κατασκευών Με Σύνθετα Υλικά.”, 18 Μαΐου 2000
- [9] “Ενισχύσεις- Επισκευές Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος”, Σ. Δρίτσος, Πανεπιστήμιο Πατρών Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πάτρα 2011
- [10] Δικτυακός τόπος “ <http://www.iar-restauri.it> “
- [11] “Ενίσχυση Φέρουσας Τοιχοποιίας Για Εντός Επιπέδου Φόρτιση Με Σύνθετα Υλικά Ανόργανης Μήτρας Και Με Ράβδους Σύνθετων Υλικών Σε Εγκοπές.”, Διατριβή Μεταπτυχιακού Διπλώματος Ειδίκευσης, Κυριάκος Κάρλος, Πανεπιστήμιο Πατρών-Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πάτρα 2005
- [12] “Συμβολή Στην Αναλυτική Και Πειραματική Μελέτη Της Φέρουσας Τοιχοποιίας Ενισχυμένης Με Σύνθετα Υλικά”, Διδακτορική Διατριβή, Κρεβαίκα Θεοφανή, Πανεπιστήμιο Πατρών-Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πάτρα 2005

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΕΚΡΗΞΕΩΝ ΜΕ ΣΥΝΘΕΤΑ ΥΛΙΚΑ

ΠΑΝΟΥΤΣΟΠΟΥΛΟΥ ΛΥΔΙΑ

Περίληψη

Στόχος της παρούσας εργασίας είναι η παρουσίαση των ενισχύσεων κατασκευών Ο.Σ. με σύνθετα υλικά, με σκοπό την αύξηση της αντοχής τους έναντι εκρήξεων. Αρχικά, γίνεται αναφορά στον τρόπο με τον οποίο εξελίσσεται μια έκρηξη και τους παράγοντες από τους οποίους εξαρτάται. Στη συνέχεια, εξηγούνται οι λόγοι που οδηγούν στην επιλογή των σύνθετων υλικών για την ενίσχυση και γίνεται παρουσίαση της μέχρι τώρα έρευνας (αναλυτικής, πειραματικής και στον τομέα της ανάπτυξης νέων υλικών).

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Τα τελευταία χρόνια ολοένα και αυξάνονται τα περιστατικά εκρήξεων, κυρίως από τρομοκρατικές επιθέσεις, αλλά και ατυχήματα. Εκτός από τις απώλειες ζωής που οφείλονται σε αυτήν καθεαυτή την έκρηξη, ο αριθμός των θυμάτων αυξάνεται και έμμεσα, όταν αυτή λαμβάνει χώρα κοντά ή μέσα σε κτίρια, προκαλώντας αστοχίες μελών ή ακόμη και κατάρρευση της κατασκευής. Πρόσφατα παραδείγματα αποτελούν οι βομβιστικές επιθέσεις στην αυστραλιανή πρεσβεία στην Jakarta (2004), στο Bali (2002 και 2005), την Κωνσταντινούπολη (2003), το Όσλο (2011) και φυσικά η 11^η Σεπτεμβρίου 2001.

Καθώς κανένα κτίριο δε σχεδιάζεται με γνώμονα την ανθεκτικότητα έναντι εξωτερικών εκρήξεων – κάτι τέτοιο θα ήταν αρκετά αντιοικονομικό – την τελευταία δεκαετία εντείνεται η έρευνα στον τομέα της ενίσχυσης υφιστάμενων κατασκευών. Άλλωστε, μεγαλύτερη πιθανότητα να πληγούν από τρομοκρατικές ενέργειες έχουν κυβερνητικά και στρατιωτικά κτίρια, τα οποία συνήθως είναι ευάλωτα, λόγω της παλαιότητάς τους, ενώ πολλά από αυτά αποτελούν ιστορικά μνημεία. Επίσης, κτίρια υποδομής, όπως αεροδρόμια, νοσοκομεία, εργοστάσια παραγωγής ενέργειας, αλλά και άλλες κατασκευές, για παράδειγμα γέφυρες, έχουν υποστεί σοβαρές βλάβες μετά από επιθέσεις ή εκρήξεις που προκλήθηκαν από ατυχήματα. Παρουσιάζεται, λοιπόν, η ανάγκη ενίσχυσης τέτοιων κατασκευών, έτσι ώστε να αυξηθεί η ανθεκτικότητά τους σε αυτά τα φαινόμενα.

Τα σύνθετα υλικά ή ινοπλισμένα πολυμερή (FRP) προσφέρονται για αυτόν το σκοπό, κυρίως διότι αποτελούν μια οικονομικά αποδοτική, γρήγορη στην εφαρμογή λύση. Χάρη στο μικρό τους βάρος, δεν επιβαρύνουν την κατασκευή, ενώ ταυτόχρονα προσφέρουν μεγάλη αντοχή και αύξηση της πλαστιμότητας. Επιπλέον, σε σχέση με άλλες μεθόδους ενίσχυσης, για παράδειγμα μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, δεν αλλάζουν δραστικά την αρχιτεκτονική μορφή του κτιρίου – κάτι που έχει ιδιαίτερη σημασία αν πρόκειται για ιστορικό μνημείο – ούτε παρεμποδίζουν έντονα τη λειτουργία του κατά την εφαρμογή τους, η οποία γίνεται ταχύτατα και εύκολα [1].

2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ

2.1. ΠΑΡΑΓΟΝΤΕΣ ΕΞΑΡΤΗΣΗΣ ΤΟΥ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟΥ

Το βασικότερο πρόβλημα στην αντιμετώπιση εκρήξεων είναι η απρόβλεπτη φύση της έκρηξης. Είναι αδύνατο να προβλεφθεί με ακρίβεια το πώς θα εξελιχθεί το φαινόμενο, διότι αυτό εξαρτάται από πολλούς και ποικίλους παράγοντες.

Πρώτα απ' όλα, υπάρχουν τεράστιες δυνατότητες ως προς το χρησιμοποιούμενο εκρηκτικό και τον τρόπο με τον οποίο κατασκευάζεται η βόμβα. Διάφορα εκρηκτικά μπορούν να χρησιμοποιηθούν, όπως το τρινιτροτολουόλιο (TNT) (με ή χωρίς προσμίξεις άλλων υλικών) και το ANFO (μίγμα νιτρικού αμμωνίου και ενός είδους πετρελαίου

θέρμανσης). Συνηθέστερα, όμως, χρησιμοποιούνται αυτοσχέδιοι εκρηκτικοί μηχανισμοί (IED), φτιαγμένοι πολλές φορές από μη στρατιωτικά, καθημερινής χρήσης υλικά, όπως λίπασμα. Το κάθε εκρηκτικό υλικό, ανάλογα με τη σύστασή του, την κατασκευή του μηχανισμού και τον τρόπο πυροδότησης, συμπεριφέρεται διαφορετικά, ως προς την ταχύτητα και το μέγεθος της έκρηξης, την έκλυση θερμότητας, το μέγεθος και σχήμα των εκτοξευόμενων θραυσμάτων [4].

Σημαντικότερος παράγοντας που επηρεάζει μια έκρηξη, όσον αφορά στο ίδιο το εκρηκτικό, είναι το βάρος του, W . Προφανώς, η καταστροφική ικανότητά του αυξάνεται με την αύξηση της ποσότητας. Γι' αυτό και, γενικά, μεγαλύτερο κίνδυνο για ένα κτίριο αποτελούν τα παγιδευμένα οχήματα, κινούμενα ή όχι, αφού προσφέρουν μεγάλη χωρητικότητα, συνδυαζόμενη με δυνατότητα κάλυψης του μηχανισμού [2].

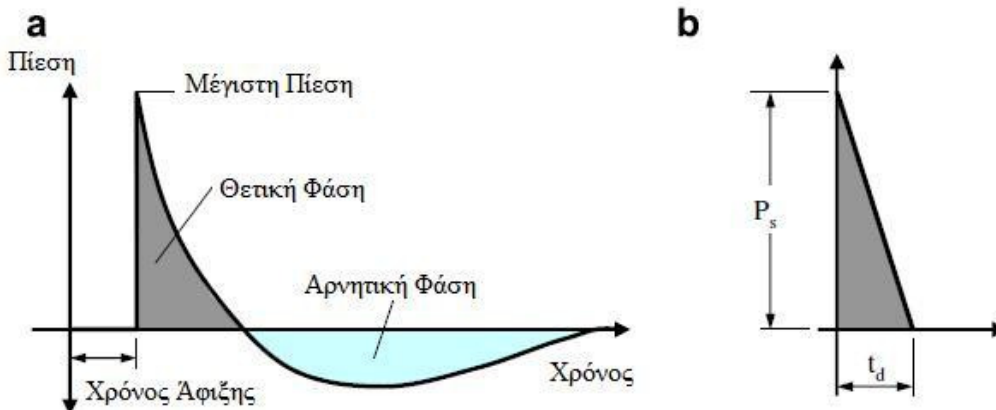
Εξίσου σημαντική είναι και η απόσταση του κτιρίου από το επίκεντρο της έκρηξης, R . Όσο μεγαλύτερη είναι αυτή η απόσταση, τόσο μικρότερη βλάβη προκαλείται. Σε υπάρχουσες κατασκευές η αύξηση αυτής της απόστασης μπορεί να γίνει κυρίως με ελέγχους σε οχήματα και επισκέπτες από προσωπικό ασφαλείας, ώστε τουλάχιστον να αποτραπεί το δυσμενέστερο ενδεχόμενο έκρηξης στο εσωτερικό του κτιρίου [2].

Ακόμη, η εξέλιξη μιας έκρηξης επηρεάζεται και από εμπόδια, τα οποία τυχόν συναντά το φωστικό κύμα στην πορεία του και μπορούν να συμβάλλουν στην απορρόφηση της εκλυόμενης ενέργειας [2].

Τέλος, έχει αποδειχθεί από πειραματικές μελέτες ότι πανομοιότυποι εκρηκτικοί μηχανισμοί στην ίδια απόσταση από το στόχο δίνουν διαφορετικά αποτελέσματα εξαιτίας μεταβολών στις περιβαλλοντικές συνθήκες, π.χ. την υγρασία, τη θερμοκρασία και τον άνεμο [3, 4].

2.2. ΕΙΔΟΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ

Μια έκρηξη εκδηλώνεται στα γειτονικά της αντικείμενα ως μια σχεδόν στιγμιαία αύξηση της πίεσης σε μια μέγιστη τιμή. Ακολουθεί μια σύντομη θετική φάση, κατά την οποία η πίεση επιστρέφει στην αρχική της τιμή, και, τέλος, μια μεγαλύτερη σε διάρκεια, λιγότερο έντονη αρνητική φάση, όπου η πίεση αλλάζει φορά. Το όλο φαινόμενο ολοκληρώνεται μέσα σε μερικά ms. Κατά τη μελέτη μιας κατασκευής ή της ενίσχυσης μιας ήδη υπάρχουσας, η παραπάνω πορεία απλοποιείται, κάνοντας χρήση ενός ισοδύναμου τριγωνικού παλμού, αγνοώντας την αρνητική φάση (βλ. Σχ. 1) [2].



Σχήμα 1: (a) Πραγματική και (b) απλοποιημένη χρονοϊστορία πίεσης [5].

Τα χαρακτηριστικά του ισοδύναμου παλμικού φορτίου του διαγράμματος (b) του παραπάνω σχήματος υπολογίζονται ώστε να ανταποκρίνονται στη μέγιστη πίεση (p_r) και τη συνολική

ανακλώμενη ώση (i_r) στη θετική φάση του πραγματικού φορτίου [2]. Προκύπτει, έτσι, η διάρκεια σχεδιασμού του φαινομένου, t_d , ως [2]:

$$t_d = 2 i_r / p_r \quad (1)$$

Οι παραπάνω παράμετροι, p_r και i_r , μπορούν να εκτιμηθούν για διάφορους συνδυασμούς απόστασης R και βάρους εκρηκτικής ύλης W (με το W να εκφράζεται σε μάζα TNT) από διαγράμματα, συναρτήσει της κανονικοποιημένης απόστασης, Z , με [2, 5]:

$$Z = R / W^{1/3} \quad (2)$$

Υπάρχουν, όμως, διαθέσιμα αρκετά προγράμματα H/Y, όπως το CONWEP, τα οποία μπορούν να χρησιμοποιηθούν γι' αυτόν το σκοπό, δίνοντας αρκετά καλά αποτελέσματα. [2]

3. ΤΙ ΠΡΕΠΕΙ ΝΑ ΑΝΤΙΜΕΤΩΠΙΖΕΙ ΜΙΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗ – ΓΙΑΤΙ ΕΠΙΛΕΓΟΥΜΕ ΣΥΝΘΕΤΑ ΥΛΙΚΑ

Επιπλέον των συνήθων απαιτήσεων (εύκολη και γρήγορη εφαρμογή με την ελάχιστη όχληση, μικρό κόστος, διατήρηση όψης και διαστάσεων εσωτερικών χώρων του κτιρίου κλπ.), μια ενίσχυση κατασκευής έναντι εκρήξεων θα πρέπει να περιορίζει τις βλάβες της κατασκευής, βοηθώντας να διατηρηθεί σε επαρκή επίπεδα η αντοχή, ώστε να μειωθεί ο κίνδυνος σταδιακής κατάρρευσης [1, 3, 5, 6]. Παράλληλα με την αύξηση της αντοχής, πρέπει να αυξηθεί η πλαστιμότητα, άρα και η δυνατότητα απορρόφησης ενέργειας του κτιρίου. Εξίσου σημαντική είναι και η μείωση των θραυσμάτων που εκτοξεύονται από τα στοιχεία της κατασκευής, όταν αυτά πληγούν από το ωστικό κύμα της έκρηξης, και αποτελούν βασική αιτία τραυματισμών [1].

Συνήθεις λύσεις, όπως μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, μεταλλικοί κλωβοί, τοιχωματοποίηση πλαισίων και προσθήκη νέων τοιχωμάτων, κρίνονται ακατάλληλες, παρόλο που αυξάνουν την αντοχή ή/και την πλαστιμότητα της κατασκευής, κυρίως λόγω του αυξημένου κόστους, χρόνου ολοκλήρωσης και μεγέθους της επέμβασης, ενώ προσθέτουν μάζα στην κατασκευή, αλλάζοντας τη συμπεριφορά της στο σεισμό [1, 3].

Λαμβάνοντας υπόψη τα παραπάνω, προσφορότερη μέθοδος ενίσχυσης φαίνεται να αποτελούν τα σύνθετα υλικά. Το σχετικά υψηλό κόστος τους αντισταθμίζεται από την υψηλή αντοχή και το πολύ μικρό τους βάρος. Επίσης, μπορούν πιο εύκολα να προσαρμοστούν στις διαστάσεις και σχήματα των προς ενίσχυση στοιχείων, ενώ δε μειώνουν το διαθέσιμο χώρο. Εφαρμόζονται ταχύτατα, χωρίς απαίτηση πολυάριθμου προσωπικού. Εν αντιθέσει με το χάλυβα, έχουν μεγάλη αντοχή σε διάβρωση, μειωμένο κόστος μεταφοράς και συντήρησης [1, 3, 4]. Τέλος, ειδικά όταν εφαρμόζονται σε μεγάλη επιφάνεια του στοιχείου και δεν έχει προηγηθεί φυσικά η δική τους αστοχία, μπορούν να συγκρατούν τα θραύσματα, π.χ. από πλάκες και τοιχοπληρώσεις [1, 4, 7].

4. ΥΠΑΡΧΟΥΣΑ ΕΡΕΥΝΑ

4.1. ΓΕΝΙΚΑ

Δυστυχώς, η υπάρχουσα έρευνα πάνω στο θέμα της ενίσχυσης κατασκευών για την αντιμετώπιση εκρήξεων είναι ακόμη περιορισμένη, αν και εντείνεται τα τελευταία πέντε περίπου χρόνια. Αυτό οφείλεται σε δύο λόγους:

Πρώτον, οι εκρήξεις ως σοβαρή απειλή για μια κατασκευή αναγνωρίστηκαν μετά την επίθεση στους Δίδυμους Πύργους το 2001.

Δεύτερον, λόγω της περιπλοκότητας του φαινομένου, είναι δύσκολο να μελετηθεί τόσο υπολογιστικά όσο και πειραματικά. Όσον αφορά στην υπολογιστική ανάλυση, αυτή γίνεται με χρήση Πεπερασμένων Στοιχείων. Όμως, υπεισέρχονται πάρα πολλοί παράγοντες που, ει δυνατόν, πρέπει να ληφθούν υπόψη, όπως αυτοί που περιγράφονται στην ενότητα 2.1. Επιπλέον, υπάρχουσες αναλύσεις έχουν δείξει ότι σημαντικότερη είναι και η επιρροή της συμπεριφοράς των υλικών της κατασκευής υπό κρουστικά φορτία [1-3, 5]. Ακόμη και αν

γίνουν αρκετές απλοποιητικές παραδοχές, το πρόβλημα παραμένει σύνθετο, δυσχεραίνοντας την αναλυτική έρευνα.

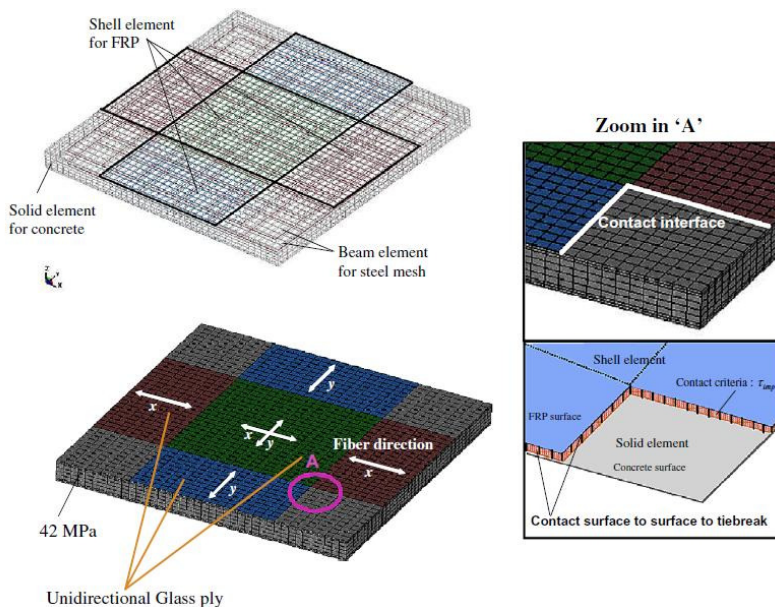
Από την άλλη πλευρά, η εκτέλεση πειραμάτων, εκτός από επικίνδυνη και δαπανηρή, έχει μεγάλο κόστος, απαιτεί ειδικούς χώρους για την πραγματοποίησή της ή ακόμη «σκοντάφτει» σε περιορισμούς σχετικά με τη χρήση εκρηκτικών [1, 4].

4.2. ΑΝΑΛΥΤΙΚΕΣ ΠΡΟΣΟΜΙΩΣΕΙΣ

Η ανάλυση εκρήξεων με τη Μέθοδο των Πεπερασμένων Στοιχείων έχει να αντιμετωπίσει διάφορα σύνθετα προβλήματα. Καταρχάς, οι παράγοντες από τους οποίους εξαρτάται μια έκρηξη είναι πάρα πολλοί, ώστε να μπορέσουν να ληφθούν υπόψη με ακρίβεια, συνεπώς είναι απαραίτητες απλοποιητικές παραδοχές.

Υπάρχουν, όμως, και διαφορές ως προς τη συμπεριφορά των υλικών στις συνθήκες φόρτισης που επιβάλλει μια τέτοια φόρτιση. Συγκεκριμένα, η σχεδόν στιγμιαία αύξηση της πίεσης εξαιτίας της έκρηξης επιβάλλει υψηλό ρυθμό παραμόρφωσης. Το υλικό φτάνει την τάση διαρροής, χωρίς να έχει αναπτύξει και την παραμόρφωση διαρροής, με αποτέλεσμα να αναπτύσσει μεγαλύτερη τάση, μέχρι τελικά να επιτευχθεί η παραμόρφωση διαρροής (strain rate effect). Από αυτό το φαινόμενο επηρεάζονται, φυσικά, όλα τα υλικά από τα οποία αποτελείται η διατομή (σκυρόδεμα, ράβδοι σπλισμού και FRP), το καθένα με διαφορετικό τρόπο. Έχει βρεθεί ότι η συμβολή του φαινομένου αυτού στη γενικότερη συμπεριφορά της κατασκευής είναι πολύ σημαντική, άρα πρέπει να ληφθεί υπόψη. Αρκετά μοντέλα έχουν αναπτυχθεί γι' αυτόν το σκοπό, αλλά υπάρχουν περιθώρια βελτίωσής τους [1-3, 5].

Εκτός από το παραπάνω φαινόμενο, έχει παρατηρηθεί πως η δυναμική φύση της φόρτισης μπορεί να προκαλέσει σημαντική μείωση του φορτίου που απαιτείται για την αποκόλληση των FRP από το σκυρόδεμα, σε σύγκριση με αυτό που θα ήταν, αν το φορτίο επιβαλλόταν στην κατασκευή στατικά. Για την πλήρη κατανόηση αυτού του θέματος χρειάζεται περαιτέρω έρευνα [3].



Σχήμα 2: Παράδειγμα προσομοίωσης πλάκας ενισχυμένης με GFRP για ανάλυση έκρηξης [3].

4.3. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Στην πλειοψηφία τους, τα πειράματα που έχουν εκτελεστεί μέχρι τώρα είχαν ποιοτικό χαρακτήρα, ήτοι απαντούσαν κατά κύριο λόγο στην ερώτηση «Βελτιώνουν τα σύνθετα υλικά

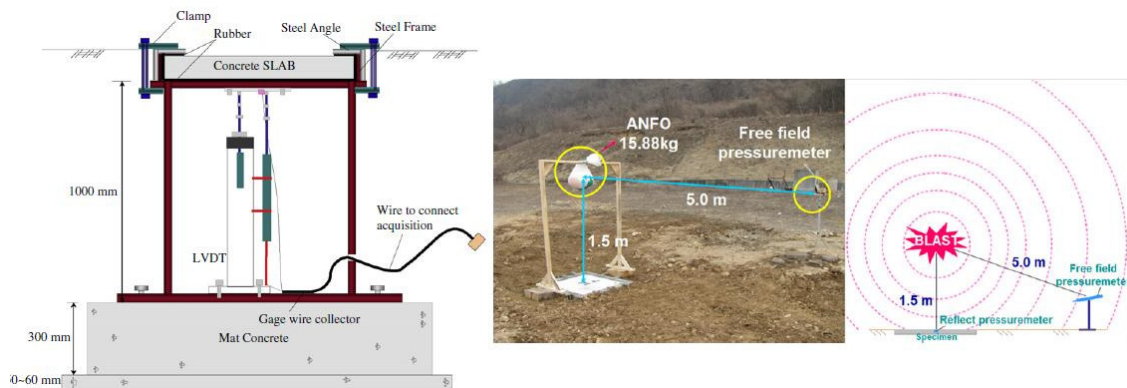
την αντοχή των ελεγχόμενων δοκιμίων σε εκρήξεις;», χωρίς να μελετούν σε βάθος τη συμπεριφορά των ενισχυμένων στοιχείων. Επίσης, πολλές φορές η λήψη δεδομένων από το πεδίο είναι αδύνατη, λόγω καταστροφής των οργάνων μέτρησης [1]. Υπάρχουν, ακόμη, περιπτώσεις, όπου τα πραγματικά δεδομένα, π.χ. η μετρούμενη ιστορία πιέσεων και οι παρατηρούμενες μετακινήσεις χαρακτηριστικών σημείων των δοκιμίων, δεν ταυτίζονται πλήρως με αυτά που προβλέπουν προηγούμενες αναλύσεις με χρήση Η/Υ. Το τελευταίο αποδίδεται σε συστηματικά σφάλματα των οργάνων μέτρησης και σε μεταβολές των περιβαλλοντικών συνθηκών (υγρασία, ατμοσφαιρική πίεση, θερμοκρασία, άνεμος), παράγοντες δηλαδή που είναι αδύνατο να ληφθούν όλοι υπόψη κατά την ανάλυση [3, 4].

Στα περισσότερα πειράματα, το σύνθετο υλικό που προτιμήθηκε (χωρίς να δικαιολογείται παράλληλα αυτή η επιλογή, πιθανόν, όμως, επειδή πρόκειται για τα πιο διαδεδομένα) ήταν φύλλα ή υφάσματα ινών άνθρακα (CFRP) και γυαλιού (GFRP), με ίνες είτε σε μία είτε σε δύο κατευθύνσεις. Ως ελεγχόμενα στοιχεία χρησιμοποιήθηκαν κυρίως πλάκες και τοιχοπληρώσεις, αφού, εκτός της κατάρρευσης του κτιρίου, σε δικές τους αστοχίες οφείλονται για τα περισσότερα θύματα, αλλά έχουν γίνει και πειράματα σε υποστυλώματα και δοκούς [1].

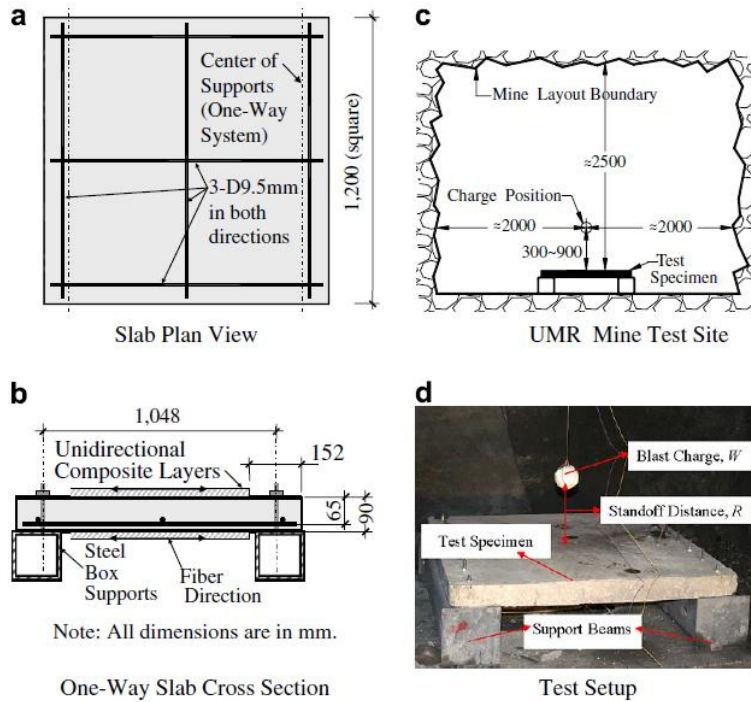
Βασικό σημείο, στο οποίο συμφωνούν όλοι οι ερευνητές, είναι ότι χάρη στη χρήση των FRP μειώθηκαν αρκετά οι παρατηρούμενες μετακινήσεις στα δοκίμια που ελέχθησαν, ενώ αυξήθηκε η απορρόφηση ενέργειας. Όσον αφορά στα πειράματα σε πλάκες, η μείωση αυτή ήταν, περίπου, από 20% έως 40% για τις μέγιστες μετακινήσεις, έφτανε σχεδόν το 70% για τις παραμένουσες, ενώ η απορρόφηση ενέργειας παρουσίαζε αύξηση της τάξης του 80% [4]. Παρόμοια ήταν τα αποτελέσματα και για υποστυλώματα, δοκούς και τοιχοπληρώσεις, στις περιπτώσεις όπου καταγράφηκαν μετρήσεις [1].

Επίσης σε πλάκες, βρέθηκε ότι μεγαλύτερο πρόβλημα αποτελεί η διάτμηση κοντά στις στηρίξεις. Προτιμητέα είναι η ενίσχυση και στις δύο πλευρές της πλάκας ή τουλάχιστον στη θλιβόμενη, καθώς ενίσχυση μόνο στην εφελκόμενη πλευρά της πλάκας δεν προσφέρει τίποτα [1, 4-6]. Οι βλάβες συγκεντρώνονται στο κέντρο των πλακών [4-6]. Στις περιπτώσεις που παρατηρήθηκε αποκόλληση, αυτή δεν ήταν στη διεπιφάνεια σκυροδέματος-FRP, αλλά μεταξύ των στρώσεων του FRP [5, 6]. Αύξηση των στρώσεων από ένα σημείο και μετά δε φαίνεται να μειώνει ουσιαστικά τις παρατηρούμενες μετακινήσεις στο κέντρο της πλάκας [1].

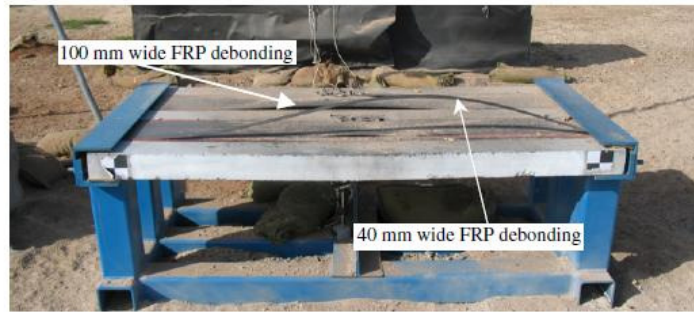
Όπως και οι πλάκες, έτσι και οι τοιχοπληρώσεις αστοχούν κυρίως σε διάτμηση [1, 7]. Οι στρώσεις του σύνθετου υλικού, όποιο κι αν ήταν αυτό, βοήθησαν επιπροσθέτως και στη συγκράτηση θραυσμάτων [1, 7]. Και εδώ, αύξηση των στρώσεων του υλικού δεν προσφέρει μείωση των μετακινήσεων [1]. Εξαιτίας της μικρής αντοχής των οπτόπλινθων, καθώς αυτοί θρυμματίζονται, μετά την ολοκλήρωση του φαινομένου και εφόσον έχει χρησιμοποιηθεί FRP με τη μορφή υφάσματος, αυτό αποκολλάται και γίνεται πιο χαλαρό [7].



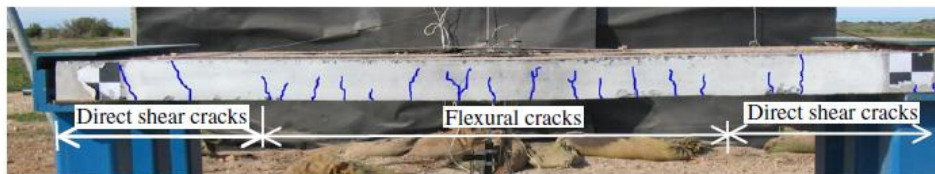
Σχήμα 3: Τυπική πειραματική διάταξη σε ανοικτό πεδίο [4].



Σχήμα 4: Τυπική πειραματική διάταξη εντός ορυχείου [5].



(a) FRP plate debonding.



(b) Crack patterns.

Σχήμα 5: Αστοχία πλάκας ενισχυμένης με CFRP. (a) Αποκόλληση του CFRP και (b) Ρωγμές [6].

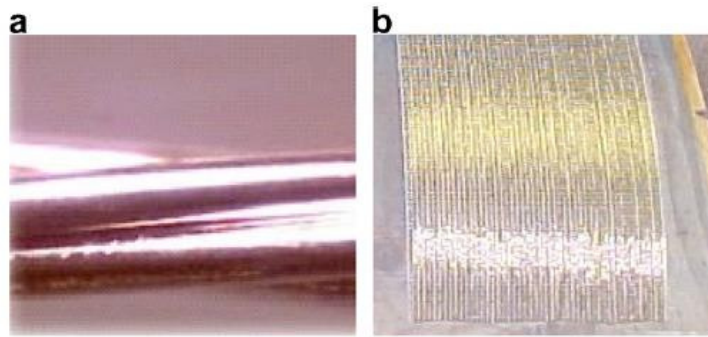
5. ΥΒΡΙΔΙΑ – ΝΕΑ ΥΛΙΚΑ

Εξαιτίας των ειδικών απαιτήσεων που προκύπτουν από την ιδιαιτερότητα του φαινομένου μιας έκρηξης, γίνεται συνεχώς προσπάθεια εύρεσης συνδυασμών υλικών (υβρίδια), αλλά και εξ ολοκλήρου νέων υλικών.

Με τα υβρίδια, εκμεταλλεύομαστε τη δυνατότητα συνδυασμού διαφόρων υλικών για τη δημιουργία ενός νέου προϊόντος με τις επιθυμητές ιδιότητες. Μέχρι σήμερα, έχουν επιχειρηθεί πολλοί συνδυασμοί, όπου το ένα υλικό είχε εξαιρετική αντοχή, ενώ το άλλο

υπερτερούσε στην ολκιμότητα. Για παράδειγμα, έχουν δημιουργηθεί υβρίδια GFRP με Kevlar (υβρίδιο K/G) [7] και CFRP με σπρέι πολυουρίας (CPU) [4]. Για το σχηματισμό του υβριδίου K/G, εξυφαινονται ίνες Kevlar μέσα στις ίνες γυαλιού και συνδέονται μαζί τους θερμοχημικά. Σύμφωνα με πειραματικά αποτελέσματα σε τοιχοπληρώσεις, το υβρίδιο K/G παρουσιάζει εξαιρετικά πλάστιμη συμπεριφορά, ευκολότερη εφαρμογή σε σχέση με το CFRP και τα δοκίμια που ενισχύθηκαν με αυτό είχαν μικρότερες παραμένουσες παραμορφώσεις [7]. Το CPU προκύπτει με ψεκασμό με σπρέι πολυουρίας ενός μέλους που έχει ήδη ενισχυθεί με CFRP. Η πολυουρία, χάρη στη μεγάλη παραμορφωσιμότητά της, εκτός από αύξηση της πλαστιμότητας του υβριδίου, προσφέρει και δυνατότητα συγκράτησης των θραυσμάτων. Όπως και το υβρίδιο K/G, έτσι και η χρήση του CPU οδήγησε σε μείωση των παραμορφώσεων και αύξηση της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας [4].

Ένα πολλά υποσχόμενο νέο υλικό είναι το SRP (steel fiber reinforced polymer), κατασκευασμένο από καλώδια χάλυβα υψηλής αντοχής σε μήτρα πολυμερικής ρητίνης. Ενώ η αντοχή του είναι συγκρίσιμη με του CFRP, είναι πολύ φθηνότερο, εμποτίζεται με ρητίνη εύκολα λόγω της τραχύτητάς του, δε χρειάζεται καμπύλωση τυχόν γωνιών πριν την εφαρμογή του και μπορούν να χρησιμοποιηθούν επιπλέον μηχανικά αγκύρια (π.χ. ήλοι) για βελτίωση της σύνδεσης. Τα πειράματα που έγιναν με αυτό δείχνουν ότι είναι εφάμιλλο με το CFRP [5].



Σχήμα 6: (a) Καλώδια χάλυβα και (b) φύλλο SRP [5].

6. ΠΕΔΙΑ ΓΙΑ ΠΕΡΑΙΤΕΡΩ ΕΡΕΥΝΑ

Το πρόβλημα της ενίσχυσης κατασκευών έναντι εκρήξεων είναι πολυδιάστατο, προσφέροντας ένα ευρύ ερευνητικό πεδίο. Οι πολλές παράμετροι που εισάγονται εξαιτίας της φύσης της φόρτισης περιπλέκουν τα πράγματα, κάνοντας έτσι φανερή την ανάγκη διεξαγωγής περαιτέρω αναλυτικής και πειραματικής έρευνας.

Η πολύ σύντομη διάρκεια, η ταχύτητα εξέλιξης και η καταστροφική ικανότητα του φαινομένου δυσχεραίνουν την προσπάθεια κατανόησης της απόκρισης των κατασκευών μόνο μέσα από πειραματικές δοκιμές. Πρέπει, λοιπόν, να δημιουργηθούν ακριβέστερα μοντέλα προσομοίωσης, τόσο της ίδιας της έκρηξης όσο και των κατασκευών, ώστε, για παράδειγμα, να εξακριβωθεί η συνδρομή του υψηλού ρυθμού παραμόρφωσης στη συμπεριφορά των υλικών και να αποδοθεί καλύτερα ο δεσμός FRP – επιφάνειας σκυροδέματος/τοιχοπλήρωσης σε συνθήκες δυναμικής φόρτισης [1, 3].

Επίσης, σύμφωνα με τα υπάρχοντα πειράματα που έχουν γίνει σε πλάκες, φαίνεται ότι καθοριστική για την αστοχία των μελών αυτών ήταν η διατμητική αντοχή. Καθώς η διατμητική αστοχία είναι ψαθυρή, άρα ανεπιθύμητη, περαιτέρω δοκιμές και αναλύσεις πρέπει να πραγματοποιηθούν, ώστε να βρεθεί τρόπος αποφυγής της [5].

Τέλος, υπάρχει δυνατότητα να βελτιστοποιηθούν οι τεχνικές και τα υλικά ενίσχυσης, κάνοντας χρήση υβριδικών υλικών, τα οποία συνδυάζουν τα πλεονεκτήματα των υλικών από

τα οποία συντίθενται, σπρέι πολυμερών ή και νέων σύνθετων υλικών, όπως αναφέρθηκε παραπάνω [1, 4, 5, 7].

7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η υπάρχουσα έρευνα, είτε αναλυτική είτε πειραματική, καθιστά φανερή την αποτελεσματικότητα των ενισχύσεων κατασκευών με σύνθετα υλικά, ώστε να αυξηθεί η ανθεκτικότητά τους σε εκρήξεις.

Λόγω του πολύπλοκου και απρόβλεπτου χαρακτήρα μιας έκρηξης, δεν είναι δυνατόν να κατανοηθεί σε βάθος η συμπεριφορά μιας κατασκευής υπό τα ωστικά κύματα που προκαλούνται από μια έκρηξη μόνο μέσω πειραμάτων. Χρειάζεται να αναπτυχθούν ακριβέστερα προσομοιώματα της δυναμικής συμπεριφοράς της κατασκευής και των υλικών από τα οποία αποτελείται. Σ' αυτά θα πρέπει, στο βαθμό που είναι δυνατό, να λαμβάνονται υπόψη όλοι οι διαφορετικοί παράγοντες που επηρεάζουν μια έκρηξη. Αυτά τα προσομοιώματα, σε συνδυασμό με πειραματικά αποτελέσματα, θα μπορούσαν να οδηγήσουν στην ανάπτυξη αποτελεσματικών μεθόδων σχεδιασμού μιας ενίσχυσης.

Προφανώς, υπάρχουν αρκετά θέματα που επιδέχονται περαιτέρω έρευνα, είτε πρόκειται για τη συμπεριφορά των υλικών, είτε για την ανάπτυξη νέων, προηγμένων υλικών που ανταποκρίνονται καλύτερα στις ανάγκες αντιμετώπισης μιας έκρηξης.

8. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] P.A. Buchan, J.F. Chen, "Blast resistance of FRP composites and polymer strengthened concrete and masonry structures – A state-of-the-art review", *Composites: Part B* 38, 2007, pp. 509 – 522.
- [2] Jon A. Schmidt, "Structural design for external terrorist bomb attacks", *STRUCTURE Magazine*, March 2003.
- [3] Jin-Won Nam, Ho-Jin Kim, Sung-Bae Kim, Na-Hyun Yi, Jang-Ho Jay Kim, "Numerical evaluation of the retrofit effectiveness for GFRP retrofitted concrete slab subjected to blast pressure", *Composite Structures* 92, 2010, pp. 1212 – 1222.
- [4] Ju-Hyung Ha, Na-Hyun Yi, Jong-Kwon Choi, Jang-Ho Jay Kim, "Experimental study on hybrid CFRP-PU strengthening effect on RC panels under blast loading", *Composite Structures* 93, 2011, pp. 2070 – 2082.
- [5] Pedro F. Silva, Binggeng Lu, "Improving the blast resistance capacity of RC slabs with innovative composite materials", *Composites: Part B* 38, 2007, pp. 523 – 534.
- [6] C. Wu, D.J. Oehlers, M. Rebstroff, J. Leach, A.S. Whittaker, "Blast-testing of ultra-high performance fibre and FRP-retrofitted concrete slabs", *Engineering Structures* 31, 2009, pp. 2060 – 2069.
- [7] Larry C. Muszynski and Michael R. Purcell, "Use of composite reinforcement to strengthen concrete and air-entrained concrete masonry walls against air blast", *Journal Of Composites For Construction*, ASCE, May 2003, pp. 98-108.

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΓΕΦΥΡΑΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΒΑΘΡΩΝ ΜΕ ΜΑΝΔΥΑ ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΩΝ ΠΟΛΥΜΕΡΩΝ

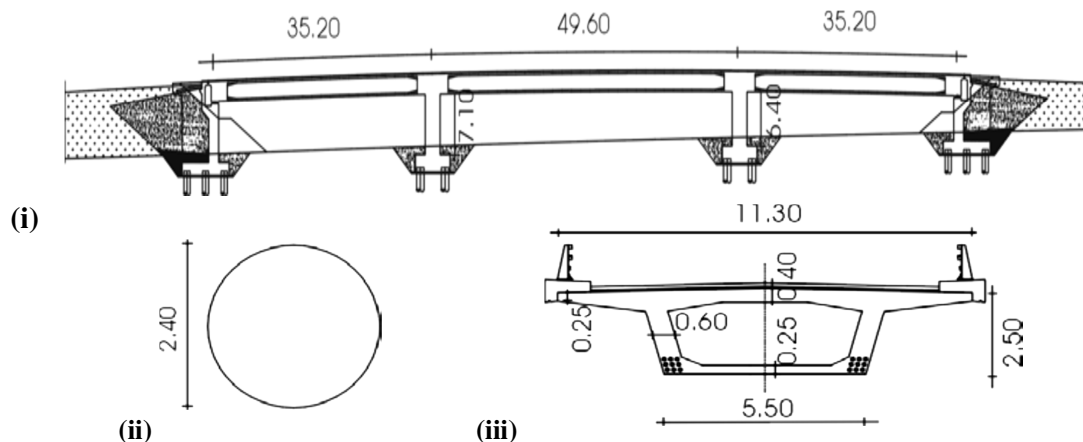
ΜΙΝΤΖΑΣ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ
ΣΤΑΥΡΕΛΗ ΔΗΜΗΤΡΑ

Περίληψη

Η παρούσα εργασία έχει στόχο την σεισμική αποτίμηση γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (push over) και την ενίσχυση των βάθρων της με μανδύα ινοπλισμένων πολυμερών. Η εργασία περιλαμβάνει τα βήματα που ακολουθήθηκαν για τη σεισμική αποτίμηση καθώς επίσης και τη διαδικασία για την επιλογή κατάλληλης ποσότητας μανδύα ΙΟΠ, για την ενίσχυση των βάθρων της γέφυρας. Τέλος, παρουσιάζονται η δράση των σύνθετων υλικών κατά την περίσφιγξη σκυροδέματος όπως επίσης και τεχνικές για τη σωστή τοποθέτηση του μανδύα στις θέσεις των βάθρων.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η γέφυρα που χρησιμοποιήθηκε για τη σεισμική αποτίμηση και την ενίσχυση των βάθρων της είναι μια παραλλαγή της γέφυρας T6 της Εγνατίας Οδού (τμήμα Αμπέλι-Πετρίτσι, Δεληγιαννίδης 2005) ώστε να αντικατοπτρίζει μη σεισμικό σχεδιασμό. Πιο συγκεκριμένα θεωρήθηκε ότι ο σχεδιασμός του οπλισμού της γέφυρας έχει γίνει με βάση παλιότερες αντιλήψεις, δηλαδή χωρίς προβλέψεις πλαστιμότητας και χωρίς ικανοτικό σχεδιασμό τέμνουσας. Το σχήμα και η γεωμετρία της γέφυρας φαίνεται παρακάτω:



Εικόνα 1 : (i) Γέφυρα T6 Εγνατίας Οδού, (ii) Διατομή βάθρων (iii) Διατομή φορέα καταστρώματος στο μέσο του κεντρικού ανοίγματος [1]

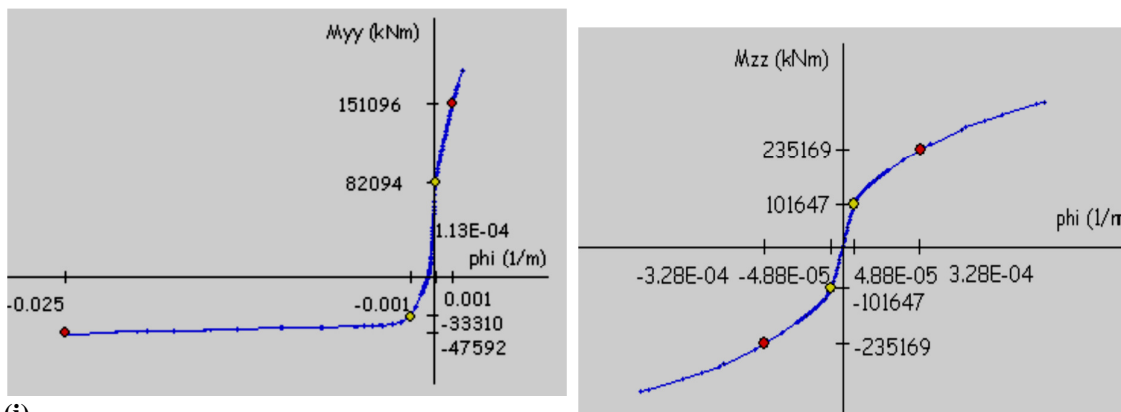
Η γέφυρα αποτελείται όπως φαίνεται και από το σχήμα από δύο ανισοϋψή μεσόβαθρα, τα οποία είναι συμπαγή και κυκλικά διαμέτρου $D=2.4\text{m}$.

Η σεισμική αποτίμηση της γέφυρας έγινε με τη χρήση την ανελαστικής στατικής μεθόδου, η οποία θα περιγραφεί εκτενώς παρακάτω. Η θεμελιώδης σχέση για την δυσκαμψία στην μέθοδο αυτή είναι η εξής [2]:

$$EI_{eff} = \frac{My Ls}{3 \theta y} \quad (1)$$

Η σχέση αυτή αναφέρεται στα βάρη και στην επιλογή της κατάλληλης δυσκαμψίας γι' αυτά. Γενικά ισχύει ότι ως τιμή $(EI)_{eff}$ πρέπει να χρησιμοποιείται η επιβατική δυσκαμψία στη διαρροή της ακραίας διατομής ή διατομών, όπου αναμένεται σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων κατά το σεισμό σχεδιασμού: στις βάσεις των βάρων και στις περιοχές όπου συνδέονται με το φορέα του καταστρώματος, για κίνηση κατά τη διαμήκη έννοια, ή μόνον στις βάσεις των βάρων για κίνηση κατά την εγκάρσια έννοια.

Όσον αφορά τη δυσκαμψία του φορέα (προεντεταμένο σκυρόδεμα), ακολουθείται διαφορετική διαδικασία. Πιο συγκεκριμένα, η δυσκαμψία καθορίζεται μέσω του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων της διατομής, που λαμβάνει υπ' όψιν και την προμήκυνση των τενόντων. Σε ασύμμετρες διατομές, όπως στη συγκεκριμένη περίπτωση τα κιβώτια καταστρώματος χρησιμοποιείται η μέση τιμή των δυσκαμψιών (θετικής και αρνητικής φοράς). Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι οι διατομές αυτές για κάμψη περί τον οριζόντιο άξονα έχουν ροπή ρηγμάτωσης και δυσκαμψία εξαρτώμενη απ' την φορά. Παρακάτω παρουσιάζονται 2 διαγράμματα που δείχνουν τις 2 περιπτώσεις προέντασης της διατομής ως προς οριζόντιο και ως προς κατακόρυφο άξονα. Παρατηρούμε λοιπόν το λόγο για τον οποίο είναι σημαντικό κυρίως στην α' περίπτωση να υπολογίσουμε τον μέσο όρο των δυσκαμψιών, καθώς φαίνεται καθαρά ότι οι τένοντες δε δρουν με τον ίδιο τρόπο σε θετική και σε αρνητική ροπή.



(i)

(ii)

Διάγραμμα 1: i) Προένταση ως προς οριζόντιο άξονα, ii)

Προένταση ως προς κατακόρυφο άξονα [1]

Στη δική μας περίπτωση οι δυσκαμψίες του φορέα ελήφθησαν από τη βιβλιογραφία [1] και εισήχθησαν στο πρόγραμμα.

Για την εκλογή της ποσότητας του μανδύα που χρησιμοποιήθηκε για την ενίσχυση των βάρων στηριχθήκαμε στις θεμελιώδεις σχέσεις του Ευρωκώδικα ελέγχοντας τη στροφή θ_u για την επιλογή του οπλισμού ενίσχυσης σε περίσφιγξη και αντίστοιχα την τέμνουσα V για την επιλογή του οπλισμού ενίσχυσης σε διάτμηση.

Πιο συγκεκριμένα, όσον αφορά τον οπλισμό περίσφιγξης στη βάση της σχέση του Ευρωκώδικα [3]:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0.016 (0.3)^{\nu} \left[\frac{\max(0.01\omega')}{\max(0.01\omega)} \right]^{0.225} \left(\frac{Lv}{h} \right)^{0.35} 25^{(a\rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c})} (1.25^{100\rho_d}) \quad (2)$$

Αλλά για κυκλικές διατομές[4]:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} [(\theta y + \varphi u - \varphi y)Lpl \left(1 - \frac{0.5Lpl}{Ls} \right) + asl \Delta\theta u, slip] \quad (3)$$

Όπου $\Delta\theta u, slip = 10 dbI (\varphi u + \varphi y)/2$

$$\varphi u = \min\left(\frac{\varepsilon_{cu,c}}{\xi_{cu,c} dc}, \frac{\varepsilon_{su}}{(1-\xi_{su})d}\right)$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + \left(\frac{10}{Dc}\right)^2 + 0.2 \frac{\alpha \rho_w f_{yw}}{f_{cc}}$$

$$\alpha = \left(1 - \frac{sh}{2Dc}\right)^2$$

$$Lpl = 0.07Ls + 0.65D$$

Όσον αφορά τον οπλισμό διάτμησης και πιο συγκεκριμένα την τέμνουσα αντοχής, χρησιμοποιούνται οι σχέσεις του Ευρωκώδικα [3] :

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0,55A_c f_c) + \left(1 - 0,05 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})\right) \cdot \left[0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0,16 \min\left(5; \frac{Lv}{h}\right)\right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right] \quad (4)$$

Όπου γ_{el} ίσο με 1,15 για πρωτεύοντα σεισμικά στοιχεία και 1,0 για δευτερεύοντα

μ_{Δ}^{pl} = λόγος πλαστικής γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία προς Δ

ρ_{tot} = γεωμετρικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού

h = ύψος διατομής (=διάμετρος D)

A_c = εμβαδόν πυρήνα της διατομής ($\pi D^2/4$)

$V_w = \frac{\pi A_{sw}}{2 s_h} f_{yw} (D - 2c)$ η συμβολή εγκάρσιου οπλισμού

c = επικάλυψη σκυροδέματος

2. ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ

Για τη σεισμική αποτίμηση της γέφυρας, όπως προαναφέρθηκε, θα χρησιμοποιηθεί η μέθοδος ανελαστικής στατικής ανάλυσης, γνωστή και ως push-over.

Το φάσμα που θα χρησιμοποιηθεί είναι αυτό του EC8.

Θεωρήθηκε ότι η περιοχή που βρίσκεται η γέφυρα βρίσκεται στην Κεφαλονιά επομένως ανήκει στη σεισμική ζώνη III.

Το έδαφος θεωρείται κατηγορίας C.

Χρησιμοποιήθηκε επίσης, σκυρόδεμα $f_{cm}=26$ MPa, χάλυβας $f_{ym}=386$ MPa.

Ο οπλισμός της διατομής του βάθρου ήταν 34Φ20(ο διαμήκης) και Φ8/30(ο εγκάρσιος).

Τα φορτία σχεδιασμού και οι μάζες ελήφθησαν από τη βιβλιογραφία [1].

