

NATIONAL TECHNICAL
UNIVERSITY OF ATHENS

SCHOOL OF
CIVIL ENGINEERING

LABORATORY OF
EARTHQUAKE ENGINEERING



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ
ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ
ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ
ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

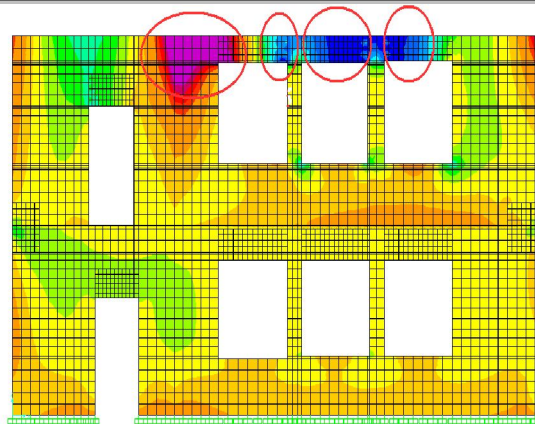
Διπλωματική Εργασία

ΣΟΥΛΙΩΤΗ ΜΑΡΙΝΟΥ

Επιβλέπων

Σπυράκος Κ., Καθηγητής Ε.Μ.Π.

**ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΙΑΚΙΝΔΥΝΕΥΣΗΣ ΚΑΙ
ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ**



**SEISMIC HAZARD ASSESSMENT AND RETROFITTING
OF UNREINFORCED MASONRY BUILDING**

Diploma Thesis by

SOULIOTIS MARINOS

Supervised by

Spyrakos C., NTUA Professor

ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2013 / OCTOBER 2013

Ευχαριστίες...

Ολοκληρώνοντας την εκπόνηση της παρούσας διπλωματικής εργασίας, αισθάνομαι την ανάγκη να ευχαριστήσω όλους εκείνους που συνέβαλλαν στην επίτευξη του στόχου αυτού.

Θα ήθελα να ευχαριστήσω ιδιαίτερα τον καθηγητή Κ. Σπυράκο, για την εμπιστοσύνη που μου έδειξε αναθέτοντάς μου την αυτήν την εργασία, καθώς και για την επίβλεψη, την καθοδήγηση και τον πολύτιμο χρόνο που αφιέρωσε για αυτήν. Οι γνώσεις και η εμπειρία που αποκόμισα από τη συνεργασία μας είναι ιδιαίτερα σημαντικές.

Ευχαριστώ πολύ τους πολιτικούς μηχανικούς Δ. Κοκκινάκο, Δ. Χιώτη, Α. Francioso, τον υποψήφιο διδάκτορα Χ. Μανιατάκη και τον συμφοιτητή και φίλο μου Β. Πολονύφη για την αγαστή συνεργασία μας και τη βοήθεια που μου παρείχαν όποτε χρειάστηκε.

Ευχαριστώ όλο το διδακτικό προσωπικό με το οποίο συνεργάστηκα στην πενταετή παρουσία μου στη σχολή για τις γνώσεις που μου παρέδωσαν.

Ευχαριστώ τους συμπολίτες μου που χρηματοδοτούν την πολύτιμη δωρεάν παιδεία στη χώρα μας, μεταξύ των άλλων και τις σπουδές μου.

Ολοκληρώνοντας, θέλω να ευχαριστήσω περισσότερο απ' όλους την οικογένειά μου για την αγάπη και τη διαρκή στήριξή τους.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ	iii
ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ.....	v
ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ.....	ix
ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ	xiii
ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	xv
ABSTRACT.....	xvii
ZUSAMMENFASSUNG.....	xix

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
-----------------------	----------

1.1 ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΚΑΙ ΕΠΙΣΤΗΜΟΝΙΚΟ ΥΠΟΒΑΘΡΟ	1
1.2 ΣΤΟΧΟΙ ΤΗΣ ΠΑΡΟΥΣΑΣ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ	5
1.3 ΕΥΡΟΣ.....	6
1.4 ΣΧΕΔΙΟ ΑΝΑΠΤΥΞΗΣ	6

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΤΑ ΤΡΙΑ ΕΠΙΠΕΔΑ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗΣ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΙΑΚΙΝΔΥΝΕΥΣΗΣ	7
---	----------

2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ	7
2.2 ΠΟΙΟΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΩΝ ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΩΝ (LV1).....	8
2.3 ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΩΝ ΤΟΠΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΣΜΩΝ ΚΑΤΑΡΡΕΥΣΗΣ ΓΙΑ ΤΑ ΜΑΚΡΟΣΤΟΙΧΕΙΑ (LV2).....	10
2.4 Η ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ (LV3).....	11

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΤΑ ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΙΑ ΤΟ ΠΡΩΤΟ ΕΠΙΠΕΔΟ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗΣ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΙΑΚΙΝΔΥΝΕΥΣΗΣ (LV1)	12
--	-----------

3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ	12
3.2 ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΑΡΑΚΟΛΟΥΘΗΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΔΙΑΤΗΡΗΣΗΣ ΤΗΣ ΠΡΟΣΤΑΤΕΥΟΜΕΝΗΣ ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗΣ ΚΛΗΡΟΝΟΜΙΑΣ.....	13
ΔΟΜΗ ΚΑΙ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΟ ΤΩΝ ΔΕΛΤΙΩΝ ΚΑΤΑΓΡΑΦΗΣ	15
3.3 ΜΕΘΟΔΟΙ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΠΙΤΟΠΟΥ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΤΩΝ ΥΛΙΚΩΝ	24
3.3.1 ΠΕΡΙΛΗΠΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ.....	24
3.3.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΩΝ ΒΑΣΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ ΕΛΕΓΧΟΥ ΕΠΙ ΤΟΠΟΥ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ.....	25

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΙΑΚΙΝΔΥΝΕΥΣΗΣ ΜΕ ΤΑΧΕΙΕΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ (LV1).....	29
---	-----------

4.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ	29
--------------------	----

4.2	ΙΣΤΟΡΙΚΑ ΚΤΙΡΙΑ ΚΑΙ ΜΝΗΜΕΙΑ	29
	ΤΟ ΜΗΧΑΝΙΚΟ ΜΟΝΤΕΛΟ ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΟ ΚΑΙ ΠΡΟΣΑΡΜΟΣΜΕΝΟ ΓΙΑ ΙΣΤΟΡΙΚΑ ΚΤΙΡΙΑ ΚΑΙ ΜΝΗΜΕΙΑ	32
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5		
	ΤΟΠΙΚΟΙ ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ (LV2).....	37
5.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	37
5.2	ΜΟΝΟΣ ΤΟΙΧΟΣ ΧΩΡΙΣ ΠΡΟΣΟΨΗ ΚΑΙ ΠΑΤΩΜΑ	38
5.3	ΜΟΝΟΣ ΤΟΙΧΟΣ ΜΕ ΠΡΟΣΟΨΗ, ΧΩΡΙΣ ΠΑΤΩΜΑ	43
5.4	ΜΟΝΟΣ ΤΟΙΧΟΣ ΜΕ ΠΡΟΣΟΨΗ ΚΑΙ ΠΑΤΩΜΑΤΑ	48
5.5	ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΩΝ ΤΡΙΩΝ ΤΟΙΧΩΝ ΣΤΗΝ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ SLV	57
5.6	ΠΡΟΣΘΕΤΟΙ ΕΛΕΓΧΟΙ ΠΟΥ ΕΠΙΒΑΛΛΕΙ Ο ΝΤΣ 2008 ΓΙΑ ΤΟΙΧΟΥΣ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ ΜΕ ΕΝΤΑΣΗ ΣΤΟ ΕΠΙΠΕΔΟ ΤΟΥΣ	58
5.6.1	ΟΡΘΗ ΚΑΜΨΗ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ	59
5.6.2	ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΜΕ ΔΙΑΓΩΝΙΑ ΡΗΓΜΑΤΩΣΗ	60
5.6.3	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΟΛΙΣΘΗΣΗ	61
5.6.4	ΠΕΡΙΣΤΡΟΦΗ ΤΟΙΧΟΥ ΩΣ ΣΤΕΡΕΟ ΣΩΜΑ	62
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6		
	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ (LV3)	63
6.1	ΓΕΝΙΚΕΣ ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΕΣ ΓΙΑ ΤΟ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟ	63
6.2	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΤΥΠΟΛΟΓΙΑΣ ΚΑΙ ΤΗΣ ΔΟΜΙΚΗΣ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ	64
6.3	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΤΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ SAP2000	68
6.3.1	ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ	69
6.3.2	ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΥΛΙΚΩΝ	70
6.3.3	ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	70
6.3.4	ΦΟΡΤΙΣΤΙΚΟΙ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ	73
6.4	ΜΟΝΤΕΛΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ (ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΚΑΙ ΚΑΤΟΠΙΝ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ)	73
6.5	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ	76
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7		
	ΕΛΕΓΧΟΙ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΕΝΑΝΤΙ ΕΚΤΟΣ ΚΑΙ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΑΣΤΟΧΙΑΣ	82
7.1	ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΩΝ ΕΛΕΓΧΩΝ	82
7.1.1	ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΝΑΝΤΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΕΝΟΣ ΤΟΙΧΟΥ	83
7.1.2	ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΝΑΝΤΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΕΝΟΣ ΔΟΜΙΚΟΥ ΜΕΛΟΥΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ (ΠΕΣΣΟΣ, ΥΠΕΡΘΥΡΟ, ΠΟΔΙΑ)	87
7.1.3	ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΝΑΝΤΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΕΝΟΣ ΔΟΜΙΚΟΥ ΜΕΛΟΥΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ (ΠΕΣΣΟΣ, ΥΠΕΡΘΥΡΟ, ΠΟΔΙΑ)	89
7.1.4	ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΕΝΑΝΤΙ ΘΛΙΨΕΩΣ	90
7.2	ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΩΝ ΕΛΕΓΧΩΝ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΣΤΟ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟ	96

7.2.1	ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	96
7.2.2	ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΟΜΟΓΕΝΟΠΟΙΗΣΗ ΤΟΙΧΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΔΙΑΖΩΜΑΤΟΣ.....	106
7.2.3	ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΟΜΟΓΕΝΟΠΟΙΗΣΗ ΤΟΙΧΩΝ ΚΑΙ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΣΤΗΝ ΚΟΡΥΦΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ	118
7.3	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	121

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8

ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ.....122

8.1	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ ΜΕ ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΠΟΛΥΜΕΡΗ (FRP)	122
8.1.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΑ ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΠΟΛΥΜΕΡΗ: ΓΕΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΚΑΙ ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ.....	122
8.1.2	ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΜΕ ΣΥΝΘΕΤΑ ΥΛΙΚΑ.....	125
8.1.2.1	Σκοπός.....	125
8.1.2.2	Κριτήρια ενισχύσεων με σύνθετα υλικά.....	125
8.1.2.3	Λογική των επεμβάσεων.....	126
8.1.3	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΣΥΝΘΕΤΑ ΥΛΙΚΑ.....	127
8.1.3.1	Υπολογισμός παραμόρφωσης αστοχίας του σύνθετου υλικού.....	127
8.1.3.2	Ενίσχυση τοιχοποιίας με σύνθετα υλικά έναντι αστοχίας εκτός επιπέδου	129
8.1.3.3	Ενίσχυση τοιχοποιίας με σύνθετα υλικά έναντι αστοχίας εντός επιπέδου	133
8.2	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΔΙΑΤΑΞΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΕΛΚΥΣΤΗΡΩΝ	142
8.3	ΣΥΡΡΑΦΗ ΓΩΝΙΩΝ ΤΟΙΧΩΝ	143
8.3.1	ΧΥΤΕΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ.....	143
8.3.2	ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΩΝ.....	143
8.3.3	ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΤΖΙΝΕΤΙΩΝ Ή ΕΛΑΣΜΑΤΩΝ	144
8.4	ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΣΗ Ή ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΔΙΑΖΩΜΑΤΩΝ ΚΑΙ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΟΠΟΙΗΣΗ	144
8.5	ΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΕΠΙΧΡΙΣΜΑΤΑ/ΜΑΝΔΥΕΣ.....	145

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9

ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ ΣΤΗΝ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ.....147

9.1	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΔΙΑΤΑΞΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΕΛΚΥΣΤΗΡΩΝ	147
9.2	ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ FRP	149
9.2.1	ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ: ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΠΕΣΣΟΥ ΕΝΑΝΤΙ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΟΡΘΗΣ ΚΑΜΨΗΣ ΚΑΙ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΜΕ ΠΑΡΑΛΛΗΛΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ	150
9.2.2	ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ: ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΕΡΘΥΡΟΥ ΕΝΑΝΤΙ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΜΕ ΧΙΑΣΤΙ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ	153
9.2.3	ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ: ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΠΕΣΣΟΥ ΕΝΑΝΤΙ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗΣ ΜΕ ΠΑΡΑΛΛΗΛΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ	156
9.2.4	ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΕΛΙΚΩΝ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ ΜΕ ΣΥΝΘΕΤΑ ΥΛΙΚΑ ΣΤΟ ΚΤΙΡΙΟ	157
9.3	ΧΥΤΕΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ.....	159
9.4	ΑΝΑΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΓΩΝΙΩΝ ΜΕ ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΩΝ	159

9.5	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΜΑΝΔΥΕΣ ΑΠΟ Ο/Σ	161
9.6	ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΑΠΟ Ο/Σ ΜΕ FRP	161
9.7	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΕΞΩΣΤΗ ΜΕ ΜΑΝΔΥΕΣ Ο/Σ	162
9.8	ΕΠΙΣΚΕΥΕΣ ΜΙΚΡΩΝ ΒΛΑΒΩΝ ΣΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΠΟ Ο/Σ	163
9.9	ΑΠΟΣΤΡΑΓΓΙΣΤΙΚΑ ΜΕΤΡΑ	163
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 10		
	ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΟΠΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΣΜΩΝ ΑΣΤΟΧΙΑΣ	164
10.1	ΓΕΝΙΚΑ-ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	164
10.2	ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΝΑΝΤΙ ΑΠΛΗΣ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ	165
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 11		
	ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΙΑΚΙΝΔΥΝΕΥΣΗΣ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	
	ΜΕ ΤΑΧΕΙΑ ΜΕΘΟΔΟ (LV1)	170
11.1	ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΡΡΕΥΣΗ	170
11.2	ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ ΑΣΘΕΝΟΥΣ ΑΝΩ ΟΡΟΦΟΥ	173
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 12		
	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ	176
12.1	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΟΝ ΣΕΙΣΜΙΚΟ ΚΙΝΔΥΝΟ ΤΩΝ	
	ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΑΟΠΛΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ	176
12.2	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΑ ΤΡΙΑ ΕΠΙΠΕΔΑ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗΣ ΤΗΣ	
	ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΙΑΚΙΝΔΥΝΕΥΣΗΣ	176
12.3	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΙΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΑΟΠΛΗΣ	
	ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ	177
12.4	ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ	178
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ		179
	ΓΕΝΙΚΗ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	179
	ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ, ΕΓΚΥΚΛΙΟΙ ΚΑΙ ΟΔΗΓΙΕΣ	181
	ΔΙΑΔΙΚΤΥΟ	181
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α – ΣΧΕΔΙΑ ΠΟΛΙΤΙΣΤΙΚΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΚΡΕΜΑΣΤΗΣ		
ΠΡΙΝ ΚΑΙ ΜΕΤΑ ΤΙΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ		
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β - ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΞΥΛΟΣΚΕΠΗΣ ΜΕ ΤΟ		
ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ FEDRA ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ		
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ - ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΕΣ ΓΙΑ ΤΑ ΔΙΑΦΟΡΑ ΕΙΔΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ		
ΚΑΙ ΤΙΣ ΜΗΧΑΝΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΥΣ		
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ – ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ ΚΑΙ ΤΙΜΟΛΟΓΗΣΗ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ		
ΚΑΤΑ ΥΑΣ		

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

- Σχήμα 1.1:** Η εκκλησία Αγία Σοφία ή Παναγία η Οδηγήτρια στη Μονεμβασία, κτισμένος το 12ο αιώνα. Οκταγωνικός τρουλαίος ναός με προκτίσματα στη νότια πλευρά
- Σχήμα 1.2:** Κάστρο του Μυστρά, Λακωνία. Χτισμένο στην υστεροβυζαντινή περίοδο
- Σχήμα 1.3:** Η βίλλα Κλωναρίδη στα Πατήσια, Αθήνα
- Σχήμα 1.4:** Εργασίες αναστήλωσης σε ερειπωμένη εκκλησία
- Σχήμα 3.1:** Δείκτες σεισμικής διακινδύνευσης
- Σχήμα 3.2:** Διαδικασία ελέγχου
- Σχήμα 3.3:** Μέθοδος κρουσιμέτρησης
- Σχήμα 3.4:** Μέθοδος υπερήχων
- Σχήμα 3.5:** Μαγνητική μέθοδος
- Σχήμα 3.6:** Μέθοδος θερμογράφησης
- Σχήματα 4.1, 4.2:** Κτίρια με μεγάλη ύψη, με τύπους τοιχοποιίας διαφορετικής σεισμικής απόκρισης
- Σχήμα 4.3:** Διαχωρισμός της τοιχοποιίας σε πεσσούς, τμήματα κόμβου και τμήματα δοκών (υπερθύρων)
- Σχήμα 5.1:** Κινηματικός μηχανισμός απλού τοίχου εντός επιπέδου
- Σχήμα 5.2:** Δυνάμεις και μοχλοβραχίονες του τοίχου στον κινηματικό μηχανισμό εντός επιπέδου
- Σχήμα 5.3:** Αξονομετρία της τοιχοποιίας του παραδείγματος
- Σχήμα 5.4:** Όψη της τοιχοποιίας του παραδείγματος και προσδιορισμός της γωνίας ασυνέχειας
- Σχήμα 5.5:** Διαδικασία ενεργοποίησης μηχανισμού αστοχίας
- Σχήμα 5.6:** Κινηματικός μηχανισμός για μονό τοίχο με πρόσωση, χωρίς πάτωμα
- Σχήμα 5.7:** Δυνάμεις και μοχλοβραχίονες του κινηματικού μηχανισμού
- Σχήμα 5.8:** Απεικόνιση των στοιχείων που αποτελούν τον μονό τοίχο με πρόσωση και πατώματα
- Σχήμα 5.9:** Ο κινηματικός μηχανισμός του μονού τοίχου με πρόσωση και πατώματα
- Σχήμα 5.10:** Διαστάσεις των τοίχων στον κινηματικό μηχανισμό με πρόσωση και υπερκείμενα πατώματα
- Σχήμα 5.11:** Κινηματικός μηχανισμός του τοίχου με πρόσωση και υπερκείμενα πατώματα: σχήμα με τις δρώσες δυνάμεις
- Σχήμα 5.12:** Τμήματα των πατωμάτων που συμμετέχουν στο μηχανισμό (επιφάνειες επιρροής των δοκών)
- Σχήμα 5.13:** Υπολογισμός του πλάτους του πρίσματος αποκόλλησης για κάθε πάτωμα
- Σχήμα 5.14:** Σχηματισμός ασυνεχειών στην περιοχή των δοκών
- Σχήμα 5.15:** Κάτοψη των τοίχων και των δοκών με τις επιφάνειες επιρροής τους
- Σχήμα 5.16:** Οι επιταχύνσεις ενεργοποίησης των κινηματικών μηχανισμών για κάθε περίπτωση

- Σχήμα 5.17:** Εντατική κατάσταση της βάσης του τοίχου κατά την κατάσταση αστοχίας σε ορθή κάμψη
- Σχήμα 5.18:** Μορφή αστοχίας τοίχου σε ορθή κάμψη εντός επιπέδου
- Σχήμα 5.19:** Επιπτώσεις της ανακυκλιζόμενης σεισμικής φόρτισης σε έναν τοίχο
- Σχήμα 5.20:** Κατάσταση αστοχίας ενός τοίχου λόγω διατμητικής ολίσθησης
- Σχήμα 5.21:** Κατανομή των θλιπτικών τάσεων επί της επιφάνειας ολίσθησης
- Σχήμα 5.22:** Κατάσταση αστοχίας λόγω περιστροφής ολόκληρου του τοίχου σαν άκαμπτο σώμα
-
- Σχήμα 6.1:** Μπροστινή όψη του υπό μελέτη κτιρίου, όπως αυτό φαίνεται από την είσοδο του σχολικού συγκροτήματος
- Σχήμα 6.2:** Εντοιχισμένη μαρμαρίνη πλακέτα στον εξωτερικό τοίχο, όπου αναγράφονται τα ονόματα των ευεργετών και το έτος αποπεράτωσης της κατασκευής
- Σχήμα 6.3:** Αρμός μεταξύ των γειτονικών κτιρίων
- Σχήμα 6.4:** Δοκός από οπλ. σκυρόδεμα και αρμός
- Σχήματα 6.5, 6.6:** Πίσω όψη του κτιρίου
- Σχήμα 6.7:** Πρέκι παραθύρου της πίσω όψης
- Σχήμα 6.8:** Σύνδεση εγκάρσιων τοίχων
- Σχήμα 6.9:** Μορφή λιθοδομής
- Σχήμα 6.10:** Εκσκαφή θεμελίου
- Σχήμα 6.11:** Άποψη ξυλοσκεπής
- Σχήμα 6.12:** Εξωτερική όψη σκεπής (κεραμίδια)
- Σχήμα 6.13:** Πλάγια όψη - αποσαθρωμένοι ακρογωνιαίοι λίθοι
- Σχήμα 6.14:** Κάτω παρειά εξωτερικής σκάλας – απώλεια επικάλυψης - διάβρωση οπλισμών
- Σχήμα 6.15:** Δοκοί και υποστυλώματα εξώστη – σημαντικές βλάβες
- Σχήμα 6.16:** Ανερχόμενη υγρασία σε εσωτερικό τοίχο του υπογείου
- Σχήμα 6.17:** Το δομικό μοντέλο του υφιστάμενου κτιρίου στο πρόγραμμα SAP2000 σε 3D μορφή (extrude view)
- Σχήμα 6.18:** Επίλυση πλάκας Π1 με τη μέθοδο Cherny
- Σχήμα 6.19:** Επίλυση πλάκας Π2 με τη μέθοδο Cherny
- Σχήμα 6.20:** Δομικό μοντέλο του κτιρίου μετά τις ενισχύσεις στο SAP2000 (extrude view)
- Σχήμα 6.21:** Καμπτική αστοχία τοίχου εκτός επιπέδου με επίπεδο αστοχίας παράλληλο και κάθετο προς τους οριζόντιους αρμούς αντίστοιχα
-
- Σχήματα 7.1, 7.2:** Αστοχία τοίχου λόγω απλής ανατροπής
- Σχήμα 7.3:** Μηχανισμός αστοχίας από απλή ανατροπή ενός τοίχου
- Σχήμα 7.4:** Μηχανισμός κατακόρυφης καμπτικής αστοχίας ενός τοίχου
- Σχήμα 7.5:** Μηχανισμός οριζόντιας καμπτικής αστοχίας ενός τοίχου
- Σχήμα 7.6:** Αστοχία τοίχου σε ορθή κάμψη εντός επιπέδου
- Σχήμα 7.7:** Εντατική κατάσταση της βάσης του τοίχου κατά την κατάσταση αστοχίας σε ορθή κάμψη
- Σχήμα 7.8:** Τρεις μορφές αστοχίας τοίχου με φόρτιση στο επίπεδό του
- Σχήμα 7.9:** Παραμορφωμένος φορέας της 1^{ης} περίπτωσης για τον συνδυασμό 8
- Σχήμα 7.10:** Κρίσιμο τμήμα πρόσοψης ισογείου για απλή ανατροπή
- Σχήμα 7.11:** Ονομασία δομικών στοιχείων πρόσοψης
- Σχήμα 7.12:** Πεσσός Π1 και εντατικά μεγέθη σχεδιασμού
- Σχήμα 7.13:** Υπέρθυρο Υ2 και εντατικά μεγέθη σχεδιασμού

- Σχήμα 7.14:** Κατανομή οριζόντιας αξονικής δύναμης F11 για το συνδυασμό 4
- Σχήμα 7.15:** Ροπή M11 στην πρόσοψη του κτιρίου για τον συνδυασμό 5
- Σχήμα 7.16:** Παραμορφωμένος φορέας 2^{ης} περίπτωσης για τον συνδυασμό 8
- Σχήμα 7.17:** Ονομασία δομικών στοιχείων πλάγιας και πίσω όψης
- Σχήμα 7.18:** Κατανομή κατακόρυφης αξονικής δύναμης F22 για το συνδυασμό 3
- Σχήμα 7.19:** Κατανομή οριζόντιας αξονικής δύναμης F11 στην πρόσοψη για τον συνδυασμό 1
- Σχήμα 7.20:** Κατανομή οριζόντιας αξονικής δύναμης F11 στην πλάγια όψη για τον συνδυασμό 6
- Σχήμα 7.21:** Κατανομή καμπτικής ροπής M11 για το συνδυασμό 5
- Σχήμα 7.22:** Κατανομή καμπτικής ροπής M11 για το συνδυασμό 7
- Σχήμα 7.23:** Αποτελέσματα ελέγχου πεσσών έναντι εντός επιπέδου κάμψης για την 2^η περίπτωση
- Σχήμα 7.24:** Αποτελέσματα ελέγχου πεσσών έναντι διάτμησης για την 2^η περίπτωση
- Σχήμα 7.25:** Αποτελέσματα ελέγχου πεσσών έναντι εκτός επιπέδου κάμψης για την 2^η περίπτωση
- Σχήμα 7.26:** Παραμορφωμένος φορέας 3^{ης} περίπτωσης για τον συνδυασμό 5
-
- Σχήμα 8.1:** Μοριακή δομή σύνθετου υλικού
- Σχήμα 8.2:** Διάγραμμα ισχύος δεσμών-θερμοκρασίας
- Σχήμα 8.3:** Γενικοί τύποι σύνθετων υλικών ινών
- Σχήμα 8.4:** Τύποι σύνθετων υλικών ινών
- Σχήματα 8.5, 8.6:** Συνήθεις μορφές σύνθετων υλικών για χρήση στις κατασκευές
- Σχήμα 8.7:** Συγκριτικά διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων για διάφορα υλικά
- Σχήμα 8.8:** Παραδείγματα μηχανικών χαρακτηριστικών σύνθετων υλικών
- Σχήμα 8.9:** Παραδείγματα εφαρμογών ενίσχυσης τοιχοποιίας με σύνθετα υλικά
- Σχήμα 8.10:** Διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων τοιχοποιίας
- Σχήμα 8.11:** Απλή ανατροπή τοίχου
- Σχήμα 8.12:** Μέθοδος ενίσχυσης τοίχου με σύνθετα υλικά έναντι ανατροπής
- Σχήμα 8.13:** Μορφή ενίσχυσης τοίχου έναντι κατακόρυφης καμπτικής αστοχίας
- Σχήμα 8.14:** Τομή τοιχοποιίας και ενίσχυσης στην εξεταζόμενη διατομή
- Σχήμα 8.15:** Διαγράμματα τάσεων και παραμορφώσεων για τις περιπτώσεις αστοχίας της τοιχοποιίας και της ενίσχυσης, αντίστοιχα
- Σχήμα 8.16:** Μορφή διατμητικής ενίσχυσης πεσσού και διατμητική λειτουργία του πεσσού
- Σχήμα 8.17:** Το ιδεατό δικτύωμα που αναπτύσσεται στον ενισχυμένο πεσσο που καταπονείται διατμητικά
- Σχήματα 8.18, 8.19:** Οι δύο πιθανοί τύποι δικτυώματος
- Σχήμα 8.20:** Διάγραμμα ροής για την ενίσχυση στοιχείων από τοιχοποιία με σύνθετα υλικά
- Σχήμα 8.21:** Σύνδεση αποκολλημένων τοίχων με μεταλλικούς ελκυστήρες. (Συντακτική Επιτροπή ΕΜΠ, 1978)
- Σχήμα 8.22:** Οριζόντια τομής συρραφής με χύτευση υποστρώματος. (Συντακτική Επιτροπή ΕΜΠ, 1978)
- Σχήμα 8.23:** Συρραφή γωνίας τοίχων με λιθοσώματα. (Συντακτική Επιτροπή ΕΜΠ, 1978)
- Σχήμα 8.24:** Συρραφή (α) με τζινέτια και (β) με ελάσματα (Συντακτική Επιτροπή ΕΜΠ, 1978)

- Σχήμα 8.25:** Μεταλλικό διάζωμα (α) και διάζωμα οπλισμένου σκυροδέματος (β) (Συντακτική Επιτροπή ΕΜΠ, 1978)
- Σχήμα 8.26:** Σύνδεση εγκάρσιων (στους τοίχους) στοιχείων με τα διαζώματα (Συντακτική Επιτροπή ΕΜΠ, 1978)
- Σχήματα 9.1, 9.2:** Κάτοψη διάταξης ελκυστήρων στις στάθμες του υπογείου και του ισογείου
- Σχήμα 9.3:** Απεικόνιση διάταξης ελκυστήρων στην πλάγια όψη
- Σχήματα 9.4, 9.5, 9.6:** Διάταξη ενισχύσεων από σύνθετο υλικό έναντι εντός επιπέδου ορθής κάμψης στον πεσσό Π13
- Σχήμα 9.7:** Διάταξη ενισχύσεων στο υπέρθυρο Υ9
- Σχήμα 9.8:** Απεικόνιση των ενισχύσεων από FRP στην πρόσοψη
- Σχήμα 9.9:** Απεικόνιση των ενισχύσεων από FRP στην πλάγια όψη
- Σχήμα 9.10:** Απεικόνιση των ενισχύσεων από FRP στην πίσω όψη
- Σχήμα 9.11:** Απεικόνιση των ενισχύσεων από FRP στους πεσσούς Π8, Π9 της πρόσοψης
- Σχήμα 9.12:** Επεμβάσεις στις γωνίες των εξωτερικών τοίχων στη στάθμη του υπογείου
- Σχήμα 9.13:** Επεμβάσεις στις γωνίες των εξωτερικών τοίχων στη στάθμη του ισογείου
- Σχήμα 9.14:** Λεπτομέρεια χύτευσης γωνιακού υποστυλώματος
- Σχήματα 9.15, 9.16:** Διάταξη ενισχύσεων FRP στις πλάκες του ισογείου
- Σχήματα 9.17, 9.18:** Υποστύλωμα πριν και μετά την κατασκευή μανδύα από ο/σ
- Σχήμα 10.1:** Δομικό προσομοίωμα της κατασκευής στο πρόγραμμα PCM
- Σχήμα 10.2:** Σεισμικές μάζες πατωμάτων
- Σχήμα 10.3:** Πιθανοί μηχανισμοί αστοχίας με απλή ανατροπή
- Σχήμα 10.4:** Μηχανισμοί αστοχίας απλής ανατροπής στην πλάγια όψη (υφιστάμενη κατασκευή)
- Σχήμα 10.5:** Μηχανισμοί αστοχίας απλής ανατροπής στην πλάγια όψη (με χρήση ελκυστήρων)
- Σχήμα 10.6:** Μηχανισμοί αστοχίας απλής ανατροπής στην πίσω όψη (υφιστάμενη κατασκευή)
- Σχήμα 10.7:** Μηχανισμοί αστοχίας απλής ανατροπής στην πίσω όψη (με χρήση ελκυστήρων)
- Σχήμα 10.8:** Μηχανισμοί αστοχίας απλής ανατροπής στην πλάγια όψη (με ομογενοποίηση μάζας και σύνδεση εγκάρσιων τοίχων)
- Σχήμα 10.9:** Μηχανισμοί αστοχίας απλής ανατροπής στην πίσω όψη (με ομογενοποίηση μάζας και σύνδεση εγκάρσιων τοίχων)
- Σχήμα 11.1:** Υπολογισμός συντεταγμένης Y_{KD} του κέντρου δυσκαμψίας

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πίνακας 3.1: Σχηματική παρουσίαση της ταχείας μεθόδου LV1

Πίνακας 3.2: Δελτίο καταγραφής Α

Πίνακας 3.3: Δελτίο καταγραφής Β

Πίνακας 3.4: Δελτίο καταγραφής Γ

Πίνακας 3.5: Δελτίο καταγραφής Δ

Πίνακας 3.6: Μέθοδοι ελέγχου κατασκευών από τοιχοποιία

Πίνακας 5.1: Πολλαπλασιαστές για απλό τοίχο

Πίνακας 5.2: Πολλαπλασιαστές για μονό τοίχο με πρόσοψη

Πίνακας 5.3: Δυνάμεις αντίστασης και ανατροπής λόγω των δύο πατωμάτων

Πίνακας 5.4: Ροπές ανατροπής των διάφορων στοιχείων που συμμετέχουν στο μηχανισμό

Πίνακας 5.5: Ροπές αντίστασης λόγω μορφής των διάφορων στοιχείων που συμμετέχουν στο μηχανισμό

Πίνακας 5.6: Ροπές αντίστασης λόγω τριβής των διάφορων στοιχείων που συμμετέχουν στο μηχανισμό

Πίνακας 5.7: Πολλαπλασιαστές για μονό τοίχο με πρόσοψη

Πίνακας 7.1: Ιδιομορφικά στοιχεία για την 1^η περίπτωση

Πίνακας 7.2: Έλεγχος πρόσοψης έναντι απλής ανατροπής

Πίνακας 7.3: Εντατικά μεγέθη στην κορυφή του πεσσού Π1 για τους φορτιστικούς συνδυασμούς σχεδιασμού

Πίνακας 7.4: Έλεγχος πεσσών υφιστάμενης κατασκευής σε εντός επιπέδου ορθή κάμψη

Πίνακας 7.5: Έλεγχος πεσσών υφιστάμενης κατασκευής σε διάτμηση

Πίνακας 7.6: Κατακόρυφη αξονική και εκτός επιπέδου ροπή για τον πεσσό Π1 από το SAP2000

Πίνακας 7.7: Έλεγχος πεσσών υφιστάμενης κατασκευής σε εκτός επιπέδου ορθή κάμψη

Πίνακας 7.8: Ιδιομορφικά στοιχεία για την 2^η περίπτωση

Πίνακας 7.9: Έλεγχος πεσσών σε εντός επιπέδου ορθή κάμψη για την 2^η περίπτωση

Πίνακας 7.10: Έλεγχος πεσσών σε εντός επιπέδου διάτμηση για την 2^η περίπτωση

Πίνακας 7.11: Εντατικά μεγέθη υπέρθυρων και ποδιών για την 2^η περίπτωση

Πίνακας 7.12: Έλεγχος πεσσών σε εκτός επιπέδου ορθή κάμψη για την 2^η περίπτωση

Πίνακας 7.13: Ιδιομορφικά στοιχεία για την 3^η περίπτωση

Πίνακας 7.14: Έλεγχος πεσσών σε εκτός επιπέδου ορθή κάμψη για την 3^η περίπτωση

Πίνακας 7.15: Έλεγχος πεσσών σε διάτμηση για την 3^η περίπτωση

Πίνακας 7.16: Έλεγχος πεσσών σε εκτός επιπέδου ορθή κάμψη για την 3^η περίπτωση

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως στόχο να παρουσιάσει μια μεθοδολογία για την αποτίμηση της σεισμικής διακινδύνευσης και την εφαρμογή ενισχύσεων σε κατασκευές από άοπλη φέρουσα τοιχοποιία. Η μεθοδολογία αυτή θα εφαρμοστεί στη μελέτη μίας υφιστάμενης κατασκευής, η οποία μάλιστα είναι η πρώτη κατασκευή από φέρουσα τοιχοποιία στον ελλαδικό χώρο που θα ενισχυθεί με τη χρήση σύνθετων υλικών.

Σε πολλές χώρες του κόσμου υπάρχει ένας αξιόλογος αριθμός κτιρίων από τοιχοποιία με ιδιαίτερη πολιτιστική και ιστορική αξία, τα οποία για τον λόγο αυτό πρέπει να προστατευτούν. Η υψηλή ευπάθεια των κατασκευών από άοπλη τοιχοποιία έναντι σεισμών, η οποία αποδεικνύεται από το πλήθος των κτιρίων που παρουσιάζουν σημαντικές βλάβες και καταρρεύσεις σε σημαντικά σεισμικά γεγονότα, δημιουργεί την ανάγκη για την ανάπτυξη ενός πλαισίου για την προστασία των κατασκευών αυτών με στόχο την προστασία της ανθρώπινης ζωής και της πολιτιστικής κληρονομιάς. Επιπλέον, η τοιχοποιία αποτελεί ακόμα και στη σύγχρονη εποχή ένα βασικό δομικό υλικό, λόγω του χαμηλού κόστους και της ευκολίας στην κατασκευή.

Η διπλωματική εργασία διαρθρώνεται σε δύο κύριες ενότητες:

- Αποτίμηση της σεισμικής διακινδύνευσης της κατασκευής
- Καθορισμός και εφαρμογή των απαιτούμενων ενισχύσεων στην κατασκευή

Οι δύο αυτές ενότητες εκτείνονται σε δώδεκα επιμέρους κεφάλαια.

Αρχικά παρουσιάζονται κάποια εισαγωγικά στοιχεία για τη φέρουσα τοιχοποιία και τις επεμβάσεις (Κεφάλαιο 1). Έπειτα παρουσιάζονται συνοπτικά τρία διαφορετικά επίπεδα αξιολόγησης της σεισμικής διακινδύνευσης LV1 - LV2 - LV3 (Κεφάλαιο 2). Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα απαιτούμενα στοιχεία για τη διενέργεια του επιπέδου ελέγχου LV1 (ταχεία αποτίμηση) και το απλοποιημένο μηχανικό μοντέλο που προτείνεται στα πλαίσια του επιπέδου LV1. (Κεφάλαια 3 και 4 αντίστοιχα)

Ακολουθεί η παρουσίαση τριών χαρακτηριστικών περιπτώσεων τοπικών μηχανισμών αστοχίας (κινηματική ανάλυση), οι οποίοι αντιστοιχούν στο επίπεδο ελέγχου LV2 (Κεφάλαιο 5).

Στα Κεφάλαια 6 και 7 περιγράφεται η προσομοίωση του υπό μελέτη κτιρίου με χρήση του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων SAP2000 (LV3), και διενεργούνται οι απαραίτητοι έλεγχοι για τρεις διαφορετικές περιπτώσεις: (α) υφιστάμενη κατασκευή, (β) κατασκευή με ομογενοποίηση μάζας και περιμετρικό διάζωμα στην κορυφή, (γ) κατασκευή με ομογενοποίηση μάζας και διάφραγμα στην κορυφή.

Στο Κεφάλαιο 8 παρουσιάζονται οι κυριότερες μέθοδοι ενίσχυσης κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία με ιδιαίτερη έμφαση στην ενίσχυση με σύνθετα υλικά (FRP). Έπειτα με βάση τα αποτελέσματα των ελέγχων του Κεφαλαίου 7 για την περίπτωση (β) (περίπτωση εφαρμογής) θα καθοριστούν και θα παρουσιαστούν τα περαιτέρω μέτρα ενίσχυσης που απαιτούνται για τη συγκεκριμένη κατασκευή (ελκυστήρες, λωρίδες FRP, μανδύες από Ο/Σ, χύτευση υποστυλωμάτων στις γωνίες, κá.), με αντίστοιχη αριθμητική επίλυση για κάθε χαρακτηριστική περίπτωση ενίσχυσης (Κεφάλαιο 9).

Πραγματοποιείται κινηματική ανάλυση με τη χρήση του προγράμματος Aedes PCM στις προσόψεις του κτιρίου για τον έλεγχο αστοχιών εκτός επιπέδου για τις περιπτώσεις: (α) υφιστάμενη κατασκευή, (β) κατασκευή μετά από τοποθέτηση ελκυστήρων, (γ) κατασκευή με ισχυρή σύνδεση μεταξύ εγκάρσιων τοίχων (Κεφάλαιο 10).

Στο Κεφάλαιο 11 γίνεται εφαρμογή του απλοποιημένου μηχανικού μοντέλου του επιπέδου LV1 που παρουσιάστηκε στο Κεφάλαιο 4 στην υπό μελέτη κατασκευή.

Τέλος, στο Κεφάλαιο 12 διατυπώνονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από την εργασία αυτή, καθώς και προτάσεις για περαιτέρω εργασίες ή έρευνα σχετική με το θέμα.

Στο Παράρτημα Α παρατίθενται τα σχέδια της υφιστάμενης κατασκευής και τα σχέδια των ενισχύσεων.

Στο Παράρτημα Β παρουσιάζεται ο έλεγχος της υφιστάμενης ξυλοσκεπής κατά τους Ευρωκώδικες, με χρήση του προγράμματος FEDRA.

Στο Παράρτημα Γ παρέχονται πληροφορίες για τα διάφορα είδη και τους τύπους δόμησης της φέρουσας τοιχοποιίας.

Στο Παράρτημα Δ γίνεται προμέτρηση των επεμβάσεων και τιμολόγησή τους κατά τα τιμολόγια της Υπηρεσίας Αποκατάστασης Σεισμοπλήκτων (ΥΑΣ).

ABSTRACT

This diploma thesis aims to present a methodology for the assessment of seismic hazard and retrofitting of unreinforced masonry. This methodology will be applied to the study of an existing structure, which indeed is the first masonry building in Greece to be retrofitted with the use of composite materials.