Οι τέμνουσες αντοχής σε κάθε διεύθυνση για αξονική δύναμη $N=N_{G+\psi Q}$, βρέθηκαν αντίστοιχα:

$V_{R_{xx}}=7064.4 \text{ kN}$ και $V_{R_{yy}}=3868.62 \text{ kN}$

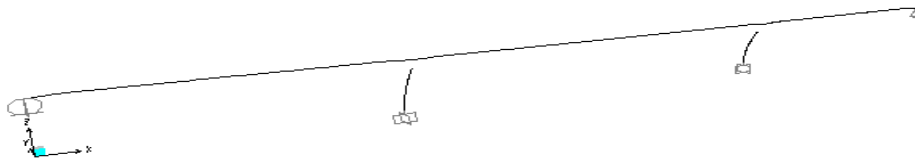
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	III, $\alpha=0.36$
Κατηγορία σπουδαιότητας	$\Sigma 3$, $\gamma_1=1.15$
Κατηγορία εδάφους	C $T_B=0.20$, $T_C=0.60$

Πίνακας 1

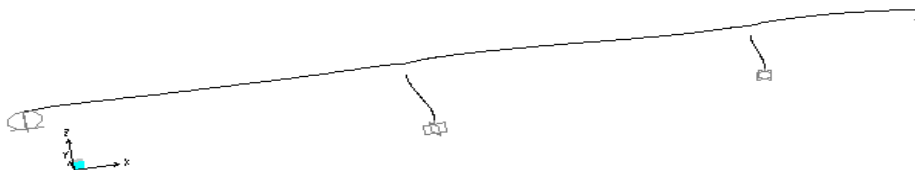
Σημαντικό βήμα για την εκτέλεση της push-over είναι ο ορισμός των hinges στα άκρα των 2 βάθρων. Τα hinges τα οποία ορίζουμε, είναι στροφικά πλαστικά ελατήρια τα οποία ενεργοποιούνται όταν διαρρεύσει η κατασκευή μας. Αμέσως μετά την ενεργοποίησή τους, η δυσκαμψία άκρου σχεδόν μηδενίζεται και έτσι δημιουργείται μια πιο ρεαλιστική εικόνα του πώς συμπεριφέρεται η κατασκευή μας(τα δύο βάθρα), καθώς μπορεί να εκτιμηθεί το μη γραμμικό διάγραμμα τέμνουσας βάσης-μετακίνησης κορυφής.

Τα δεδομένα για τις ιδιότητες των hinges, εισήχθησαν απλοποιητικά για αξονική δύναμη $N=N_{G+\psi Q}$.

Πριν την εκτέλεση της push-over παρουσιάζονται οι ιδιομορφές 1 και 2 της ταλάντωσης της κατασκευής από τις οποίες προέκυψε ότι η ιδιοπερίοδος στην ιδιομορφή 1 είναι $T_1=1.03 \text{ sec}$ και η αντίστοιχη ιδιοπερίοδος στη ιδιομορφή 2 είναι $T_2=0.86 \text{ sec}$.



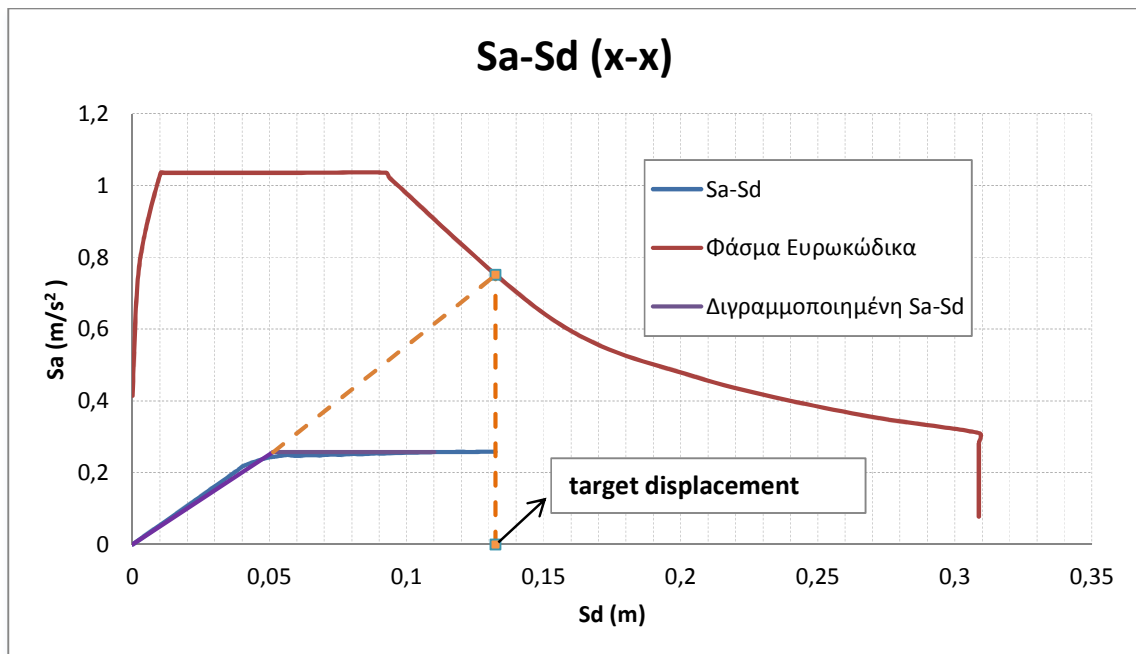
Σχήμα 1 :Ιδιομορφή 1 της ταλάντωσης



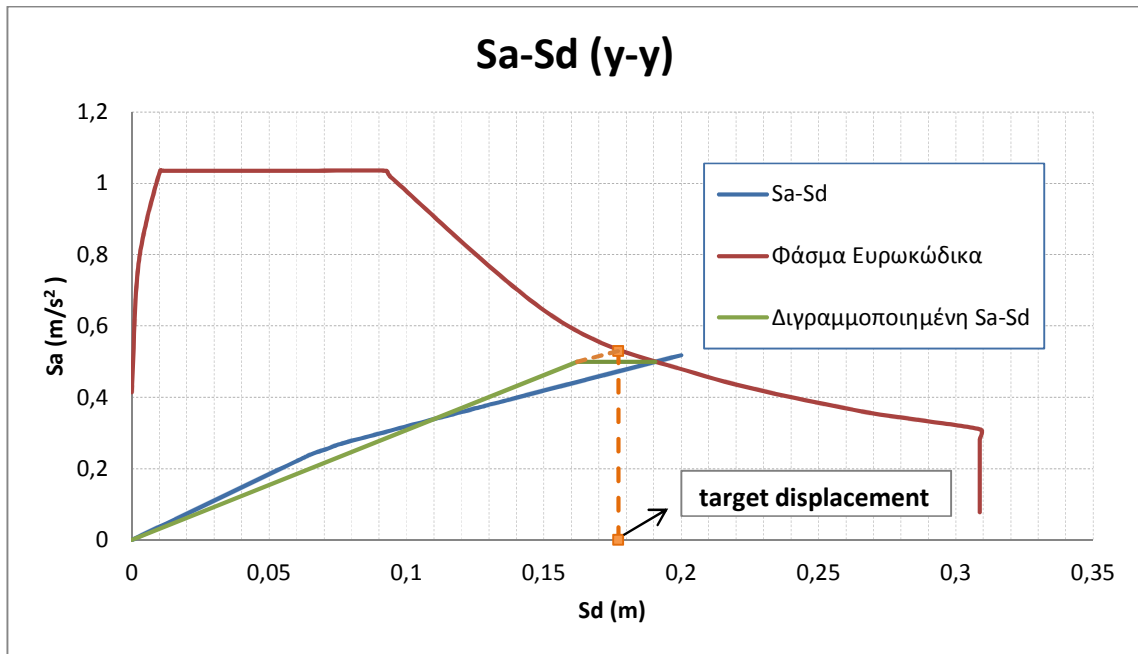
Σχήμα 2 : Ιδιομορφή 2 της ταλάντωσης

Στη συνέχεια στόχος είναι η εύρεση της απαιτούμενης σεισμικής μετακίνησης(target displacement) από το διάγραμμα Sa-Sd το οποίο είναι εξαγόμενο από το πρόγραμμα [5] μετά την εκτέλεση της push-over.

Για να βρεθεί η target displacement, θα πρέπει αρχικά να διγραμμοποιηθεί η συγκεκριμένη καμπύλη και στη συνέχεια να εισαχθεί το φάσμα του Ευρωκώδικα για την κατηγορία εδάφους και τη σεισμική επιτάχυνση που επιλέξαμε[11]. Μετά τη διγραμμοποίηση, για διάγραμμα μεγάλων ιδιοπεριόδων στοχεύουμε στο φάσμα του Ευρωκώδικα και η τετμημένη του σημείου τομής είναι η απαιτούμενη σεισμική μετακίνηση(target displacement). Η διαδικασία που ακολουθείται φαίνεται στο παρακάτω διάγραμμα.



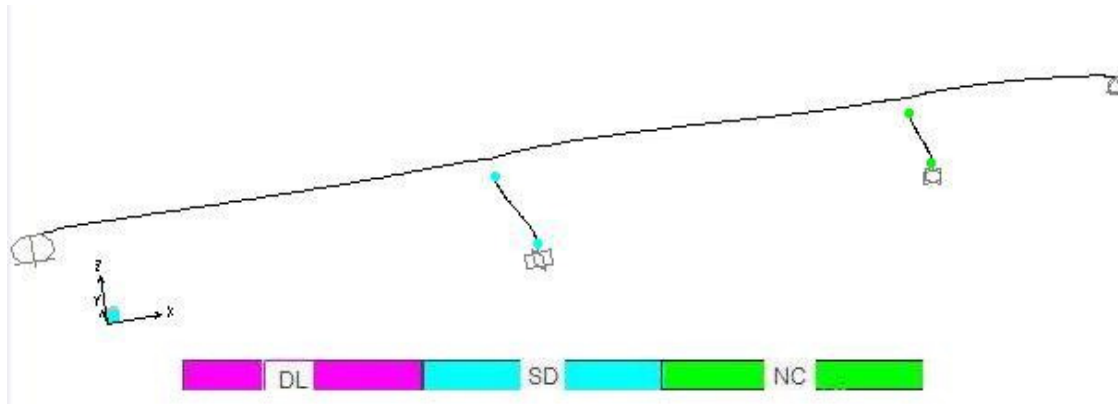
Διάγραμμα 2 : Διάγραμμα Sa-Sd ως προς τη διεύθυνση x-x



Διάγραμμα 3: Διάγραμμα Sa-Sd ως προς τη διεύθυνση y-y

Αφού λοιπόν βρεθεί η τιμή της, ελέγχεται σε ποιο βήμα της push-over επιτεύχθηκε η απαιτούμενη σεισμική μετακίνηση και σε τι στάθμη επιτελεσματικότητας επιτεύχθηκε έτσι ώστε να βγάλουμε συμπέρασμα αν χρειάζεται ενίσχυση ή όχι.

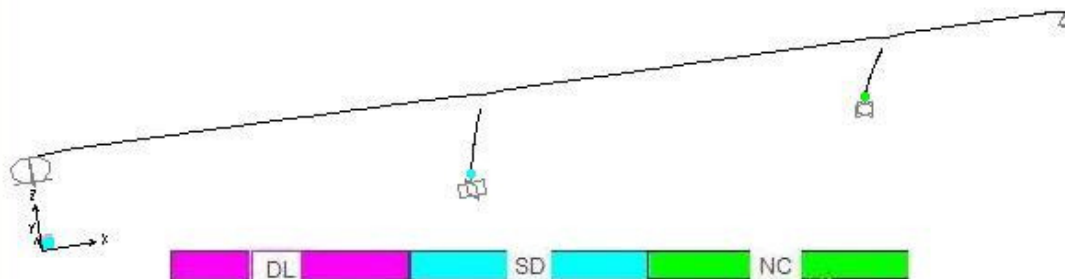
Βρέθηκε λοιπόν ότι στη διεύθυνση x-x η απαιτούμενη σεισμική μετακίνηση έχει τιμή 0.133 m και πραγματοποιείται στο βήμα 35 της ανάλυσης. Στο συγκεκριμένο βήμα παρατηρείται ότι τα κάτω άκρα των βάθρων υπερβαίνουν τη στάθμη Γ δηλαδή την οιονεί κατάρρευση γεγονός που μας οδηγεί στο συμπέρασμα ότι σίγουρα τα βάθρα θα χρειαστούν ενίσχυση.



Σχήμα 3: Διεύθυνση x-x, Βήμα 35 ανάλυσης

Αντίστοιχη διαδικασία ακολουθούμε και για τη διεύθυνση y-y και βρίσκουμε ότι η απαιτούμενη σεισμική μετακίνηση έχει τιμή 0.178 m και πραγματοποιείται στο βήμα 55 της ανάλυσης. Στο συγκεκριμένο βήμα παρατηρείται ότι και τα 2 άκρα των βάθρων υπερβαίνουν

τη στάθμη Γ, δηλαδή την οιονεί κατάρρευση. Άρα και πάλι το συμπέρασμα είναι ότι τα βάθρα χρειάζονται ενίσχυση και ως προς αυτή τη διεύθυνση.



Σχήμα 4: Διεύθυνση y-y, Βήμα 55 ανάλυσης

Παρακάτω παρουσιάζεται επίσης το διάγραμμα V-δ(Τέμνουσα βάση-Μετακίνηση κορυφής) για τις 2 διευθύνσεις όπως αυτό προέκυψε από την ανάλυση καθώς επίσης και τα σημεία που υποδεικνύουν τις στάθμες επιτελεστικότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ. οι οποίες είναι οι εξής [6]:

ρ υπέρβασης σεισμ. δράσης εντός του συμβ. t ζωής	Άμεση Χρήση μετά τον σεισμό	Προστασία Ζωής	Οιονεί Κατάρρευση
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

Πίνακας 2

A. Άμεση χρήση μετά το σεισμό, η οποία στον Ευρωκώδικα 8 αναφέρεται και ως Damage Limitation(DL)

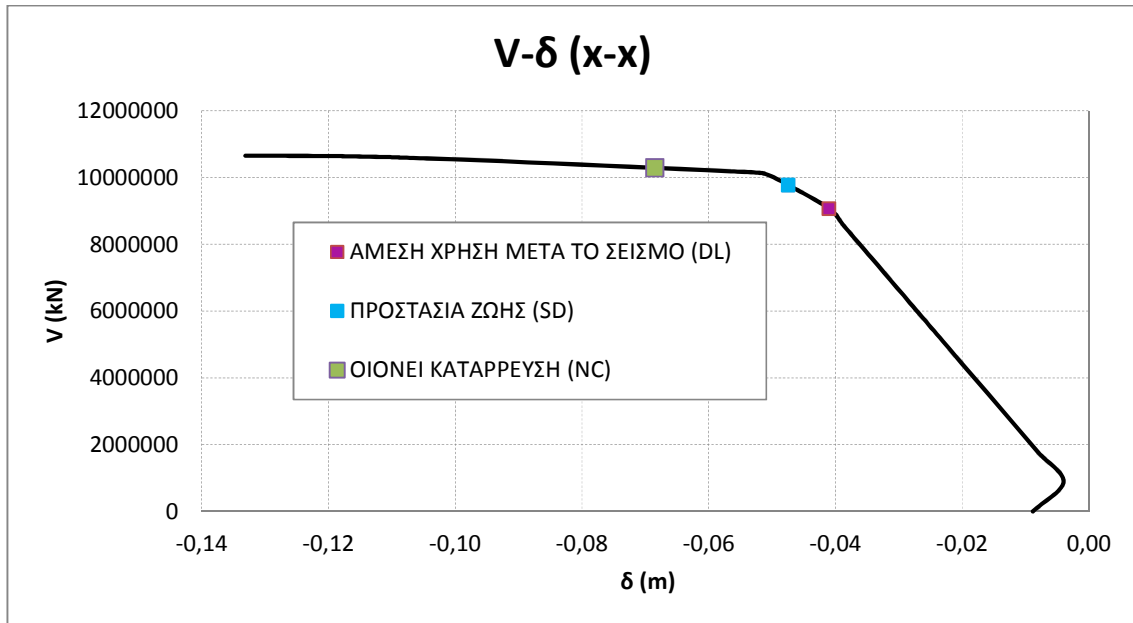
B. Προστασία ζωής, η οποία στον Ευρωκώδικα 8 αναφέρεται και ως Significant Damage(SD)

Γ. Οιονεί κατάρρευση, που στον Ευρωκώδικα 8 αναφέρεται και ως Near Collapse(NC)

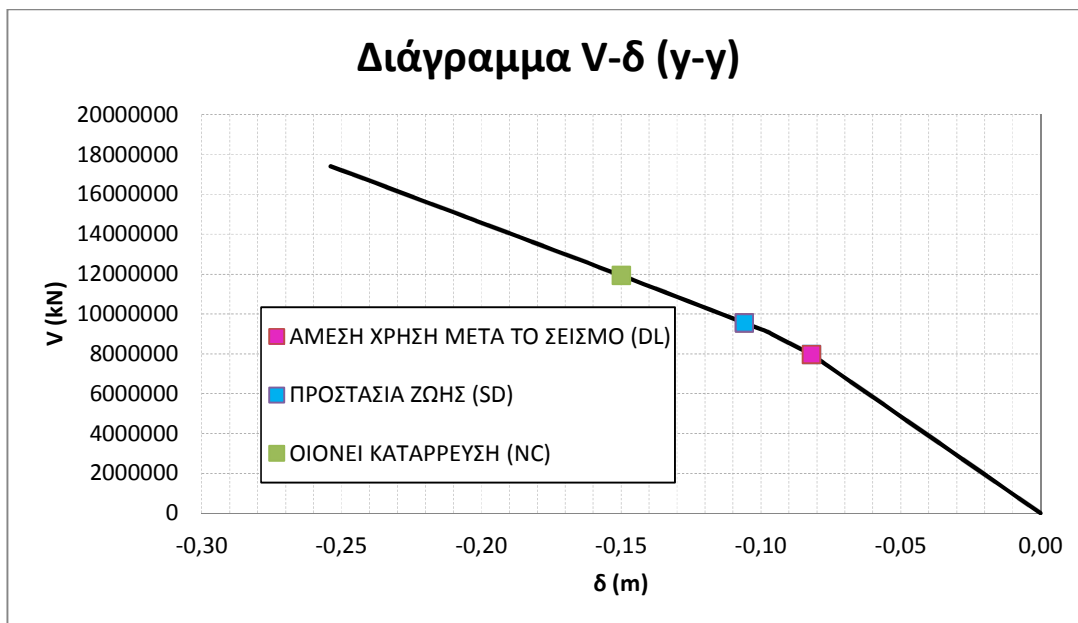
Η υιοθέτηση στόχου αποτίμησης ή ανασχεδιασμού με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 50% οδηγεί εν γένει σε πιο συχνές, πιο εκτεταμένες και πιο έντονες βλάβες έναντι ενός αντίστοιχου στόχου με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10%.

Σεισμός Σχεδιασμού

1. «ενδεχόμενος», περιόδου 225 ετών (20% πιθανότητα στα 50 έτη)
2. «σπάνιος», περιόδου 475 ετών (10% πιθανότητα στα 50 έτη), όπως ισχύει στον ΕΑΚ2000
3. «εξαιρετικά σπάνιος», περιόδου 2475 ετών (2% πιθανότητα στα 50 έτη)



Διάγραμμα 3: Τέμνουσα βάσης-Μετακίνηση κορυφής ως προς τη διεύθυνση x-x



Διάγραμμα 4 : Τέμνουσα βάσης-Μετακίνηση κορυφής ως προς τη διεύθυνση y-y

Επομένως ,εκτός των άλλων, η μέθοδος αυτή μας δίνει ένα καλό συμπέρασμα όσον αφορά την απόκριση της κατασκευής μας, και συγκεκριμένα των βάθρων της γέφυρας, σε σχέση με τις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας που στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. αποτελούν το σημαντικότερο μέσο αποτίμησης και κατά συνέπεια ενίσχυσης καθώς είναι αυτές που καθορίζουν το επίπεδο βλαβών της κατασκευής που κάθε φορά εξετάζουμε.

Μετά την εκτέλεση της push-over η τέμνουσα αντοχής V_R και στις 2 διευθύνσεις μειώνεται λόγω της αύξησης του δείκτη πλαστιμότητας μ_0 και λόγω της μείωσης του λόγου

L_s/D . Επομένως οι αρχικές τιμές των V_{Rxx} και V_{Ryy} μειώνονται και πλέον τις μειωμένες αυτές τιμές χρησιμοποιούμε για να συγκρίνουμε με τις τέμνουσες της ανάλυσης V_{sd} .

Συνοψίζοντας τα παραπάνω, καταλήγουμε στα εξής συμπεράσματα :

Κατά τη διεύθυνση x-x η στοχευόμενη μετακίνηση βρέθηκε 0.153 m και πραγματοποιήθηκε στο Βήμα 35 της ανάλυσης. Στο βήμα αυτό υπερβαίνουμε την οιονεί κατάρρευση(Στάθμη Γ) επομένως χρειάζεται ενίσχυση.

Επίσης, κατά τη διεύθυνση αυτή βρέθηκε ότι η τέμνουσα σχεδιασμού μετά την εκτέλεση της push-over ήταν $V_{sd}=6428.80$ kN για το αριστερό βάθρο και $V_{sd}=7234.90$ kN για το δεξί βάθρο. Επομένως παρατηρείται ότι στο δεξί βάθρο η τέμνουσα ξεπέρασε την αρχική αντοχή πριν την εκτέλεση της push-over. Δηλαδή, $V_{sd}=7234.90$ kN > V_R .Επομένως υπάρχει απαίτηση ενίσχυσης και ως προς τέμνουσα.

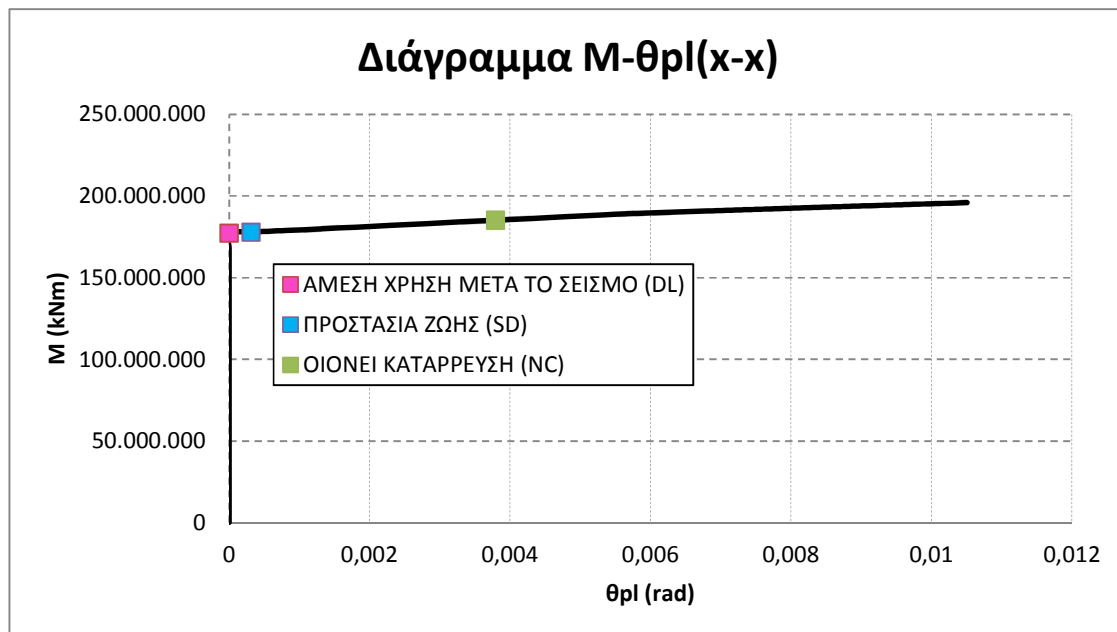
Κατά τη διεύθυνση y-y η στοχευόμενη μετακίνηση βρέθηκε 0.233 m και πραγματοποιήθηκε στο Βήμα 55 της ανάλυσης. Στο βήμα αυτό υπερβαίνουμε και πάλι την οιονεί κατάρρευση(Στάθμη Γ) επομένως χρειάζεται ενίσχυση.

Επίσης, κατά τη διεύθυνση αυτή βρέθηκε ότι η τέμνουσα σχεδιασμού μετά την εκτέλεση της push-over ήταν $V_{sd}=1347.9$ kN για το αριστερό βάθρο και $V_{sd}=2697.9$ kN για το δεξί βάθρο. Επομένως παρατηρώ ότι κατά τη διεύθυνση αυτή δεν απαιτείται ενίσχυση ως προς τέμνουσα καθώς $V_{sd}=2697.9$ kN < V_R .

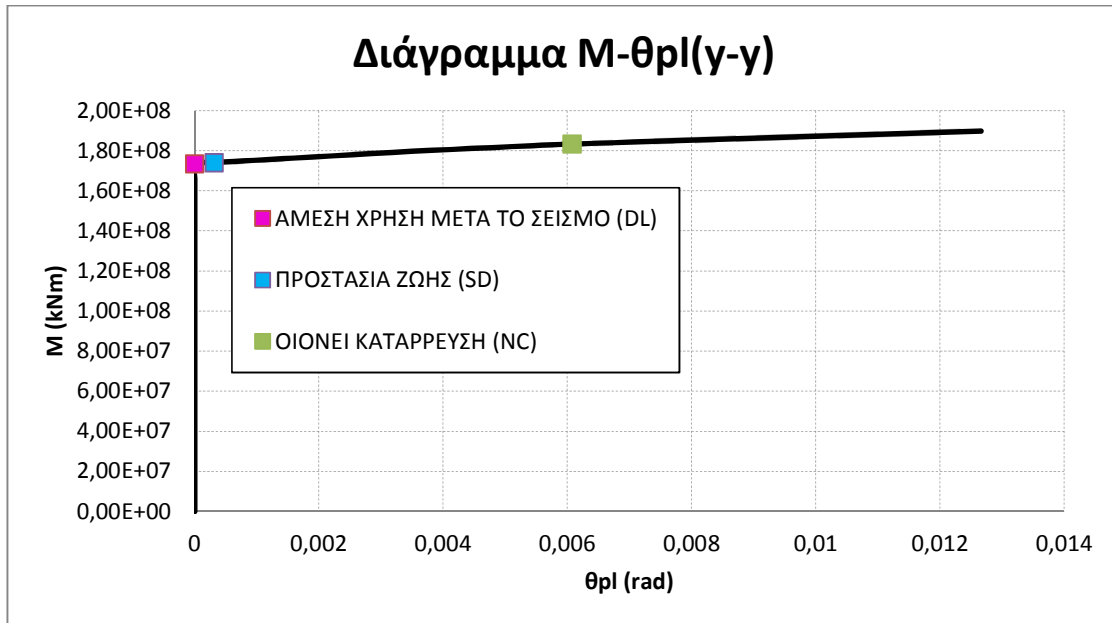
3. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΒΑΘΡΩΝ

Για την επιλογή της ποσότητας του μανδύα CFRP που θα καλύψει τις απαιτήσεις που προέκυψαν από την αποτίμηση ακολουθείται η παρακάτω διαδικασία.

Αρχικά μέσω του προγράμματος, βρίσκουμε το διάγραμμα ροπών-στροφών ($M-\theta_{pl}$) στο οποίο αναφέρονται και οι στάθμες επιτελεστικότητας. Έχουμε ,λοιπόν τα εξής διαγράμματα:



Διάγραμμα 5 : Διάγραμμα ροπών-στροφών ως προς τη διεύθυνση x-x



Διάγραμμα 6 : Διάγραμμα ροπών-στροφών ως προς τη διεύθυνση γ-γ

Από τα διαγράμματα αυτά, λοιπόν, βρίσκουμε τα θ_{pl} που χρειαζόμαστε και με τους παρακάτω τύπους θα βρούμε τις καμπυλότητες ϕ που είναι απαραίτητες για να βρούμε τις στρώσεις του CFRP.

Πιο συγκεκριμένα, όσον αφορά τον οπλισμό κάμψης στηριχθήκαμε στη σχέση του Ευρωκώδικα [3] :

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0.016 (0.3)^{\nu} \left[\frac{\max(0.01\omega')}{\max(0.01\omega)} \right]^{0.225} \left(\frac{Lv}{h} \right)^{0.35} 25^{\left(\alpha_{psx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1.25^{100\rho d}) \quad (2)$$

Επειδή, όμως πρόκειται για κυκλική διατομή, και ο Ευρωκώδικας δεν εμπεριέχει σχέσεις για τέτοιου είδους διατομές θα χρησιμοποιηθούν οι παρακάτω εμπειρικές σχέσεις που αναφέρονται σε κυκλική διατομή [4]:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} [(\theta y + \phi u - \phi y)Lpl \left(1 - \frac{0.5Lpl}{Ls} \right) + \alpha sl \Delta\theta u, slip] \quad (3)$$

Όπου $\Delta\theta u, slip = 10 \text{ dbl} (\phi u + \phi y)/2$

$$\phi u = \min\left(\frac{\epsilon_{cu,c}}{\xi_{cu,c} d_c}, \frac{\epsilon_{su}}{(1-\xi_{su})d} \right)$$

$$\epsilon_{cu,c} = 0.0035 + \left(\frac{10}{Dc} \right)^2 + 0.2 \frac{\alpha \rho_w f_{yw}}{f_{cc}}$$

$$\alpha = \left(1 - \frac{sh}{2Dc} \right)^2$$

$$Lpl = 0.07Ls + 0.65D$$

Από τις σχέσεις αυτές και με δεδομένο από το διάγραμμα το θ_{pl} και το θy του βάρους το οποίο επίσης θεωρείται δεδομένο από το πρόγραμμα, καταλήγουμε μέσω των σχέσεων αυτών στα παρακάτω ϕ :

Βάθρο Διεύθυνση	Αριστερό Βάθρο	Δεξί Βάθρο
x-x	$\varphi=0.01451$	$\varphi=0.01502$
y-y	$\varphi=0.01886$	$\varphi=0.02176$

Πίνακας 3

Όσον αφορά τώρα την απαίτηση σε τέμνουσα στηριζόμαστε στη σχέση του Ευρωκώδικα [3]:

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0,55A_c f_c) + \left(1 - 0,05 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})\right) \cdot \left[0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0,16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right)\right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right] \quad (4)$$

Όπου γ_{el} ίσο με 1,15 για πρωτεύοντα σεισμικά στοιχεία και 1,0 για δευτερεύοντα

μ_{θ}^{pl} = λόγος πλαστικής γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία προς θ

ρ_{tot} = γεωμετρικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού

h = ύψος διατομής (=διάμετρος D)

A_c = εμβαδόν πυρήνα της διατομής ($\pi D^2/4$)

$V_w = \frac{\pi A_{sw}}{2 s_h} f_{yw} (D - 2c)$ η συμβολή εγκάρσιου οπλισμού

c = επικάλυψη σκυροδέματος

Από τον τύπο αυτό αλλά και από το ίδιο το πρόγραμμα, βρίσκουμε ότι η μέγιστη τελική τέμνουσα μετά την εκτέλεση της push-over είναι $V_{sd}=7234.90$ kN στη διεύθυνση x-x και $V_{sd}=2697.9$ kN στη διεύθυνση y-y. Όπως αναφέρθηκε και στο κομμάτι της αποτίμησης έχοντας σαν δεδομένο τις τέμνουσες αντοχής μετά την εκτέλεση της push-over, καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι κατά τη διεύθυνση x-x θα υπολογίσουμε οπλισμό ενίσχυσης σε τέμνουσα ($V_{sd}=7234.90$ kN > V_R) ενώ κατά τη διεύθυνση y-y δεν απαιτείται τέτοιου είδους οπλισμός ($V_{sd}=2697.9$ kN < V_R).

Αφού λοιπόν υπολογίστηκαν οι καμπυλότητες φ και οι τέμνουσες V_{sd} πριν την ενίσχυση με μανδύα CFRP, πρέπει να βρούμε και τις αντίστοιχες καμπυλότητες φ και τέμνουσες V_R για κάθε βάθρο μετά την επιλογή κατάλληλης ποσότητας οπλισμού ενίσχυσης.

Για το σκοπό αυτό θα χρησιμοποιήσουμε τις σχέσεις [3]:

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0,55A_c f_c) + \left(1 - 0,05 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})\right) \cdot \left[0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0,16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right)\right) \sqrt{f_c} A_c + V_w + V_{Rd,f} \right] \right] \quad (5)$$

$$V_{Rd,f} = 0,9d \cdot f_{fd,e} \cdot 2 \cdot t_f \cdot \left(\frac{w_f}{s_f}\right)^2 \cdot (\cot\theta + \cot\beta) \cdot \sin\beta \quad (6)$$

Όπου d είναι το ενεργό πλάτος, θ η γωνία κλίσης γονάτου, $f_{fda,e}$ η ενεργή δύναμη αποκόλλησης για στοιχείο πλήρως τυλιγμένο με FRP, t_f το πάχος της στρώσης του μανδύα, β η γωνία μεταξύ της ισχυρής διεύθυνσης της στρώσης του μανδύα και του άξονα του στοιχείου, $w_f = \min(0,9d, h_w) \cdot \sin(\theta + \beta) / \sin \theta$ (πλάτος στρώσης μανδύα) και s_f το διάκενο των στρώσεων FRP μετρούμενο κάθετα στην ισχυρή διεύθυνση του μανδύα. Καθώς επίσης και τον τύπο[3]:

$$f_1 = 0,4 I_x^2 \frac{f_c \varepsilon_{cu}^2}{\varepsilon_{ju}} \quad (7)$$

Όπου, f_c η αντοχή του σκυροδέματος, ε_{cu} η παραμόρφωση θραύσης σκυροδέματος και ε_{ju} η θεωρούμενη παραμόρφωση θραύσης του μανδύα FRP.

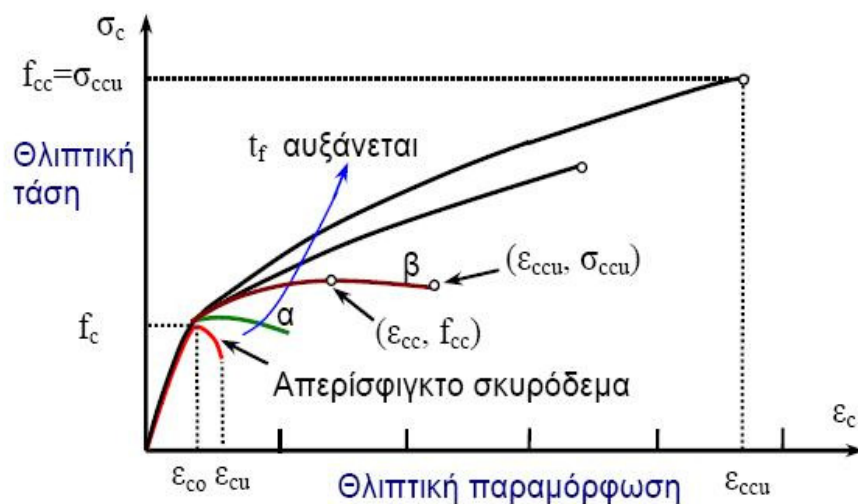
Για την ειδική περίπτωση της κυκλικής διατομής που εξετάζουμε εμείς, η ένταση περισφιγξης που εφαρμόζει ο μανδύας FRP στη διατομή (f_1) είναι $f_1 = \frac{1}{2} \rho_f E_f \varepsilon_{ju}$ όπου E_f το μέτρο ελαστικότητας του μανδύα FRP και $\rho_f = 4 t_f / D$ [3].

Η μέγιστη τάση του FRP υπολογίζεται από τη σχέση[3]:

$$f_{f,e} = \min(f_{u,f}, e_{u,f} E_f) \left[1 - 0,7 \min(f_{u,f}, e_{u,f} E_f) \frac{\rho_f}{f_c} \right] \quad (8)$$

με $f_{u,f}$ και E_f να είναι η αντοχή και το μέτρο ελαστικότητας του FRP και $e_{u,f}$ οριακή παραμόρφωση ίση με 0,015 για CFRP (carbon-fibre-reinforced polymer).

Επόμενο βήμα είναι ο υπολογισμός της θλιπτικής τάσης και της παραμόρφωσης για σκυρόδεμα περισφιγμένο με μανδύα σύνθετων υλικών. Όπως διακρίνουμε και από το διάγραμμα 7 έχουμε δεδομένο το διάγραμμα θλιπτικής τάσης-παραμόρφωσης για το απερίσφιγκτο σκυρόδεμα, και στόχος μας είναι να βρούμε την καμπύλη που αντιστοιχεί στο περισφιγμένο υλικό και το οποίο στη συνέχεια θα μας οδηγήσει στην εύρεση της τελικής καμπυλότητας φ μετά την τοποθέτηση του CFRP.



Διάγραμμα 7 : Καμπύλες θλιπτικής τάσης- παραμόρφωσης για σκυρόδεμα περισφιγμένο με σύνθετα υλικά[7]

Χρησιμοποιούμε, λοιπόν, τις παρακάτω σχέσεις οι οποίες θα μας οδηγήσουν στο επιθυμητό αποτέλεσμα και οι οποίες είναι [7]:

$$f_{ccd} = E_{sec,ud} \varepsilon_{ccu} \geq f_{cd} \quad (9)$$

$$\varepsilon_{ccu} = 0.002 [1 + 5(\alpha_{1d} \alpha_{2d} - 1)] \left[\frac{E_{sec,Md}(E_c - E_{sec,ud})}{E_{sec,ud}(E_c - E_{sec,Md})} \right]^{1 - \frac{E_{sec,Md}}{E_c}} \quad (10)$$

$$E_{sec,ud} = \frac{E_c}{1 + 2 \left(\frac{E_c}{f_{cd}} - \frac{1}{0.002} \right) \frac{f_{fde}}{E_f}} \quad (11)$$

$$E_{sec,Md} = \frac{\alpha_{1d} \alpha_{2d} f_{cd}}{0.002 [1 + 5(\alpha_{1d} \alpha_{2d} - 1)]} \quad (12)$$

$$\alpha_{1d} = 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{\sigma_{lud,b}}{f_{cd}} - 2 \frac{\sigma_{lud,b}}{f_{cd}}} - 1.254 \quad (13)$$

$$\alpha_{2d} = 1 - \left[0.6 \left(\frac{d}{b} \right)^2 - 1.4 \frac{d}{b} + 0.8 \right] \sqrt{\frac{\sigma_{lud,b}}{f_{cd}}} \quad (14)$$

$$\sigma_{lud,b} = a_f \frac{2t_f}{d} f_{fde} \quad (15)$$

Στις παραπάνω σχέσεις E_c = αρχικό μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος

$E_c = [1.05 * 9500 * (f_{ck} + 8)]^{1/3}$ και a_f = συντελεστής αποδοτικότητας του μανδύα, που εξαρτάται: (α) από τη γεωμετρία της διατομής (λόγος πλευρών, ακτίνα καμπυλότητας στις γωνίες), (β) από το βαθμό περιτύλιξης (κάλυψης) του σκυροδέματος και (γ) από τη διεύθυνση των ινών σε σχέση με τον άξονα του περισφιγμένου μέλους. Συγκεκριμένα, είναι [7]:

$$a_f = a_n a_s a_a \leq 1 \quad (16)$$

$$\text{Συντελεστής διατομής: } \alpha_n = \frac{A_e}{A_g} = 1 - \frac{b'^2 + d'^2}{3A_g \left(1 - \frac{A_s}{A_g}\right)} \approx 1 - \frac{(b-2R)^2 + (d-2R)^2}{3bd}$$

$$\text{Συντελεστής κάλυψης: } \alpha_s = \frac{\left(1 - \frac{s'_f}{2d}\right)^2}{1 - \frac{A_s}{A_g}} \approx \left(1 - \frac{s'_f}{2d}\right)^2$$

$$\text{Συντελεστής διεύθυνσης: } \alpha_a = \frac{1}{1 + (\tan \beta_f)^2}$$

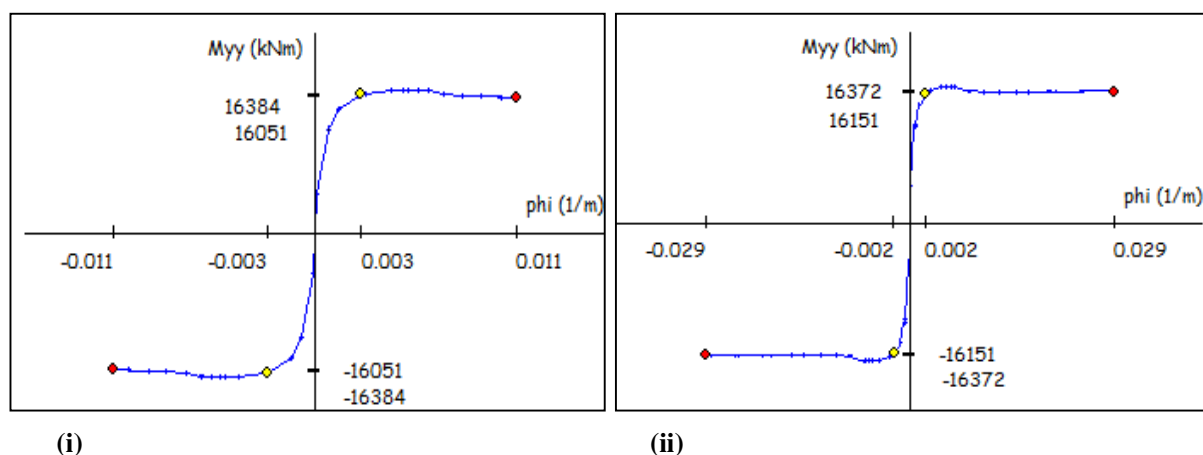
όπου A_g = εμβαδόν διατομής, A_s = εμβαδόν διατομής διαμήκους οπλισμού, s'_f = καθαρή απόσταση λωρίδων σε περίπτωση μερικής περιτύλιξης, d = μήκος μικρότερης πλευράς (ή διάμετρος, στην περίπτωση κυκλικής διατομής), β_f = γωνία ινών ως προς την κάθετο στον άξονα του μέλους. Για κυκλικές διατομές $\alpha_n = 1$, για πλήρη κάλυψη του στοιχείου $\alpha_s = 1$ και για οριζόντια διάταξη των ινών $\alpha_a = 1$, το οποίο ισχύει και στη δική μας περίπτωση.

Τελικά, επιλέγουμε οπλισμό CFRP και στα 2 βάθρα καθ' όλο το ύψος τους με τα παρακάτω χαρακτηριστικά :

Στρώσεις	1
t (mm)	0.177
E(MPa)	240000
fu (MPa)	3500

Πίνακας 4

Φτάνουμε στο συμπέρασμα, λοιπόν, ότι το νέο διάγραμμα ροπών καμπυλοτήτων ($M-\phi$), το οποίο προήλθε από τη νέα σχέση $\sigma-\epsilon$ για σκυρόδεμα περισφιγμένο με μανδύα CFRP μετά την ενίσχυση, εμφανίζει σαν καμπυλότητα $\phi=0.029$ (Διάγραμμα 8(ii)). Επομένως η καμπυλότητα αυτή καλύπτει τις απαιτήσεις που αρχικά είχαν υπολογιστεί και στα 2 βάρθρα και τις οποίες αναφέραμε στον Πίνακα 4.



Διάγραμμα 8 : Ροπή M_{yy} -καμπυλότητα ϕ (i) πριν την ενίσχυση, (ii) μετά την ενίσχυση [9]

Όσον αφορά τις τέμνουσες, μετά την ενίσχυση με CFRP το αποτέλεσμα έχει ως εξής:

Στη διεύθυνση $x-x$ η τέμνουσα παίρνει την τιμή $V_R=7505,3 > V_{sd}$.

Στη διεύθυνση $y-y$ η τέμνουσα παίρνει την τιμή $V_R=4289,8 > V_{sd}$. Σ' αυτή τη διεύθυνση έγινε τυπικά ο έλεγχος αν και είχαμε καταλήξει στο συμπέρασμα ότι δεν χρειάζεται ενίσχυση σε τέμνουσα.

Τελικά, συμπεραίνουμε πως και ως προς τη στροφή χορδής αλλά και ως προς διάτμηση, η ενίσχυση που επιλέξαμε καλύπτει τις απαιτήσεις μας.

4. ΔΡΑΣΗ ΣΥΝΘΕΤΩΝ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΠΕΡΙΣΦΙΓΞΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ^[8]

Ο λόγος που επιλέξαμε να τοποθετήσουμε CFRP ως ενίσχυση στα βάρθρα της γέφυρας που μελετήσαμε είναι η συμβολή της περισφιγξης του σκυροδέματος στις κατασκευές. Ειδικότερα, με τη συμβολή της περισφιγξης στο σκυρόδεμα, αξιοποιείται η δράση της τριαξονικής θλίψης. Ως εκ τούτου, επιτυγχάνεται ιδιαίτερα σημαντική αύξηση της πλαστιμότητας του στοιχείου ενώ συγχρόνως αυξάνεται και η θλιπτική του αντοχή. Πιο συγκεκριμένα, κατά την αξονική καταπόνηση υποστηλωμάτων, το σκυρόδεμα διογκώνεται εγκάρσια, με αποτέλεσμα ο μανδύας σύνθετων υλικών που το περιβάλλει να ενεργοποιείται (μέσω της ανάπτυξης εφελκυστικών παραμορφώσεων στις ίνες), επιβάλλοντας έτσι

εγκάρσιες θλιπτικές τάσεις (περίσφιγξης) κάθετα στον άξονα του μέλους μέχρις ότου αστοχήσει. Οι τάσεις περισφιγξης έχουν σαν αποτέλεσμα :

1. Αύξηση της θλιπτικής αντοχής και της παραμορφωσιμότητας (δηλαδή της οριακής παραμόρφωσης) του σκυροδέματος.
2. Αύξηση της γωνίας στροφής χορδής ενός μέλους στην (καμπτική) αστοχία, δηλαδή αύξηση της πλαστιμότητας.
3. Βελτίωση των συνθηκών συνάφειας μεταξύ ράβδων οπλισμού και σκυροδέματος σε περιοχές με ματίσεις και άρα παρεμπόδιση της ολίσθησης των διαμήκων ράβδων στις περιοχές αυτές.
4. Καθυστέρηση της εμφάνισης λυγισμού των διαμήκων ράβδων σε περιοχές με αραιή διάταξη συνδετήρων.

Αυτός, λοιπόν, είναι ένας από τους λόγους για τους οποίους η εφαρμογή της τεχνικής αυτής εξαπλώνεται ραγδαία στην πράξη.

5. ΤΕΧΝΙΚΗ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ^[10]

Η πιο αποτελεσματική τεχνική εφαρμογής μανδύων ΙΟΠ που χρησιμοποιείται σε σεισμικές ενισχύσεις κατασκευών είναι το «τύλιγμα» του μανδύα (wrap method) γύρω από το υποστύλωμα που χρειάζεται ενίσχυση. Αποτελείται από στρώσεις μανδύα ΙΟΠ που έχουν προηγουμένως εμποτισθεί με ειδική ρητίνη. Οι ίνες της κάθε στρώσης έχουν τη δυνατότητα να τοποθετηθούν σε κάθε διεύθυνση, αλλά και έμμεσα σε πολλαπλές διευθύνσεις αλλάζοντας τον προσανατολισμό της κάθε στρώσης ώστε να προστατεύεται το υποστύλωμα από ανακυκλιζόμενη σεισμική φόρτιση. Αναλυτικότερα, οι ίνες της πρώτης στρώσης του μανδύα ΙΟΠ είναι προσανατολισμένες σε γωνία 0 μοιρών, στη δεύτερη στρώση σε γωνία 60 μοιρών και στην τρίτη σε γωνία 120 μοιρών. Το μοτίβο 0/60/120 επαναλαμβάνεται μέχρι να επιτευχθεί το απαιτούμενο πάχος t του μανδύα, όπως αυτό υπολογίστηκε από την ανάλυση.

Στην περίπτωση μας, τα βάρθρα ενισχύθηκαν καθ' όλο το ύψος τους με μία στρώση, ώστε να αποφευχθεί η μετατόπιση της έντασης σε μη-ενισχυμένες περιοχές. Σημαντικά πλεονεκτήματα της μεθόδου έναντι άλλων είναι τα εξής δύο: 1) λόγω της περιμετρικής εφαρμογής του μανδύα δεν υπάρχουν σημεία στα οποία μπορεί να γίνει αποκόλληση λόγω σεισμού, όπως συμβαίνει στην περίπτωση των μεταλλικών ελασμάτων και 2) η ευκολία και ταχύτητα εφαρμογής της.

Όσον αφορά τα βάρθρα γεφυρών, έχει αναπτυχθεί τα τελευταία χρόνια στις ΗΠΑ και στη συνέχεια στον υπόλοιπο κόσμο μια αυτοματοποιημένη και γρήγορη τεχνική, τηρώντας ταυτόχρονα τα θεσμοθετημένα ποιοτικά στάνταρντς. Συγκεκριμένα, η ενίσχυση σε υποστυλώματα/βάρθρα γεφυρών με αυτή τη μέθοδο γίνεται σε τρία βήματα:

- 1) Προετοιμασία βάρθρου: Καθαρίζονται καταρχήν τα βάρθρα στα σημεία που θα εφαρμοσθεί ο μανδύας ΙΟΠ από τη σκόνη και τυχόν άλλους ρύπους. Στη συνέχεια, εξομαλύνεται όλη η επιφάνεια καθώς είναι σημαντικό να μην υπάρχουν εξογκώματα και κοιλότητες, με αποτέλεσμα την καλή εφαρμογή του μανδύα.
- 2) Τοποθέτηση μανδύα ΙΟΠ: Περιλαμβάνει την εγκατάσταση και τον προγραμματισμό του ειδικού μηχανήματος και την επικόλληση του FRP. Αποτελείται από μια βάση που εγκαθίσταται περιμετρικά του βάρθρου και μία κεφαλή, η οποία στηρίζεται πάνω σ' αυτή και μετακινείται καθ' ύψος και γύρω από το βάρθρο τυλίγοντας το μανδύα μέχρι να επιτευχθεί το κατάλληλο πάχος t , όπως υπολογίσαμε από την ανάλυση.

- 3) Αποτίμηση: Χρησιμοποιώντας θερμικές μεθόδους και κυκλικά πάνελ που περιβάλλουν το βάθρο μετράται το πάχος του FRP, σε όποιο σημείο θελήσουμε, ώστε να εξασφαλισθεί η ποιοτική κατασκευή.



Εικόνα 2: Ενίσχυση με Robo-Warper

Η μέθοδος αυτή (Robo-Warper/ US Patent) είναι παράδειγμα ποιότητας στη σεισμική ενίσχυση κατασκευών, καθώς εξαλείφεται η πιθανότητα λάθους από ανθρώπινο παράγοντα αλλά και ταχύτητας. Ενδεικτικά, μπορούμε να ενισχύσουμε δύο βάθρα ύψους 7 μέτρων μόνο σε μία ημέρα (εγκατάσταση εξοπλισμού, επικόλληση μανδύα, αποσυναρμολόγηση και απομάκρυνση εξοπλισμού από το εργοτάξιο.) έναντι περίπου 3 ημερών που θα χρειαζόμασταν αν επιλέγαμε ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος. Αποδεικνύεται έτσι, πόσο γρήγορη, αποτελεσματική και οικονομική μπορεί να είναι η ενίσχυση με FRP.

6. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Βασίλειος Γ. Μπαρδάκης, “Αντισεισμικός Σχεδιασμός Γεφυρών σκυροδέματος με βάση τις μετακινήσεις”, Διαδακτορική Διατριβή, Πάτρα 2007
- [2] European Committee for Standardisation (CEN), European (draft) Standard EN 1998-3: Eurocode 8 design of structures for earthquake resistance-Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings: CEN; 2001
- [3] The European Standard EN 1998-3:2005: Eurocode 8 design of structures for earthquake resistance-Part 3: assessment and retrofitting of buildings.
- [4] Διονύσιος Ε. Μπισκίνης, “Αντοχή και ικανότητα παραμόρφωσης μελών οπλισμένου σκυροδέματος, με ή χωρίς ενίσχυση”, Διαδακτορική Διατριβή, Πάτρα 2007
- [5] SAP 2000 Version 14.2.0
- [6] Ο.Α.Σ.Π., Ομάδα Μελέτης για τη σύνταξη Κανονισμού Επεμβάσεων σε κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα, Ομάδα εναρμόνισης του ΚΑΝ.ΕΠΕ. με τους Ευρωκώδικες, “Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), Τελικό Εναρμονισμένο Κείμενο”
- [7] Αθανάσιος Χ. Τριανταφύλλου, Ενισχύσεις κατασκευών σκυροδέματος και τοιχοποιίας με σύνθετα υλικά, Κεφάλαιο 6, “Περίσφιγξη σκυροδέματος”
- [8] Στέφανος Η. Δρίτσος, “Ενισχύσεις- Επισκευές Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος”, Πάτρα 2011
- [9] ANSRuop , module M-φ
- [10] Poveromo Scott, “The Use of Fiber Reinforced Polymer Composites to Retrofit Reinforced Concrete Bridge Columns”, 2003
- [11] Γεώργιος Παναγόπουλος, Ανδρέας Ι. Κάππος, “Διγραμμική προσέγγιση διαγραμμάτων μεγεθών δυνάμεων -παραμορφώσεων”, 16^ο Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, 21-23/10/2009, Πάφος, Κύπρος

Η ΧΡΗΣΗ ΤΩΝ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΔΙΚΤΥΩΤΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΣΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ Ο/Σ

ΠΕΤΡΟΠΟΥΛΟΣ ΑΛΕΞΑΝΔΡΟΣ

Περίληψη

Στην παρούσα εργασία επιχειρείται να γίνει μια περιγραφή της μεθόδου ενίσχυσης υφιστάμενων κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος με την χρήση μεταλλικών δικτυωτών συνδέσμων. Αρχικά αναφέρονται οι διάφοροι τρόποι δικτύωσης και γίνεται μια αξιολόγηση αυτών. Στην συνέχεια παρατίθενται οι τρόποι με τους οποίους μπορεί να επιτευχθεί η σύνδεση των δικτυωμάτων στο αρχικό πλαίσιο οπλισμένου σκυροδέματος. Τέλος μετά από μια αναφορά στους πιθανούς τρόπους αστοχίας αυτής της μεθόδου ενίσχυσης, εξάγονται κάποια συμπεράσματα και αναφέρονται κάποιοι βασικοί προβληματισμοί σχετικά με τον σχεδιασμό και την κατασκευαστική διαμόρφωση των μεταλλικών δικτυωτών συνδέσμων.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στον Ελλαδικό χώρο υπάρχει ένας μεγάλος αριθμός κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος που έχουν σχεδιαστεί και κατασκευαστεί με ανεπαρκείς αντισεισμικούς κανονισμούς. Επομένως είναι επιτακτική η ανάγκη ενίσχυσης και επισκευής τους έναντι του σεισμού. Μια ευρέως διαδεδομένη μέθοδος ενίσχυσης πλαισιωτών φορέων οπλισμένου σκυροδέματος είναι η χρήση μεταλλικών δικτυωτών συνδέσμων. Παραδοσιακά η χρήση των μεταλλικών συνδέσμων γίνεται σε μεταλλικές πλαισιωτές κατασκευές για την ανάληψη των σεισμικών φορτίσεων. Η χρήση, όμως, των συνδέσμων για την ενίσχυση πλαισιωτών φορέων οπλισμένου σκυροδέματος ξεκίνησε στην Ιαπωνία και στις ΗΠΑ, μέσα από πληθώρα θεωρητικών και πειραματικών διερευνήσεων, με σκοπό την αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής τους.

Με την προσθήκη των μεταλλικών δικτυωμάτων οι πλευρικές σεισμικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στον πλαισιακό φορέα παραλαμβάνονται από τους συνδέσμους, κυρίως μέσω αξονικών δυνάμεων. Έτσι επιτυγχάνεται αύξηση της δυσκαμψίας και απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας λόγω της ανελαστικής καταπόνησης των χαλύβδινων μελών, όπου η σεισμική δράση προκαλεί αξονικό εφελκυσμό.

2. ΜΕΘΟΔΟΙ ΔΙΚΤΥΩΣΗΣ ΣΕ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟ ΦΟΡΕΑ

Οι μεταλλικοί σύνδεσμοι διακρίνονται σε δύο γενικές κατηγορίες ανάλογα με την θέση τους πάνω στον υφιστάμενο φορέα. Έτσι μπορούμε να τους κατηγοριοποιήσουμε ως εξής:

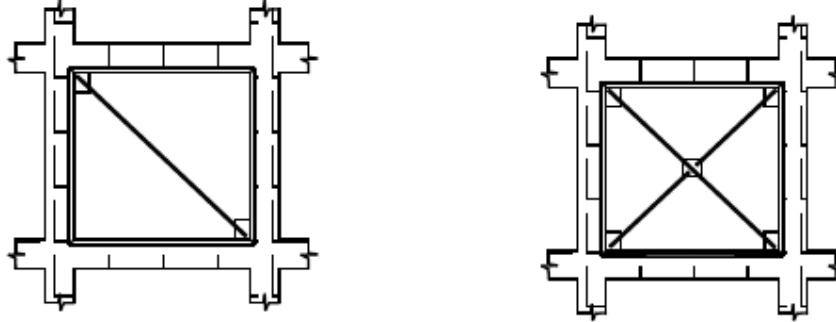
- στους εσωτερικούς, όπου τοποθετούνται ανάμεσα στα υποστυλώματα και τις δοκούς των πλαισίων
- στους εξωτερικούς, όπου τοποθετούνται στην εξωτερική πλευρά των φανωμάτων είτε ως ένα γενικό σύστημα είτε τοπικά σε συγκεκριμένα φανώματα.

3. ΕΣΩΤΕΡΙΚΟΙ ΡΑΒΔΟΙ ΔΙΚΤΥΩΣΗΣ

Ανάλογα με το αν η σύνδεση ενός τουλάχιστον άκρου μιας ράβδου δικτύωσης με τη δοκό γίνεται με εκκεντρότητα ή χωρίς, ως προς τον γειτονικό κόμβο υποστυλώματος-δοκού ή άλλης ράβδου δικτύωσης-δοκού διακρίνουμε τους μεταλλικούς δικτυωτούς συνδέσμους σε: α) κεντρικούς και β) έκκεντρους [2].

Δύο από τις πιο συνηθισμένες διατάξεις κεντρικών ράβδων δικτύωσης είναι λοξά στοιχεία από χάλυβα κατά τη μία (απλή διαγώνιος /) ή κατά τις δύο διαγώνιες (Χ-ιαστί) ενός φανώματος. Οι διαγώνιοι αντίθετης δράσης στους Χ-ιαστί συνδέσμους βρίσκονται στο ίδιο φάνωμα, ενώ για την περίπτωση των απλών σε διαφορετικό. Επειδή η σεισμική φόρτιση έχει τυχαία κατεύθυνση και λόγω του τρόπου λειτουργίας των συνδέσμων, οι διαγώνιοι

δέχονται εναλλάξ εφελκυστικές και θλιπτικές δυνάμεις. Από πειράματα που έχουν πραγματοποιηθεί κατά το παρελθόν έχει αποδειχθεί ότι το μεγαλύτερο μέρος της πλευρικής δύναμης, σε ένα πλαίσιο ενισχυμένο με X-ιαστί συνδέσμους, το παραλαμβάνει το



Σχήμα 1: Διαγώνιοι ράβδοι δικτύωσης κατά την μία και κατά τις δύο διαγώνιες αντίστοιχα [3]

εφελκυτόμενο μέλος. Επιπλέον μόλις το μέλος αυτό αστοχήσει όλη την επιπλέον δύναμη καλείται να την παραλάβει το θλιβόμενο μέλος. Αποτέλεσμα αυτού είναι, στην συνέχεια, το θλιβόμενο μέλος να αστοχεί σε λυγισμό [1]. Γι' αυτόν τον λόγο και οι κανονισμοί θεωρούν ότι η κατανάλωση ενέργειας γίνεται σ' εκείνα τα μέλη όπου η σεισμική δράση προκαλεί (σχεδόν αποκλειστικά) αξονικό εφελκυσμό [2]. Μια σύγκριση των δύο παραπάνω διατάξεων έδειξε ότι πλαίσια με απλή διαγώνιο αύξησαν την διατμητική αντοχή των αρχικών πλαισίων κατά 2.5 φορές, ενώ πλαίσια με X-ιαστί δικτύωμα αύξησαν την διατμητική αντοχή των αρχικών πλαισίων κατά 4 φορές.[1]

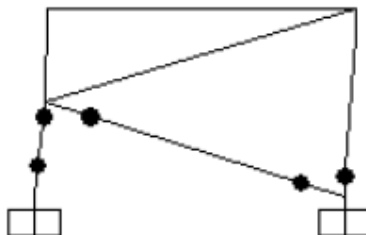
Μια άλλη διάταξη δικτυωτών συνδέσμων, χωρίς εκκεντρότητα, είναι αυτή της μορφής Λ ή ανεστραμμένου Λ , όπου δύο άκρα τους συντρέχουν σε ένα κοινό σημείο των οριζόντιων μελών του πλαισίου. Αυτή η σύνδεση με τα οριζόντια μέλη του πλαισίου, δεν θεωρείται ότι αποτελεί ενδιάμεση στήριξη και επομένως, τα διαγώνια μέλη, δεν συμμετέχουν στην ανάληψη κατακόρυφων δράσεων [2]. Επιπλέον σε σχέση με τις δύο προηγούμενες διατάξεις, εδώ οι σεισμικές δυνάμεις παραλαμβάνονται τόσο από τις εφελκυτόμενες όσο και από τις θλιβόμενες διαγώνιους.



Σχήμα 2: Δικτυωτός σύνδεσμος μορφής ανεστραμμένου Λ [6]

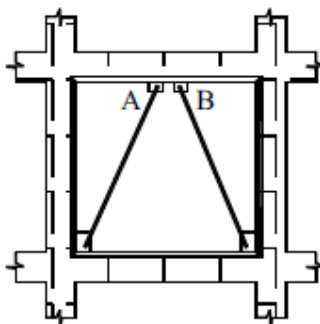
Η χρήση δικτύωσης της μορφής K, όπου δύο άκρα των διαγωνίων συντρέχουν σε υποστυλώμα, γενικώς απαγορεύεται για τις επεμβάσεις σε υφιστάμενα κτίρια [2]. Αυτό δικαιολογείται από το γεγονός ότι κατά την διάρκεια του σεισμού, η διάταξη αυτή, επιφέρει επιπλέον φορτία στο μέσον του υποστυλώματος και το αναγκάζει να συμμετέχει στην

ανάληψη σεισμικών δράσεων με αποτελέσματα που δεν έχουν προβλεφθεί από τον ικανοτικό σχεδιασμό του κτιρίου. Στο παρακάτω σχήμα παρατηρούμε τον μηχανισμό αστοχίας αυτής της διάταξης. Μια σημαντική παρατήρηση που μπορούμε να κάνουμε είναι ότι στον μηχανισμό κατανάλωσης ενέργειας δεν συμμετέχει καθόλου η δοκός του πλαισίου ή εφελκόμενη ράβδος, όπως θα έπρεπε με βάση τον ικανοτικό σχεδιασμό. Αντίθετα στο σημείο σύνδεσης των διαγωνίων με το υποστύλωμα προκαλείται πλαστική άρθρωση[5].



Σχήμα 3: Μηχανισμός αστοχίας πλαισίου με διάταξη δικτύωσης K [5]

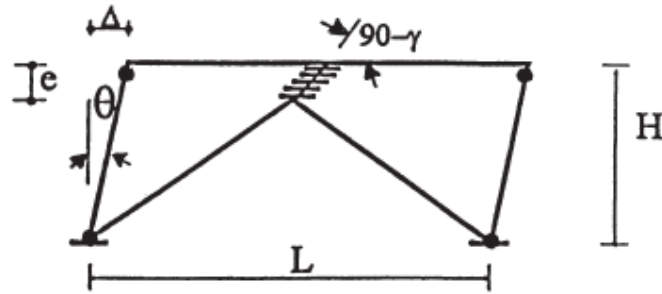
Οι έκκεντροι δικτυωτοί σύνδεσμοι απαντώνται με διάφορες διατάξεις όπως: έκκεντροι απλής διαγωνίου, έκκεντροι τύπου Λ ή ανεστραμμένου Λ και έκκεντροι τύπου Υ ή ανεστραμμένου Υ.



Σχήμα 4: Έκκεντρος δικτυωτός σύνδεσμος τύπου Λ [3]

Το τμήμα της δοκού μεταξύ των κόμβων Α και Β (Σχήμα 4) ονομάζεται δοκός σύζευξης. Κατά την διάρκεια μίας σεισμικής διέγερσης οι δυνάμεις μεταφέρονται στα μέλη του δικτυωτού συνδέσμου μέσω διατμητικών και καμπτικών δυνάμεων που αναπτύσσονται στην δοκό σύζευξης. Λόγω αυτών των δράσεων η δοκός σύζευξης καταπονείται έντονα σε διάτμηση και σε κάμψη, το μέγεθος των οποίων εξαρτάται από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του συνδέσμου, και καταναλίσκει σημαντική ποσότητα ενέργειας, γι' αυτό ο σχεδιασμός της γίνεται με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας. Η λειτουργία αυτή της δοκού σύζευξης βοηθάει και στην αποτροπή του λυγισμού των ράβδων του δικτυωτού συνδέσμου.[4,7]

Στον έκκεντρο δικτυωτό σύνδεσμο της μορφής Υ ή ανεστραμμένου Υ τα λοξά μέλη συνδέονται με κατακόρυφο σκέλος το οποίο καταλήγει σε ενδιάμεσο στοιχείο της δοκού. Στην περίπτωση αυτή η ανάληψη των σεισμικών δράσεων και η αντίστοιχη κατανάλωση ενέργειας γίνεται σχεδόν εξ ολοκλήρου από το κατακόρυφο μεταλλικό σκέλος, και για τον λόγο αυτό ονομάζεται σεισμικός σύνδεσμος[4]. Ο τρόπος λειτουργίας του σεισμικού συνδέσμου κατά την διαρροή φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 5: Μηχανισμός αστοχίας: ο σεισμικός σύνδεσμος βρίσκεται σε διαρροή [7]

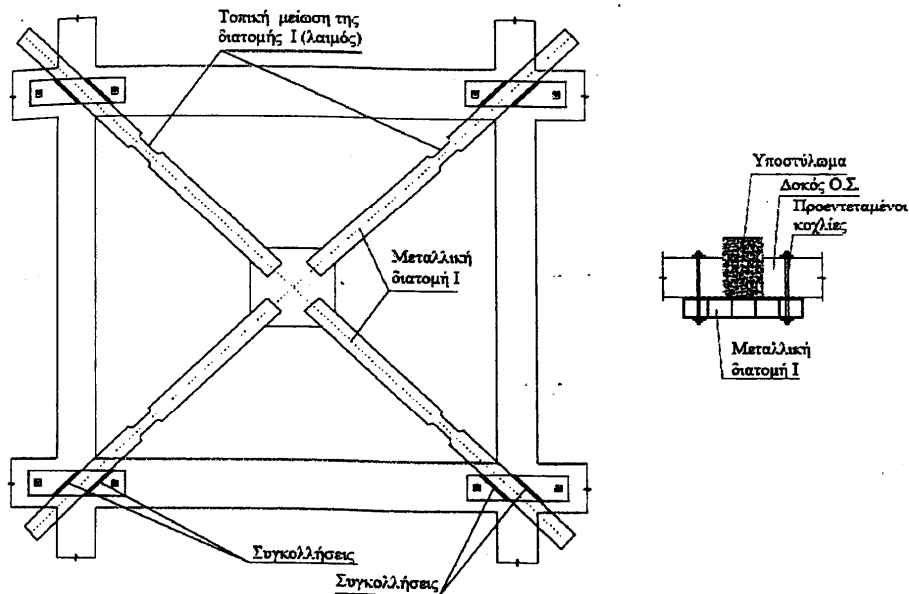
Από τους συγκεκριμένους δικτυωτούς συνδέσμους αυτός που χρησιμοποιείται στην ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών είναι κυρίως ο τελευταίος. Η χρήση του έχει κυριαρχήσει γιατί δεν είναι πάντα επαρκής η πλαστιμότητα των δοκών του πλαισίου ώστε να λειτουργήσει ικανοποιητικά σαν δοκός σύζευξης.[7]

Συμπερασματικά οι κεντρικοί μεταλλικοί δικτυωτοί σύνδεσμοι προσφέρουν μεγάλη δυσκαμψία και αντοχή στο πλαίσιο, αλλά η απορρόφηση ενέργειας είναι μικρότερη σε σχέση με τους εκκεντρους. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι στην πρώτη περίπτωση ο λυγισμός του διαγώνιου μέλους δεν επιτρέπει την ανάπτυξη μεγάλων παραμορφώσεων, ενώ στην δεύτερη περίπτωση αυτό επιτυγχάνεται χάρη στη λειτουργία του σεισμικού συνδέσμου [10].

4. ΕΞΩΤΕΡΙΚΟΙ ΡΑΒΔΟΙ ΔΙΚΤΥΩΣΗΣ - ΤΡΟΠΟΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

Όταν δεν επιθυμούμε να γίνει ενίσχυση με επέμβαση στο κτίριο ή δεν είναι εφικτή, είναι δυνατή η σύνδεση των δικτυωτών συνδέσμων στον φέροντα οργανισμό εξωτερικά του τοίχου πλήρωσης. Οι σύνδεσμοι στηρίζονται πάνω στους κόμβους του πλαισίου, από την εξωτερική όψη, με συγκόλληση της κάθε ράβδου, του μεταλλικού δικτυώματος, πάνω σε ένα μεταλλικό έλασμα. Στη συνέχεια το έλασμα συνδέεται πάνω στον κόμβο με την χρήση βλήτρων και ρητίνης.

Επειδή η σεισμική δράση μεταφέρεται στους συνδέσμους με εκκεντρότητα υπάρχουν προβλήματα λυγισμού. Έτσι για να αποφύγουμε αυτό το πρόβλημα δημιουργούμε μία τοπική στένωση της διατομής κοντά στα σημεία της σύνδεσης[8].



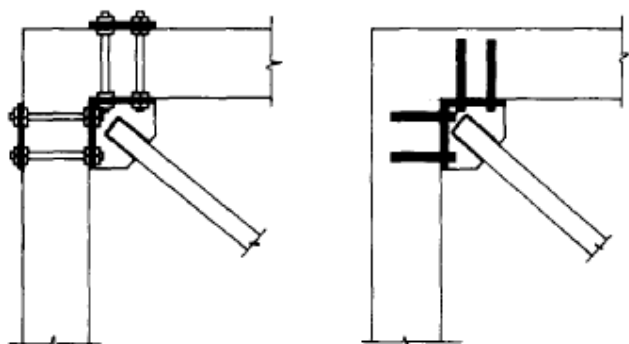
Σχήμα 6: Εξωτερική σύνδεση μεταλλικών δικτυωμάτων και λεπτομέρεια σύνδεσης [8]

5. ΤΡΟΠΟΙ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΕΣΩΤΕΡΙΚΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΔΙΚΤΥΩΣΗΣ

Ένα σημαντικό τμήμα των μεταλλικών ράβδων δικτύωσης, για να μπορούν, τα διαγώνια μέλη, να παραλαμβάνουν επαρκώς τις δράσεις από τον σεισμό, είναι η ποιότητα των συνδέσεων με τον αρχικό πλαισιακό φορέα. Έχει παρατηρηθεί ότι η αντοχή του συστήματος πλαισιακός φορέας - μεταλλικός σύνδεσμος είναι μεγαλύτερη από το άθροισμα των αντοχών καθενός ξεχωριστά. Η αντοχή αυτή προέρχεται από την δυσκαμψία που δίνουν οι συνδέσεις στο σύνολο, λόγω της μείωσης του ενεργού μήκους των δοκών και των υποστλωμάτων. Στις πιο συχνά χρησιμοποιούμενες συνδέσεις η επιπλέον αυτή αντοχή έχει παρατηρηθεί ότι είναι της τάξης του 10%[3,9].

Η σύνδεση των εσωτερικών δικτυωμάτων με τον πλαισιακό φορέα μπορεί να γίνει είτε άμεσα είτε έμμεσα.

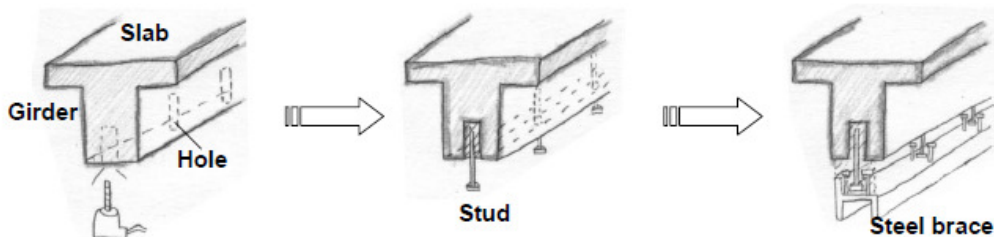
Ο άμεσος τρόπος σύνδεσης είναι γρηγορότερος στην κατασκευή και πιο φθηνός σε σχέση με τον έμμεσο, αλλά πιθανόν να χρειάζεται τοπική ενίσχυση των υποστλωμάτων και των δοκών[10]. Για την κατασκευή της σύνδεσης η ράβδος του δικτυώματος συγκολλείται



Σχήμα 7: Τρόποι σύνδεσης σε υφιστάμενες κατασκευές [1]

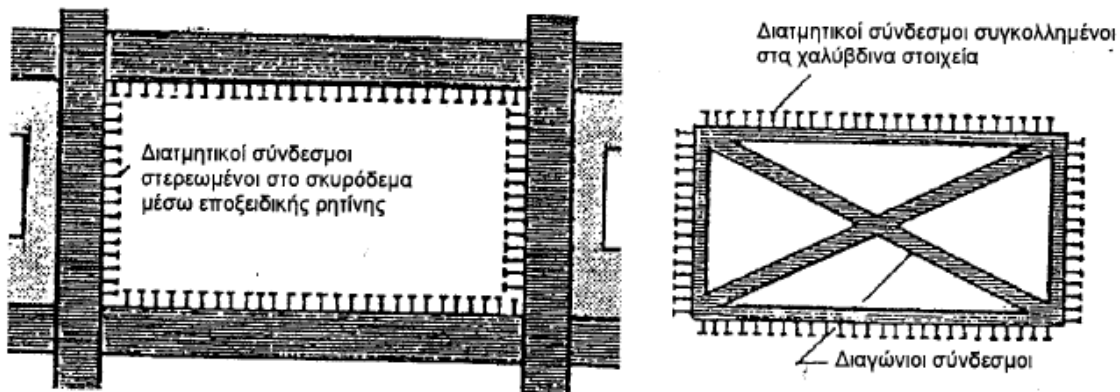
πάνω σε ένα μεταλλικό έλασμα, το οποίο στη συνέχεια τοποθετείται στην γωνία δοκού-υποστλώματος. Στη συνέχεια αυτό συγκολλείται σε δύο άλλα μεταλλικά ελάσματα, των οποίων η σύνδεση με τη δοκό και το υποστύλωμα γίνεται με δύο τρόπους όπως στο Σχήμα 7. Στον πρώτο τα ελάσματα στερεώνονται με μπουλόνια στη δοκό και στο υποστύλωμα, ενώ στον δεύτερο τρόπο με βλήτρα τα οποία έχουν αγκυρωθεί στο πλαίσιο με τη χρήση ρητίνης.[12]

Ο έμμεσος τρόπος σύνδεσης έχει μεγαλύτερο κόστος, καθώς η σύνδεση του πλαισίου και των δικτυωτών συνδέσμων γίνεται με χαλύβδινα στοιχεία, τα οποία τοποθετούνται στην περίμετρο του πλαισίου, ενώ τα διαγώνια χαλύβδινα στοιχεία συνδέονται πάνω σε αυτά με χρήση μεταλλικών κομβοελασμάτων. Η διαμητική σύνδεση των χαλύβδινων στοιχείων με τις δοκούς και τα υποστύλωμα επιτυγχάνεται με την χρήση χαλύβδινων βλήτρων. Η διαδικασία διάνοιξης των οπών καθώς και η χρήση ρητίνης για την αγκύρωση αυτών στο σκυρόδεμα φαίνεται στο παρακάτω σχήμα. Αρχικά ανοίγονται οπές στα στοιχεία



Σχήμα 8: Βήματα κατασκευή έμμεσης σύνδεσης [6]

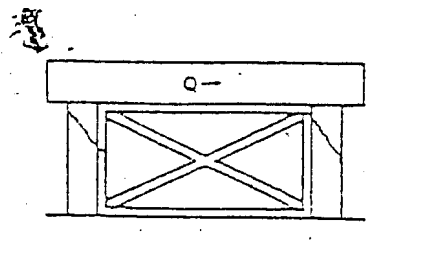
σκυροδέματος και στη συνέχεια με την χρήση εποξειδικής ρητίνης αγκυρώνονται σε αυτά τα βλήτρα. Αντίστοιχα στα χαλύβδινα στοιχεία συγκολλούνται βλήτρα σε όλο τους το μήκος. Τέλος στο κενό μεταξύ των δύο επιφανειών τοποθετείται μη συρρικνούμενο κονίαμα υψηλής αντοχής [4, 6]. Η τελική όψη των δύο πλαισίων μετά την τοποθέτηση των βλήτρων φαίνεται στο παρακάτω σχήμα. Γενικά με τον έμμεσο τρόπο σύνδεσης, αν εξασφαλίσουμε πλήρη διατμητική σύνδεση, μπορούμε να μειώσουμε τις πλευρικές μετακινήσεις του πλαισιακού φορέα και να παραλάβουμε ένα ποσοστό των κατακόρυφων φορτίων [2, 4].



Σχήμα 9: Έμμεσος τρόπος σύνδεσης [4]

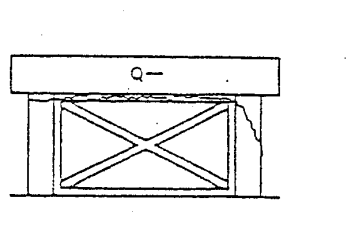
6. ΤΡΟΠΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

Μετά από την επίδραση πλευρικού φορτίου έχουν παρατηρηθεί τρεις βασικοί τύποι αστοχίας: Κατά τον πρώτο τρόπο ένα μεταλλικό μέλος διαρρέει είτε σε εφελκυσμό είτε σε θλίψη ή σε λιγυσμό λόγω θλίψης, μαζί με διατμητική ή καμπτική αστοχία των υποστυλωμάτων του πλαισίου οπλισμένου σκυροδέματος. Αυτός ο τρόπος αστοχίας παρατηρείται όταν η διατμητική σύνδεση έχει μεγάλη αντοχή [11].



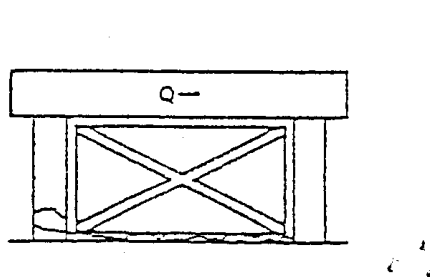
Σχήμα 10: Πρώτος τρόπος αστοχίας

Κατά τον δεύτερο τρόπο αστοχίας: αρχικά έχουμε αστοχία της διατμητικής σύνδεσης είτε λόγω διαρροής των διατμητικών ήλων είτε λόγω αστοχίας του κονιάματος. Στη συνέχεια η διατμητική δύναμη οδηγεί κάποιο υποστύλωμα σε διατμητική ή καμπτική αστοχία [11].



Σχήμα 11: Δεύτερος τρόπος αστοχίας

Τέλος κατά τον τρίτο τρόπο αστοχίας: αρχικά έχουμε ένα αρκετά δύσκαμπτο μεταλλικό δικτύωμα και η διατμητική σύνδεση είναι αρκετά ισχυρή. Έτσι τα υποστυλώματα του αρχικού πλαισίου διαρρέουν είτε σε εφελκυσμό στις ίνες που εφελκύνονται είτε σε θλίψη στις ίνες που θλίβονται, οδηγώντας σε καμπτική αστοχία όλο το πλαίσιο [11].



Σχήμα 12: Τρίτος τρόπος αστοχίας

7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Παρατηρούμε ότι η χρήση των μεταλλικών δικτυωτών συνδέσμων για την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος μπορεί να έχει ικανοποιητικά αποτελέσματα, καθώς επιτυγχάνει να αυξήσει την αντοχή και την δυσκαμψία του φορέα και επιπλέον συμμετέχει σημαντικά στην κατανάλωση της ενέργειας του σεισμού, λόγω των όλκιμων χαρακτηριστικών του χάλυβα των διαγωνίων.

Βασικό κομμάτι του σχεδιασμού για να έχουμε τον επιθυμητό τρόπο αστοχίας είναι η επάρκεια των συνδέσεων. Οι συνδέσεις θα πρέπει να σχεδιάζονται με τέτοιο τρόπο ώστε να έχουν υπεραντοχή που να εξασφαλίζει ότι η διαρροή περιορίζεται στα διαγώνια μέλη. Επιπλέον σημαντικός παράγοντας είναι και η μεταλυγισμική συμπεριφορά των διαγωνίων μελών. Γι' αυτό η διαστασιολόγηση αλλά και η κατασκευαστική διαμόρφωση των ράβδων δικτύωσης θα πρέπει να στοχεύει στον έλεγχο της μεταλυγισμικής συμπεριφοράς τους και των δυσμενών επιπτώσεων της που ενδέχεται να τις εμποδίσουν να αναπτύξουν την πλήρη εφελκυστική τους αντοχή[2].

Πέρα από την επάρκεια των συνδέσεων και των διαγωνίων μελών, έναντι ψαθυρών τρόπων αστοχίας, ιδιαίτερα σημαντικός είναι και ο έλεγχος των κόμβων του υφιστάμενου φορέα μετά την τοποθέτηση των δικτυωτών συνδέσμων. Η προσθήκη των δικτυωμάτων εισάγει επιπλέον εντατικά μεγέθη στους κόμβους, λόγω ανακατανομής της έντασης στο φορέα. Έτσι αν διαπιστωθεί ανεπάρκεια των κόμβων είναι αναγκαία η αναθεώρηση του σχεδιασμού ενίσχυσης του φέροντος οργανισμού, ώστε να περιλαμβάνει και ενίσχυση των κόμβων[3].

Τέλος δεν θα πρέπει να παραλείψουμε ότι με την χρήση των μεταλλικών δικτυωμάτων επεμβαίνουμε στην κατασκευή χωρίς να προσθέσουμε μεγάλο κατακόρυφο φορτίο σε αυτή. Η εγκατάσταση των δικτυωτών συνδέσμων σε αντίθεση με άλλες μεθόδους ενίσχυσης, όπως τοιχώματα, επιτρέπει τον φυσικό φωτισμό να περνά από τα φατνώματα. Επιπλέον όπως είδαμε μπορούμε να αποφύγουμε τις επεμβάσεις στον αρχικό φορέα δημιουργώντας έναν εξωτερικό δικτυωτό σύνδεσμο, πολλές φορές χωρίς να διακοπεί η λειτουργία του κτιρίου. Όλοι αυτοί οι λόγοι καθιστούν αυτόν τρόπο ενίσχυσης ιδιαίτερα ανταγωνιστικό σε σχέση με τις συμβατικές μεθόδους ενίσχυσης με τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος.

8. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] M. R. Maheri, A. Sahebi, “Use of steel bracing in reinforced concrete frames”, Engineering Structures, Vol 19, No 12, pp. 1018-1024, 1997
- [2] Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) - Τελικό κείμενο (2010-2011) § 8.5.5
- [3] Κωνσταντίνος Σπυράκος “Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία”, ΤΕΕ 2004
- [4] Αθανάσιος Χ. Τριανταφύλλου “Σύμμικτες κατασκευές”, Πάτρα 2011
- [5] Σπύρος Διγενής “Ενίσχυση κατασκευών με χρήση δικτυωτών συνδέσμων”, 16^ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές Κατασκευών, Πάτρα Φεβρουάριος 2010
- [6] Tetsuya Ohmura, Shizuo Hayashi, Kazuhiro Kanata and Tashiro Fujimura, “Seismic Retrofit of Reinforced Concrete Frames by Steel Braces Using No Anchors” Proceedings of the 2006 Disaster Resistant California Conference, April 18-22, 2006, San Francisco, California, USA, Paper No 42
- [7] A. Ghobarah, H. Abou Elfath, “Rehabilitation of a reinforced concrete frame using eccentric steel bracing”, Engineering Structures 23 (2001) 745-755
- [8] Θουμανύδου Μαγδαληνή, “Ενίσχυση πλαισίων οπλισμένου σκυροδέματος με μεταλλικές ράβδους δικτύωσης”, Διπλωματική Εργασία, Ελληνικό Ανοικτό Πανεπιστήμιο, Αθήνα, Σεπτέμβριος 2009
- [9] Mahmoud R. Maheri, H. Ghaffarzadeh, “Connection overstrength in steel-braced RC frames”, Engineering Structures 30 (2008) 1938-1948
- [10] Ferraioli M., Avossa A.M., Malangone P. “Performance-based Assessment of R.C. buildings strengthened with steel braces”, Federation Internationale du Beton, Proceedings of the 2nd International Congress, June 5-8, 2006-Naples, Italy
- [11] Yasutoshi Yamamoto, “Strength and ductility of frames strengthened with steel bracing”, Department of Architecture, Shibaura Institute of Technology, Tokyo
- [12] M.R. Maheri, A. Hadjibour, “Experimental investigation and design of steel brace connection to RC frame”, Engineering Structures 25 (2003) 1707-1714

Η ΜΕΘΟΔΟΣ ΤΩΝ ΜΕΤΑΤΕΤΑΓΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΔΙΣΚΩΝ ΣΤΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΡΗΓΑΣ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ

Περίληψη

Η εργασία αυτή έχει σαν σκοπό την παρουσίαση της μεθόδου των μετατεταγμένων κατακόρυφων δίσκων σε κατασκευές που χρήζουν αντισεισμικής ενίσχυσης. Αρχικά καταγράφονται τα μειονεκτήματα της ενίσχυσης κατασκευής με συνεχές καθ' ύψος τοίχωμα. Μέσω ενός παραδείγματος γίνεται σύγκριση των δύο μεθόδων όπου και παρουσιάζονται οι βασικές αρχές της μεθόδου των μετατεταγμένων δίσκων. Τέλος γίνεται αναφορά σε κατασκευαστικές λεπτομέρειες.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η ραγδαία εξέλιξη της επιστήμης του πολιτικού μηχανικού- σε θεωρητικό και πρακτικό επίπεδο- κατά το τελευταίο μισό του 20^{ου} αιώνα, συνεχίζεται μέχρι και σήμερα. Η πείρα σε συνδυασμό με τα σύγχρονα υπολογιστικά μέσα και την έρευνα, οδηγούν σε νέες έννοιες και κανονισμούς που εισάγονται συνεχώς στα βιβλία αλλά και στην πράξη. Αρνητική(και σε μεγάλο βαθμό αναπόφευκτη) συνέπεια της θετικής αυτής εξέλιξης είναι πως μεγάλο ποσοστό των κτιρίων της χώρας έχει σχεδιαστεί είτε χωρίς καθόλου αντισεισμικούς κανονισμούς(πριν το 1959), είτε με αντισεισμικούς κανονισμούς που ήταν ανεπαρκείς, αφού υποτιμούσαν το μέγεθος των σεισμικών δράσεων και προσδιόριζαν πλημμελώς τα σεισμικά εντατικά μεγέθη(1959-1985)[1]. Δίπλα ,λοιπόν, στην ανάγκη της αντισεισμικής επάρκειας μιας νέας κατασκευής προστέθηκε η ανάγκη ενίσχυσης μιας υφιστάμενης.

Η ενίσχυση μιας κατασκευής από Ο/Σ με τη προσθήκη τοιχωμάτων είναι μια από τις μεθόδους που επιδρούν στο σύνολο της κατασκευής, αυξάνοντας τη δυσκαμψία και την αντοχή του. Με τον τρόπο αυτό διορθώνονται ταυτόχρονα και πολλές εγγενείς μορφολογικές αδυναμίες των κτιρίων όπως εύκαμπτοι όροφοι, εκκεντρότητες κατόψεων, κοντά υποστύλωμα κ.α.

Η μέθοδος χρησιμοποιείται: 1) Σε κτίρια που παρουσιάζουν μεγάλες μετακινήσεις, 2) Σε κτίρια με πυλωτή ή μαγαζιά στο ισόγειο όπου και υπάρχει μεγάλη πιθανότητα δημιουργίας εύκαμπτου ορόφου, 3) σε κτίριο που έχει παρατηρηθεί εκκεντρότητα στις ακαμψίες .Με την τοποθέτηση ενφανατούμενων τοιχωμάτων συμβάλλουμε στο να πλησιάσουν το κέντρο μάζας με το κέντρο δυσκαμψίας, κάτι που θα βοηθήσει στην αποφυγή πρόσθετων δυνάμεων λόγω στρέψης στα μέλη του φορέα.[4]

Η εφαρμογή όμως της μεθόδου αυτής, στην πράξη συναντά , κατασκευαστικές, λειτουργικές και οικονομικές δυσκολίες. Βασικό μειονέκτημά της αποτελεί η μεταφορά μεγάλων δυνάμεων και ροπών στη θεμελίωση, δημιουργώντας έτσι μεγάλες ροπές ανατροπής, οι οποίες θα πρέπει να αναληφθούν με ένα σωστά διαμορφωμένο σύστημα θεμελίωσης[2]. Οι οποιαδήποτε επέμβαση αυτού του είδους σημαίνει αυτόματα 1)ενίσχυση της θεμελίωσης (π.χ. δημιουργία πεδιλοδοκού, σύνδεση νέου πέδιλου με τα διπλανά του με συνδετήρια δοκό) 2)επάρκεια χώρου και δυνατότητα πρόσβασης των δομικών μηχανών 3) εκκένωση του συνόλου του κτιρίου όσο διαρκούν οι επισκευές 4)τη μείωση των χώρων και της λειτουργικότητάς τους. Τα παραπάνω οδηγούσαν τους μελετητές στην εκ προοιμίου απόρριψη της μεθόδου αυτής και στο να προτιμήσουν την «κλασική» ενίσχυση των υποστυλωμάτων μέσω μανδύων Ο/Σ. Κάτι τέτοιο όμως παρέβλεπε την δυσμενή αντισεισμική διάταξη των υποστυλωμάτων που παρέμενε.

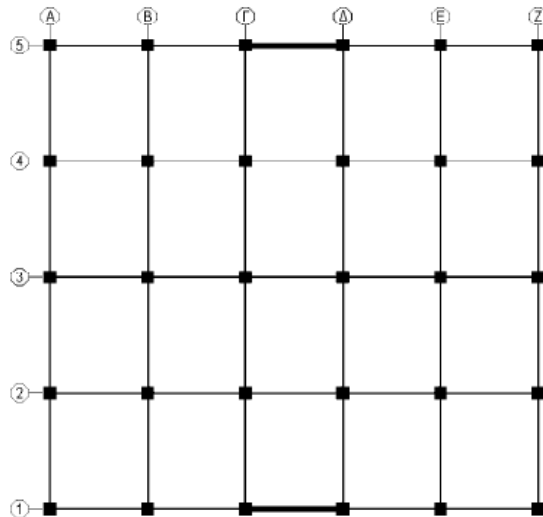
2. Η ΜΕΘΟΔΟΣ ΤΩΝ ΜΕΤΑΤΕΤΑΓΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΔΙΣΚΩΝ

Λύση στο παραπάνω πρόβλημα και ταυτόχρονα εναλλακτική μέθοδο ενίσχυσης με τοιχώματα είναι η μέθοδος των μετατεταγμένων κατακόρυφων δίσκων. Με τον όρο «μετατεταγμένοι κατακόρυφοι δίσκοι» εννοούμε τα μη συνεχή καθ' ύψος ή/και στο επίπεδό τους τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος. Οι μετατεταγμένοι κατακόρυφοι δίσκοι μπορεί να αποτελούνται είτε (α) από τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος τοποθετημένα στα φαντώματα των πλαισίων μεταξύ των οριζοντίων δοκών και των κατακόρυφων στύλων και επαρκώς οπλισμένα και αγκυρωμένα στο πλαισιακό φάντωμα, είτε (β) από μεταλλικούς δικτυωτούς συνδέσμους. Οι θέσεις των κατακόρυφων δίσκων μπορούν να διαφέρουν καθ' ύψος από όροφο σε όροφο του κτιρίου. Πρέπει όμως κάθε όροφος να διαθέτει τουλάχιστον δύο κατακόρυφους δίσκους ανά διεύθυνση ενίσχυσης του κτιρίου. Η απόσταση μεταξύ των δίσκων ανά διεύθυνση ενίσχυσης είναι επιθυμητό να είναι η μέγιστη δυνατή.

Η μέθοδος αυτή αρχικά φαίνεται να παραβιάζει την καθ' ύψος κανονικότητα της κατασκευής, καθώς μία από τις απαιτήσεις των κανονισμών -ώστε να διαπιστωθεί η κανονικότητα καθ' ύψος ενός κτιρίου- είναι η μάζα των ορόφων και η δυσκαμψία των δομικών στοιχείων τους να είναι η ίδια σ' όλους τους ορόφους ή να μειώνεται ομαλά από τη βάση προς την κορυφή[3]. Βασική στόχευση της απαίτησης είναι μεταξύ άλλων η αποφυγή δημιουργίας εύκαμπτου ορόφου και η εν γένει εξομάλυνση της καθ' ύψος μεταβολής των οριζοντίων μετατοπίσεων των ορόφων. Όπως όμως θα δούμε στο παρακάτω παράδειγμα, όχι μόνο δεν παραβιάζεται αλλά επιτυγχάνεται με καλύτερους όρους η βασική αυτή στόχευση.

3. Η ΜΕΘΟΔΟΣ ΤΩΝ ΜΕΤΑΤΕΤΑΓΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΔΙΣΚΩΝ ΜΕ ΕΝΑ ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ

Σε μια από τις παρουσιάσεις της μεθόδου των μετατεταγμένων κατακόρυφων δίσκων οι Ε. Ν. Μπαμπούκας και Ι.Ε. Αβραμίδης, χρησιμοποίησαν ως πρότυπο κτίριο για τις παραμετρικές αναλύσεις ένα 10-ώροφο κτίριο με ύψος ορόφου 3.0 m και εξωτερικές διαστάσεις 20.0 m x 20.0 m. Τα συνολικώς τριάντα υποστυλώματα διατομής 50/50 είναι διατεταγμένα σε ορθογωνικό κάναβο 5x6. Όλες οι δοκοί (φαντώματα) έχουν διατομή κορμού 25/50 με πάχος πλάκας 15 cm.



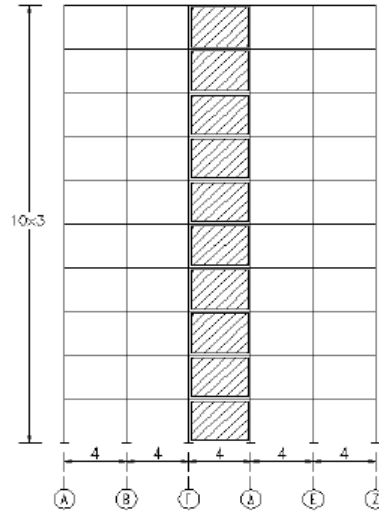
Σχήμα1: Χωρικός φορέας [5]

Ως σεισμική φόρτιση του κτιρίου θεώρησαν ομοίμορφα οριζόντια (αξονικά) στατικά φορτία επί των δοκών που είναι παράλληλες με τον άξονα X. Η καθ' ύψος κατανομή των φορτίων είναι τριγωνική και κοινή σε όλες τις στατικές επιλύσεις. Οι τιμές των οριζοντίων

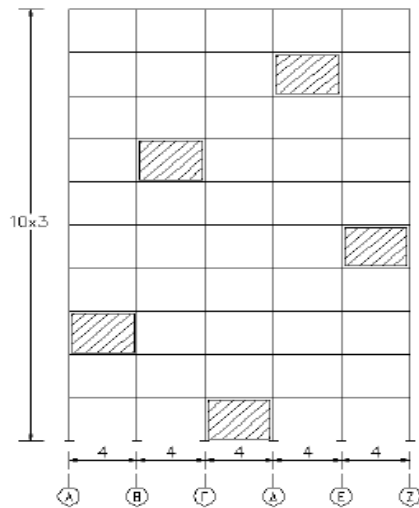
σεισμικών φορτίων για τις στάθμες 1 έως 10 είναι : $F_1=250$, $F_2=500$, $F_3=750$, $F_4=1000$, $F_5=1250$, $F_6=1500$, $F_7=1750$, $F_8=2000$, $F_9=2250$ και $F_{10}=2500$ kN.

Τα ενισχυτικά τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος έχουν πάχος 20 cm και καταλαμβάνουν όλο το εύρος του φατνώματος στο οποίο τοποθετούνται.

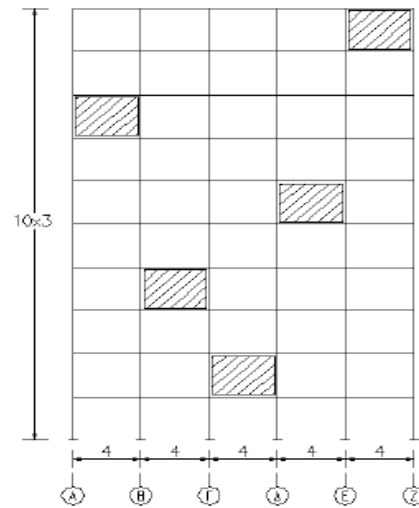
Στο πρώτο μοντέλο που ανέλυσαν τοποθέτησαν στους άξονες 1 και 5 συνεχή καθ' ύψος τοιχώματα Ο/Σ μεταξύ της σειράς Γ και Δ των υποστυλωμάτων(Σχήμα 2) ενώ στο δεύτερο τοποθέτησαν εμφανιζόμενα τοιχώματα Ο/Σ σε τυχαίες θέσεις και με μόνη προϋπόθεση ότι κάθε στάθμη διαθέτει δύο τοιχώματα συμμετρικά τοποθετημένα ως προς το κεντρικό άξονα του κτιρίου(Σχήμα 3,4)[5]



Σχήμα 2: Όψη αξόνων 1 και 5 (συνεχές καθ' ύψος) [5]

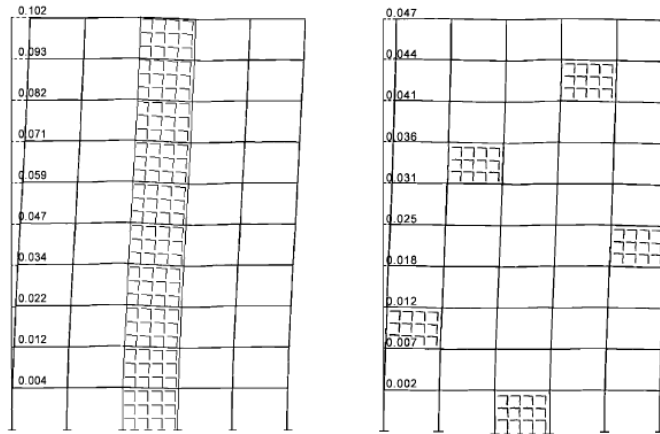


Σχήμα 3: Όψη αξόνων 1&5 (μετατεταγμένη διάταξη) [5]



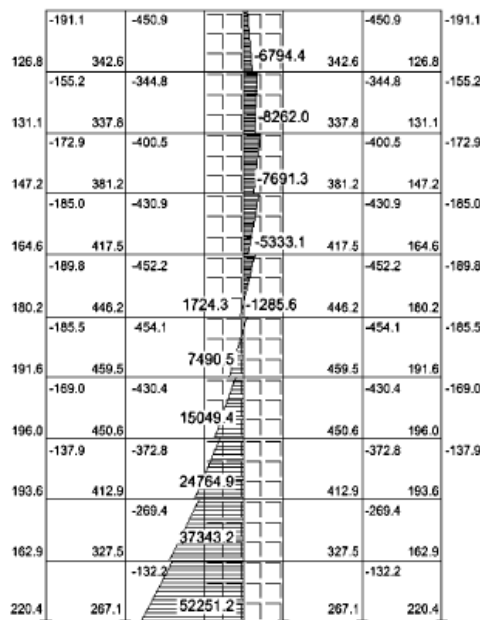
Σχήμα 4: Όψη αξόνων 2&4 (μετατεταγμένη διάταξη) [5]

Από την ανάλυση των 2 μοντέλων προέκυψαν τα ακόλουθα αποτελέσματα:



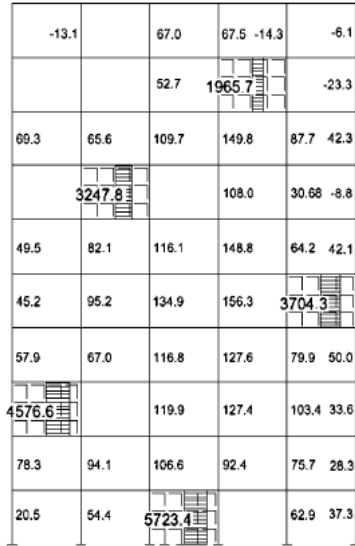
Σχήμα 7(a,b): Μετακινήσεις σε mm

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΗ 1: Οι οριζόντιες μετακινήσεις των ορόφων στη μετατεταγμένη διάταξη είναι 35-116% μικρότερες από αυτές στη συνεχή διάταξη. (Σχήμα 7(a,b))

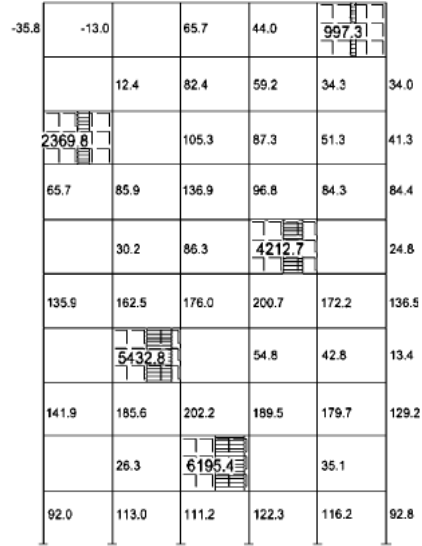


Σχήμα 8: Καμπτικές ροπές άξονα 1 [5]

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΗ 2: Οι ροπές κάμψης στη συνεχή διάταξη εμφανίζουν πολύ μεγάλες ροπές στη βάση ενώ μειώνονται σημαντικά στους μεσαίους και υψηλούς ορόφους (Σχήμα 8)

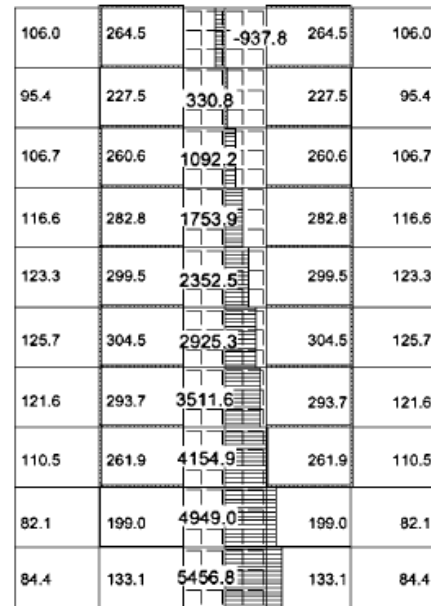


Σχήμα 9: Καμπτικές ροπές άξονα 1 [5]



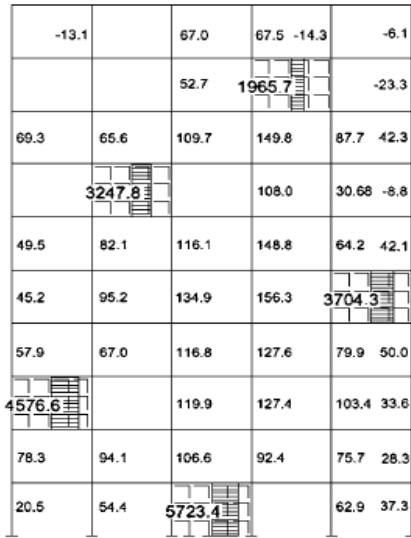
Σχήμα10: Καμπτικές ροπές άξονα 2 [5]

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΗ 3: Στη μετατεταγμένη διάταξη των κατακόρυφων δίσκων οι ροπές στη βάση είναι σημαντικά μικρότερες. (Σχήμα 9,10)

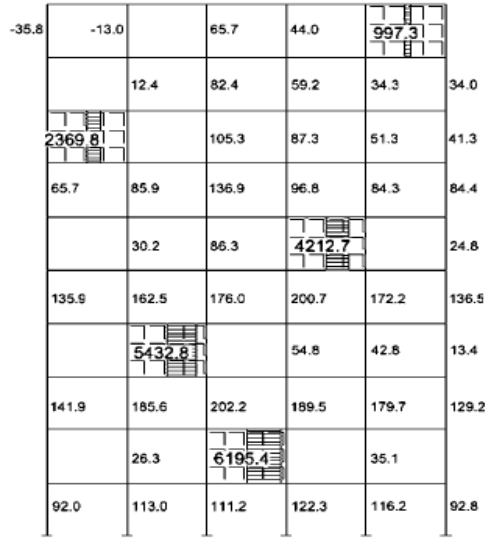


Σχήμα 11: Διατμητικές δυνάμεις στον άξονα 1 (συνεχής διάταξη) [5]

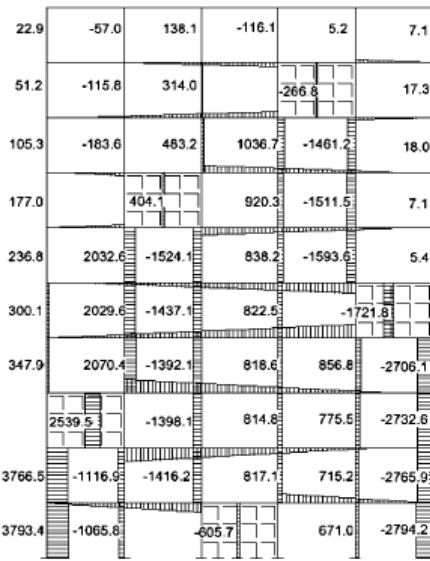
ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΗ 4: Οι διατμητικές δυνάμεις ανά όροφο στη συνεχή διάταξη τοιχωμάτων δεν έχουν σημαντικές διαφορές από αυτές στη μετατεταγμένη. (Σχήμα 11,12,13)



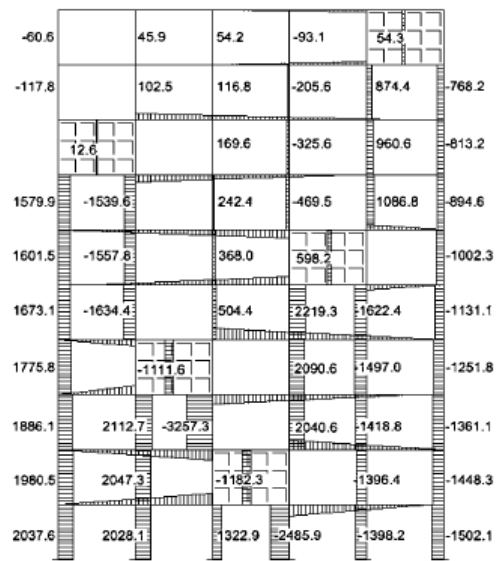
Σχήμα 12: Διατμητικές δυνάμεις στον άξονα 1 (μετατεταγμένη διάταξη) [5]



Σχήμα 13: Διατμητικές δυνάμεις στον άξονα 2 (μετατεταγμένη διάταξη) [5]



Σχήμα 14: Αξονικές δυνάμεις άξονα 1 (μετατεταγμένη διάταξη) [5]



Σχήμα 15: Αξονικές δυνάμεις άξονα 2 (μετατεταγμένη διάταξη) [5]

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΗ 5: Στη μετατεταγμένη διάταξη, οι αξονικές δυνάμεις των υποστυλωμάτων ακριβώς κάτω από τους μετατεταγμένους δίσκους εμφανίζονται ιδιαίτερα αυξημένες σε σχέση με τους στύλους των ίδιων θέσεων στη συνεχή διάταξη. (Σχήμα 14,15,16)

82.8	87.1			-87.1	-82.8
215.7	183.7			-183.7	-215.7
357.9	294.7			-294.7	-357.9
513.2	420.1			-420.1	-513.2
678.6	558.2			-558.2	-678.6
849.1	704.4			-704.4	-849.1
1017.2	851.3			-851.3	-1017.2
1172.6	988.6			-988.6	-1172.6
1301.7	1102.5			-1102.5	-1301.7
1392.9	1170.2			-1170.2	-1392.9

Σχήμα 16: Αξονικές δυνάμεις άξονα 1 (συνεχής διάταξη) [5]

Από το παράδειγμα αυτό προκύπτουν μια σειρά συμπερασμάτων, όπως:

- Στο συνεχές καθ' ύψος τοίχωμα οι ροπές κάμψης στον 1^ο από το έδαφος όροφο είναι πολύ μεγαλύτερες σε σχέση με την μετατεταγμένη διάταξη. Αυτό σημαίνει πως η μεγάλη ροπή βάσης θα πρέπει να παραληφθεί και από νέο θεμέλιο με κατάλληλες διαστάσεις.
- Οι αξονικές δυνάμεις στα υποστυλώματα κάτω από τους μετατεταγμένους δίσκους παρουσιάζουν απότομη και μεγάλη αύξηση. Η διαστασιολόγηση όμως των υποστυλωμάτων αυτών με την νέα αξονική δύναμη και την νέα –κατά πολύ μειωμένη– ροπή κάμψης δείχνει πως ο απαιτούμενος οπλισμός σε πολλές περιπτώσεις επαρκεί. Σε κάθε περίπτωση όμως, η ενίσχυση ενός υποστυλώματος που καταπονείται κυρίως σε θλίψη είναι απλούστερη και πιο αξιόπιστη από την ενίσχυση ενός υποστυλώματος καταπονούμενο κυρίως σε κάμψη.

4. ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΕΣ ΛΕΠΤΟΜΕΡΙΕΣ

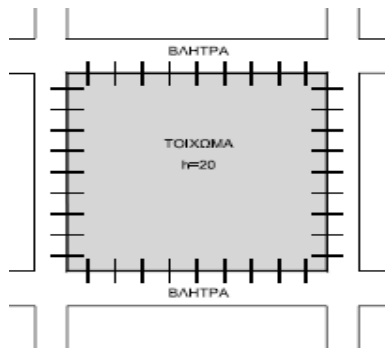
Οι κανόνες κατασκευαστικής διαμόρφωσης των τοιχωμάτων είναι ίδιες με αυτές που ισχύουν για τις νέες κατασκευές. Έτσι το πάχος του τοιχώματος δεν πρέπει να είναι μικρότερο από τα 2/5 του πάχους του συνοριακού υποστυλώματος ή της άνω δοκού του πλαισίου, όποιο είναι μικρότερο, και δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερο από το πάχος της άνω δοκού.[2]

Τα υποστυλώματα κάτω από το ενφρατνόμενο τοίχωμα, τα οποία είδαμε ότι παραλαμβάνουν μεγάλες αξονικές δυνάμεις ελέγχονται για την επάρκειά τους στην παραλαβή αυτών των δυνάμεων λόγω των μειωμένων καμπτικών ροπών. Τα υποστυλώματα στις άκρες του κάθε κατακόρυφου δίσκου θα παίξουν πλέον το ρόλο των άκρων του τοιχώματος και πρέπει να ελέγχονται για το αν έχουν την απαιτούμενη παραμορφωσιακή ικανότητα.

Κρίσιμο στοιχείο που επηρεάζεται από την δράση των τοιχωμάτων είναι η δοκός πάνω από το τοίχωμα. Απαιτείται έλεγχος στις στάθμες ορόφων ότι οι δοκοί που συντρέχουν στο τοίχωμα (με διεύθυνση τον ισχυρό άξονα του τοιχώματος) έχουν επαρκή διαμήκη οπλισμό για τη μεταφορά των οριζόντιων δράσεων του ορόφου. Αν ο οπλισμός είναι ανεπαρκής ενισχύουμε το δοκάρι κάνοντας χρήση συγκολλητών μεταλλικών πλακών που αγκυρώνονται πάνω στη παλιά δοκό στη διεύθυνση του ισχυρού άξονα. Σε αυτές τις πλάκες συγκολλούνται οριζόντιες διαμήκεις ράβδοι οπλισμού, που τοποθετούνται στις στάθμες των ορόφων και αγκυρώνονται στο νέο τοίχωμα[6].

Επίσης στη μέθοδο των μετατεταγμένων κατακόρυφων δίσκων οι πλάκες λειτουργούν ως δίσκοι (διαφράγματα) μεταφοράς των οριζόντιων δυνάμεων στα κατακόρυφα στοιχεία του κτιρίου. Στις μετατεταγμένες διατάξεις της μη συνεπίπεδης μετάταξης, ο ρόλος της λειτουργίας των διαφραγμάτων των πλακών καθίσταται κρισιμότερος, διότι μέσω των πλακών λειτουργεί η σύζευξη των γειτονικών, μετατεταγμένων κατά επίπεδο τοιχωμάτων. Προκειμένου να υπολογισθεί η καταπόνηση των πλακών ως δίσκων μεταφοράς δυνάμεων, η προσομοίωσή τους γίνεται με επαρκές πλήθος κατάλληλων πεπερασμένων στοιχείων με πεπερασμένες ελαστικές ιδιότητες. Γενικώς, όμως ο αυξημένος εφελκυσμός των πλακών δεν δημιουργεί ιδιαίτερο πρόβλημα, διότι η επάρκεια της πλάκας-διαφράγματος σε εφελκυστικές σεισμικές καταπονήσεις αποκαθίσταται με σχετικά μικρό βαθμό δυσκολίας.[5]

Τέλος, απαραίτητο στοιχείο για τη σωστή λειτουργία των νέων προσθηκών στο φέροντα οργανισμό αποτελεί και ο έλεγχος σε διάτμηση των διεπιφανειών του φατνώματος με τα υποστρώματα και τη δοκό και η τοποθέτηση των απαιτούμενων βλήτρων στις διεπιφάνειες αυτές (σχήμα 17)



Σχήμα 17: Σκαρίφημα μετατεταγμένου Τοιχώματος

5.ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ-ΣΥΝΟΨΗ

Η μέθοδος των μετατεταγμένων κατακόρυφων δίσκων αποτελεί εναλλακτική λύση για την επέμβαση στο σύνολο της κατασκευής. Η χρήση της αποσκοπεί στην επιδιόρθωση των μορφολογικών αδυναμιών της κατασκευής (π.χ. εύκαμπτοι όροφοι, εκκεντρότητες κατόψεων, την αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας.

Η μέθοδος αυτή χαρακτηρίζεται από το χαμηλό κόστος κατασκευής -αφού δεν απαιτεί μεγάλης έκτασης επέμβαση στη θεμελίωση και έχει μικρότερο βαθμό όχλησης των ενοίκων-, την ευελιξία της και την ταχύτητα στη υλοποίησή της. Από αυτή τη σκοπιά είναι προτιμότερη από την μέθοδο ενίσχυσης με προσθήκη συνεχών καθ' ύψος τοιχωμάτων Ο/Σ.

Τέλος, όπως φάνηκε και στο παραπάνω παράδειγμα, δεν παραβιάζεται η βασική στόχευση της καθ' ύψους κανονικότητας, που είναι η αποφυγή δημιουργίας εύκαμπτου ορόφου και η εν γένει εξομάλυνση της καθ' ύψος μεταβολής των οριζόντιων μετατοπίσεων των ορόφων.

6.ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Ι.Τέγος, Γ.Χ.Ρουπακιάς, «Προεκτίμηση των αναγκαίων εμφανωμένων σε πλαίσια ή και ανεξαρτήτων τοιχωμάτων για την ενίσχυση υφιστάμενης οικοδομής», Πρακτικά 15^{ου} Συνεδρίου Σκυροδέματος 2006
- [2] Βλάχα Μαρίνα, Φλογέρας Αντώνης, «Ενίσχυση κτιρίων με προσθήκη τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος», Πρακτικά 9^{ου} φοιτητικού συνεδρίου «Επισκευές Κατασκευών»
- [3]Φαρδής Μιχαήλ, Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN 1998-1:2004 - Ευρωκώδικας 8 «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών – Μέρος 1 Γενικοί Κανόνες, Σεισμικές Δράσεις, Κανόνες για Κτίρια», http://library.tee.gr/digital/m2464/m2464_ec8_1.pdf

- [4] Αργυρόπουλος Χρήστος, «Ενίσχυση πλαισίων με ενφαινούμενα τοιχώματα από σκυρόδεμα», Πρακτικά 10^{ου} φοιτητικού συνεδρίου «επισκευές κατασκευών»
- [5] Ε.Ν. Μπάμπουκας, Ι.Ε. Αβραμίδης, “Ενισχύσεις υφισταμένων κτιρίων μέσω μετατεταγμένων κατακόρυφων δίσκων”, Πρακτικά 15^{ου} Συνεδρίου Σκυροδέματος 2006
- [6] Σ.Η. Δρίτσος, “Ενισχύσεις / επισκευές κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα”, Πάτρα 2009

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΜΕ ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΕΣ ΤΡΙΒΗΣ

ΛΟΤΣΑΡΗΣ ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ

ΠΑΧΗΣ ΑΛΕΞΑΝΔΡΟΣ

Περίληψη

Ο στόχος της εργασίας είναι να γνωστοποιηθούν νέες ιδέες για μεθόδους ανάληψης της σεισμικής δράσης. Η μέθοδος που παρουσιάζεται είναι η διάχυση παθητικής ενέργειας σε υφιστάμενες κατασκευές με την χρήση αποσβεστήρων τριβής. Αναφέρονται εκτενώς τα υπάρχοντα είδη των αποσβεστήρων τριβής, οι αρχές και ο τρόπος λειτουργίας τους καθώς και τα πλεονεκτήματά τους. Επίσης παρουσιάζονται κατασκευαστικές λεπτομέρειες για την αποδοτικότερη λειτουργία των αποσβεστήρων. Μεγάλη έμφαση δίνεται σε εφαρμογές των αποσβεστήρων σε ήδη υπάρχοντα κτίρια για να τονισθούν τα προτερήματά τους απέναντι στις συμβατικές μεθόδους σεισμικής ενίσχυσης και για να γίνει πιο κατανοητή η χρήση και η χρησιμότητά τους.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στον σχεδιασμό των περισσότερων κτιρίων, τα πρώτα φορτία που λαμβάνονται υπ' όψιν είναι αυτά που οφείλονται στην βαρύτητα. Τα φορτία αυτά υπάρχουν καθ' όλη τη διάρκεια της ζωής τους και τα μεγέθη τους μπορούν εύκολα να προβλεφθούν καθώς αποτελούνται από το ίδιο βάρος της κατασκευής και τα βάρη των ωφέλιμων φορτίων. Άρα η στατική εξιδανίκευση τους είναι σωστή και αξιόπιστη. Επιπλέον, στις κατασκευές πρέπει να υπάρχει προστασία από τις περιβαλλοντικές φορτίσεις (σεισμοί, άνεμοι, κύματα), οι οποίες δεν είναι ούτε στατικές ούτε έχουν προκαθορισμένη διεύθυνση. Η σημαντικότερη φόρτιση είναι οι αδρανειακές δυνάμεις που προκαλούνται λόγω της δυναμικής και επανακυκλιζόμενης δράσης του σεισμού. Σε αντίθεση με τα φορτία βαρύτητας, τα μεγέθη των περιβαλλοντικών φορτίσεων είναι πολύ δύσκολο να προβλεφθούν λόγω της μεγάλης χωρικής και χρονικής στατιστικής διακύμανσής τους.

Παρ' όλες αυτές τις σημαντικές διαφορές, υπάρχει μια τάση να μεταχειριζόμαστε τις περιβαλλοντικές φορτίσεις με τις ίδιες μεθόδους που χρησιμοποιούμε για τα φορτία βαρύτητας. Για παράδειγμα ο άνεμος και σεισμός προσομοιάζονται σαν πλευρικές δυνάμεις [1]. Χρησιμοποιώντας αυτή την προσέγγιση οι σύγχρονοι κατασκευαστικοί κώδικες προτείνουν τους ανέμους και τους μέτριους σεισμούς τα κτίρια να τους παραλαμβάνουν με ελαστική καταπόνηση. Οι ίδιοι κώδικες όμως αντιλαμβάνονται ότι δεν είναι οικονομικά εφικτό η ελαστική αντοχή των μελών μιας κατασκευής να παραλάβει όλη την ενέργεια ενός μείζονος σεισμού. Το κριτήριο λοιπόν που χρησιμοποιείται στις συμβατικές κατασκευές είναι η αντοχή στους μέτριους σεισμούς χωρίς σημαντικές βλάβες και η αποφυγή κατάρρευσης στους μείζονες σεισμούς αποδεχόμενοι την ύπαρξη αστοχιών. Η αποφυγή κατάρρευσης επιτυγχάνεται χάρη στην ικανότητα των μελών του κτιρίου να απορροφούν ενέργεια με τον σχηματισμό πλαστικών παραμορφώσεων, ρωγμών και εσωτερικών τριβών. Γεγονός το οποίο σημαίνει μόνιμες και πολυδάπανες βλάβες στην κατασκευή [2].

2. ΠΡΩΤΟΠΩΡΑ ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ

Ωστόσο, αν λάβουμε υπ' όψιν την δυναμική φύση των περιβαλλοντικών φορτίσεων μπορούν να υλοποιηθούν πιο ουσιαστικές λύσεις. Σαν αποτέλεσμα αυτής της δυναμικής

αντίληψης, νέα και πρωτοπόρα συστήματα προστασίας έχουν αναπτυχθεί. Τα συστήματα αυτά, λοιπόν, χωρίζονται σε τρεις κατηγορίες με βάση τον τρόπο που διαχειρίζονται την σεισμική ενέργεια που εισάγεται στην κατασκευή. Οι κατηγορίες είναι: α) Σεισμική μόνωση β) Συστήματα παθητικής διάχυσης ενέργειας, γ) Συστήματα ημί-ενεργητικής και ενεργητικής διάχυσης ενέργειας.

Table 1.1 Structural Protective Systems

Seismic Isolation	Passive Energy Dissipation	Semi-active and Active Control
Elastomeric Bearings	Metallic Dampers Friction Dampers	Active Bracing Systems Active Mass Dampers
Lead Rubber Bearings	Viscoelastic Dampers Viscous Fluid Dampers	Variable Stiffness or Damping Systems Smart Materials
Sliding Friction Pendulum	Tuned Mass Dampers Tuned Liquid Dampers	

Σχήμα 1: Συστήματα Προστασίας Κατασκευών[1]

Ένα σύστημα σεισμικής μόνωσης είναι τυπικά τοποθετημένο στην θεμελίωση μιας κατασκευής. Με την βοήθεια της ευκαμψίας και της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας το σύστημα μόνωσης μερικώς μεταβιβάζει στη θεμελίωση και μερικώς απορροφά την σεισμική ενέργεια που εισέρχεται στο κτήριο. Κυρίως χρησιμοποιούνται σε μεγάλα έργα, όπως γέφυρες και δεν ενδείκνυνται για επισκευές κτιρίων λόγω της μεγάλης δυσκολίας που παρουσιάζουν στην τοποθέτησή τους σε υφιστάμενες κατασκευές.

Στα συστήματα ημί-ενεργητικής και ενεργητικής διάχυσης ενέργειας η κίνηση της κατασκευής ελέγχεται ή τροποποιείται με την επιβολή εξωτερικής προμήθειας ενέργειας από ένα σύστημα ελέγχου.

Παρότι οι παραπάνω τεχνολογίες έχουν ένα αυξανόμενο σημαντικό ρόλο στην ανέγερση κατασκευών, στην παρούσα εργασία θα ασχοληθούμε με τα συστήματα παθητικής διάχυσης ενέργειας. Παρομοίως με την σεισμική μόνωση, η βασική λειτουργία της παθητικής διάχυσης ενέργειας είναι να απορροφούν ή να καταναλώνουν το μεγαλύτερο μέρος της ενέργειας που υπεισέρχεται στην κατασκευή που ενσωματώθηκαν. Αντιθέτως με τα συστήματα ημί-ενεργητικής και ενεργητικής διάχυσης ενέργειας δεν χρειάζεται εξωτερική παροχή ρεύματος. Τα συστήματα παθητικής διάχυσης ενέργειας χωρίζονται κυρίως με βάση την αρχή λειτουργίας απόσβεσης ενέργειας που χρησιμοποιούν και όπως φαίνεται στο σχήμα 1 είναι τα εξής: α) Απόσβεση με μεταλλικές διατάξεις διαρροής μέσω ανελαστικής παραμόρφωσης και διαρροής μεταλλικών στοιχείων, β) Απόσβεση με αποσβεστήρες τριβής μέσω των δυνάμεων τριβής, γ) Απόσβεση με ιξώδους και αποσβεστήρες μέσω παραμόρφωσης ιξωδοελαστικών στερεών ή υγρών, δ) Αποσβεστήρες συντονισμένης μάζας και διατάξεις συντονισμένης υγρής απόσβεσης που περιλαμβάνουν συμπληρωματικούς ταλαντωτές που απορροφούν δυναμικά την δόνηση[1]. Στην παρούσα εργασία θα επικεντρωθούμε στους αποσβεστήρες τριβής.

3. ΑΡΧΕΣ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ ΤΩΝ ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΩΝ ΤΡΙΒΗΣ

Από όλες τις διαθέσιμες μεθόδους απόσπασης της κινητικής ενέργειας από ένα κινούμενο σώμα η πιο διαδεδομένη είναι το φρένο τριβής. Είναι το πιο αποτελεσματικό, σίγουρο και οικονομικό μέσο σπατάλης ενέργειας. Στην δεκαετία του '70 το φρένο τριβής ενέπνευσε τους ερευνητές να δημιουργήσουν αποσβεστήρες τριβής. Όπως και στα αυτοκίνητα, η κίνηση της ταλαντευόμενης κατασκευής μπορεί να επιβραδυνθεί χρησιμοποιώντας την αρχή της τριβής, παραλαμβάνοντας έτσι τα αδρανειακά φορτία του σεισμού με τις ελάχιστες υλικές ζημιές[7], σύμφωνα και με το μότο 'by braking rather than breaking' (Pall and Marsh, 1982). Σε όλα τα είδη αποσβεστήρων τριβής, λοιπόν, υπάρχουν δύο επιφάνειες που κατά την διάρκεια του κρίσιμου σεισμού ολισθαίνουν μεταξύ τους. Στους αποσβεστήρες παράγεται μη επανακτώμενο έργο χάρη στη εφαπτόμενη δύναμη τριβής που χρειάζονται οι δύο επιφάνειες για να ολισθήσουν. Οι επιφάνειες επαφής είναι σημαντικό να μένουν ξηρές. Η θεωρία της ξηρής τριβής βασίζεται στις ακόλουθες υποθέσεις:

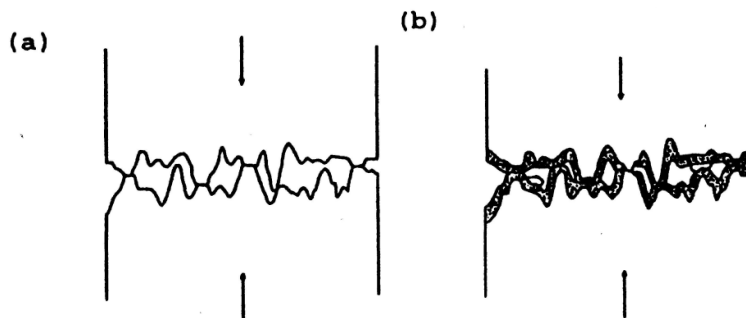
- α) Η συνολική δύναμη τριβής που αναπτύσσεται είναι ανεξάρτητη από την επιφάνεια επαφής
- β) Η συνολική δύναμη τριβής που αναπτύσσεται είναι ανάλογη του κάθετου αξονικού φορτίου στις επιφάνειες επαφής.
- γ) Για την περίπτωση ολίσθησης των δύο επιφανειών σε χαμηλή σχετικά ταχύτητα, η δύναμη τριβής είναι ανεξάρτητη αυτής της ταχύτητας.[1]

Σαν αποτέλεσμα αυτών των υποθέσεων την στιγμή που αρχίζει η ολίσθηση και κατά τη διάρκεια αυτής η δύναμη τριβής (τριβή ολίσθησης) είναι:

$$F = \mu * N \quad (1)$$

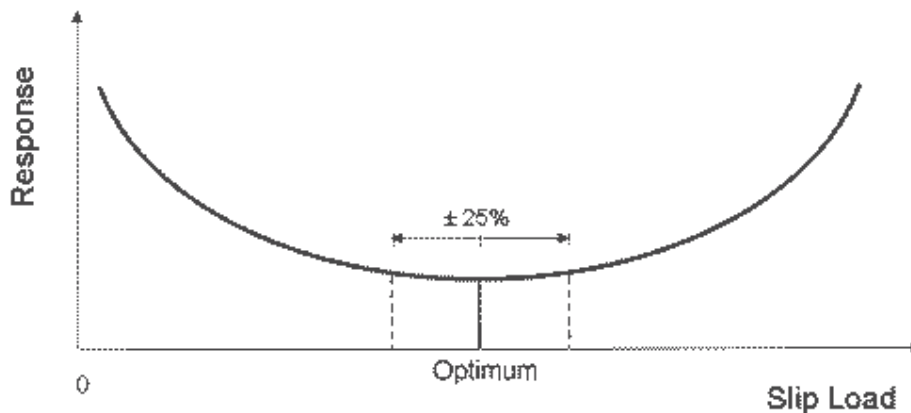
F =τριβή ολίσθησης μ = συντελεστής τριβής N = Αξονική δύναμη κάθετη στην επιφάνεια

Την επιθυμητή τριβή ολίσθησης την επιτυγχάνουμε ρυθμίζοντας την κάθετη δύναμη στις επιφάνειες και επιλέγοντας τα κατάλληλα υλικά επιφανειών που παρέχουν το ζητούμενο συντελεστή τριβής μ , όπως φαίνεται και από την σχέση 1. Η τιμή του μ δεν επηρεάζεται από την θερμοκρασία, επηρεάζεται όμως από τις χημικές αντιδράσεις που ενδεχομένως γίνονται στις επιφάνειες επαφής (π.χ. οξείδωση). Αν εξετάσουμε μικροσκοπικά τις επιφάνειες θα δούμε ότι δεν είναι λείες αλλά τραχιές, όπως φαίνεται στο σχήμα 2. Η αλληλεμπλοκή αυτών των ανωμαλιών κατά την διάρκεια της ολίσθησης δημιουργεί ελαστικές ή πλαστικές παραμορφώσεις στην επιφάνεια με αποτέλεσμα την δύναμη τριβής. Αν όμως υπάρχει υγρασία στην συσκευή η επιφάνεια θα είναι οξειδωμένη αλλοιώνοντας τα μηχανικά χαρακτηριστικά της με αποτέλεσμα την μείωση της δύναμης τριβής. Καταλαβαίνουμε, λοιπόν, ότι η προφύλαξη της συσκευής από την υγρασία είναι σημαντική.[1]



Σχήμα 2. Μικροσκοπική τομή: α)καθαρής μεταλλικής επιφάνειας β) οξειδωμένης μεταλλικής επιφάνειας [1]

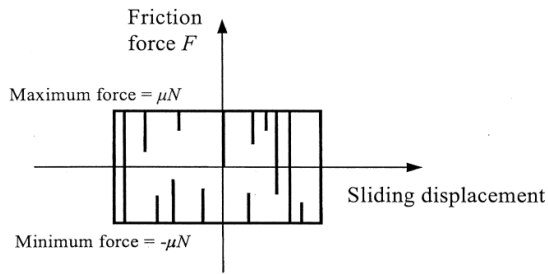
Από τα παραπάνω συνεπάγεται ότι αν δεν ασκηθεί δύναμη ίση με την τριβή ολίσθησης στον αποσβεστήρα δεν υπάρχει ολίσθηση και συνεπώς διασκεδασμός ενέργειας. Η μέγιστη δύναμη που μπορεί να δεχθεί είναι η τριβή ολίσθησης και από αυτό το σημείο αρχίζει η διάχυση ενέργειας. Η τιμή της είναι αυτή που καθορίζει αν ο αποσβεστήρας θα λειτουργεί σαν μια απλή στήριξη που προσφέρει δυσκαμψία ή σαν ένα συστήματα παθητικής διάχυσης ενέργειας, σε ένα σεισμό. Οι αποσβεστήρες τριβής συνήθως σχεδιάζονται έτσι ώστε να μην ολισθαίνουν στους ανέμους. Ο σχεδιασμός τους στοχεύει να ολισθαίνουν πριν από τη διαρροή των δομικών στοιχείων κατά την διάρκεια ενός μεγάλου σεισμού. Σε γενικές γραμμές, το κατώτατο όριο είναι περίπου 130% του τέμνουσας αέρα και το ανώτατο όριο είναι το 75% της τέμνουσας κατά την οποία τα υπόλοιπα μέλη θα διαρρεύσουν. Συνεπώς η διαδικασία της επιλογής της τριβής ολίσθησης είναι ο σημαντικότερος υπολογισμός που έχει να κάνει ο μηχανικός και η βέλτιστη επιλογή της μπορεί να επηρεάζει σημαντικά την σεισμική απόκριση της κατασκευής.[2] Σύμφωνα με μελέτες έχει αποδειχθεί ότι αποκλίσεις της τάξης του 25% εκατέρωθεν της βέλτιστης τριβής ολίσθησης έχουν αμελητέες επιδράσεις στην σεισμική απόκριση της κατασκευής, όπως φαίνεται και στο παρακάτω διάγραμμα[11].



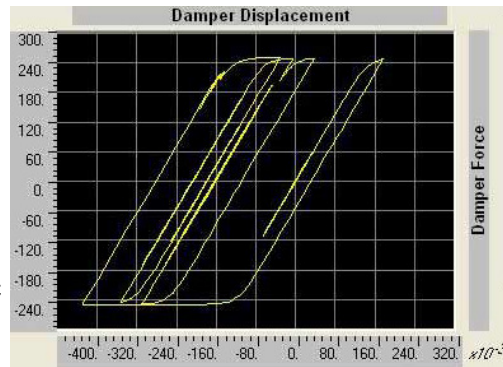
Σχήμα 3. Διάγραμμα τριβής ολίσθησης- σεισμικής απόκρισης κτιρίου με ενσωματωμένους αποσβεστήρες τριβής.[11]

Η επιλογή της τριβής ολίσθησης θα πρέπει επίσης να διασφαλίσει ότι μετά από ένα σεισμό, το κτίριο επιστρέφει κοντά στο αρχικό σημείο της ευθυγράμμισης με βάσει τις μετατοπίσεις που προκαλεί μία ελαστική δομή.[2]

Κύριο χαρακτηριστικό των αποσβεστήρων είναι οι βρόγχοι υστέρησης τους. Είναι ουσιαστικά διαγράμματα που στον άξονα x έχουν την μετατόπιση ολίσθησης και στον άξονα y την δύναμη τριβής. Το εμβαδόν του βρόγχου δείχνει την ποσότητα της ενέργειας που διαχέεται σε κάθε κύκλο απόσβεσης. Ο βέλτιστος βρόγχος είναι ο θεωρητικός τετραγωνικός βρόγχος υστέρησης της θεωρίας ξηράς τριβής του Coulomb[6].



Σχήμα 4. Θεωρητικός βρόγχος υστέρησης Coulomb [6]



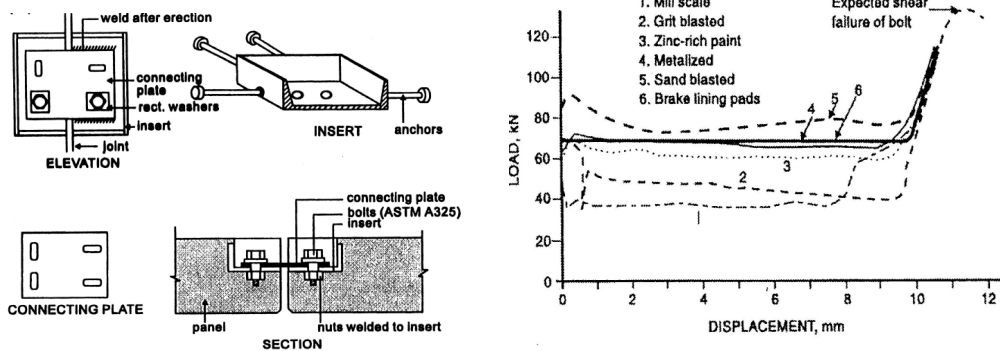
Σχήμα 5. Τυπικός βρόγχος υστέρησης αποσβεστήρα[18]

4. ΕΙΔΗ ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΩΝ ΤΡΙΒΗΣ

Οι αποσβεστήρες τριβής αποτελούν μηχανισμούς οι οποίοι καταναλώνουν την ενέργεια μέσω τριβής. Η λειτουργία τους στηρίζεται στη μετατροπή ενέργειας σε θερμότητα λόγω της τριβής. Η διαφορά των διαφόρων ειδών αποσβεστήρων τριβής έγκειται στα υλικά που χρησιμοποιούν για τις επιφάνειες ολίσθησης καθώς και στο μηχανικό τρόπο λειτουργίας τους[4]. Στη συνέχεια παρατίθενται τα υπάρχοντα είδη των αποσβεστήρων τριβής.

Αποσβεστήρες τριβής με περιορισμένη ολίσθηση της κοχλιωτής σύνδεσης (Limited slip bolted)

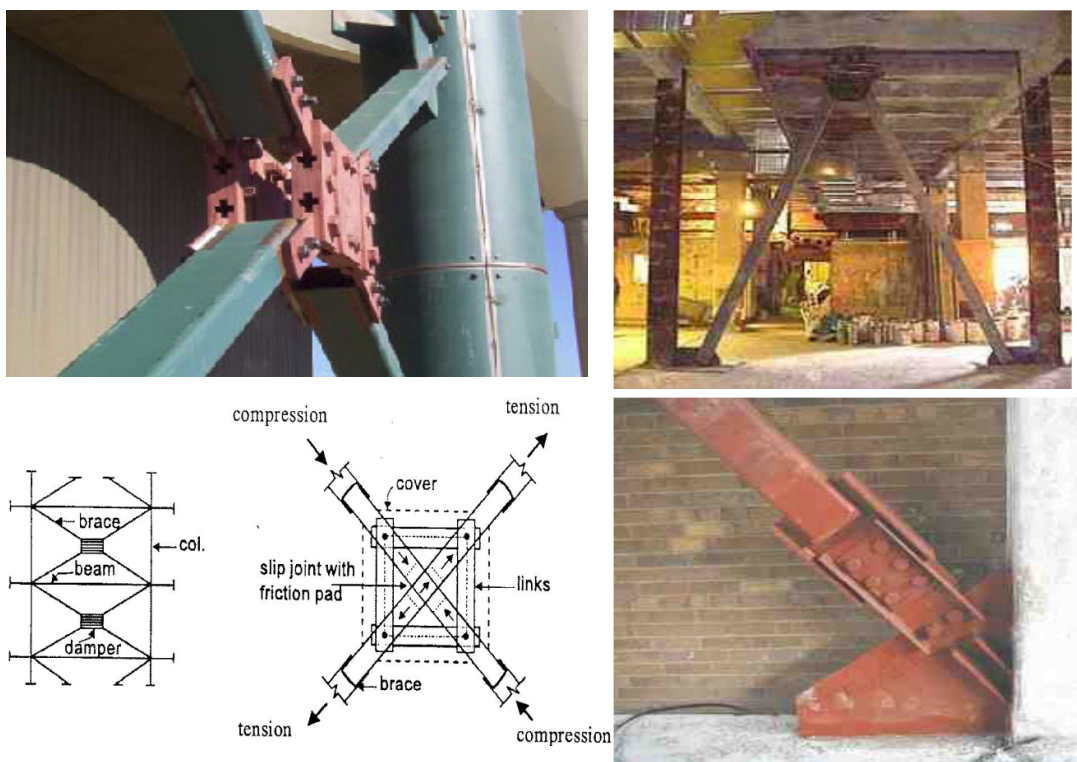
Αυτή η σύνδεση προορίζεται για το σεισμικό έλεγχο μεγάλων πλαισιακών κατασκευών. Ο σχεδιασμός της ενσωματώνει τακάκια ανάμεσα σε χαλύβδινες πλάκες για να παρέχει μια σταθερή σχέση δύναμης-μετατόπισης[1].



Σχήμα 6. Λεπτομέρειες από αποσβεστήρες τριβής με περιορισμένη ολίσθηση της κοχλιωτής σύνδεσης και διάγραμμα δύναμης μετατόπισης [1],[6]

Αποσβεστήρες περιστροφικών συνδέσεων τριβής (Pall friction dampers)

Μια εναλλακτική σχεδίαση των αποσβεστήρων τριβής περιορισμένης ολίσθησης της κοχλιωτής σύνδεσης είναι οι αποσβεστήρες περιστροφικών συνδέσεων τριβής οι οποίοι χρησιμοποιούνται σε συνδυασμό με χιαστί συνδέσμους σε πλαισιακές κατασκευές. Είναι ευρέως χρησιμοποιούμενοι και οι διατάξεις που αυτοί συναντώνται είναι: τύπου X, τύπου Λ, ή ως μονά διαγώνια στοιχεία. Οι διατάξεις X αποτελούνται από άκαμπτα στοιχεία που ενώνονται με οριζόντια και κατακόρυφα στοιχεία. Αυτή η ένωση εξασφαλίζει ότι όταν το αξονικό φορτίο που ενεργεί κατά μήκος των στοιχείων είναι αρκετά μεγάλο για να ξεκινήσει η ολίσθηση στην εφελκυστική διαγώνιο, τότε η θλιβόμενη διαγώνιος θα ολισθήσει το ίδιο στην άλλη διεύθυνση[1]. Οι συνδέσεις αποτελούνται από δακτυλίους τριβής οι οποίοι κοχλιώνονται στους χαλύβδινους δίσκους και τους δακτυλίους διανομής με υψηλής αντοχής κοχλίες. Η αντοχή των διατάξεων εξαρτάται: από το υλικό, τις διαστάσεις των δακτυλίων τριβής και της πίεσης που εφαρμόζεται από τους κοχλίες[6].

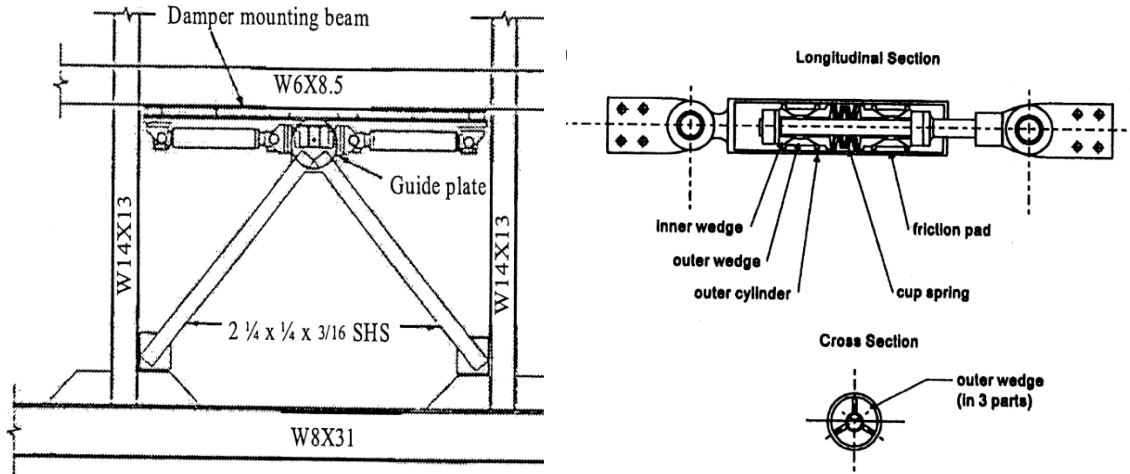


Σχήμα 7. Οι Αποσβεστήρες περιστροφικών συνδέσεων τριβής (Pall) διάταξης X, Λ και διαγωνίων αντίστοιχα[15],[13],[6],[7].

Αποσβεστήρας τριβής Sumitomo

Αυτοί οι αποσβεστήρες βρίσκουν εφαρμογή στην Ιαπωνία και έχουν χρησιμοποιηθεί κυρίως για την απορρόφηση των κραδασμών των τρένων. Τα τακάκια τριβής κράματος χαλκού ολισθαίνουν κατά μήκος της εσωτερικής επιφάνειας μιας μεταλλικής κυλινδρικής σφήνας. Η απαιτούμενη δύναμη τριβής προέρχεται μέσω αυτής της κίνησης (είσοδος και έξοδος) της σφήνας[1]. Στις κατασκευές χρησιμοποιούνται για μέτριους σεισμούς και τοποθετούνται κάτω από την δοκό. Τέλος να σημειωθεί ότι ο βρόγχος υστέρησης μιας

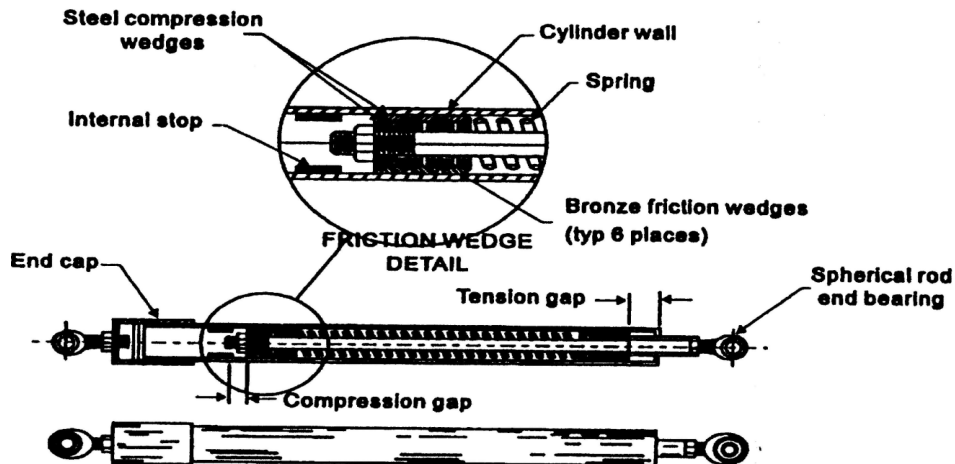
συσκευής Sumitomo μοιάζει με το νόμο του Coulomb για την ξηρά τριβή[6].



Σχήμα 8. Αποσβεστήρες τριβής Sumitomo [6], [1].

Αποσβεστήρες τριβής με διάχυση της ενέργειας συγκράτησης (Energy dissipating restraint)

Αυτός ο τύπος αποσβεστήρα αρχικά σχεδιάστηκε ως μια σεισμική συσκευή για την υποστήριξη των σωληνώσεων σε πυρηνικές εγκαταστάσεις. Ο αποσβεστήρας αυτός προσφέρει στην κατασκευή τριβή και γραμμική δυσκαμψία[1]. Η διάχυση εμφανίζεται στη διεπιφάνεια μεταξύ μιας μπρούτζινης σφήνας τριβής και ενός χαλύβδινου κυλίνδρου. Ο συνδυασμός των σφηνών και του εσωτερικού ελατηρίου παράγει μια δύναμη τριβής ανάλογη της σχετικής μετατόπισης από το τέλος της συσκευής[6].

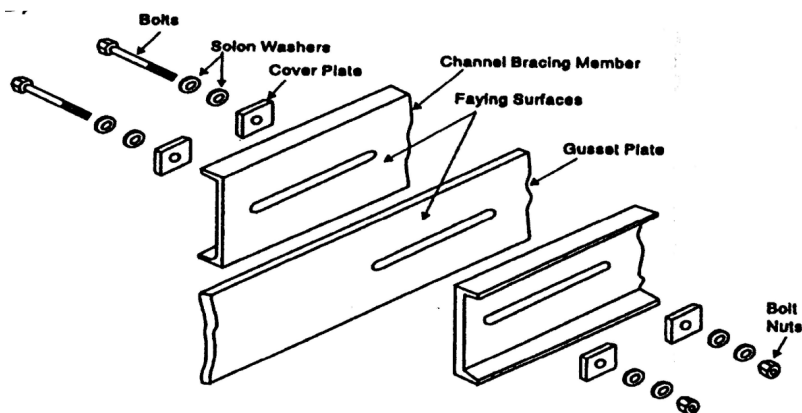


Σχήμα 9. Αποσβεστήρας τριβής με διάχυση της ενέργειας συγκράτησης[1].

Αποσβεστήρες τριβής με προεντεταμένους κοχλίες σε επιμήκης οπές (Slotted bolted connections)

Αυτοί οι αποσβεστήρες προορίζονται για εφαρμογή σε ενισχυμένα πλαίσια. Στη διάταξη αυτή η ενέργεια διαχέεται μέσω της τριβής μεταξύ των ολισθαινόντων επιφανειών. Η

διάταξη αυτή αποτελείται από μια κύρια χαλύβδινη πλάκα με επιμήκης οπές παράλληλες στον άξονα φόρτισης ανάμεσα σε δύο εσωτερικές ορειχάλκινες πλάκες. Στις οπές τοποθετούνται προεντεταμένοι κοχλίες[1]. Οι ορειχάλκινες πλάκες χρησιμοποιούνται για να μειωθεί η φθορά των επιφανειών της διάταξης. Η ολίσθηση των διεπιφανειών πραγματοποιείται και ως προς τις δυο διευθύνσεις της φοράς του αξονικού φορτίου[6].



Σχήμα 10. Αποσβεστήρας τριβής με προεντεταμένους κοχλίες σε επιμήκης οπές[1]

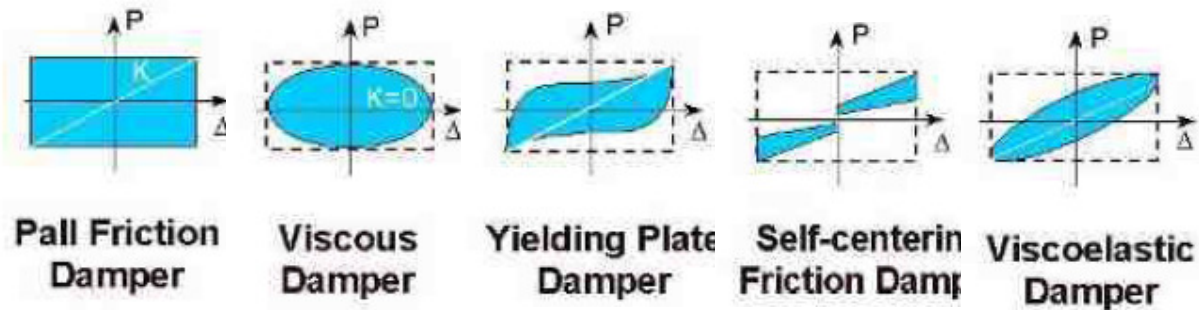
5. ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΩΝ ΤΡΙΒΗΣ

- Οι αποσβεστήρες τριβής καθιστούν προβλέψιμη και παράλληλα εύκολα επισκευάσιμη την αναμενόμενη σεισμική βλάβη[4].
- Εκτός της απόσβεσης προσδίδουν και δυσκαμψία στο κτίριο για μεγαλύτερη σταθερότητα[2].
- Οι επιδόσεις τους είναι ανεξάρτητες από την ταχύτητα της ταλάντωσης και την θερμοκρασία που αναπτύσσεται[2].
- Σε σύγκριση με τις συμβατικές μεθόδους ενίσχυσης υφιστάμενων κατασκευών οι βλάβες που προκαλούνται σε ένα κτίριο μετά το τέλος του σεισμού είναι οι ελάχιστες δυνατές λόγω της πολύ μικρής σχετικής μετακίνησης ορόφων και της διάχυσης ενέργειας[13].
- Απαιτούν ελάχιστη συντήρηση και προσφέρουν μια αξιόπιστη λύση, στοιχεία που ικανοποιούν τις αρχιτεκτονικές και λειτουργικές ανάγκες του κτιρίου. Όλες οι μορφές ικανοποιούν τις ανάγκες φωτισμού και αερισμού των χώρων και κατάλληλες επιλογές, τις ανάγκες για ανοίγματα, πόρτες ή παράθυρα[4]. Μπορούν να κρυφτούν μέσα σε τοίχους, δεν επηρεάζουν την αρχιτεκτονική του κτιρίου και αυτό τους κάνει να είναι ιδανική λύση σε ιστορικά κτίρια.[17]
- Η ικανότητα απορρόφησης-διάχυσης σεισμικής ενέργειας, η μεγάλη διάρκεια ζωής τους καθώς και η εύκολη δυνατότητα επισκευής, αντικατάστασης ή και επαναρύθμισής τους, καθιστούν ελκυστική την εφαρμογή τους[5].
- Η συμπεριφορά τους δεν επηρεάζεται από το εύρος της ταλάντωσης, το φάσμα συχνότητας ή από τον αριθμό των κύκλων της κινητήριας δύναμης. Είναι ανεπηρέαστοι από το φαινόμενο της κόπωσης. Επίσης αποτρέπουν στην κατασκευή να εμφανιστεί το καταστροφικό φαινόμενο του συντονισμού[6].
- Δεν απαιτούν κατεδαφίσεις, αντικαταστάσεις των μελών της κατασκευής και ενίσχυση της θεμελίωσης, δηλαδή δεν επεμβαίνουμε στον αρχικό φέρων οργανισμό[2].
- Σε ένα υφιστάμενο κτίριο κατά την διάρκεια της τοποθέτησης των αποσβεστήρων δεν εμποδίζεται η λειτουργία του κτιρίου, γεγονός το οποίο έχει μεγάλη σημασία σε

ορισμένες κατηγορίες κτιρίων, όπως νοσοκομεία και εργοστάσια [8], [15]. Επίσης υπάρχει η δυνατότητα τοποθέτησης τους σε εναλλακτικά μέρη του κτιρίου χωρίς να είναι αναγκαία η κάθετη διάταξή τους στους ορόφους, καθώς υπάρχει το ενδεχόμενο να απαγορεύεται η εφαρμογή τους σε κάποιον χώρο του κτιρίου [7].

- Λειτουργούν υπό συγκεκριμένο φορτίο σε οποιονδήποτε σεισμό και αυτό κάνει τη σχεδίαση των μελών και των συνδέσεων τους εύκολη και οικονομική[2]. Επίσης γίνεται εύκολη η προσομοίωση τους στην ανάλυση[15].

Όπως φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα διαχέουν περισσότερη ενέργεια για δεδομένη δύναμη σε σύγκριση με τα άλλα είδη αποσβεστήρων (ορθογώνιος βρόγχος υστέρησης). Όταν χρειάζονται και λιγότεροι για την ενίσχυση μιας κατασκευής[2].

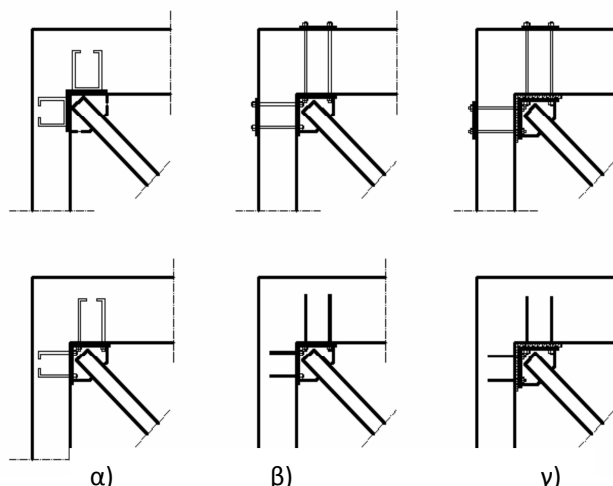


Σχήμα 11. Σύγκριση των βρόγχων υστέρησης διαφορετικών αποσβεστήρων[11]

6. ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΕΣ ΛΕΠΤΟΜΕΡΙΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΠΟΔΟΤΙΚΟΤΕΡΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΤΩΝ ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΩΝ

Στην παρούσα παράγραφο μελετάται η δυνατότητα σύνδεσης των στοιχείων αυτών (αποσβεστήρες τριβής) με τον υπόλοιπο σκελετό Ο/Σ ενός κτιρίου μέσω της παρεμβολής κατάλληλου συνθετικού υλικού. Από αναλύσεις με την μέθοδο push over διαπιστώθηκε ότι η παρεμβολή του συνθετικού υλικού απομακρύνει κατά κανόνα, το ενδεχόμενο πρόωρης αστοχίας των ειδικών μεταλλικών αντισεισμικών στοιχείων (κατηγορία που ανήκουν οι αποσβεστήρες τριβής) από λυγισμό. Με την παρεμβολή κατάλληλου συνθετικού ελαστικού υλικού ανάμεσα στο σύστημα απόσβεσης και στα στοιχεία Ο/Σ η ενεργοποίηση της ενίσχυσης γίνεται σε δεύτερο χρόνο, που εξαρτάται από το πάχος του παρεμβαλλόμενου υλικού και την δυσκαμψία του φορέα για την προστασία έναντι βλάβης και αστοχίας. Επίσης, επιτρέπει στην κατασκευή να διατηρήσει την πλαστιμότητά της. Η σύνδεση πρέπει να είναι αρκετά ισχυρή ώστε να μεταφέρει ακίνδυνα τα φορτία μεταξύ του μεταλλικού σκελετού των αποσβεστήρων και των στοιχείων Ο/Σ του πλαισίου. Αυτό ισχύει τόσο για τις νέες κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος, όσο και για τις διατάξεις που εφαρμόζονται μετά την ολοκλήρωση της κατασκευής, δηλαδή σε υφιστάμενα κτίρια. Διάφοροι τρόποι σύνδεσης και των δύο τύπων παρουσιάζονται στο Σχήμα 12.

Ανάλογα με την διάταξη που επιλέγεται προκύπτουν και οι απαιτήσεις ως προς την ποιότητα και τα λοιπά χαρακτηριστικά του συνθετικού υλικού. Το συνθετικό υλικό Silicone rubber (σύνηθες υλικό) παραμορφώνεται σε θλίψη σε διάφορους ανοδικούς κλάδους ανάλογα με το ποσοστό των Graphite nanosheet που περιέχει.