In many countries there is a considerable number of masonry buildings with particular cultural and historical value, which therefore must be protected. The high vulnerability of unreinforced masonry structures under seismic loads, as evidenced by the number of buildings that have exhibited significant damage or collapse in major seismic events, demonstrates the need to develop a framework to study the seismic behavior of these structures in order to protect human life and heritage. Moreover, masonry is still in modern times a basic structural material because of its low cost and ease of manufacture.

The thesis is divided into two main sections:

- Assessment of seismic hazard of the construction
- Definiment and implementation of the required retrofitting

These two main sections are elaborated in twelve chapters.

Initially, some basic information about masonry and interventions is given (Chapter 1). After a brief presentation of the three different levels of seismic risk assessment LV1 - LV2 - LV3 (Chapter 2), the information tables required to perform the level of assessment LV1 (rapid assessment) is given and the simplified mechanical model proposed in the context of the level LV1 is presented. (Chapters 3 and 4 respectively).

Consequently follows the presentation of three illustrative cases of local failure mechanisms (kinematic analysis), which correspond to the assessment level LV2 (Chapter 5).

In Chapters 6 and 7 the modelling and analysis of a selected building using the finite element analysis program SAP2000 is described (LV3). Analysis is performed for three different cases: (a) existing structure, (b) structure with homogenization of the masonry walls and a reinforced concrete beam at the top, (c) structure with homogenization of the masonry walls and diaphragm at the top slab.

Chapter 8 presents the main methods of strengthening URM buildings with particular emphasis on strengthening with the use of composites (FRP). Then based on the results of Chapter 7, case (b) (case of application), further retrofitting required to reduce the seismic hazard of this structure (tie rods, FRP stripes, cloaks of R/C, casting columns at the corners and others.), is presented, as well as a numerical analysis for each typical case of intervention (Chapter 9).

Kinematic analysis is performed using the Aedes PCM engineering software on facades of the building to assess out-of-plane failures for the cases of: (a) existing structure, (b) structure after installation of tie rods and (c) structure with a strong connection between transversal walls (Chapter 10).

Chapter 11 presents the application of the simplified mechanic model of level LV1, presented in Chapter 4, for the examined structure.

Finally, in Chapter 12 the conclusions of this work and suggestions for further work or investigation related to this topic are articulated.

Appendix A contains the plans of the selected building and the retrofitting.

In Appendix B the analysis of the existing wooden roof according to the Eurocodes, using the FEDRA software is presented.

Appendix C contains some information about the different types of masonry walls.

In Appendix D the quantities and the cost for the retrofit works according to the National Earthquake Rehabilitation Service are estimated.

ZUSAMMENFASSUNG

Ziel dieser Diplomarbeit ist es, eine Methodik zur Beurteilung der seismischen Gefährdung und Nachrüstung von unbewehrtem Mauerwerk präsentieren. Diese Methodik wird auf die Studie von einer bestehenden Struktur, die in der Tat ist der erste ziegelmauergebäude in Griechenland mit dem Einsatz von Verbundwerkstoffen nachgerüstet werden angewendet werden.

In vielen Ländern gibt es eine beträchtliche Anzahl von Mauerwerk mit besonderen kulturellen und historischen Wert, die daher geschützt werden müssen. Darüber hinaus ist das Mauerwerk noch in der heutigen Zeit eine grundlegende strukturelle Material wegen seiner geringen Kosten und der einfachen Herstellung. Die hohe Anfälligkeit der unbewehrtes Mauerwerk gegen Erdbeben, als durch die Anzahl der Gebäude, die erhebliche Schäden oder Zusammenbruch in großen seismische Ereignisse haben bewiesen, schafft die Notwendigkeit, einen Rahmen für den Schutz dieser Strukturen zu entwickeln, um das menschliche Leben und Erbe zu schützen.

Die Arbeit ist in zwei Hauptbereiche unterteilt:

- Beurteilung der seismischen Gefährdung der Konstruktion
- Bestimmung und Umsetzung der erforderlichen Nachrüstung

Diese beiden Hauptbereiche umfassen bis zwölf Kapiteln.

Zunächst wird einige grundlegende Informationen über Mauerwerk und Interventionen vorgestellt (Kapitel 1). Nach einer Zusammenfassung der drei verschiedenen Ebenen der Beurteilung der seismischen Gefährdung LV1 - LV2 - LV3 (Kapitel 2), wird die Information Tabellen erforderlich, um die Ebene der Bewertung LV1 (schnelle Beurteilung) durchführen gegeben und die vereinfachten mechanischen Modell im Kontext der Ebene vorgeschlagen LV1 dargestellt. (Kapitel 3 und 4 bzw.).

Als nächstes kommt die Präsentation von drei beispielhaften Fällen von lokalen Versagensmechanismen (kinematische Analyse), die für die Beurteilung Ebene LV2 (Kapitel 5) entsprechen.

In den Kapiteln 6 und 7 die Simulation des untersuchten Gebäudes mit Hilfe der Finite-Elemente-Analyse-Programm SAP2000 beschrieben (LV3) und die notwendigen Kontrollen für drei verschiedene Fälle durchgeführt werden: (a) bestehende Struktur, (b) Struktur mit Homogenisierung der Mauerwerkswänden Masse mit Fugenmörtel und Umfang Beton Ring an der Spitze, (c) Struktur mit Homogenisierung der Mauerwerkswänden Masse mit Fugenmörtel und Membran an der Spitze.

Kapitel 8 stellt die wichtigsten Methoden der Stärkung unbewehrtem Mauerwerk Gebäuden mit besonderem Schwerpunkt auf die Stärkung der mit der Verwendung von Verbundwerkstoffen (FRP). Dann über die Ergebnisse der Kontrollen von Kapitel 7 bezogen (b) (Fall der Anwendung), die weitere Nachrüstung re erforderlich, um die seismische Gefährdung für diese Produktion (Spurstangen, FRP Streifen, Umhänge von R / C, Gießen reduzieren Säulen an den Ecken und andere.) ermittelt und dargestellt werden, sowie eine numerische Lösung für jeden typischen Fall der Nachrüstung (Kapitel 9).

Kinematische Analyse erfolgt mit dem Aedes PCM Engineering Software auf Fassaden des Gebäudes für die Überprüfung von Out-of-Plane-Ausfälle für die Fälle: (a) bestehende Struktur, (b) Struktur nach der Installation von Spurstangen, (c) Struktur mit einer starken Verbindung zwischen Querwände (Kapitel 10).

Kapitel 11 stellt die Anwendung des vereinfachten mechanischen Modell der Ebene LV1, in Kapitel 4, bei der untersuchten Struktur vorgestellt.

Schließlich wird in Kapitel 12 die Ergebnisse dieser Arbeit und Anregungen für die weitere Arbeit oder Untersuchung im Zusammenhang mit diesem Thema angelenkt sind.

Anhang A enthält die Zeichnungen der Konstruktion und der Nachrüstung.

In Anhang B wird der Überprüfung der bestehenden Holzdach nach den Eurocodes, mit dem FEDRA Software vorgestellt.

Anhang C enthält Informationen über die verschiedenen Arten von Mauerwerk.

In Anhang D sind die Mengen und die Preise für die Nachrüstung nach dem Griechischen Erdbeben Sanierung Dienst geschätzt.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΚΑΙ ΕΠΙΣΤΗΜΟΝΙΚΟ ΥΠΟΒΑΘΡΟ

Λίγα λόγια για την τοιχοποιία

Το πλέον διαδεδομένο **δομικό υλικό** ανά τον κόσμο έως τα τέλη του 19^{ου} αιώνα ήταν η **τοιχοποιία**. Από τις κατασκευές με ωμή λάσπη ή τεράστιους ογκόλιθους της αρχαιότητας, μέχρι τους μεγαλοπρεπείς καθεδρικούς ναούς της δυτικής Ευρώπης, υπάρχει μια τεράστια ποικιλία κατασκευών από τοιχοποιία, σε όλες τις μορφές της.

Παρόλο που η φέρουσα τοιχοποιία αντικαταστάθηκε από το οπλισμένο σκυρόδεμα από τις αρχές του 20^{ου} αιώνα, τα τελευταία χρόνια ανακαλύπτονται ξανά τα πλεονεκτήματα των κατασκευών από τοιχοποιία. Επιπλέον, εκτιμάται ότι στη σημερινή εποχή περίπου το 30% του παγκόσμιου πληθυσμού ζει σε σπίτια από φέρουσα τοιχοποιία κατασκευασμένη από φυσικούς λίθους.

Τα σημαντικότερα πλεονεκτήματα της τοιχοποιίας ως δομικό υλικό είναι:

- **Μεγάλη θλιπτική αντοχή**, ικανότητα για ανάληψη μεγάλων κατακόρυφων φορτίων.
- **Μεγάλη ανθεκτικότητα** στο χρόνο. Μια σωστά σχεδιασμένη και κατασκευασμένη με υλικά καλής ποιότητας κατασκευή από τοιχοποιία μπορεί να έχει διάρκεια ζωής πάνω από 500 έτη, σε σχέση με τα 30-100 έτη που αποτελούν τη συνήθη διάρκεια ζωής των κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα και δομικό χάλυβα.
- **Αισθητική υπεροχή**. Δυνατότητα δημιουργίας κατασκευών εξαιρετικής αισθητικής. Απόδειξη τα αμέτρητα κτίρια-κομψοτεχνήματα που έχει δημιουργήσει ο άνθρωπος ανά τους αιώνες.
- Μεγάλη θερμοχωρητικότητα που προσφέρει **θερμομόνωση** και **πυραφάλεια**.
- Δυνατότητα διατήρησης «εμφανούς» της πέτρας στις όψεις του κτιρίου συνεπάγεται **μειωμένο κόστος συντήρησης**, αφού δεν απαιτούνται βαψίματα.

Στην Ελλάδα τα κτίρια με φέροντα οργανισμό από τοιχοποιία αποτελούν ένα πολύ σημαντικό μέρος του δομημένου πλούτου. Ιδιαίτερα στην επαρχία το μεγαλύτερο ποσοστό των κτιρίων είναι από τοιχοποιία. Στις μεγάλες πόλεις της Ελλάδας υπάρχουν αρκετά παλιά αρχοντικά, εργοστάσια με ιδιαίτερο αρχιτεκτονικό χαρακτήρα, κατασκευές ιδιαίτερης ιστορικής σημασίας (διατηρητέα κτίρια) και μνημεία. Η προστασία και το πλαίσιο επεμβάσεων των μνημείων καθορίζεται από ειδικό καθεστώς αρχών, σε διεθνές επίπεδο (πχ. συνθήκη UNESCO).



Σχήμα 1.1: Η εκκλησία Αγία Σοφία ή Παναγία η Οδηγήτρια στη Μο-
νεμβασιά, κτισμένος το 12ο αιώνα. Οκταγωνικός τρουλαίος ναός με
προκτίσματα στη νότια πλευρά

Τα διατηρητέα προστατεύονται από ειδικές διατάξεις και εντάσσονται συχνά σε προστατευόμενες περιοχές. Για τα κτίρια αυτά υπάρχει επίσης ειδικό πλαίσιο αρχών και διακηρύξεων, το οποίο εξασφαλίζει την προστασία και τη διατήρηση των ιδιαίτε-
ρων χαρακτηριστικών τους (νόμος 2831/2000, άρθρο 4).



Σχήμα 1.2: Κάστρο του Μυστρά, Λακωνία. Χτισμένο στην υστε-
ροβυζαντινή περίοδο

Παρόλα αυτά, και οι δύο προαναφερθείσες κατηγορίες αποτελούν μικρό ποσοστό του συνολικού δομικού πλούτου της χώρας σε κτίρια από τοιχοποιία. Το υπόλοιπο ποσοστό δεν εντάσσεται σε κάποια κατηγορία και κατά συνέπεια δεν προστατεύεται από τις ανάλογες διατάξεις. Είναι λοιπόν σαφές ότι η ευθύνη για τη σωστή αντιμετώπιση των επεμβάσεων και για την προστασία των κτιρίων αυτών ανήκει αποκλειστικά στον εκάστοτε μελετητή, σε συνάρτηση πάντα και με τον οικονομικό παράγοντα, ο οποίος σε κάποιες χρονικές περιόδους είναι και ο κρισιμότερος.



Σχήμα 1.3: Η βίλλα Κλωναρίδη στα Πατήσια, Αθήνα

Η μεγάλη σεισμικότητα της Ελλάδας (η μεγαλύτερη στην Ευρώπη) αποτελεί πρόκληση για τον μηχανικό που ασχολείται με την τοιχοποιία, αφού αποτελεί τον κρισιμότερο παράγοντα που καθορίζει τις απαιτήσεις για φέρουσα ικανότητα στις κατασκευές. Η πλειοψηφία των περιοχών στην υδρόγειο που συνδυάζουν σημαντικό αριθμό κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία (ιδιαίτερα πολιτιστικής κληρονομιάς) και υψηλή σεισμικότητα βρίσκεται στις μεσογειακές χώρες της Ευρώπης, και ιδιαίτερα στην Ιταλία και στην Ελλάδα.

Σε κάθε μεσαίου ή μεγάλου μεγέθους σεισμό, στον Ελλαδικό χώρο αλλά και παγκόσμια, διαπιστώνεται η υψηλή ευπάθεια των κτισμάτων από φέρουσα τοιχοποιία. Η αδυναμία αυτή μπορεί να αποδοθεί σε μία σειρά από λόγους όπως:

- Η **ψαθυρότητα** της άοπλης τοιχοποιίας.
- Η **ανεπαρκής διαφραγματική λειτουργία** πατωμάτων και στεγών.
- Η **ανεπαρκής σύνδεση** οριζόντιων και κατακόρυφων στοιχείων του φέρουσα οργανισμού.
- Η παντελής **απουσία ή η μη τήρηση της μελέτης** όταν αυτή υπάρχει.
- Οι κάθε είδους **κακοτεχνίες**.
- Οι κατά καιρούς **επεμβάσεις τροποποιήσεις και προσθήκες**.
- Η **κακή συντήρηση** και η **γήρανση** των υλικών.

Η γνώση της συμπεριφοράς της φέρουσας τοιχοποιίας γενικά και υπό σεισμική φόρτιση ειδικότερα αποτελεί συνεπώς ιδιαίτερα σημαντική γνώση για έναν μηχανικό που δραστηριοποιείται στις περιοχές αυτές, αλλά και για κάθε μηχανικό.

Ορισμοί για τις επεμβάσεις

Σύμφωνα με τη διεθνή βιβλιογραφία, οι μέθοδοι επεμβάσεων διακρίνονται στις εξής:

Επέμβαση (intervention): Γενικότερος όρος που αναφέρεται ή υπονοεί οποιαδήποτε από τις παρακάτω έννοιες ή εργασίες.

Επισκευή (repairing): Η επαναφορά δομικού στοιχείου ή κατασκευής που παρουσιάζει βλάβη στην προ της βλάβης κατάσταση.

Ενίσχυση (strengthening/retrofitting): Το σύνολο των μέτρων αναβάθμισης των μηχανικών χαρακτηριστικών (αντοχή, δυσκαμψία, πλαστιμότητα) δομικού στοιχείου ή κατασκευής μέχρι ενός επιθυμητού ή απαιτούμενου επιπέδου. Η ενίσχυση προχωρά πέραν της επισκευής τυχόν βλαβών, αλλά μπορεί να έχει και προληπτικό χαρακτήρα (χωρίς να έχουν εκδηλωθεί βλάβες). Για τον καθορισμό των μέτρων ενίσχυσης απαιτείται ειδική μελέτη.

Ανακατασκευή (reconstruction): Η κατασκευή, στη θέση του παλιού, ενός νέου δομικού μέλους ή μιας κατασκευής. Το νέο δομικό στοιχείο ή κατασκευή μπορεί να είναι αντίγραφο ή ανάλογο του υφιστάμενου ή εντελώς καινούριο. Η τελική απόφαση βασίζεται σε ιστορικούς, κοινωνικούς, χρηστικούς ή άλλους λόγους.

Αναστήλωση (restoration): Η επαναφορά του δομήματος στην αρχική του μορφή. Είναι όρος που χρησιμοποιείται συνήθως για επεμβάσεις σε μνημειακά ή διατηρητέα κτίσματα, οι οποίες καθορίζονται με βάση αυστηρά πλαίσια που εξασφαλίζουν το σεβασμό της ιστορικής φυσιογνωμίας του κτίσματος.

Επανάχρηση (rehabilitation): Η περιορισμένη συνήθως διαρρύθμιση και μετατροπή ενός κτιρίου ώστε να εξυπηρετήσει νέες, σύγχρονες χρήσεις και λειτουργίες. Αναφέρεται συνήθως σε αρχιτεκτονικού χαρακτήρα παρεμβάσεις.

Διατήρηση (preservation): Η διαφύλαξη της υπάρχουσας κατάστασης με μέτρα αποτροπής περαιτέρω φθορών.

Συντήρηση (conservation): Γενικότερος όρος με ευρύτερη χρήση. Υπονοεί συνήθως περιορισμένου ή και πρόσκαιρου, αλλά όχι πρόχειρου, χαρακτήρα μέτρα εν όψει τελικής ή ριζικότερης επέμβασης για την τύχη του κτίσματος.

Συνήθως, το τελικό σχέδιο επεμβάσεων περιλαμβάνει περισσότερες από μία επεμβάσεις, π.χ. αναστήλωση και ενίσχυση ενός ιστορικού κτιρίου.



Σχήμα 1.4: Εργασίες αναστήλωσης σε ερειπωμένη εκκλησία

1.2 ΣΤΟΧΟΙ ΤΗΣ ΠΑΡΟΥΣΑΣ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Οι στόχοι της παρούσας εργασίας είναι:

- Παρουσίαση μιας ολοκληρωμένης μεθοδολογίας για την αξιολόγηση της ασφάλειας υφιστάμενων κατασκευών από άοπλη φέρουσα τοιχοποιία, αποτελούμενης από **τρία διαφορετικά επίπεδα ελέγχου με διαφορετική ταχύτητα εφαρμογής και ακρίβεια το καθένα**.
- Παρουσίαση και εφαρμογή των σημαντικότερων μεθόδων ενίσχυσης κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία, με ιδιαίτερη έμφαση στην **ενίσχυση τοιχοποιίας με ινοπλισμένα πολυμερή (FRP)**. Επίσης, πραγματοποίηση συγκρίσεων μεταξύ διαφορετικών τεχνικών και εξαγωγή συμπερασμάτων.
- **Πρακτική εφαρμογή των παραπάνω** στη μελέτη του πολιτιστικού κέντρου Κρεμαστής Λακωνίας, η οποία πρόκειται να υλοποιηθεί, αλλά και με άλλα αριθμητικά παραδείγματα.
- **Η εργασία περιέχει επίσης το στοιχείο της καινοτομίας, καθώς το πολιτιστικό κέντρο Κρεμαστής θα είναι η πρώτη κατασκευή από φέρουσα τοιχοποιία στον ελλαδικό χώρο που θα ενισχυθεί με τη χρήση σύνθετων υλικών (έχουν ενισχυθεί στο παρελθόν τμήματα μόνο κατασκευών πχ. τρούλοι εκκλησιών)**
- Συνδυαστική χρήση των προγραμμάτων SAP2000, Aedes PCM και FEDRA για τον πλήρη έλεγχο της κατασκευής.
- Εξαγωγή χρήσιμων συμπερασμάτων.

1.3 ΕΥΡΟΣ

Στη διπλωματική εργασία αυτή το αντικείμενο πρόκειται να καλυφθεί με αρκετά μεγάλο βαθμό λεπτομέρειας, ιδιαίτερα το επίπεδο αξιολόγησης LV3 (προσομοίωση του κτιρίου με πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων και πραγματοποίηση απαιτούμενων ελέγχων), καθώς και οι μέθοδοι ενίσχυσης φέρουσας τοιχοποιίας.

1.4 ΣΧΕΔΙΟ ΑΝΑΠΤΥΞΗΣ

Αρχικά θα παρουσιαστούν συνοπτικά τρία διαφορετικά επίπεδα αξιολόγησης της σεισμικής ασφάλειας (Κεφάλαιο 2). Στη συνέχεια θα παρουσιαστούν τα απαιτούμενα στοιχεία που πρέπει να συλλεχθούν για τη διενέργεια του πρώτου επιπέδου ελέγχου LV1 και αμέσως μετά το απλοποιημένο μηχανικό μοντέλο που προτείνεται στα πλαίσια του επιπέδου LV1. (Κεφάλαια 3 και 4 αντίστοιχα)

Ακολουθεί η παρουσίαση τριών χαρακτηριστικών περιπτώσεων τοπικών μηχανισμών αστοχίας (κινηματική ανάλυση), οι οποίοι αντιστοιχούν στο επίπεδο ελέγχου LV2 (Κεφάλαιο 5).

Στα Κεφάλαια 6 και 7 θα περιγραφεί η προσομοίωση του υπό μελέτη κτιρίου με χρήση προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων (LV3) και θα διενεργηθούν οι απαραίτητοι έλεγχοι για **τρεις διαφορετικές περιπτώσεις**: (α) υφιστάμενη κατασκευή, (β) κατασκευή με ομογενοποίηση μάζας και περιμετρικό διάζωμα στην κορυφή, (γ) κατασκευή με ομογενοποίηση μάζας και διάφραγμα στην κορυφή.

Θα παρουσιαστούν οι κυριότερες μέθοδοι ενίσχυσης κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία (Κεφάλαιο 8). Έπειτα με βάση τα αποτελέσματα των ελέγχων του Κεφαλαίου 7 για την περίπτωση (β) (περίπτωση εφαρμογής) θα καθοριστούν και θα παρουσιαστούν τα περαιτέρω μέτρα ενίσχυσης που απαιτούνται για τη συγκεκριμένη κατασκευή, με αριθμητικά παραδείγματα (Κεφάλαιο 9).

Σειρά έχει η διενέργεια κινηματικής ανάλυσης με τη χρήση του προγράμματος Aedes PCM στις προσόψεις του κτιρίου για τις περιπτώσεις: (α) υφιστάμενη κατασκευή, (β) κατασκευή μετά από τοποθέτηση ελκυστήρων, (γ) κατασκευή με ισχυρή σύνδεση μεταξύ εγκάρσιων τοίχων (Κεφάλαιο 10).

Στο Κεφάλαιο 11 θα γίνει εφαρμογή του απλοποιημένου μηχανικού μοντέλου του επιπέδου LV1 που παρουσιάστηκε στο Κεφάλαιο 4 στην υπό μελέτη κατασκευή.

Τέλος, στο Κεφάλαιο 12 θα διατυπωθούν τα συμπεράσματα που προέκυψαν από την εργασία αυτή, καθώς και προτάσεις για περαιτέρω εργασίες ή έρευνα σχετική με το θέμα.

Στο Παράρτημα Α παρατίθενται τα σχέδια της κατασκευής. Στο Παράρτημα Β παρουσιάζεται ο έλεγχος της υφιστάμενης ξυλοσκεπής. Στο Παράρτημα Γ περιέχονται κάποιες πληροφορίες για τα διάφορα είδη και τους τύπους δόμησης της φέρουσας τοιχοποιίας. Στο Παράρτημα Δ γίνεται προμέτρηση των επεμβάσεων και τιμολόγησή τους κατά τα τιμολόγια της Υπηρεσίας Αποκατάστασης Σεισμοπλήκτων (ΥΑΣ).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΤΑ ΤΡΙΑ ΕΠΙΠΕΔΑ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗΣ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΙΑΚΙΝΔΥΝΕΥΣΗΣ

2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Παρουσιάζονται συνοπτικά οι κατευθυντήριες γραμμές του Ιταλικού Κανονισμού για την προστασία της πολιτιστικής κληρονομιάς. Προβλέπουν στη διατήρηση των ιστορικών μνημείων και αποτελούν μια ολοκληρωμένη προσέγγιση διαρθρωμένη σύμφωνα με τρία διαφορετικά επίπεδα αξιολόγησης της σεισμικής ασφάλειας, η οποία με κατάλληλες προσαρμογές θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί και στη χώρα μας.

LV1 - ταχεία αξιολόγηση της σεισμικής διακινδύνευσης, η οποία πραγματοποιείται σε περιφερειακή κλίμακα για όλα τα πολιτιστικά κτίρια που προστατεύονται. Επιτρέπει την εκτίμηση της επιτάχυνσης κατάρρευσης μέσω απλοποιημένων μεθόδων, οι οποίες βασίζονται σε έναν περιορισμένο αριθμό γεωμετρικών και μηχανικών παραμέτρων και στη χρήση ποιοτικών μεθόδων (οπτικός έλεγχος, αποτύπωση των δομικών χαρακτηριστικών, κριτική και καταγραφή τους). Η συλλογή και η αποδελτίωση των χωρικών δεδομένων μπορεί να οργανωθεί σε δελτία καταγραφής αυτόνομα και συμπληρωματικά, καθένα από τα οποία αποτυπώνει ένα επίπεδο γνώσεων με διαφορετικό βαθμό αξιοπιστίας.

LV2 - έλεγχοι που πρέπει να πραγματοποιηθούν πριν από τοπικές παρεμβάσεις σε ορισμένα τμήματα της κατασκευής, οι οποίες δεν μεταβάλλουν σημαντικά την υφιστάμενη δομική συμπεριφορά της. Εφαρμόζονται μέθοδοι της τοπικής ανάλυσης. Στην περίπτωση που απαιτείται, η αξιολόγηση της κατάρρευσης του συνόλου της δομής μπορεί να πραγματοποιηθεί με την αναλυτική διαδικασία της μεθόδου LV1.

LV3 - σχεδιασμός των παρεμβάσεων που τροποποιούν τη υφιστάμενη δομική συμπεριφορά της κατασκευής ή όταν απαιτείται μια ακριβής εκτίμηση της σεισμικής ασφάλειας της κατασκευής. Στην περίπτωση αυτή οι αξιολογήσεις πρέπει να καλύπτουν το σύνολο της κατασκευής. Μπορούν να χρησιμοποιηθούν τοπικά προσομοιώματα από το Επίπεδο LV2, αλλά αυτά πρέπει να εφαρμοστούν στο σύνολο των ξεχωριστών δομικών στοιχείων του κτιρίου, ή ένα ενιαίο δομικό προσομοίωμα, όπου αυτό μπορεί να θεωρηθεί αξιόπιστο. Η εμπειρία που αποκτήθηκε ως αποτέλεσμα παρελθόντων σεισμικών γεγονότων έχει δείξει πως, για τα ιστορικά κτίρια από τοιχοποιία, η κατάρρευση επέρχεται στις περισσότερες περιπτώσεις λόγω της απώλειας της ισορροπίας ορισμένων τμημάτων της κατασκευής (ορίζονται ακολούθως ως **μακρο-στοιχεία**).

2.2 ΠΟΙΟΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΩΝ ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΩΝ (LV1)

Η γνώση του επιπέδου του κινδύνου στο οποίο υπόκειται η αρχιτεκτονική κληρονομιά είναι πρωταρχικής σημασίας για τη διατήρησή της στο χρόνο, καθώς και για την ασφαλή χρήση της.

Η σεισμική αξιολόγηση της ασφάλειας μπορεί να πραγματοποιηθεί με χρήση απλοποιημένων μεθόδων που είναι, ωστόσο, σε θέση να εκτιμήσουν την επιτάχυνση του εδάφους που αντιστοιχεί στην επίτευξη των οριακών καταστάσεων αστοχίας.

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι, για τη σχέση μεταξύ της τιμής της επιτάχυνσης κατάρρευσης και της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης της τοποθεσίας, χρειάζεται μόνο να καθοριστεί ένας συντελεστής σεισμικής ασφάλειας (I_s), ο οποίος συμβάλλει στον καθορισμό των προτεραιοτήτων για τις επεμβάσεις. Μέτρα βελτίωσης για τον μετριασμό της σεισμικής διακινδύνευσης τελικά θα ληφθούν, αν κριθεί απαραίτητο, από τις πιο ενδεδειγμένες αξιολογήσεις (LV2 και LV3).

Σε μία κατασκευή ο παραπάνω συντελεστής υπολογίζεται για δύο τύπους μηχανισμών αστοχίας και για όλους τους ορόφους, όπως εξηγείται παρακάτω.

Ο συντελεστής σεισμικής ασφάλειας (εκφράζει τη σεισμική διακινδύνευση της κατασκευής), ορίζεται ως εξής:

$$I_s = \frac{a_{SLU}}{\gamma_I S a_g}$$

Όπου:

a_{SLU} : η εδαφική επιτάχυνση, η οποία οδηγεί στην οριακή κατάσταση αστοχίας (εκφράζει την τρωτότητα της κατασκευής)

γ_I : συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου

S : παράγοντας που λαμβάνει υπόψη το μορφολογικό και στρωματογραφικό προφίλ του υπεδάφους της θεμελίωσης και τις τυχαίες μορφολογικές επιδράσεις

a_g : η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς της τοποθεσίας (υποδεικνύει την σεισμική επικινδυνότητα)

Από το συνδυασμό της σεισμικής τρωτότητας του κτιρίου και της σεισμικής επικινδυνότητας της τοποθεσίας προκύπτει η σεισμική διακινδύνευση (ή σεισμικός κίνδυνος) για το κτίριο.

Τιμή του συντελεστή σεισμικής ασφάλειας μεγαλύτερη από 1 δείχνει ότι η κατασκευή έχει την απαιτούμενη αντοχή έναντι των σεισμικών δράσεων σχεδιασμού της περιοχής, αντίθετα, εάν είναι μικρότερη του 1, η αντοχή της κατασκευής είναι μικρότερη από το επιθυμητό.

Στις παραγράφους που ακολουθούν προτείνονται, ως παράδειγμα, ορισμένα μηχανικά προσομοιώματα για την αξιολόγηση της επιτάχυνσης στην οριακή κατάσταση αστοχίας για τις περιπτώσεις μερικών από τους πιο κοινούς τύπους και διατάξεις κτιρίων.

Το Υπουργείο Πολιτιστικής Κληρονομιάς της Ιταλίας έχει αναπτύξει μια μεθοδολογία για τη γνώση και την παρακολούθηση της κατάστασης και της προστασίας της αρχιτεκτονικής κληρονομιάς. Η μεθοδολογία απαιτεί ένα ευρύ και εκτεταμένο πρόγραμμα συλλογής και ανάλυσης δεδομένων. Χρησιμοποιεί εργαλεία σύνθεσης, όπως στοιχεία κατηγοριοποίησης και εκτίμησης των βλαβών και της σεισμικής τρωτότητας, τα οποία παρουσιάζονται στο Κεφάλαιο 3, καθώς και ορισμένα μοντέλα σύνθεσης για διαφορετικά δομικά μακροστοιχεία.

Με την μνημειακή κληρονομιά να είναι ιδιαίτερα μεγάλη σε χώρες, όπως η Ελλάδα και η Ιταλία, τα εργαλεία αξιολόγησης που θα χρησιμοποιηθούν θα πρέπει να είναι αυστηρά καθορισμένα, πλην όμως αρκετά ευέλικτα για να μπορούν να εφαρμοστούν σε ευρεία κλίμακα.

Αυτά βασίζονται σε μια λεπτομερή συλλογή πληροφοριών μέσω των καταγραφικών ενοτήτων για την εκτίμηση της δομικής συμπεριφοράς με χρήση της υφιστάμενης εμπειρίας και τη διαμόρφωση μιας ποιοτικής προκαταρκτικής αξιολόγησης του επιπέδου του κινδύνου (ιδιαίτερα σε σεισμική δραστηριότητα).

Η ποιοτική ερμηνεία της σεισμικής λειτουργίας της κατασκευής συνήθως βασίζεται στην μελέτη της συμπεριφοράς των μακροστοιχείων, δηλαδή αρχιτεκτονικών μελών τα οποία χαρακτηρίζονται από συμπεριφορά σε κάποιο βαθμό ανεξάρτητη από την υπόλοιπη κατασκευή.

Σε κάθε μακροστοιχείο μπορεί να προσδιοριστεί ένας ή περισσότεροι μηχανισμοί κατάρρευσης, εκφράζοντας μεγαλύτερη ή μικρότερη τρωτότητα, εξαρτώμενη και από την παρουσία αντισεισμικών διατάξεων, παραδοσιακού τύπου (μεταλλικοί ελκυστήρες, αντηρίδες, κλπ.) ή σύγχρονων (σύνθετα υλικά, αποσβεστήρες, κλπ.).

Επιπλέον, θα πρέπει επίσης ληφθεί υπόψη ότι αύξηση της τρωτότητας μπορεί να προκληθεί από αλλαγές χρήσης και λανθασμένες παρεμβάσεις. Το αποτέλεσμα αυτής της αξιολόγησης εκφράζεται ποιοτικά, μέσα από ένα χαρακτηρισμό του επιπέδου τρωτότητας ως χαμηλό, μεσαίο ή υψηλό.

Ενδεικτικά, στην περίπτωση ειδικών τύπων κτιρίων, για τους οποίους δεν είναι διαθέσιμα τα απλοποιημένα μοντέλα που προτείνονται και δεν είναι δυνατόν να οριστούν κάποια ισοδύναμα, είναι δυνατόν να συσχετιστεί το ποιοτικό επίπεδο της τρωτότητας, με ένα εύρος τιμών της οριακής επιτάχυνσης κατάρρευσης a_{SLU} .

Στην περίπτωση μιας κατασκευής με συντελεστή σπουδαιότητας ίσο προς 1, ($\gamma_I=1$), θεμελιωμένης σε τύπο εδάφους Α ($S_I=1$), αντιστοιχίζονται οι τιμές του συντελεστή ασφάλειας I_s με το επίπεδο σεισμικής τρωτότητας της κατασκευής, ανάλογα με τη σεισμική ζώνη στην οποία βρίσκεται η κατασκευή.

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι, στην πραγματικότητα, θα ήταν σκόπιμο να ληφθεί η εδαφική επιτάχυνση αναφοράς απευθείας από ένα χάρτη της σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας, όπως συμβαίνει στην Ιταλία. Για τον ελλαδικό χώρο προτείνεται:

·υψηλή τρωτότητα		
a_{SLU} μεταξύ 0.1 και 0.2	$a_g = 0.36$ (Ζώνη 3)	I_s μεταξύ 0.28 και 0.56
·μεσαία τρωτότητα		
a_{SLU} μεταξύ 0.2 και 0.3	$a_g = 0.36$ (Ζώνη 3)	I_s μεταξύ 0.56 και 0.83
·χαμηλή τρωτότητα		
a_{SLU} μεταξύ 0.3 και 0.4	$a_g = 0.36$ (Ζώνη 3)	I_s μεταξύ 0.83 και 1.12
·υψηλή τρωτότητα		
a_{SLU} μεταξύ 0.1 και 0.2	$a_g = 0.24$ (Ζώνη 2)	I_s μεταξύ 0.42 και 0.84
·μεσαία τρωτότητα		
a_{SLU} μεταξύ 0.2 και 0.3	$a_g = 0.24$ (Ζώνη 2)	I_s μεταξύ 0.84 και 1.25
·χαμηλή τρωτότητα		
a_{SLU} μεταξύ 0.3 και 0.4	$a_g = 0.24$ (Ζώνη 2)	I_s μεταξύ 1.25 και 1.68

·υψηλή τρωτότητα		
a_{SLU} μεταξύ 0.1 και 0.2	$a_g = 0.16$ (Ζώνη 1)	I_s μεταξύ 0.63 και 1.26
·μεσαία τρωτότητα		
a_{SLU} μεταξύ 0.2 και 0.3	$a_g = 0.16$ (Ζώνη 1)	I_s μεταξύ 1.26 και 1.88
·χαμηλή τρωτότητα		
a_{SLU} μεταξύ 0.3 και 0.4	$a_g = 0.16$ (Ζώνη 1)	I_s μεταξύ 1.88 και 2.52

2.3 ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΩΝ ΤΟΠΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΣΜΩΝ ΚΑΤΑΡΡΕΥΣΗΣ ΓΙΑ ΤΑ ΜΑΚΡΟΣΤΟΙΧΕΙΑ (LV2)

Αυτό το επίπεδο της αξιολόγησης εφαρμόζεται σε περιπτώσεις όπου τα προγραμματισμένα έργα αποκατάστασης αφορούν επιμέρους τμήματα του κτιρίου.

Στο πλαίσιο των σχεδίων παρέμβασης σε επιμέρους στοιχεία, η αξιολόγηση της σεισμικής ασφάλειας μπορεί να πραγματοποιηθεί με χρήση τοπικών προσομοιωμάτων, τα οποία αναφέρονται σε δομικά αυτόνομα τμήματα του κτιρίου (μακροστοιχεία).

Τέτοια μοντέλα μπορούν να αναπτυχθούν με χρήση οριακής ανάλυσης, μη γραμμικών μοντέλων και πεπερασμένων στοιχείων, κλπ.

Στην περίπτωση τοπικών παρεμβάσεων, οι οποίες δεν μεταβάλλουν σημαντικά την αρχική συμπεριφορά του κτιρίου, δεν θα ήταν απαραίτητο να πραγματοποιηθεί μια συνολική εκτίμηση, εκτεταμένη σε ολόκληρο το κτίριο, ειδικά όταν είναι πολύ λεπτομερής και όταν η επέμβαση έχει μικρή επίπτωση στην συνολική συμπεριφορά.

Κατά τον καθορισμό των μακροστοιχείων και των μηχανισμών κατάρρευσης που μπορεί να επηρεάζουν το πεδίο της παρέμβασης είναι απαραίτητο να εξεταστεί η πιθανή ύπαρξη παλιών βλαβών, ειδικά όταν είναι σεισμικής προέλευσης, καθώς και η χρήση γνώσεων σχετικά με τη συμπεριφορά παρόμοιων δομών που να προέρχονται, για παράδειγμα, από συστηματική έρευνα των δομών μετά από έναν σεισμό που προκάλεσε βλάβες.

Η κινηματική ανάλυση, γραμμική ή μη γραμμική, είναι συνήθως η πιο αποτελεσματική και εύχρηστη μέθοδος για την αξιολόγηση των αποτελεσμάτων, ωστόσο, μπορεί να είναι υπερβολικά συντηρητική, αν δεν ληφθεί υπόψη η παρουσία διαφορετικών κατασκευαστικών λεπτομερειών που καθορίζουν την πραγματική συμπεριφορά: η παρουσία ελκυστήρων, επαρκής σύνδεση μεταξύ εγκάρσιων τοίχων, κατασκευή των τοίχων, σύνδεση των οριζόντιων στοιχείων, κ.ά.

Για κάθε ανάλυση, η σύγκριση μεταξύ της οριακής επιτάχυνσης κατάρρευσης πριν και μετά την επέμβαση επιβάλλει να γίνεται μια εκτίμηση σχετικά με το βαθμό βελτίωσης που έχει επιτευχθεί, τονίζοντας τη μη αναγκαιότητα κάποιων παρεμβάσεων, σε περίπτωση κατά την οποία το περιθώριο βελτίωσης είναι περιορισμένο σε σχέση με τις αρνητικές επιπτώσεις της παρέμβασης από την άποψη της διατήρησης του χαρακτήρα του κτιρίου.

Επιπλέον, λαμβάνοντας υπόψη τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς στην περιοχή, είναι δυνατόν να αξιολογηθεί η αναγκαιότητα των παρεμβάσεων. Συγκεκριμένα για τα στοιχεία στα οποία η οριακή επιτάχυνση κατάρρευσης ήταν ήδη υψηλό-

τερη από ό, τι η μέγιστη εδαφική, δεν θα ήταν απαραίτητο να προβεί κανείς σε σεισμική βελτίωση αυτών των στοιχείων της κατασκευής.

2.4 Η ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ (LV3)

Αυτό το τελευταίο επίπεδο αξιολόγησης εξετάζει τη σεισμική ασφάλεια του κτιρίου στο σύνολό του, χωρίς τη θεώρηση μακροστοιχείων, δηλαδή υπολογίζει την επιτάχυνση του εδάφους, η οποία οδηγεί στην οριακή κατάσταση κατάρρευσης το κτίριο στο σύνολό του ή ως συνδυασμό μεμονωμένων τμημάτων του (μακροστοιχεία).

Το επίπεδο LV3 πρέπει να χρησιμοποιηθεί στο σχεδιασμό των παρεμβάσεων που μεταβάλλουν την υφιστάμενη συμπεριφορά της κατασκευής και ιδιαίτερα σε κτίρια υψηλής σπουδαιότητας.

Η συνολική εκτίμηση της σεισμικής απόκρισης του κτιρίου δεν απαιτεί κατ' ανάγκη τη χρήση ενός ενιαίου προσομοιώματος του κτιρίου. Η δομή μπορεί να διασπαστεί σε επιμέρους τμήματα (μακροστοιχεία), υπό την προϋπόθεση ότι αξιολογείται η κατανομή της σεισμικής δραστηριότητας μεταξύ των διαφόρων τμημάτων, λαμβάνοντας υπ' όψιν τις διαφορετικές δυσκαμψίες και τις μεταξύ τους συνδέσεις.

Αυτή η κατανομή μπορεί επίσης να γίνει με προσεγγιστικό τρόπο, εφ' όσον εξασφαλίζεται η ισορροπία του συνόλου των οριζοντίων δράσεων.