Σχήμα 12. Λεπτομέρειες στα σημεία σύνδεσης:

α) Στερεές συνδέσεις κατά την σκυροδέτηση νέας κατασκευής.

β) Στερεές συνδέσεις σε υπάρχοντα πλαίσια.

γ) Συνδέσεις με παρεμβολή συνθετικού υλικού και παράλληλη αγκύρωση.[3]

Το συνθετικό υλικό θα το προσομοιώσουμε με δύο παράλληλα στοιχεία GAP και την αγκύρωση με στοιχείο HOOK, στοιχεία τα οποία παρέχει το πρόγραμμα SAP2000. Το συνθετικό υλικό λειτουργεί μόνο σε θλίψη, με συντελεστή δυσκαμψίας $k1$, μέχρι μια μέγιστη επιτρεπτή συμπίεση που θεωρήθηκε ότι μπορεί να είναι ίση με το ήμισυ του πάχους t του συνθετικού υλικού. Η αγκύρωση των ΕΜΑΣ στον πλαισιακό φορέα, θα προσομοιωθεί όπως αναφέρθηκε με στοιχείο HOOK το οποίο δεν ενεργοποιείται σε θλίψη, λειτουργεί μόνο σε εφελκυσμό. Γενικό συμπέρασμα είναι ότι το κατάλληλο πάχος στην επιλογή του ελαστικού υλικού προσδίδει την απαιτούμενη ευκαμψία στο σύστημα πλαισιακός φορέας-αποσβεστήρας τριβής ώστε να επιτυγχάνεται η βέλτιστη συμπεριφορά, και να αποφεύγονται με τον τρόπο αυτό, πρόωρες αστοχίες. Προσφέρεται έτσι στον φορέα Ο/Σ η δυνατότητα να αναπτύξει την πλαστική συμπεριφορά που διαθέτει.[3]

Σε προηγούμενες μελέτες, διαπιστώθηκε η σημαντική βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς των κτιρίων όταν η τοποθέτηση των αποσβεστήρων γίνει σε τυχαία καθ ύψος θέση, σε σύγκριση με την καθιερωμένη κατακόρυφη διάταξη των τοιχωμάτων. Η ερμηνεία βρίσκεται στο γνωστό φαινόμενο της «λειτουργίας προβόλου», που η κατακόρυφη διάταξη των αντισεισμικών τοιχωμάτων έχει ως αποτέλεσμα τα τοιχώματα να είναι ουσιαστικά ανενεργά στους μεσαίους ορόφους και πολλές φορές να επιβαρύνουν τους υψηλούς ορόφους. Αποδείχθηκε δε ότι η τυχαία καθ' ύψος διάταξη των αποσβεστήρων αίρει την αδυναμία αυτή. Από τις δυναμικές ανελαστικές αναλύσεις που έγιναν, υπολογίστηκε ότι η αναμενόμενη σεισμική βλάβη των φορέων με τυχαία τοποθέτηση των αποσβεστήρων, περιοριζόταν στο 30% περίπου της αντίστοιχης για κατακόρυφη διάταξη τοιχωμάτων.[4]

7.ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΩΝ ΤΡΙΒΗΣ ΣΕ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΑ ΚΤΙΡΙΑ

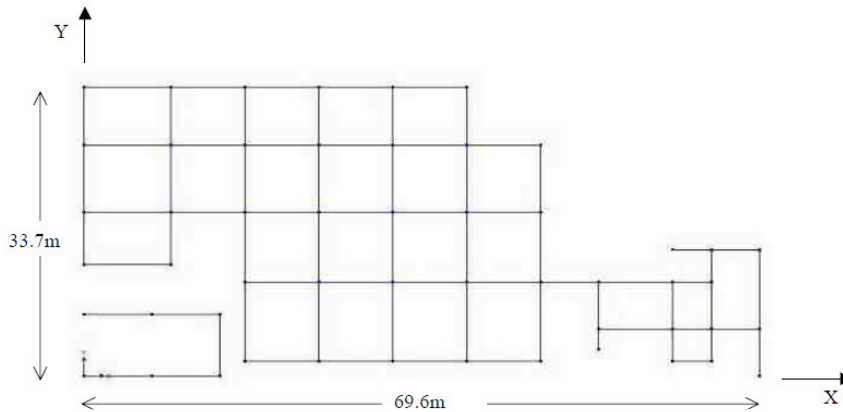
ΟΜΟΣΠΟΝΔΙΑΚΟ ΚΤΙΡΙΟ ΗΛΕΚΤΡΟΝΙΚΗΣ ΕΡΕΥΝΑΣ, ΟΤΤΑΒΑ ΚΑΝΑΔΑΣ

Το κτίριο κτίστηκε το 1993 και το 2003 αποφασίστηκε να προστεθεί ένας επιπλέον όροφος. Το κτίριο περιέχει πολύ ακριβά όργανα μεγάλης ευαισθησίας. Κατά τον ιδιοκτήτη είναι ζωτικής σημασίας η προστασία των οργάνων και των μεγάλης αξίας επιστημονικών αρχείων που στεγάζονται στο κτίριο. Η αποφυγή κατάρρευσης λοιπόν σε αυτή την περίπτωση δεν είναι επαρκής, καθώς ζημία στα εξαρτήματα θα προκαλούσε πολλαπλάσιο κόστος από την ίδια την αξία του κτιρίου. Αυτό οδήγησε στην επιλογή νέας αλλά και οικονομικής τεχνολογίας. Επιλέχθηκε τελικώς η χρήση των αποσβεστήρων τριβής τύπου Pall, διότι ήταν η μόνη οικονομικά εφικτή λύση που μπορούσε να εγγυηθεί μηδενικές ζημιές στα όργανα που στεγάζονται κατά την διάρκεια μεγάλου σεισμού. Σημαντικό θεωρήθηκε επίσης ότι αντιθέτως με την λύση προσθήκης τοιχωμάτων από Ο/Σ περιμετρικά του κτιρίου

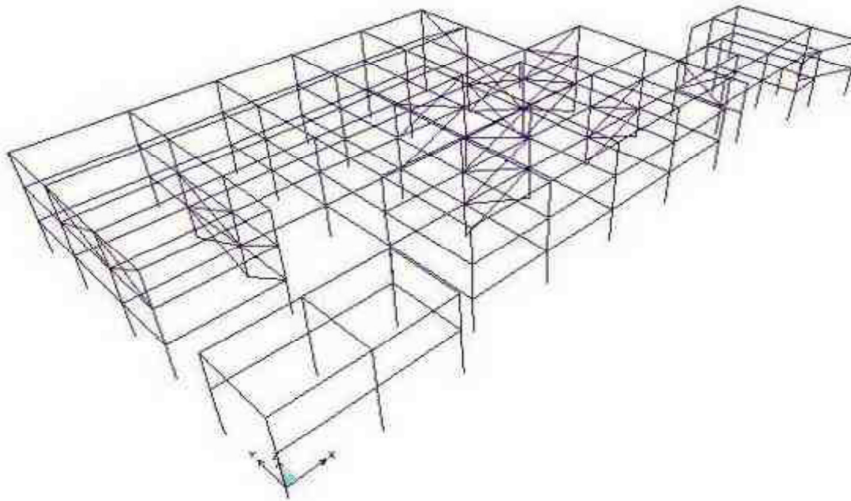
οι αποσβεστήρες δεν ήταν απαραίτητο να τοποθετηθούν κάθετα. Αυτό έδωσε σημαντική ελευθερία στον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό όπως και το γεγονός ότι τοποθετήθηκαν ενδιάμεσα σε τοίχους. Παρουσιάζονται το σχέδιο με τις διαστάσεις του κτιρίου και το τρισδιάστατο σχέδιο όπου φαίνονται οι τοποθεσίες εφαρμογής των αποσβεστήρων(τα χιαστί μέλη, μωβ χρώμα).



Σχήμα 13. Πρόσοψη κτιρίου[14]



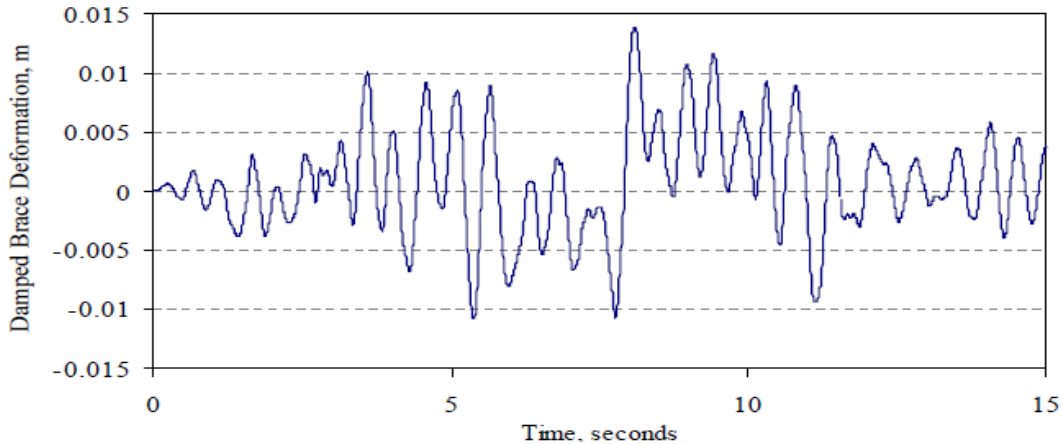
Σχήμα 14. Κάτοψη κτιρίου[14]



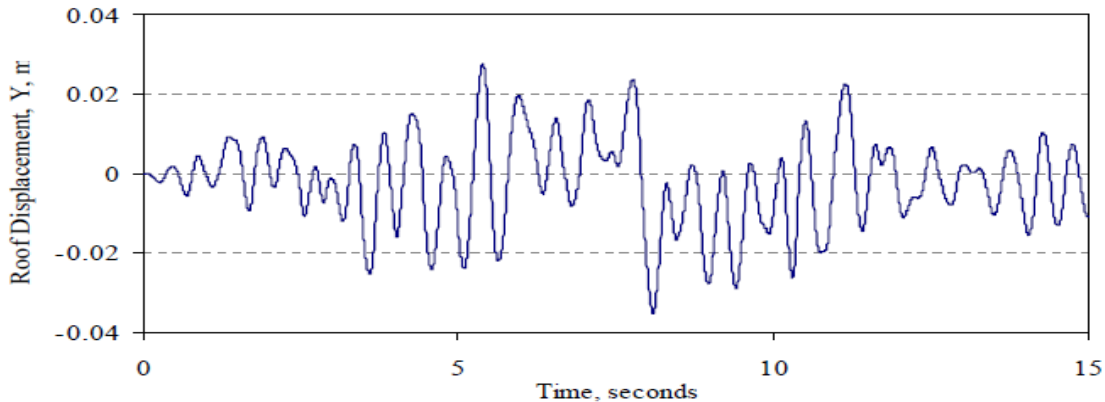
Σχήμα 15. Τρισδιάστατη απεικόνιση του κτιρίου[14]

Ο κανονισμός για ημιστατικό σχεδιασμό στο NBCC(κατασκευαστικός κώδικας Καναδά) είναι βασισμένος στην πλαστιμότητα των μελών του κτιρίου και δεν υπάρχουν αναφορές στους αποσβεστήρες τριβής. Ωστόσο το παράρτημα J του κανονισμού επιτρέπει την εφαρμογή των αποσβεστήρων για την παραλαβή της σεισμικής φόρτισης. Πρέπει όμως στη μελέτη ο μηχανικός να αποδείξει ότι το κτίριο συμπεριφέρεται τουλάχιστον το ίδιο καλά σαν να είχε σχεδιαστεί με τις σεισμικές απαιτήσεις του NBCC. Χρησιμοποιήθηκε λοιπόν μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας με το πρόγραμμα DRAIN-TABS. Ο σχεδιασμός των αποσβεστήρων στο πρόγραμμα ήταν πολύ απλώς. Αφού οι βρόγχοι υστέρησης του αποσβεστήρα είναι

παρόμοιοι με οποιοδήποτε ελαστοπλαστικού υλικού, η τριβή ολίσθησης μπορεί να θεωρηθεί σαν το όριο διαρροής ενός ελαστοπλαστικού μέλους. Ο θεωρητικός σεισμός της ανάλυσης ήταν ένα μείγμα 3 μεγάλων σεισμών οι οποίοι έδιναν μέγιστη επιτάχυνση εδάφους 0,2g. Η ανάλυση πραγματοποιήθηκε σε X-Y-45° και υπολογίστηκε ότι χρειάζονται 23 αποσβεστήρες με 300KN τριβή ολίσθησης. Η μέγιστη ολίσθηση των αποσβεστήρων ήταν 13mm. Παρουσιάζονται τα διαγράμματα χρονοϊστορίας της παραμόρφωσης της οροφής στο σχήμα . Η μέγιστη μετατόπιση ήταν 35mm. Η μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφων ήταν 0,5%, και ο κανονισμός ορίζει ότι για κτίρια που χρειάζεται να είναι λειτουργικά ακόμα και μετά από ισχυρό σεισμό το όριο είναι 1%. Σε τόσο πολύ μικρές σχετικές μετακινήσεις αναμένονται πολύ λίγες ζημιές, γεγονός που ήταν και ο κύριος στόχος[14].



Σχήμα 16. Χρονοϊστορία της παραμόρφωσης στους συνδέσμους των αποσβεστήρων[14]



Σχήμα 17. Χρονοϊστορία της παραμόρφωσης στην οροφή του κτιρίου[14]

MUCTC BUILDING, PALAIS DES CONGROIS, MONTREAL ΚΑΝΑΔΑΣ

Το δεκαόροφο κτίριο MUCTC χτίστηκε το 1928 και είναι ένα οικοδόμημα από οπλισμένο σκυρόδεμα ιστορικής σημασίας. Το 2000 αποφασίστηκε επέκταση του κτιρίου περιέχοντας το κέντρο συνεδριάσεων ‘Palais des Gongrais’. Αυτή η επέκταση επρόκειτο να υλοποιηθεί περιμετρικά ενσωματώνοντας το κτίριο MUCTC. Όπως, όμως, τα περισσότερα οικοδομήματα της ηλικίας του η αντίσταση του στον σεισμό ήταν σημαντικά μη επαρκής με βάση τις σημερινές διατάξεις, οπότε σεισμική αναβάθμιση θεωρήθηκε αναγκαία. Συμβατικές μέθοδοι προτάθηκαν όπως τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος ή χρήση μεταλλικών δικτυωτών συστημάτων αλλά απορρίφθηκαν διότι απαιτούσαν την ακριβή, δύσκολη και

χρονοβόρα διαδικασία ενίσχυσης των θεμελίων. Επίσης το αποτέλεσμα δεν θα ήταν αισθητικώς άρτιο για ένα ιστορικό κτίριο. Η διάχυση της σεισμικής ενέργειας σε συνδυασμό με την προσθήκη δυσκαμψίας που προσφέρουν οι αποσβεστήρες τριβής θεωρήθηκε η προτιμότερη λύση. Αποσβεστήρες τύπου Pall diagonal χρησιμοποιήθηκαν, καθώς ενώ παρέχουν την σεισμική ενίσχυση που απαιτήθηκε, δεν μεταφέρουν φορτία βαρύτητας και δεν χρειάστηκε ενίσχυση θεμελίων. Επίσης έδωσαν μεγάλη ευχέρεια σχεδιασμού στους αρχιτέκτονες κυρίως επειδή δεν χρειάζεται να τοποθετούνται κάθετα. Με τις συμβατικές μεθόδους μπορεί η κατάρρευση σε ένα μείζον σεισμό να αποφευγόταν αλλά θα εμφανίζονταν τόσο σοβαρές ζημιές μη επισκευάσιμες και το κτίριο θα θεωρείτο ενδεχομένως κατεδαφιστέο. Με τους αποσβεστήρες τριβής για τον ίδιο σεισμό οι βλάβες του κτιρίου μειώνονται στο ελάχιστο. Επίσης τα τοιχώματα προσδίδουν στο κτίριο πολύ μεγάλη δυσκαμψία και γενικά δύσκαμπτες κατασκευές προσελκύουν μεγαλύτερες εδαφικές επιταχύνσεις με αποτέλεσμα να αυξάνεται η τέμνουσα βάσης. Επομένως ότι πλεονεκτήματα πήραμε αυξάνοντας την δυσκαμψία κινδυνεύουμε να το χάσουμε από την εισαγωγή μεγαλύτερης ενέργειας σεισμού στην κατασκευή. Ο διασκεδασμός της σεισμικής ενέργειας θεωρήθηκε, μια χρηστική και οικονομική λύση.

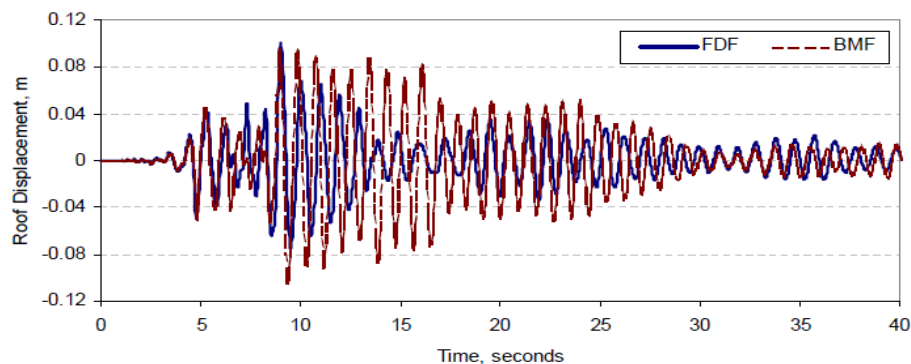


Σχήμα 18. Φωτογραφίες και σχέδια του MCTCC BUILDING-PALAIS DES CONGRES[17].

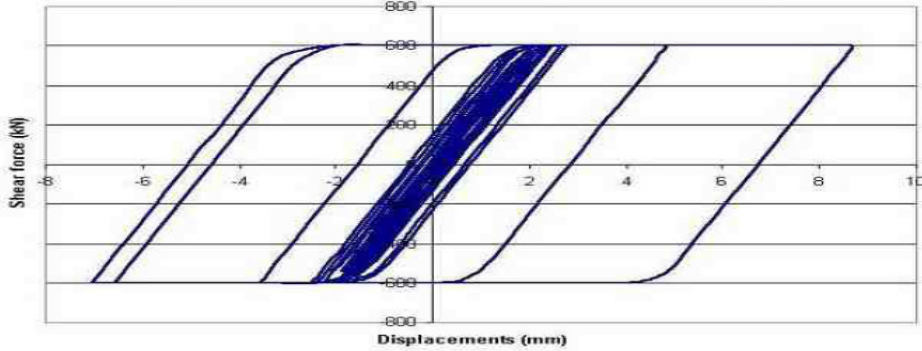
Στη διάρκεια των τελευταίων ετών, αρκετές κατευθύνσεις για την ανάλυση και τη διαδικασία σχεδιασμού των συστημάτων παθητικής διάχυσης της ενέργειας έχουν αναπτυχθεί στις ΗΠΑ. Όπως και στο προηγούμενο παράδειγμα σχεδιάστηκε το κτίριο ακολουθώντας το παράρτημα J του NBCC(κώδικας κατασκευών Καναδά) σε συνδυασμό με το κείμενο “NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings”, FEMA 356 / 357, το οποίο εκδόθηκε το 2000. Αυτές οι κατευθυντήριες γραμμές και τις διατάξεις του NBCC και NEHRP χρησίμευσαν ως βάση για την ανάλυση και το σχεδιασμό του MUCTC κτιρίου, έγινε λοιπόν μη-γραμμική ανάλυση ιστορίας. Οι οδηγίες απαιτούν τα κτίρια που ενσωματώνουν συσκευές διάχυσης ενέργειας να αξιολογούνται για δύο είδη σεισμών.

Ένα βασικό σεισμό (BCE) με πιθανότητα εμφάνισης 10% σε 50 χρόνια και τον μέγιστο σεισμό σχεδιασμού (MCE) με πιθανότητα εμφάνισης 2% σε 50 χρόνια. θεωρείται ότι αν ακολουθηθούν σωστά οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες το κτίριο θα έχει σημαντική προστασία και για ισχυρότερο σεισμό από τον MCE. Κατά τον BCE βεβαιώνεται ότι όλα τα μέλη της κατασκευής δεν θα έχουν υπερβεί τις αντοχές τους και οι παραμορφώσεις θα είναι σε λογικά πλαίσια. Ο MCE χρησιμοποιείται για να οριστεί η μέγιστη επιτρεπόμενη μετατόπιση των αποσβεστήρων τριβής. Αξιοσημείωτο είναι ότι οι NEHRP κατευθυντήριες οδηγίες ορίζουν ότι οι αποσβεστήρες σχεδιάζονται για το 130% της μετατόπισης για MCE και οι συνδέσεις τους σχεδιάζονται για το 130% της τριβής ολίσθησης των αποσβεστήρων. Οι τριβές ολίσθησης, επίσης δεν θα πρέπει να διαφέρουν περισσότερο από 15% στους αποσβεστήρες μεταξύ τους. Τελικά υπολογίστηκε ότι χρειάζονται 88 αποσβεστήρες τριβής τύπου Λ και μονών διαγωνίων στοιχείων με τριβή ολίσθησης 500-600KN.

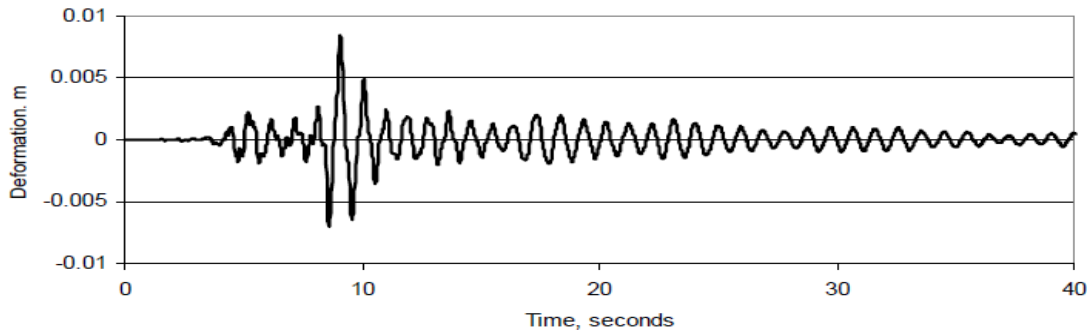
Προκειμένου να συγκριθεί η αποτελεσματικότητα των πλαισίων με αποσβεστήρες τριβής (FBF), ανάλυση του κτιρίου έγινε επίσης χρησιμοποιώντας δύσκαμπτες στηρίξεις στα πλαίσια (RBF). Τα αποτελέσματα είναι τα εξής: α) Παραμορφώσεις χρονοϊστορίας παρουσιάζονται στο σχήμα 19 όπου φαίνεται καθαρά η απόσβεση. Για τα FBF η μέγιστη παραμόρφωση είναι 100mm, ενώ για τα RBF είναι 105mm. Η μόνιμη παραμόρφωση των FBF μετά το τέλος του σεισμού είναι αμελητέα. β) Μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφων με FDF είναι 0,7%, ενώ οι κώδικες επιτρέπουν μέχρι 2%. Σε τόσο χαμηλές παραμορφώσεις δεν αναμένονται ζημιές κατά τον MCE. γ) Ο βρόγχος υστέρησης παρουσιάζεται στο σχήμα 20 μέγιστη ολίσθηση 8mm. Αντιθέτως με τα RBF, στα FBF η δύναμη που αναπτύσσεται στα μέλη τους είναι γνωστή και σταθερή για όλους τους σεισμούς. Σημαντικά πλεονεκτήματα είναι ότι η δύναμη αυτή ορίζεται από τον μελετητή και όχι από τον σεισμό. δ) Παραμορφώσεις χρονοϊστορίας παρουσιάζονται στο σχήμα 21. Η μόνιμη παραμόρφωση μετά τον σεισμό είναι αμελητέα. ε) Τέλος, τα αξονικά φορτία στα υποστυλώματα των πλαισίων παρουσιάζονται στο σχήμα 22. Παρατηρείται ότι τα φορτία με FDF είναι κατά 40% μικρότερα από τα RBF. Η εφαρμογή των RBF θα οδηγούσε σε απαίτηση ενίσχυσης των υποστυλωμάτων και των θεμελίων[17].



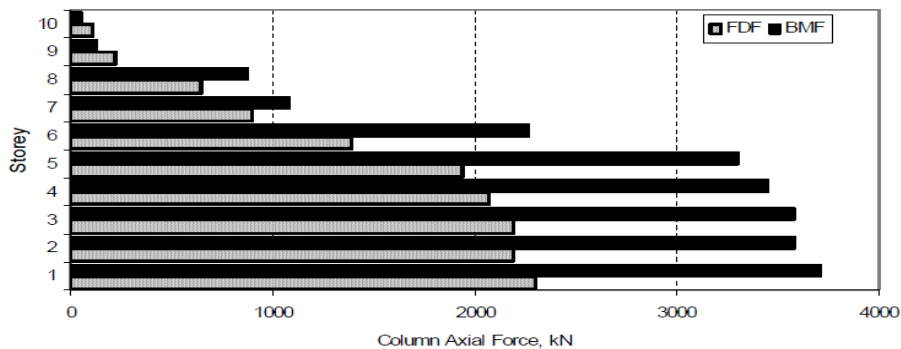
Σχήμα 19. Χρονοϊστορία των μετακινήσεων στη στέγη[17].



Σχήμα 20. Βρόχος υστέρησης ενός τυπικού 600kN αποσβεστήρα τριβής[17]



Σχήμα 21. Χρονοϊστορία ολίσθησης ενός τυπικού 600kN αποσβεστήρα τριβής[17]

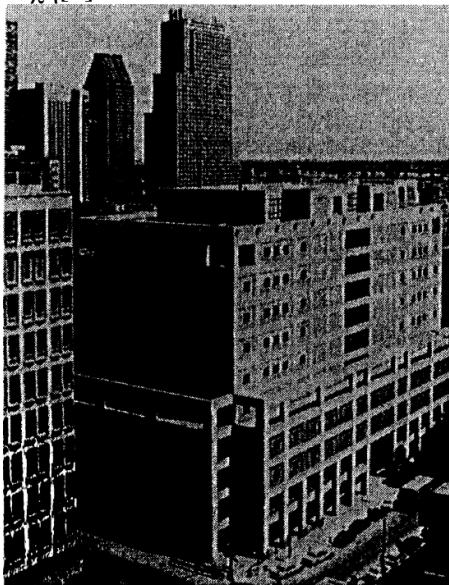


Σχήμα 12. Αξονικά φορτία υποστυλωμάτων σε κάθε όροφο[17]

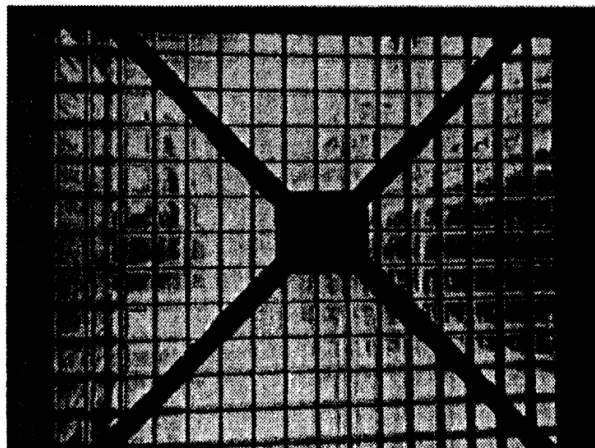
BIBΛΙΟΘΗΚΗ McCONNEL

Η βιβλιοθήκη McConnell του πανεπιστημίου Concordia στο Montreal του Καναδά αποτελείται από 2 κτίρια των 6 και 10 πατωμάτων που είναι διασυνδεδεμένα με μια στοά. Η εξωτερική θέα της κατασκευής φαίνεται στο σχήμα 23. Η τοποθέτηση αποσβεστήρων τριβής στην κατασκευή εξετάστηκε στην Pall το 1993. Στη βιβλιοθήκη τοποθετήθηκαν 143 αποσβεστήρες. Οι αρχιτέκτονες επέλεξαν να εκθέσουν εξήντα από τους αποσβεστήρες έτσι ώστε να φαίνεται η αισθητική τους. Αυτό φαίνεται και στο σχήμα 24. Μια σειρά από μη γραμμικές αναλύσεις χρησιμοποιήθηκαν για να καθορίσουν το βέλτιστο κρίσιμο φορτίο ολίσθησης των συσκευών, το οποίο κυμαίνεται από 600 έως 700 kN ανάλογα με τη θέση τους μέσα στην κατασκευή. Για τις τρισδιάστατες χρονοϊστορικές αναλύσεις δημιουργήθηκε τεχνητό σεισμικό σήμα με ένα ευρύ φάσμα συχνοτήτων και η μέγιστη επιτάχυνση του εδάφους καθορίστηκε στα 0.18g για να αντιπροσωπεύσει την αναμενόμενη κίνηση του εδάφους στο Montreal. Κάτω από αυτό το επίπεδο διέγερσης, μια εκτίμηση του ισοδύναμου

λόγου απόσβεσης της κατασκευής με συσκευές τριβής είναι περίπου 50%. Επιπλέον, για αυτή τη βιβλιοθήκη η χρήση αποσβεστήρων τριβής είχε ως αποτέλεσμα να μειωθεί το συνολικό κόστος της κατασκευής κατά 1,5%. Οι συντάκτες σημείωσαν ότι θα ήταν αναμενόμενη μια υψηλότερη εξοικονόμηση σε μια περισσότερο ευάλωτη σεισμικά περιοχή[1].



Σχήμα 23. Βιβλιοθήκη McConnel[1]



Σχήμα 24. Εμφανής αποσβεστήρας τριβής[1]

8.ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η χρήση των αποσβεστήρων τριβής απέδειξε ότι παρέχει μια πρακτική, αποτελεσματική, οικονομική και μη χρονοβόρα λύση στη σεισμική ενίσχυση. Αυτή η νέα μέθοδος μετά από πολλές μελέτες και εφαρμογές έχει δείξει ότι το κτίριο που τους ενσωματώνει θα λειτουργήσει ικανοποιητικά στην περίπτωση ενός μείζονος σεισμού. Λόγω των χαρακτηριστικών τους έχουν ευρεία χρήση, ήδη κάποιες χώρες επωφελούνται από την τεχνολογία τους όπως οι Η.Π.Α., ο Καναδάς και η Ιαπωνία. Πιστεύουμε ότι και στην Ελλάδα της έντονης σεισμικής δράσης θα πρέπει να προτιμάται η λύση αυτή, αυτό όμως απαιτεί την δημιουργία κανονισμών, την κατάλληλη εκπαίδευση τεχνικών συνεργείων και την τήρηση των προαναφερθέντων κατασκευαστικών λεπτομερειών.

9.ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] T. T. Soong, G. F. Dargush, “Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering”, pp.5-34, 83-126, 1997.
- [2] Avtar PALL and R. Tina PALL, “PERFORMANCE-BASED DESIGN USING PALL FRICTION DAMPERS – AN ECONOMICAL DESIGN SOLUTION, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 1955, August 1-6, 2004
- [3] Πανίκος ΠΑΠΑΔΟΠΟΥΛΟΣ, “Ενίσχυση κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος με ειδικά μεταλλικά αντισεισμικά στοιχεία, τοποθετημένα με παρεμβολή ειδικού συνθετικού υλικού”, 3^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας, Άρθρο 1936, 5-7 Νοεμβρίου, 2008
- [4] Πανίκος Παπαδόπουλος, Φώτιος Γραβαλάς, “Ελαχιστοποίηση των στροφών των πολυώροφων ασύμμετρων κτιρίων από Ο/Σ με την τοποθέτηση ειδικών μεταλλικών

αντισεισμικών στοιχείων”, 3^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας, Άρθρο 1901, 5-7 Νοεμβρίου, 2008

[5] Πανίκος Παπαδόπουλος, Ευθυμία Μητσοπούλου, “Πρόταση προμελέτης με βάση τις οριακές μετακινήσεις πλαισίων φορέων οπλισμένου σκυροδέματος ενισχυμένων με ειδικά μεταλλικά αντισεισμικά στοιχεία”, 3^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας, Άρθρο 1902, 5-7 Νοεμβρίου, 2008

[6] http://www.tdx.cbuc.es/TESIS_UPC/AVAILABLE/TDX-1217103104653//03Chapt02.pdf

[7] A. MALHOTRA, D. CARSON, P. GOPAL, A. BRAIMAH, G. Di GIOVANNI, and R. PALL, “FRICTION DAMPERS FOR SEISMIC UPGRADE OF ST. VINCENT HOSPITAL, OTTAWA”, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 1952, August 1-6, 2004

[8] Vail, C., Hubbell, J., (2002) "Structural Upgrade of Boeing Commercial Airplane Factory at Everett, WA", Proceedings, Applied Technology Council (ATC 17-2), Seminar on Response Modification Technologies for Performance-Based Seismic Design, Los Angeles.

[9] Balazic, J., Guruswamy, G., Elliot, J., Pall, R., Pall, A., (2000) "Seismic Rehabilitation of Justice Headquarters Building, Ottawa, Canada", Proceedings, Twelfth World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, Paper No. 2011

[10] Bharat SOLI, Dennis BAERWALD, Pete KREBS, R Tina PALL, “FRICTION DAMPERS FOR SEISMIC CONTROL OF AMBULATORY CARE CENTER, SHARP MEMORIAL HOSPITAL, SAN DIEGO, CA”, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 1953, August 1-6, 2004

[11] <http://www.palldynamics.com/FrictionDampers.htm>

[12] IAN D. AIKEN, JAMES KELLY AND S. PALL “SEISMIC RESPONSE OF A NINE-STORY STEEL FRAME WITH FRICTION DAMPED CROSS-BRACING”

[13] Pasquin, C., Leboeuf, N., Pall, R., "Friction Dampers for Seismic Rehabilitation of Eaton's Building, Montreal", Proceedings, Thirteenth World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, 2004. Paper #1949

[14] Palanimuthu (Ravi) SUNDARARAJ, R. Tina PALL, “SEISMIC CONTROL OF FEDERAL ELECTRONICS RESEARCH BUILDING, OTTAWA”, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 2016, August 1-6, 2004

[15] Shao, D., Pall, A., Soli, B., "Friction Dampers for Seismic Upgrade of A 14-Story Patient Tower With A 36-Foot Tall Soft-Story", Proceedings, 8th US National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, April 2006, Paper # 90

[16] Hale, T., Pall, R., (2000), "Seismic Upgrade of the Freeport Water Reservoir, Sacramento, California", Proceedings, Twelfth World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, NZ. Paper No. 269

[17] Serge VEZINA, R. Tina PALL, “SEISMIC RETROFIT OF MUSTIC BUILDING USING FRICTION DAMPERS, PALAIS DES CONGRES, MONTREAL”, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 1946, August 1-6, 2004

[18] Chang, C., Pall, A., Louie, J., "The Use of Friction Dampers for Seismic Retrofit of The Monterey County Government Center", Proceedings, 8th US National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, April 2006, Paper # 951.

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΜΕ ΕΛΑΣΤΟΜΕΡΗ ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΚΑΙ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΑΝΤΑΓΩΝΙΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΤΩΝ ΕΛΑΣΤΟΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΕΦΕΔΡΑΝΩΝ ΜΕ ΠΥΡΗΝΑ ΜΟΛΥΒΔΟΥ LRB

ΚΙΤΣΙΚΟΠΟΥΛΟΥ ΔΗΜΗΤΡΑ

Περίληψη

Η παρούσα εργασία πραγματεύεται το θέμα της ενίσχυσης κτιρίων με την μέθοδο της σεισμικής μόνωσης και συγκεκριμένα χρησιμοποιώντας ως μέσο αυτής τα ελαστομερή συστήματα. Στην εισαγωγή παρουσιάζεται η φιλοσοφία της σεισμικής μόνωσης ως τρόπος εφαρμογής του αντισεισμικού σχεδιασμού των κατασκευών. Ακολουθεί η ανάπτυξη θεωρητικού υπόβαθρου ώστε να καταστούν σαφείς οι τεχνικοί όροι που χρησιμοποιούνται στην σεισμική μόνωση. Στην συνέχεια η εργασία επικεντρώνεται στην μέθοδο εφαρμογής εφεδράνων ελαστομερών συστημάτων με εξέχουσα την εκμετάλλευση πυρήνων μολύβδου. Επίσης παρατίθενται παραδείγματα στα οποία έγινε χρήση ελαστομεταλλικών εφεδράνων με πυρήνα μολύβδου.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

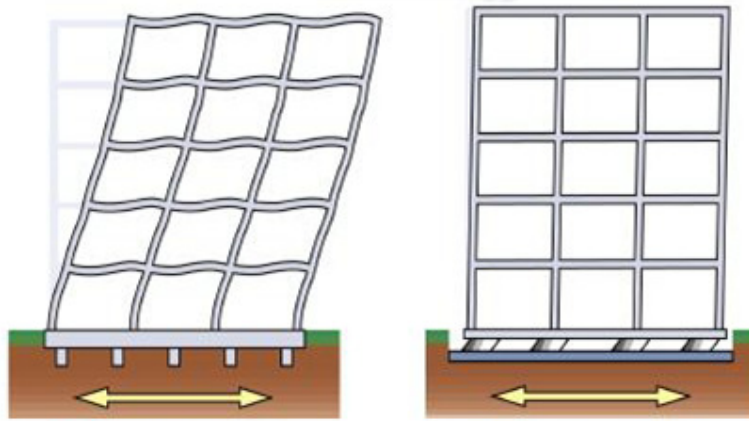
Η συμβατική τεχνική που ακολουθείται στην ενίσχυση υφισταμένων κατασκευών που έχουν υποστεί βλάβες από σεισμούς, επιβάλλει την επέμβαση με σκοπό την αύξηση της αντοχής των μελών που αναλαμβάνουν τις σεισμικές δράσεις με ένα πολύ σημαντικό όμως και αναπόφευκτο μειονέκτημα, την αύξηση των μαζών, άρα και των αδρανειακών δυνάμεων που ασκούνται στην κατασκευή. Σε αυτό το σημείο έρχεται μια εναλλακτική και συγχρόνως ελκυστική για τα πλεονεκτήματά της, μέθοδος αντισεισμικού σχεδιασμού, αυτή της σεισμικής μόνωσης. Πρόκειται δηλαδή για την εφαρμογή μέσω ελέγχου της σεισμικής δόνησης που καταλήγει σε μία κατασκευή, και υλοποιείται με την τοποθέτηση εύκαμπτων στοιχείων στην διεπιφάνεια μεταξύ ανωδομής και θεμελίωσης, τους σεισμικούς μονωτήρες.

Η μέθοδος αυτή, η οποία έχει εξελιχθεί αρκετά τις δύο τελευταίες δεκαετίες, έχει εφαρμοστεί σε έργα διαφόρων τύπων όπως κτιριακά (νοσοκομεία, σχολεία), γέφυρες, δεξαμενές πυρηνικών αντιδραστήρων.

Το αποτέλεσμα; Προκύπτουν κατασκευές οικονομικότερες και πιο ελαφριές λόγω της μείωσης της απαίτησης σε σεισμική επάρκεια εφόσον είναι ελεγχόμενες και προκαθορισμένες οι φορτίσεις που μεταβιβάζονται στην κατασκευή. Αφενός μεν αποτρέπεται η κατάρρευση της κατασκευής, αφετέρου δε μειώνονται σημαντικά οι βλάβες προκαλούμενες από σεισμούς μέτριας έντασης.

2. ΑΡΧΕΣ ΚΑΙ ΣΤΟΧΟΙ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ

Η εφαρμογή των μεθόδων σεισμικής μόνωσης βάσης έχει ως στόχο την διαφοροποίηση της παλινδρομικής κίνησης (ταλάντωση) της ανωδομής σε σχέση με την ισχυρή κίνηση του εδάφους, συνεπώς και της θεμελίωσης. Επιδιώκουμε οπότε, την ελαχιστοποίηση της ενέργειας που εισάγεται στην κατασκευή, εν μέρει αντανακλώντας την και εν μέρει αποσβένοντας την ήδη από το επίπεδο της θεμελίωσης [1]. Αποτέλεσμα αυτών είναι η μείωση α) της σχετικής μετακίνησης των ορόφων και β) της απόκρισης της ανωδομής, που οφείλονται αμφότερες σε οριζόντιες σεισμικές δράσεις. Επίσης επιτυγχάνεται η συγκέντρωση των διαρροών στην στάθμη του συστήματος της μόνωσης. Χαρακτηριστική είναι η διαφοροποίηση στην εικόνα παραμόρφωσης του φορέα μεταξύ πακτωμένης και μονωμένης κατασκευής, όπως αυτό που φαίνεται στην σχήμα 1.



Σχήμα 1. Εικόνες παραμόρφωσης συμβατικής κατασκευής και κατασκευής με μονωμένη βάση [2]

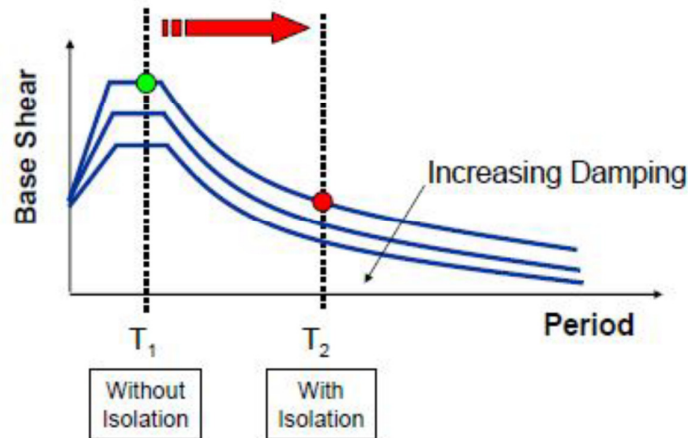
3. ΤΡΟΠΟΣ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ ΜΟΝΩΤΗΡΩΝ

Η μείωση της σχετικής μετακίνησης των ορόφων επιτυγχάνεται με τους ακόλουθους τρόπους:

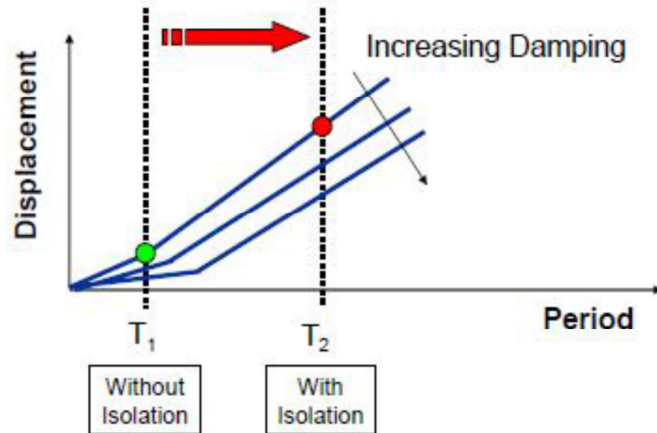
α) Με αύξηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου της κατασκευής έτσι ώστε ο ενδεχόμενος σεισμός να έχει περίοδο διεγέρτη απόμακρυσμένη από την ιδιοπερίοδο της κατασκευής, αποτρέποντας την πιθανότητα κατάρρευσης λόγω συντονισμού. Επομένως, έχουμε μείωση της σεισμικής δράσης κατά 5-10 φορές, και παράλληλα αυξάνονται οι πλευρικές μετακινήσεις που όμως συγκεντρώνονται στο επίπεδο της μόνωσης (εικόνες 2, 3)

β) Με αύξηση της ικανότητας απόσβεσης με την οποία επιτυγχάνεται μείωση των μετακινήσεων και ενδεχομένως και των σεισμικών δυνάμεων .

γ) Με συνδυασμό –κατά προτίμηση- των ευνοϊκών αποτελεσμάτων και των δύο παραπάνω μεθόδων.



Σχήμα 2. Επίδραση της αύξησης της ιδιοπεριόδου στην τέμνουσα βάσης σχεδιασμού (φάσμα επιταχύνσεων) [2]



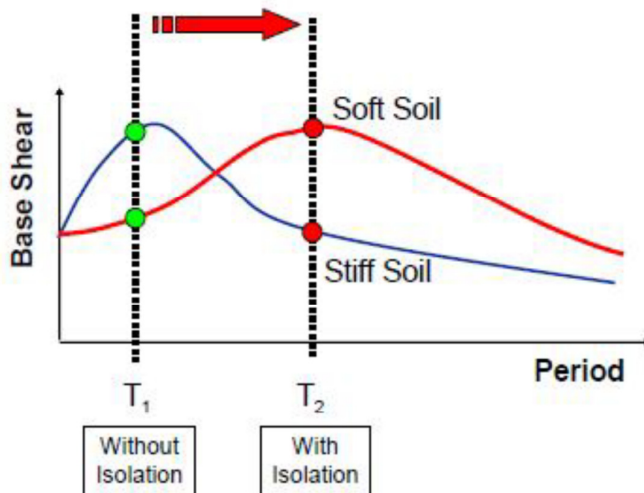
Σχήμα 3. Επίδραση της αύξησης της ιδιοπεριόδου στις μετακινήσεις σχεδιασμού (φάσμα μετακινήσεων) [2]

Επίσης επιδιώκουμε ευκαμψία για ισχυρές σεισμικές δράσεις αλλά ταυτόχρονα ακαμψία της κατασκευής για πλευρικά φορτία ανεμοπιέσεων.

3.1 ΠΡΟΥΠΟΘΕΣΕΙΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ

Οι προϋποθέσεις που πρέπει να πληρούνται [3] είναι εν γένει:

- 1) Το έδαφος θεμελίωσης της κατασκευής να μην ευνοεί εδαφικές δονήσεις με προεξέχουσες τις μεγάλες περιόδους, γεγονός που χαρακτηρίζει τα “μαλακά” εδάφη (σχήμα 4).
- 2) Το κτίριο να είναι σχετικά δύσκαμπτο, δηλαδή να έχει ιδιοπερίοδο μικρότερη από 1,5 έως 2 sec. Γεγονός που χαρακτηρίζει οπωσδήποτε τις δύσκαμπτες κατασκευές, αλλά και ένα ευρύ φάσμα σχετικά εύκαμπτων κατασκευών.
- 3) Το μέγεθος των ανεμοφορτίων σχεδιασμού, καθώς και των υπόλοιπων μη σεισμικών πλευρικών φορτίων να μην ξεπερνά το 10% του βάρους του κτιρίου ($F_{ανέμ} < 10\% W_{κτιρ.}$)



Σχήμα 4. Ευμενής ή δυσμενής επίδραση της σεισμικής μόνωσης στην τέμνουσα βάσης ανάλογα με τις εδαφικές συνθήκες [2]

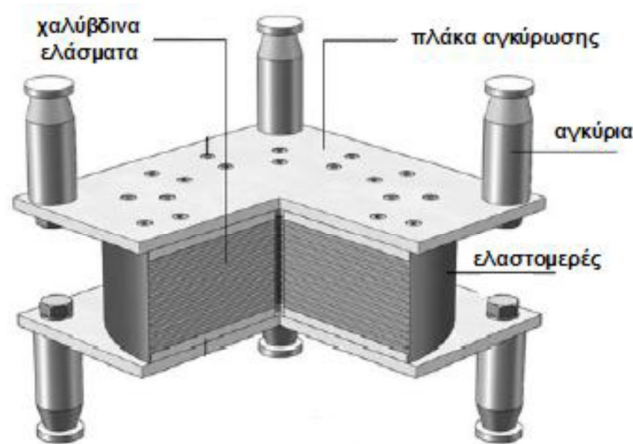
3.2 ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ

Στην παρούσα παράγραφο περιγράφονται οι πλέον κοινοί τρόποι συστημάτων σεισμικής μόνωσης που χρησιμοποιούνται ευρέως σε έργα ανά τον κόσμο. Γενικά, τα συστήματα αυτά κατατάσσονται σε δύο κατηγορίες: α) στα ελαστομερή συστήματα και β) στα συστήματα

τριβής (ή ολίσθησης). Στα ελαστομερή συστήματα περιλαμβάνονται i) τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης (Low Damping Rubber Bearings - LDRB), ii) τα ελαστομερή εφέδρανα υψηλής απόσβεσης (High Damping Rubber Bearings - HDRB), iii) τα ελαστομερή εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (Lead Rubber Bearings - LRB). Εν συντομία αναφέρουμε ότι τα συστήματα τριβής περιλαμβάνουν i) μηχανισμούς με σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης και ii) μηχανισμούς με επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης.

3.2.1 ΕΛΑΣΤΟΜΕΡΗ ΣΕΙΣΤΗΜΑΤΑ

Συνιστούν τον συνηθέστερο τύπο συστημάτων που έχουν εφαρμοστεί ως σεισμική μόνωση. Αποτελούνται από επάλληλες στρώσεις ελαστομερούς υλικού (Neoprene) – ειδικά επεξεργασμένου (vulcanized) ώστε να καταστεί ανεκτικότερο στις περιβαλλοντικές επιδράσεις- στο οποίο συγκολλώνται και εγκιβωτίζονται πλήρως λεπτά χαλύβδινα φύλλα προκειμένου να εξασφαλιστεί υψηλή δυσκαμψία στην κατακόρυφη διεύθυνση για την ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων και να περιοριστούν σημαντικά οι πλευρικές παραμορφώσεις (λόγω φαινομένου Poisson) του ελαστομερούς. Η σύνδεση των εφεδράνων με την ανωδομή και την θεμελίωση επιτυγχάνεται μέσω μεταλλικών πλακών πάνω στις οποίες κοχλιώνονται βλήτρα τοποθετημένα στα στοιχεία σύνδεσης πάνω και κάτω από τα εφέδρανα. Διατίθενται τόσο σε ορθογωνικές όσο και σε κυκλικές διατομές διαφόρων διαστάσεων ανάλογα με τον σχεδιασμό και τις απαιτήσεις που καλούνται να καλύψουν. Στην σχήμα 5 φαίνεται μια τυπική διατομή ενός τέτοιου εφεδράνου.



Σχήμα 5. Τυπική διατομή ελαστομεταλλικών εφεδράνων χαμηλής ή υψηλής απόσβεσης χωρίς πυρήνα μολύβδου [2]

Τα ελαστομερή εφέδρανα διακρίνονται ανάλογα με το ποσοστό της απόσβεσης που προσδίδουν στο σύστημα σε εφέδρανα υψηλής και χαμηλής απόσβεσης. Η απόσβεση, που εκφράζεται ως ένα ποσοστό % επί της κρίσιμης τιμής, προσδίδεται από το ελαστομερές, το οποίο παράλληλα προσφέρει υψηλή πλευρική ευκαμψία και την απαιτούμενη δύναμη επαναφοράς για την επανακέντρωσή του μετά την επιβολή οριζόντιας μετατόπισης, ενώ στα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου η υψηλή τιμή τα απόσβεσης οφείλεται στην παρουσία μολύβδου. Ακολούθως αναφέρονται επιγραμματικά τα μηχανικά χαρακτηριστικά των 3 τύπων ελαστομερών συστημάτων σεισμικής μόνωσης, καθώς και τα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα που παρουσιάζουν.

3.2.1.1 ΕΦΕΔΡΑΝΑ ΧΑΜΗΛΗΣ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ (LDRB)

Στα ελαστομερή συστήματα χαμηλής απόσβεσης ο ισοδύναμος λόγος ιξώδους απόσβεσης ζ είναι μικρότερος του 6%, με συνηθέστερη τιμή το 5%. Η συμπεριφορά τους μπορεί να

προσεγγιστεί σαν συμπεριφορά γραμμικών ελαστικών στοιχείων με ισοδύναμη ελαστική δυσκαμψία K_{eff} για διατμητικές παραμορφώσεις ίσες ή και μεγαλύτερες του 100% σύμφωνα με την εξίσωση (1):

$$K_{eff} = G_b * A_b / t_e \quad (1)$$

όπου G_b είναι το μέτρο διάτμησης του ελαστομερούς, A_b η επιφάνεια του και t_e το συνολικό του πάχος.

Στα πλεονεκτήματα χρήσης των LDRB αναφέρουμε την εύκολη και τυποποιημένη πλέον παραγωγή τους και το ότι η απόκριση τους δεν είναι ευαίσθητη σε επιδράσεις του περιβάλλοντος αλλά ούτε και σε παραμέτρους όπως η ταχύτητα και η ιστορία της φόρτισης. Βασικό τους μειονέκτημα όμως αποτελεί η προσφορά χαμηλής απόσβεσης στο σύστημα με αποτέλεσμα την απαίτηση μεγάλης επάρκειας σε μετακινήσεις, οπότε προϋποθέτουν χρήση πρόσθετων μέτρων απόσβεσης.