Η αξιολόγηση μπορεί στη συνέχεια να πραγματοποιηθεί χρησιμοποιώντας τις ίδιες μεθόδους που χρησιμοποιούνται στο επίπεδο LV2, αλλά για το σύνολο των στοιχείων της κατασκευής.

Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα που προκύπτουν για τα διάφορα μακροστοιχεία μπορούμε να διαπιστώσουμε την μη αναγκαιότητα κάποιων επεμβάσεων, εάν το περιθώριο βελτίωσης είναι μέτριο σε σύγκριση με τις επιπτώσεις της επέμβασης στην αισθητική της κατασκευής ή λόγω σχετικά μικρής διακινδύνευσης των συγκεκριμένων μακροστοιχείων σε σχέση με άλλα, τα οποία αναμένονται να αστοχήσουν πρώτα.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΤΑ ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΙΑ ΤΟ ΠΡΩΤΟ ΕΠΙΠΕΔΟ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗΣ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΙΑΚΙΝΔΥΝΕΥΣΗΣ (LV1)

3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η ανάγκη για την εφαρμογή επεμβάσεων απαιτεί ως προϋπόθεση την ανάπτυξη καταλόγων προτεραιότητας για την παρέμβαση και την προστασία, που θα περιέχουν τη γνώση του σεισμικού κινδύνου των υφιστάμενων κτιρίων σε περιφερειακή κλίμακα. Για να ικανοποιηθεί αυτή η ανάγκη, δηλαδή για να αποκτηθούν ομοιογενείς και ακριβείς πληροφορίες σε σύντομο χρονικό διάστημα για τον σεισμικό κίνδυνο της πολιτιστικής κληρονομιάς, έχει αναπτυχθεί ένα πρόγραμμα για την παρακολούθηση της κατάστασης και της προστασίας της αρχιτεκτονικής κληρονομιάς.

Συνίσταται στη δημιουργία μιας βάσης δεδομένων της προστατευόμενης αρχιτεκτονικής κληρονομιάς, η οποία περιέχει για κάθε κατασκευή, ένα σύνολο δεδομένων, που έχει αποτυπωθεί σε πίνακες. Τα δεδομένα αυτά περιλαμβάνουν τα στοιχεία της κατασκευής και την εκτίμηση της τρωτότητας, των κινδύνων για τη συγκεκριμένη κατασκευή, καθώς και τις πιθανές παρεμβάσεις που μπορούν να πραγματοποιηθούν στην κατασκευή για την αποφυγή των βλαβών λόγω σεισμού. Σκοπός είναι να αποκτηθεί, σε ένα εύλογο χρονικό διάστημα, η γνώση του επιπέδου της ασφάλειας των κτιρίων αυτών στις περιοχές με τη μεγαλύτερη σεισμική επικινδυνότητα.

Λόγω του μεγάλου αριθμού των κατασκευών που συμπεριλαμβάνονται στην περίπτωση των εκτεταμένων ελέγχων σε περιφερειακό επίπεδο, θα πρέπει η αξιολόγηση της σεισμικής διακινδύνευσης να γίνεται με απλουστευμένες μεθόδους, διαφορετικές από εκείνες που χρησιμοποιούνται για το σχεδιασμό της παρέμβασης.

Είναι οπωσδήποτε απαραίτητο να υπολογιστεί η επιτάχυνση κατάρρευσης της κατασκευής συναρτήσει της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης που αναμένεται στη συγκεκριμένη περιοχή, σε ένα προκαθορισμένο χρονικό διάστημα, και με μία προκαθορισμένη πιθανότητα υπέρβασης (αναμενόμενη επιτάχυνση στο σημείο της κατασκευής).

Δείκτης της σεισμικής διακινδύνευσης για φέρουσα τοιχοποιία	
$\alpha_U = \frac{PGA_{DS}}{PGA_{10\%50\epsilon\tau\eta}}$	$\alpha_e = \frac{PGA_{DL}}{PGA_{50\%50\epsilon\tau\eta}}$

Σχήμα 3.1: Δείκτες σεισμικής διακινδύνευσης

Αυτή η παράμετρος, η οποία θα ορίζεται στο εξής ως *δείκτης σεισμικής διακινδύνευσης* χρησιμεύει στην ανάδειξη των καταστάσεων αστοχίας και τον καθορισμό των προτεραιοτήτων για τις περαιτέρω επεμβάσεις.

Αν η επιτάχυνση κατάρρευσης της κατασκευής είναι σημαντικά μικρότερη από την μέγιστη εδαφική που αναμένεται στην τοποθεσία αυτή, αυτό απλώς καθορίζει την ανάγκη να εκτελεστεί μια πιο ακριβής εκτίμηση και πιθανώς μια παρέμβαση σε μεταγενέστερο χρόνο.

Στην πραγματικότητα, σύμφωνα με την πιθανοτική έννοια της διακινδύνευσης, η κατασκευή θα μπορούσε να θεωρηθεί ασφαλής για τους σεισμούς με περίοδο επαναφοράς μικρότερη από εκείνη του σεισμού που προκαλεί τη μέγιστη αναμενόμενη εδαφική επιτάχυνση και ως εκ τούτου έχουν μικρότερη αναμενόμενη επιτάχυνση.

Κατευθυντήριες γραμμές που σχετίζονται με συγκεκριμένες μεθόδους, με ορισμένα απλά μηχανικά μοντέλα που χρησιμοποιούνται για τους κοινούς τύπους κατασκευών, επιτρέπουν μια πρώτη αξιολόγηση σε περιφερειακή κλίμακα και ως εκ τούτου σημαντική μόνο για το επίπεδο του συνολικού σχεδιασμού των επεμβάσεων.

Το πρώτο επίπεδο αξιολόγησης (LV1) επιτρέπει τον προσδιορισμό της επιτάχυνσης κατάρρευσης μέσω απλουστευμένων μεθόδων που βασίζονται σε έναν περιορισμένο αριθμό γεωμετρικών και μηχανικών παραμέτρων και στη χρήση ποιοτικών μεθόδων (οπτικό έλεγχο και αξιολόγηση των κατασκευαστικών της κατασκευής).

Για πιο ακριβείς εκτιμήσεις για μεμονωμένες κατασκευές, τα εργαλεία που απαιτούνται είναι εκείνα που ορίζονται για το σχεδιασμό επεμβάσεων, σύμφωνα με τη μέθοδο που ονομάζεται LV3.

Η μεθοδολογία και η δομή της βάσης δεδομένων περιγράφονται λεπτομερώς στα επόμενα.

3.2 ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΑΡΑΚΟΛΟΥΘΗΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΔΙΑΤΗΡΗΣΗΣ ΤΗΣ ΠΡΟΣΤΑΤΕΥΟΜΕΝΗΣ ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗΣ ΚΛΗΡΟΝΟΜΙΑΣ

Για τον ορισμό του δομικού προσομοιώματος των κτιρίων πολιτιστικού ενδιαφέροντος, για την αξιολόγηση της υφιστάμενης κατάστασης και της σεισμικής διακινδύνευσης, ήταν απαραίτητο να κωδικοποιηθεί η δομή των απαιτούμενων δεδομένων. Ειδικότερα, να οριστεί η λογική δομή των γνώσεων και της ποιότητας των δεδομένων.

Πρέπει κατ'αρχήν να διευκρινιστεί ότι το επίπεδο των γνώσεων της ταχείας μεθόδου αναφέρεται σε δεδομένα που συλλέγονται από την άμεση εκτίμηση της ποιότητας των υλικών της κατασκευής και μιας πρώτης εκτίμησης των διαστάσεων της κατασκευής, μέσω γραπτών πηγών, όπως σχέδια, αποτυπώσεις ή ιστορικές έρευνες σχετικά με την κατασκευή και τον τόπο κατασκευής.

Για το αναλυτικό επίπεδο γνώσης απαιτούνται, αντί για μια βελτιωμένη γνώση των γεωμετρικών χαρακτηριστικών και των υλικών της κατασκευής, έμμεσα δεδομένα όπως αξιολογήσεις που διενεργούνται κατ' αναλογία ή πειράματα, έρευνες και αναλύσεις που πραγματοποιούνται είτε επί τόπου είτε στο εργαστήριο.

Διευκρινίζεται ότι για το επίπεδο των γνώσεων που απαιτείται για την αξιολόγηση της σεισμικής διακινδύνευσης σε πρώτο επίπεδο (LV1) η γνωστική προσέγγιση για την αποτίμηση της σεισμικής ασφάλειας μιας ιστορικής κατασκευής αντιπροσω-

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 – Τα απαιτούμενα στοιχεία για το πρώτο επίπεδο αξιολόγησης της σεισμικής διακινδύνευσης (LV1)

πεύει μία αντίστροφη μεθοδολογική διαδικασία σε σχέση την αντίστοιχη διαδικασία για νέα κτίρια.

Οι κατευθυντήριες γραμμές του Ιταλικού Κανονισμού, δεδομένης της πολυπλοκότητας της πολιτιστικής κληρονομιάς, προτείνουν μια γνωστική προσέγγιση, η οποία κάνει χρήση μιας μεθοδολογίας που, με αφετηρία την υφιστάμενη κατάσταση του κτιρίου, διαρθρώνεται σε διαδοχικά επίπεδα λεπτομέρειας, με βάση και το διαπιστωμένο είδος χρήσης της κατασκευής. Με τον τρόπο αυτό καθορίζεται η σεισμική διακινδύνευση και οι απαραίτητες παρεμβάσεις.

Τα στάδια αυτής της διαδικασίας συνοψίζονται παρακάτω:



Σχήμα 3.2: Διαδικασία ελέγχου

Αυτή η μεθοδολογική προσέγγιση, ακόμη και στην ημιταχεία μορφή της, δεν μπορεί να οριστεί σε έναν ενιαίο πίνακα δεδομένων. Ως εκ τούτου, η συλλογή των δεδομένων διαρθρώνεται σε αυτόνομα και συμπληρωματικά δελτία καταγραφής, καθένα από τα οποία αντιπροσωπεύει ένα επίπεδο γνώσεων που χαρακτηρίζεται από διαφορετικό βαθμό αξιοπιστίας.

Έχουν δημιουργηθεί πίνακες που συνοψίζουν όλες τις αναγκαίες πληροφορίες για τη διενέργεια αξιολογήσεων σε πρώτο επίπεδο (LV1) της σεισμικής τρωτότητας των κτιρίων με τη χρήση μακροστοιχείων.

Αυτά τα μακροστοιχεία, στο πρόγραμμα των προτεινόμενων εργασιών, εξετάζονται ξεχωριστά, με την επιφύλαξη της ανάγκης για τη μελέτη της κατασκευής ως ενιαίο δομικό σύνολο, η οποία πρέπει πάντα να διεξάγεται ύστερα από τη μελέτη των μακροστοιχείων.

Στην επιλογή μεταξύ των διαφόρων δελτίων καταγραφής και επιπέδου γνώσεων πρέπει να ληφθούν υπόψη οι στόχοι της έρευνας, οι εδαφικές συνθήκες και η διαθεσιμότητα των πόρων.

Η αντιστοιχία μεταξύ των δελτίων καταγραφής, επιπέδων γνώσης και των επιπέδων επαλήθευσης της πρώτης αξιολόγησης (LV1), όπως ορίζεται στις κατευθυντήριες γραμμές, αποδίδεται στον Πίνακα 3.1.

Φάσεις		Αναγνώριση	Επίπεδα προστασίας	Εκτίμηση σεισμικής τρωτότητας		Έλεγχος της ασφάλειας από τα επίπεδα αξιολόγησης	Καθορισμός των παρεμβάσεων
	Δελτία Καταγραφής	Δελτίο Α	Δελτίο Β	Δελτίο Γ	Δελτίο Δ	LV1	Δράσεις
Ταχύ επίπεδο αξιολόγησης	Περιεχόμενα	Κύρια χαρακτηριστικά	Παράγοντες ευαισθησίας	Μορφολογία των στοιχείων	Κατάσταση συντήρησης	Ποιοτική ανάλυση και εκτίμηση με απλοποιημένα μηχανικά μοντέλα	Σχεδιασμός
							Προστασία
							Διαχείριση

Πίνακας 3.1: Σχηματική παρουσίαση της ταχείας μεθόδου LV1

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 – Τα απαιτούμενα στοιχεία για το πρώτο επίπεδο αξιολόγησης της σεισμικής διακινδύνευσης (LV1)

Παρακάτω παρουσιάζονται οι δομές των διαφόρων δελτίων καταγραφής που απαιτούνται για την εκτέλεση του πρώτου επιπέδου ελέγχου.

Αυτά τα δελτία έχουν σκοπό να περιγράψουν το είδος και την ποσότητα των δεδομένων που πρέπει να συλλεχθούν, αλλά δεν εξαντλούν το συνολικό εύρος των δεδομένων που πρέπει να συγκεντρωθούν, δεδομένης της τυπολογικής ποικιλίας των αντικειμένων που πρέπει να διερευνηθούν.

Ωστόσο, δεν είναι δυνατόν να αναφερθούν με μοναδικό τρόπο οι αλληλεξαρτήσεις και αλληλεπικαλύψεις μεταξύ των διαφόρων δελτίων, αφού αυτό εξαρτάται από το σύστημα διαχείρισης δεδομένων που πρόκειται να χρησιμοποιηθεί.

Είναι σαφές ότι με τη χρήση κατάλληλων πληροφοριακών συστημάτων είναι δυνατό να αναδειχθούν οι πολλαπλοί συσχετισμοί και αλληλεπιδράσεις μεταξύ των διαφόρων ενοτήτων.

ΔΟΜΗ ΚΑΙ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΟ ΤΩΝ ΔΕΛΤΙΩΝ ΚΑΤΑΓΡΑΦΗΣ

ΕΝΤΥΠΟ Α		Κύρια χαρακτηριστικά	
Σκοπός του είναι να προσδιορίσει επακριβώς την κατασκευή. Η ταυτοποίηση γίνεται μέσω τριών βασικών παραμέτρων: ονομασία, τοπωνύμια, κτηματολογικά στοιχεία.			
Ορισμός		Επεξηγηματικές σημειώσεις	Περιεχόμενα
A.1	Νομική περιγραφή της ιδιοκτησίας	Καθορισμός του νομικού χαρακτηρισμού	Κράτος, περιοχή, επαρχία, δήμος, οργανισμός ή δημόσιος οργανισμός, νομικό πρόσωπο ιδιωτικού δικαίου, μη κερδοσκοπικού χαρακτήρα, ιδιωτικό
A.2	Στοιχεία για τον ιδιοκτήτη	Παροχή δεδομένων	Όνομα, διεύθυνση, όνομα του νομίμου εκπροσώπου, στοιχεία του επικεφαλής της διαδικασίας
A.3	Ονομασία του ακινήτου	Αντιπροσωπεύει το πρώτο όνομα ή την τρέχουσα ονομασία που χρησιμοποιείται για να προσδιορίσει το ακίνητο	Αντικείμενο της ονομασίας
A.4	Τοπωνυμία	Παροχή δεδομένων	Περιφέρεια, επαρχία, δήμος, όνομα του τόπου, όνομα οδού, αριθμός οικίας
A.5	Γεωγραφικές συντεταγμένες	Θα πρέπει να παρέχονται δυνατότητες υπολογισμού της ακριβούς θέσης του σημείου	Γεωγραφικές συντεταγμένες (x, y) και το σχετικό σύστημα αναφοράς
A.6	Κτηματολογικά στοιχεία	Παροχή δεδομένων	Ακριβής θέση στο Κτηματολόγιο
A.7	Γειτνίαση	Για τα αγροτεμάχια είναι η κωδικοποίηση της ενότητας Α6. Για όλα τα άλλα	Όλα τα στοιχεία με τα οποία η ιδιοκτησία συνορεύει

**ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 – Τα απαιτούμενα στοιχεία για το πρώτο επίπεδο αξιολόγησης
της σεισμικής διακινδύνευσης (LV1)**

		στοιχεία (δρόμοι, ποταμοί, κλπ) το λεξιλόγιο είναι ελεύθερο	
A.8	Χρονολογία κατασκευής	Το έτος κατασκευής του κτιρίου. Εναλλακτικά, αναφέρεται η περίοδος του αιώνα (αρχή, τέλος, πρώτο ήμισυ, δεύτερο ήμισυ)	Έτος κατασκευής του περιουσιακού στοιχείου στη σημερινή του μορφή
A.9	Προβλεπόμενη χρήση	Παροχή δεδομένων	Προβλεπόμενη χρήση της ιδιοκτησίας (οικιστική, εμπορική, βιομηχανική, πολιτισμική, αθλητική, ψυχαγωγία και αναψυχή, τουρισμός, εστίαση, δημόσιες υπηρεσίες, στρατιωτική, τόπος λατρείας, κλπ.)
A.10	Φωτογραφική τεκμηρίωση	Οι φωτογραφίες πρέπει να τεκμηριώνουν το ακίνητο με ολοκληρωμένο τρόπο, τόσο εσωτερικά όσο και εξωτερικά. Ειδικότερα, το εξωτερικό περιβάλλον, την κύρια πρόσοψη και τις άλλες προσόψεις, βεράντες και σκάλες, το εσωτερικό και τις πιο σημαντικές λεπτομέρειες των δαπέδων και των οροφών	Επισύναψη τουλάχιστον 10 φωτογραφιών ανά ιδιοκτησία, συνοδευόμενων από μια λεζάντα
A.11	Τοπογραφικό αποσπασμα	Παροχή δεδομένων	Επισύναψη του αποσπάσματος του κτηματολογικού χάρτη, κλίμακας 1:1000 ή 1:2.000, προσδιορισμός της ακριβούς θέσης του ακινήτου και της περιμέτρου του οικοπέδου
A.12	Μορφολογική περιγραφή	Παροχή δεδομένων	Περιγραφή της φυσικής δομής του κτιρίου, των αρχιτεκτονικών και των πιο σημαντικών δομικών στοιχείων.
A.13	Ύπαρξη στοιχείων με ιδιαίτερη αξία	Αφορά διακοσμητικά στοιχεία, όπως: τοιχογραφίες, οικόσημα, επιτύμβιες στήλες, επιγραφές, μικροί ναοί και άλλα είδη στολισμού των κτηρίων. Καθορισμός εάν το στοιχείο είναι εσωτερικό ή εξωτερικό	Δήλωση της παρουσίας στοιχείων σημαντικής πολιτιστικής αξίας.
A.14	Άλλη τεκμηρίωση	Παροχή δεδομένων	Επισύναψη οποιωνδήποτε

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 – Τα απαιτούμενα στοιχεία για το πρώτο επίπεδο αξιολόγησης της σεισμικής διακινδύνευσης (LV1)

			άλλων εγγράφων (σχέδια, χάρτες, αεροφωτογραφίες, εικόνες, εκθέσεις, διοικητικά έγγραφα, κλπ)
A.15	Αξιολόγηση πολιτιστικής αξίας	Με αποκλειστικό σκοπό την εκτίμηση της σεισμικής ασφάλειας, παρουσιάζεται η πολιτιστική αξία της κατασκευής, εκφραζόμενη σε σχετικούς όρους, σύμφωνα με μία από τις ακόλουθες κατηγορίες: χαμηλής, μέσης, υψηλή πολιτιστικής αξίας	Καθορισμός της διάταξης που δηλώνει την πολιτιστική αξία της κατασκευής

Πίνακας 3.2: Δελτίο καταγραφής Α

ΕΝΤΥΠΟ Β		Παράγοντες ευαισθησίας	
Η ενότητα περιλαμβάνει τα αναγκαία στοιχεία για τον προσδιορισμό των σχέσεων μεταξύ της κατασκευής και του εδαφικού πλαισίου, προκειμένου να προσδιορίσει συγκεκριμένους παράγοντες ευαισθησίας.			
Ορισμός		Επεξηγηματικές σημειώσεις	Περιεχόμενα
B.1	Γεωμετρικά χαρακτηριστικά	Ένα σύνολο σχεδίων που περιλαμβάνει κατόψεις, όψεις και τομές του κτιρίου, καθώς και όλα τα στοιχεία του χώρου και του οικοδομικού πλαίσιο που απαιτούνται για τους σκοπούς της αξιολόγησης. Ελλείψει ακριβούς γεωμετρικής έρευνας, θα χρησιμοποιείται ένα απλοποιημένο γεωμετρικό μοντέλο αναφοράς επί του οποίου θα υπάρχουν οι κύριες διαστάσεις και επακόλουθες πληροφορίες.	B1α. επιφάνεια κάλυψης B1β. μέγιστο ύψος B1γ. αριθμός ορόφων B1δ. αριθμός ορόφων πάνω από το έδαφος B1ε. σύνολο σχεδίων
B.2	Τοποθεσία	Αναφέρεται κατά πόσον η κατασκευή βρίσκεται σε αστική, ημιαστική, γεωργική ζώνη, κλπ.	B2α. εδαφική χρήση
		Αναφέρεται κατά πόσον η κατασκευή βρίσκεται κοντά σε ποτάμια, ρέματα, θάλασσα, βουνά, χώρους πρασίνου, κ.λπ.	B2β. γεωγραφικά χαρακτηριστικά της περιοχής
		Αναφέρεται κατά πόσον η κατασκευή βρίσκεται στην περιοχή επαρχιακών δρόμων, αυτοκινητοδρόμων, βιομηχανικών συγκροτημάτων, εργοταξίων, κλπ.	B2γ. ανθρωπογενή χαρακτηριστικά της περιοχής
B.3	Έδαφος και Θεμελίωση	Αναφέρεται κατά πόσον στην τοποθεσία της κατασκευής εντοπίζονται χαράδρες, κορυφογραμμές, κλπ..	B3α. ορογραφικά χαρακτηριστικά

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 – Τα απαιτούμενα στοιχεία για το πρώτο επίπεδο αξιολόγησης της σεισμικής διακινδύνευσης (LV1)

		Αναφέρει την κλίση του εδάφους (σε ποσοστό).	
		Αναφέρεται η κατηγορία του εδάφους, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα. Αναφέρει επίσης αν υπάρχει παρουσία των κατολισθήσεων.	B3β. γεωμορφολογικά χαρακτηριστικά
		Αναφέρονται τυχόν σημεία αλλαγής της θέσης του εδάφους και των αιτιών της (αλλαγή των υπόγειων υδάτων, απορροή, σπασμένοι σωλήνες νερού, αποστράγγιση, εκσκαφές, επιχώσεις, κλπ)	B3γ. μεταβολές του εδάφους
B.4	Ανάλυση του συνόλου του κτιρίου	Καθορίζεται αν το αρχιτεκτονικό συγκρότημα είναι απομονωμένο ή γειτνιάζει με άλλα κτίρια και πόσα και ποια είναι τα συστατικά μέρη του κτιρίου. Καθορίζει μέσω του συνόλου των σχεδίων τις διαστάσεις και τα στοιχεία των διαφόρων συστατικών μερών του αρχιτεκτονικού συγκροτήματος	B4α. αρχιτεκτονικό συγκρότημα
		Καθορίζεται αν το περιουσιακό στοιχείο αποτελεί τμήμα ενός αρχιτεκτονικού συγκροτήματος και η θέση του (γωνιακό κτίριο, κεντρικό, συνεχόμενα όμοια κτίρια, κλπ.)	B4β. τμήμα αρχιτεκτονικού συγκροτήματος
B.5	Προσβασιμότητα	Παρουσιάζεται αν η κατασκευή είναι, πλήρως ή εν μέρει, απρόσιτη, λόγω εγγενών αιτιών (κατάρρευσης, επικινδυνότητας, σφράγισης από τις αρχές, κλπ) ή λόγω εξωγενών αιτιών (κατολισθήσεις, δύσβατος δρόμος, μπάζα, κλπ.).	Επίπεδο προσβασιμότητας και αίτια μη προσβασιμότητας
B.6	Τύπος χρήσης	Αναφέρεται κατά πόσον η κατασκευή χρησιμοποιείται πλήρως ή μερικώς. Πρέπει επίσης να επισημανθεί η συχνότητα της χρήσης, σύμφωνα με τις ακόλουθες κατηγορίες: πολύ συχνή (καθημερινή χρήση), συχνή (τουλάχιστον εβδομαδιαία χρήση), προσωρινή ή δεν χρησιμοποιείται (περιστασιακή χρήση).	Ποσοστό χρησιμοποίησης και συχνότητα χρήσης

Πίνακας 3.3: Δελτίο καταγραφής B

ΕΝΤΥΠΟ Γ	Μορφολογία δομικών στοιχείων
Αποσκοπεί να προσδιορίσει και να περιγράψει τα δομικά στοιχεία, μέσω της αναγνώρισης της μορφολογίας, του είδους, των κατασκευαστικών τεχνικών και των υλικών κατασκευής τους.	

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 – Τα απαιτούμενα στοιχεία για το πρώτο επίπεδο αξιολόγησης της σεισμικής διακινδύνευσης (LV1)

Ορισμός		Επεξηγηματικές σημειώσεις	Περιεχόμενα
Γ.1	Κωδικοποίηση δομικών στοιχείων	Καθορισμός δομικών στοιχείων και ταξινόμηση σύμφωνα με τις ακόλουθες κατηγορίες.	Κατακόρυφα στοιχεία (φέροντες τοίχοι, υποστυλώματα, κλπ.) Οριζόντια στοιχεία (δάπεδα και οροφές) Κατακόρυφες συνδέσεις (σκάλες και ράμπες) Οριζόντια φέροντα στοιχεία (αψίδες, υπέρθυρα)
Γ.2	Επιθεώρηση	Για κάθε στοιχείο που κωδικοποιείται στο στάδιο Γ.1 προσδιορίζεται εάν είναι επιθεωρήσιμο, μερικώς επιθεωρήσιμο, μη επιθεωρήσιμο.	Κατακόρυφα στοιχεία (φέροντες τοίχοι, υποστυλώματα, κλπ.) Οριζόντια στοιχεία (δάπεδα και οροφές) Κατακόρυφες συνδέσεις (σκάλες και ράμπες) Οριζόντια φέροντα στοιχεία (αψίδες, υπέρθυρα)
Γ.3	Μορφολογία	Για κάθε στοιχείο που κωδικοποιείται στο στάδιο Γ.1 περιγράφεται η μορφολογία του.	Κατακόρυφα στοιχεία: πυλώνες, υποστυλώματα, συνεχή διαφράγματα Οριζόντια στοιχεία: επίπεδα, επικλινή Κατακόρυφοι σύνδεσμοι: ευθείς, καμπύλοι, ελικοειδείς. Οριζόντια φέροντα στοιχεία: επίπεδα, καμπύλα.
Γ.4	Τύπος δομικών στοιχείων	Για κάθε στοιχείο που κωδικοποιείται στο στάδιο Γ.1 περιγράφεται ο τύπος του, σύμφωνα με συγκεκριμένες κατηγορίες στοιχείων.	Κατακόρυφα στοιχεία: φέρουσα τοιχοποιία, μονολιθικότητα, τοίχοι πλήρωσης, μη εμφανή στοιχεία κ.λπ. Οριζόντια στοιχεία: πάτωμα με μονό σανίδωμα, με διπλό, με σύνθετο, θολωτό κλπ Κατακόρυφοι σύνδεσμοι: απλή ράμπα σε δοκούς, σε μια αψίδα, κλπ. Οριζόντια φέροντα στοιχεία: αψίδες, χαμη-

**ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 – Τα απαιτούμενα στοιχεία για το πρώτο επίπεδο αξιολόγησης
της σεισμικής διακινδύνευσης (LV1)**

			λά τόξα, υπέρθυρα κλπ.
Γ.5	Τύπος τελειωμάτων	Για κάθε στοιχείο που κωδικοποιείται στο στάδιο Γ.1 περιγράφεται το είδος των τελειωμάτων, σύμφωνα με συγκεκριμένες κατηγορίες τελειωμάτων. Για παράδειγμα: σοβάς, πέτρινη επένδυση, ξύλινη, κεραμική, οροφή, χωρίς φινίρισμα κλπ. Καθορίζεται το φινίρισμα των εσωτερικών και εξωτερικών επιφανειών.	Κατακόρυφα στοιχεία (φέροντες τοίχοι, υποστυλώματα, κλπ.) Οριζόντια στοιχεία (δάπεδα και οροφές) Κατακόρυφες συνδέσεις (σκάλες και ράμπες) Οριζόντια φέροντα στοιχεία (αψίδες, υπέρθυρα)
Γ.6	Τεχνική κατασκευής	Για κάθε στοιχείο που κωδικοποιείται στο στάδιο Γ.1 περιγράφεται ο τύπος της κατασκευής.	Οι τοίχοι θα αναλυθούν σε δελτία καταγραφής, τα οποία πρέπει να περιλαμβάνουν: - Περιγραφή των χαρακτηριστικών του υλικού κατασκευής - Γεωμετρικά στοιχεία: το ύψος των τούβλων και το πάχος του οριζόντιου αρμού, η μορφή της δομής της τοιχοποιίας - Εκτιμήσεις της αλληλεμπλοκής μεταξύ των μπλοκ (φυσικοί λίθοι, τούβλα, κλπ.), κατάσταση διατήρησης και επίπεδο αποδιοργάνωσης της τοιχοποιίας.
Γ.7	Τεχνική κατασκευής τελειωμάτων	Για κάθε στοιχείο που κωδικοποιείται στο στάδιο Γ.1 περιγράφεται η τεχνική κατασκευής των τελειωμάτων	Κατακόρυφα στοιχεία (φέροντες τοίχοι, υποστυλώματα, κλπ.) Οριζόντια στοιχεία (δάπεδα και οροφές) Κατακόρυφες συνδέσεις (σκάλες και ράμπες) Οριζόντια φέροντα στοιχεία (αψίδες, υπέρθυρα)
Γ.8	Μηχανικές παράμετροι	Για κάθε στοιχείο που κωδικοποιείται στο στάδιο Γ.1 αναφέρονται οι μηχανικές παράμετροι των υλικών που λαμβά-	f_m = μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας τ_0 = μέση διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας E = μέση τιμή του μέ-

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 – Τα απαιτούμενα στοιχεία για το πρώτο επίπεδο αξιολόγησης της σεισμικής διακινδύνευσης (LV1)

		νονται από πειραματικές δοκιμές που εκτελούνται στο εργοστάσιο ή κατ' αναλογία.	τρον ελαστικότητας G = μέσο μέτρο διάτμησης w = μέσο ειδικό βάρος της τοιχοποιίας
Γ.9	Στοιχεία με ιστορική/καλλιτεχνική αξία	Για κάθε στοιχείο που κωδικοποιείται στο στάδιο Γ.1 εντοπίζονται και περιγράφονται οποιαδήποτε στοιχεία ιστορικής και καλλιτεχνικής αξίας (διακοσμητικά, τοιχογραφίες, έργα ζωγραφικής, οικόσημα, γλυπτικά στοιχεία, κλπ.), αρχαίες τεχνικές οικοδόμησης (σοβάδες, επενδύσεις, δοκάρια, μεταλλικά στοιχεία, ειδικές υφές τοίχου), κινητά στοιχεία (πίνακες ζωγραφικής, αγάλματα, κλπ.).	Κατακόρυφα στοιχεία (φέροντες τοίχοι, υποστυλώματα, κλπ.) Οριζόντια στοιχεία (δάπεδα και οροφές) Κατακόρυφες συνδέσεις (σκάλες και ράμπες) Οριζόντια φέροντα στοιχεία (αψίδες, υπέρθυρα)
Γ.10	Υλικά τελειωμάτων	Για κάθε στοιχείο που κωδικοποιείται στο στάδιο Γ.1, καθώς και για οποιαδήποτε πολύτιμα στοιχεία που υπάρχουν σε αυτό, καταγράφονται τα υλικά κατασκευής με οπτική εξακρίβωση ή με εργαστηριακές εξετάσεις, όταν είναι διαθέσιμες.	Κατακόρυφα στοιχεία (φέροντες τοίχοι, υποστυλώματα, κλπ.) Οριζόντια στοιχεία (δάπεδα και οροφές) Κατακόρυφες συνδέσεις (σκάλες και ράμπες) Οριζόντια φέροντα στοιχεία (αψίδες, υπέρθυρα)

Πίνακας 3.4: Δελτίο καταγραφής Γ

ΕΝΤΥΠΟ Δ		Υφιστάμενη κατάσταση	
Ταξινομεί και περιγράφει τις βλάβες των επιμέρους δομικών στοιχείων.			
Ορισμός		Επεξηγηματικές σημειώσεις	Περιεχόμενα
Δ.1	Δομικές βλάβες	Ξεχωριστά για κάθε στοιχείο, όπως αυτά κωδικοποιούνται στο στάδιο Γ.1. Εκτίμηση της εντατικής κατάστασης που προκάλεσε τις ρωγμές, με βάση το μέγεθος, τη θέση τους και	Δ1α. Τοίχοι από τοιχοποιία - απώλεια καθετότητας του τοίχου (κλίση<90°) - αποκόλληση - κατακόρυφη μετατόπιση

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 – Τα απαιτούμενα στοιχεία για το πρώτο επίπεδο αξιολόγησης της σεισμικής διακινδύνευσης (LV1)

		τα άλλα χαρακτηριστικά τους.	- οριζόντια μετατόπιση - επιφανειακές ρωγμές (να προσδιοριστεί το βάθος / πάχος του τοίχου) - διαμπερείς ρωγμές - μεμονωμένες ή γενικευμένες ασυνέχειες - κατάρρευση
		Ξεχωριστά για κάθε στοιχείο, όπως αυτά κωδικοποιούνται στο στάδιο Γ.1. Επανεξέταση του μηχανισμού των βλαβών / μηχανισμού κατάρρευσης. Ανίχνευση και μέτρηση των ρωγμών.	Δ1β. Φέροντα στοιχεία
		Ξεχωριστά για κάθε στοιχείο, όπως αυτά κωδικοποιούνται στο στάδιο Γ.1.	Δ1γ. Οριζόντια στοιχεία - οπτική αξιολόγηση των ελαττωμάτων (σύμφωνα με την ταξινόμηση κατά τα κριτήρια της ξυλείας) - ψαθυρή θραύση - ύπαρξη στηρίξεων - κακή ευθυγράμμιση στήριξης - υπερβολική παραμόρφωση - κατάρρευση
		Ξεχωριστά για κάθε στοιχείο, όπως αυτά κωδικοποιούνται στο στάδιο Γ.1.	Δ1δ. Αρθρωτές ξύλινες κατασκευές - οπτική αξιολόγηση των βλαβών (σύμφωνα με την ταξινόμηση κατά τα κριτήρια της ξυλείας) - ποιότητα των συνδέσμων και των αρθρώσεων - ψαθυρή θραύση - περιστροφή εκτός επιπέδου - υπερβολική κλίση - κατάρρευση
Δ.2	Υλικές βλάβες	Ξεχωριστά για κάθε στοιχείο, όπως αυτά κωδικοποιούνται στο στάδιο Γ.1. Καθορισμός με ποσοστό της επέκτασης της επιφάνειας των βλαβών.	Δ2α. Τοιχοποιία - αποκόλληση - διάβρωση - αποσάθρωση

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 – Τα απαιτούμενα στοιχεία για το πρώτο επίπεδο αξιολόγησης της σεισμικής διακινδύνευσης (LV1)

		Ξεχωριστά για κάθε στοιχείο, όπως αυτά κωδικοποιούνται στο στάδιο Γ.1. Καθορισμός με ποσοστό της επέκτασης της επιφάνειας των βλαβών.	Δ2β. Ξύλινες κατασκευές απλές και αρθρωτές -σάπισμα -σαράκι
Δ.3	Αίτια βλαβών	Ξεχωριστά για κάθε στοιχείο, όπως αυτά κωδικοποιούνται στο στάδιο Γ.1. Καθορισμός με ποσοστό της επέκτασης της επιφάνειας των βλαβών. Διερεύνηση και αναφορά της αιτίας της βλάβης, με αναφορά στην προέλευση της βλάβης από το εσωτερικό ή εξωτερικό του αντικειμένου της έρευνας.	Δ3α. Ενδογενή αίτια -υγρασία -θερμικοί κύκλοι -απορροή ομβρίων υδάτων -βλάβιση -μη αξιολογήσιμοι παράγοντες
		Ξεχωριστά για κάθε στοιχείο, όπως αυτά κωδικοποιούνται στο στάδιο Γ.1. Καθορισμός με ποσοστό της επέκτασης της επιφάνειας των βλαβών. Διερεύνηση και αναφορά της αιτίας της βλάβης, με αναφορά στην προέλευση της βλάβης από το εσωτερικό ή εξωτερικό του αντικειμένου της έρευνας.	Δ3β. Εξωγενή αίτια - σεισμικά γεγονότα - κατολισθήσεις / πλημμύρες - εστίες πυρκαγιάς - ανθρώπινες ενέργειες - μη αξιολογήσιμοι παράγοντες
Δ.4	Ανάλυση των δομικών λεπτομερειών	Έλεγχος της κατασκευής για την αποτίμηση της υφιστάμενης κατάστασης των δομικών στοιχείων.	- αποδοτικότητα των κόμβων της κατασκευής - αποτελεσματικότητα της σύνδεσης μεταξύ εγκάρσιων τοίχων - αποτελεσματικότητα της σύνδεσης μεταξύ δαπέδων και τοίχων - παρουσία ακρογωνιαίων λίθων ή αντίστοιχης διάταξης - υπέρθυρα με καμπτική αντοχή - θλιβόμενα δομικά στοιχεία - ελκυστήρες, αντηρίδες - παρουσία στοιχείων υψηλής ευπάθειας
Δ.5	Αλληλεπιδράσεις μεταξύ των δομι-	Έλεγχος της κατασκευής για την αποτίμηση της υ-	- ικανότητα σύνδεσης μεταξύ γειτονικών στοι-

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 – Τα απαιτούμενα στοιχεία για το πρώτο επίπεδο αξιολόγησης της σεισμικής διακινδύνευσης (LV1)

	κών μονάδων	φιστάμενης κατάστασης των δομικών στοιχείων.	χείων - δράσεις γειτονικών στοιχείων
--	-------------	--	---

Πίνακας 3.5: Δελτίο καταγραφής Δ

3.3 ΜΕΘΟΔΟΙ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΠΙΤΟΠΟΥ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΤΩΝ ΥΛΙΚΩΝ

Στην ενότητα αυτή θα παρουσιαστεί το σύνολο των μεθόδων ελέγχου κατασκευών από τοιχοποιία. Στη συνέχεια κάποιες βασικές μέθοδοι επιτόπου ελέγχου της κατασκευής θα παρουσιαστούν διεξοδικότερα.

3.3.1 ΠΕΡΙΛΗΠΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζεται το σύνολο των μεθόδων ελέγχου τοιχοποιίας, επί τόπου και στο εργαστήριο.

Κατασκευές από τοιχοποιία		
Οπτικοί έλεγχοι		
Ενόργανοι έλεγχοι	Επιτόπου του έργου	Πυρηνοληψία Υπέρηχοι Κρουσίμετρο Κρουστικές μέθοδοι Ραδιογραφικές μέθοδοι Υπέρυθρη φωτογράφιση Ραντάρ Ενδοσκόπηση Δοκιμή χαραγής Μέθοδος επίπεδων γρύλων Μέτρηση εύρους ρωγμών Έλεγχος παραμορφώσεων Δοκιμαστικές φορτίσεις Δυναμικές- Στατικές Δοκιμές χάλυβα Αποτελεσματικότητα επεμβάσεων Έλεγχος συγκολλήσεως παλαιού δομικού στοιχείου
	Στο εργαστήριο	Αντοχή σε θλίψη Αντοχή σε εφελκυσμό από διάρρηξη Προσδιορισμός λόγου Poisson Προσδιορισμός μέτρων ελαστικότητας Προσδιορισμός φαινόμενου βάρους (φυσικό, ξηρό, κορεσμού) Προσδιορισμός υγρασίας δοκιμίων Προσδιορισμός υδατοαπορροφητικότητας Βαθμονόμηση εμμέσων μεθόδων: κρουσίμετρο, υπέρηχοι Μακροσκοπικός έλεγχος μάζας δομικού στοιχείου Δοκιμή μικροθραυσμάτων Χημικές αναλύσεις

Πίνακας 3.6: Μέθοδοι ελέγχου κατασκευών από τοιχοποιία

3.3.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΩΝ ΒΑΣΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ ΕΛΕΓΧΟΥ ΕΠΙ ΤΟΠΟΥ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

- **Οπτικός έλεγχος:** Μία απλή και άμεση εκτίμηση της επιφανειακής κατάστασης της τοιχοποιίας και του σκυροδέματος μπορεί να γίνει οπτικά. Χρησιμοποιείται κατά κανόνα για τον προσδιορισμό ρηγματώσεων, αποφλοιώσεων και άλλων επιφανειακών ατελειών.

Πολλές φορές αυτός που διενεργεί τον έλεγχο χρησιμοποιεί μεγεθυντικό φακό, ηλεκτρικό φακό, κανόνα ή ρωγμοσκόπιο. Το ρωγμοσκόπιο είναι ένα μικροσκόπιο με εσωτερική κλίμακα που δίνει τη δυνατότητα στο χρήστη να ποσοτικοποιεί το εύρος ορατών επιφανειακών ρωγμών.

Η εφαρμογή του ελέγχου είναι απλή και μικρού κόστους. Μπορεί να εντοπίσει τις προβληματικές περιοχές και έτσι, σε συνδυασμό με άλλες μεθόδους ελέγχου, ο οπτικός έλεγχος είναι πολύ αποδοτικός. Πάντως δεν μπορεί να ανιχνεύσει προβλήματα κάτω από την επιφάνεια της τοιχοποιίας και του σκυροδέματος, δίνει υποκειμενικά αποτελέσματα και απαιτεί εξαιρετικά πεπειραμένο συνεργείο.

- **Κρουσιμέτρηση:** Ο συνηθέστερος μη καταστροφικός έλεγχος είναι η κρουσιμέτρηση. Η μέθοδος βασίζεται στο συσχετισμό της σκληρότητας της επιφάνειας των λιθοσωμάτων ή του σκυροδέματος με τη θλιπτική αντοχή τους. Με τη μέθοδο αυτή προσδιορίζεται η σκληρότητα της επιφάνειας του εξεταζόμενου υλικού ανάλογα με το ύψος αναπήδησης του κρουσίμετρου. Διατίθενται διαφορετικοί τύποι κρουσιμέτρων για σκυρόδεμα, λιθοδομή και ξύλο.

Η μέτρηση του δείκτη επιφανειακής σκληρότητας του σκυροδέματος έχει μικρότερο ποσοστό σφάλματος για ηλικίες σκυροδέματος μεταξύ 14 ημερών και 3 μηνών. Τα κρουσίμετρα είναι εύκολα στη χρήση και η μέθοδος είναι σχετικά απλή και αξιόπιστη.

Μειονέκτημα της μεθόδου είναι ότι απαιτούνται συχνές βαθμονομήσεις του οργάνου ανάλογα με τον τύπο τσιμέντου που πρόκειται να χρησιμοποιήσουμε, καθώς και την ποιότητα των αδρανών (σκληρά, μαλακά, κτλ.). Επίσης τα αποτελέσματα μπορούν να επηρεαστούν από τις επιφανειακές συνθήκες και τις διαστάσεις του σκυροδέματος ή των λιθοσωμάτων στην περίπτωση τοιχοποιίας.

Οι επιφάνειες που ελέγχονται με τη μέθοδο της κρουσιμέτρησης πρέπει να είναι απολύτως λείες, αφού έχει παρατηρηθεί ότι η αξιοπιστία του κρουσίμετρου είναι αυξημένη στις λείες επιφάνειες. Εκτός από τις ανώμαλες επιφάνειες, ακατάλληλες είναι επίσης αυτές που προκύπτουν από κοπή.



Σχήμα 3.3: Μέθοδος κρουσιμέτρησης

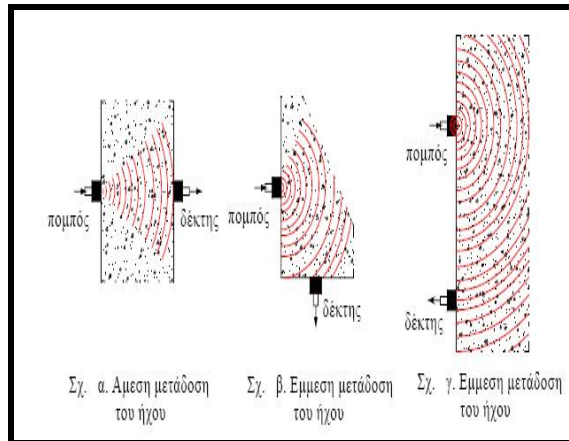
- **Χρήση υπερήχων:** Εκτός από τις τοιχοποιίες, η μέθοδος χρησιμοποιείται ευρύτατα και σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Η ποιότητα και η ομοιομορφία της τοιχοποιίας της κατασκευής μπορεί να εκτιμηθεί με την εκπομπή υπερήχων διαμέσου της τοιχοποιίας και τη μέτρηση της ταχύτητάς τους. Οι μετρούμενες τιμές εξαρτώνται από την υφή της επιφάνειας, την υγρασία και τη θερμοκρασία, το μήκος της διαδρομής, αλλά κυρίως είναι συνάρτηση του οπλισμού, των ενδεχόμενων εσωτερικών ατελειών και ρωγμών της τοιχοποιίας, καθώς και της πυκνότητάς της.

Η συσκευή των υπερήχων αποτελείται από μία γεννήτρια παραγωγής υπερηχητικών κυμάτων, από δύο κρυστάλλους που παίζουν το ρόλο του πομπού και του δέκτη και από ένα μετρητή του χρόνου που χρειάζεται ο υπέρηχος για να διανύσει το υπό εξέταση δοκίμιο. Προκειμένου να εξασφαλίσουμε ότι τα υπερηχητικά κύματα περνούν στο σύνολό τους μέσα από τη μάζα της τοιχοποιίας, συνιστάται να τοποθετείται μεταξύ των κρυστάλλων και της τοιχοποιίας μία λιπαντική ουσία, η οποία καλύπτει τις ατέλειες της εξωτερικής επιφάνειας του στοιχείου.

Η μέθοδος των υπερήχων είναι εξαιρετικά δημοφιλής όχι μόνο για τον εντοπισμό ατελειών στη δομή της τοιχοποιίας, αλλά επίσης για την εκτίμηση της θλιπτικής αντοχής, του μέτρου ελαστικότητας, της σταθεράς του Poisson και της ποιότητάς της. Επίσης, με τη μέθοδο των υπερήχων μπορούν να μετρηθούν αλλαγές που παρατηρούνται με την πάροδο του χρόνου στις ιδιότητες της τοιχοποιίας των κατασκευών.

Στα πλεονεκτήματα της μεθόδου συμπεριλαμβάνονται το χαμηλό κόστος των οργάνων και η ευκολία στη χρήση τους. Στα μειονεκτήματα συγκαταλέγεται το γεγονός ότι το μέγεθος των λιθωσμάτων μπορεί να επηρεάσει τα αποτελέσματα.



Σχήμα 3.4: Μέθοδος υπερήχων

- **Μαγνητικές μέθοδοι:** Η δημιουργία μαγνητικού πεδίου από κατάλληλα βαθμονομημένες συσκευές χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό της θέσης και της διαμέτρου του οπλισμού τοιχοποιίας ή σκυροδέματος με σημείο αναφοράς την επιφάνεια της τοιχοποιίας/ σκυροδέματος, καθώς επίσης και το πάχος της επικάλυψης του σκυροδέματος.

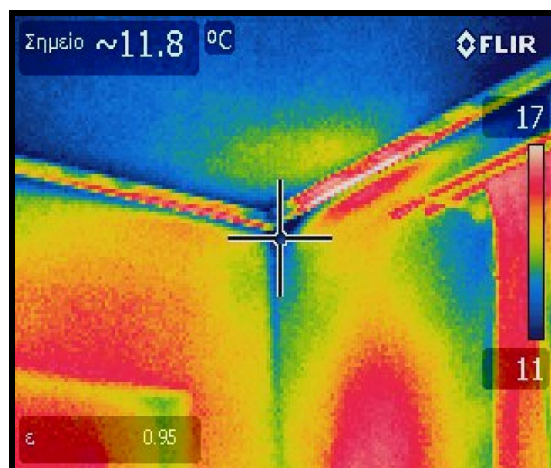


Σχήμα 3.4: Μαγνητική μέθοδος

- **Θερμογράφηση με υπέρυθρη ακτινοβολία:** Μία πηγή υπέρυθρης ακτινοβολίας τοποθετείται στη μία πλευρά του υπό έλεγχο στοιχείου και η ροή υπέρυθρης ενέργειας καταγράφεται και αναλύεται. Μπορούν να εντοπιστούν τυχόν κενά ή ασυνέχειες στο σώμα της τοιχοποιίας ή του σκυροδέματος, τα οποία διαταράσσουν τη ροή της ακτινοβολίας. Η μέθοδος χρησιμοποιείται κυρίως για την ανίχνευση διάβρωσης, εσωτερικών ρωγμών, κενών, αυξημένου πορώδους και αλλαγών στη σύσταση του υλικού.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 – Τα απαιτούμενα στοιχεία για το πρώτο επίπεδο αξιολόγησης της σεισμικής διακινδύνευσης (LV1)

Πλεονέκτημα της μεθόδου είναι η ακρίβεια των αποτελεσμάτων που δίνει και μειονέκτημα το σχετικά υψηλό κόστος του ειδικού εξοπλισμού που απαιτείται για τη διενέργειά της.



Σχήμα 3.6: Μέθοδος θερμογράφησης

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΙΑΚΙΝΔΥΝΕΥΣΗΣ ΜΕ ΤΑΧΕΙΕΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ (LV1)

4.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η έννοια της τυπολογίας των βλαβών προσαρμόζεται σε ιστορικά κτίρια, ανάλογα με τον τρόπο με τον οποίο έχουν σχεδιαστεί, κατασκευαστεί και τροποποιούνται με το χρόνο.

Στα ακόλουθα, παρέχονται παραδειγματικές οδηγίες ειδικά για την ανάλυση και την αξιολόγηση της σεισμικής απόκρισης στην περίπτωση μνημείων, διατηρητέων αλλά και συνήθων κτιρίων.

Προτείνεται, επίσης, ένα απλοποιημένο μηχανικό μοντέλο (LV1) για τους ελέγχους που πρέπει να πραγματοποιούνται στο σύνολο των κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία της χώρας, είτε είναι προστατευόμενες (μνημεία, διατηρητέα κλπ.) είτε όχι, με σκοπό την εκ των προτέρων εκτίμηση του σεισμικού κινδύνου.

Το απλοποιημένο μοντέλο βασίζεται σε έναν αριθμό χαρακτηριστικών και πληροφοριών για την κατασκευή (μηχανικά και γεωμετρικά χαρακτηριστικά, φορτία σχεδιασμού κλπ.), τα οποία είναι εύκολο να συγκεντρωθούν / εκτιμηθούν / υπολογιστούν.

Τονίζεται ότι, σε γενικές γραμμές προσοχή θα πρέπει να δοθεί ως προς τις περιπτώσεις στις οποίες θα πρέπει να καταφύγει ο μηχανικός στην υιοθέτηση τέτοιων μοντέλων. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί σε ιδιαίτερους τύπους κτιρίων, όπως ναοί, χώροι λατρείας και άλλες δομές με μεγάλους εσωτερικούς χώρους, χωρίς ενδιάμεσα οριζόντια στοιχεία (πατώματα, κλπ). Οι τύποι αυτοί των κτιρίων αντιμετωπίζονται με βάση στατιστικά στοιχεία, καθώς δεν είναι δυνατόν να εξαντληθεί η μεγάλη διαφοροποίηση στη δομική τυπολογία την οποία παρουσιάζουν.

4.2 ΙΣΤΟΡΙΚΑ ΚΤΙΡΙΑ ΚΑΙ ΜΝΗΜΕΙΑ

Αυτή η δομική τυπολογία αναφέρεται σε κατασκευές με επιπεδομετρική και πολύπλοκη ανάπτυξη, που αποτελείται από ένα σύστημα από περιμετρικούς και εσωτερικούς φέροντες τοίχους, τοποθετημένους σε διαφορετικές κατευθύνσεις, και από ένα σύστημα από ενδιάμεσα οριζόντια στοιχεία (πχ. πατώματα), τα οποία συχνά λειτουργούν ως σύνδεσμοι.

Χαρακτηριστικές περιπτώσεις αυτής της κατηγορίας είναι τα συνήθη κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία, τα οποία δεν έχουν ανακηρυχθεί διατηρητέα.

Η μοντελοποίηση ιδιαίτερων κατασκευών (πχ. ανακτόρων) μπορεί γενικά να πραγματοποιηθεί με τα ίδια συνήθη μοντέλα βάσει του κανονισμού για τα υφιστάμε-

να κτίρια από τοιχοποιία. Σε πολλές περιπτώσεις όμως, η ιδιαίτερη ποιότητα κατασκευής, η ποιότητα των υλικών και η κανονικότητα των δομικών στοιχείων που συνήθως χαρακτηρίζουν αυτές τις κατασκευές, κάνουν πιο ρεαλιστική την υιοθέτηση ενός μοντέλου ισοδύναμου πλαισίου.

Για την περιγραφή της τοιχοποιίας ως ισοδύναμο πλαίσιο μπορεί να ανατρέξει κανείς στις οδηγίες του Ιταλικού Κανονισμού. Είναι επίσης σαφές ότι η ισχύς των συγκεκριμένων υποδείξεων θα πρέπει να επαληθεύεται με βάση την εν λόγω δομική τυπολογία.

Για παράδειγμα στην περίπτωση ενός αρχοντικού, υψηλότερου και καλύτερης ποιότητας από τα συνήθη κτίρια, ο προσεγγιστικός τύπος για τον υπολογισμό της ιδιοπεριόδου της κατασκευής δεν εγγυάται αξιόπιστα αποτελέσματα: συνιστάται σε αυτή την περίπτωση να προχωρήσει κανείς σε μια πιο ακριβή εκτίμηση, με προσεγγιστικές μεθόδους ή με πραγματική ανάλυση μηχανισμών.

Το ίδιο πράγμα μπορεί να συμβεί με την παρουσία μπαλκονιών ή βεραντών που αποτελούν σημαντικό τμήμα της κάτοψης. Σε τέτοιες περιπτώσεις, η ισοδύναμη μοντελοποίηση θα μπορούσε να είναι αρκετά αδρή.

Σε αυτές τις περιπτώσεις, η συνολική ανάλυση μπορεί να είναι χρήσιμη για την αξιολόγηση της ασφάλειας της κατασκευής, αλλά αυτό δεν απαλλάσσει από μια δοκιμή των στοιχείων των μπαλκονιών και βεραντών με τοπικά μοντέλα (μακροστοιχεία).

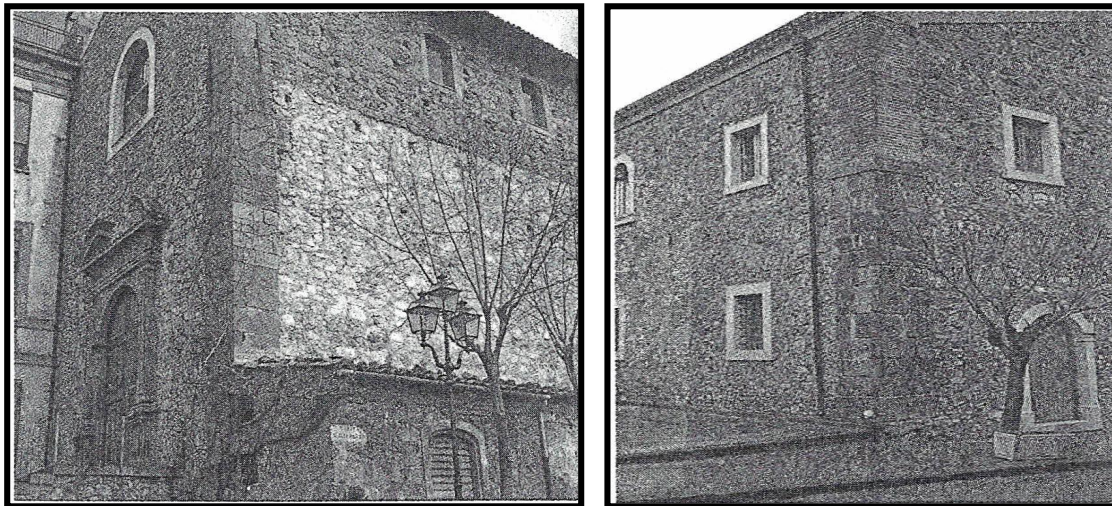
Σχετικές μέθοδοι ελέγχου προτείνονται για τα επιμέρους στοιχεία, και θα πρέπει να ληφθεί υπόψη ότι οι μέθοδοι για τα απλά κτίρια είναι σε μεγάλο βαθμό εμπειρικές διότι σε ορισμένες περιπτώσεις υπαγορεύονται από περιορισμένη πειραματική γνώση.

Για παράδειγμα, το μοντέλο αντοχής των υπέρθυρων (περιοχές μεταξύ των ανοιγμάτων των δύο διαδοχικών ορόφων) δεν λαμβάνει υπ' όψιν την αντοχή σε εφελκυσμό που αναπτύσσει η τοιχοποιία λόγω της αλληλεμπλοκής μεταξύ των λιθωμάτων. Εναλλακτικά μοντέλα για την συμπεριφορά των υπέρθυρων μπορούν να χρησιμοποιηθούν, εφόσον δικαιολογούνται επαρκώς.

Μια άλλη κρίσιμη πτυχή είναι ο ορισμός της κρίσιμης μετατόπισης για κάθε στοιχείο, η οποία σύμφωνα με τον Ιταλικό Κανονισμό είναι ένα κλάσμα του ύψους του. Οι προτεινόμενες τιμές έχουν επαληθευτεί πειραματικά σε ένα συγκεκριμένο εύρος της πιθανής διακύμανσης, αλλά δεν είναι σωστό να προεκτείνεται ο κανόνας αυτός σε κάθε πιθανή κατάσταση (πχ. σε πολύ χαμηλούς πεσσούς τοιχοποιίας ή σε δοκάρια σύζευξης μικρών ανοιγμάτων, οι προτεινόμενες τιμές είναι σίγουρα πολύ συντηρητικές). Σε αυτή την περίπτωση είναι δυνατόν να υιοθετηθούν διαφορετικές τιμές, εφ' όσον δικαιολογηθούν επαρκώς.

Στην περίπτωση οριζόντιων δομών που αποτελούνται από αψιδωτά στοιχεία, ανάλογα με τον τύπο των αψίδων, τα μηχανικά χαρακτηριστικά του υλικού, το πάχος του τοίχου και το είδος της σύνδεσης με τα γειτονικά στοιχεία, μπορεί να εκτιμηθεί μία κατάλληλη τιμή για τη δυσκαμψία του αντίστοιχου ορόφου.

Στην τελευταία περίπτωση μπορεί να γίνει παραδοχή γραμμικής ελαστικής συμπεριφοράς, με την προϋπόθεση ότι δεν υπερβαίνεται μία οριακή γωνιακή παραμόρφωση στον τελευταίο όροφο, η οποία εξαρτάται από τη μορφή της αψίδας.



Σχήματα 4.1, 4.2: Κτίρια με μεγάλα ύψη, με τύπους τοιχοποιίας διαφορετικής σεισμικής απόκρισης

Στην περίπτωση κατά την οποία η κατασκευή παρουσιάζει ιδιαίτερη μορφολογία, η οποία δεν μπορεί να προσομοιωθεί με ισοδύναμα πλαίσια, θα πρέπει να δημιουργηθεί ένα κατάλληλο μοντέλο.

Μια δυνατότητα είναι να δημιουργηθεί ένα δομικό μοντέλο με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, με μη γραμμική θεώρηση, το οποίο μέσω κατάλληλων αναλύσεων θα περιγράφει τη συμπεριφορά της τοιχοποιίας.

Θα πρέπει να προσομοιωθεί η περιορισμένη αντίσταση σε θλίψη και εφελκυσμό, η μη γραμμικότητα των μηχανικών χαρακτηριστικών αντοχής και ενδεχομένως η επιρροή των ανακυκλιζόμενων φορτίσεων στα μηχανικά χαρακτηριστικά.

Στην περίπτωση ύπαρξης ιδιαίτερων αρχιτεκτονικών στοιχείων στην κατασκευή (καμπαναριά, τρούλοι, κλπ.) θα πρέπει τα στοιχεία αυτά να ελεγχθούν ξεχωριστά ως προς τη συμπεριφορά τους και να γίνουν έλεγχοι με τη μέθοδο των τοπικών μηχανισμών αστοχίας.

Πολλά κτίρια, ακόμη και όταν κατασκευάζονται με υλικά και τεχνικές καλής ποιότητας, συχνά δεν παρουσιάζουν αποτελεσματικές συνδέσεις μεταξύ των στοιχείων και οι κατασκευαστικές κανόνες για τη γεωμετρία του κτιρίου (απόσταση μεταξύ των φερόντων τοίχων, απόσταση από κέντρο σε κέντρο μεταξύ των πεσσών, κλπ) δεν είναι πάντα επαρκείς για την πρόληψη εκδήλωσης τοπικού μηχανισμού αστοχίας.

Με βάση τον οπτικό έλεγχο της κατασκευής ή την εξέταση παρόμοιων καταστάσεων (ανίχνευση των συνεπειών των σεισμικών γεγονότων σε παρόμοιες κατασκευές), θα πρέπει να προσδιοριστούν οι τοπικοί μηχανισμοί που ενδεχομένως είναι δυνατόν να ενεργοποιηθούν στην κατασκευή και να γίνει εκτίμηση της σεισμικής τρωτότητας.

Ένα εργαλείο για αυτούς τους ελέγχους είναι η ανάλυση οριακής ισορροπίας, και ιδίως η διαδικασία που ορίζεται στο παράρτημα 11.C του Ιταλικού Κανονισμού, η

οποία παρουσιάζεται στο Κεφάλαιο 5 αυτής της διπλωματικής εργασίας, σύμφωνα με τις μεθόδους της γραμμικής ή μη-γραμμικής κινηματικής ανάλυσης.

Η ανάλυση των τοπικών μηχανισμών μπορεί, ωστόσο, να πραγματοποιηθεί με χρήση μη γραμμικών μοντέλων πεπερασμένων στοιχείων, μέσω μιας βήμα-προς-βήμα (incremental) ανάλυσης μέχρι την κατάρρευση.

Ένα **απλοποιημένο μηχανικό μοντέλο** για τα ιστορικά κτίρια παρουσιάζεται στην επόμενη ενότητα.

ΤΟ ΜΗΧΑΝΙΚΟ ΜΟΝΤΕΛΟ ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΟ ΚΑΙ ΠΡΟΣΑΡΜΟΣΜΕΝΟ ΓΙΑ ΙΣΤΟΡΙΚΑ ΚΤΙΡΙΑ ΚΑΙ ΜΝΗΜΕΙΑ

Στην περίπτωση συνήθων κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία, χωρίς συγκεκριμένο τύπο κατασκευής παρέχεται το ακόλουθο απλοποιημένο μηχανικό μοντέλο, το οποίο επιτρέπει ποσοτική αξιολόγηση της επιτάχυνσης κατάρρευσης με την υπόθεση ότι αυτή θα προκύψει για αστοχία τοίχων **εντός του επιπέδου τους**, στο πλαίσιο της **συμπεριφοράς του κτιρίου ως ενιαίος φορέας**.

Στην περίπτωση που το κτίριο είναι πιο ευαίσθητο σε τοπικούς μηχανισμούς αστοχίας εκτός επιπέδου, (λόγω ανεπαρκούς σύνδεσης των στοιχείων), απ' ότι στη συμπεριφορά του ως ενιαίος φορέας, πρέπει να υπολογιστεί η οριζόντια εδαφική επιτάχυνση που οδηγεί στην οριακή κατάσταση των μακροστοιχείων αυτών που συμμετέχουν στους κινηματικούς μηχανισμούς και να συγκριθεί με αυτήν που υπολογίζεται από το παρακάτω μοντέλο.

Η εδαφική επιτάχυνση που οδηγεί στην οριακή κατάσταση κατάρρευσης, ανεξάρτητη της σεισμικότητας της περιοχής όπου βρίσκεται το κτίριο, δίνεται από τον τύπο:

$$a_{SLU} = \frac{QF_{SLU}}{e * MC(T)}$$

Όπου:

F_{SLU}: η διατμητική αντοχή του κτιρίου

Q: ο συντελεστής του κτιρίου (συντελεστής συμπεριφοράς) που μπορεί να υποτεθεί ίσος με 3 για κτίρια κανονικά καθ' ύψος και 2.25 σε διαφορετική περίπτωση, για συντελεστή υπεραντοχής του κτιρίου ίσο με q=1.5

M: συνολική μάζα του κτιρίου για τον σεισμικό συνδυασμό

e*: το ποσοστό της δρώσας μάζας (μάζα που συμμετέχει στον συγκεκριμένο μηχανισμό αστοχίας)

C(T): το κανονικοποιημένο φάσμα, το οποίο προκύπτει ως ο λόγος του ελαστικού φάσματος απόκρισης (q=1) του EC8 προς τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση, η οποία υπολογίζεται με βάση τα εδαφικά χαρακτηριστικά της τοποθεσίας της κατασκευής

Η διατμητική αντοχή του κτιρίου υπολογίζεται ως η μικρότερη εκ των δύο υπολογιζόμενων σε δύο κάθετες διευθύνσεις, όπου οι διευθύνσεις επιλέγονται συνήθως σύμφωνα με τους άξονες των φερόντων τοίχων.

Το μοντέλο θεωρεί για κάθε κατεύθυνση τους πεσσούς να φέρουν κατακόρυφα φορτία και υποθέτει ότι η κατάρρευση συμβαίνει όταν η μέση τάση ισούται με ένα κατάλληλο ποσοστό της διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 – Αξιολόγηση της σεισμικής διακινδύνευσης με ταχείες μεθόδους (LV1)

Για παράδειγμα, στην X-διεύθυνση ενός ορόφου του κτιρίου:

$$F_{SLUxi} = \frac{\mu_{xi} \zeta_{xi} A_{xi} \tau_{di}}{\beta_{xi}}$$

Όπου:

A_{xi}: το εμβαδό των πεσσών του i-ορόφου, οι οποίοι έχουν τη μεγαλύτερη διάστασή τους παράλληλη προς τη διεύθυνση X. (Πρέπει να γίνει θεώρηση και των επιφανειών με κλίση στο διάστημα $\pm 45^\circ$, όπου η ενεργός επιφάνεια μειώνεται πολλ/μενη με το συνα).

β_{xi}: συντελεστής μη-κανονικότητας κατόψεως του κτιρίου στον i-όροφο, σχετιζόμενος με την εκκεντρότητα του κέντρου δυσκαμψίας σε σχέση με το κέντρο μάζας του κτιρίου (η θέση του οποίου μπορεί να εκτιμηθεί). Επίσης σχετίζεται με την απόσταση μεταξύ κέντρου δυσκαμψίας και του πλέον απομακρυσμένου απ' αυτό πεσσού στην X-διεύθυνση.

$$\beta_{xi} = 1 + 2 \frac{e_{yi}}{d_{yi}} \leq 1.25$$

Οι συντεταγμένες του κέντρου δυσκαμψίας (Κ.Δ.) ενός ορόφου υπολογίζονται σε σχέση ως προς ένα σημείο αναφοράς του επιπέδου ως εξής:

$$x_{K\Delta} = \frac{\sum_k x_i K_{i,y}}{\sum_k K_{i,y}}, \quad y_{K\Delta} = \frac{\sum_k y_i K_{i,x}}{\sum_k K_{i,x}}$$

Όπου:

x_i, y_i: η απόσταση κατά τη διεύθυνση X και Y αντίστοιχα του πεσσού k από το σημείο αναφοράς

K_{i,y}, K_{i,x}: η δυσκαμψία κατά τη διεύθυνση Y και X αντίστοιχα του πεσσού k

Στην περίπτωση όπου όλοι οι τοίχοι είναι φέροντες, ο συντελεστής μη-κανονικότητας σε κάτοψη μπορεί να υπολογιστεί με μεγαλύτερη ακρίβεια, εάν είναι γνωστή για τον κάθε πεσό k στην διεύθυνση X η επιφάνεια αντίστασης εντός επιπέδου A_{xi,k} και η θέση του y, ως προς ένα σύστημα συντεταγμένων.

$$y_{ci} = \frac{\sum_k y_k A_{xi,k}}{A_{xi}}$$

Ο συντελεστής μη- κανονικότητας σε κάτοψη υπολογίζεται ως:

$$\beta_{xi} = 1 + \frac{e_{yi} d_{yi} A_{xi}}{\sum_k (y_k - y_{ci})^2 A_{xi,k}} \leq 1.25$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 – Αξιολόγηση της σεισμικής διακινδύνευσης με ταχείες μεθόδους (LV1)

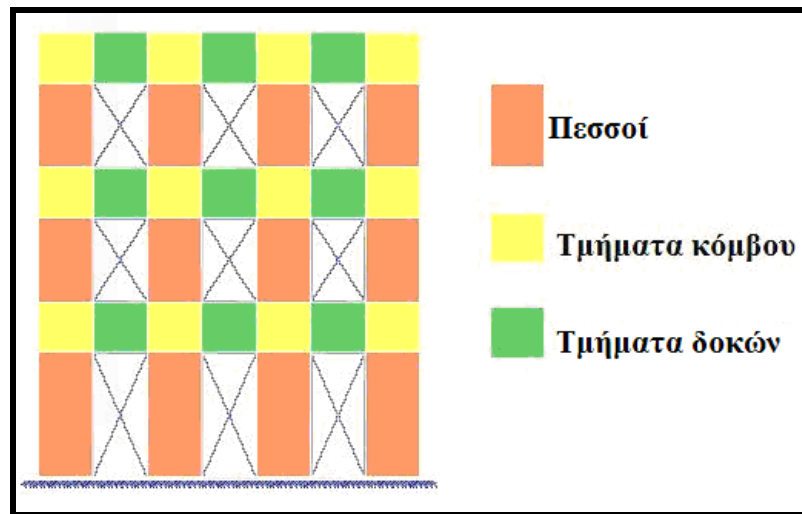
μ_{xi} : μια σταθερά που λαμβάνει υπόψη την ομοιογένεια της δυσκαμψίας και της αντοχής των πεσσών της τοιχοποιίας μπορεί να εκτιμηθεί ως εξής:

$$\mu_{xi} = 1 - 0.2 \left(\sqrt{\frac{N_{mxi} \sum_j A_{xi,j}^2}{A_{xi}^2}} - 1 \right) \geq 0.8$$

Όπου:

N_{mxi} : το νούμερο των πεσσών στην X-διεύθυνση, στον όροφο i.

$A_{xi,j}$: το εμβαδόν του κάθε πεσσού στην X-διεύθυνση στον όροφο. Το άθροισμα περιλαμβάνει όλους τους πεσσούς της κατόψεως στον συγκεκριμένο όροφο- $\sum_j A_{xi,j} = A_{xi}$



Σχήμα 4.3: Διαχωρισμός της τοιχοποιίας σε πεσσούς, τμήματα κόμβου και τμήματα δοκών (υπερθύρων)

ζ_{xi} : Μια σταθερά σχετιζόμενη με τον τύπο αστοχίας που κυριαρχεί στους πεσσούς του i-ορόφου. Έχει την τιμή 1.0 για αστοχία σε διάτμηση, ενώ θεωρείται ίση με 0.8 για περίπτωση αστοχίας λόγω κάμψης (αδύναμοι πεσσοί ή μικρά κατακόρυφα φορτία).

τ_{di} : η τιμή της διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας στους πεσσούς του i-ορόφου.

$$\tau_{di} = \tau_{0d} \sqrt{1 + \frac{\sigma_{0i}}{1.5\tau_{0d}}}$$

Όπου:

τ_{0d} : η τιμή της διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας, ανεξάρτητης από την θλιπτική αξονική δύναμη, διαιρεμένης με τον συντελεστή ασφαλείας FC, ο οποίος λαμβάνει την τιμή **1.35** για περιορισμένη αξιοπιστία της γνώσης των μηχανικών ιδιοτήτων της τοιχοποιίας, **1.20** για μέτρια αξιοπιστία και **1.00** για μεγάλη αξιοπιστία. Τιμές της διατμητικής αντοχής τ_{0d} για τα διάφορα είδη τοιχοποιίας δίνονται στο Παράρτημα Γ.

σ_{0d} : η τιμή της κατακόρυφης τάσης στην επιφάνεια αντίστασης των τοίχων στον i-όροφο

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 – Αξιολόγηση της σεισμικής διακινδύνευσης με ταχείες μεθόδους (LV1)

Η μάζα M , της οποίας γίνεται θεώρηση για την εκτίμηση των σεισμικών δράσεων κατάρρευσης σχετίζεται με τα κατακόρυφα φορτία:

$$M = \frac{G_k + \sum_i \Psi_{2i} Q_{ki}}{g}$$

Όπου:

G_k : μόνιμα φορτία, με την χαρακτηριστική τους τιμή, ολόκληρου του κτιρίου

Q_{ki} : κινητά και τυχηματικά φορτία, με την χαρακτηριστική τους τιμή, ολόκληρου του κτιρίου

g : η επιτάχυνση βαρύτητας

Ψ_{2i} : συνδυαστικός συντελεστής, ο οποίος λαμβάνει υπ' όψιν την πιθανότητα το σύνολο των κινητών φορτίων να είναι παρόν στην περίπτωση σεισμού.

Για να υπολογιστεί η δρώσα μάζα e^* που συμμετέχει στην δυναμική κίνηση, είναι απαραίτητο να υποτεθεί εκ των προτέρων ένας μηχανισμός κατάρρευσης. Με το σύμβολο Φ συμβολίζεται το διάνυσμα που αναπαριστά την κίνηση των διάφορων ορόφων σύμφωνα με την εκτιμώμενη μορφή κατάρρευσης (ιδιομορφή του κτιρίου), με αδιάστατη μοναδιαία τιμή στην κορυφή του κτιρίου.

Η μάζα e^* που συμμετέχει στον μηχανισμό κατάρρευσης υπολογίζεται σύμφωνα με τον τύπο:

$$e^* = \frac{(\sum_i m_i \phi_i)^2}{M \sum_i m_i \phi_i^2}$$

Όπου (θεωρώντας το άθροισμα όλων των ορόφων):

m_i : Η μάζα του i -ορόφου

ϕ_i : Η οριζόντια μετακίνηση του i -ορόφου

Στην περίπτωση όπου μπορούν να θεωρηθούν σταθερά το ύψος και η μάζα των ορόφων, ο τύπος μπορεί να απλοποιηθεί ως εξής:

$$e^* = \frac{(\sum_i \phi_i)^2}{N \sum_i \phi_i^2}$$

Όπου:

N : ο αριθμός των ορόφων

Στην περίπτωση όπου δεν μπορεί να προσδιοριστεί με ακρίβεια ο μηχανισμός κατάρρευσης Φ , μπορεί να αναφερθεί κανείς σε δύο είδη μηχανισμού κατάρρευσης που εφαρμόζονται στην περίπτωση των κτιρίων.

(1) Μηχανισμός ασθενούς i -ορόφου συμβαίνει όταν ένας όροφος είναι σημαντικά ασθενέστερος σε σχέση με τους υπόλοιπους, με αποτέλεσμα να αποτυγχάνει η κατασκευή να αξιοποιήσει τη δυνατότητα απορρόφησης σεισμικών φορτίων και μετακινήσεων των άλλων ορόφων, οι οποίοι παραμένουν ελαστικοί. Αυτός ο μηχανισμός συμβαίνει ακόμα και με παρουσία ακρογωνιαίων λίθων και άλλων δύσκαμπτων

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 – Αξιολόγηση της σεισμικής διακινδύνευσης με ταχείες μεθόδους (LV1)

στοιχείων στις τοιχοποιίες, στο επίπεδο των οριζόντιων στοιχείων. Σε αυτήν την περίπτωση, το ποσοστό της συμμετέχουσας σεισμικής μάζας υπολογίζεται ως:

$$e^* = \frac{N + 1 - i}{N}$$

Όπου:

i: ο αριθμός του ορόφου, το 1 αντιστοιχεί στο ισόγειο.

(2) Ομοιόμορφη κατάρρευση συμβαίνει όταν συμβεί αστοχία των υπερθύρων στο επίπεδο των οριζοντίων σταθμών και οι πεσσοί στη βάση του ισογείου αστοχούν λόγω κάμψης.

Η μάζα e^* υπολογίζεται από την έκφραση:

$$e^* = 0.75 + 0.25N^{-0.75}$$

Ο υπολογισμός της επιτάχυνσης κατάρρευσης του κτιρίου πραγματοποιείται σύμφωνα με την ακόλουθη διαδικασία:

(1) Μηχανισμός ασθενούς ορόφου (για κάθε όροφο εκτός από τον κατώτερο)

- Υπολογισμός της αντοχής και στις δύο διευθύνσεις σε κάτοψη και αναγνώριση της ασθενέστερης διεύθυνσης
- Υπολογισμός της επιτάχυνσης κατάρρευσης, με υπόθεση μηχανισμού κατάρρευσης ασθενούς ορόφου

(2) Ομοιόμορφη κατάρρευση (κατάρρευση ισογείου):

- Υπολογισμός της αντοχής και στις δύο διευθύνσεις σε κάτοψη και αναγνώριση της ασθενέστερης διεύθυνσης
- Επιλογή μεταξύ καθολικού μηχανισμού αστοχίας ή ασθενούς ορόφου
- Υπολογισμός της επιτάχυνσης κατάρρευσης στο επίπεδο του εδάφους (ισόγειο)

Τέλος, υπολογισμός της a_{SLU} της κατασκευής, ως την ελάχιστη μεταξύ των τιμών που αντιστοιχούν σε κατάρρευση των διαφορετικών ορόφων και υπολογισμός του συντελεστή σεισμικής ασφάλειας I_s από τον τύπο:

$$I_s = \frac{a_{SLU}}{\gamma_I S a_g}$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΤΟΠΙΚΟΙ ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ (LV2)

5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Σε αυτό το κεφάλαιο παρουσιάζονται μερικά απλά παραδείγματα συνθέσεων φέρουσας τοιχοποιίας, οι οποίες αναλύθηκαν σύμφωνα με τη μέθοδο της οριακής ανάλυσης κατά τον Ιταλικό Κανονισμό Κατασκευών DM 2008, και την εγκύκλιο αρ. 617 του 2009. Θα γίνει παρουσίαση τριών περιπτώσεων, από την πιο απλή έως την πιο σύνθετη.

Για μια πιο ρεαλιστική προσομοίωση, η ανάλυση θα λάβει υπόψη της κάποια φαινόμενα που μπορούν να επηρεάσουν τη σεισμική απόκριση των τοίχων που εξετάζονται. Ειδικότερα, λαμβάνεται υπόψη η συνεισφορά της τριβής και της συνοχής του κονιάματος στην αντοχή, καθώς και των υποχωρήσεων των πλαστικών αρθρώσεων, που οφείλονται στο γεγονός ότι η τοιχοποιία δεν διαθέτει άπειρη θλιπτική αντοχή.

Η πρώτη περίπτωση είναι αυτή ενός απλού τοίχου, χωρίς εγκάρσιο τοίχο πρόσοψης και χωρίς κατακόρυφα φορτία. Στον τοίχο αυτό ασκούνται σεισμικές δυνάμεις παράλληλα στο επιπέδου του. Θεωρείται ένας μηχανισμός περιστροφής ενός σφηνοειδούς τμήματος εντός του επιπέδου του τοίχου με δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στη βάση του τοίχου.

Στη συνέχεια θα εξεταστεί μια πιο περίπλοκη διαμόρφωση: ο τοίχος του προηγούμενου παραδείγματος με διαφορετικό τοίχο πρόσοψης (εγκάρσιο στον πρώτο τοίχο). Ο κινηματικός μηχανισμός σε αυτήν την περίπτωση είναι η περιστροφή του τοιχώματος πρόσοψης μαζί με ένα σφηνοειδές τμήμα των εγκάρσιων τοίχων.

Το τρίτο παράδειγμα, ακόμα πιο ρεαλιστικό, είναι μια μονώροφη διαμόρφωση, η οποία αποτελείται από δύο εγκάρσιους τοίχους της προηγούμενης περίπτωσης (τοιχοποιία μορφής σφυριού), οι οποίοι φορτίζονται με τα ίδια βάρη, καθώς και τα μόνιμα και κινητά φορτία από τα πατώματα. Η κίνηση εξακολουθεί να είναι η περιστροφή της πρόσοψης και των σφηνοειδών τμημάτων, αλλά σε αυτή την περίπτωση πρέπει να ληφθεί υπόψη και η επίδραση των πατωμάτων στον κινηματικό μηχανισμό.

Τέλος, θα πρέπει να γίνει αναφορά στο πεδίο εφαρμογής της μεθόδου έλεγχου με κινηματικούς μηχανισμούς κατάρρευσης εντός του επιπέδου των τοίχων που παρουσιάζονται σε αυτό το κεφάλαιο: είναι ένα μόνο από τα κριτήρια που προτείνει η νέα ιταλική νομοθεσία για τα κτίρια.

Η μεθοδολογία πλαισιώνεται από ελέγχους έναντι κάμψης, διατμητικής διαγώνιας ρηγμάτωσης, διατμητικής ολίσθησης και ανατροπής ολόκληρου του τοίχου ως άκαμπτο σώμα, σύμφωνα με τον Ιταλικό Κανονισμό. Στους ελέγχους αυτούς είναι αφιερωμένη μια σύντομη παράγραφος στο τέλος του κεφαλαίου.

5.2 ΜΟΝΟΣ ΤΟΙΧΟΣ ΧΩΡΙΣ ΠΡΟΣΟΨΗ ΚΑΙ ΠΑΤΩΜΑ

Ο εν λόγω τοίχος και ο κινηματικός μηχανισμός που πρόκειται να αναλυθεί παρουσιάζονται στα Σχήματα 5.1 και 5.2. Ο τοίχος αποτελείται από τοιχοποιία αντοχής επαρκούς για την αποφυγή της θραύσης της υπό την επίδραση των σεισμικών δυνάμεων, ώστε να καταστεί δυνατή η εξέλιξη ενός κινηματικού μηχανισμού.