3.2.1.2 ΕΦΕΔΡΑΝΑ ΥΨΗΛΗΣ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ (HDRB)

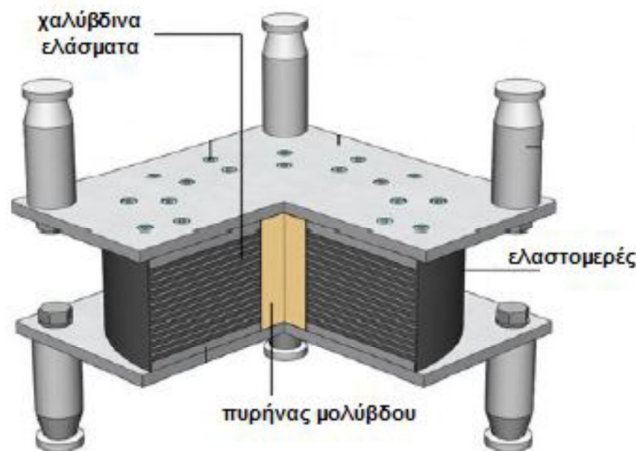
Πρόκειται για ελαστομεταλλικά συστήματα τα οποία εμφανίζουν το σημαντικό πλεονέκτημα της υψηλής ικανότητας απόσβεσης του ελαστομερούς που τα αποτελεί. Ο ισοδύναμος λόγος ιξώδους απόσβεσης ζ κυμαίνεται μεταξύ 10 και 20% για διατμητική παραμόρφωση ίσης με 100%. Η ενεργός τους δυσκαμψία K_{eff} και η ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση ζ_{eff} επηρεάζονται από παράγοντες όπως η θερμοκρασία, η ιστορία και η ταχύτητα της φόρτισης, αλλά και από τα υλικά του ελαστομερούς.

Η συμπεριφορά των παραπάνω μονωτήρων μπορεί να εκφραστεί και με τις ακόλουθες ελαστικές παραμέτρους:

- K_{eff} : ισοδύναμη ελαστική (ενεργός) δυσκαμψία που υπολογίζεται ως η τέμνουσα δύναμη διαιρεμένη με την μετακίνηση σχεδιασμού d_{bd} του μονωτήρα και ισούται με $K_{eff} = F_{max} / d_{bd}$ (2)
- ζ_{eff} : ισοδύναμη ιξώδης (ενεργός) απόσβεση που αντιστοιχεί στην μετακίνηση σχεδιασμού d_{bd} του μονωτήρα και δίνεται από την εξίσωση:
 $\zeta_{eff} = 1/2\pi * (E_D / K_{eff} * d_{bd}^2)$ (3)
όπου E_D η ενέργεια που αποσβέννεται ανά κύκλο στην μετακίνηση σχεδιασμού d_{bd} του μονωτήρα.

3.2.1.3 ΕΦΕΔΡΑΝΑ ΜΕ ΠΥΡΗΝΑ ΜΟΛΥΒΔΟΥ (LRB)

Τα ελαστομεταλλικά εφεδράνα με πυρήνα μολύβδου αποτελούνται από συνήθη εφεδράνα με ελαστομερές χαμηλής απόσβεσης στα οποία προστίθεται ένας κυλινδρικός πυρήνας μολύβδου όπως φαίνεται στην σχήμα 6.



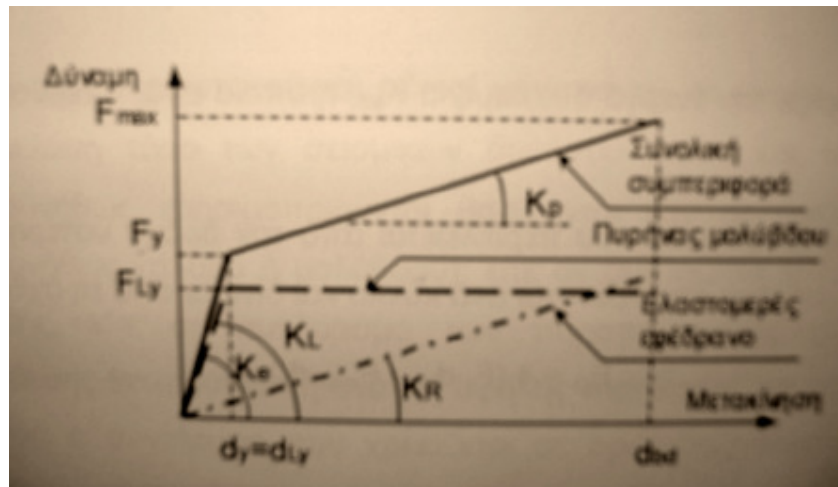
Σχήμα 6. Τυπική διατομή ελαστομεταλλικών εφεδράνων με πυρήνα μολύβδου [2]

Η συμπεριφορά του μολύβδου είναι ελαστική – απολύτως πλαστική με δυσκαμψία K_L στον ελαστικό κλάδο και μηδενική δυσκαμψία μετά την διαρροή, ενώ το ελαστομεταλλικό εφεδρανο συμπεριφέρεται ελαστικά με δυσκαμψία K_R . Συνεπώς, η συνολική ανελαστική συμπεριφορά των συγκεκριμένων εφεδράνων μπορεί να περιγραφεί από τον διγραμμικοποιημένο βρόχο υστέρησης της εικόνας 7, όπου η ελαστική δυσκαμψία είναι ίση με $K_e = K_L + K_R$ (4) και η δυσκαμψία μετά την διαρροή είναι ίση με $K_e = K_R$.

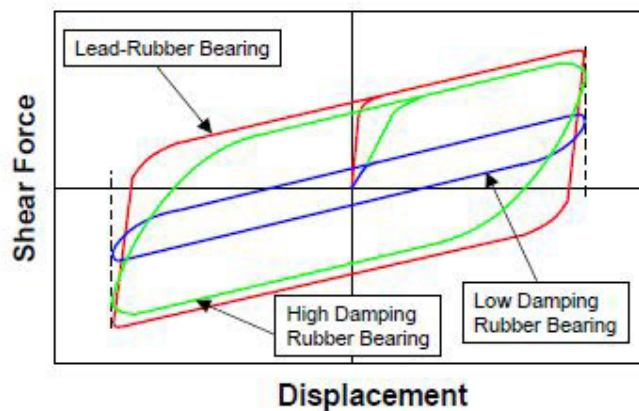
Η δύναμη διαρροής δίνεται από την σχέση:

$$F_Y = F_{LY} * (1 + K_R / K_L) \quad (5)$$

όπου $F_{LY} = K_L * d_{LY}$ είναι η δύναμη στην οποία διαρρέει ο μολύβδος. Συνήθως, η ελαστική δυσκαμψία του μολύβδου είναι κατά πολύ μεγαλύτερη αυτής του ελαστομεταλλικού ($K_L \gg K_R$) οπότε θεωρείται με επαρκή ακρίβεια ότι $K_e = K_L$ και $F_Y = F_{LY}$.



Σχήμα 7. Συμπεριφορά επιμέρους στοιχείων και συνολικά για ελαστομεταλλικά εφεδρανα με πυρήνα μολύβδου [2]



Σχήμα 8. Σύγκριση βρόχων υστέρησης για τους τρεις τύπους ελαστομεταλλικών εφεδράνων [2]

4. ΤΡΟΠΟΣ ΤΟΠΟΘΕΤΗΣΗΣ ΕΦΕΔΡΑΝΩΝ

Για την εγκατάσταση των εφεδράνων, απαιτούνται κατά σειρά οι ακόλουθες εργασίες:

- Ενίσχυση των στοιχείων στον όροφο εγκατάστασης και στον υποκείμενο όροφο (υπόγειο όπου υπάρχει).
- Προσωρινή στήριξη των στοιχείων.

- c) Αποκοπή των στοιχείων από το επίπεδο εγκατάστασης για να δημιουργηθεί ο αναγκαίος χώρος υποδοχής των εφεδράνων.
- d) Τοποθέτηση και ασφαλής ενσωμάτωση των εφεδράνων με τα φέροντα στοιχεία του φορέα.
- e) Αφαίρεση της προσωρινής στήριξης.

5. ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΜΟΝΩΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΠΥΡΗΝΕΣ ΜΟΛΥΒΔΟΥ

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου έχουν χρησιμοποιηθεί για τη σεισμική μόνωση του Κτιρίου Μουσείου Δυτικής Τέχνης στο Τόκυο (Ιαπωνία) που φαίνεται στην σχήμα 9.



Σχήμα 9. Μουσείο δυτικής τέχνης στο Τόκυο [4]

6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην εργασία αυτή γίνεται παρουσίαση της μεθόδου της σεισμικής μόνωσης με ελαστομεταλλικά εφέδρανα με εξέχοντα ρόλο να λαμβάνουν τα εφέδρανα με πυρήνες μολύβδου. Γίνεται σαφές ότι τα συγκεκριμένα εφέδρανα υπερτερούν έναντι των εφεδράνων χαμηλής αλλά και υψηλής απόσβεσης διότι ουσιαστικά συνδυάζει τα πλεονεκτήματα των συγκεκριμένων εφεδράνων επομένως δεν επηρεάζεται από συνθήκες περιβάλλοντος όπως η θερμοκρασία αλλά, και άλλες όπως η ιστορία και η ταχύτητα φόρτισης ενώ παράλληλα προσφέρουν ικανότητα υψηλής απόσβεσης στην κατασκευή.

7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Α. Σοφοκλέους, Ι. Κάνας, Ι. Καραμπατζός και Κ. Μυλωνάς, Η εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης σε υφιστάμενες κατασκευές ως μέσο ουσιαστικής σεισμικής αναβάθμισής τους.
- [2] Β. Δημούδης, Διερεύνηση της επίδρασης της σεισμικής μόνωσης στη συμπεριφορά δώροφης λίθινης κατασκευής έναντι σεισμών εγγύς πεδίου, Μεταπτυχιακή εργασία, Αθήνα: ΕΜΠ, 2011.
- [3] Κ. Σπυράκος, «Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία», Κεφ.7 "Σεισμική μόνωση των κατασκευών", σελ. 210-215.
- [4] «<http://www.seismomonosis.com/>» [Ηλεκτρονικό].

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΙΔΕΑΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΥΠΕΡΩΘΗΤΙΚΗ (PUSHOVER) ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ

ΡΟΜΠΟΛΑΣ ΙΩΑΝΝΗΣ
ΤΕΡΖΗΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ

Περίληψη

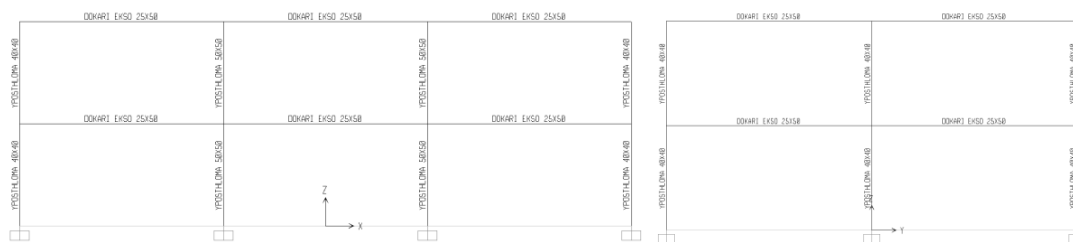
Η παρούσα εργασία έχει ως στόχο την αναλυτική παρουσίαση της διαδικασίας μιας στατικής υπερωθητικής ανάλυσης βήμα προς βήμα με βάση τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ως προς το σκοπό αυτό δημιουργήθηκε προσομοίωμα ιδεατού κτιρίου που προσεγγίζει κατά το βέλτιστο δυνατό τρόπο, τους κανόνες δόμησης με τις προ 1985 λογικές. Για λόγους πληρότητας επιλέγεται ως τρόπος ενίσχυσης των υποστυλωμάτων η τεχνική του μεταλλικού κλωβού και γίνεται αποτίμηση της συμπεριφοράς του ενισχυμένου κτιρίου. Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με το λογισμικό SAP2000 v.14.0.0.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η μη-γραμμική στατική ανάλυση, γνωστή και ως ανάλυση pushover, τείνει τα τελευταία χρόνια να καθιερωθεί ως η κύρια μέθοδος για την ανάλυση υφιστάμενων κατασκευών με σκοπό τη σεισμική αποτίμησή τους. Η μέθοδος αυτή είναι απλούστερη και πιο προσιτή από την ανάλυση με χρονοϊστορίες (μη-γραμμική δυναμική), χωρίς να υστερεί ως προς την ακρίβεια με την οποία προσεγγίζεται η συμπεριφορά της κατασκευής [1]. Η καθιέρωση του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ως εθνικό κανονιστικό κείμενο για την αποτίμηση και την ενίσχυση των υφιστάμενων κατασκευών, θέτει νέες παραμέτρους στην υλοποίηση της μεθόδου, οι οποίες βρίσκονται πιο κοντά στην πραγματικότητα απ' ό,τι οι απλουστευτικές παραδοχές που επιβάλλονταν για να χρησιμοποιηθούν οι κανονισμοί άλλων χωρών (FEMA 356, FEMA 440, ATC-40).

2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΙΔΕΑΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Το προσομοίωμα είναι ένα δώροφο κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος με ύψος ορόφου 3 m και άνοιγμα δοκών 6 m. Το κτίριο έχει δυο ανοίγματα κατά τη διεύθυνση Y και 3 κατά τη διεύθυνση X. Η διαστασιολόγηση των διατομών υποστυλωμάτων και δοκαριών πραγματοποιήθηκε ικανοποιώντας τις διατάξεις ελαχίστων οπλισμών των σύγχρονων κανονισμών με μόνη διαφορά τη χρήση λείων ράβδων έναντι νευρογάλυβα.



Σχήμα 1: Όψεις κατά τη διεύθυνση X και Y αντίστοιχα

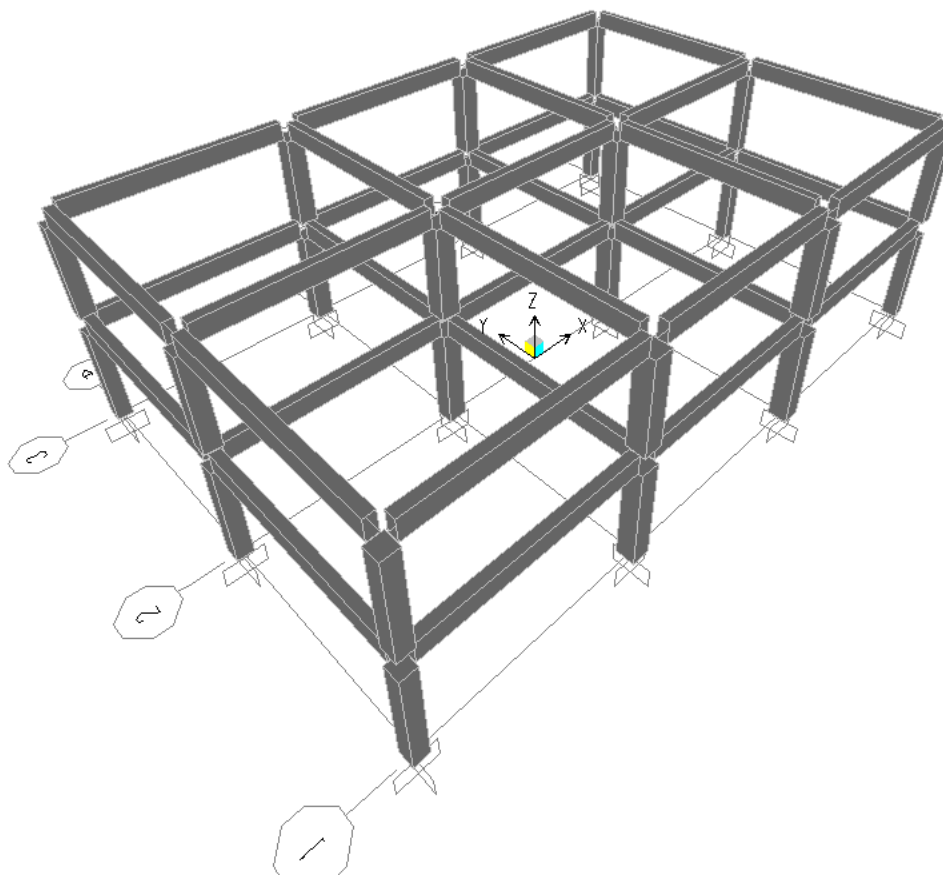
2.1 ΥΛΙΚΑ

- Χάλυβας Οπλισμών (διαμήκης και εγκάρσιος): S220 ($f_c= 16$ MPa, $E_{cm}= 27$ GPa)
- Σκυρόδεμα: C 16/20 ($f_y= 220$ MPa, $E_s=210$ GPa)

2.2 ΔΙΑΤΟΜΕΣ

	Διαστάσεις (cm)	Διαμήκης Οπλισμός	Οπλισμός Άνω πέλματος	Οπλισμός Κάτω Πέλματος	Ενδιάμεσος Οπλισμός	Εγκάρσιος Οπλισμός
Υποστρώματα Εσωτερικά	50x50	12Φ16 περιμετρικά κατανεμημένα	-	-	-	Φ8/150
Υποστρώματα Εξωτερικά	40x40	8Φ16 περιμετρικά κατανεμημένα	-	-	-	Φ8/150
Δοκοί Εσωτερικές	25x50	-	5Φ16 και 3Φ12	2Φ12	3Φ12	Φ8/200
Δοκοί Εξωτερικές	25x50	-	2Φ16 και 2Φ12	2Φ12	3Φ12	Φ8/200

Πίνακας 1: Διαστάσεις και οπλισμός των διατομών των μελών



Σχήμα 2: Τρισδιάστατη απεικόνιση του φορέα

3. ΠΡΟΥΠΟΘΕΣΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ

3.1 ΕΠΙΡΡΟΗ ΑΝΩΤΕΡΩΝ ΙΔΙΟΜΟΡΦΩΝ

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. για τη διενέργεια της ανελαστικής στατικής ανάλυσης προϋποθέτει τη διερεύνηση της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών [5.7.2]. Για να προσδιοριστεί το κατά πόσο η επιρροή αυτή είναι σημαντική ή όχι απαιτείται η διενέργεια δύο Δυναμικών Φασματικών Αναλύσεων, μιας με θεώρηση επαρκούς αριθμού ιδιομορφών, ώστε η δρώσα μάζα τους να είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής, και μιας μόνο με θεώρηση της 1ης ιδιομορφής. Αν η συνισταμένη τέμνουσα δύναμη κάποιου ορόφου σύμφωνα με την πρώτη ανάλυση ξεπερνά το 130% της αντίστοιχης τέμνουσας σύμφωνα με τη δεύτερη ανάλυση, τότε η επίδραση των ανωτέρων ιδιομορφών θεωρείται σημαντική. Στην περίπτωση αυτή επιτρέπεται η εφαρμογή της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης μόνο με παράλληλη όμως διενέργεια μιας Ελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης, στην οποία τα κριτήρια αποδοχής των πλάστιμων δράσεων (m-factors) λαμβάνονται αυξημένα κατά 33% [2]. Ωστόσο το πρόγραμμα δεν επιτρέπει την εισαγωγή συντελεστών στις πλάστιμες δράσεις.

3.2 ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΕΣ ΚΑΙ ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΚΤΗΡΙΟΥ

Για τη διεξαγωγή της δυναμικής ανάλυσης θα πρέπει οι ανεπάρκειες $\lambda = M/M_y < 2.5$. Εναλλακτικά θα πρέπει το κτίριο να χαρακτηρίζεται ως μορφολογικά κανονικό σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ένα κτίριο χαρακτηρίζεται ως μορφολογικά κανονικό όταν ο μέσος δείκτης ανεπάρκειας λ_k υπερβαίνει το 150% του μέσου δείκτη ανεπάρκειας γειτονικού ορόφου (5.5.1.2.γ). Εάν τα κριτήρια αυτά δεν πληρούνται, πραγματοποιείται η δυναμική ανάλυση με αυξημένους συντελεστές ασφαλείας κατά 15% (5.6.1). Στην παρούσα εργασία το κτίριο ικανοποίησε το πρώτο κριτήριο [3].

3.3 ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΩΝ

Τα διαφράγματα σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (5.4.6) διακρίνονται σε απαραμόρφωτα και ευπαράμορφωτα. Στη συγκεκριμένη εργασία θεωρήθηκαν πλήρως απαραμόρφωτα [3].

4. ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Τα χαρακτηριστικά του φάσματος σχεδιασμού ελήφθησαν για την περιοχή της Αχαΐας χρησιμοποιώντας το τροποποιημένο φάσμα σχεδιασμού $\Phi_d(T)$ του ΕΑΚ2000 για $T < T_2$.

$$\Phi_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \frac{\beta_o \cdot \eta \cdot \theta}{q} \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{4/5} \quad (1)$$

Όπου χρησιμοποιήθηκαν τα εξής δεδομένα:

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	II
Κατηγορία Εδάφους	B
Συντελεστής Συμπεριφοράς	$q = 1$
Κατηγορία Σπουδαιότητας	$\gamma_I = 1.15$

Πίνακας 2: Δεδομένα Επιλογής Φάσματος Σχεδιασμού

Ο λόγος απόσβεσης τόσο για τις ελαστικές όσο και για τις ανελαστικές αναλύσεις ελήφθη σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000 $\xi = 0.005$ για οπλισμένο σκυρόδεμα (Πίνακας 2.8).

Από τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης εκτιμήθηκε η τιμή της αξονικής δύναμης για να υπολογιστούν οι παράμετροι των πλαστικών αρθρώσεων όπως αναγράφεται παρακάτω. Αυτό συνέβη για συνολικά τέσσερις σεισμικές δράσεις:

$$\begin{aligned} G + 0.3Q + E_x + 0.3E_y \\ G + 0.3Q + E_x - 0.3E_y \\ G + 0.3Q - E_x + 0.3E_y \end{aligned}$$

$$G + 0.3Q - E_x - 0.3E_y$$

Αξίζει να σημειωθεί ότι εκτιμήθηκαν οι τιμές των αξονικών δυνάμεων για συνδυασμό $G + 0.3Q$ για να γίνουν οι υπολογισμοί και ακολούθως επαναλήφθηκε η ανάλυση και για τις σεισμικές δράσεις, επανυπολογίζοντας τις παραμέτρους των πλαστικών αρθρώσεων. Από τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης προέκυψε ότι οι ανώτερες ιδιομορφές δεν παίζουν σημαντικό ρόλο, ικανοποιώντας το παραπάνω κριτήριο.

5. ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

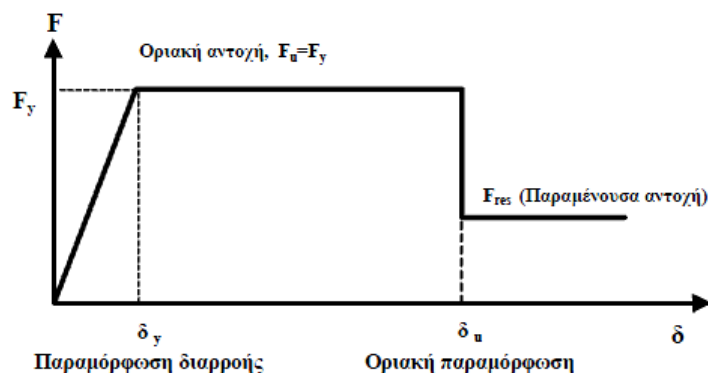
Από την ιδιομορφική ανάλυση που διεξήχθη προέκυψαν οι παρακάτω ιδιοπερίοδοι και τα ποσοστά συμμετοχής μάζας, ικανοποιώντας την απαίτηση του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (5.7.3.3) για μεγαλύτερο ποσοστό της τάξεως του 75% [3].

Ιδιομορφή	Περίοδος (sec)	X	Y
1	0,24771350445022	$7,58 \cdot 10^{-14}$	0,866928239152131
2	0,235571355124097	0,875212654891215	$3,86 \cdot 10^{-12}$
3	0,225111567272145	$1,11 \cdot 10^{-14}$	$4,05 \cdot 10^{-14}$
4	$7,03 \cdot 10^{12}$	$3,17 \cdot 10^{-11}$	0,133071043901379
5	$6,87 \cdot 10^{12}$	0,124786610729687	$1,08 \cdot 10^{-10}$

Πίνακας 3: Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά συμμετοχής μαζών κατά τη θεωρούμενη διεύθυνση

6. ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. η προσομοίωση της καμπύλης $F-\delta$ γίνεται μέσω ενός πολυγραμμικού διαγράμματος όπου η F εκφράζεται σε όρους ροπής και η δ σε όρους στροφής χορδής (7.1.2.2) [3].



Σχήμα 3: Εξιδανικευμένο διάγραμμα $F - \delta$ [3]

6.1 ΕΝΕΡΓΟΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ

Η δυσκαμψία των δοκών και των υποστρωμάτων κατά την ανάλυση δε λαμβάνεται ακέραιη, αλλά μειωμένη σύμφωνα με ένα συντελεστή που προσομοιώνει τη φθορά τους. Αυτή η ενεργός δυσκαμψία υπολογίζεται σύμφωνα με την εξίσωση:

$$K_{eff} = \frac{M_y L_s}{3 \theta_y} \quad (2)$$

Ωστόσο, στο πρόγραμμα είναι δυνατό να εισαχθεί μόνο η ροπή αδράνειας, οπότε υπολογίζεται η δυσκαμψία για τη μέση τιμή αντοχής σκυροδέματος και προσδιορίζεται η νέα ροπή αδράνειας, εφ' όσον η ενεργός δυσκαμψία είναι γνωστή από τον παραπάνω τύπο. Εναλλακτικά μπορεί να χρησιμοποιηθεί ο πίνακας του κεφαλαίου 4 [3].

6.2 ΓΩΝΙΑ ΣΤΡΟΦΗΣ ΧΟΡΔΗΣ

Το σημαντικότερο σκέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η προσομοίωση των ανελαστικών ιδιοτήτων των πλαστικών αρθρώσεων. Προς το σκοπό αυτό θα πρέπει να υπολογιστούν η συμβολή, τόσο της κάμψης με τον υπολογισμό της καμπυλότητας κατά την αστοχία $(1/r)_y$, όσο και της διάτμησης. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, η γωνία στροφής χορδής κατά τη διαρροή προκύπτει από την ακόλουθη έκφραση για δοκούς και υποστυλώματα:

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.0014 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8 \sqrt{f_c}} \quad (3)$$

Στην εξίσωση αυτή ο $1^{ος}$ όρος εκφράζει τη συμβολή των καμπτικών παραμορφώσεων, ο $2^{ος}$ τις μέσες διατμητικές παραμορφώσεις στο μήκος L_s , ενώ ο $3^{ος}$ όρος εκφράζει την επιρροή της εξόλκευσης του τμήματος ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου.

Η καμπυλότητα $(1/r)_y$ λαμβάνεται ως η ελαχίστη τιμή που προκύπτει από τους 2 τύπους:

$$(1/r)_y = \frac{f_y}{\epsilon_s (1 - \xi_y) d} \quad (4) \quad (1/r)_y = \frac{\epsilon_c}{\xi_y d} \approx \frac{1.8 f_c}{\epsilon_c \xi_y d} \quad (5)$$

Ο πρώτος αναφέρεται στη διαρροή εφελκόμενου χάλυβα και ο δεύτερος στη θραύση σκυροδέματος όπου ξ_y το ύψος της θλιβόμενης ζώνης ανηγμένο στο d κατά τη διαρροή.

$$\xi_y = \sqrt{(\alpha^2 A^2 + 2\alpha B)} - \alpha A \quad (6) \quad \alpha = E_s / E_c \quad (7)$$

Ενώ οι συντελεστές A , B και α δίνονται από τις κάτωθι εξισώσεις:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{b d f_y} \quad (8) \quad A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{\epsilon_c \epsilon_s b d} \quad (9)$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0.5 \rho_v (1 + \delta') + \frac{N}{b d f_y} \quad (10) \quad B = \rho + \rho' \delta' + 0.5 \rho_v (1 + \delta') \quad (11)$$

Αντίστοιχα η μέση γωνία στροφής χορδής κατά την αστοχία υπολογίζεται από την παρακάτω εξίσωση:

$$\theta_{um} = 0,016 (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} (\alpha_s)^{0,35} 25^{\left(\alpha \epsilon_s \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 \rho d}) \quad (12)$$

Σε αυτό το σημείο πρέπει να σημειωθεί ότι ο υπολογισμός της θ_y δεν έχει ιδιαίτερη σημασία καθώς στο λογισμικό δεν υπάρχει η δυνατότητα να εισαχθεί αυτή η τιμή, παρά μόνο η διαθέσιμη πλαστική στροφή χορδής, η οποία υπολογίζεται ως $\theta_y^{pl} = \theta_{um} - \theta_y$, η αναλυτικά:

$$\theta_{um}^{pl} = 0,0145 (0,25^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,3} (f_c)^{0,2} (\alpha_s)^{0,35} 25^{\left(\alpha \epsilon_s \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 \rho d}) \quad (13)$$

Αφού υπολογισθούν οι τιμές της γωνίας στροφής χορδής θα πρέπει να διαιρεθούν με συντελεστή ασφαλείας σύμφωνα με τα όσα αναγράφονται στο κεφάλαιο 9 του ΚΑΝ.ΕΠΕ [3].

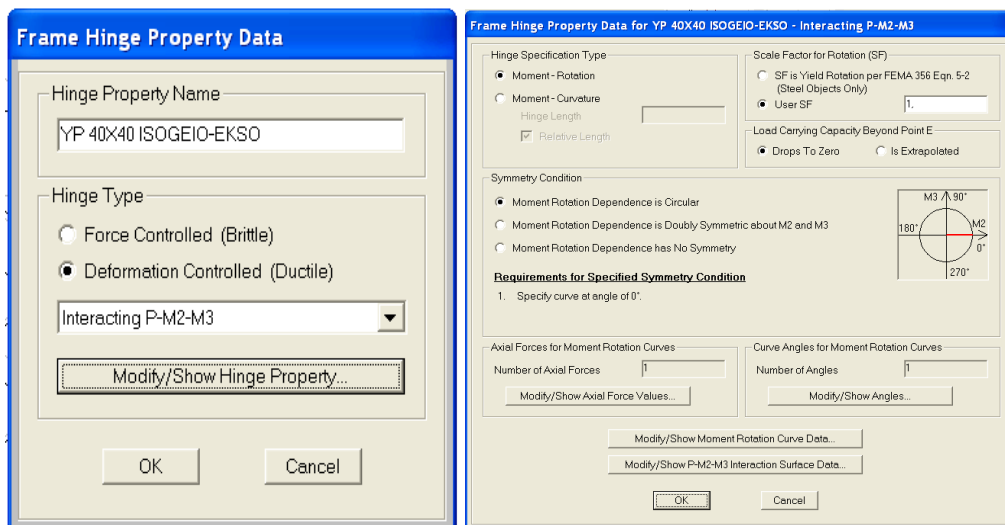
Εν προκειμένω, επειδή θεωρήθηκε η χρήση λείων ράβδων, ισχύουν όσα αναγράφονται στο άρθρο 7.2.4.β παράγραφος ν για τα υποστυλώματα, δηλαδή συντελεστής ασφαλείας 0.95/1.2 ενώ για τα δοκάρια συντελεστής ασφαλείας 1.2. Ακολούθως υπολογίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας σύμφωνα με τους συντελεστές που προτείνει το κεφάλαιο 9 και καθορίζονται τα κριτήρια αποδοχής της κάθε στάθμης [3].

Τα υποστυλώματα ελέγχθηκαν για διαξονική κάμψη ενώ στις δοκούς οι υπολογισμοί εκτελέστηκαν δυο φορές, για εφελκυσμό πάνω και κάτω στο επίπεδο της διατομής τους, συνεκτιμώντας το ενεργό πλάτος πλακοδοκού. Παρατίθενται ενδεικτικοί πίνακες με υπολογισμούς που έγιναν κατά τη διενέργεια της εργασίας.

	ΥΠΟΣΤ. 40*40 - ΟΡΟΦΟΥ	ΥΠΟΣΤ. 50*50 - ΟΡΟΦΟΥ	ΥΠΟΣΤ. 40*40 - ΙΣΟΓΕΙΟΥ	ΥΠΟΣΤ. 50*50 - ΙΣΟΓΕΙΟΥ
N (kN)	-111,428	-188,557	-384,05	-244,234
b (mm)	400	500	400	500
d (mm)	400	500	400	500
As ₁ (mm ²)	603	804,5	603	804,5
As ₂ (mm ²)	603	804,5	603	804,5
As _{ε,νδ}	201	402	201	402
v	0,043526563	0,04713925	0,150019531	0,0610585
ω	0,06909375	0,0663575	0,06909375	0,0663575
ω'	0,051820313	0,0442475	0,051820313	0,0442475
ρ	0,00376875	0,003218	0,00376875	0,003218
ρ'	0,00376875	0,003218	0,00376875	0,003218
ρ _s	0,002667	0,002667	0,002667	0,002667
b _c (mm)	288	388	288	388
h _c (mm)	288	388	288	388
Σb _i ² (mm)	331776	602176	331776	602176
d' (mm)	56	56	56	56
δ'	0,14	0,112	0,14	0,112
α	0,142039609	0,183653948	0,142039609	0,183653948
α _s = L _s /h	3,75	3	3,75	3
Αστοχία λόγω διαρροής εφελκόμενου χάλυβα	A	0,011959318	0,011472309	0,019704261
	B	0,008178006	0,007900773	0,015922949
	ξ _v	0,275572248	0,272510221	0,367478748
	(1/r) _v	0,003633026	0,00287561	0,004012349
Αστοχία λόγω θραύσης σκυροδέματος	A	0,004996069	0,003931113	-0,004295413
	B	0,005012438	0,004472464	0,005012438
	ξ _v	0,243055342	0,234944904	0,314615983
	(1/r) _v	0,010971438	0,009080143	0,008475941
	M _v	63,63406558	113,3801888	94,06336442
	θ _{um}	0,032940513	0,029687055	0,03018396
	θ _{um} ^{pl}	0,027043225	0,024142347	0,024303683
	θ _v	0,005897288	0,005544707	0,005880277

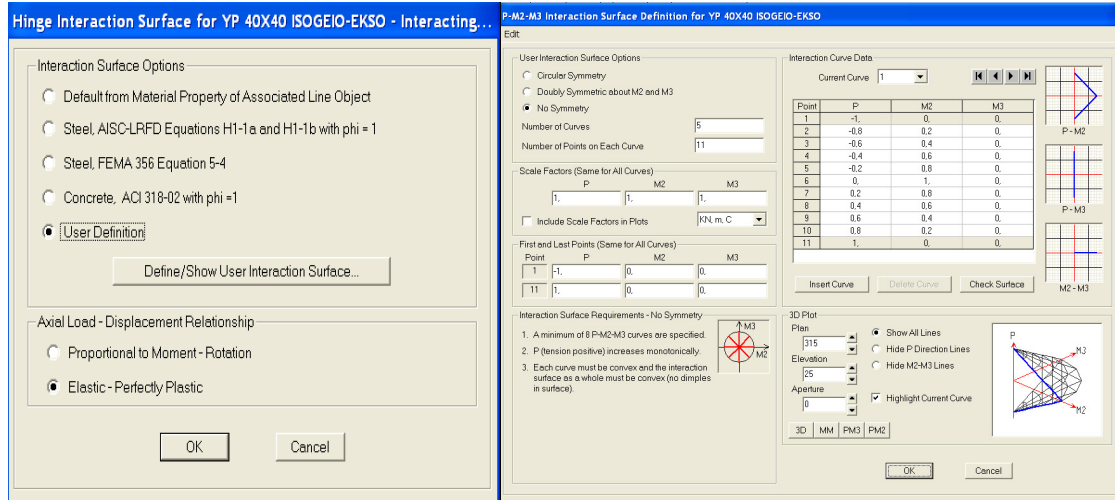
Πίνακας 4: Υπολογισμοί υποστλωμάτων

Αυτά τα στοιχεία εισάγονται στο SAP2000 ως εξής: *Define>Section Properties>Hinge Properties*

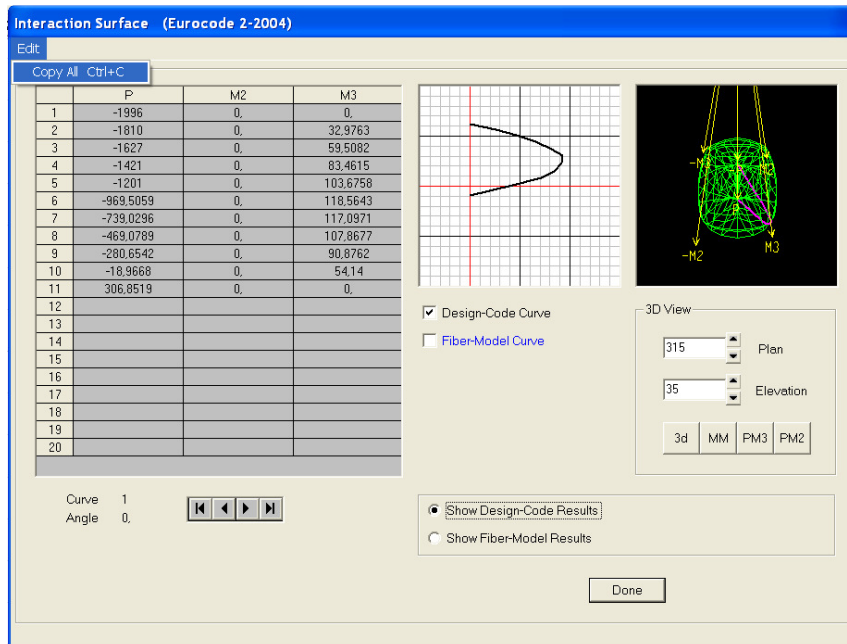


Σχήμα 4: Καθορισμός ιδιοτήτων πλαστικής άρθρωσης στα εξωτερικά υποστλώματα ισογείου

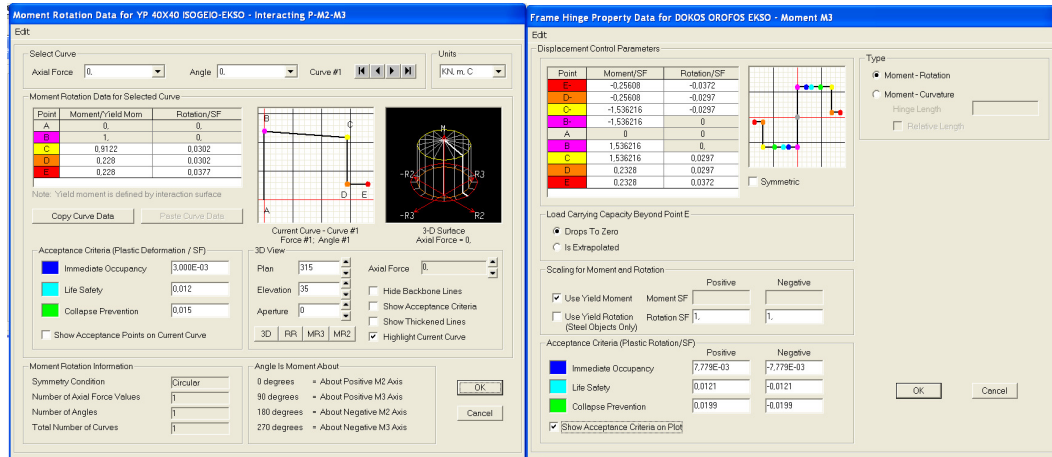
Εκεί καθορίζονται οι μετελαστικές ιδιότητες για διαξονική κάμψη με αξονική δύναμη (P-M2-M3) στα υποστυλώματα και για μονοαξονική κάμψη (M3) στα δοκάρια. Είναι πολύ σημαντικό, για τη ρεαλιστική προσομοίωση των πλαστικών αρθρώσεων, να εισαχθούν στο πρόγραμμα οι σχέσεις αλληλεπίδρασης ροπών κάμψης – αξονικής δύναμης χειροκίνητα ή με τη χρήση λογισμικού όπως το XTRACT ή το section designer που περιέχεται στο SAP2000. Στην παρούσα εργασία η αλληλεπίδραση καθορίστηκε σύμφωνα με ACI 318-02.



Σχήμα 5: Εισαγωγή διαγράμματος αλληλεπίδρασης M-N στα υποστηλώματα



Σχήμα 6: Εξαγωγή διαγράμματος M-N από το Section Designer



Σχήμα 7: Εισαγωγή διαγράμματος M-θ για υποστύλωμα και δοκό αντίστοιχα

6.3 ΜΕΙΩΣΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ ΜΕ ΤΗΝ ΑΝΑΚΥΚΛΙΣΗ ΤΩΝ ΜΕΤΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ

Η διατμητική αντοχή ενός δομικού στοιχείου οπλισμένου σκυροδέματος, το οποίο υποβάλλεται σε ανακυκλιζόμενες παραμορφώσεις, μειώνεται. Αυτή η μειωμένη αντοχή, όπως καθορίζεται από τη διαρροή των συνδετήρων, προκύπτει από την ακόλουθη έκφραση του Παραρτήματος 7.Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [3]:

$$V_R = \frac{(h-x)}{2 L_s} \min(N; 0.55 A_c f_c) + (1 - 0.05 \min(5; \mu_{s,pl})) [0.16 \max(0.5; 100 \rho_{tot}) \cdot (1 - 0.16 \min(5; \alpha_s)) f_{c0.5} A_c + V_w] \quad (14)$$

6.4 ΔΙΑΚΡΙΣΗ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΣΕ ΟΙΩΝΕΙ ΠΛΑΣΤΙΜΑ ΚΑΙ ΨΑΘΥΡΑ

Αφού υπολογιστούν οι V_R για κάθε δομικό στοιχείο, συγκρίνονται με τις $V_{My} = M_y / L_s$ καθορίζοντας, έτσι, τον τρόπο αστοχίας των στοιχείων. Αν η V_R επαρκεί, το στοιχείο χαρακτηρίζεται ως πλαστικό και αστοχεί σε κάμψη. Αν όχι χαρακτηρίζεται ως ψαθυρό, οπότε καθοριστική της αστοχίας είναι η διάτμηση και οι υπολογισθείσες γωνίες στροφής θα πρέπει να ληφθούν απομειωμένες [3].

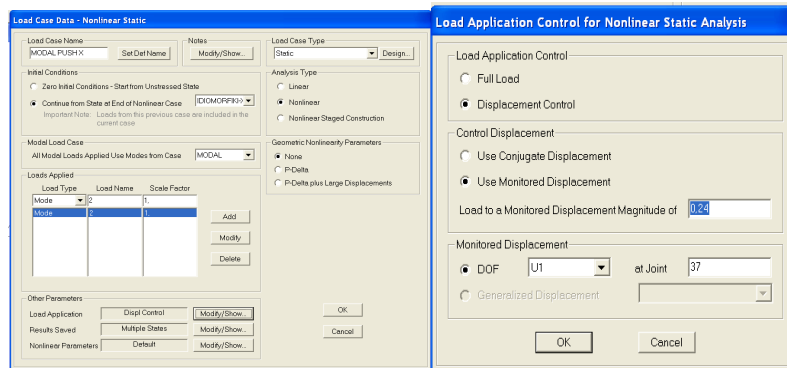
6.5 ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ

Για τη σχεδίαση της καμπύλης ικανότητας $V-\delta$ απαιτούνται τουλάχιστον δύο επιλύσεις με δύο διαφορετικές καθ' ύψος κατανομές φορτίων. Επιλέγεται μία κατανομή από καθεμιά από τις ακόλουθες ομάδες [5.7.3.3]:

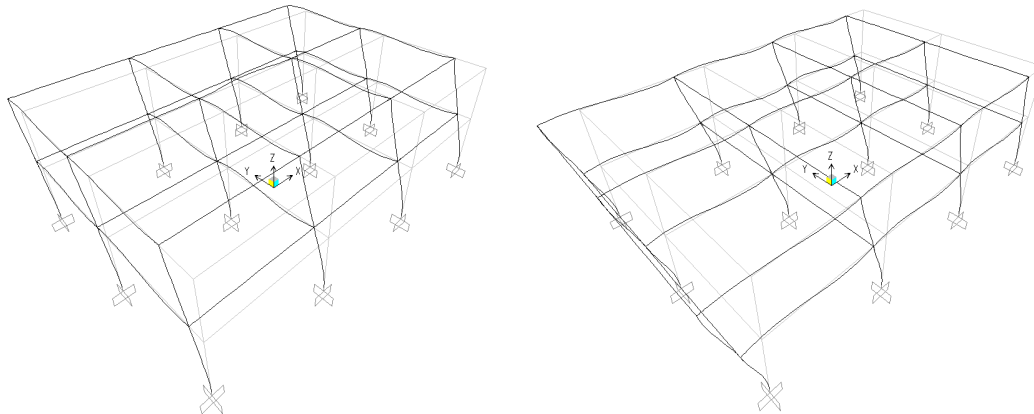
<p>Ομάδα Α</p>	<p>A1. Κατανομή σύμφωνα με τα σεισμικά φορτία της Ελαστικής Στατικής Μεθόδου.</p>	<p>A2. Κατανομή σύμφωνα με το ιδιοδιάνυσμα της 1ης ιδιομορφής (κατά τη θεωρούμενη διεύθυνση).</p>	<p>A3. Κατανομή ανάλογη με τις τέμνουσες δυνάμεις των ορόφων, όπως αυτές προκύπτουν από δυναμική φασματική ανάλυση.</p>
<p>Ομάδα Β</p>	<p>B.1 Ομοιόμορφη κατανομή, ανάλογα με τις μάζες των ορόφων.</p>	<p>B.2 Κατανομή που αναπροσαρμόζεται με την προοδευτική πλαστικοποίηση της κατασκευής.</p>	

Πίνακας 5: Ομάδες κατανομών πλευρικών φορτίων [2]

Στην παρούσα εργασία για λόγους απλοποίησης έγινε επίλυση μόνο με μια κατανομή, την ιδιομορφική σύμφωνα με το ιδιοδιάνυσμα της 1^{ης} ιδιομορφής κατά τη θεωρούμενη διεύθυνση. Το SAP2000 έχει επιλογή για ιδιομορφική κατανομή η οποία εισάγεται όπως στο κάτωθι σχήμα. Επιλέγεται Nonlinear και Continue from State at End of Nonlinear Case όπου επιλέγεται μια μη γραμμική load case που δημιουργείται προηγουμένως από το μελετητή, η οποία ολοκληρώνεται και σε ένα βήμα και καθορίζει τις αρχικές συνθήκες πριν την εφαρμογή του πλευρικού φορτίου που προσομοιώνει τη σεισμική δράση.

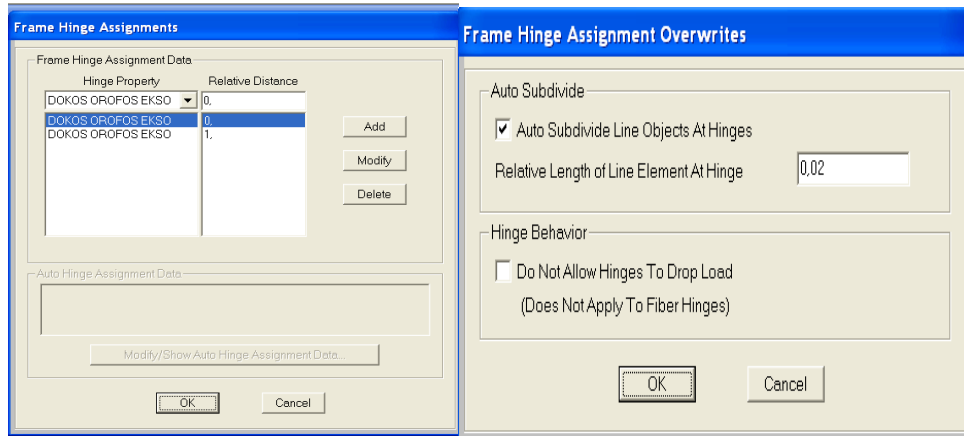


Σχήμα 8: Εισαγωγή πλευρικού φορτίου με ιδιομορφική κατανομή



Σχήμα 9: Οι δυο πρώτες ιδιομορφές του κτιρίου όπως προκύπτουν από την ιδιομορφική ανάλυση, η πρώτη με ιδιοπερίοδο $T_1=0.25021$ sec καμπτική κατά την y'y διεύθυνση και η δεύτερη με $T_2=0.23732$ sec κατά τη x'x διεύθυνση

Στη συνέχεια επιλέγονται οι πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων στα δομικά μέλη της κατασκευής. Αυτές επιλέγονται ως τα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων.



Σχήμα 10: Η τοποθέτηση των πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα δοκών και υποστυλωμάτων

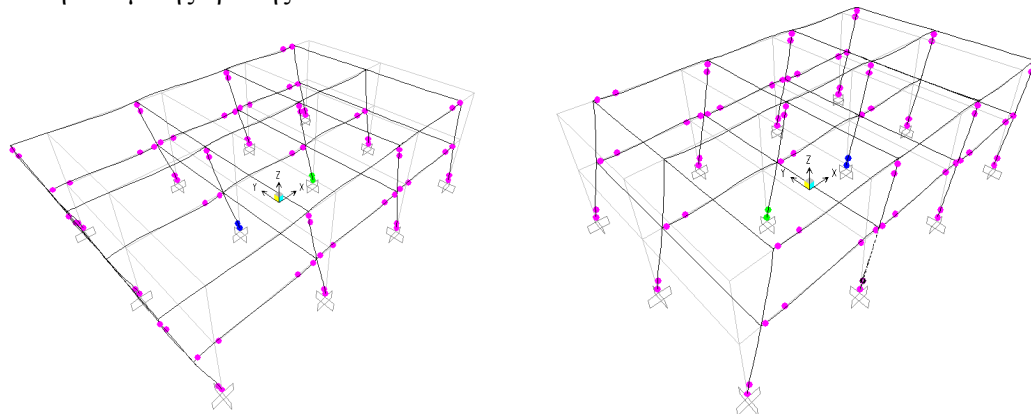
Με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, ελέγχεται αν η απαίτηση για μετακίνηση που θέτει το φάσμα σχεδιασμού δεν ξεπερνά τη διαθέσιμη μετακίνηση του κτιρίου από την οποία και θα εξασφαλίζεται η στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία ζωής» [3].

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 \left(\frac{l_e^2}{4 \pi^2} \right) \Phi_s \quad (15)$$

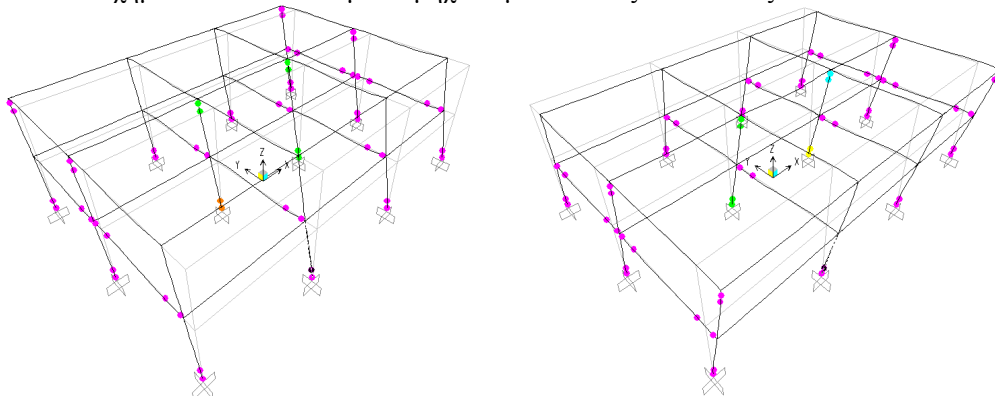
Οι τιμές της δ_t που υπολογίστηκαν κυμαίνονταν από 0.0309 έως 0.0326m.

6.6 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Παρακάτω παρατίθενται οι μηχανισμοί του κτιρίου όπως αυτοί προέκυψαν για ανάλογη διεύθυνση σεισμικής δράσης.