Επιπλέον, η καλή ποιότητα κατασκευής έχει ως αποτέλεσμα η μορφή του κινηματικού μηχανισμού να είναι όπως παριστάνεται στο Σχήμα 5.1. Το μακροστοιχείο σε περιστροφή (τριγωνικό πρίσμα), ενώ είναι μονολιθικό, για λόγους απλοποίησης των υπολογισμών, μπορεί να χωριστεί σε:

- ένα τμήμα του ορθογώνιου σχήματος με πλάτος B και ύψος h
- ένα τριγωνικό τμήμα με ύψος h και πλάτος που ορίζεται από την κρίσιμη γωνία της ασυνέχειας ϕ (Σχ. 5.2).

Δεν υπάρχουν φορτία στον τοίχο, με εξαίρεση το ίδιο του βάρος. Η σημασία των συμβόλων που χρησιμοποιούνται είναι η εξής:

F_s : η οριζόντια σεισμική δύναμη

P : το ίδιο βάρος του τριγωνικού πρίσματος τοιχοποιίας

P' : το ίδιο βάρος της κεφαλής του τοίχου

h : το ύψος του τοίχου

ϕ : η κρίσιμη γωνία της ασυνέχειας που δημιουργεί το πρίσμα αποκόλλησης

b : το πάχος του τοίχου

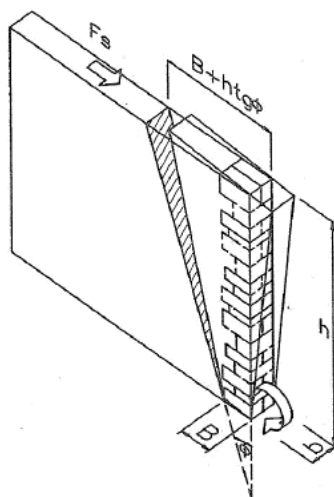
B : το πλάτος της κεφαλής του τοίχου

f : ο συντελεστής εσωτερικής τριβής της τοιχοποιίας

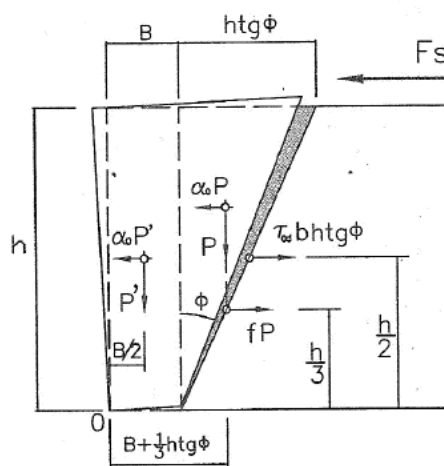
τ_{0d} : η συνοχή της τοιχοποιίας

γ : το ειδικό βάρος της τοιχοποιίας

$\tan\phi$: η εφαπτομένη της γωνίας ϕ ($\tan\phi$)



Σχήμα 5.1: Κινηματικός μηχανισμός απλού τοίχου εντός επιπέδου



Σχήμα 5.2: Δυνάμεις και μοχλοβραχίονες του τοίχου στον κινηματικό μηχανισμό εντός επιπέδου

Οι γεωμετρικές διαστάσεις του τοίχου του παραδείγματος είναι:

$$B = 0.60 \text{ m}$$

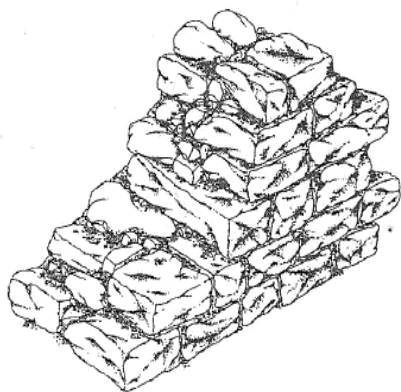
$$b = 0.40 \text{ m}$$

$$h = 3 \text{ m}$$

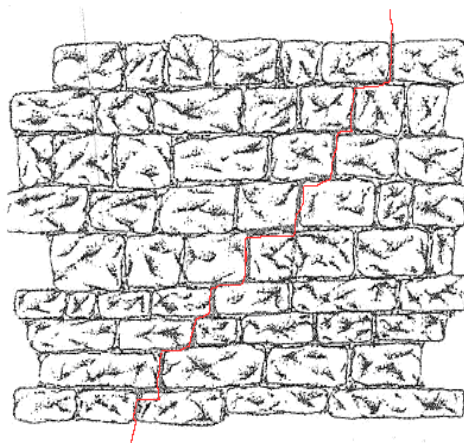
Τα χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας περιγράφονται παρακάτω. Πρόκειται για τοιχοποιία από πέτρες λαξευμένες με κανονική υφή (Σχήματα 5.3 και 5.4).

Τα λιθοσώματα είναι από ασβεστόλιθο. Τοποθετούνται στην εξωτερική πλευρά του τοίχου σε προσεγγιστικά παραλληλεπίπεδη διάταξη. Οι οριζόντιες σειρές έχουν διαφορετικά ύψη. Οι κάθετοι αρμοί κλιμακώνονται καλά στην εξωτερική πλευρά, ενώ στην εσωτερική πλευρά έχουν μια ελαφρώς πιο πυκνή διάταξη.

Υπάρχουν διάτονοι λίθοι, οι οποίοι αν και δεν είναι συχνοί, εξασφαλίζουν τη μονολιθικότητα της τοιχοποιίας στις εγκάρσιες διευθύνσεις.



Σχήμα 5.3: Αξονομετρία της τοιχοποιίας του παραδείγματος



Σχήμα 5.4: Όψη της τοιχοποιίας του παραδείγματος και προσδιορισμός της γωνίας ασυνέχειας

Ο αρμός από ασβεστοκονίαμα είναι ψαθυρός και για την περίπτωση αυτού του παραδείγματος, επειδή είναι ενδιαφέρον να εκτιμηθεί η επίδραση του κονιάματος στην επιτάχυνση της ενεργοποίησης του μηχανισμού, θα υποθέσουμε ότι το κονίαμα είναι σε καλή κατάσταση και ότι είναι αρκετά καλής ποιότητας.

Η κρίσιμη γωνία ασυνέχειας για την εν λόγω τοιχοποιία είναι περίπου 38° στην εξωτερική παρειά (Σχ. 5.4) και 30° στην εσωτερική παρειά (δεν φαίνεται στο σχήμα), η οποία έχει ελαφρώς κατώτερη ποιότητα όσον αφορά τις διαστάσεις, το σχήμα, την κατασκευή και το μέγεθος των λίθων. Η κρίσιμη γωνία που θεωρείται ότι ορίζει το σχήμα του πρίσματος αποκόλλησης μπορεί να θεωρηθεί ως η μέση γωνία των δύο παρειών, ως εκ τούτου υποτίθεται ίση με 34° .

Η παραπάνω τοιχοποιία περιγράφεται από τους πίνακες του Ιταλικού Κανονισμού, δεδομένου ότι το επίπεδο των γνώσεων με το οποίο πραγματοποιείται αυτή η ανάλυση είναι το χαμηλότερο (LC1), και θα πρέπει να θεωρηθεί και να παραμετροποιηθεί ως μια τοιχοποιία από «λαξευτούς, τραχείς λίθους με κατακόρυφα τμήματα

περιορισμένου πάχους και εσωτερικό πυρήνα», αλλά με τα ακόλουθα διορθωτικά στοιχεία (Πίνακας C8A.2.2 της εγκυκλίου αρ. 617 του 2009): κονίαμα καλής ποιότητας, οριζόντια διαφράγματα και εγκάρσια σύνδεση.

Λαμβάνοντας υπόψη τους παράγοντες διόρθωσης, λαμβάνεται για την τοιχοποιία υπό εξέταση:

$$\begin{aligned}\tau_0 &= 8.8 \text{ N/cm}^2 \\ f_m &= 504 \text{ N/cm}^2\end{aligned}$$

Οι τιμές των παραμέτρων αυτών μετά από διαίρεση με ένα συντελεστή ασφαλείας $FC = 1.35$ (επίπεδο αξιοπιστίας $LC1$) και ένα συντελεστή ασφαλείας $\gamma_M = 2$ σχετιζόμενο με τα υλικά:

$$\begin{aligned}\tau_0 &= 3.26 \text{ N/cm}^2 \\ f_m &= 187 \text{ N/cm}^2\end{aligned}$$

Το ειδικό βάρος της τοιχοποιίας γ είναι ίσο με $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 = 2000 \text{ kg/m}^3$
Ο συντελεστής εσωτερικής τριβής της τοιχοποιίας υποτίθεται ίσος με $f = 0.4$.
Το ίδιο βάρος του τριγωνικού πρίσματος τοιχοποιίας είναι:

$$P = \frac{1}{2} b h^2 \gamma \tan \phi = 2428 \text{ kg}$$

Το ίδιο βάρος της κεφαλής του τοίχου είναι ίσο με:

$$P' = B h b \gamma = 1440 \text{ kg}$$

Υπό το συνολικό βάρος $P + P' = 3868 \text{ kg}$ υπάρχει μια υποχώρηση της πλαστικής άρθρωσης, λόγω θλίψης της τοιχοποιίας που υπολογίζεται ως:

$$t = \frac{2 \sum P_i}{3 f_d b} = 0.035 \text{ m} = 3.5 \text{ cm}$$

Αυτή η υποχώρηση θα πρέπει να ληφθεί υπόψη στον καθορισμό των οριζόντιων μοχλοβραχιόνων των δυνάμεων αντίστασης.

Η ροπή ανατροπής λόγω του σεισμού δίνεται από το άθροισμα των ροπών που δρουν στα δύο τμήματα (κεφαλή και πρίσμα), στα οποία χωρίστηκε το μακροστοιχείο για τον συγκεκριμένο κινηματικό μηχανισμό:

$$M_s = aP \frac{2}{3} h + aP' \frac{1}{2} h = 7016 \text{ kgm}$$

Η ροπή αντίστασης λόγω του σχήματος του μακροστοιχείου είναι το άθροισμα των ροπών αντίστασης των δύο τμημάτων (κεφαλή και πρίσμα) στα οποία έχει χωριστεί το μακροστοιχείο σε κίνηση. Στον υπολογισμό των οριζόντιων μοχλοβραχιόνων θα πρέπει επίσης να συνυπολογιστεί η υποχώρηση της πλαστικής άρθρωσης t .

$$M_{RF} = P(B + \frac{2}{3}h \tan \phi - t) + P'(\frac{B}{2} - t) =$$

$$= 4649 + 382 = 5031 \text{ kgm}$$

Η δύναμη της τριβής οφείλεται μόνο στις κάθετες δυνάμεις που δρουν στην επιφάνεια ασυνέχειας. Σε αυτή την περίπτωση η μόνη κατακόρυφη δύναμη που δρα επί της επιφάνειας αποκόλλησης είναι το βάρος P του τριγωνικού πρίσματος τοιχοποιίας.

$$F_{ATT} = fP$$

Αυτή η οριζόντια δύναμη αντιτίθεται στην κίνηση. Ασκείται σε σημείο που λαμβάνεται από την τομή της επιφάνειας ασυνέχειας του πρίσματος με τον άξονα της κάθετης δύναμης που παράγει τριβή. Ο κατακόρυφος μοχλοβραχίονας αυτής της δύναμης δίνεται από το σχήμα 5.2.

$$Y_{fP} = \frac{h}{3}$$

Συνάγεται ότι η ροπή αντίστασης λόγω τριβής δίνεται από τον τύπο:

$$M_{RA} = fP \frac{h}{3} = 971 \text{ kgm}$$

Η ροπή αντοχής λόγω συνοχής M_{RC} αντιπροσωπεύει τη συμβολή της δύναμης συνοχής του τοίχου και συγκεκριμένα τις ιδιότητες του κονιάματος της τοιχοποιίας. Η δύναμη συνοχής, η οποία ασκείται επί της επιφάνειας ασυνέχειας, δίνεται από τον τύπο:

$$F_{COES} = \tau_{0d}bh \tan \phi = 1978 \text{ kg}$$

και εφαρμόζεται στο κέντρο βάρους της επιφάνειας της ασυνέχειας, ως εκ τούτου, στην περίπτωση αυτή, σε ύψος $h / 2$ σε σχέση με τον άξονα περιστροφής (Σχ. 5.2). Είναι επομένως:

$$M_{RC} = F_{COES} \frac{h}{2}$$

Δεδομένου ότι έχουν υπολογιστεί όλες τις τιμές από τις δρώσες ροπές και τις ροπές αντίστασης, μπορεί κανείς να υπολογίσει τώρα τους πολλαπλασιαστές εκκίνησης, ρηγμάτωσης και κρισιμότητας για το μηχανισμό που εξετάζεται.

Παρακάτω, στον πίνακα 5.1, παρουσιάζεται ο υπολογισμός των πολλαπλασιαστών εκκίνησης, ρηγμάτωσης και κρισιμότητας. Ο μεγαλύτερος μεταξύ τους είναι ο πολλαπλασιαστής α_0 ενεργοποίησης του μηχανισμού.

Φάση	Εξίσωση Ισορροπίας	Πολλαπλασιαστής
Εκκίνηση	$\alpha_{0i}M_s = M_{RC} + M_{RA}$	$\alpha_{0i} = 0.561$
Ρηγμάτωση	$\alpha_{0f}M_s = M_{RA}$	$\alpha_{0f} = 0.138$

Κρισιμότητα

$$\alpha_{0c} M_s = M_{RF}$$

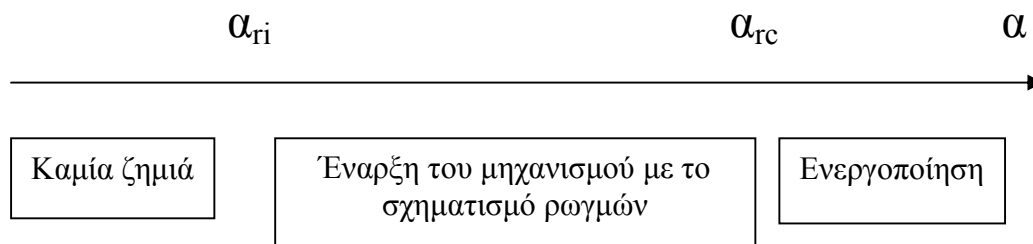
$$\alpha_{0c} = 0.717$$

Πίνακας 5.1: Πολλαπλασιαστές για απλό τοίχο

Ο πολλαπλασιαστής της ενεργοποίησης του μηχανισμού είναι:

$$\alpha_0 = 0.717$$

Με την προοδευτική αύξηση της σεισμικής δράσης (δηλαδή αύξηση του σεισμικού πολλαπλασιαστή α , η αντοχή που οφείλεται στην τριβή και τη συνοχή (πολλαπλασιαστής εκκίνησης) είναι η πρώτη που πρέπει να ξεπεραστεί. Η υπέρβαση του εν λόγω πολλαπλασιαστή προκαλεί τη δημιουργία βλαβών στον τοίχο. ο μηχανισμός, ωστόσο, ενεργοποιείται μόνο με την υπέρβαση της μέγιστης αντοχής του τοιχώματος, της υψηλότερης που αντιστοιχεί στο σχήμα του μακροστοιχείου (πολλαπλασιαστής κρισιμότητας).



Σχήμα 5.5: Διαδικασία ενεργοποίησης μηχανισμού αστοχίας

Ακολουθεί ο υπολογισμός της α_0^* . Το πρώτο βήμα είναι να εκτιμηθεί η μάζα που συμμετέχει στο μηχανισμό. Αυτό το βήμα είναι απαραίτητο, διότι, με τον εντοπισμό της κύριας μορφής της παραμόρφωσης που αντιστοιχεί στον εν λόγω μηχανισμό, μπορεί να υπολογιστεί η μάζα που συμμετέχει στην πρώτη μορφή κίνησης η οποία είναι η ζητούμενη μάζα (και όχι η συνολική του τοίχου).

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i}^2}$$

M^* : η μάζα που συμμετέχει στον κινηματικό μηχανισμό, ενώ οι μετατοπίσεις που σχετίζονται με τον μηχανισμό θεωρείται ότι ακολουθούν μια συγκεκριμένη ιδιομορφή, και συγκεκριμένα η πρώτη ιδιομορφή λειτουργίας θεωρείται γραμμική

g : η επιτάχυνση της βαρύτητας

$\delta_{x,i}$: η εικονική οριζόντια μετατόπιση του σημείου εφαρμογής του i - βάρους P_i

Ο υπολογισμός των ιδιομορφικών μετατοπίσεων των διαφορετικών σημείων εφαρμογής των δυνάμεων (σε αυτή την περίπτωση υπάρχουν μόνο η δύναμη του βάρους P του πρίσματος τοιχοποιίας και η δύναμη P' της κεφαλής, που εφαρμόζονται στα κέντρα βάρους των αντίστοιχων τμημάτων του τοίχου που αναφέρονται) γίνεται σύμφωνα με τα ακόλουθα:

Δύναμη	Στοιχείο	$P_i(\text{kg})$	$\delta_{x,i}$
P	Πρίσμα	2428	2
P'	Κεφαλή	1440	1.5

Ως εκ τούτου λαμβάνεται: $M^*g = 3801 \text{ kg}$

Το ποσοστό της μάζας που συμμετέχει στον μηχανισμό υπολογίζεται ως εξής:

$$e^* = \frac{gM^*}{\sum_{n+m} P_i}$$

Τέλος, λαμβάνοντας υπόψη, για το επίπεδο αξιοπιστίας LC1 έναν συντελεστή ασφαλείας $FC = 1.35$, η επιτάχυνση της ενεργοποίησης του μηχανισμού είναι:

$$a^*_0 = \frac{a_0 g}{e^* FC} = 0.541g = 5.31 \text{ m/sec}^2$$

5.3 ΜΟΝΟΣ ΤΟΙΧΟΣ ΜΕ ΠΡΟΣΟΨΗ, ΧΩΡΙΣ ΠΑΤΩΜΑ

Η διαμόρφωση υπό εξέταση και ο μηχανισμός που πρόκειται να αναλυθεί αντιπροσωπεύονται στα Σχήματα 5.6 και 5.7. Είναι μια τοιχοποιία μορφής «σφυριού», το οποίο αποτελείται από τρία επιμέρους τμήματα τοίχου:

Έναν κάθετο τοίχο με ύψος h και πάχος b και δύο τοίχους πρόσοψης, ο πρώτος (τοίχος 1) με ύψος h_1 , πάχος s_1 και πλάτος L_1 και ο δεύτερος (τοίχος 2) με ύψος h_2 , πάχος s_2 και πλάτος L_2 .

Θα υποθεθεί ότι το είδος της τοιχοποιίας αυτού του παραδείγματος είναι ίδιο ό-πως με αυτό της προηγούμενης περίπτωσης, δηλαδή έχει επαρκή ποιότητα για την αποφυγή της διάσπασής της υπό την επίδραση σεισμικών δράσεων και είναι ικανό να επιτρέπει τη έναρξη και την εξέλιξη ενός κινηματικού μηχανισμού.

Δεν ασκούνται φορτία στον τοίχο, με εξαίρεση το ίδιο του βάρος. Η σημασία των συμβόλων περιγράφεται κατωτέρω:

$$f_m = 504 \text{ N/cm}^2$$

Δεδομένου ότι το επίπεδο αξιοπιστίας είναι LC1, οι τιμές υπολογισμού των παραμέτρων της αντοχής της τοιχοποιίας, διαιρούνται με συντελεστή ασφαλείας $FC = 1.35$ και με έναν συντελεστή ασφάλειας για την τοιχοποιία $\gamma_M = 2$. Έτσι προκύπτουν τελικά:

$$\begin{aligned} \tau_{0d} &= 3.26 \text{ N/cm}^2 \\ f_m &= 187 \text{ N/cm}^2 \end{aligned}$$

Το ειδικό βάρος της τοιχοποιίας είναι: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 = 2000 \text{ kg/m}^3$

Ο συντελεστής εσωτερικής τριβής της τοιχοποιίας είναι: $f = 0.4$

Το ίδιο βάρος του τριγωνικού πρίσματος τοιχοποιίας είναι:

$$P = \frac{1}{2} b h^2 \gamma \tan \phi = 2428 \text{ kg}$$

Το ίδιο βάρος του τοίχου πρόσοψης 1 έχει τιμή:

$$P_1 = s_1 h_1 (L_1 + B) \gamma = 8640 \text{ kg}$$

Το ίδιο βάρος του τοίχου πρόσοψης 2 έχει τιμή:

$$P_2 = s_2 h_2 L_2 \gamma = 4500 \text{ kg}$$

Λόγω του συνολικού βάρους $P + P_1 + P_2$, ίσο με 15568 kg, αναπτύσσεται μια υποχώρηση της στροφικής άρθρωσης, λόγω θλίψης της τοιχοποιίας, που υπολογίζεται ως εξής:

$$t = \frac{2 \sum P_i}{3 f_d b} = 0.01 \text{ m} = 1 \text{ cm}$$

Αυτή η υποχώρηση θα πρέπει να ληφθεί υπόψη στον καθορισμό των μοχλοβραχιόνων των δυνάμεων σταθεροποίησης της στροφικής άρθρωσης.

Η συνολική ροπή ανατροπής λόγω σεισμού δίνεται από το άθροισμα των επιμέρους ροπών των τριών τμημάτων (τοίχος 1, τοίχος 2 και τριγωνικό πρίσμα), στα οποία έχει χωριστεί το μακροστοιχείο σε κίνηση:

$$M_s = aP \frac{2}{3} h + aP_1 \frac{1}{2} h_1 + aP_2 \frac{1}{2} h_2 = 23441 \text{ kgm}$$

Η συνολική ροπή αντίστασης λόγω του σχήματος του μακροστοιχείου δίνεται από το άθροισμα των ροπών αντίστασης που αντιστοιχούν στα τρία τμήματα (τοίχος 1, τοίχος 2 και τριγωνικό πρίσμα) στα οποία έχει διαιρεθεί το μακροστοιχείο σε κίνηση. Στον υπολογισμό των οριζόντιων μοχλοβραχιόνων πρέπει επίσης να συνυπολογιστεί η υποχώρηση της πλαστικής άρθρωσης t :

$$M_{RF} = P \left(s_1 + \frac{2}{3} g \tan \phi - t \right) + P_1 \left(\frac{s_1}{2} - t \right) + P_2 \left(\frac{s_2}{2} - t \right) =$$

$$= 4710 + 2506 + 630 = 7846 \text{ kgm}$$

Όσον αφορά στη δύναμη τριβής, ο υπολογισμός της παραμένει πανομοιότυπος με αυτόν της προηγούμενης περίπτωσης. Η μόνη επιφάνεια αποκόλλησης είναι εκείνη του τριγωνικού πρίσματος και το μόνο κατακόρυφο φορτίο που δρα στην επιφάνεια της αποκόλλησης είναι το ίδιο βάρος P του πρίσματος τοιχοποιίας.

Η δύναμη τριβής είναι οριζόντια, αντίθετη στην κίνηση και ασκείται στο σημείο που λαμβάνεται από την τομή της επιφάνειας αποκόλλησης του πρίσματος με τον άξονα της κατακόρυφης δύναμης που προκαλεί την τριβή.

Συνάγεται ότι η ροπή αντίστασης τριβής δίνεται από τον τύπο:

$$M_{RA} = fP \frac{h}{3} = 971 \text{ kgm}$$

Η ροπή αντοχής λόγω συνοχής M_{RC} υπολογίζεται όπως και στην προηγούμενη περίπτωση, εκείνη του απλού πρίσματος χωρίς τοίχο πρόσωσης. Η δύναμη συνοχής, η οποία δημιουργείται κατά μήκος της επιφάνειας αποκόλλησης, υπολογίζεται ως εξής:

$$F_{COES} = \tau_{0d} b h \tan \phi = 1978 \text{ kg}$$

και ασκείται στο κέντρο βάρους της επιφάνειας αποκόλλησης, το οποίο σε αυτήν την περίπτωση βρίσκεται σε ύψος $h/2$ σε σχέση με τον άξονα περιστροφής. Είναι επομένως:

$$M_{RC} = F_{COES} \frac{h}{2} = 2967 \text{ kgm}$$

Παρακάτω, στον πίνακα 5.2 δίδεται ο υπολογισμός των πολλαπλασιαστών εκκίνησης, ρηγμάτωσης και αστοχίας. Ο μέγιστος μεταξύ των οποίων είναι ο πολλαπλασιαστής α_0 ενεργοποίησης του μηχανισμού.

Φάση	Εξίσωση Ισορροπίας	Πολλαπλασιαστής
Εκκίνηση	$\alpha_{0i} M_s = M_{RC} + M_{RA}$	$\alpha_{0i} = 0.168$
Ρηγμάτωση	$\alpha_{0f} M_s = M_{RA}$	$\alpha_{0f} = 0.041$
Αστοχία	$\alpha_{0c} M_s = M_{RF}$	$\alpha_{0c} = 0.335$

Πίνακας 5.2: Πολλαπλασιαστές για μονό τοίχο με πρόσωση

Ο πολλαπλασιαστής ενεργοποίησης του μηχανισμού είναι:

$$\alpha_0 = 0.335$$

Όπως συμπεραίνεται η συμπερίληψη ενός τοίχου πρόσοψης οδήγησε σε μια μείωση της τιμής του πολλαπλασιαστή ενεργοποίησης του μηχανισμού. Ωστόσο, εξακολουθούν να ισχύουν οι παραδοχές για την προηγούμενη περίπτωση: με τη σταδιακή αύξηση της σεισμικής δράσης (δηλαδή αύξηση του σεισμικού συντελεστή α) η συμβολή της τριβής και της συνοχής στην αντοχή είναι η πρώτη που πρέπει να ξεπεραστεί και το γεγονός αυτό παράγει βλάβες στον τοίχο.

Ο μηχανισμός, ωστόσο, ενεργοποιείται μόνο με την υπέρβαση και της τελευταίας συνεισφοράς στην αντοχή του τοίχου, το μέγεθος της οποίας εξαρτάται από το σχήμα του μακροστοιχείου.

Ακολουθεί ο υπολογισμός των a_0^* . Η δρώσα μάζα του κινηματικού μηχανισμού υπολογίζεται από τον ακόλουθο τύπο:

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{m+n} P_i \delta_{X,i}^2}$$

Θεωρούμε τις μετατοπίσεις που συνδέονται με τον κινηματικό μηχανισμό ως ιδιομορφή· συγκεκριμένα η πρώτη ιδιομορφή θεωρείται γραμμική.

g : η επιτάχυνση της βαρύτητας

$\delta_{X,i}$: η οριζόντια μετατόπιση του ιδεατού σημείου εφαρμογής του i -οστού βάρους P_i

Ο υπολογισμός των εικονικών μετατοπίσεων των διαφόρων σημείων εφαρμογής των δυνάμεων (σε αυτή την περίπτωση, υπάρχουν: η δύναμη του βάρους του πρίσματος της τοιχοποιίας και η δύναμη P_1 του βάρους της πρόσοψης 1 και η δύναμη P_2 του βάρους της πρόσοψης 2) γίνεται σύμφωνα με τα ακόλουθα:

Δύναμη	Στοιχείο	$P_i(\text{kg})$	$\delta_{X,i}$
P	Πρίσμα	2428	2
P_1	Πρόσοψη 1	8640	1.5
P_2	Πρόσοψη 2	4500	1.25

Προκύπτει συνεπώς: $M^* g = 15186 \text{ kg}$

Το ποσοστό της μάζας που συμμετέχει στο μηχανισμό δίνεται από:

$$e^* = \frac{g M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} = 0.97$$

Τέλος, θεωρώντας για το επίπεδο αξιοπιστίας LC1 έναν συντελεστή ασφαλείας $FC=1.35$, η επιτάχυνση της ενεργοποίησης του μηχανισμού είναι:

$$a_0^* = \frac{a_0 g}{e^* FC} = 0.254g = 2.49m/sec^2$$

5.4 ΜΟΝΟΣ ΤΟΙΧΟΣ ΜΕ ΠΡΟΣΟΨΗ ΚΑΙ ΠΑΤΩΜΑΤΑ

Η διαμόρφωση που θα εξεταστεί και ο κινηματικός μηχανισμός που θα αναλυθεί παρουσιάζονται στα σχήματα 5.8, 5.9, 5.10 και 5.11. Πρόκειται για μια τοιχοποιία μορφής «σφυριού», όμοια με αυτήν που εξετάστηκε στην προηγούμενη ενότητα, όμως εδώ υπάρχουν και δύο πατώματα. Το «σφυρί» αποτελείται από τρεις τοίχους: έναν κάθετο τοίχο ύψους h και πάχους b και δύο τοίχους πρόσοψης, που ονομάζονται: ο πρώτος: Τοίχος 1 με ύψος h_1 , πάχος s_1 και πλάτος L_1 και ο δεύτερος ονομάζεται "Τοίχος 2" με ύψος h_2 , πάχος s_2 και πλάτος L_2 .

Τα πατώματα είναι δύο: το πάτωμα 1 στηρίζεται στον κάθετο τοίχο και στον τοίχο 1 και καταλαμβάνει ένα ποσοστό του ύψους h_1 και αποτελείται από δοκάρια με μεταξύ τους απόσταση i_{T1} . Το δεύτερο πάτωμα στηρίζεται στον κάθετο τοίχο και στον τοίχο 2, καταλαμβάνει ένα ποσοστό του ύψους h_2 και αποτελείται από δοκάρια με μεταξύ τους απόσταση i_{T2} . Και τα δύο πατώματα είναι ξύλινα, χωρίς επικάλυψη από πλάκα σκυροδέματος.

Θα υποθεθεί ότι το είδος της τοιχοποιίας όλων των τοίχων είναι του ίδιου τύπου με την προηγούμενη περίπτωση, δηλαδή επαρκούς αντοχής για την πρόληψη της διάσπασης τους υπό την επίδραση των σεισμικών δυνάμεων, ώστε να είναι δυνατή η εκκίνηση και η εξέλιξη ενός κινηματικού μηχανισμού.

Το μόνο φορτία παρόντα στους τοίχους εκτός από τα ίδια βάρη τους είναι τα βάρη των δύο πατωμάτων. Η σημασία των συμβόλων είναι ως εξής:

F_s : Η οριζόντια σεισμική δύναμη

P : Το ίδιο βάρος του τριγωνικού πρίσματος τοιχοποιίας

P_1 : Το ίδιο βάρος του τοίχου 1

P_2 : Το ίδιο βάρος του τοίχου 2

Ps_1 : Το φορτίο του πατώματος 1

Ps_2 : Το φορτίο του πατώματος 2

h : το ύψος του κάθετου τοίχου

h_1 : το ύψος του τοίχου 1

h_2 : το ύψος του τοίχου 2

φ : η κρίσιμη γωνία της ασυνέχειας, που δημιουργεί το τριγωνικό πρίσμα τοιχοποιίας (του κάθετου τοίχου)

b : το πάχος του κάθετου τοίχου

s_1 : το πάχος του τοίχου 1

s_2 : το πάχος του τοίχου 2

L_1 : το πλάτος του τοίχου 1

L_2 : το πλάτος του τοίχου 2

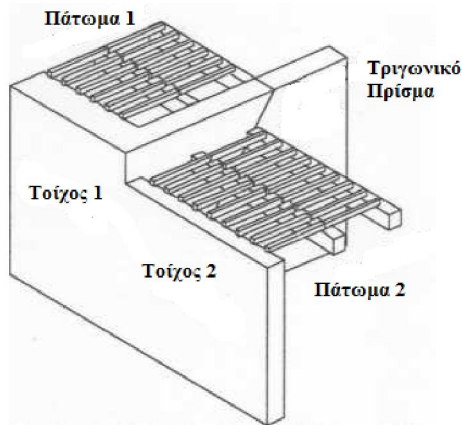
i_{T1} : η απόσταση μεταξύ των δοκών του πατώματος 1

i_{T2} : η απόσταση μεταξύ των δοκών του πατώματος 2

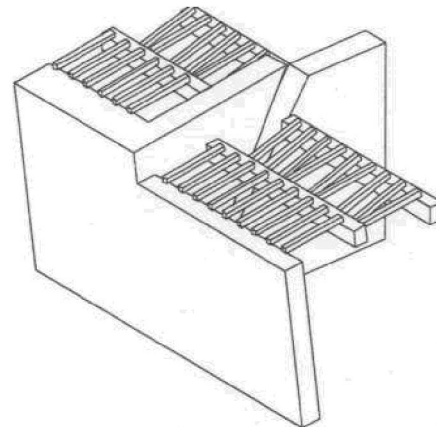
f : ο συντελεστής εσωτερικής τριβής της τοιχοποιίας

τ_{0d} : η συνοχή της τοιχοποιίας

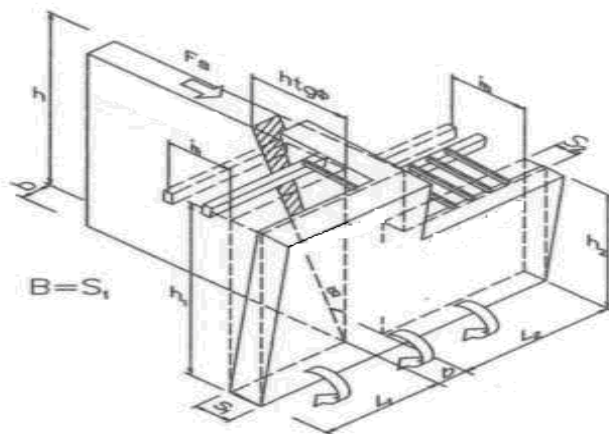
γ : το ειδικό βάρος της τοιχοποιίας



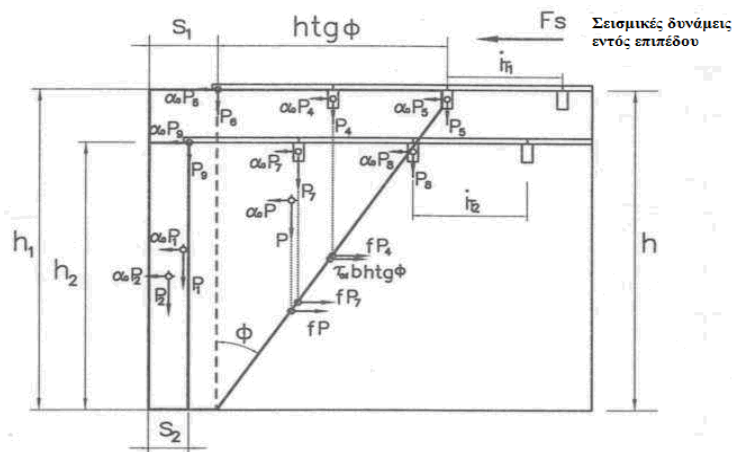
Σχήμα 5.8: Απεικόνιση των στοιχείων που αποτελούν τον μονό τοίχο με πρόσοψη και πατώματα



Σχήμα 5.9: Ο κινηματικός μηχανισμός του μονού τοίχου με πρόσοψη και πατώματα



Σχήμα 5.10: Διαστάσεις των τοίχων στον κινηματικό μηχανισμό με πρόσοψη και υπερκείμενα πατώματα



Οι διαστάσεις των τοίχων έχουν τις εξής τιμές:

$b=0.40\text{ m}$	$h=h_1=3\text{m}$	$h_2=2.50\text{m}$
$s_1=0.6\text{m}$	$s_2=0.3\text{m}$	
$L_1=2\text{m}$	$L_2=3\text{m}$	

Επιπλέον, οι πλάκες είναι του ίδιου τύπου και στις δύο πλευρές: ξύλινα δάπεδα χωρίς υπερκείμενη πλάκα σκυροδέματος και στερούνται σύνδεσης με τους τοίχους. Τα κύρια δοκάρια, ξύλινα, έχουν απόσταση μεταξύ τους $i_{T1} = i_{T2} = 1\text{ m}$.

Τα μόνιμα φορτία για τα πατώματα είναι 300 kg/m^2 .

Τα κινητά φορτία των πατωμάτων είναι (χώροι για οικιακή χρήση) 200 kg/m^2 .

Το φορτίο σχεδιασμού για τα πατώματα στην σεισμική ανάλυση, σύμφωνα με τον EC8 δίνεται από το άθροισμα των μονίμων φορτίων και του γινομένου των κινητών φορτίων επί τον συντελεστή ψ_{21} (ίσο με 0,3 για χώρους κατοικιών).

Έτσι, τα πατώματα θα έχουν την ακόλουθη τιμή φορτίου σχεδιασμού:

$$P_{S1} = P_{S2} = 300 + 200 * 0.3 = 360\text{kg} / \text{m}^2$$

Τα χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας είναι τα ίδια όπως περιγράφηκαν για τα προηγούμενα παραδείγματα και είναι επομένως:

$$\begin{aligned}\phi(\text{κρίσιμη γωνία συνέχειας}) &= 34^\circ \\ \tau_0 &= 8.8\text{ N/cm}^2 \\ f_m &= 504\text{ N/cm}^2\end{aligned}$$

Δεδομένου ότι το επίπεδο αξιοπιστίας είναι LC1, οι τιμές υπολογισμού των παραμέτρων της αντοχής της τοιχοποιίας, διαιρούνται με συντελεστή ασφαλείας $FC = 1.35$ και με έναν συντελεστή ασφάλειας για την τοιχοποιία $\gamma_m = 2$. Έτσι προκύπτουν τελικά:

$$\begin{aligned}\tau_{0d} &= 3.26\text{ N/cm}^2 \\ f_{md} &= 187\text{ N/cm}^2\end{aligned}$$

Το ειδικό βάρος της τοιχοποιίας είναι: $\gamma = 20\text{ kN/m}^3 = 2000\text{kg/m}^3$

Ο συντελεστής εσωτερικής τριβής της τοιχοποιίας είναι: $f = 0.4$

Τα στοιχεία των τοίχων είναι ίδια με εκείνα που έχουν ήδη υπολογιστεί στα προηγούμενα παραδείγματα.

Το ίδιο βάρος του τριγωνικού πρίσματος τοιχοποιίας είναι:

$$P = \frac{1}{2} b h^2 \gamma \tan \phi = 2428\text{kg}$$

Το ίδιο βάρος του τοίχου πρόσοψης 1 έχει τιμή:

$$P_1 = s_1 h_1 (L_1 + B) \gamma = 8640\text{kg}$$

Το ίδιο βάρος του τοίχου πρόσοψης 2 έχει τιμή:

$$P_2 = s_2 h_2 L_2 \gamma = 4500 kg$$

Σε αυτά τα βάρη σε αυτή την περίπτωση θα πρέπει να προστεθούν τα βάρη των πατώματων, τα οποία στα παραπάνω παραδείγματα δεν υπήρχαν. Θα πρέπει να υπολογιστούν οι κατακόρυφες δυνάμεις που ασκούνται από τις επιμέρους δοκούς των πατώματων στην τοιχοποιία και να εξεταστούν μόνο οι δοκοί που συμμετέχουν στον κινηματικό μηχανισμό.

Τα τμήματα των πατώματων που εμπλέκονται στον μηχανισμό (Σχ. 5.12) είναι εκείνα που εμπίπτουν στην περιοχή που οριοθετείται από:

- Το ημιάνοιγμα των κύριων δοκών, που έχουν τοποθετηθεί με τρόπο ώστε να στηρίζονται στον κάθετο τοίχο.
- Το πλάτος του πρίσματος που αποκολλάται από τον κάθετο τοίχο με τις κύριες δοκούς που αντιστοιχούν σε αυτό το πλάτος

Το ημιάνοιγμα των κύριων δοκών για το πάτωμα 1 είναι 2m και για το πάτωμα 2 είναι 3m.

Το πλάτος του πρίσματος εξαρτάται από το ύψος το οποίο λαμβάνεται υπόψη.

Στην περίπτωση του πατώματος 1 λαμβάνεται υπόψη το ύψος των 3 m, τότε το πλάτος του πρίσματος είναι:

$$h_1 \tan \phi = 3 \tan 34^\circ = 2.02m$$

Στην περίπτωση του πατώματος 2 θεωρείται το ύψος των 2.5m (στάθμη της πλάκας 2) συν τη διαφορά στο πάχος μεταξύ του τοίχου 1 και του τοίχου 2, επειδή η ασυνέχεια ξεκινά από τη βάση του τοιχώματος 1, το οποίο έχει μεγαλύτερο πάχος από το τοίχωμα 2 (Σχ. 5.13). Ως εκ τούτου το πλάτος του πρίσματος για το πάτωμα 2 είναι:

$$(h_2 \tan \phi) + s_1 - s_2 = 2.5 \tan 34^\circ + 0.6 - 0.3 = 1.99m$$

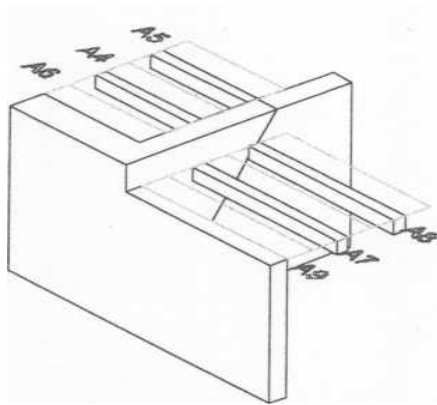
Παρατηρώντας το Σχήμα 5.13 (υπό κλίμακα), παρατηρεί κανείς ότι και στις δύο περιπτώσεις μόνο η πρώτη κύρια δοκός εμπλέκεται στο μηχανισμό με σταθεροποιητική συμβολή. Πράγματι, η απόσταση μεταξύ των δοκών ίση με 1 m είναι τέτοια ώστε να συμμετέχουν μόνο τα κατακόρυφα φορτία που μεταφέρονται στους τοίχους από την πρώτη δοκό, τόσο για το πάτωμα 1, όσο και για το πάτωμα 2.

Ωστόσο, σε αμφότερες τις περιπτώσεις, η επιφάνεια της ασυνέχειας διέρχεται ακριβώς από το σημείο στήριξης της δεύτερης δοκού του πατώματος, ως εκ τούτου, θα είναι ρεαλιστικό (και υπέρ της ασφαλείας) να εξεταστεί η συμβολή των μαζών που μεταφέρονται από τη δεύτερη δοκό και για τις δύο πλάκες.

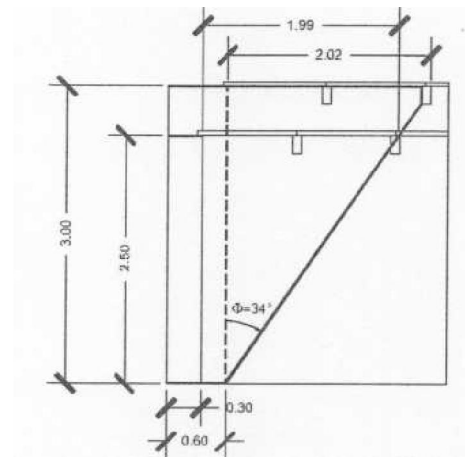
Με βάση το σχήμα 5.15, μπορεί στη συνέχεια να συμπληρωθεί ο πίνακας 5.3.

Δοκός	Επιφ. Επιρροής(m ²)	Δύναμη Αντίστ.(kg)	Σεισμ. Δύναμη
Πρώτη δοκός Πατ.1	$A_4=2m^2$	$P_4=720$	$\alpha \cdot 720$
Δεύτερη δοκός Πατ.1	$A_5=2m^2$	$P_5=0$	$\alpha \cdot 720$
Διαδοκίδες Πατ.1	$A_6=1m^2$	$P_6=360$	$\alpha \cdot 360$
Πρώτη δοκός Πατ.2	$A_7=3m^2$	$P_7=1080$	$\alpha \cdot 1080$
Δεύτερη δοκός Πατ.2	$A_8=3m^2$	$P_8=0$	$\alpha \cdot 1080$
Διαδοκίδες Πατ.2	$A_9=1.5m^2$	$P_9=540$	$\alpha \cdot 540$

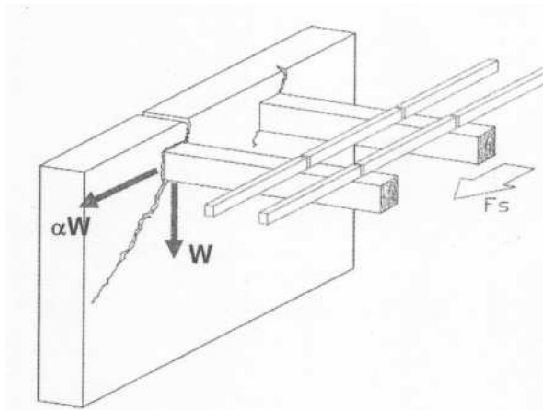
Πίνακας 5.3: Δυνάμεις αντίστασης και ανατροπής λόγω των δύο πατωμάτων



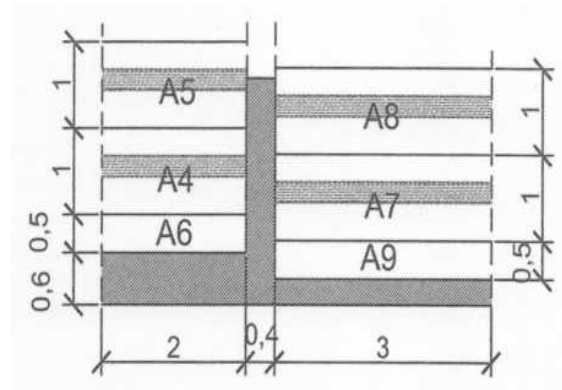
Σχήμα 5.12: Τμήματα των πατωμάτων που συμμετέχουν στο μηχανισμό (επιφάνειες επιρροής των δοκών)



Σχήμα 5.13: Υπολογισμός του πλάτους του πρίσματος αποκόλλησης για κάθε πάτωμα



Σχήμα 5.14: Σχηματισμός ασυνεχειών στην περιοχή των δοκών



Σχήμα 5.15: Κάτοψη των τοίχων και των δοκών με τις επιφάνειες επιρροής τους

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 – Τοπικοί μηχανισμοί αστοχίας τοιχοποιίας (LV2)

Η συνολική δύναμη αντίστασης λόγω των πατωμάτων είναι ίση με:

$$P_{STOT} = 2700 \text{ kg}$$

Λόγω του συνολικού βάρους $P + P_1 + P_2 + P_{STOT}$ ίσου με 18268 kg υπάρχει μια υποχώρηση της πλαστικής άρθρωσης λόγω θλίψης της τοιχοποιίας, ίση με:

$$t = \frac{2 \sum P_i}{3 f_d b} = 0.012m = 1.2cm$$

Η υποχώρηση αυτή πρέπει να λαμβάνεται υπόψη κατά τον καθορισμό των μοχλοβραχιόνων των δυνάμεων αντίστασης της πλαστικής άρθρωσης.

Η συνολική ροπή ανατροπής, λόγω του σεισμού δίνεται από το άθροισμα των επιμέρους ροπών των τριών τοίχων (πρόσοψη 1, πρόσοψη 2 και τριγωνικό πρίσμα), καθώς και των δοκαριών και διαδοκίδων των δύο πατωμάτων. Κάθε ροπή ανατροπής δίδεται από το γινόμενο της δύναμης επί τον κατακόρυφο μοχλοβραχίονα ως προς την πλαστική άρθρωση.

Η συνολική ροπή ανατροπής μπορεί να αξιολογηθεί συμπληρώνοντας έναν πίνακα (Πίνακας 5.4). Στον πίνακα αυτό οι κατακόρυφοι μοχλοβραχίονες των δυνάμεων που μεταφέρονται από τις δοκούς και τις διαδοκίδες των πατωμάτων συμπίπτουν με τα σημεία στήριξης των δοκών και διαδοκίδων. Για τις διαδοκίδες έγινε θεώρηση στήριξης στην εσωτερική παρειά των τοίχων πρόσοψης.

Στοιχείο	Βάρος (kg)	Κατακ. Μοχλοβραχίονας(m)	Ms(kgm)
Τριγωνικό Πρίσμα P	2428	2	α 4856
Τοίχος Πρόσοψης P ₁	8640	1.5	α 12960
Τοίχος Πρόσοψης P ₂	4500	1.25	α 5625
Δοκός P ₄	720	3	α 2160
Δοκός P ₅	720*	3	α 2160
Διαδοκίδες P ₆	360	3	α 1080
Δοκός P ₇	1080	2.5	α 2700
Δοκός P ₈	1080*	2.5	α 2700
Διαδοκίδες P ₉	540	2.5	α 1350

* Γίνεται θεώρηση της συμβολής μόνο της συνιστώσας ανατροπής (οριζόντια)

Πίνακας 5.4: Ροπές ανατροπής των διάφορων στοιχείων που συμμετέχουν στο μηχανισμό

Η συνολική ροπή ανατροπής είναι :

$$M_s = 35591 \text{ kgm}$$

Η συνολική ροπή της αντίστασης λόγω του σχήματος του μακροστοιχείου δίνεται από το άθροισμα των ροπών αντίστασης που προέρχονται από τους τρεις τοίχους (τοίχος πρόσοψης 1, τοίχος πρόσοψης 2 και το πρίσμα) και των ροπών αντίστασης των δοκών και διαδοκίδων των δύο ορόφων.

Κάθε ροπή δίνεται από την εξεταζόμενη δύναμη επί τον οριζόντιο μοχλοβραχίονά της σε σχέση με την στροφική άρθρωση.

Επίσης, για την ροπή αντίστασης είναι σκόπιμο να σχεδιαστεί ένας πίνακας. Στον πίνακα που ακολουθεί (Πίνακας 5.5), στον υπολογισμό των οριζόντιων βραχιόνων υπολογίζεται, επίσης, η υποχώρηση της στροφικής αρθρώσεως $t = 1\text{cm}$.

Στοιχείο	Βάρος (kg)	Οριζ. Μοχλοβραχίονας(m)**	Ms(kgm)
Τριγωνικό Πρίσμα P	2428	1.94	4710
Τοίχος Πρόσοψης P ₁	8640	0.29	2506
Τοίχος Πρόσοψης P ₂	4500	0.14	630
Δοκός P ₄	720	1.59	1145
Δοκός P ₅	0*	-	0
Διαδοκίδες P ₆	360	0.59	212
Δοκός P ₇	1080	1.29	1393
Δοκός P ₈	0*	-	0
Διαδοκίδες P ₉	540	0.29	157

* Γίνεται θεώρηση της συμβολής μόνο της συνιστώσας ανατροπής (οριζόντια)

** Περιλαμβάνεται η υποχώρηση t της στροφικής άρθρωσης

Πίνακας 5.5: Ροπές αντίστασης λόγω μορφής των διάφορων στοιχείων που συμμετέχουν στο μηχανισμό

Η συνολική ροπή αντίστασης λόγω του σχήματος του μηχανισμού είναι:

$$M_R = 10753 \text{ kgm}$$

Όσον αφορά την δύναμη τριβής, πρέπει να ληφθούν υπόψη μόνο οι δυνάμεις των οποίων οι άξονες τέμνουν την μόνη επιφάνεια απόσπασης που υπάρχει, αυτή του πρίσματος.

Οι δυνάμεις που πληρούν την απαίτηση αυτή είναι τρεις (Σχ. 5.11):

- Το ίδιο βάρος P του πρίσματος τοιχοποιίας
- Η αντίδραση της δοκού P4 του πατώματος 1
- Η αντίδραση της δοκού P7 του πατώματος 2

Η δύναμη τριβής είναι οριζόντια, αντίθετη στην κίνηση και ασκείται στο σημείο που λαμβάνεται από την τομή της επιφάνειας αποκόλλησης του πρίσματος με την κάθετη δύναμη που παράγει τριβή (Σχ. 5.15).

Λαμβάνοντας υπόψη τις παραπάνω τρεις δυνάμεις (Πίνακας 5.6):

Στοιχείο	Δύναμη Τριβής (kg)	Ύψος εφαρμογής(m)	M _{ra} (kgm)
Τριγωνικό Πρίσμα P	2428	1.94	4710
Δοκός P ₄	8640	0.29	2506
Δοκός P ₇	4500	0.14	630

Πίνακας 5.6: Ροπές αντίστασης λόγω τριβής των διάφορων στοιχείων που συμμετέχουν στο μηχανισμό

Η συνολική ροπή αντίστασης λόγω τριβών του μηχανισμού είναι:

$$M_{ra} = 10753 \text{ kgm}$$

Η ροπή αντοχής λόγω συνοχής M_{RC} είναι ίδια όπως με τις προηγούμενες περιπτώσεις. Η δύναμη της συνοχής, η οποία δημιουργείται κατά μήκος της επιφάνειας αποκόλλησης, δίνεται από:

$$F_{COES} = \tau_{0d} b h \tan \phi = 1978 \text{ kg}$$

και ασκείται στο κέντρο βάρους της επιφάνειας αποκόλλησης, το οποίο σε αυτήν την περίπτωση βρίσκεται σε ύψος h/2 σε σχέση με τον άξονα περιστροφής. Είναι επομένως:

$$M_{RC} = F_{COES} \frac{h}{2} = 2967 \text{ kgm}$$

Στον Πίνακα 5.7 φαίνεται ο υπολογισμός των πολλαπλασιαστών εκκίνησης, ρηγμάτωσης και κρισιμότητας. Ο μέγιστος μεταξύ των οποίων είναι ο πολλαπλασιαστής α₀ ενεργοποίησης του μηχανισμού.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 – Τοπικοί μηχανισμοί αστοχίας τοιχοποιίας (LV2)

Φάση	Εξίσωση Ισορροπίας	Πολλαπλασιαστής
Εκκίνηση	$\alpha_{0i}M_s = M_{RC} + M_{RA}$	$\alpha_{0i} = 0.134$
Ρηγμάτωση	$\alpha_{0f}M_s = M_{RA}$	$\alpha_{0f} = 0.050$
Κρισιμότητα	$\alpha_{0c}M_s = M_{RF}$	$\alpha_{0c} = 0.302$

Πίνακας 5.7: Πολλαπλασιαστές για μονό τοίχο με πρόσοψη

Ο πολλαπλασιαστής ενεργοποίησης του μηχανισμού είναι:

$$\alpha_0 = 0.302$$

Η εισαγωγή των πατωμάτων οδήγησε σε περαιτέρω μείωση του πολλαπλασιαστή της ενεργοποίησης του μηχανισμού. Εξακολουθούν να ισχύουν οι θεωρήσεις που έγιναν για τις δύο προηγούμενες περιπτώσεις: με την προοδευτική αύξηση της σεισμικής δράσης (δηλαδή αύξηση του σεισμικού πολλαπλασιαστή α) η συμβολή της τριβής και της συνοχής στην αντοχή είναι η πρώτη που πρέπει να ξεπεραστεί και αυτό προκαλεί βλάβες στον τοίχο. Ο μηχανισμός, ωστόσο, ενεργοποιείται μόνο με την υπέρβαση ολόκληρου του διαθέσιμου σε αντοχή του τοίχου, το μέγεθος του οποίου εξαρτάται από το σχήμα του μακροστοιχείου.

Για τον υπολογισμό των α_0^* είναι αναγκαίο να αξιολογηθεί η μάζα που συμμετέχει στο μηχανισμό με τον συνήθη τύπο:

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{m+n} P_i \delta_{X,i}^2}$$

Όπου:

g: η επιτάχυνση της βαρύτητας

$\delta_{x,i}$: η οριζόντια μετατόπιση του ιδεατού σημείου εφαρμογής του i -οστού βάρους P_i

Ο υπολογισμός των ιδιομορφικών μετατοπίσεων των διάφορων σημείων εφαρμογής των δυνάμεων (σε αυτή την περίπτωση, τα ίδια βάρη των στοιχείων της τοιχοποιίας και τα βάρη των πατωμάτων) γίνεται σύμφωνα με τα ακόλουθα:

Δύναμη	Στοιχείο	P_i (kg)	$\delta_{x,i}$
P	Πρίσμα	2428	2
P_1	Πρόσοψη 1	8640	1.5
P_2	Πρόσοψη 2	4500	1.25

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 – Τοπικοί μηχανισμοί αστοχίας τοιχοποιίας (LV2)

P ₄	Δοκός	720	3
P ₅	Δοκός	0	3
P ₆	Διαδοκίδες	360	3
P ₇	Δοκός	1080	2.5
P ₈	Δοκός	0	2.5
P ₉	Διαδοκίδες	540	2.5

Εφαρμόζοντας τον ανωτέρω τύπο προκύπτει: $M * g = 16856 kg$

Το ποσοστό της μάζας που συμμετέχει στο μηχανισμό:

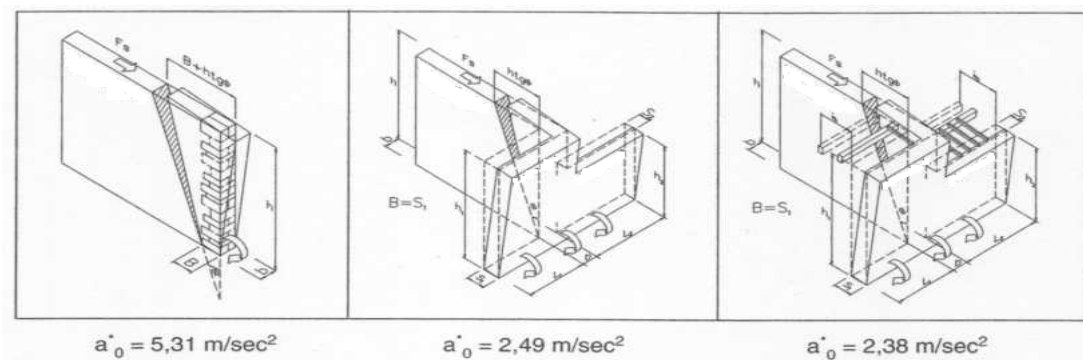
$$e^* = \frac{gM^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} = 0.92$$

Τέλος, θεωρώντας για το επίπεδο αξιοπιστίας LC1 έναν συντελεστή ασφαλείας FC=1.35, η επιτάχυνση της ενεργοποίησης του μηχανισμού είναι:

$$a_0^* = \frac{a_0 g}{e^* FC} = 0.238 g = 2.38 m/sec^2$$

5.5 ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΩΝ ΤΡΙΩΝ ΤΟΙΧΩΝ ΣΤΗΝ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ SLV

Οι τιμές της επιτάχυνσης ενεργοποίησης του μηχανισμού που υποτέθηκαν για τις τρεις περιπτώσεις που μελετήθηκαν συνοψίζονται στο σχήμα 5.16:



Σχήμα 5.16: Οι επιταχύνσεις ενεργοποίησης των κινηματικών μηχανισμών για κάθε περίπτωση

Για την περίπτωση της γραμμικής κινηματικής ανάλυσης οι διαδικασίες επαλήθευσης της SLV (οριακή κατάσταση της οποίας οι κανόνες απαιτούν επαλήθευση) βρίσκονται στη σημείωση C8A.4.2.3 των προσαρτημάτων της εγκυκλίου του Ιταλικού Κανονισμού.

Τα τρία παραδείγματα που εξετάστηκαν βασίζονται σε μία κατασκευή στην πόλη L'Aquila. Όλοι οι τοίχοι εδράζονται άμεσα στο έδαφος, ως εκ τούτου εμπίπτουν στην περίπτωση «μηχανισμός που ουσιαστικά στηρίζεται επί του εδάφους».

Δεδομένου ότι πρόκειται για την περίπτωση του μηχανισμού στο έδαφος, υπάρχει μόνο μία κατάσταση που πρέπει να ελεγχθεί (διαφορετικά θα υπήρχε επίσης η κατάσταση του μηχανισμού στην κορυφή), η οποία είναι η εξής (τύπος C8A.4.9):

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{Vr})S}{q}$$

Όπου:

a_0^* : οι επιταχύνσεις ενεργοποίησης του μηχανισμού, που υπολογίστηκαν προηγουμένως για τις τρεις περιπτώσεις που μελετήθηκαν

a_g : η μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση του εδάφους

Για την κατασκευή των παραδειγμάτων λαμβάνεται:

$$a_g = 0.24g = 2.40m/s^2$$

q : ο συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής, ο οποίος υποτίθεται ίσος με 2

S : ο εδαφικός συντελεστής για τη συγκεκριμένη κατηγορία εδάφους

Για κατηγορία εδάφους B: $S = 1.2$

Συνεπώς, η επιτάχυνση σχεδιασμού που θα συγκριθεί με την επιτάχυνση ενεργοποίησης του μηχανισμού για τις τρεις περιπτώσεις είναι:

$$\frac{a_g(P_{Vr})S}{q} = \frac{2.40 \cdot 1.20}{2} = 1.44m/sec^2$$

Δεδομένου ότι η τιμή αυτή, η οποία εκφράζει την αναμενόμενη επιτάχυνση σε περίπτωση ενός σεισμού, είναι μικρότερη από την επιτάχυνση ενεργοποίησης a_0^* και για τους τρεις μηχανισμούς των οποίων έγινε θεώρηση, συμπεραίνεται ότι και οι τρεις μηχανισμοί επαληθεύονται στην κατάσταση SLV.

5.6 ΠΡΟΣΘΕΤΟΙ ΕΛΕΓΧΟΙ ΠΟΥ ΕΠΙΒΑΛΛΕΙ Ο NTC 2008 ΓΙΑ ΤΟΙΧΟΥΣ ΜΕ ΕΝΤΑΣΗ ΣΤΟ ΕΠΙΠΕΔΟ ΤΟΥΣ

Σημείωση: Για βιβλιογραφικούς λόγους παρατίθενται οι πρόσθετοι έλεγχοι του Ιταλικού Κανονισμού. Στο Κεφάλαιο 7 θα παρουσιαστούν οι αντίστοιχοι του EC6, οι οποίοι και θα χρησιμοποιηθούν.

Για έναν τοίχο που εντείνεται στο επίπεδό του, σύμφωνα με την ιταλική νομοθεσία απαιτούνται περαιτέρω έλεγχοι επιπλέον εκείνων που παρουσιάστηκαν προηγουμένως, οι οποίοι έγιναν με θεώρηση κρισιμότητας του σχηματισμού ενός κινηματικού μηχανισμού κατάρρευσης που οφείλεται στην περιστροφή ενός πρίσματος πλάτους ίσου με την κρίσιμη γωνία ασυνέχειας.

Τονίζεται ότι είναι πιθανό οι έλεγχοι που περιγράφονται παρακάτω να είναι κρίσιμοι σε ορισμένες περιπτώσεις.

5.6.1 ΟΡΘΗ ΚΑΜΨΗ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ

Η ορθή κάμψη στο επίπεδο του τοίχου παράγει θλιπτικές τάσεις στο κάτω άκρο του τοιχώματος (Σχ. 5.17). Κρίσιμη είναι η κατάσταση όταν η μέγιστη θλιπτική τάση που προκαλείται από τις εξωτερικές και τις σεισμικές δράσεις ισούται με την θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας.

Στο σχήμα 5.17 παρουσιάζεται η εντατική κατάσταση του τμήματος της βάσης του τοιχώματος όταν η τάση φθάσει την θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας f_d . Υπό αυτές τις συνθήκες η ροπή αντοχής που λαμβάνεται είναι η μέγιστη M_U για τον συγκεκριμένο τοίχο.

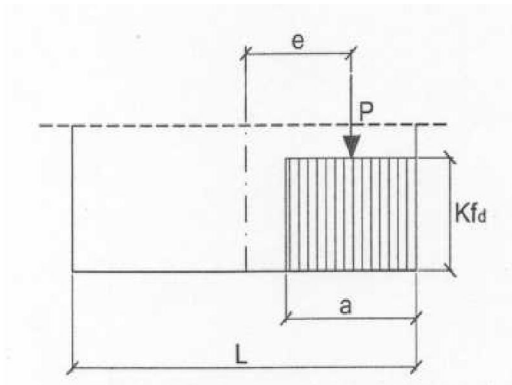
Φαίνεται επίσης η θλιπτική αξονική δύναμη P που ασκείται στο τμήμα βάσης του τοίχου, και η εκκεντρότητά της σε σχέση με το κέντρο βάρους του πέλματος. Επιπλέον, γίνεται μια απλοποίηση στον υπολογισμό του πλάτους του ορθογωνικού διαγράμματος των τάσεων, το οποίο θεωρείται πως έχει ύψος ίσο με ένα κλάσμα K της θλιπτικής αντοχής σχεδιασμού. Το κλάσμα K θα τεθεί ίσο με 0.85.

Υπολογίζοντας τη μέση θλιπτική τάση στη βάση (ολόκληρο το τμήμα της βάσης):

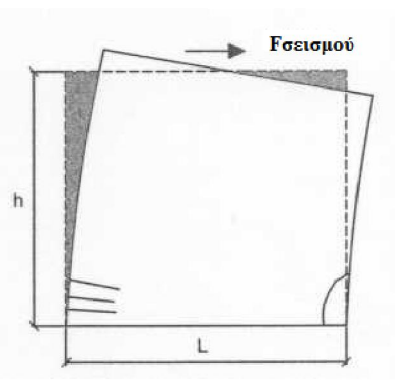
$$\sigma_m = \frac{P}{tL}$$

Καταλήγει κανείς έτσι στην έκφραση της τελικής ροπής που περιέχεται στη νομοθεσία:

$$M_U = \frac{\sigma_m L^2 t}{2} \left(1 - \frac{\sigma_m}{0.85 f_d} \right)$$



Σχήμα 5.17: Εντατική κατάσταση της βάσης του τοίχου κατά την κατάσταση αστοχίας σε ορθή κάμψη



Σχήμα 5.18: Μορφή αστοχίας τοίχου σε ορθή κάμψη εντός επιπέδου

5.6.2 ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΜΕ ΔΙΑΓΩΝΙΑ ΡΗΓΜΑΤΩΣΗ

Η διατμητική τάση που ενεργεί στον τοίχο δημιουργεί εφελκυστικές τάσεις με γωνία περίπου 45° στο κέντρο του τοίχου.

Αν αυτές οι εφελκυστικές τάσεις υπερβούν την εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας (ελάχιστα ή οριακά) προκαλούν την έναρξη ρηγμάτωσης κάθετης προς τις εφελκυστικές τάσεις. Όταν, λόγω ανακυκλικής φόρτισης του σεισμού, οι τάσεις αντιστραφούν, παράγεται με τον ίδιο μηχανισμό μια ασυνέχεια (ρωγμή) 45° κάθετη προς την πρώτη ασυνέχεια. Η τελική όψη του τοίχου στην κρίσιμη κατάσταση διάτμησης και οι διαγώνιες ρωγμές φαίνονται στο Σχήμα 5.18 c): δύο ρωγμές με χιαστί μορφή.

Ο NTC 2008 προτείνει την ακόλουθη τέμνουσα αντοχής:

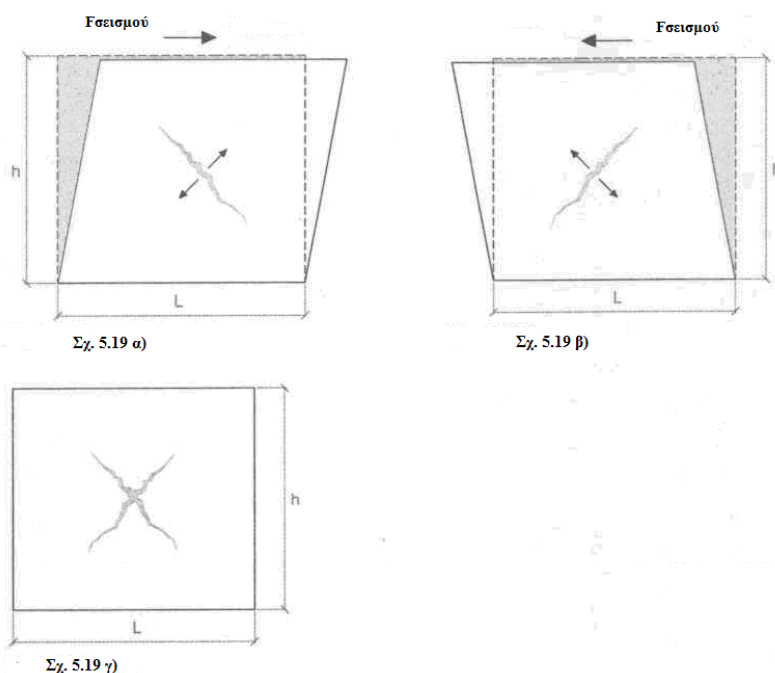
$$V_U = \frac{1.5\tau_{0d}}{b} Lt \sqrt{1 + \frac{\sigma_m}{1.5\tau_{0d}}}$$

Ο συντελεστής b εξαρτάται από την λυγηρότητα του τοίχου και μπορεί να υποτεθεί:

$b=1.5$	αν	$h/L \geq 1.5$
$b=1$	αν	$h/L \leq 1$
$b= h/L$	αν	$1 < h/L < 1.5$

σ_m : η κανονική μέση τάση που αναφέρεται στη συνολική έκταση του τμήματος

$$\sigma_m = \frac{N}{Lt}$$



Σχήμα 5.19: Επιπτώσεις της ανακυκλιζόμενης σεισμικής φόρτισης σε έναν τοίχο

5.6.3 ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΟΛΙΣΘΗΣΗ

Η κατάσταση αστοχίας λόγω διατμητικής ολίσθησης συμβαίνει όταν λόγω της οριζόντιας δύναμης ο τοίχος ολισθαίνει επί μιας επιφάνειας διάρρηξης (Σχ. 5.20). Η αντοχή του τοίχου έναντι αυτού του τύπου μηχανισμού οφείλεται στην τριβή και τη συνοχή, σύμφωνα με το κριτήριο του Coulomb. Δεδομένου ότι αυτές οι δύο συνεισφορές, η τριβή και η συνοχή, μπορούν να υποτεθούν μόνο αν υπάρχει επαφή μεταξύ των μερών σε αμοιβαία κίνηση, υπεισέρχεται το πρόβλημα του προσδιορισμού του θλιβόμενου τμήματος της επιφάνειας ολίσθησης.

Στην πραγματικότητα, στο ευθύ τμήμα της επιφάνειας δεν μπορεί να υπάρχει ανταλλαγή δυνάμεων και δεν αντιτίθεται καμία δύναμη στην ολισθαίνουσα κίνηση.

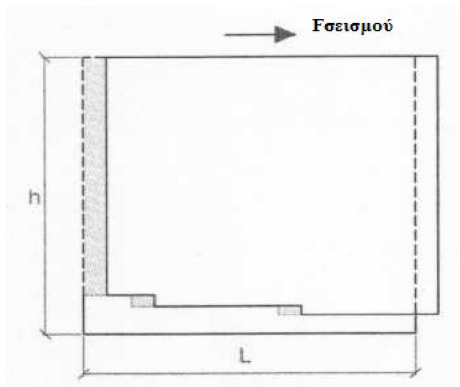
Υποθέτοντας μια γραμμική κατανομή των τάσεων στην επιφάνεια ολίσθησης (Σχ. 5.21) και εάν η εκκεντρότητα είναι μεγαλύτερη από $L/6$ (προϋπόθεση για να εφελκύεται ένα μέρος του τμήματος ολίσθησης, αλλιώς θα ήταν ολόκληρο υπό θλίψη), αλλά μικρότερη από $L/2$ (προϋπόθεση για να μην υπάρχει απώλεια της ισορροπίας του συνόλου του τοίχου), προκύπτει:

$$e = \frac{M}{P}$$

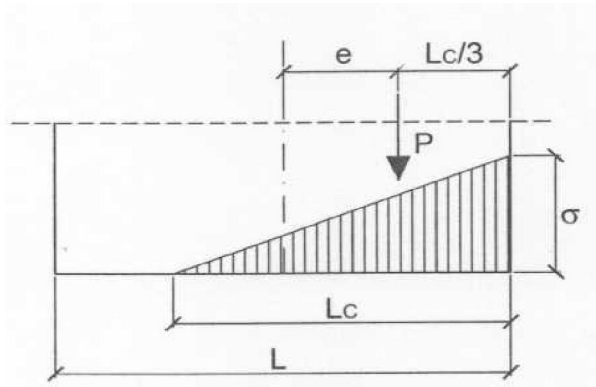
$$\frac{L_c}{3} = \frac{L}{2} - e$$

$$L_c = 3 \left(\frac{L}{2} - e \right)$$

Σε αυτούς τους τύπους με P και M πρέπει να οι τιμές των εντατικών μεγεθών που ασκούνται στο θλιβόμενο μέρος του τμήματος ολίσθησης. Επομένως, για τον προσδιορισμό της P πρέπει να ληφθεί υπόψη το βάρος του αντίστοιχου τμήματος του τοίχου και για τον καθορισμό της ροπής M θα πρέπει να εξεταστεί η σεισμική φόρτιση του συγκεκριμένου τμήματος του τοίχου και η διατμητική δύναμη της κορυφής πολλαπλασιαζόμενη επί τον αντίστοιχο μοχλοβραχίονα.



Σχήμα 5.20: Κατάσταση αστοχίας ενός τοίχου λόγω διατμητικής ολίσθησης



Σχήμα 5.21: Κατανομή των θλιπτικών τάσεων επί της επιφάνειας ολίσθησης

Όταν είναι γνωστό το θλιβόμενο μήκος L_c του ολισθαίνοντος τμήματος είναι δυνατόν να εφαρμοστεί το κριτήριο Coulomb και να υπολογιστεί η τελική διατμητική αντοχή ολίσθησης:

$$V_U = f_{VKd} t L_C$$

Η f_{VKd} (χαρακτηριστική διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας) για αυτήν την περίπτωση υπολογίζεται ως εξής:

$$f_{VKd} = \frac{\tau_0 + f\sigma_0}{\gamma_M FC}$$

Όπου:

$\sigma_0 = P/L_c$

t : η μέση κατακόρυφη τάση στο θλιβόμενο τμήμα της επιφανείας ολίσθησης

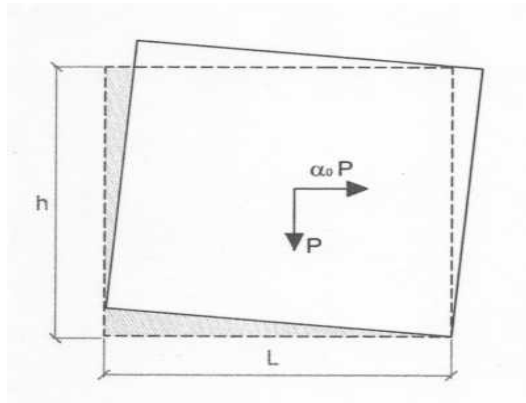
f : ο συντελεστής εσωτερικής τριβής της τοιχοποιίας.

5.6.4 ΠΕΡΙΣΤΡΟΦΗ ΤΟΙΧΟΥ ΩΣ ΣΤΕΡΕΟ ΣΩΜΑ

Πρέπει να ελεγχθεί η κατάσταση αστοχίας, όπου ο τοίχος περιστρέφεται σαν ένα στερεό σώμα περί το κάτω άκρο του, ενδεχομένως με μία υποχώρηση με τιμή α που λαμβάνει υπόψη το γεγονός ότι η τοιχοποιία δεν έχει άπειρη θλιπτική αντοχή.

Υποθέτοντας απουσία φορτίων στην κορυφή του τοίχου, η ροπή αντίστασης σε αυτή την περίπτωση δίνεται από:

$$M_R = L h t \gamma \left(\frac{L}{2} - \alpha \right)$$



Σχήμα 5.22: Κατάσταση αστοχίας λόγω περιστροφής ολόκληρου του τοίχου σαν άκαμπτο σώμα

Όπου:

α : η οριζόντια μετατόπιση του κέντρου βάρους του τοίχου λόγω περιστροφής.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΠΡΟ- ΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ (LV3)

6.1 ΓΕΝΙΚΕΣ ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΕΣ ΓΙΑ ΤΟ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟ

Το υπό μελέτη κτίριο από τοιχοποιία βρίσκεται στο χωριό Κρεμαστή του δήμου Νιάτων στο νομό Λακωνίας. Η ανέγερση του κτιρίου ολοκληρώθηκε το 1959, άρα δεν έχει μελετηθεί με κάποιο αντισεισμικό κανονισμό. Το κτίριο εφάπτεται με ένα γειτονικό ισόγειο κτίριο επίσης από τοιχοποιία και οι εσωτερικοί χώροι των δύο ισόγειων επικοινωνούν, απαρτίζοντας έναν ενιαίο λειτουργικό χώρο.

Στις υπόλοιπες πλευρές το κτίριο είναι ελεύθερο. Στο παρελθόν, στα δύο κτίρια αυτά λειτουργούσε το σχολείο του χωριού για αρκετές δεκαετίες, αλλά στη συνέχεια το σχολείο περιορίστηκε στο διπλανό κτίριο και το υπό μελέτη κτίριο εγκαταλείφθηκε. Πρόσφατα αποφασίστηκε να γίνει αξιοποίηση του κτιρίου ως πολιτιστικό κέντρο του χωριού. Το κτίριο παρουσιάζει πολλές βλάβες λόγω της εγκατάλειψής του και κατά συνέπεια της έλλειψης συντήρησης που ακολούθησε. Έγινε φανερή λοιπόν η ανάγκη για αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και της ασφάλειας του κτιρίου και καθορισμό των απαραίτητων επεμβάσεων, δεδομένης και της αλλαγής χρήσης, η οποία αυξάνει τις απαιτήσεις ασφαλείας.



Σχήμα 6.1: Μπροστινή όψη του υπό μελέτη κτιρίου, όπως αυτό φαίνεται από την είσοδο του σχολικού συγκροτήματος



Σχήμα 6.2: Εντοιχισμένη μαρμάρινη πλακέτα στον εξωτερικό τοίχο, όπου αναγράφονται τα ονόματα των ευεργετών και το έτος αποπεράτωσης της κατασκευής

6.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΤΥΠΟΛΟΓΙΑΣ ΚΑΙ ΤΗΣ ΔΟΜΙΚΗΣ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Τα στοιχεία που περιγράφονται παρακάτω προέκυψαν από αποτυπώσεις που έγιναν στο κτίριο.

Το κτίριο ως προς τη δομική του λειτουργία συμπεριφέρεται ανεξάρτητα από το γειτονικό, αφού τα δύο κτίρια διαχωρίζονται με αρμό σε όλη την επιφάνεια επαφής τους (Σχ.6.3). Κατά συνέπεια δεν υπάρχει αλληλεπίδραση μεταξύ τους. Αποτελείται από δύο στάθμες: ένα ημιυπόγειο και το ισόγειο, το οποίο περιλαμβάνει και έναν εξώστη. Το κτίριο έχει τη συνηθισμένη ορθογωνική στενόμακρη μορφή των κτιρίων από τοιχοποιία. Στην πλευρά του ισογείου που επικοινωνεί με το διπλανό κτίριο η τοιχοποιία έχει διακοπή και τα δύο τμήματα τοιχοποιίας συνδέονται με μια δοκό από οπλισμένο σκυρόδεμα (Σχ.6.4).



Σχήμα 6.3: Αρμός μεταξύ των γειτονικών κτιρίων



Σχήμα 6.4: Δοκός από οπλ. σκυρόδεμα και αρμός

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 – Προσομοίωση κατασκευής με χρήση προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων (LV3)

Οι διαστάσεις μήκους και πλάτους του είναι 13.45 και 7.12 μέτρα αντίστοιχα. Το εμβαδόν κάτοψης του κτιρίου συνεπώς είναι 96m^2 περίπου. Τόσο στο ισόγειο, όσο και στο ημιυπόγειο υπάρχει εσωτερικός φέρων τοίχος που χωρίζει κάθε επίπεδο σε δύο χώρους καθαρού εμβαδού 26m^2 και 50m^2 . Παρατηρείται μια μεγάλη διαφορά 21m^2 μεταξύ του μικτού και του καθαρού εμβαδού του κτιρίου, γεγονός το οποίο οφείλεται στο μεγάλο πάχος της τοιχοποιίας, το οποίο είναι 0.50m για την εξωτερική τοιχοποιία και 0.45m για την εσωτερική. Το ύψος του κτιρίου είναι 8.55m, εκ των οποίων 3.50m το ύψος του ημιυπογείου, 3.85m το ύψος του τοίχου του ισογείου και 1.2m το ύψος της ξυλοσκεπής.

Το άνωμα του ισογείου είναι πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος με πάχος 11cm, η οποία εξασφαλίζει διαφραγματική λειτουργία του κτιρίου στη στάθμη αυτή. Η ίδια πλάκα αποτελεί το δάπεδο του εξώστη, αφού είναι συνεχής και διαπερνά την τοιχοποιία (διακοπή της λιθοδομής στο ύψος της πλάκας). Ο εξώστης έχει εμβαδόν 27m^2 . Η πλάκα του εξώστη στηρίζεται επί δοκών από οπλισμένο σκυρόδεμα, οι οποίες με τη σειρά τους στηρίζονται σε υποστύλωματα από οπλισμένο σκυρόδεμα, τα οποία θεμελιώνονται στο έδαφος. Επίσης στην πίσω όψη τα τέσσερα ανοίγματα έχουν υπέρθυρα από οπλισμένο σκυρόδεμα με ύψος 13cm.



Σχήματα 6.5, 6.6: Πίσω όψη του κτιρίου



Σχήμα 6.7: Πρέκι παραθύρου της πίσω όψης



Σχήμα 6.8: Σύνδεση εγκάρσιων τοίχων

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 – Προσομοίωση κατασκευής με χρήση προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων (LV3)

Τρόπος δόμησης λιθοδομής (Σχ. 6.9): τρίστρωτη λιθοδομή, με πάχος 20cm ανά στρώση και μπάζωμα περίπου 15cm στο ενδιάμεσο, για τους εξωτερικούς τοίχους και τρίστρωτη λιθοδομή, με πάχος περίπου 17cm ανά στρώση και μπάζωμα περίπου 15cm στο ενδιάμεσο, για τους εσωτερικούς τοίχους. Τα αγκωνάρια είναι από σκυρόδεμα.