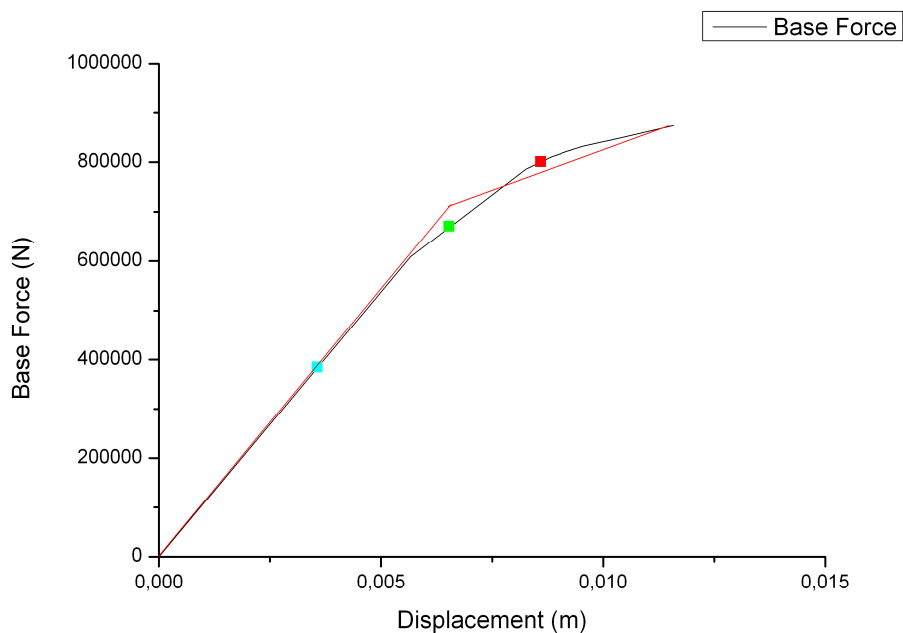
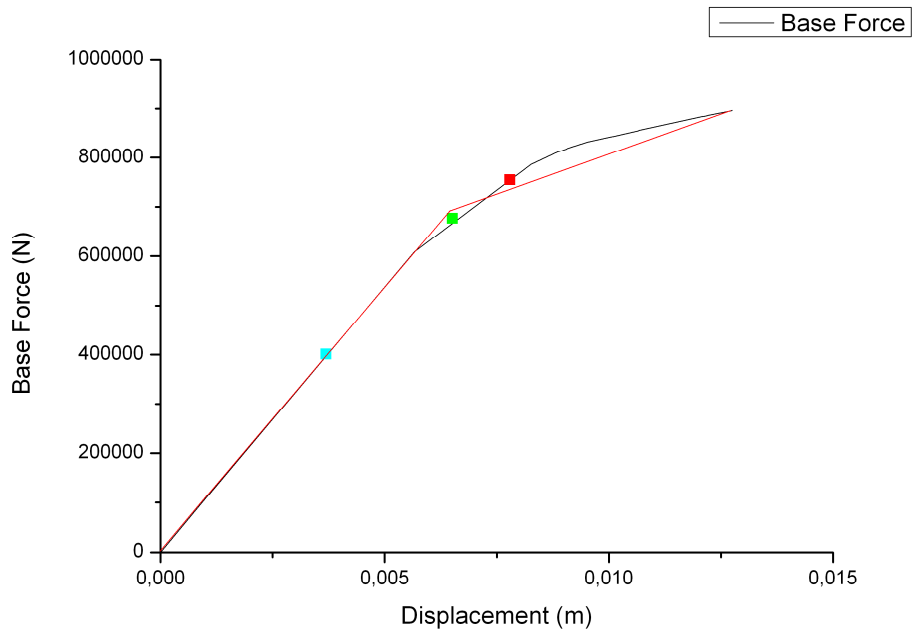


Σχήμα 11: Αναπτυσσόμενοι μηχανισμοί κατά τις διευθύνσεις -X και X

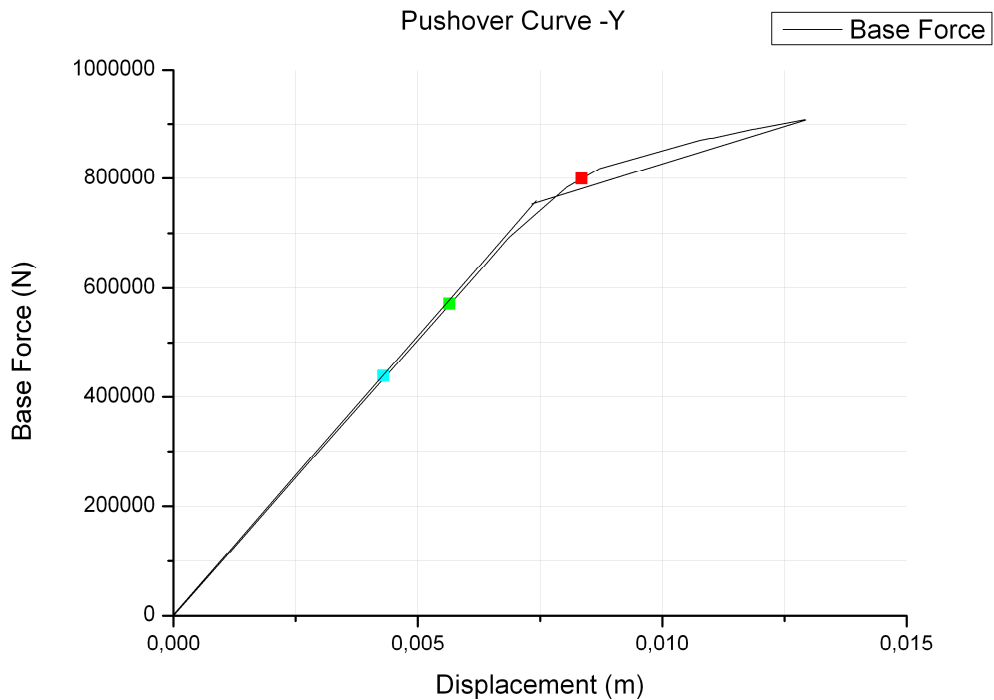
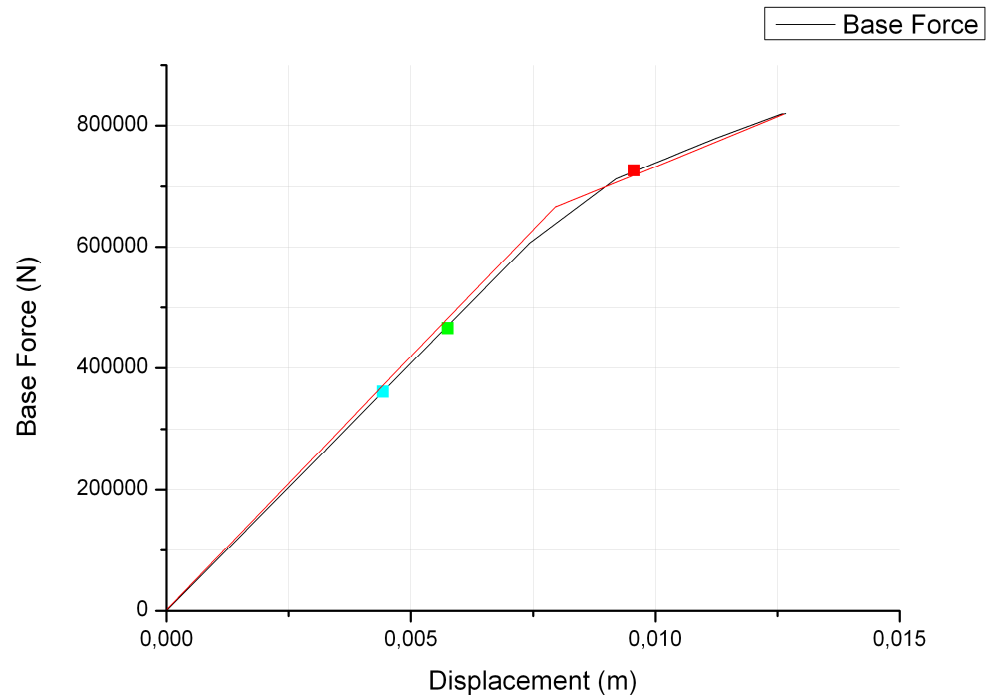


Σχήμα 12: Αναπτυσσόμενοι μηχανισμοί κατά τις διευθύνσεις -Y και Y

Παρακάτω δίνονται και οι καμπύλες αντίστασης του κτιρίου διγραμμικοποιημένες με τις αντίστοιχες στάθμες επιτελεστικότητας. Να σημειωθεί σε αυτό το σημείο ότι η στοχευόμενη μετακίνηση βρίσκεται εκτός καμπυλών αντίστασης καθώς ο φορέας μας αστοχεί προτού φτάσει σε αυτή. Η διγραμμικοποίηση πραγματοποιήθηκε στο χέρι, υπό συγκεκριμένη κλίμακα για να υπολογιστούν οι συντεταγμένες του σημείου αλλαγής κλίσης της καμπύλης και εν συνεχεία ελέγχθηκαν τα εμβαδά εκατέρωθεν της καμπύλης ώστε να είναι ίσα. Ο έλεγχος πραγματοποιήθηκε μέσω δοκιμών, με την ακριβή αναπαράσταση του μοντέλου στο λογισμικό AutoCad και τον υπολογισμό των εμβαδών με την εντολή “area”.



Σχήμα 13: Καμπύλη αντίστασης κατά X και κατά -X



Σχήμα 14: Καμπύλη αντίστασης κατά Y και κατά -Y

Στα παραπάνω σχήματα παρατηρείται ότι το κτήριο παρουσιάζει εκτεταμένες βλάβες στα εσωτερικά υποστυλώματα, τα οποία βρίσκονται στις διευθύνσεις X και -X οριακά σε αποφυγή κατάρρευσης, ενώ στις διευθύνσεις Y και -Y αστοχούν.

7. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΤΗΡΙΟΥ

Η μεθοδολογία της ενίσχυσης έχει σαν γενικότερο στόχο την αύξηση της πλαστιμότητας του κτηρίου. Στη συγκεκριμένη εργασία, η ανάγκη ενίσχυσης είναι σαφώς μεγαλύτερη κατά την Υ διεύθυνση και επιλέγεται η τεχνική του «μεταλλικού κλωβού» ως μορφή επιβολής εξωτερικής περίσφιγξης στα κεντρικά υποστυλώματα. Εν συνεχεία, έγινε αποτίμηση του ενισχυμένου κτηρίου με χρήση ανελαστικής υπερωθητικής στατικής ανάλυσης (push-over) και σύγκριση των αποτελεσμάτων μεταξύ του αρχικού και του ενισχυμένου κτηρίου.

7.1 ΤΕΧΝΙΚΗ ΤΟΥ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΚΛΩΒΟΥ

Σύμφωνα με την τεχνική του «μεταλλικού κλωβού», η περίσφιγξη επιτυγχάνεται μέσω τεσσάρων γωνιακών ελασμάτων που προσαρμόζονται στις γωνίες κάθε υποστυλώματος και οριζοντίων μεταλλικών ελασμάτων που συγκολλούνται πάνω στα γωνιακά [4].

Για την εξασφάλιση επαρκούς περίσφιγξης, είτε συσφίγγονται τα γωνιακά με κατάλληλα κλειδιά προτού συγκολληθούν οι οριζόντιες μεταλλικές ράβδοι, είτε οι ράβδοι αυτές προθερμαίνονται σε θερμοκρασίες περί των 200°C πριν τη συγκόλληση [1].

Ο συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιγξης δίνεται από τη σχέση:

$$a = a_s \cdot a_n \quad (16)$$

Όπου:

$$a_s = \left(1 - \frac{s}{2b_{xo}}\right) \left(1 - \frac{s}{2b_{yo}}\right) \quad (17)$$

$$a_n = 1 - \frac{1}{3A_c} [b_c^2(1 - \beta)^2 + d_c^2(1 - \gamma)^2] \quad (18)$$

$$A_c = b_c \cdot d_c \quad (19)$$

$$\beta = \frac{2b_o}{b_c} \quad (20)$$

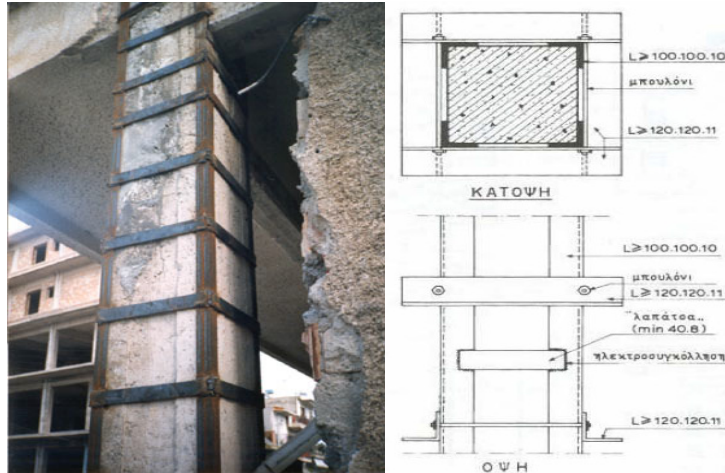
$$\gamma = \frac{2d_o}{d_c} \quad (21)$$

$$b_{xo} = b_c' + 2b_o + t_f \quad (22)$$

$$b_{yo} = d_c' + 2d_o + t_f \quad (23)$$

Και t_f το πάχος του ελάσματος.

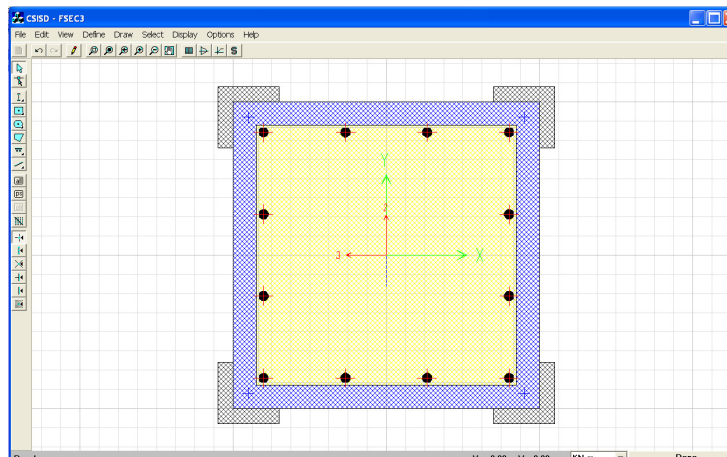
Στη συγκεκριμένη εργασία χρησιμοποιήθηκαν γωνιακά ελάσματα διαστάσεων 100x100x25mm. Ως επί το δυσμενέστερο, η εφελκυστική αντοχή των ελασμάτων θεωρήθηκε ίση με αυτή του διαμήκη οπλισμού, ενώ στην ανάλυση, η ικανότητα των οριζοντίων ελασμάτων στη λήψη τεμνουσών τάσεων αγνοείται. Αυτό αποτελεί μια ρεαλιστική παραδοχή καθώς η υποτίμηση της αντοχής των υποστυλωμάτων είναι προς όφελος της ασφάλειας.



Σχήμα 15: Υποστύλωμα ενισχυμένο με τη μέθοδο του «μεταλλικού κλωβού» και Κάτωψη και όψη ενισχυμένου μέλους

8. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Στο section designer που περιέχει το SAP2000 εισάγονται στα εσωτερικά υποστυλώματα μεταλλικά γωνιακά καθ' όλο το ύψος της διατομής. Οι λάμες που τοποθετούνται ανά διαστήματα, παραλείπονται, θεωρώντας ότι δε λαμβάνουν καθόλου διατμητικές τάσεις. Αυτή μπορεί να θεωρηθεί ως αποδεκτή παραδοχή από τη μεριά της ασφάλειας, αφού το κτίριο μελετάται υποεκτιμώντας την αντοχή των υποστυλωμάτων. Βεβαίως θα πρέπει να αλλαχθούν εκ νέου οι σχέσεις αλληλεπίδρασης ροπών αξονικής δύναμης, καθώς με την προσθήκη των μεταλλικών διατομών η διατομή μετατρέπεται ουσιαστικά σε σύμμικτη. Ο συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιγξης τροποποιεί και τις υπολογισθείσες τιμές διαθέσιμης πλαστικής στροφής χορδής και κατ' επέκταση τις στάθμες επιτελεστικότητας. Οι νέες τιμές για την πλαστική στρόφη υπολογίστηκαν κατά μέσο όρο 30% μεγαλύτερες σε σχέση με την αρχική διατομή. Τρέχοντας μια δυναμική ελαστική ανάλυση, προέκυψαν μειωμένες μετατοπίσεις κόμβων στις δοκούς, κάτι που δείχνει την αποτελεσματικότητα της μεθόδου.



Σχήμα 16: Δημιουργία σύνθετης διατομής στο Section Designer

9. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Με τη διαδικασία που περιγράφηκε παραπάνω κατά την αποτίμηση παρατηρούνται οι μηχανισμοί των πλαστικών αρθρώσεων που αναπτύσσονται στο κτίριο, καθώς και τις στάθμες επιτελεσματικότητας στις οποίες αναφέρονται. Για το ιδεατό κτίριο παρατηρείται ότι η κατάρρευση της κατασκευής επέρχεται προτού ο κόμβος ελέγχου φτάσει τη στοχευόμενη μετακίνηση. Οι πλαστικές αρθρώσεις εμφανίζονται σταδιακά, τόσο στις δοκούς, όσο και στα υποστυλώματα, με τα δεύτερα να υποφέρουν περισσότερο από μεγάλα αξονικά φορτία και τέμνουσες δυνάμεις που ευθύνονται και για την αστοχία τους. Τα εσωτερικά υποστυλώματα είναι αυτά που αστοχούν, ενώ τα εξωτερικά μέχρι το τέλος της ανάλυσης βρίσκονται στη στάθμη «Αποφυγή Κατάρρευσης».

Αξίζει να σημειωθεί, ότι στα εσωτερικά υποστυλώματα οι πλαστικές αρθρώσεις σχηματίστηκαν στη βάση τους και όχι στις κορυφές τους.

Η αξιοπιστία της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης (pushover) όσον αφορά τους μηχανισμούς είναι αμφισβητήσιμη καθώς πολλοί παράμετροι αγνοούνται. Μια από αυτές είναι η επιρροή της στρέψης στο κτίριο η οποία αγνοείται, καθώς η pushover είναι μια ανελαστική ανάλυση και ως εκ τούτου δεν ισχύει η αρχή της επαλληλίας, ώστε να θεωρηθεί ταυτόχρονη σεισμική δράση και να είναι δυνατή η επαλληλία των αποτελεσμάτων [2]. Γι' αυτό και τα φορτία εφαρμόζονται κατά τη θεωρούμενη διεύθυνση, μια κάθε φορά. Αντίθετα, η ελαστική δυναμική ανάλυση δίνει τη δυνατότητα να γίνει επαλληλία των διανυσμάτων του σεισμού. Ο EC-8 προς το σκοπό αυτό προβλέπει την εκτίμηση της επιρροής της στρέψης μέσω της εφαρμογή του πλευρικού φορτίου με τυχηματική εκκεντρότητα.

Μια ανελαστική στατική ανάλυση θα πρέπει να διεξάγεται παράλληλα με μια δυναμική για να υπάρχει μια εικόνα εκτίμησης και των εντατικών μεγεθών αλλά και για να μπορεί να γίνει μια εκτίμηση του κατά πόσο ρεαλιστικά είναι τα αποτελέσματα της pushover [5].

Μόνο η ανελαστική στατική ανάλυση δίνει μια εικόνα για τους μηχανισμούς που αναπτύσσονται. Θα πρέπει, όμως, να εφαρμόζεται με όσο το δυνατόν μεγαλύτερη ακρίβεια γίνεται, καθώς μια μικρής κλίμακας αλλαγή στα δεδομένα, είναι δυνατόν να επιφέρει σημαντικές αλλαγές στο αποτέλεσμα. Γενικά, η υποτίμηση της αντοχής δομικών μελών δεν είναι από τη μεριά της ασφάλειας, γιατί ενδέχεται να προκύψει μηχανισμός, ευμενέστερος του πραγματικού και να γίνει λάθος αποτίμηση άρα και περιττή ενίσχυση.

10. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Δρίτσος Σ., «Τεχνικές Ενίσχυσης Υποστυλωμάτων με Περίσφιγξη», Δελτίο Συλλόγου Πολιτικών Μηχανικών Ελλάδος, No. 338, 2006
- [2] Μανούκας Γ., Αθανατοπούλου Α., Αβραμίδης Ι., «Πρόσφατες Εξελίξεις στις Απλοποιητικές Μεθόδους Ανάλυσης Κατασκευών Ο/Σ», Πρακτικά 16^{ου} Συνεδρίου Σκυροδέματος (Πάφος Οκτώβριος 21-23, 2009), ΤΕΕ/ΕΤΕΚ, Πάφος, 2009
- [3] Ο.Α.Σ.Π., Τελικό Κείμενο Κανονισμού Επεμβάσεων, Νοέμβριος 2011
- [4] Δρίτσος Σ., «Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα», Εκδόσεις Πανεπιστημίου Πατρών, 2011
- [5] Yang P., Wang Y., «A Study on Improvement of Pushover Analysis», 12WCCE, 2000
- [6] Computers and Structures, Inc., «SAP2000: Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-Dimensional Structures», Berkeley, California, 2006

ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΣΕ ΠΛΑΙΣΙΑ Ο/Σ ΜΕ ΚΑΙ ΧΩΡΙΣ PILOTIS ΜΕΣΩ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

ΛΑΤΣΟΣ ΛΕΩΝΙΔΑΣ
ΤΟΥΣΜΑΝΗΣ ΑΡΙΣΤΕΙΔΗΣ

Περίληψη

Η παρούσα εργασία ασχολείται με την αποτίμηση της αντοχής πλαισίων οπλισμένου σκυροδέματος, κατασκευασμένων σύμφωνα με τα παλαιά πρότυπα (προ του 85'), και την ενίσχυση τους. Εξετάζονται τρεις μέθοδοι ενίσχυσης: προσθήκη πλευρικών τοιχωμάτων – πτερυγίων, γέμισμα πλαισίων με οπλισμένο σκυρόδεμα, μεταλλικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας (χιαστί) και γίνεται σύγκριση αυτών ως προς την αντοχή, την πλαστιμότητα και τη δυσκαμψία. Επίσης μελετάται η επιρροή μαλακού ορόφου στην απόκριση των πλαισίων πριν και μετά την ενίσχυση. Η εργασία έχει γίνει με βάση τις διατάξεις του Κανονισμού Επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ (προσομοίωση, ανάλυση και ενίσχυση). Για την εκπόνηση των αναλύσεων χρησιμοποιήθηκε η Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Pushover) του προγράμματος SAP2000.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η Ελλάδα είναι μια από τις πλέον σεισμογενείς Ευρωπαϊκές χώρες και τις τελευταίες δεκαετίες οι συνέπειες από τις σεισμικές δονήσεις τόσο σε ανθρώπινα θύματα, όσο και σε υλικές ζημιές είναι πολύ μεγάλες. Όταν πρώτος αντισεισμικός κανονισμός εισήχθη στη χώρα μας, το 1959, το βασικό νέο στοιχείο που εισήγαγε στο σχεδιασμό των κατασκευών Ο/Σ ήταν η απαίτηση υπολογισμού για τον καθορισμό του μεγέθους των σεισμικών δυνάμεων, ανάλογα με τη θεωρούμενη σεισμικότητα της περιοχής και τον τύπο του εδάφους. Βέβαια, η θέσπιση αντισεισμικού κανονισμού δεν σημαίνει ότι οι κατασκευές που σχεδιάστηκαν με αυτόν διέθεταν ικανοποιητική αντοχή σε σεισμό. Στην πραγματικότητα, η διαστασιολόγηση των μελών τέτοιων κατασκευών παρουσιάζει μικρή αντοχή σε σχέση με τις απαιτήσεις που θεσπίζουν οι σύγχρονοι κανονισμοί. Ως αποτέλεσμα, κρίνεται απαραίτητη στις περισσότερες περιπτώσεις η ενίσχυση των παλαιών κατασκευών ώστε να παρέχουν την απαιτούμενη ασφάλεια. Αντικίνητρο για τη σεισμική ενίσχυση αποτελεί η έλλειψη μέχρι τώρα θεσμοθετημένων προδιαγραφών ή κανονισμών για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό των υφιστάμενων κατασκευών. Στο πλαίσιο αυτό, υπό την αιγίδα του Οργανισμού Αντισεισμικού Σχεδιασμού Προστασίας (Ο.Α.Σ.Π.) εκπονήθηκε ερευνητικό έργο για την έκδοση του πρώτου κειμένου του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ) ο οποίος έχει ως στόχο να θέσει τις αρχές και τις μεθόδους βάση των οποίων θα γίνονται οι επεμβάσεις σε κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος.

Στην παρούσα εργασία εφαρμόζονται οι διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την μελέτη τριών τεχνικών ενίσχυσης πλαισίων οπλισμένου σκυροδέματος. Πιο συγκεκριμένα, εξετάζονται οι εξής μέθοδοι:

- Ενίσχυση με μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας
- Γέμισμα πλαισίων με οπλισμένο σκυρόδεμα
- Προσθήκη πλευρικών τοιχωμάτων σε συνέχεια υποστυλωμάτων – Τοιχώματα με πτερύγια

1.1. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

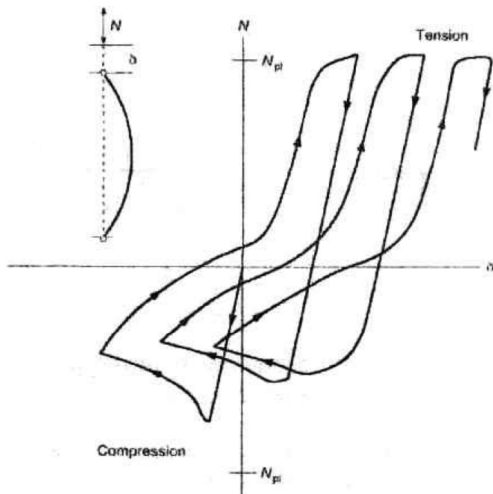
Οι μεταλλικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας χρησιμοποιούνται για να αυξήσουν την αντοχή σε πλευρική φόρτιση. Με την προσθήκη συνδέσμων δυσκαμψίας, οι σεισμικές δυνάμεις αναλαμβάνονται κυρίως από τις αξονικές δυνάμεις των συνδέσμων. Οι σύνδεσμοι κατατάσσονται στις εξής κατηγορίες:

- Ανάλογα με τον τρόπο σύνδεσης των μελών με το ζύγωμα του φατνώματος σε κεντρικούς και έκκεντρους.

- Ανάλογα με τον τρόπο σύνδεσης των συνδέσμων με την υφιστάμενη κατασκευή οπλισμένου σκυροδέματος σε συνδέσμους με εξωτερική και εσωτερική σύνδεση (οι δεύτεροι διαχωρίζονται σε άμεσης και έμμεσης σύνδεσης)

Χιαστί διαγώνιοι σύνδεσμοι

Είναι η μορφή που χρησιμοποιείται πιο συχνά στην πράξη. Πρόκειται για κεντρικούς συνδέσμους που αναλαμβάνουν μόνο πλευρικά φορτία με ανάπτυξη αξονικών (εφελκυστικών και θλιπτικών) δυνάμεων. Κατά τη διαστασιολόγηση τους θεωρείται ότι οι εφελκυστικές διαγώνιοι συνεισφέρουν στην ανάληψη των εναλλασσόμενων σεισμικών δυνάμεων, ενώ οι θλιβόμενες αγνοούνται. σε πειράματα ανακυκλιζόμενης φόρτισης, κατά

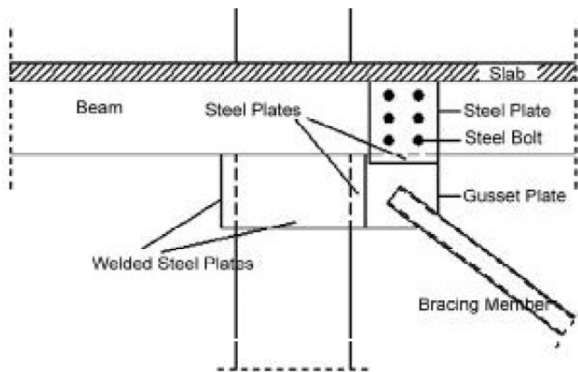


Σχήμα 1: Βρόγχος υστέρησης του συνδέσμου δυσκαμψίας[7]

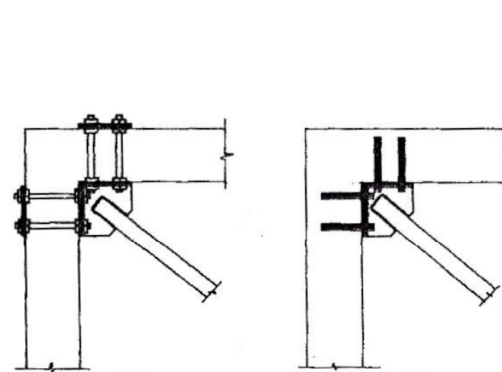
την εφαρμογή θλιπτικού φορτίου τα μέλη παραμορφώνονται πλευρικά και σχηματίζουν πλαστική άρθρωση στο μέσον του μήκους τους που συνεπάγεται μείωση της αντοχής του στοιχείου σε θλίψη. Στη συνέχεια, με τη δράση εφελκυστικής δύναμης, το εφελκυσμένο μέλος αναλαμβάνει το φορτίο και διαρρέει. Ακολουθεί ο λυγισμός του θλιβόμενου μέλους.

Το γενικό συμπέρασμα που προκύπτει είναι η σημαντική αύξηση στη διατμητική αντοχή εντός επιπέδου ενός πλαισίου οπλισμένου σκυροδέματος. Τα προβλήματα λυγισμού που παρουσιάζονται στα θλιβόμενα μέλη και η σχετικά φτωγή μετελαστική συμπεριφορά έχει ως αποτέλεσμα την απότομη αστοχία και την ανικανότητα απορρόφησης μεγάλου ποσοστού σεισμικής ενέργειας, κάτι που καθιστά δυσμενές το σύστημα αυτό για έναν πλαστικό σχεδιασμό.

Όσον αφορά τη σύνδεσή τους με το υπάρχον πλαίσιο (εσωτερικά του κόμβου), αυτή μπορεί να γίνει είτε άμεσα είτε έμμεσα. Η πρώτη περίπτωση εφαρμόζεται με χρήση κομβοελασμάτων στους κόμβους του πλαισίου. Η διαγώνια ράβδος συγκολλείται ή κοχλιώνεται στο γωνιακό κομβοέλασμα και αυτό, στη συνέχεια, συνδέεται κοχλιωτά ή με συγκόλληση σε γωνιακά μεταλλικά ελάσματα που είναι επικολλημένα ή αγκυρωμένα στον κόμβο δοκού - υποστύλωματος του πλαισίου. Επιτυγχάνεται παράλληλα και η ενίσχυση του κόμβου, πράγμα απαραίτητο προκειμένου να παραλάβει τις σεισμικές δυνάμεις που του προκαλούν μεγάλη καταπόνηση.



Σχήμα 2: Γωνιακό επικολλητό κομβοέλασμα[7]

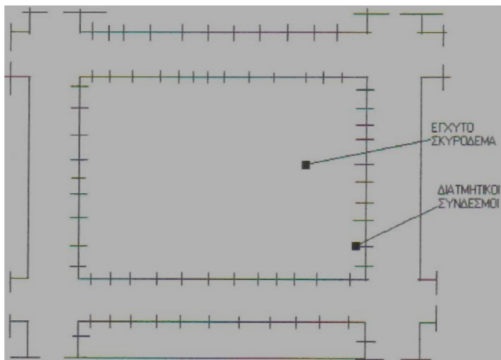


Σχήμα 3: Μορφές άμεσης σύνδεσης δικτυωτών συνδέσμων[7]

Στην δεύτερη περίπτωση, χαλύβδινα προκατασκευασμένα πλαίσια εισάγονται στο φάνωμα και σε αυτά συνδέονται οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, συνήθως με χρήση κομβοελασμάτων. Έτσι η μεταφορά των δυνάμεων γίνεται έμμεσα από πλαίσιο οπλισμένου σκυροδέματος στο ενσωματωμένο μεταλλικό πλαίσιο και από αυτό στα δικτυωτά μέλη. Η διατμητική σύνδεση πλαισίου οπλισμένου σκυροδέματος και μεταλλικού πλαισίου γίνεται με τη βοήθεια διατμητικών ήλων, ώστε να εξασφαλιστεί πλήρης σύνδεση [7].

1.2. ΓΕΜΙΣΜΑ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΜΕ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

Γεμίσματα φανωμάτων πλαισίων από έγχυτο ή εκτοξευόμενο οπλισμένο σκυρόδεμα κατασκευάζονται σε επιλεγμένα πλαίσια της κατασκευής. Στην περίπτωση πλήρωσης φανώματος στο οποίο έλλειπε η πλινθοδομή, ελέγχονται λεπτομερώς οι συνέπειες γύρω από το φάνωμα καθ' ύψος και καθ' έκταση. Το τοίχωμα συνδέεται κατά μήκος της περιμέτρου του πλαισίου με τα υποστυλώματα και τα δοκάρια, χωρίς όμως ιδιαίτερη μέριμνα για τη σύνδεση αυτή. Στις περιπτώσεις που επιδιώκεται μία πιο πλάστιμη συμπεριφορά της κατασκευής, η σύνδεση γίνεται μόνο στις δοκούς, δηλαδή στο πάνω και στο κάτω μέρος του τοιχώματος, ενώ στα πλάγια μεταξύ τοιχώματος και υποστυλώματος δεν γίνεται σύνδεση και



Σχήμα 4: Ενίσχυση με έγχυτο σκυρόδεμα εντός πλαισίου[8]

αφήνεται ένα μικρό κενό. Με αυτόν τον τρόπο δεν μεταβιβάζονται στο υποστύλωμα αυξημένες δυνάμεις από το νέο τοίχωμα.

Ο σημαντικότερος παράγοντας που καθορίζει το κατά πόσον τα 'απλά γεμίσματα' έχουν ευμενή επιρροή στη συμπεριφορά – απόκριση μιας κατασκευής, είναι η διάταξή τους σε κάτοψη, σε τομή, αλλά και μέσα στο φάνωμα οπλισμένου σκυροδέματος. Τοιχοπληρώσεις οι οποίες κατανέμονται ομοιόμορφα κατά μήκος της περιμέτρου του κτιρίου και χωρίς ασυνέχειες καθ' ύψος έχουν γενικά ευνοϊκό ρόλο σε σχέση με την αντίσταση του κτιρίου σε σεισμικά φορτία. Εκτός από την αντοχή, αυξάνουν και η

συνολική πλευρική δυσκαμψία των φορέων, με αποτέλεσμα να μειώνονται οι μετακινήσεις, άρα και οι ροπές και οι τέμνουσες δευτέρας τάξεως.

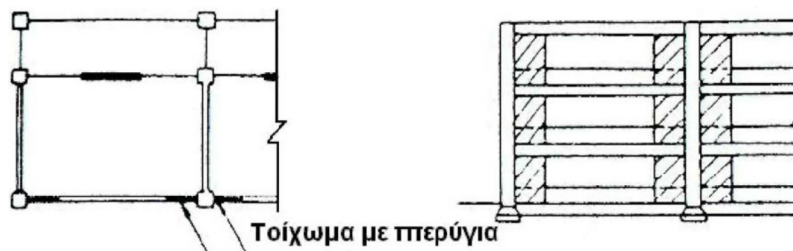
Κατασκευαστικά προβλήματα που προκύπτουν είναι η συστολή ξήρανσης (με συνέπεια τη ρηγμάτωση της επιφάνειας) και η δυσκολία σκυροδέτησης. Για την αντιμετώπιση του πρώτου προβλήματος υπάρχουν ειδικά σκυροδέματα, όπως το πολυμερικό καθώς και διάφορα κονιάματα, τα οποία χαρακτηρίζονται κυρίως από υψηλή πρόσφυση και τη μικρή συστολή ξήρανσης και χρησιμοποιούνται για την προετοιμασία των επιφανειών διάστρωσης. Το δεύτερο πρόβλημα, που συμβαίνει λόγω της ανεπαρκούς πρόσβασης στην κορυφή με αποτέλεσμα τη δημιουργία αρμού στο πάνω μέρος, αντιμετωπίζεται με τσιμεντενέσεις[8].

1.3. ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΠΛΕΥΡΙΚΩΝ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ ΣΕ ΣΥΝΕΧΕΙΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ – ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ ΜΕ ΠΤΕΡΥΓΙΑ

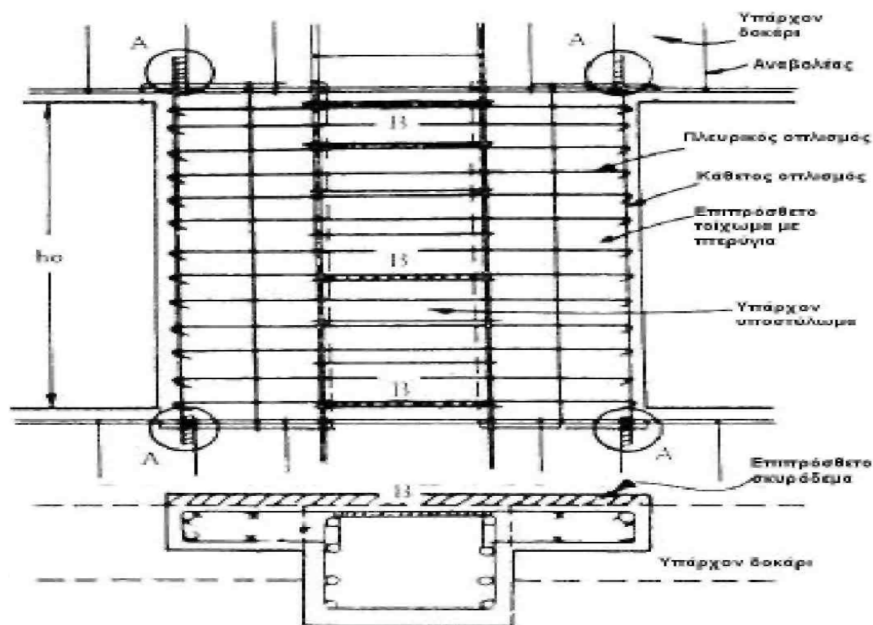
Η τεχνική της ενίσχυσης αυτής βασίζεται στην βελτίωση της συμπεριφοράς της κατασκευής τοποθετώντας πλευρικά τοιχία Οπλισμένου Σκυροδέματος εκατέρωθεν υφιστάμενων υποστυλωμάτων και σε σύνδεση με αυτά. Η προσθήκη τοιχωμάτων γίνεται προς την επιδιωκόμενη διεύθυνση αύξησης της αντίστασης της κατασκευής, ενώ η σύνδεση με το πλαίσιο μπορεί να είναι είτε κεντρική είτε έκκεντρη (εξωτερική τοποθέτηση). Σε γωνιακά υποστυλώματα, συνίσταται προσθήκη τοιχωμάτων και στις δύο διευθύνσεις.

Για να επιτευχθεί μονολιθική σύνδεση των νέων τοιχωμάτων με το υποστύλωμα, θα πρέπει τα δύο πλευρικά τοιχία να συνδέονται και μεταξύ τους μέσω πλευρικής ενίσχυσης και

αύξησης του πάχους. Ιδιαίτερη προσοχή θα πρέπει να δοθεί στο γεγονός ότι η μέθοδος αυτή δεν ενδείκνυται σε φαινόμενα όπου η απόσταση μεταξύ των υποστυλωμάτων είναι μικρή. Η σύσταση αυτή ισχύει για την αποφυγή αστοχίας λόγω τέμνουσας των δοκών, καθώς τα πρόσθετα πτερύγια μειώνουν αισθητά το καθαρό άνοιγμά τους. Πρέπει να δοθεί επίσης προσοχή στη σύνδεση υποστυλώματος και πτερυγίων ώστε να αποφευχθεί παραμόρφωση εκτός του επιπέδου τους. Ειδικότερα για την περίπτωση όπου τα πτερύγια τοποθετούνται έκκεντρα στο υποστύλωμα απαιτείται να είναι αντίστοιχα έκκεντρα και η δοκός. Ταυτόχρονα, λόγω της απαίτησης για σύνδεση των πτερυγίων μεταξύ τους έχουμε αύξηση του πάχους του υπάρχοντος υποστυλώματος πάνω από πέντε εκατοστά. Σημαντικό ρόλο στην επιτυχία της μεθόδου παίζει η επίτευξη πλήρους σύνδεσης μεταξύ πτερυγίων και υποστυλώματος με χρήση βλήτρων και εκτράχυνση της επιφάνειας. Τέλος, στην περίπτωση που το νέο στοιχείο λειτουργεί ως εξωτερικός τοίχος, είναι απαραίτητο να εξασφαλιστεί η στεγανότητα της σύνδεσης [8].



Σχήμα 5: Προσθήκη πτερυγίων εντός πλαισίου[8]



Σχήμα 6: Υποστύλωμα με πτερύγια[8]

1.4. ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ – ΣΥΓΧΡΟΝΟΙ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ

Οι στόχοι της σεισμικής ικανότητας μιας κατασκευής αποτελούν συνδυασμούς μιας στάθμης επιτελεστικότητας και ενός επιπέδου της σεισμικής δράσης, που συνήθως καθορίζεται από την ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης στη διάρκεια ζωής της κατασκευής ή την ισοδύναμη περίοδο επανάληψης. Ο καθορισμός του στόχου για τον οποίο θα γίνει ο σχεδιασμός

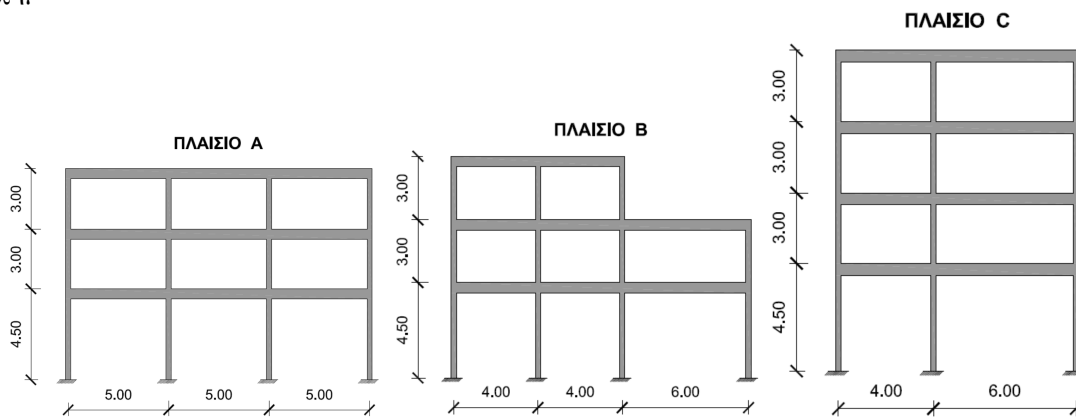
εξαρτάται από τον επιθυμητό συνδυασμό ασφάλειας και κόστους, λαμβάνοντας υπόψη και τη σπουδαιότητα της κατασκευής. Όλοι οι σύγχρονοι κανονισμοί ορίζουν με μικροδιαφορές τρεις διαφορετικές στάθμες επιτελεσματικότητας για τον φέροντα οργανισμό και τα μη φέροντα στοιχεία, ανάλογα με το επίπεδο βλαβών. Οι στάθμες αυτές είναι: Άμεση χρήση μετά το σεισμό (Immediate Occupancy), Προστασία Ζωής (Life Safety), Οιονεί Κατάρρευση (Structural Stability – Collapse Prevention).

2. ΣΚΟΠΟΣ ΤΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Η παρούσα εργασία ασχολείται με την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό πλαισίων οπλισμένου σκυροδέματος. Πιο συγκεκριμένα γίνεται ανάλυση τριών πλαισίων με τη μέθοδο της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης (Pushover), σύμφωνα με τις διατάξεις του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Τα πλαίσια αυτά αποτελούν ένα χαρακτηριστικό παράδειγμα κατασκευών της δεκαετίας του '80. Εξετάστηκαν δύο διαφορετικές περιπτώσεις: α) ύπαρξη τοιχοποιίας σε όλα τα φατνώματα των πλαισίων και β) απουσία τοιχοποιίας μόνο στα φατνώματα του ισόγειου, περίπτωση μαλακού ορόφου – pilotis. Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε ενίσχυση των πλαισίων με τις εξής μεθόδους: α) Προσθήκη πλευρικών τοιχωμάτων σε συνέχεια υποστρωμάτων – Τοιχώματα με πτερύγια β) Γέμισμα πλαισίων με οπλισμένο σκυρόδεμα και γ) Ενίσχυση με μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας. Σκοπός της εργασίας είναι η σύγκριση των τριών παραπάνω μεθόδων ως προς την αντοχή, τη δυσκαμψία και τη πλαστιμότητα, η εύρεση της στάθμης επιτελεσματικότητας που επιτυγχάνεται κάθε φορά καθώς και η διερεύνηση της απόκρισης των πλαισίων τύπου Pilotis-μαλακού ορόφου πριν και μετά την ενίσχυση. Για τις αναλύσεις χρησιμοποιείται το πρόγραμμα SAP2000 v14 καθώς και το λογισμικό Microsoft Excel.

3. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

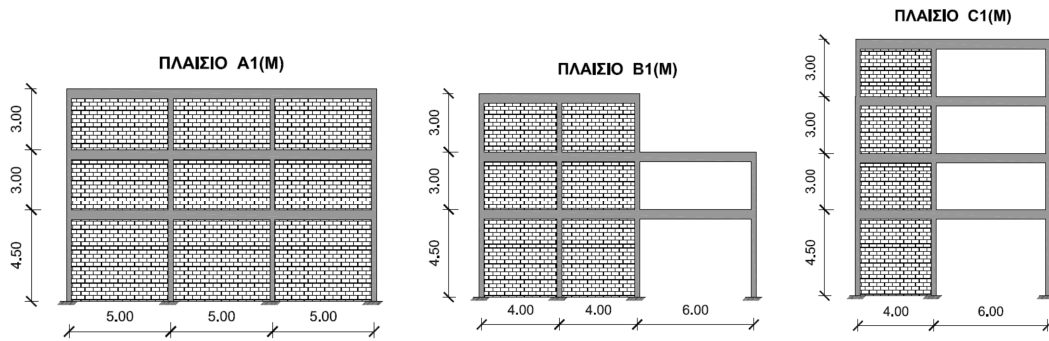
Τα τρία πλαίσια οπλισμένου σκυροδέματος που εξετάστηκαν φαίνονται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 7: Τύποι πλαισίων που μελετήθηκαν

Ονομασία πλαισίων: Τα γράμματα Α, Β και C αναφέρονται στο τύπο του πλαισίου, ο αριθμός δίπλα αναφέρεται στην ενίσχυση που πραγματοποιήθηκε, 1:μη ενισχυμένος φορέας-αρχικός, 2:ενίσχυση με μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας, 3: ενίσχυση με γέμισμα από σκυρόδεμα, 4: ενίσχυση με προσθήκη πτερυγίων και τέλος το γράμμα μέσα στη παρένθεση δηλώνει: Μ για τοιχοποιία σε όλα τα φατνώματα και Ρ για την απουσία τοιχοποιίας στο ισόγειο (μαλακός όροφος-Pilotis).

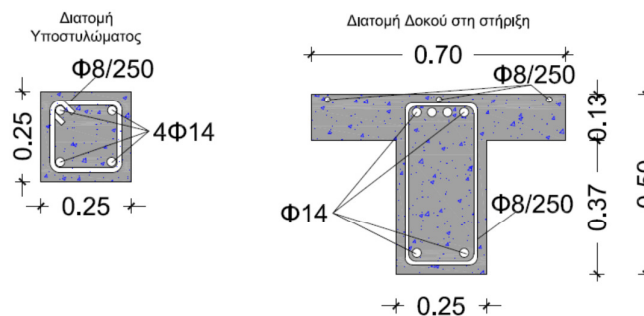
Στα φατνώματα στα οποία δεν έχει σχεδιαστεί η τοιχοποιία σημαίνει ότι δεν έχει ληφθεί υπόψη στο προσομοίωμα λόγω υπέρβασης των κανονισμών περί λυγηρότητας και όχι επειδή δεν υπάρχει.



Σχήμα 8: Τα αρχικά τοιχοπληρωμένα πλαίσια, όπως αυτά προσομοιώθηκαν

Τα υλικά, οι διατομές και τα φορτία που επιλέχθηκαν είναι τα εξής:

- Υποστυλώματα: $0,25 \times 0,25$ m με διαμήκη οπλισμό $4\Phi 14$ στις γωνίες και εγκάρσιο $\Phi 8/250$ (Σχήμα: 9)
- Δοκάρια: Θεωρήθηκε πλακοδοκός με $b_{eff} = 0.70$ m, πλάτος $b_w = 0.25$ m, ύψος $h = 0.50$ m, πάχος πλάκας $h_f = 0.13$ m. Διαμήκης οπλισμός: στη στήριξη $4\Phi 14$ πάνω και $2\Phi 14$ κάτω, στο άνοιγμα $4\Phi 14$ κάτω και $2\Phi 14$ πάνω. Εγκάρσιος οπλισμός $\Phi 8/250$
- Οπλισμός πλάκας $\Phi 8/250$. (Σχήμα: 9)
- Σκυρόδεμα θλιπτικής αντοχής $f_c = 16$ MPa και μέτρο ελαστικότητας $E_c = 27.5$ GPa
- Χάλυβας διαμήκους οπλισμού S400 και εγκάρσιου S220 (λείος) με $E_s = 210$ GPa
- Επικάλυψη οπλισμού : $c = 25$ mm
- Τοιχοπληρώσεις: Διπλός δρομικός τοίχος πάχους $0,20$ m με αντοχή σε λοξή θλίψη $f_{wc,s} = 0.75$ MPa (κακή ποιότητα σφήνωσης)[3] και μέτρο ελαστικότητας $E = 560$ MPa
- Μόνιμο φορτίο $G = 14.61$ kN/m (συμπεριλαμβανομένου ίδιου βάρους σκυροδέματος, επικάλυψη και βάρος τοιχοποιίας, όπου υπάρχει)
- Κινητό φορτίο 2 kN/m² με επιφάνεια επιρροής 4 m² που κατανέμεται ομοιόμορφα στο μήκος της δοκού. ($2, 1.6$ και 1.33 kN/m στις δοκούς με μήκος $4, 5$ και 6 m αντίστοιχα)



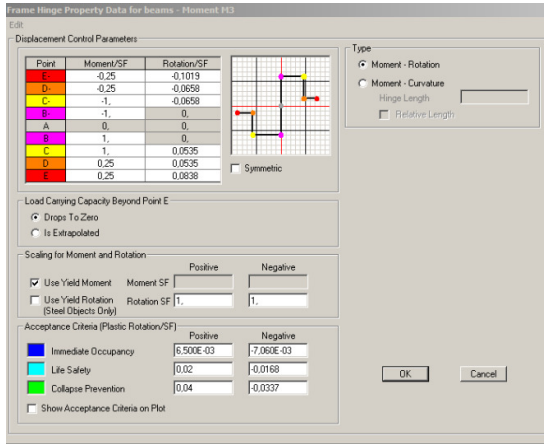
Σχήμα 9: Οι διατομές δοκού και υποστυλώματος που χρησιμοποιήθηκαν

4. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ – ΑΝΑΛΥΣΗ

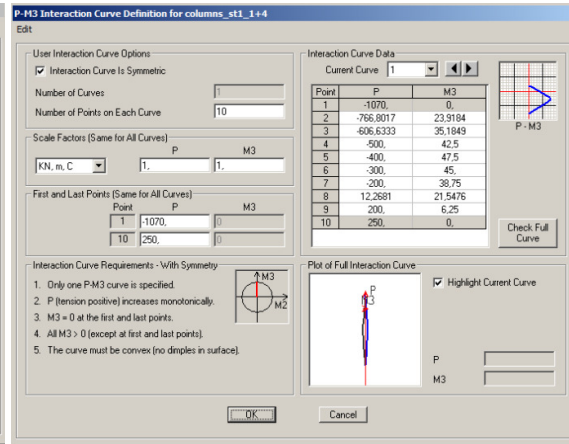
Για την προσομοίωση και την ανάλυση του κάθε πλαισίου ακολουθήθηκε η παρακάτω διαδικασία:

- Ορίστηκαν τα υλικά (σκυρόδεμα, τοιχοποιία) και οι διατομές του κάθε μέλους (οι διατομές σκυροδέματος δεν περιελάμβαναν τους οπλισμούς, οι οπλισμοί δόθηκαν έμμεσα όπως περιγράφεται παρακάτω.)