Το κτίριο έχει θεμέλιο από λιθοδομή σε βάθος 1.20m από την επιφάνεια του εδάφους. Στη μία από τις δύο εκσκαφές που έχουν πραγματοποιηθεί φαίνεται διαπλάτυνση της λιθοδομής κατά περίπου 10cm προς την εξωτερική παρειά (άγνωστο αν έχει γίνει το ίδιο και προς την εσωτερική παρειά) και συνέχιση της θεμελίωσης για 0.55m επιπλέον (Σχ. 6.10).



Σχήμα 6.9: Μορφή λιθοδομής



Σχήμα 6.10: Εκσκαφή θεμελίου

Η οροφή του ισογείου είναι ξυλοσκεπή με ζευκτά από ξυλεία κωνοφόρων (Σχ.6.11). Υπάρχει μια ψευδοροφή για αισθητικούς λόγους με πολύ μικρό πάχος. Συνεπώς δεν υπάρχει διαφραγματική λειτουργία στην στάθμη της οροφής του ισογείου. Τα κεραμίδια είναι «κολυμπητά» (Σχ.6.12).



Σχήμα 6.11: Άποψη ξυλοσκεπής



Σχήμα 6.12: Εξωτερική όψη σκεπής (κεραμίδια)

ΕΠΙΤΟΠΟΥ ΜΕΤΡΗΣΕΙΣ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΤΩΝ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΑΝΑΓΝΩΡΙΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΒΛΑΒΩΝ

Τα λιθοσώματα είναι ασβεστολιθικά με ακανόνιστη μορφή και τυπικές διαστάσεις (οριζόντια διάσταση 1 * οριζόντια διάσταση 2 * ύψος) περίπου **20*20*20cm** και θλιπτική αντοχή $f_{bc}=50 \text{ MPa}$. Όσον αφορά το κονίαμα, έχει πάχος περίπου 15mm και είναι χαμηλής ποιότητας (θλιπτική αντοχή $f_m=1 \text{ MPa}$). Το σκυρόδεμα είναι κατηγορίας **C12** και οι ράβδοι των οπλισμών από χάλυβα κατηγορίας **S220** (ο πλέον συνήθης χάλυβας οπλισμού της περιόδου). Η ξυλεία της σκεπής είναι τοπική από **κωνοφόρα**.

Οπλισμοί: Όλοι οι οπλισμοί είναι **λείοι**. Τα υποστυλώματα έχουν 4 Φ10, δύο σε κάθε παρειά, εκτός από το μεγάλο υποστύλωμα, το οποίο έχει 6 Φ10. Οι δοκοί του μπαλκονιού έχουν 4 Φ14 κάτω, τα 2 από τα οποία «σπάνε προς τα πάνω στις στηρίξεις». Η πλάκα έχει Φ8/25 και επιπλέον 1 Φ14/1m στην περιοχή του εξώστη.

Στο κτίριο πραγματοποιήθηκαν αποκαλύψεις σε χαρακτηριστικά δομικά στοιχεία, όπως και στα θεμέλια και επιτόπου μετρήσεις (in situ assessment) για την εκτίμηση των δομικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας και των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών.

Αρχικά διενεργήθηκε οπτικός έλεγχος στο σύνολο του κτιρίου για την αξιολόγηση της υφιστάμενης κατάστασής του και τη διαπίστωση σημαντικών ορατών βλαβών.

Στη συνέχεια έγιναν κρουσιμετρήσεις στα μέλη από οπλισμένο σκυρόδεμα (δοκοί και υποστυλώματα) και στα λιθοσώματα. Λήφθηκε δείγμα κονιάματος της τοιχοποιίας για ανάλυση στο εργαστήριο. Επίσης χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος των υπερήχων στα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα. Με μαγνητικές μεθόδους προσδιορίστηκε με ακρίβεια η θέση των οπλισμών στα στοιχεία αυτά. Με τη χρήση θερμοκάμερας ελέγχθηκαν τυχόν κενά ή ασυνέχειες στο σώμα της τοιχοποιίας και του οπλισμένου σκυροδέματος.

Το κτίριο παρουσιάζει πολλές και σημαντικές βλάβες, λόγω παντελούς έλλειψης συντήρησης, αλλά πιθανόν και λόγω κάποιων σεισμικών γεγονότων. Κάποιες από αυτές τις βλάβες επηρεάζουν τη φέρουσα ικανότητα των στοιχείων του. Στα περισσότερα υποστυλώματα στα οποία στηρίζεται ο εξώστης το σκυρόδεμα είναι πλήρως αποσπασμένο με αποτέλεσμα την αποφλοίωση και την διάβρωση των σιδηροοπλισμών σε πολύ μεγάλο βαθμό, από το εμβαδόν των οποίων ενεργό παραμένει λιγότερο από το μισό (Σχ. 6.15).

Οι δοκοί του μπαλκονιού παρουσιάζουν μικρότερο βαθμό αποσάθρωσης και υπάρχει ικανοποιητική ποσότητα οπλισμού, οπότε είναι δυνατή η επισκευή τους. Παρόμοια κατάσταση παρουσιάζει και η πλάκα του εξώστη. Η εσωτερική πλάκα δεν παρουσιάζει κάποιο εμφανές πρόβλημα. Αντιθέτως, η κάτω παρειά της πλάκας της εξωτερικής σκάλας παρουσιάζει πλήρη αποφλοίωση του σκυροδέματος της επικάλυψης, με αποτέλεσμα την οξείδωση του οπλισμού (Σχ. 6.14).

Τα αγκωνάρια από σκυρόδεμα έχουν αποσπασθεί πλήρως και σε πολλά σημεία έχουν αποκολληθεί τμήματά τους (Σχ. 6.13). Επίσης παρατηρείται ανερχόμενη υγρασία μέχρι ύψους 1m στη λιθοδομή, τόσο στο εξωτερικό, όσο και στο εσωτερικό του κτιρίου (Σχ. 6.16). Στο εξωτερικό η υγρασία έχει προκαλέσει διάβρωση των αρμών.

Ένας παράγοντας που μπορεί να αυξάνει την τρωτότητα του κτιρίου είναι το μεγάλο εμβαδόν ανοιγμάτων στην πρόσοψη. Συγκεκριμένα το ποσοστό των ανοιγμάτων ανέρχεται στο 26% της επιφάνειας.



Σχήμα 6.13: Πλάγια όψη - αποσαθρωμένοι ακρογωνιαίοι λίθοι



Σχήμα 6.14: Κάτω παρειά εξωτερικής σκάλας – απώλεια επικάλυψης - διάβρωση οπλισμών



Σχήμα 6.15: Δοκοί και υποστυλώματα εξώστη – σημαντικές βλάβες



Σχήμα 6.16: Ανερχόμενη υγρασία σε εσωτερικό τοίχο του υπογείου

6.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΤΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ SAP2000

Το κτίριο υπό μελέτη προσομοιώθηκε με τη χρήση του προγράμματος SAP2000 V15.1.0, το οποίο πραγματοποιεί ελαστικές γραμμικές αναλύσεις με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων.

Το κτίριο είναι από τοιχοποιία με κάποια στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα (πλάκα ισόγειου και εξώστη, δοκοί και υποστυλώματα εξώστη. Η προσομοίωση της τοιχοποιίας του κτιρίου (περιμετρικοί και εσωτερικοί τοίχοι) πραγματοποιήθηκε με παχιά επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία (τύπου Shell-Thick), αφού η τοιχοποιία δέχεται φορτία τόσο στο επίπεδό της (κατακόρυφα φορτία, σεισμικές δράσεις παράλλη-

λες προς τη διεύθυνση του τοίχου) όσο και εγκάρσια σε αυτό (σεισμικές δράσεις κάθετες προς τη διεύθυνση του τοίχου). Λειτουργεί δηλαδή ως κέλυφος (συνδυασμός δίσκου και πλάκας).

Η πύκνωση του κάνναβου προσφέρει μεγαλύτερη ακρίβεια στα αποτελέσματα με αντίτιμο μεγαλύτερο όγκο υπολογισμών. Για το λόγο αυτό, για την διακριτοποίηση του φορέα με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία επιλέχθηκε ως μέγιστο μέγεθος στοιχείου 25*25cm, περίπου το μέγεθος ενός τυπικού λιθοσώματος της συγκεκριμένης τοιχοποιίας. Μάλιστα, στις κρίσιμες περιοχές των υπερθύρων γίνεται περαιτέρω πύκνωση του καννάβου σε στοιχεία με μέγιστο μέγεθος 15*15cm.

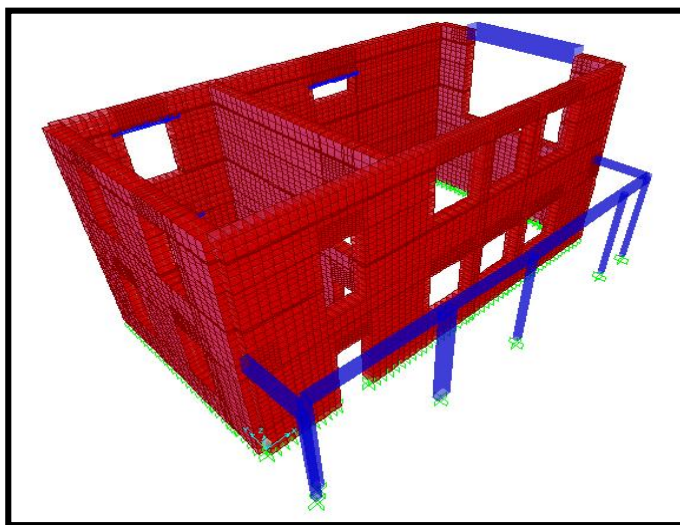
Τα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα και συγκεκριμένα οι δοκοί και τα υποστυλώματα προσομοιώνονται με ραβδωτά πεπερασμένα στοιχεία (frame elements). Η πλάκα από οπλισμένο σκυρόδεμα δεν προσομοιώνεται με πεπερασμένα στοιχεία για μείωση του όγκου υπολογισμών του προγράμματος. Αντί αυτού προσομοιώνονται τα φορτία που μεταβιβάζει στους φέροντες τοίχους, καθώς και η διαφραγματική λειτουργία στο επίπεδο της πλάκας, η οποία είναι ιδιαίτερα ευμενής για τη συμπεριφορά των κτιρίων από τοιχοποιία υπό σεισμικές διεγέρσεις.

Ομοίως και η ξύλινη στέγη δεν έχει συμπεριληφθεί στο προσομοίωμα, αλλά έχουν μεταφερθεί τα φορτία που μεταβιβάζει στο κτίριο. Δεν προσφέρει όμως διαφραγματική λειτουργία.

6.3.1 ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ

- Η πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος στο πάτωμα του ισόγειου προσφέρει πλήρη διαφραγματική λειτουργία.
- Το κτίριο θεωρείται πακτωμένο στη στάθμη του πατώματος του υπογείου.
- Όλα τα ραβδωτά στοιχεία συνδέονται μεταξύ τους και με τα επιφανειακά με πακτώσεις, εκτός από την εσωτερική δοκό από οπλισμένο σκυρόδεμα στην περιοχή του αρμού, η οποία συνδέεται αρθρωτά με την τοιχοποιία.

Στο Σχήμα 6.17 διακρίνονται με κόκκινο χρώμα τα επιφανειακά στοιχεία (τοιχοποιία), ενώ με μπλε χρώμα τα ραβδωτά στοιχεία (οπλ.σκυρόδεμα).



Σχήμα 6.17: Το δομικό μοντέλο του υφιστάμενου κτιρίου στο πρόγραμμα SAP2000 σε 3D μορφή (extrude view)

6.3.2 ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΥΛΙΚΩΝ

- Το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας λαμβάνεται ίσο με $E=1000 \cdot f_k$ (σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 6). Το ειδικό βάρος ίσο με $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$.
- Το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος C12 λαμβάνεται ίσο με $E=26000 \text{ MPa}$ και το ειδικό του βάρος ίσο με $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$.

6.3.3 ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Κατακόρυφα φορτία

- Τα ίδια βάρη της τοιχοποιίας και των δοκών και υποστυλωμάτων λαμβάνονται υπόψη αυτόματα από το πρόγραμμα, μέσω των ιδιοτήτων των υλικών που έχουμε ορίσει.
- Η ξύλινη στέγη με την επικάλυψή της από κολυμβητά κεραμίδια και σανίδωμα και ζευκτά, έχει ίδιο βάρος ανά m^2 κάτοψης: $g_{\text{στεγ}}=g_{\text{κερ}}+g_{\text{ζευκτ}}+g_{\text{σανιδ}}=1.7 \text{ kN/m}^2$
- Η πλάκα σκυροδέματος χωρίζεται σε τρεις επιμέρους πλάκες: δύο εσωτερικές Π1 και Π2 και την πλάκα του εξώστη Π3. Το μόνιμο φορτίο είναι $g=25 \text{ kN/m}^3 \cdot h=25 \cdot 0.11=2.75 \text{ kN/m}^2$ και τα πρόσθετα μόνιμα (επικαλύψεις) $g'=1 \text{ kN/m}^2$. Το κινητό φορτίο είναι $q=5.0 \text{ kN/m}^2$ (για χώρους συνάθροισης). Συνεπώς το φορτίο σχεδιασμού:

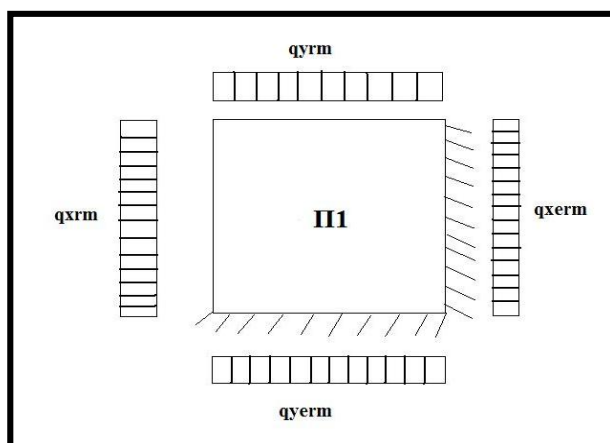
$$q_{sd}=1.35 \cdot (2.75+1.00)+1.50 \cdot 5.00=12.6 \text{ kN/m}^2$$

Οι πλάκες Π1, Π2 λύνονται με χρήση των πινάκων Cherny και υπολογίζονται τα γραμμικά φορτία που μεταβιβάζουν στα κατακόρυφα στοιχεία σε κάθε παρειά τους.

Συνοριακές συνθήκες:

Π1: πλήρης πάκτωση δύο γειτονικών πλευρών και απλή στήριξη στις δύο απέναντι.

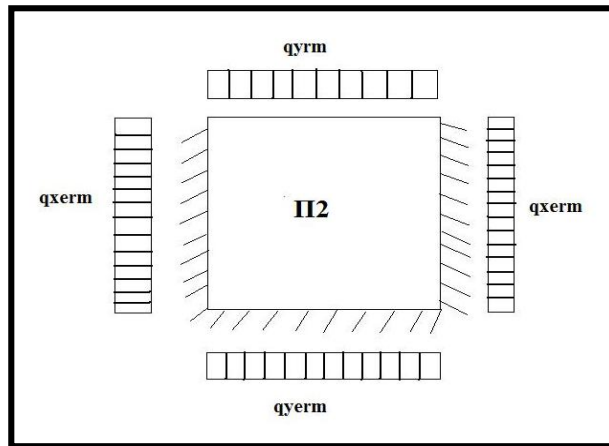
$$q_{yerm}=(12.6 \cdot 4.5)/1.82=31.2 \text{ kN/m}, q_{yrm}=15.6 \text{ kN/m}, q_{xrm}=20.9 \text{ kN/m}, q_{xerm}=35.9 \text{ kN/m}$$



Σχήμα 6.18: Επίλυση πλάκας Π1 με τη μέθοδο Cherny

Π2: Πλήρης πάκτωση τριών πλευρών και απλή στήριξη της τέταρτης.

$$q_{xerm}=89.7 \text{ kN/m}, q_{yerm}=48.5 \text{ kN/m}, q_{yrm}=26.4 \text{ kN/m}$$



Σχήμα 6.19: Επίλυση πλάκας Π2 με τη μέθοδο Cherny

Π3: Για την πλάκα του εξώστη ισχύει $L_x/L_y > 2$, οπότε το φορτίο μοιράζεται αποκλειστικά κατά τη διεύθυνση y .

$$q_y = (12.6 \cdot 2) / 2 = 12.6 \text{ kN/m}$$

Τα γραμμικά φορτία που προκύπτουν μετατρέπονται σε επικόμβια για τους φέροντες τοίχους, εκτός αυτών που ασκούνται στις δοκούς.

Σεισμικά φορτία

Το κτίριο έχει τη μάζα του κατανεμημένη στους φέροντες τοίχους, καθώς και στο επίπεδο της πλάκας του οπλισμένου σκυροδέματος.

Η σεισμική ανάλυση του κτιρίου θα γίνει με τη μέθοδο της ισοδύναμης στατικής ανάλυσης για μάζες κατανεμημένες καθ' ύψος των τοίχων και συγκεντρωμένων στο επίπεδο της πλάκας.

Σε κάθε επιφανειακό πεπερασμένο στοιχείο, ασκείται μια σεισμική δύναμη $F = m \cdot S_d(T)$, όπου:

m: η μάζα του πεπερασμένου στοιχείου

$S_d(T)$: η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού σε κάθε μία από τις διευθύνσεις X, Y

Ομοίως, στους κόμβους στους οποίους ασκούνται επικόμβια φορτία από την στέγη και την πλάκα, ασκούνται επικόμβιες σεισμικές δυνάμεις σε κάθε μία εκ των διευθύνσεων X, Y .

Φάσμα σχεδιασμού για ανελαστική συμπεριφορά (EC8)

$$S_d(T) = a_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5\eta}{q} - \frac{2}{3} \right) \right], \quad 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_d(T) = a_g S \eta \frac{2.5}{q}, \quad T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_d(T) = a_g S \frac{2.5}{q} \eta \frac{T_C}{T}, \quad T_C \leq T \leq T_D$$

- Έδαφος κατηγορίας B: $T_B=0.15\text{sec}$, $T_C=0.50\text{sec}$, $T_D=2.50\text{sec}$, $S=1.20$, οι χαρακτηριστικές ιδιοπερίοδοι του φάσματος και ο εδαφικός συντελεστής αντίστοιχα.
- Άοπλη τοιχοποιία: $q=1.5$, $\zeta=5\%$, $\eta=1$, ο συντελεστής συμπεριφοράς και ο συντελεστής απόσβεσης του κτιρίου αντίστοιχα.
- Δήμος Νιάτων Λακωνίας: Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας I, $a_{gR}=0.16g$, η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση.
- Χώρος συνάθροισης: Κατηγορία Σπουδαιότητας III, $\gamma_I=1.2$, ο συντελεστής σπουδαιότητας.

Το κτίριο είναι ορθογωνικό με δύο κύριες κατευθύνσεις X,Y. Για κτίρια με ύψος μέχρι 40 m η τιμή της ιδιοπερίόδου T_1 (σε s) για κάθε κύρια διεύθυνση μπορεί να προσεγγιστεί με την ακόλουθη έκφραση του Ευρωκώδικα 8:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (4.6)$$

Όπου:

H: το ύψος του κτιρίου, σε m, από την θεμελίωση ή από την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου

Για φορείς με τοιχώματα από σκυρόδεμα ή από τοιχοποιία, η τιμή του C_t στην έκφραση (4.6) μπορεί να ληφθεί ως

$$C_t = 0.075 / \sqrt{A_c} \quad (4.7)$$

Όπου:

$$A_c = \sum \left[A_i \cdot (0.2 + (l_{wi} / H))^2 \right] \quad (4.8)$$

και

A_c: η συνολική δρώσα επιφάνεια των τοιχωμάτων στον πρώτο όροφο του κτιρίου, σε m^2

A_i: η δρώσα επιφάνεια της διατομής του τοιχώματος i στη θεωρούμενη κατεύθυνση στον πρώτο όροφο του κτιρίου, σε m^2

Υπολογίζεται η παράμετρος A_c , η ιδιοπερίοδος T_1 και η επιτάχυνση σχεδιασμού στη στάθμη του υπογείου, για τις διευθύνσεις X και Y.

Διεύθυνση X (παράλληλα προς τη μεγάλη πλευρά του κτιρίου):

$$A_c=3.257 \rightarrow T_x=0.185\text{sec}$$

$$T_B \leq T_Y \leq T_C \rightarrow S_d(T_x) = 0.384g$$

Διεύθυνση Y (παράλληλα προς τη μικρή πλευρά του κτιρίου):

$$A_c=5.281 \rightarrow T_Y=0.146\text{sec}$$

$$0 \leq T_Y \leq T_B \rightarrow S_d(T_Y) = 0.378g$$

6.3.4 ΦΟΡΤΙΣΤΙΚΟΙ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ

Για την ελαστική σεισμική ανάλυση του κτιρίου με ισοδύναμη στατική μέθοδο πρέπει να εξεταστούν οι εξής σεισμικοί συνδυασμοί:

- **Κατακόρυφα Φορτία:**

$$(0) 1.35G+1.50Q$$

- **Σεισμικός Συνδυασμός Κατακόρυφων Φορτίων και Σεισμικά Φορτία:**

- (1) $G+0.6Q+E_x+0.3E_y$
- (2) $G+0.6Q+E_x-0.3E_y$
- (3) $G+0.6Q-E_x+0.3E_y$
- (4) $G+0.6Q-E_x-0.3E_y$
- (5) $G+0.6Q+E_y+0.3E_x$
- (6) $G+0.6Q+E_y-0.3E_x$
- (7) $G+0.6Q-E_y+0.3E_x$
- (8) $G+0.6Q-E_y-0.3E_x$

Όπου:

G: τα μόνιμα κατακόρυφα φορτία

Q: τα κινητά κατακόρυφα φορτία

E_x : η σεισμική φόρτιση στη διεύθυνση X

E_y : η σεισμική φόρτιση στη διεύθυνση Y

6.4 ΜΟΝΤΕΛΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ (ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΚΑΙ ΚΑΤΟΠΙΝ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ)

Συνολικά θα διενεργηθούν **τρεις αναλύσεις** στο πρόγραμμα SAP2000, για τις εξής διαφορετικές περιπτώσεις δομικού φορέα:

(1) Υφιστάμενη κατασκευή

(2) Κατασκευή μετά από τις ακόλουθες ενισχύσεις:

- Κατασκευή περιμετρικού διαζώματος οπλισμένου σκυροδέματος στην κορυφή της τοιχοποιίας του κτιρίου (και πάνω από τον εσωτερικό τοίχο), διαστάσεων 55*25cm. Σκυρόδεμα C20/25, Χάλυβας οπλισμού B500C. Ο οπλισμός της διατομής είναι 3Φ16 σε κάθε παρειά με επικάλυψη 3cm.
- Χρήση ενέματος με βάση τη φυσική υδραυλική άσβεστο, θλιπτικής αντοχής η οποία κυμαίνεται από 3.5 έως 10 MPa για την πλήρωση του κενού μεταξύ των δύο στρώσεων της τοιχοποιίας, τόσο στους εσωτερικούς, όσο και στον εξωτερικό τοίχο. Στις αναλύσεις που ακολουθούν θεωρήθηκε θλιπτική αντοχή 3.5 MPa. Η επέμβαση αυτή έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση του πάχους των φερόντων τοίχων από 40cm σε 55cm για τους εξωτερικούς τοίχους και από 35cm σε 50cm για τον εσωτερικό τοίχο, όσον αφορά την προσομοίωση του φορέα. Για την εφαρμογή της ομογενοποίησης θα γίνει και αρμολόγημα των εξωτερικών παρειών των τοίχων.
- Επιδιόρθωση των στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα (δοκοί, υποστρώματα).
- Ανακατασκευή γωνιών και δημιουργία έγχυτων υποστρωμάτων στις συμβολές των εξωτερικών τοίχων.

Στόχοι ενισχύσεων:

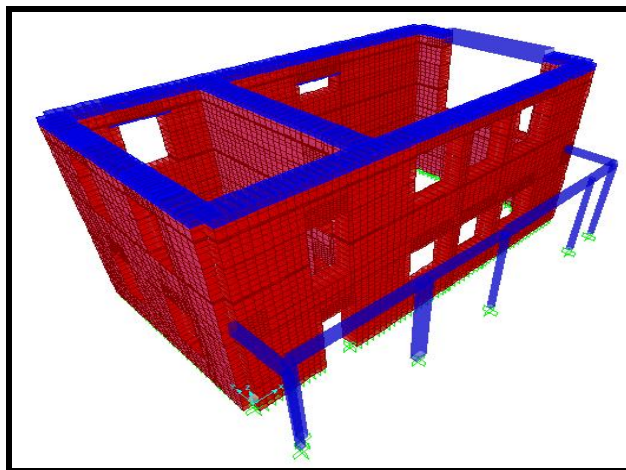
- Αύξηση της φέρουσας ικανότητας των μελών από τοιχοποιία (πεσσοί, υπέρθυρα), μέσω της ομογενοποίησης των φερόντων τοίχων, της αύξησης της συνοχής της τοιχοποιίας και της μικρής αύξησης της θλιπτικής αντοχής.
- Εξασφάλιση των συνδέσεων των τοίχων του άνω ορόφου μέσω της κατασκευής του διαζώματος. Με την ύπαρξη του διαζώματος, οι δυνάμεις που ενεργούν κάθετα προς το επίπεδο των τοίχων, μεταβιβάζονται πολύ πιο αποτελεσματικά στους κάθετους στους πρώτους τοίχους, οι οποίοι είναι παράλληλοι προς τη σεισμική δύναμη που ενεργεί (εξασφάλιση λειτουργίας κιβωτίου). Μ' αυτόν τον τρόπο ανακουφίζεται η κατασκευή και μεταβιβάζονται τα σεισμικά φορτία ασφαλέστερα στο έδαφος.
- Περιορισμός της κορυφής των τοίχων του ισόγειου από το διάζωμα- αποφυγή απλής ανατροπής.
- Εξασφάλιση της σύνδεσης μεταξύ εγκάρσιων εξωτερικών τοίχων, μέσω της ανακατασκευής των γωνιών στους εξωτερικούς τοίχους.
- Ομοιόμορφη κατανομή των φορτίων της στέγης.

(3) Κατασκευή με τις ίδιες ενισχύσεις με την περίπτωση (2), με μόνη διαφορά την κατασκευή διαφράγματος αντί διαζώματος στη στέψη του κτιρίου:

- Στη βάση της ξύλινης σκεπής θα προστεθεί ένα ξύλινο πάτωμα στη θέση της ψευδοροφής, με αρκετό πάχος και επαρκή περιμετρική σύνδεση με τους τοίχους, ώστε να εξασφαλιστεί διαφραγματική λειτουργία.

Στόχοι ενίσχυσης:

- Σημαντική βελτίωση της συνεργασίας εγκάρσιων τοίχων στη στάθμη του ισογείου και ανακούφιση των τοίχων που είναι κάθετοι στη σεισμική δύναμη. Ασφαλέστερη μεταβίβαση σεισμικών φορτίων στο έδαφος.
- Αποτροπή απλής ανατροπής των τοίχων- μείωση κινδύνου αστοχίας εκτός επιπέδου.



Σχήμα 6.20: Δομικό μοντέλο του κτιρίου μετά τις ενισχύσεις στο SAP2000 (extrude view)

Τα τρία προσομοιώματα θα αναλυθούν και στο επόμενο κεφάλαιο θα πραγματοποιηθούν οι απαραίτητοι έλεγχοι, με έμφαση σε συγκεκριμένους πεσσούς της πρόσοψης και θα παρουσιαστούν τα αποτελέσματα.

Για την περίπτωση (2) θα γίνει αναλυτικός έλεγχος όλων των μορφών αστοχίας για όλα τα δομικά στοιχεία, καθώς θα είναι η περίπτωση που θα προταθεί ως λύση.

Στο τέλος θα γίνουν συγκρίσεις των αποτελεσμάτων κάθε περίπτωσης, θα αξιολογηθεί η συμβολή των ενισχύσεων στην αύξηση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής και θα εξαχθούν χρήσιμα συμπεράσματα.

6.5 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ

Ορισμοί:

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: Η αντοχή στοιχείου τοιχοποιίας σε θλίψη, (χωρίς θεώρηση της σύνδεσης με τις πλάκες φόρτισης, της λυγηρότητας και της εκκεντρότητας του φορτίου).

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: Η αντοχή της τοιχοποιίας η οποία υποβάλλεται σε τέμνουσες δυνάμεις.

Καμπτική αντοχή της τοιχοποιίας: Η αντοχή της τοιχοποιίας έναντι κάμψης.

Υπολογισμοί:

(1) Υφιστάμενος τοίχος: Κοίλος τοίχος αποτελούμενος από δύο παράλληλους μονούς τοίχους, ο χώρος μεταξύ των οποίων περιέχει πέτρες ακανόνιστου μεγέθους, χωρίς σύνδεση μεταξύ τους και δεν φέρει φορτία.

Θλιπτική αντοχή

Τοιχοποιία από λιθοσώματα Κατηγορίας I, οποιοδήποτε κονίαμα και στάθμη ελέγχου κατασκευής $2 \rightarrow \gamma_M = 2.0$ (Εθνικό Προσάρτημα EC6).

Για τους ελέγχους σε Ο.Κ.Α. υπό το σεισμικό συνδυασμό, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα 1998-1, παράγραφος 9.6(3), οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας της τοιχοποιίας για σεισμικό σχεδιασμό, μπορούν να λαμβάνονται μειωμένοι ως εξής:

Τοιχοποιία: $\gamma_M' = 2/3 * \gamma_M = 1.7 \geq 1.5$

Χάλυβας: $\gamma_S = 1.0$

Λιθοσώματα:

f_{bc} : μέση θλιπτική αντοχή των λιθοσωμάτων

f_b : ανηγμένη θλιπτική αντοχή των λιθοσωμάτων

Η μέση θλιπτική αντοχή των λιθοσωμάτων ανάγεται στη θλιπτική αντοχή ενός ξηρού ισοδύναμου λιθοσώματος πλάτους 100mm και ύψους 100mm, πολλαπλασιαζόμενη επί έναν συντελεστή σχήματος δ .

Από την κρουσιμέτρηση προέκυψε $f_{bc} = 50 \text{ MPa} \leq 75 \text{ MPa}$.

Για μέσες διαστάσεις λιθοσώματος (200*200*200mm) ο συντελεστής σχήματος προκύπτει $\delta = 1.0$ από τον πίνακα υπολογισμού του δ .

$$f_b = 1.0 * f_{bc} = 50 \text{ MPa}$$

Κονίαμα:

Κονίαμα γενικής εφαρμογής με $t_{αρμού}=15\text{mm}$

Η μέση θλιπτική αντοχή του κονιάματος υπολογίστηκε ίση με $f_m=1.0\text{MPa}$

• **Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας:**

Η σχέση που δίνει ο Ευρωκώδικας 6 για καινούριες κατασκευές:

$$f_k = K f_b^{0.7} f_m^{0.3} \text{ για κονίαμα γεν. εφαρμογής, σχέση (3.1) EC6}$$

Όπου:

K: συντελεστής εξαρτώμενος από τον τύπο των λιθοσωμάτων και του κονιάματος

Για υλικό λιθοσώματος άργιλο Ομάδας 1 και κονίαμα γενικής εφαρμογής $\rightarrow$
K=0.55 από Πίνακα 3.3 του EC6.

Συνεπώς:
$$f_k = 0.55 * 50^{0.7} * 1^{0.3} = 8.5\text{MPa}$$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{8.5}{1.5} = 5.6\text{MPa}$$

Μία εναλλακτική σχέση (Τάσιος 1986), η οποία είναι καταλληλότερη για υφιστάμενες κατασκευές από τοιχοποιία είναι:

$$f_{wc} = \frac{2}{3} \sqrt{f_{bc}} - \alpha + \beta f_{mc} \text{ (MPa)}$$

Όπου:

$f_{wc}=f_d$

α: μειωτικός συντελεστής από τοιχοποιία από φυσικούς λίθους, ο οποίος κυμαίνεται από 0.5 για λαξευμένες πέτρες μέχρι 2.5 για κροκάλες και είναι ίσος με 0 για τεχνητούς λίθους.

β: συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τη συνεισφορά του κονιάματος στην αντοχή και είναι $\beta=0.5$ για λιθοδομή και $\beta=0.1$ για οπτοπλινθοδομή.

Επιπλέον, στις περιπτώσεις όπου το ποσοστό κονιάματος είναι σημαντικό, υπολογίζεται μια μειωμένη θλιπτική αντοχή ίση με

$$f_{wc}' = \xi f_{wc}$$

όπου:
$$\xi = \frac{1}{1 + 3.5(K - K_0)}$$

Στο υπό μελέτη κτίριο το ποσοστό κονιάματος στη λιθοδομή δεν ξεπερνά το 30%, οπότε δεν γίνεται μείωση.

Συνεπώς:
$$f_{wc} = \frac{2}{3} \sqrt{50} - 2.0 + 0.5 * 1 = 3.2\text{MPa}$$

Η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού τοιχοποιίας:

$$f_{wc,d} = \frac{f_{wc}}{\gamma_M} = \frac{3.2}{1.5} = 2.1 \text{ MPa}$$

- **Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή τοιχοποιίας**

Για τοιχοποιία που δομείται με κονίαμα γενικής εφαρμογής και όλοι οι αρμοί πληρούν τις κατασκευαστικές απαιτήσεις, ώστε να θεωρούνται πλήρεις, η χαρακτηριστική διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας δίνεται από τον τύπο του Ευρωκώδικα 6:

$$f_{wvk} = f_{vk0} + 0.40\sigma_d \leq 0.065f_b \quad ,(\text{σχέση 3.3 EC6})$$

Όπου:

f_{vk0} : η χαρακτηριστική τιμή της συνοχής, δηλαδή της συμβολής του κονιάματος, το οποίο αναπτύσσει αντίσταση σε εφελκυσμό ή διάτμηση στην επιφάνεια επαφής του με τα λιθοσώματα.

σ_d : τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής τάσεως της κάθετης προς την τέμνουσα του στοιχείου στη συγκεκριμένη διατομή αναφοράς και αφορά το θλιβόμενο μόνο μέρος του τοίχου.

f_b : ανηγμένη θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος

Από τον πίνακα 3.4 του Ευρωκώδικα 6, για αργιλικά λιθοσώματα και κονίαμα θλιπτικής αντοχής 1MPa, προέκυψε τιμή του συντελεστή $f_{vk0}=0.10\text{MPa}$.

Συνεπώς, η συνοχή σχεδιασμού:

$$f_{vd0} = \frac{f_{vk0}}{\gamma_M} = \frac{0.10}{1.5} = 0.0667 \text{ MPa} = 66.7 \text{ kPa}$$

Η διατμητική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας:

$$f_{wvd} = f_{vd0} + \frac{0.4\sigma_d}{\gamma_M}$$

- **Καμπτική αντοχή τοιχοποιίας**

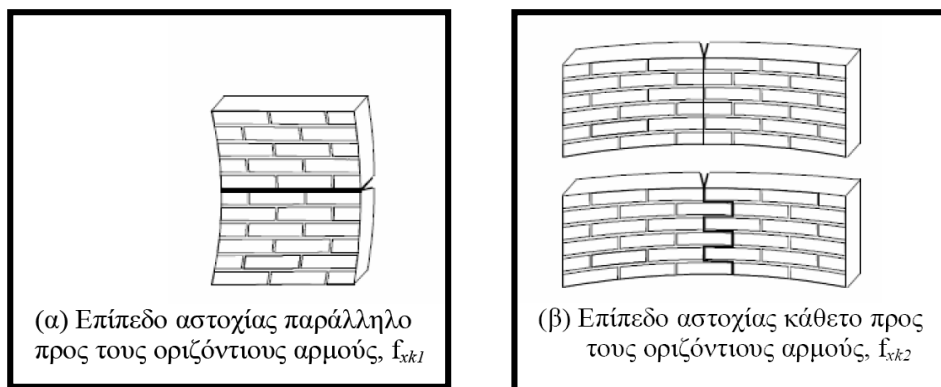
Για αργιλικά λιθοσώματα και κονίαμα γενικής εφαρμογής κατηγορίας M1 ($f_m < 5\text{MPa}$) προκύπτουν οι παρακάτω καμπτικές αντοχές (Σχ.6.21):

- Για επίπεδο αστοχίας παράλληλο προς τους οριζόντιους αρμούς

$$f_{xk1} = 0.10 \text{ MPa} \rightarrow f_{xd1} = 0.10/1.5 = 0.067 \text{ MPa}$$

- Για επίπεδο αστοχίας παράλληλο προς τους οριζόντιους αρμούς

$$f_{xk2} = 0.20 \text{ MPa} \rightarrow f_{xd2} = 0.20/1.5 = 0.133 \text{ MPa}$$



Σχήμα 6.21: Καμπτική αστοχία τοίχου εκτός επιπέδου με επίπεδο αστοχίας παράλληλο και κάθετο προς τους οριζόντιους αρμούς αντί-

(2) Τοίχος μετά την πλήρωση της εσωτερικής στρώσης με ένεμα.

Παρατηρήσεις για την πλήρωση των τοιχοποιιών με ένεμα

- Η παράμετρος αντοχής του ενέματος που καθορίζει τη βελτίωση της συμπεριφοράς του επισκευασμένου μέλους είναι -κατά κύριο λόγο- η συνάφεια και διατμητική αντοχή της διεπιφάνειας ενέματος-τοιχοποιίας και όχι η θλιπτική αντοχή του ενέματος.
- Η χρήση συνθέσεων που περιέχουν τσιμέντο σε μεγάλο ποσοστό δεν συνιστάται για την στάθμη των αντοχών που απαιτούνται σε μια κατασκευή από τριστρωτή τοιχοποιία. Αντιθέτως, η μεγάλη διαφορά στις αντοχές μεταξύ τοιχοποιίας και ενέματος μπορεί να επηρεάσει αρνητικά τη συμπεριφορά του συστήματος. Για τους λόγους αυτούς, καθώς και για τη συμβατότητα μεταξύ των χρησιμοποιούμενων υλικών δεν συνιστάται η χρήση τσιμεντοκονιαμάτων. Ακολουθούν εφαρμογές με τσιμεντοκονιάματα τα οποία υπό προϋποθέσεις μπορούν να χρησιμοποιηθούν για ομογενοποίηση.
- Οι τριμερείς συνθέσεις ασβέστου-ποζολάνης-τσιμέντου, με την χρήση περιορισμένης ποσότητας τσιμέντου και διαφόρων ποσοτήτων ασβέστη και ποζολάνης, μπορούν να αναπτύξουν ένα μεγάλο εύρος αντοχών, ενώ η διατμητική αντοχή διεπιφάνειας μπορεί να φτάσει, εάν αυτό είναι επιθυμητό, ακόμα και αυτήν του τσιμέντου.
- Ένα περιεχόμενο ποσοστό τσιμέντου της τάξης του 30% κατά βάρος συνιστάται ως μια ελάχιστη τιμή για τον σχεδιασμό τριμερών ενεμάτων (για απαιτήσεις υψηλής διεισδυτικότητας).
- Ο τοίχος μετά την πλήρωση με το ένεμα ομογενοποιείται και συμπεριφέρεται ως «ενιαίος» τοίχος πάχους 55 και 50cm για τους εξωτερικούς και τον εσωτερικό τοίχο αντίστοιχα.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 – Προσομοίωση κατασκευής με χρήση προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων (LV3)

- Η συνοχή της τοιχοποιίας αυξάνεται τουλάχιστον στο διπλάσιο με την ομογενοποίηση. Στη συγκεκριμένη μελέτη θεωρείται ότι **η συνοχή διπλασιάζεται**:
 $f_{vk,0}' = 2f_{vk,0} = 0.2MPa$

- Οι παρακάτω **καμπτικές αντοχές διπλασιάζονται**:

$$f_{xk1}' = 2 * f_{xk1} = 0.2MPa \quad f_{xk2}' = 2 * f_{xk2} = 0.4MPa$$

- Επιπλέον, **αυξάνεται η θλιπτική αντοχή του τοίχου**. Η νέα αντοχή μπορεί να υπολογιστεί από έναν από τους παρακάτω τύπους:

$$(1) \quad f_{wc,s} = f_{wc,0} + \frac{V_{inf}}{V_w} 0.31 f_{gr}^{1.18} \quad (\text{Valuzzi 2004})$$

$$(2) \quad f_{wc,s} = f_{wc,0} \left[1 + 1.25 \left(\frac{V_{inf}}{V_w} \right) \left(\frac{f_{gr}^{1/2}}{f_{wc,0}} \right) \right]$$

(Τάσιος, Βιτζηλαίου 1995)

Όπου:

$\frac{V_{inf}}{V_w}$: ο λόγος του όγκου του τοίχου που πληρώνεται με ένεμα προς τον συνολικό όγκο του τοίχου

f_{gr} : η θλιπτική αντοχή του ενέματος

$f_{wc,0}$: η αρχική ονομαστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

Η σχέση της ιταλικής βιβλιογραφίας ισχύει για ενέματα από φυσική υδραυλική άσβεστο με θλιπτική αντοχή κονιάματος μέχρι 10 MPa (Valluzzi et al.2001)

Η σχέση των Τάσιου-Βιτζηλαίου ισχύει για τσιμεντενέματα.