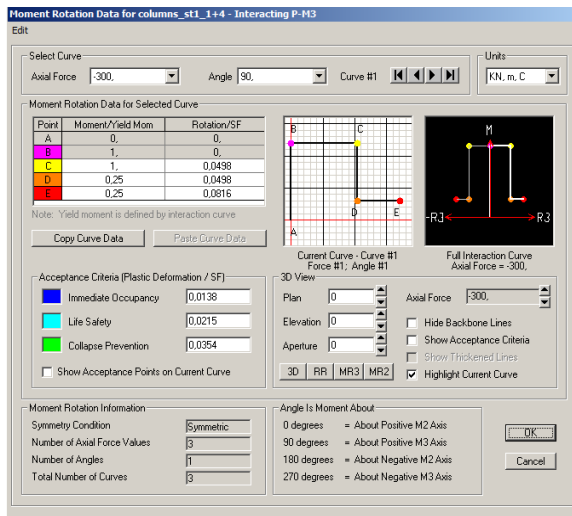
- Τα κατακόρυφα φορτία των στοιχείων θα συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα, ώστε να συνδυάζονται με τα οριζόντια φορτία σύμφωνα με το σεισμικό συνδιασμό του ΕΑΚ (παρ 4.1.2.1)
- Τα οριζόντια στατικά φορτία εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε ορόφου σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών φορτίων του σεισμού (εξίσωση 2 του Ε.Α.Κ.).
- Έγινε προκαταρκτική ελαστική στατική ανάλυση για την εύρεση των αξονικών φορτίων για το συνδυασμό G+0.3Q καθώς ήταν απαραίτητα για τον προσδιορισμό της ανελαστικής συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων. Όταν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η κάμψη κατάλληλα μεγέθη F και δ είναι η ροπή κάμψης (M) και η καμπυλότητα (1/r). Αν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η διάτμηση κατάλληλα μεγέθη είναι η τέμνουσα δύναμη (V) και η γωνιακή παραμόρφωση (γ). Επειδή στα στοιχεία Ο/Σ οι καμπτικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν με τις διατμητικές και με τις στροφές των ακραίων διατομών λόγω εξόλκευσης των οπλισμών από την αγκύρωση, κατάλληλα μεγέθη είναι η ροπή (M) και η γωνία στροφής χορδής (θ).
- Η προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς των στοιχείων έγινε με το προσομοίωμα των σημειακών πλαστικών αρθρώσεων. Για τον καθορισμό του νόμου ροπών – στροφής χορδής (M-θ) ενός στοιχείου απαιτείται ο υπολογισμός της στροφής διαρροής, της διαθέσιμης πλαστικής στροφής, της ροπής διαρροής και της ροπής αστοχίας της διατομής. Οι υπολογισμοί αυτοί έγιναν σε φύλλο εργασίας του Excel (Σχήμα: 21, παράρτημα) με βάση τις αναλυτικές σχέσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ (Παρ 7.2 , Σχέσεις Α1 – Α6 του Παραρτήματος 7Α καθώς και την Παρ. 9.3.1 για την εύρεση της στάθμης επιτελεστικότητας κάθε διατομής.).
- Έγινε εισαγωγή των διαγραμμάτων M – θ στο SAP2000 για τις δοκούς και τα υποστυλώματα (moment rotation data P-M3). Στο πρόγραμμα ορίστηκε και το διάγραμμα αλληλεπίδρασης ροπής – αξονικής δύναμης [2] (P – M3 interaction curve definition) [6] της ορθογωνικής διατομής του υποστυλώματος καθώς όπως αναφέραμε οι διατομές των υποστυλωμάτων δεν είχαν οπλισμούς. Τα παραπάνω φαίνονται στα (Σχήματα :10 έως 12).
- Η τοιχοποιία προσομοιώθηκε με ένα διαγώνιο θλιπτήρα, πάχους t=0,20 m και πλάτους b = 0.1 L, όπου L το μήκος της διαγωνίου του φατνώματος, σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Παρ. 7.4). Για παράδειγμα η διατομή της τοιχοποιίας του πλαισίου Α1(M) είναι 0.2*0.64 για το ισόγειο και 0.2*0.55 για τις άνω στάθμες. Όσον αφορά την αντοχή της θλιβόμενης διαγωνίου για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β χρησιμοποιήθηκε το διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων του ΚΑΝ.ΕΠΕ (Σχήμα:13). Τοιχοποιίες που ξεπερνούσαν το όριο λυγηρότητας $\lambda > 30$ αμελήθηκαν (όπως στα φατνώματα με μήκος 6 m).
- Η δυσκαμψία των στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος θεωρήθηκε μειωμένη για να ληφθεί υπόψη η ρηγμάτωση [1].



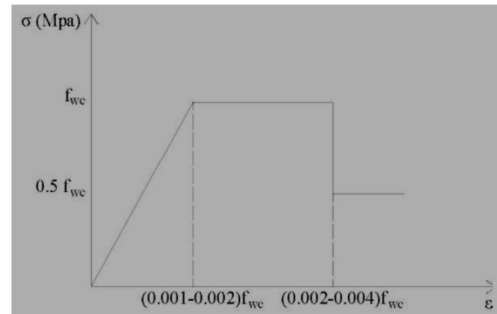
Σχήμα 10: Εισαγωγή σημειακής πλαστικής άρθρωσης (M-θ) για δοκό



Σχήμα 11: Εισαγωγή διαγράμματος αλληλεπίδρασης ροπής – αξονικής για υποστύλωμα



Σχήμα 12: Εισαγωγή σημειακής πλαστικής άρθρωσης (M-θ) για υποστύλωμα

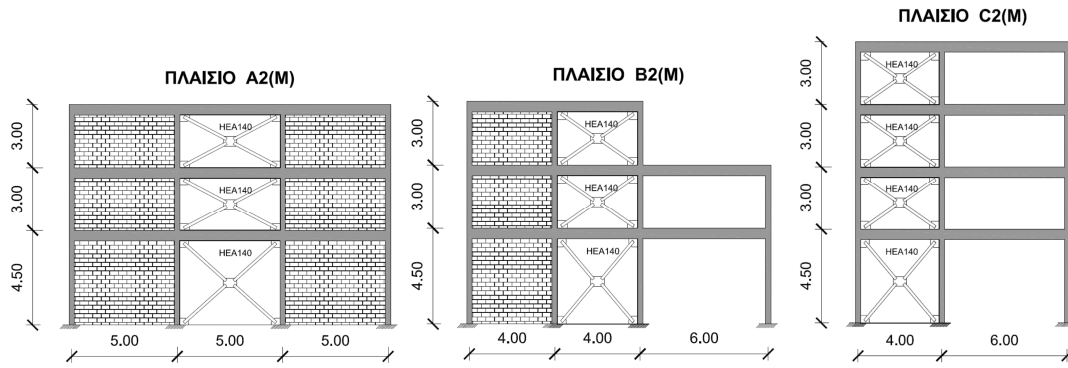


Σχήμα 13: Διάγραμμα τάσης – παραμόρφωσης τοιχοποιίας σύμφωνα με ΚΑΝ.ΕΠΕ.

4.1. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΧΙΑΣΤΙ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

Έγινε ενίσχυση με χιαστί μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας διατομής HEA140 και ποιότητας χάλυβα S275. Επιλέχτηκε να ενισχυθούν τα μεσαία φατνώματα των πλαισίων Α και Β και το αριστερό του πλαισίου C (Σχήμα:14) Το διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων εισήχθη στο πρόγραμμα με βάση το Σχήμα 5.2.1 του Ευρωκώδικα 3 και τις διατάξεις της Παρ. 8.5.5 του ΚΑΝ.ΕΠΕ . Θεωρήθηκε άμεση εσωτερική σύνδεση των μεταλλικών συνδέσμων με τα υπάρχοντα στοιχεία σκυροδέματος, ικανή να παραλάβει τις δυνάμεις που θα αναπτυχθούν. Οι μεταλλικοί σύνδεσμοι ενώθηκαν στο μέσον του μήκους τους με κοινό κομβόελασμα που μειώνει το μήκος λυγισμού του μέλους στο μισό. Οι μεταλλικοί σύνδεσμοι που επιλέχθηκαν καλύπτουν τις απαιτήσεις που περιγράφονται στις παραγράφους 8.5.5.3 και παράρτημα Γ του ΕΑΚ. Πιο συγκεκριμένα για την ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ ο ΕΑΚ προβλέπει: $\bar{\lambda} = \sqrt{A \cdot f_y / N_{cr}} < 1.50$ (1). Η δυσμενέστερη περίπτωση είναι αυτή του πλαισίου Α στο ισόγειο, με μήκος λυγισμού $L' = L/2 = 6.72/2 = 3.36$. Η διατομή HEA140 έχει γεωμετρικά

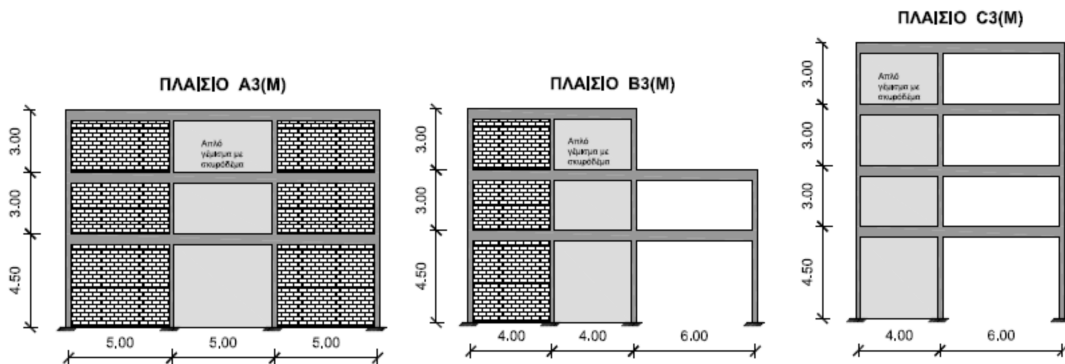
χαρακτηριστικά: $A = 31.42\text{cm}^2$, $f_y = 270\text{Mpa}$, $I_{\min,z} = 389.3\text{cm}^4$. $N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{\min}}{(kL')^2}$ (2): το κρίσιμο φορτίο λυγισμού, όπου $k=1$ (αρθρώσεις). $A \cdot f_y = 31.42 \cdot 10^{-4}\text{m}^2 \cdot 275 \cdot 10^3\text{Kn/m}^2 = 864\text{Kn}$, $N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot 200 \cdot 10^6\text{Kn/m}^2 \cdot 389.3 \cdot 10^{-8}\text{m}^4}{(6.72/2)^2} = 680.1\text{Kn}$. Τελικώς $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{864}{680.1}} = 1.27 = 1.12 < 1.50$



Σχήμα 14: Πλαίσια ενισχυμένα με μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας

4.2. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΓΕΜΙΣΜΑ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΜΕ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

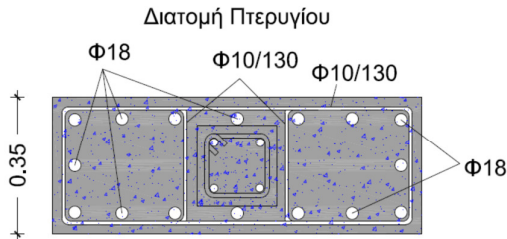
Έγινε γέμισμα φατνωμάτων με σκυρόδεμα C16/20, πάχους 0,20 m, τοποθετήθηκε διπλή εσχάρα οπλισμού $\Phi 10/200$ (B500C) και στις δύο διευθύνσεις. Επιλέχτηκε να ενισχυθούν τα μεσαία φατνώματα των πλαισίων A και B και το αριστερό του πλαισίου C (Σχήμα:15) όπως και στη προηγούμενη μέθοδο. Η προσομοίωση έγινε με ένα διαγώνιο θλιπτήρα πάχους $t = 0.20\text{ m}$ και πλάτους $b = 0.1 L$, όπου L το μήκος της διαγωνίου (όμοια με τη διαδικασία που ακολουθήθηκε και για τη προσομοίωση της τοιχοποιίας).



Σχήμα 15: Πλαίσια ενισχυμένα με γέμισμα φατνωμάτων με οπλισμένο σκυρόδεμα

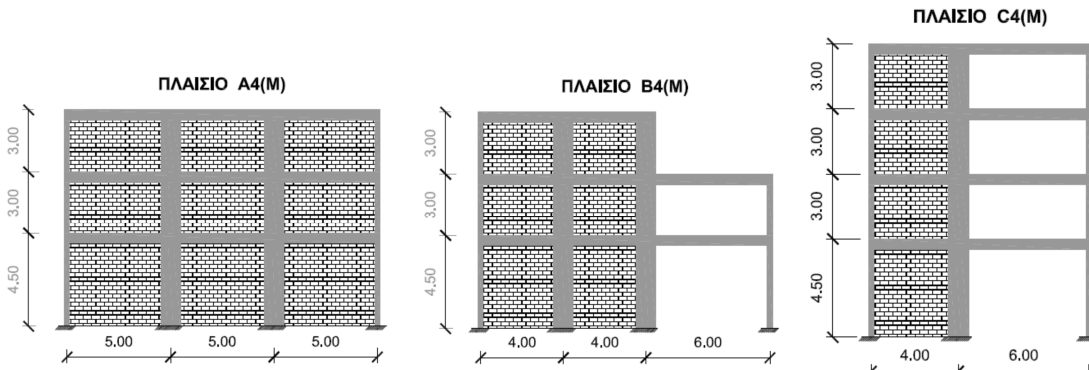
4.3. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΠΛΕΥΡΙΚΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ – ΠΤΕΡΥΓΙΑ

Επιλέχτηκε να γίνει ενίσχυση υποστυλωμάτων με πτερύγια μήκους 0,35 m σε κάθε μια από τις πλευρές του. Το πλάτος αυξήθηκε από 0,25 σε 0,35 m για να μπορέσει να γίνει σύνδεση των δύο πτερυγίων. Η ποιότητα του καινούργιου σκυροδέματος ήταν C16/20. Κάθε πτερύγιο είχε οπλισμό $7\Phi 18$ και συνδετήρες $\Phi 10/130$, χάλυβας B500C. (Σχήμα:16). Τα υποστυλώματα που ενισχύθηκαν ήταν: οι δύο μεσαίες σειρές υποστυλωμάτων στα πλαίσια A και B και το μεσαίο υποστυλώμα στο πλαίσιο C (Σχήμα: 17). Για να προσομοιωθεί σωστά η στατική λειτουργία των καινούργιων υποστυλωμάτων έγινε υπολογισμός και εισαγωγή διαγράμματος αλληλεπίδρασης αξονικής δύναμης – ροπής (P – M3) και νόμου ροπής –



Σχήμα 16: Διατομή ενισχυμένου υποστυλώματος με πτερύγια

στροφής χορδής (M-θ), όπως και παραπάνω. Θεωρήθηκε πλήρης σύνδεση παλαιού – νέου σκυροδέματος (καλές συνθήκες συνάφειας και χρήση βλήτρων).



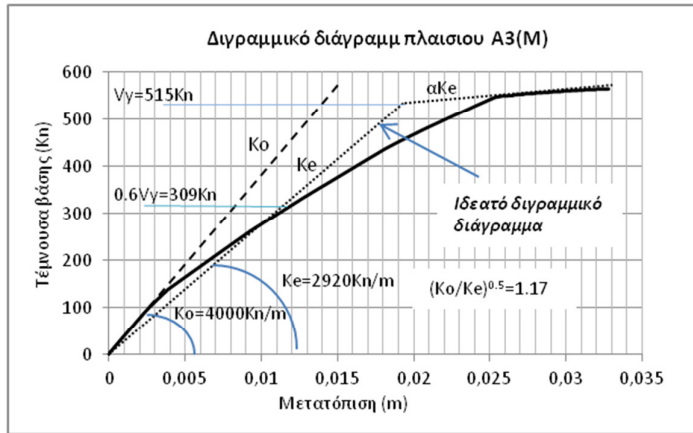
Σχήμα 17: Πλαίσια ενισχυμένα με πτερύγια

5. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΜΕΧΡΙ ΑΣΤΟΧΙΑ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

Οι καμπύλες αντίστασης οι οποίες προκύπτουν από την Ανελαστική Στατική Ανάλυση μέχρι αστοχίας του φορέα παρουσιάζονται παρακάτω, (Σχήμα: 19). Πάνω στις καμπύλες Τέμνουσας Βάσης-Μετατόπισης κορυφής φαίνονται οι στάθμες επιτελεστικότητας για κάθε φορέα όπως αυτές προκύπτουν από το πρόγραμμα SAP2000 v.14 σύμφωνα με τους νόμους υλικών (M-θ κτλ) που ορίστηκαν παραπάνω. Τα σημεία με τη τελεία: (●) ορίζουν τις στάθμες επιτελεστικότητας. Η πρώτη τελεία αντιστοιχεί στην στάθμη επιτελεστικότητας: Άμεση χρήση, η δεύτερη στη Προστασία ζωής και τη τρίτη στην Οιονεί κατάρρευση. Τα σημεία με το τρίγωνο: (▲) ορίζουν τη στοχευόμενη μετακίνηση για δεδομένη περίοδο επανάλιψης του σεισμού σχεδιασμού. Στη παρούσα εργασία ο σεισμός που γίνεται ο σχεδιασμός είναι: για πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης σε 50 χρόνια 10% (δηλαδή για περίοδο επανάλιψης 475 χρόνια).

Εύρεση της στοχευόμενης μετακίνησης : $\delta_i = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot \Phi_e \cdot \frac{T_e^2}{4\pi^2}$ (3)

Ο υπολογισμός της στοχευόμενης μετατόπισης βασίζεται στη μέθοδο των συντελεστών (KAN.ΕΠΕ Σ5.8) και η μέθοδος αυτή βασίζεται στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα[9]. Κατασκευάζουμε το διγραμμικό διάγραμμα για την καμπύλη ικανότητας: κατασκευάζεται ο μετελαστικός κλάδος οριζόντιας δυσκαμψίας aK_e (Σχήμα:18) κατά την κρίση του μηχανικού, και θεωρώντας ότι η αντίστοιχη ευθεία διέρχεται από το σημείο που η καμπύλη ικανότητας έχει γίνει περίπου οριζόντια. Στη συνέχεια ορίζεται η ισοδύναμη ελαστική δυσκαμψία K_e από την ευθεία που ενώνει την αρχή των αξόνων με το σημείο πάνω στη καμπύλη ικανότητας που αντιστοιχεί στο 60% της τέμνουσας διαρροής, V_y (η δύναμη αυτή δεν είναι γνωστή εκ των προτέρων). Ορίζεται η τέμνουσα διαρροής V_y από το σημείο τομής των ευθειών aK_e και K_e . Από δυναμική ανάλυση υπολογίζεται η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής T_i , λαμβάνοντας υπόψη την ελαστική δυσκαμψία K_o . Για να υπολογίσουμε



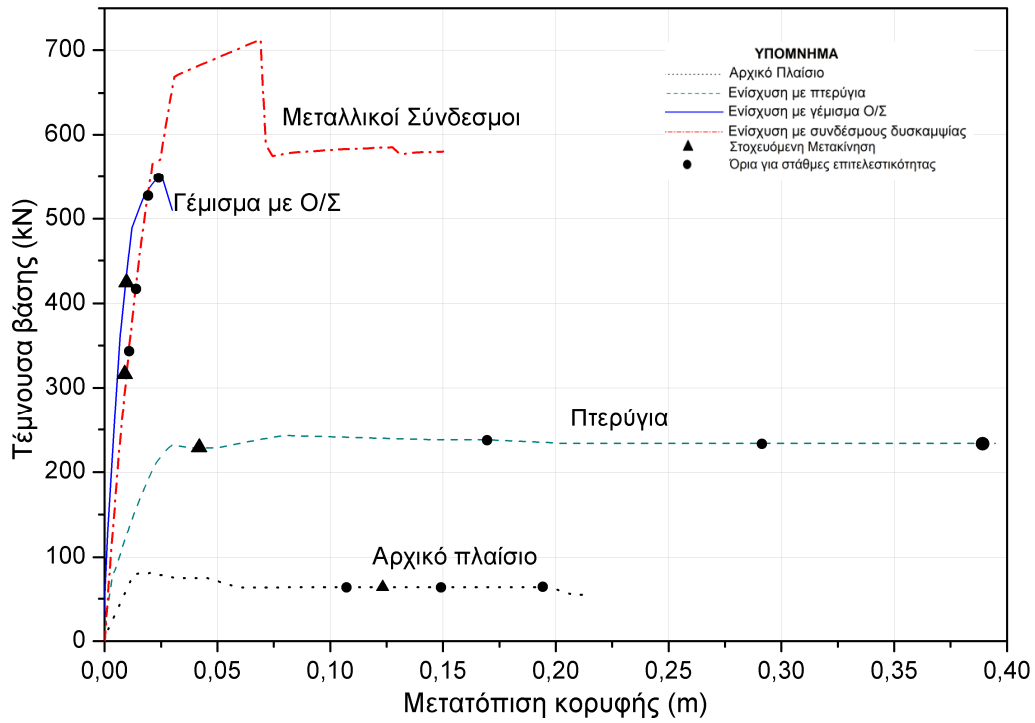
την ενεργό θεμελιώδη ιδιοπερίοδο που αντιστοιχεί σε δυσκαμψία K_e χρησιμοποιούμε τη σχέση: $T_e = T_i \sqrt{K_o / K_e}$ (4). Οι τιμές για τους συντελεστές C_0 έως C_3 ανάλογα με τη στάθμη που σχεδιάζουμε δίνονται ΚΑΝ.ΕΠΕ (παρ 5.7.4.2)

Σχήμα 18: Κατασκευή ιδεατής διαγραμματικής απεικόνισης της καμπύλης ικανότητας

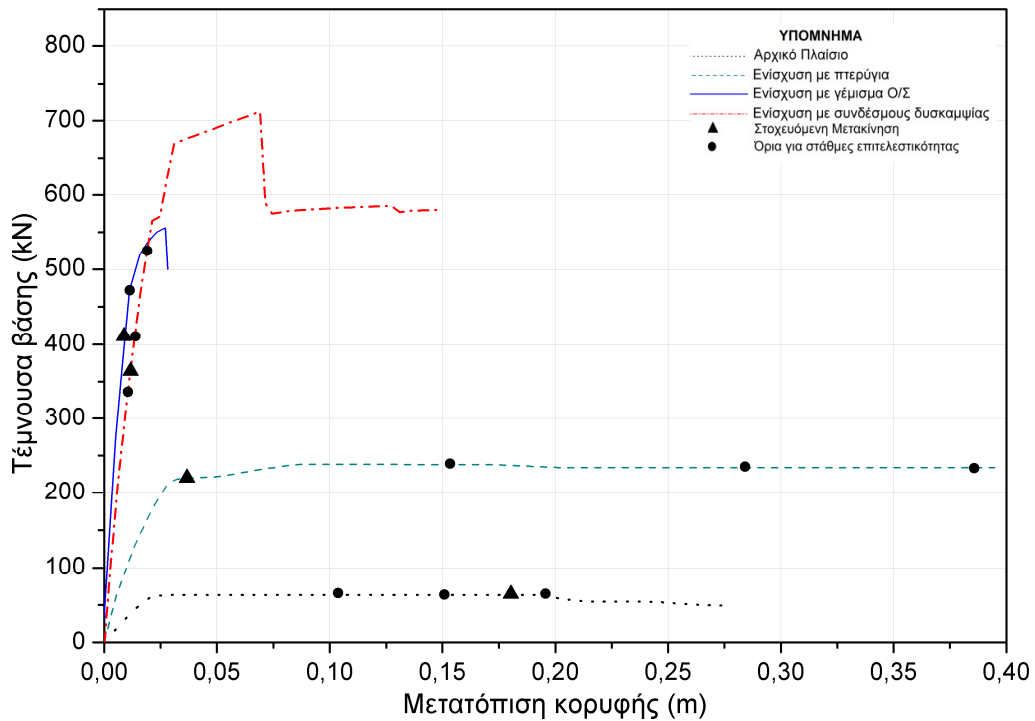
Πλαίσια	Θεμελ. Ιδιοπ. T_i (sec)	$(K_o/K_e)^{0.5}$	Ενεργ. Θεμ. Ιδιοπ. T_e (sec)	Συντελεστές				Ελαστ. Φασμ. Επιτ. Φ_e	Στοχ. Μετατοπ. δt (m)	Μετατόπιση για κάθε στάθμη (m)			
				C0	C1	C2	C3			A.X	A.Z	A.K	
A1	A(M)	0,565	1,70	0,9612	1,3	1	1,1	1	3,6740	0,1230	0,1070	0,1490	0,1920
	A(P)	0,997	1,41	1,4076	1,3	1	1,1	1	2,5089	0,1801	0,1030	0,1501	0,1950
A2	A(M)	0,182	1,09	0,1990	1,3	1	1,1	1	5,8860	0,0084	0,0105	0,0134	0,0190
	A(P)	0,203	1,15	0,2332	1,3	1	1,1	1	5,8860	0,0116	0,0103	0,0134	0,0186
A3	A(M)	0,18	1,17	0,2099	1,3	1	1,1	1	5,8860	0,0094	-	-	0,0230
	A(P)	0,191	1,08	0,2062	1,3	1	1,1	1	5,8860	0,0091	-	-	0,0147
A4	A(M)	0,276	1,60	0,4416	1,3	1	1,1	1	5,8860	0,0416	0,1690	0,2920	0,3890
	A(P)	0,442	1,63	0,7202	1,3	1	1,1	1	1,9614	0,0369	0,1530	0,2840	0,3860
B1	B(M)	0,563	1,57	0,8855	1,3	1	1,1	1	3,9881	0,1133	0,1060	0,1530	0,1820
	B(P)	0,887	1,39	1,2368	1,3	1	1,1	1	2,8553	0,1582	0,1140	0,1540	0,1930
B2	B(M)	0,178	1,16	0,2071	1,3	1	1,1	1	5,5260	0,0086	0,0115	0,0146	0,026
	B(P)	0,198	1,15	0,2275	1,3	1	1,1	1	5,8860	0,0110	0,0105	0,0142	0,0253
B3	B(M)	0,164	1,15	0,1894	1,3	1	1,1	1	5,5320	0,0072	-	-	0,0150
	B(P)	0,167	1,07	0,1785	1,3	1	1,1	1	5,8860	0,0068	-	-	0,0147
B4	B(M)	0,217	1,50	0,3255	1,3	1	1,1	1	5,8860	0,0226	0,1560	0,2580	0,3820
	B(P)	0,223	1,55	0,3456	1,3	1	1,1	1	5,8860	0,0255	0,1530	0,2550	0,3790
C1	C(M)	0,676	1,80	1,2164	1,3	1	1,1	1	2,9033	0,1556	0,1160	0,1517	0,1760
	C(P)	1,198	1,15	1,3737	1,3	1	1,1	1	2,5708	0,1757	0,1130	0,1512	0,1850
C2	C(M)	0,264	1,05	0,2770	1,3	1	1,1	1	5,8860	0,0164	0,0203	-	0,0342
	C(P)	1,264	1,05	0,2770	1,3	1	1,1	1	5,8860	0,0164	0,0189	-	0,0337
C3	C(M)	0,245	1,05	0,2573	1,3	1	1,1	1	5,8860	0,0141	-	-	0,0276
	C(P)	1,245	1,73	0,2573	1,3	1	1,1	1	5,8860	0,0141	-	-	0,0276
C4	C(M)	0,416	1,73	0,7205	1,3	1	1,1	1	4,9014	0,0922	0,1980	0,2920	0,3750
	C(P)	0,442	1,26	0,5591	1,1	1	1,1	1	6,3167	0,0605	0,2160	0,2810	0,3740

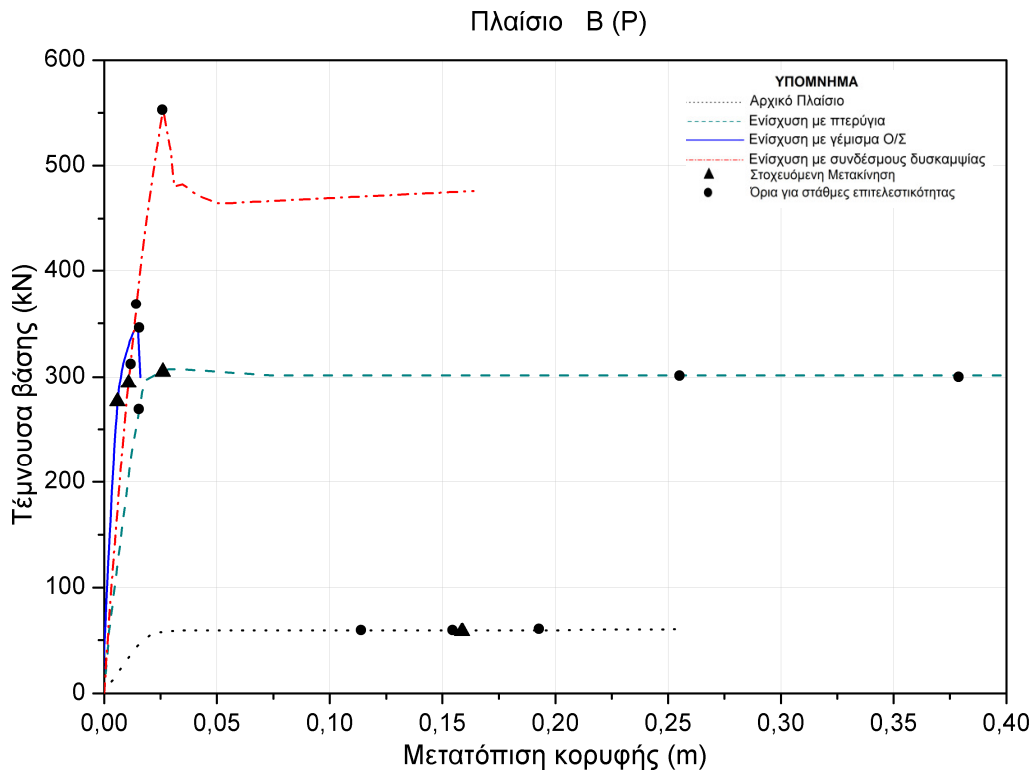
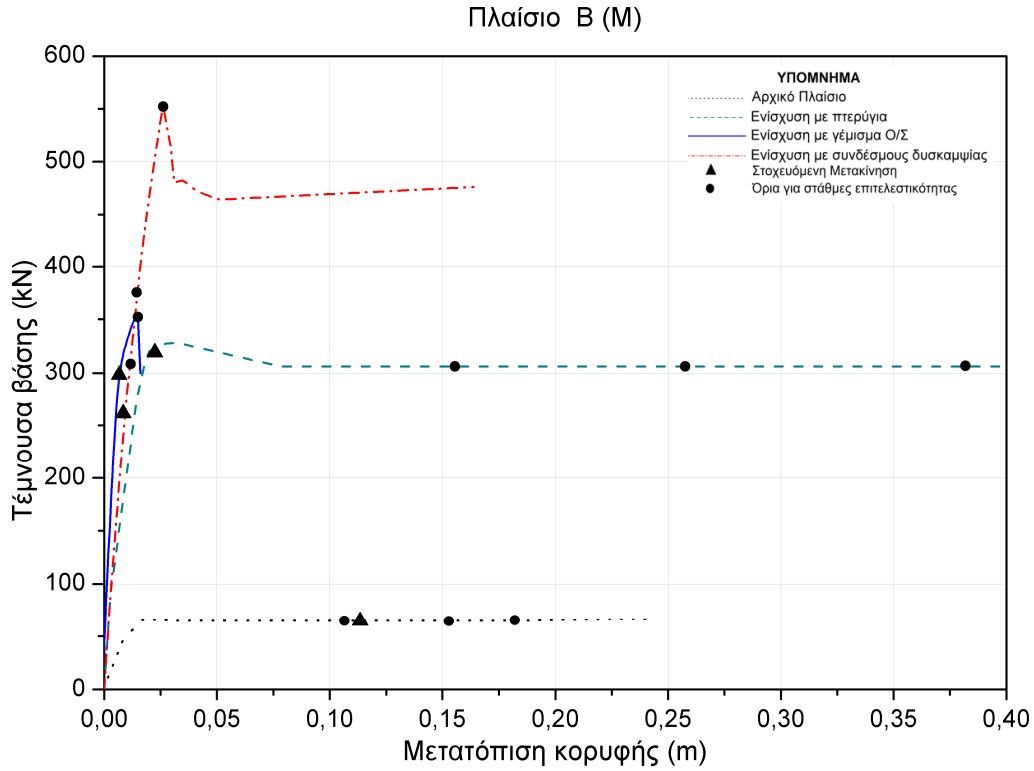
Πίνακας 1: Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης και όρια για της στάθμες επιτελεστικότητας

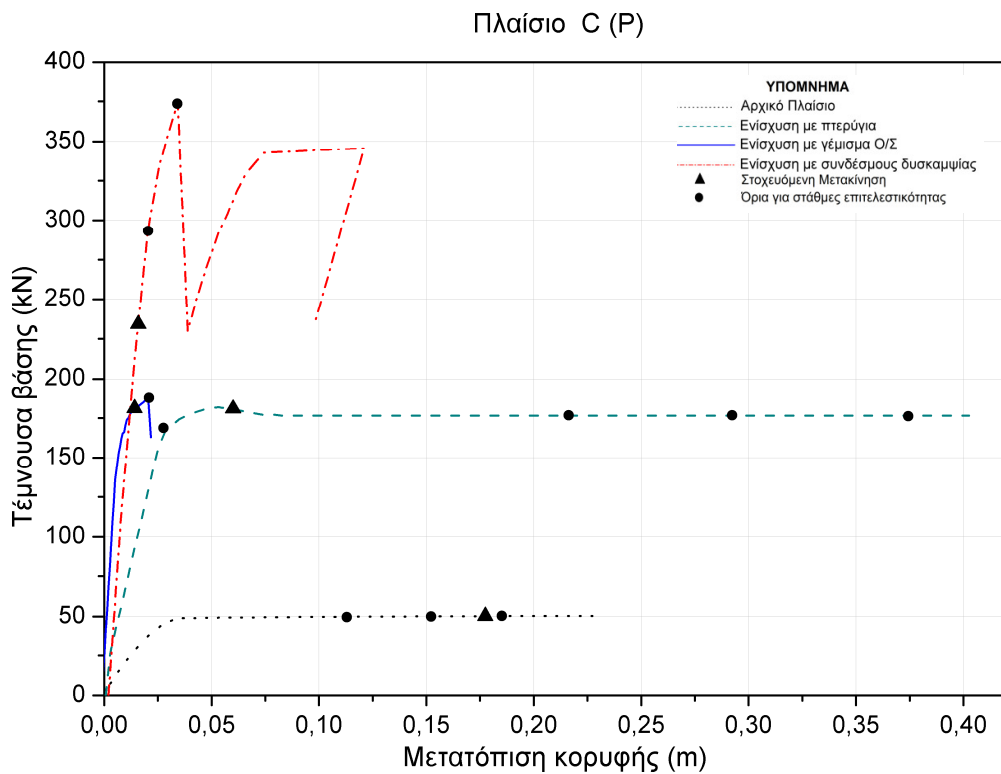
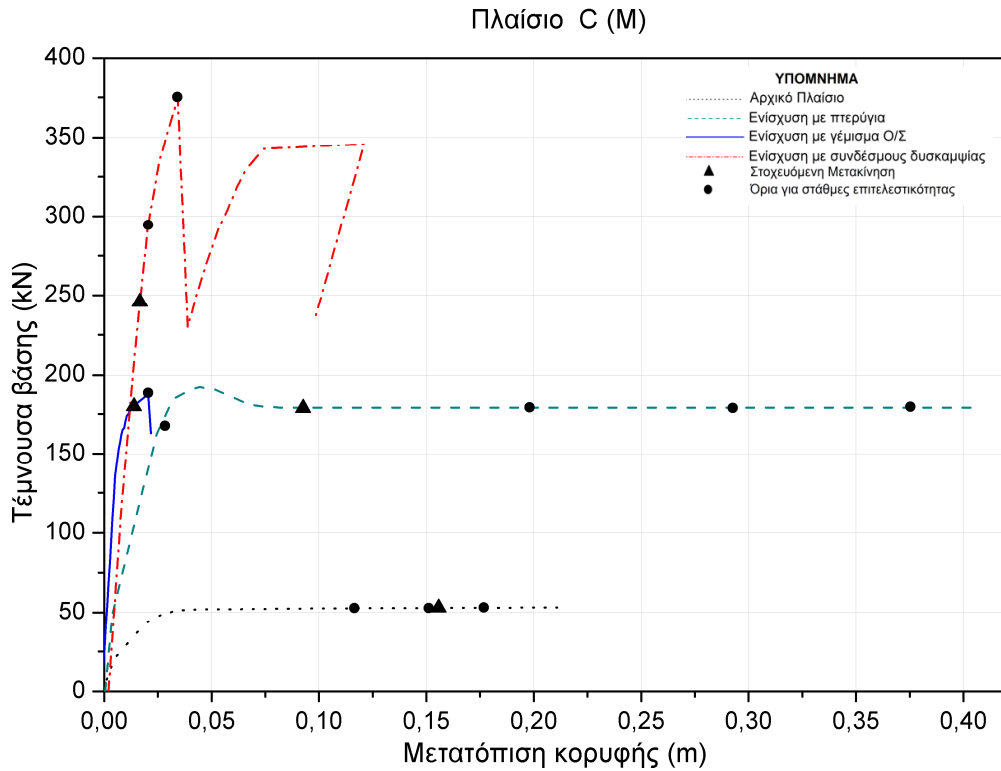
Πλαίσιο Α (Μ)



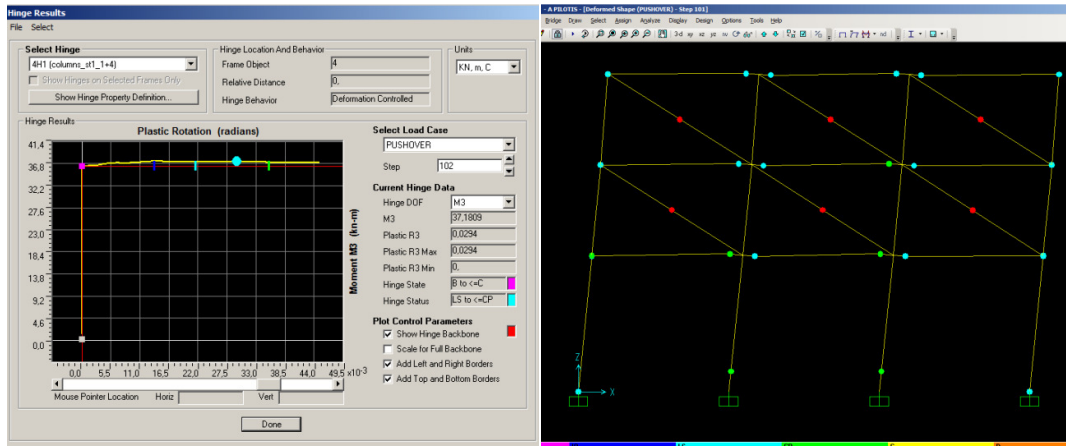
Πλαίσιο Α (Ρ)







Σχήμα 19: Διαγράμματα Τέμνουσας βάσης – Μετακίνησης κορυφής από Ανελαστική ανάλυση



Σχήμα 20: Απεικόνιση απόκρισης πλαστικής άρθρωσης σύμφωνα με το δοθέν νόμο M-θ κατά την ανάλυση Pushover στο πλαίσιο A4(P), (βάση δεξιού υποστυλώματος ισογείου)

6.ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

- Τα αρχικά πλαίσια αστοχούν για μικρή τιμή τέμνουσας βάσης λόγω σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα του ισογείου. Στα μεν (M) αυτό συμβαίνει επειδή το ισόγειο έχει μεγαλύτερο ύψος από τους υπόλοιπους ορόφους, άρα είναι και περισσότερο εύκαμπτο, στα δε (P) το φαινόμενο ενισχύεται από την απουσία τοιχοποιίας στην τελευταία στάθμη.
- Η ενίσχυση με χιαστί μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας προσδίδει στα πλαίσια πολύ μεγάλη αντοχή και δυσκαμψία. Πλαστικές αρθρώσεις δεν δημιουργούνται πλέον μόνο στη στάθμη του ισογείου, αλλά σε όλους τους κόμβους του φορέα. Τελικά η αστοχία προέρχεται από λυγισμό του θλιβόμενου μεταλλικού συνδέσμου στα πλαίσια A(M,P) (αυτή η αστοχία δίνει μία μικρή πλαστιμότητα στο πλαίσιο) και στις υπόλοιπες περιπτώσεις από αστοχία των υποστυλωμάτων (στην περίμετρο των φατνωμάτων που διατάσσονται οι ράβδοι δικτύωσης) σε εφελκυσμό, που είναι εντελώς ψαθυρή συμπεριφορά.
- Η ενίσχυση με γέμισμα φατνωμάτων με Ο/Σ επίσης προσδίδει στο πλαίσιο μεγάλη αντοχή και δυσκαμψία, αλλά μετατρέπει την αστοχία του σε απότομη και ψαθυρή (πολύ μικρή πλαστιμότητα). Οι πλαστικές αρθρώσεις μεταφέρονται από το ισόγειο στους πιο πάνω ορόφους στα αρχικά στάδια της ανάλυσης pushover. Τελικά σε όλες τις περιπτώσεις η αστοχία προήλθε από εφελκυσμό των υποστυλωμάτων ισογείου που συνδέονται με το τοίχιο σκυροδέματος.
- Η ενίσχυση με πλευρικά τοίχια – πτερύγια προσδίδει στα πλαίσια μέτρια αντοχή και δυσκαμψία, αλλά πολύ μεγάλη πλαστιμότητα. Οι πλαστικές αρθρώσεις ξεκινάνε από τις δοκούς που συνδέονται με τα πτερύγια (αυτό οφείλεται στην πολύ μεγάλη δυσκαμψία του νέου υποστυλώματος σε σχέση με το δοκάρι) και τελικά κατανέμονται ομοιόμορφα σε όλους τους κόμβους του πλαισίου.
- Συγκρίνοντας τα αρχικά πλαίσια βρίσκουμε ότι η ύπαρξη τοιχοποιίας στο ισόγειο αυξάνει την αντοχή του πλαισίου 10 – 33% σε σχέση με την περίπτωση της Pilotis. Το 33% προκύπτει από τα πλαίσια A όπου και τα τρία φατνώματα ισογείου καλύπτονται με τοίχο, ενώ το 10% από το C, όπου μόνο το ένα από τα δύο φατνώματα είναι καλυμμένο. Τα πλαίσια B αποτελούν μία ενδιάμεση περίπτωση.
- Στα ενισχυμένα πλαίσια, οι διαφορές μεταξύ πλαισίων (M) και (P) είναι ελάχιστες. Αυτό οφείλεται στο ότι η συνεισφορά των τοίχων του ισογείου στην απόκριση σε σχέση με

την εκάστοτε ενίσχυση είναι πρακτικά μηδενική, καθώς και στο ότι αστοχούν πρόωρα συγκριτικά με την υπόλοιπη κατασκευή.

- Στην ενίσχυση με γέμισμα φατνωμάτων με Ο/Σ, αλλά και με μεταλλικούς συνδέσμους, η αστοχία οφείλεται σε θραύση λόγω εφελκυσμού των υποστυλωμάτων ισογείου, ενώ ταυτόχρονα τα γεμίσματα έχουν σημαντική παραμένουσα αντοχή. Αυτό εξηγεί την εντελώς ψαθυρή και απότομη αστοχία του φορέα. Μικρότερα και λιγότερο ισχυρά γεμίσματα ή η απουσία επαφής γεμίματος-υποστυλώματος θα οδηγούσαν σε πιο πλάστιμη συμπεριφορά.
- Σε ορισμένα διαγράμματα (σχήμα 19, πλαίσια: A(M) και B(M)), κατά την διαρροή του φορέα (πριν την οριζοντιοποίηση του διαγράμματος) παρατηρείται ένα τοπικό μέγιστο, το οποίο σχετίζεται με την υπεραντοχή που προσφέρουν οι τοιχοποιίες πριν αστοχήσουν. Σημειώνεται ότι η αντοχή που προσφέρουν οι τοιχοπληρώσεις δεν είναι μεγάλη, καθώς υποτέθηκε κακή ποιότητα αυτής και ελήφθησαν μικρές τάσεις θλιπτικής αστοχίας.
- Μετά τις ενισχύσεις, οι πλαστικές αρθρώσεις δεν εμφανίζονται μόνο στο ισόγειο των πλαισίων, αλλά κατανέμονται σε όλους τους κόμβους. Αυτό μας οδηγεί στο συμπέρασμα ότι οι ενισχυμένες με αυτές τις μεθόδους κατασκευές έχουν πιο ομοιόμορφη καθ' ύψος συμπεριφορά. Αντίθετα, η κατά μήκος κατανομή πλαστικών αρθρώσεων επηρεάζεται αρνητικά αφού παρατηρείται πύκνωση των πλαστικών αρθρώσεων κοντά στα φατνώματα που ενισχύονται (καταπόνηση των κόμβων λόγω των συγκεντρωμένων δυνάμεων, τις οποίες δεν είναι σχεδιασμένα τα μέλη να αντέχουν).

Ο πίνακας που ακολουθεί παρουσιάζει συνοπτικά τη μεταβολή (σε όρους $\Delta_{ενισχυμ}/\Delta_{αρχικό}$) της αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητας των ενισχυμένων πλαισίων, για τις διάφορες μεθόδους ενίσχυσης, σε σχέση με το αρχικό πλαίσιο.

	Πλαίσιο	Μεταλλικοί Σύνδεσμοι	Γέμισμα Ο/Σ	Πτερυγία
Αντοχή	A	6,70	7,00	3,00
	B	8,50	5,60	4,90
	C	7,50	3,80	3,75
	M.O.	7,56	5,46	3,88
Δυσκαμψία	A	3,40	6,50	1,25
	B	3,70	7,10	2,25
	C	4,70	9,00	3,00
	M.O.	3,93	7,53	2,17
Πλαστιμότητα	A	0,3 - 0,5	0,1 - 0,3	1,5 - 2,2
	B	0,3 - 0,5	0,1 - 0,3	1,6 - 2,3
	C	0,3 - 0,5	0,1 - 0,3	1,5 - 2,6
	M.O.	0,40	0,20	1,90

Σχήμα 21: Σύγκριση ενισχυμένων πλαισίων με αρχικά

7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η προσθήκη πλευρικών πτερυγίων ενδείκνυται για ικανοποιητική αύξηση της πλαστιμότητας του φορέα και μέτρια αύξηση της αντοχής και δυσκαμψίας εάν το συνολικό μήκος του ενισχυμένου υποστυλώματος είναι 3-4 φορές το μήκος του αρχικού υποστυλώματος, όπως στη παρούσα εργασία. Εάν απαιτείται μεγαλύτερη αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας, τότε το μήκος του ενισχυμένου υποστυλώματος θα πρέπει να είναι αρκετά μεγαλύτερο με επίπτωση όμως στην πλαστιμότητα, λόγω μείωσης του μήκους των δοκών, οι οποίες επιβαρύνονται με δυσμενείς συνέπειες για το φορέα (μεγάλη τέμνουσα).

Το γέμισμα φατνωμάτων με σκυρόδεμα είναι αποτελεσματική μέθοδος για μεγάλη αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής του φορέα, πρέπει όμως να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή στην επιρροή του γεμίματος στα μέλη της υφιστάμενης κατασκευής για τυχόν ψαθυρές

αστοχίες (αστοχία από εφελκυσμό του υποστυλώματος που συνδέεται με τη κορυφή του θλιπτήρα). Για την αντιμετώπιση αυτού του φαινομένου είναι καλό να αφήνεται κενό μεταξύ υφιστάμενου υποστυλώματος-γεμίματος, που έχει και ως αποτέλεσμα την αύξηση της πλαστιμότητας του φορέα.

Η χρήση μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας αυξάνει αποτελεσματικά την αντοχή, τη δυσκαμψία του φορέα και την ικανότητα παραλαβής πλευρικών φορτίων. Πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη μέριμνα στον υφιστάμενο φορέα (κυρίως στη περίπτωση των ενισχυμένων φανωμάτων) καθώς καταπονείται από επιπλέον εντάσεις, ενώ δεν αστοχούν τα εφελκυσόμενα μεταλλικά στοιχεία αλλά τα υφιστάμενα. Για να αντιμετωπιστεί αυτός ο τρόπος αστοχίας θα πρέπει τα υφιστάμενα στοιχεία να διαθέτουν επαρκή υπεραντοχή. Μεγάλο πλεονέκτημα της μεθόδου είναι η μικρή όχληση που προκαλεί στη λειτουργία της υπό ενίσχυση κατασκευής.

Γενικά, συστήνεται ιδιαίτερη προσοχή στην αποτίμηση της αντοχής, την ανάλυση και την ενίσχυση (όπου χρειάζεται) των υφιστάμενων μελών, αφού συνήθως αυτά είναι τα καθοριστικά για την αστοχία της κατασκευής. Για τον ίδιο λόγο, πρέπει να δίνεται ιδιαίτερη μέριμνα στην επιλογή του είδους και του μεγέθους της ενίσχυσης των πλαισίων. Παράλειψη αυτών των δύο είναι βέβαιο πως θα οδηγήσει σε αντικοινωνικές και μη λειτουργικές λύσεις.

8. ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

	C1				
Στάθμη	1η	A'	0,0031583	$\omega'=(A's/b*d)/(fy/fc)$	0,1466048
Διεύθυνση		B'	0,0069812	$\alpha s=M/V*h$	9,0000000
h(m)	0,2500000	$\xi'y$	0,2965178	bo	0,1920000
b(m)	0,2500000	ϕy	0,0137466	ho	0,1920000
d1 (m)	0,0400000	$\phi'y$	0,0237037	Ao=bo*ho (m2)	0,0368640
d (m)	0,2100000	$\xi y=\xi$ από min($\phi y;\phi'y$)	0,3071860	s	0,2500000
c (m)	0,0250000	My (kNm)	32,5828583	as	0,1217719
Φw	0,0080000	Ls=M/V (m)	2,2500000	an	0,3333333
$\delta 1$	0,1904762	My / Ls (kN)	14,4812704	a=an*as	0,0405906
α	7,2727273	Ac (m2)	0,0525000	ps	0,0016077
N(G+0.3Q)	94,2400000	z=d-d' (m)	0,1700000	θum	0,0637042
v=N/b*d*fc	0,0942400	x=d* ξy (m)	0,0645091	$\theta \pi. \zeta \omega \eta \varsigma$	
N/b*d*fy	0,0044876	$\mu \Delta pl$	5,0000000	1,5* θum	0,0955563
N/(1.8* α *b*d*fc)	0,0085701	ρtot	0,0117284	θ αστοχίας	0,0816885
As	0,0003079	ρw	0,0016077	θ life safety	0,0215478
As'	0,0003079	Vw= $\rho w*bw*z*fyw$ (MN)	0,0150318	$\theta collapse$	0,0353912
Asv	0,0000000	VR1 (kN)	22,5473287		
Asw/s (ένα σκέλος)	0,0002010	av (=0 αν VR1>My/Ls)	0,0000000		
$\rho 1$	0,0058642	θy	0,0138678		
$\rho 2$	0,0058642	db ή ΦL	0,0140000		
ρv	0,0000000	$\theta umpl$	0,0498364		
A	0,0162160	$\omega=(As/b*d)/(fy/fc)$	0,1466048		
B	0,0114688				
ξy	0,3071860				

Σχήμα 21: Υπολογισμός νόμου ροπής – στροφής χορδής (M- θ) για υποστυλώμα με χρήση του προγράμματος Microsoft Excel

9. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Κανονισμός επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ τελικό σχέδιο κειμένου -3
- [2] Φαρδής Ν.Μιχαήλ ‘ Μαθήματα οπλισμένου σκυροδέματος, μέρος Ι ’
- [3] Χρονόπουλος Μ.Π. ΕΟΣ/ΕΜΠ ‘Φοιτητικό συνέδριο επισκευών ενισχύσεων’ , Πάτρα Φεβρουάριος 2009,2010,2011
- [4] Δρίτσος Η.Στέφανος. ‘Επισκευές-Ενισχύσεις κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος’ Πάτρα 2011
- [4] Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000.
- [5] Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος 2000.
- [6] SAP2000 MANUAL
- [7] Νικολοπούλου Βασιλική, Τσουμανίκα Γεωργία ‘Ενίσχυση κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος με μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας.’ 17^ο Φοιτητικό συνέδριο, Πάτρα Φεβρουάριος 2011.
- [8] Ανδρουλιδάκη Κωνσταντίνα ‘Αναβάθμιση πλαισίων οπλισμένου σκυροδέματος με προσθήκη τοιχωμάτων’ Ελληνικό Ανοιχτό Πανεπιστήμιο, Πάτρα Σεπτέμβριος, 2009
- [9] Ψυχάρης Ν. Γιάννης ‘Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας’, Σημειώσεις μαθήματος
- [10] Ευρωκώδικας 3