Χρησιμοποιώντας την θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας $f_{wcd}=2.1MPa$ που υπολογίστηκε από τη σχέση του Τάσιου, οι δύο σχέσεις δίνουν αντίστοιχα:

$$(1) \quad f_{wc,s} = 2.1 + \frac{0.15}{0.55} * 0.31 * 3.5^{1.18} = 2.5MPa$$

$$(2) \quad f_{wc,s} = 2.1 \left[1 + 1.25 \left(\frac{0.15}{0.55} \right) \left(\frac{3.5^{1/2}}{2.1} \right) \right] = 2.7MPa$$

Θα γίνει τελικά χρήση της σχέσης της ιταλικής βιβλιογραφίας για τη μελέτη της συγκεκριμένης κατασκευής, εφόσον θα χρησιμοποιηθεί ένεμα από φυσική υδραυλική άσβεστο με θλιπτική αντοχή 3.5MPa.

Συνοπτικά οι παράμετροι αντοχής, όπως προέκυψαν από τα παραπάνω:

Προ της ομογενοποίησης:

$$f_{wc,s} = f_{md} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$f_{vd,0} = 0.067 \text{ MPa}$$

$$f_{xk1} = 0.1 \text{ MPa}$$

$$f_{xk2} = 0.2 \text{ MPa}$$

Μετά την ομογενοποίηση:

$$f_{wc,s} = f_{md} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$f_{vd,0} = 0.133 \text{ MPa}$$

$$f_{xk1} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$f_{xk2} = 0.4 \text{ MPa}$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

ΕΛΕΓΧΟΙ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΕΝΑΝΤΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΕΚΤΟΣ ΚΑΙ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ

7.1 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΩΝ ΕΛΕΓΧΩΝ

Για τον έλεγχο της επάρκειας μιας κατασκευής από τοιχοποιία, πρέπει να πραγματοποιηθούν όλοι οι απαραίτητοι επιμέρους έλεγχοι.

Η γενική ανίσωση ασφαλείας που ακολουθούν οι έλεγχοι είναι:

$$R_d \geq S_d \quad (7.1)$$

Όπου:

R_d , S_d : οι τιμές σχεδιασμού ενός μεγέθους αντοχής και μιας δράσης αντίστοιχα

Οι έλεγχοι αυτοί διακρίνονται σε τέσσερις κατηγορίες:

7.1.1	ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΝΑΝΤΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΕΝΟΣ ΤΟΙΧΟΥ	83
A.1.1	ΑΝΑΤΡΟΠΗ ΕΝΟΣ ΤΟΙΧΟΥ.....	83
A.1.2	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΑΣΤΟΧΙΑ ΕΝΟΣ ΤΟΙΧΟΥ	85
A.1.3	ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΑΣΤΟΧΙΑ.....	86
7.1.2	ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΝΑΝΤΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΕΝΟΣ ΔΟΜΙΚΟΥ ΜΕΛΟΥΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ (ΠΕΣΣΟΣ, ΥΠΕΡΘΥΡΟ, ΠΟΔΙΑ).....	87
A.2.1	ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΟΡΘΗΣ ΚΑΜΨΗΣ	87
A.2.2	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	88
7.1.3	ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΝΑΝΤΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΕΝΟΣ ΔΟΜΙΚΟΥ ΜΕΛΟΥΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ (ΠΕΣΣΟΣ, ΥΠΕΡΘΥΡΟ, ΠΟΔΙΑ).....	89
A.3.1	ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΕΣΣΩΝ ΕΝΑΝΤΙ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΠΑΡΑΛΛΗΛΟ ΠΡΟΣ ΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ.....	89
A.3.2	ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΠΕΡΘΥΡΩΝ ΚΑΙ ΠΟΔΙΩΝ ΣΕ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ ΜΕ ΕΠΙΠΕΔΟ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΘΕΤΟ ΠΡΟΣ ΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ ..	90
7.1.4	ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΣΕ ΛΥΓΙΣΜΟ.....	90
7.2	ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΩΝ ΕΛΕΓΧΩΝ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΣΤΟ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟ	96
7.2.1	ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	96
A.1.1	ΑΝΑΤΡΟΠΗ ΕΝΟΣ ΤΟΙΧΟΥ	97

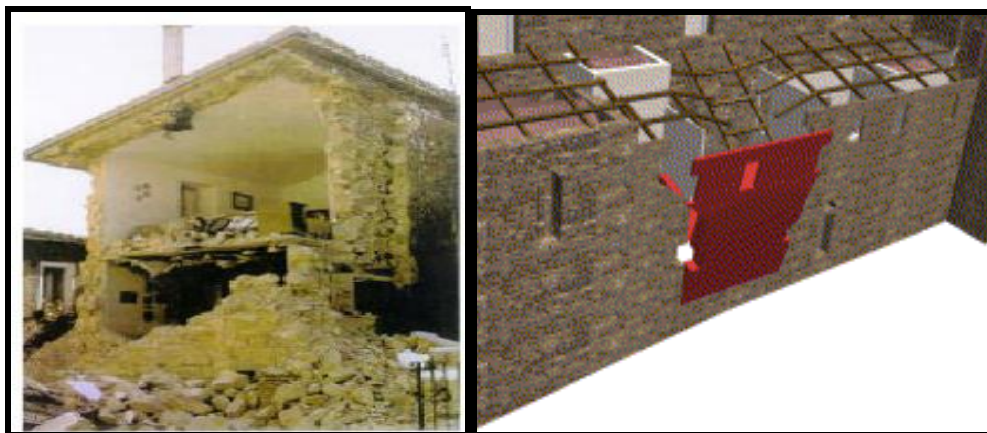
ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΟΡΘΗΣ ΚΑΜΨΗΣ (ΚΟΡΥΦΗ)	100
ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΟΡΘΗΣ ΚΑΜΨΗΣ (ΒΑΣΗ)	101
ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ (ΚΟΡΥΦΗ)	101
ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ (ΒΑΣΗ)	101
A.3.1 ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΕΣΣΟΥ ΠΙ ΕΝΕΝΤΙ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΜΕ ΕΠΙΠΕΔΟ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΠΑΡΑΛΛΗΛΟ ΠΡΟΣ ΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ	103
A.3.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΠΕΡΘΥΡΩΝ ΚΑΙ ΠΟΔΙΩΝ ΕΝΑΝΤΙ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΜΕ ΕΠΙΠΕΔΟ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΘΕΤΟ ΠΡΟΣ ΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ	105
7.2.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΟΜΟΓΕΝΟΠΟΙΗΣΗ ΤΟΙΧΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑ- ΣΚΕΥΗ ΔΙΑΖΩΜΑΤΟΣ.....	106
7.2.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΟΜΟΓΕΝΟΠΟΙΗΣΗ ΤΟΙΧΩΝ ΚΑΙ ΔΙΑ- ΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΣΤΗΝ ΚΟΡΥΦΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ	118
7.3 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	121

7.1.1 ΈΛΕΓΧΟΙ ΕΝΑΝΤΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΕΝΟΣ ΤΟΙΧΟΥ

Παρατήρηση: Αυτοί οι έλεγχοι πρέπει να προηγούνται των υπολοίπων, καθώς η ικανοποίησή τους εξασφαλίζει πως η κατασκευή συμπεριφέρεται ως ένας ενιαίος φορέας.

A.1.1 Ανατροπή ενός τοίχου.

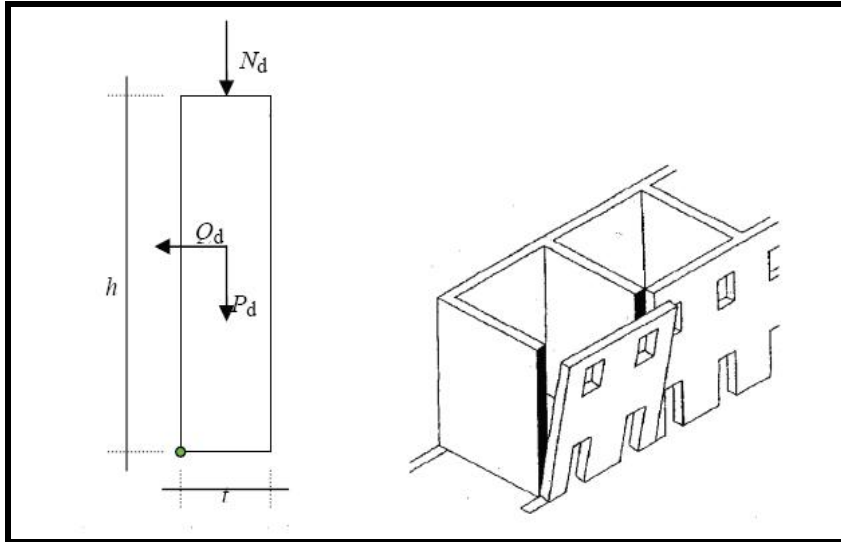
Η μορφή αστοχίας αυτή μπορεί να εμφανιστεί όταν υπάρχει ελλιπής σύνδεση του τοίχου με τους εγκάρσιους τοίχους και απουσία διαζώματος ή διαφράγματος στην κορυφή του.



Σχήματα 7.1, 7.2: Αστοχία τοίχου λόγω ανατροπής

Αν ένα κτίριο έχει καλά συνδεδεμένα διαφράγματα σε όλες τις στάθμες εκτός από την κορυφή του, εξετάζονται έναντι της συγκεκριμένης μορφής αστοχίας μόνο οι τοίχοι του τελευταίου ορόφου.

Ο μηχανισμός αστοχίας φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 7.3: Μηχανισμός αστοχίας από ανατροπή ενός τοίχου

Όπου:

N_{sd} : η αξονική δύναμη που δέχεται ο τοίχος στην κορυφή του

P_d : το ίδιο βάρος του τοίχου

Q_d : η σεισμική δύναμη στον τοίχο, που υπολογίζεται ως εξής:

$$Q_d = P_d \cdot S_a \quad (7.2)$$

Όπου:

S_a : η σεισμική επιτάχυνση σε g στην εξεταζόμενη στάθμη, που υπολογίζεται από τον τύπο:

$$S_a = 2a_{gR} S \left(1 + \frac{z}{H} \right) \quad (7.3)$$

Όπου:

h, t: το ύψος και το πλάτος του πεσσού αντίστοιχα

a_g : η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού για έδαφος Α ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$)

S: ο εδαφικός συντελεστής για τη συγκεκριμένη κατηγορία εδάφους

z: το ύψος του κ.β. του εξεταζόμενου τοίχου ως προς στάθμη αναφοράς της κατασκευής

H: το συνολικό ύψος του κτιρίου ως προς την ίδια στάθμη

Η ροπή ανατροπής ως προς τον πόδα του τοίχου είναι:

$$M_{αναρ} = Q_d \frac{h}{2} \quad (7.4)$$

Η ροπή αντίστασης ως προς το ίδιο σημείο:

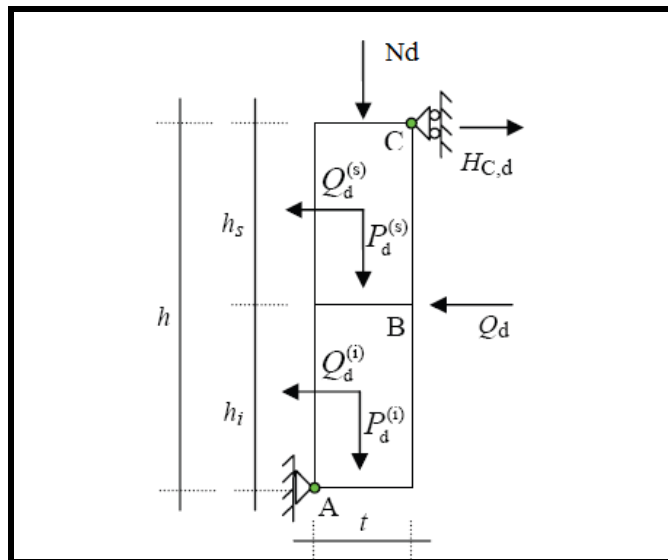
$$M_{αντ} = (N_d + P_d) \frac{t}{2} \quad (7.5)$$

Αν $M_{αναρ} > M_{αντ}$, υπάρχει αστοχία του τοίχου.

Α.1.2 Κατακόρυφη καμπτική αστοχία ενός τοίχου:

Η μορφή αστοχίας αυτή μπορεί να εμφανιστεί όταν ο τοίχος έχει διάφραγμα ή διάζωμα τόσο στην κορυφή, όσο και στον πόδα του. Η αστοχία επέρχεται με τη δημιουργία τριών αρθρώσεων στον τοίχο, δύο στην κορυφή και στον πόδα και μία σε ένα συγκεκριμένο ύψος του τοίχου (συνήθως στο μέσον) και συμβαίνει όταν η εκκεντρότητα της αξονικής δύναμης στο μέσον του τοίχου γίνει μεγαλύτερη από $t/2$.

Αυτή η μορφή αστοχίας εμφανίζεται συνήθως σε τοίχους με μεγάλο ύψος και μεγάλη απόσταση των εγκάρσιων τοίχων. Στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζεται ο συγκεκριμένος μηχανισμός αστοχίας:



Σχήμα 7.4: Μηχανισμός κατακόρυφης καμπτικής αστοχίας ενός τοίχου

Όπου:

$P_d^{(s)}$, $P_d^{(i)}$: τα ίδια βάρη του ανώτερου και του κατώτερου τμήματος του τοίχου αντίστοιχα

$Q_d^{(s)}, Q_d^{(i)}$: οι σεισμικές δυνάμεις του ανώτερου και του κατώτερου τμήματος του τοίχου αντίστοιχα

Q_d : πρόσθετα οριζόντια σεισμικά φορτία (αν υπάρχουν)

N_d : αξονική δύναμη στην κορυφή του τοίχου

Ισχύει: $Q_d^{(s)} = P_d^{(s)} \cdot S_a$ και ομοίως για τα $Q_d^{(i)}$ και Q_d

Όπου:

S_a : η σεισμική επιτάχυνση σε g στην εξεταζόμενη στάθμη, που υπολογίζεται όπως στην προηγούμενη περίπτωση, **για κάθε ένα από τα τμήματα του τοίχου**

Η αντίδραση στην κορυφή του τοίχου υπολογίζεται:

$$H_{C,d} = \frac{h_i(2Q_d + Q_d^{(i)}) + Q_d^{(s)}(2h - h_s) - t(N_d + P_d^{(s)} + P_d^{(i)})}{2h} \quad (7.6)$$

Τα εντατικά μεγέθη στη διατομή B:

$$N_{Sd} = N_d + P_d^{(s)} \quad (7.7)$$

$$M_{Sd} = H_{C,d}h_s - Q_d^{(s)}\frac{h_s}{2} \quad (7.8)$$

Η εκκεντρότητα:

$$e = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} \quad (7.9)$$

Αν η εκκεντρότητα είναι εντός ορίων, δηλαδή

$$e < \frac{t}{2} - \frac{N_{Sd}}{2Laf_m}$$

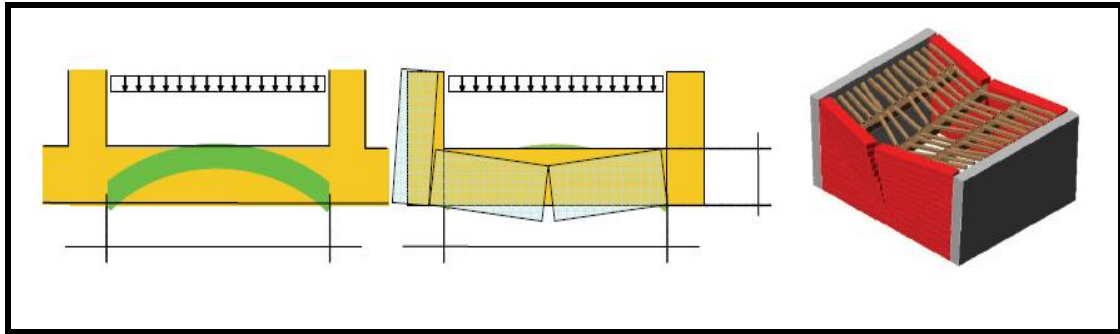
η ροπή αντοχής για δεδομένη αξονική δύναμη σχεδιασμού υπολογίζεται από τον τύπο:

$$M_{Rd} = \frac{Lt^2\sigma_o}{2} \left(1 - \frac{\sigma_o}{\alpha f_{md}}\right) = \frac{N_{Sd}t}{2} \left(1 - \frac{N_{Sd}}{\alpha N_{Rd}}\right) \quad (7.10)$$

Όπου: $\alpha = 0.85$ με θεώρηση ορθογωνικού διαγράμματος τάσεων θλιβόμενης ζώνης.

A.1.3 Οριζόντια Καμπτική Αστοχία

Για τοίχους με καλή σύνδεση στη βάση τους και με τους εγκάρσιους τοίχους, η αντίσταση στις οριζόντιες δυνάμεις εξασφαλίζεται από μια λειτουργία τόξου της κορυφαίας λωρίδας τοιχοποιίας όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 7.5: Μηχανισμός οριζόντιας καμπτικής αστοχίας ενός τοίχου

Η μέγιστη τιμή του επιφανειακού, ομοιόμορφα κατανεμημένου φορτίου που μπορεί να αναληφθεί από τη λειτουργία τόξου είναι:

$$q_{Rd} = 2 \frac{t^2}{L^2} f_{md}^h \quad (7.11)$$

Όπου:

t : το πάχος του τοίχου.

L : το μήκος του τοίχου.

f_{md}^h : η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας στην οριζόντια διεύθυνση.

Το ομοιόμορφο επιφανειακό φορτίο που ασκείται στον τοίχο είναι:

$$q_{Sd} = S_a t \gamma_{τοιχ} \quad (7.12)$$

Όπου:

S_a : η σεισμική επιτάχυνση σε g στην εξεταζόμενη στάθμη, που υπολογίζεται όπως στην περίπτωση 1

$\gamma_{τοιχ}$: το ίδιο βάρος της τοιχοποιίας.

Αν $q_{Sd} > q_{Rd}$, ο τοίχος αστοχεί.

7.1.2 ΈΛΕΓΧΟΙ ΕΝΑΝΤΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΕΝΟΣ ΔΟΜΙΚΟΥ ΜΕΛΟΥΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ (ΠΕΣΣΟΣ, ΥΠΕΡΘΥΡΟ, ΠΟΔΙΑ)

Οι έλεγχοι εντός επιπέδου πρέπει να γίνονται σε κατάλληλες διατομές των εξεταζόμενων μελών. Οι δύο έλεγχοι εντός επιπέδου για τα δομικά μέλη της τοιχοποιίας είναι:

A.2.1 Έλεγχος έναντι ορθής κάμψης

Υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού M_{Sd} , N_{Sd} στη διατομή ελέγχου και ακολουθεί ο έλεγχος:

$$\text{Ύψος θλιβόμενης ζώνης τοιχοποιίας: } x = \frac{N_{Sd}}{\alpha \beta f_{md}} \quad (7.13)$$

Όπου:

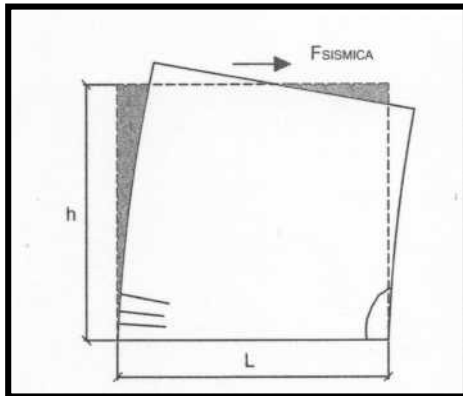
α, β : Συντελεστές μείωσης της μέγιστης θλιπτικής τάσης και του ύψους θλιβόμενης ζώνης αντίστοιχα για ορθογωνικό διάγραμμα θλιπτικών τάσεων ($\alpha=0,85$, $\beta=0,8$)

f_{md} : Θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

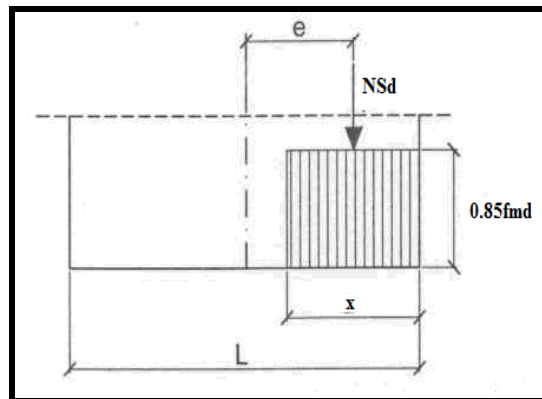
$$\text{Ροπή αντοχής: } M_{Rd} = \frac{\alpha \beta f_{md} t x}{2} (L - \beta x) \quad (7.14)$$

Αν $M_{Rd} > M_{Sd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται. Διαφορετικά το μέλος αστοχεί σε κάμψη.

Παρατήρηση: Ένα μέλος αστοχεί όταν σε μία διατομή του η αναπτυσσόμενη δύναμη σχεδιασμού είναι εφελκυστική.



Σχήμα 7.6: Αστοχία τοίχου σε ορθή κάμψη εντός επιπέδου



Σχήμα 7.7: Εντατική κατάσταση της βάσης του τοίχου κατά την κατάσταση αστοχίας σε ορθή κάμψη

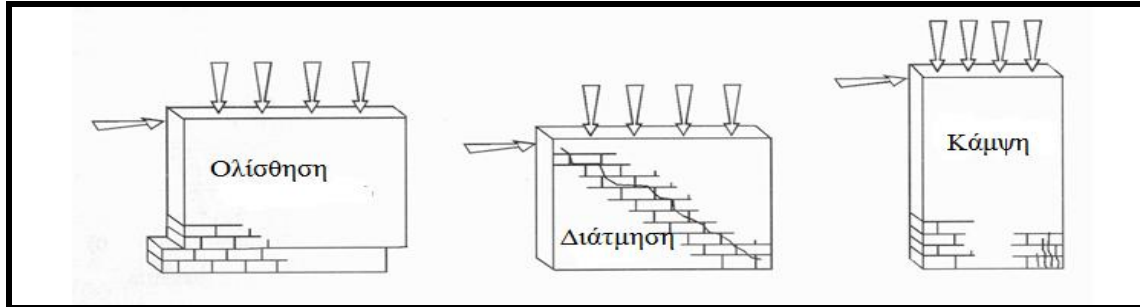
A.2.2 Έλεγχος σε διάτμηση

Κατά τη διάρκεια μιας σεισμικής διέγερσης, οι παράλληλοι προς τη σεισμική διέγερση τοίχοι αναλαμβάνουν το μεγαλύτερο ποσοστό της σεισμικής δύναμης υπό τη μορφή διάτμησης.

Διακρίνονται τέσσερις μορφές αστοχίας λόγω εντός επιπέδου διάτμησης:

- Διατμητική ολίσθηση περί το μέσον του τοίχου με εμφάνιση βαθμιδωτών ρωγμών που διαπερνούν τους αρμούς του κονιάματος.
- Θραύση λιθοσώματος περί το μέσον του τοίχου.

- Καμπτική αστοχία λόγω θλίψης στην βάση του τοίχου, με δημιουργία εφελκυστικών ρωγμών στην απέναντι πλευρά της βάσης, για μικρές τιμές του θλιπτικού φορτίου.
- Καμπτική αστοχία λόγω θλίψης στην βάση του τοίχου, χωρίς τη δημιουργία εφελκυστικών ρωγμών στην απέναντι πλευρά της βάσης, για μεγαλύτερες τιμές του θλιπτικού φορτίου.



Σχήμα 7.8: Τρεις μορφές αστοχίας τοίχου με φόρτιση στο επίπεδό του

Αρχικά υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού V_{sd} , N_{sd} στη διατομή ελέγχου και έπειτα γίνεται ο έλεγχος:

$$\text{Τέμνουσα δύναμη αντοχής: } V_{Rd} = f_{vd0} t l_c + \frac{0.4 N_{sd}}{\gamma_M} \quad (\text{EC6 σχέση 3.5}) \quad (7.15)$$

Όπου:

N_{sd} : Η κάθετη αξονική δύναμη στην εξεταζόμενη διατομή (κατακόρυφη για τους πεσσούς και οριζόντια για τα υπέρθυρα και τις ποδιές).

f_{vd0} : Η συνοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας.

l_c : Το θλιβόμενο μήκος του εξεταζόμενου στοιχείου, το οποίο λαμβάνεται από το προσομοίωμα.

Αν $V_{Rd} > V_{sd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται. Διαφορετικά το μέλος αστοχεί σε διάτμηση.

7.1.3 ΈΛΕΓΧΟΙ ΕΝΑΝΤΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΕΝΟΣ ΔΟΜΙΚΟΥ ΜΕΛΟΥΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ (ΠΕΣΣΟΣ, ΥΠΕΡΘΥΡΟ, ΠΟΔΙΑ)

A.3.1 Έλεγχος πεσσών έναντι εκτός επιπέδου αστοχίας με επίπεδο αστοχίας παράλληλο προς τους οριζόντιους αρμούς

Ο έλεγχος θα γίνεται σε χαρακτηριστικές διατομές καθ' ύψος των πεσσών, όπου υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού M_{sd} , N_{sd} .

Η ροπή αντοχής δίνεται από:

$$M_{Rd} = \frac{Lt^2\sigma_d}{2} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\alpha f_{md}} \right) = \frac{N_{Sd}t}{2} \left(1 - \frac{N_{Sd}}{\alpha N_{Rd}} \right) \quad (7.16)$$

Όπου:

M_{Rd} : Η ροπή αντοχής του άοπλου τοίχου.

σ_d : τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής τάσεως στη διατομή ελέγχου

l, t : Το μήκος και το πάχος του τοίχου στο σημείο ελέγχου, αντίστοιχα.

f_{md} : Η θλιπτική αντοχή του τοίχου.

Αν $M_{Rd} > M_{Sd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται. Διαφορετικά το μέλος αστοχεί σε εκτός επιπέδου κάμψη.

Παρατήρηση: Ίδιος μηχανισμός αστοχίας με τον 1.2.

Α.3.2 Έλεγχος υπέρθυρων και ποδιών σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο αστοχίας κάθετο προς τους οριζόντιους αρμούς.

Ο έλεγχος θα γίνεται σε χαρακτηριστικές διατομές κατά μήκος των υπέρθυρων/ποδιών, όπου υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού M_{Sd} , N_{Sd} . Από τον Ευρωκώδικα 6 λαμβάνεται η τιμή της καμπτικής αντοχής για επίπεδο αστοχίας **κάθετο** προς τους **οριζόντιους αρμούς** f_{xk2} (MPa), για τη συγκεκριμένη τοιχοποιία.

Η δρώσα ροπή ανά μέτρο ύψους, για την οποία υπερβαίνεται η καμπτική αντοχή της τοιχοποιίας είναι:

$$\sigma \geq f_{xd2} \Rightarrow \frac{M_{Sd}}{W} \geq f_{xd2} \Rightarrow \frac{M_{Sd}}{h_w t_w^2 / 6} \geq f_{xd2} \Rightarrow \frac{M_{Sd}}{h_w} \geq \frac{f_{xd2} t_w^2}{6} \quad (7.17)$$

Όπου:

h_w, t_w : το ύψος και το πάχος της εξεταζόμενης διατομής.

Αν ισχύει η παραπάνω ανισότητα, το εξεταζόμενο στοιχείο αστοχεί σε εκτός επιπέδου κάμψη.

7.1.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΣΕ ΛΥΓΙΣΜΟ

Θα πρέπει να ελεγχθεί εάν οι τάσεις που αναπτύσσονται στην τοιχοποιία για όλους τους συνδυασμούς φορτίσεως, δεν υπερβαίνουν την αντοχή της τοιχοποιίας σε μονοαξονική θλίψη, λαμβάνοντας υπόψη τη λυγηρότητα του τοίχου.

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

Η αντίσταση σχεδιασμού ενός μονού τοίχου ανά μονάδα μήκους τοίχου έναντι κατακόρυφων φορτίων N_{Rd} , δίδεται από τη σχέση:

$$N_{Rd} = \Phi t f_d$$

Όπου:

t : το πάχος του τοίχου.

f_d : η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας.

Φ : ο μειωτικός συντελεστής αντοχής, Φ_i , στην κορυφή ή στη βάση του τοίχου ή Φ_m , στο μέσον του ύψους του τοίχου, όποιος είναι κατάλληλος, ο οποίος συνεκτιμά τις συνέπειες της λυγηρότητας και της εκκεντρότητας του φορτίου και λαμβάνεται από τη σχέση:

Για την κορυφή ή τη βάση του τοίχου:

$$\Phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t}$$

Όπου:

e_i : είναι η εκκεντρότητα στην κορυφή ή στη βάση του τοίχου, υπολογιζόμενη από την εξίσωση:

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0.05t$$

Όπου:

M_{id} : είναι η καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή ή στη βάση του τοίχου, υπολογιζόμενη βάση της εκκεντρότητας του φορτίου του πατώματος στη θέση της στηρίξεως.

N_{id} : είναι το κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή ή στη βάση του τοίχου.

e_{he} : είναι η εκκεντρότητα στην κορυφή ή στη βάση του τοίχου, αν υπάρχει, προκύπτουσα από οριζόντια φορτία (π.χ. από άνεμο).

e_{init} : είναι η αρχική τυχηματική εκκεντρότητα, που μπορεί να ληφθεί ίση με $h_{ef}/450$, όπου h_{ef} είναι το μήκος λυγισμού του τοίχου, το οποίο μπορεί να ληφθεί ως:

$$h_{ef} = \rho_n h$$

Όπου:

h_{ef} : είναι το μήκος λυγισμού του τοίχου.

h : είναι το καθαρό ύψος του τοίχου.

ρ_n : είναι ένας μειωτικός συντελεστής, όπου $n=2, 3$ ή 4 , ανάλογα με το πλήθος των πακτωμένων ή δεσμευμένων πλευρών του τοίχου.

Ο μειωτικός συντελεστής ρ_n μπορεί να θεωρηθεί ότι είναι:

Για τοίχους δεσμευμένους στην κορυφή και στη βάση τους από πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος, οι οποίες εκτείνονται εκατέρωθεν του τοίχου και στην ίδια στάθμη ή από πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος οι οποίες εκτείνονται μόνο από τη μία

πλευρά του τοίχου, αλλά εδράζονται πάνω στον ίδιο σε πλάτος τουλάχιστον ίσο με τα 2/3 του πάχους του:

$$\rho_2 = 0,75$$

εκτός εάν η εκκεντρότητα του φορτίου στην κορυφή του τοίχου είναι μεγαλύτερη από το 25% του πάχους του τοίχου, οπότε:

$$\rho_2 = 1,0$$

Για τοίχους δεσμευμένους στην κορυφή και στη βάση τους από ξύλινα πατώματα ή στέγες εκτεινόμενα εκατέρωθεν του τοίχου και στην ίδια στάθμη ή από ξύλινο πάτωμα εκτεινόμενο μόνο στη μία πλευρά του τοίχου, αλλά εδραζόμενο πάνω στον τοίχο σε πλάτος τουλάχιστον ίσο με τα 2/3 του πάχους του:

$$\rho_2 = 1,0$$

Για τοίχους δεσμευμένους στην κορυφή και στη βάση, και με στοιχεία δυσκαμψίας κατά μήκος μίας κατακόρυφης πλευράς (με μία ελεύθερη πλευρά):

Όταν $h \leq 3,5l$:

$$\rho_3 = \frac{l}{l + \left[\frac{\rho_2 h}{3l} \right]^2} \rho_2 > 0,3$$

με ρ_2 το κατάλληλο σύμφωνα με τα παραπάνω.

Όταν $h > 3,5l$:

$$\rho_3 = \frac{1,5l}{h}$$

όπου l είναι το μήκος του τοίχου.

Για τοίχους δεσμευμένους πάνω και κάτω και με εγκάρσιους τοίχους δυσκαμψίας στις δύο κατακόρυφες πλευρές:

Όταν $h \leq 1,15l$:

$$\rho_4 = \frac{l}{l + \left[\frac{\rho_2 h}{l} \right]^2} \rho_2$$

με ρ_2 το κατάλληλο σύμφωνα με τα παραπάνω.

Όταν $h > 1,15l$:

$$\rho_4 = \frac{0,5l}{h}$$

όπου l είναι το μήκος του τοίχου.

Για το μέσον του τοίχου:

$$\Phi_m = A_l e^{-\frac{u^2}{2}}$$

Όπου:

$$A_l = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t}$$

$$u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}}$$

Όπου:

e_{mk} : είναι η εκκεντρότητα στο μέσον του ύψους του τοίχου, υπολογιζόμενη από τις εξισώσεις:

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0.05t$$

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} \pm e_{init}$$

e_m : είναι η εκκεντρότητα που οφείλεται στα φορτία.

M_{md} : είναι η μεγαλύτερη ροπή σχεδιασμού περί το μέσον του ύψους του τοίχου, όπως προκύπτει από τις ροπές στην κορυφή και τη βάση του, περιλαμβανιμένων όλων των φορτίων τα οποία δρούν έκκεντρα προς την όψη του τοίχου.

N_{md} : είναι η τιμή σχεδιασμού του αξονικού φορτίου περί το μέσον του ύψους του τοίχου, περιλαμβανιμένων όλων των φορτίων τα οποία δρούν έκκεντρα προς την όψη του τοίχου.

e_{hm} : είναι η εκκεντρότητα στο μέσον του ύψους που οφείλεται σε οριζόντια φορτία.

e_{init} : είναι η αρχική τυχηματική εκκεντρότητα.

e_k : είναι η εκκεντρότητα ερπυσμού, υπολογιζόμενη από την εξίσωση:

$$e_k = 0.002 \varphi_{\infty} \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{t e_m}$$

Όπου:

h_{ef} : είναι το μήκος λυγισμού.

t_{ef} : είναι το ενεργό πάχος του τοίχου, το οποίο γενικά λαμβάνεται ίσο με το πραγματικό πάχος του τοίχου.

φ_{∞} : είναι ο τελικός συντελεστής ερπυσμού, που προκύπτει από τον Πίνακα:

Τύπος λιθοσώματος	Τελικός συντελεστής ερπυσμού (βλέπε σημ. 1) φ_{∞}	Μακροχρόνια διαστολή λόγω υγρασίας ή συστολή ξηράνσεως (βλέπε σημ. 2) mm/m	Συντελεστής θερμικής διαστολής, α , $10^{-6}/K$
	Εύρος τιμών	Εύρος τιμών	Εύρος τιμών

Άργιλος	0,5 ÷ 1,5	-0,2 ÷ +1,0	4 ÷ 8
Πυριτικό ασβέστιο	1,0 ÷ 2,0	-0,4 ÷ -0,1	7 ÷ 11
Σκυρόδεμα με συνή- θη αδρανή και τεχνητοί λίθοι	1,0 ÷ 2,0	-0,6 ÷ -0,1	6 ÷ 12
Σκυρόδεμα με ελα- φρά αδρανή	1,0 ÷ 3,0	-1,0 ÷ -0,2	8 ÷ 12
Αυτόκλειστο κυψε- λωτό σκυρόδεμα	0,5 ÷ 2,0	-0,4 ÷ +0,2	7 ÷ 9
Φυσικοί λίθοι (ηφαι- στειογενείς, ιζηματο- γενείς, μεταμορφω- σιγενείς)	(βλέπε σημ. 3)	-0,4 ÷ +0,7	5 ÷ 9 2 ÷ 7 1 ÷ 18
Σημειώσεις: 1. Ο τελικός συντελεστής ερπυσμού $\varphi_{\infty} = \varepsilon_{\infty}/\varepsilon_{el}$, όπου ε_{∞} είναι η τελική παραμόρφωση λόγω ερπυσμού και $\varepsilon_{el} = \sigma/E$. 2. Όταν η μακροχρόνια τιμή της μηκύνσεως λόγω υγρασίας ή της συστολής ξηράνσεως είναι αρνητική, δηλώνει την βράχυνση, ενώ όταν είναι θετική δηλώνει μήκυνση. 3. Οι τιμές είναι συνήθως πολύ χαμηλές.			

Για $E=1000f_k$ η εξίσωση (...) γίνεται:

$$u = \frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} - 2}{23 - 37 \frac{e_{mk}}{t}}$$

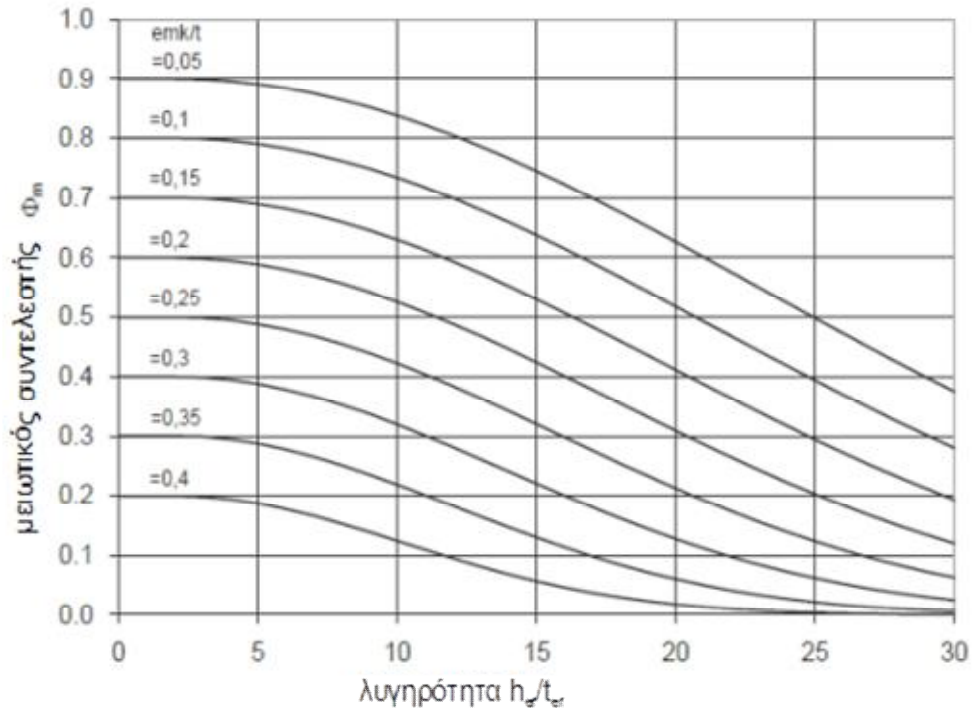
και για $E=700f_k$:

$$u = \frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} - 1,67}{19,3 - 31 \frac{e_{mk}}{t}}$$

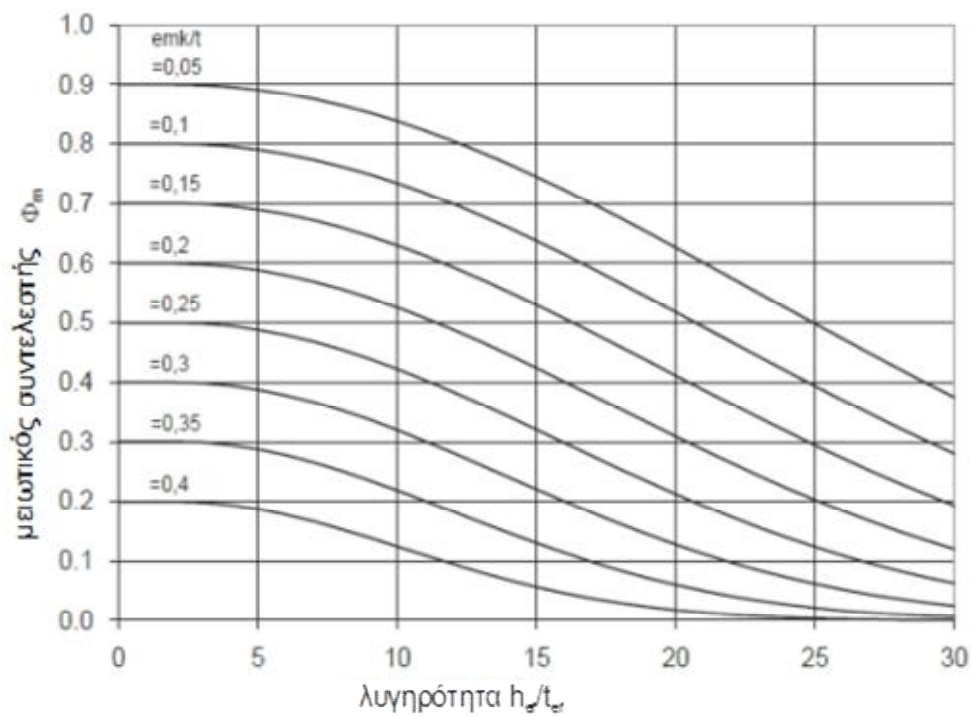
Όπου:

e : είναι η βάση των φυσικών λογαρίθμων.

Οι τιμές του συντελεστή Φ_m , όπως προσδιορίζονται βάσει των παραπάνω εξισώσεων, αναπαριστώνται ε γραφική μορφή στα παρακάτω διαγράμματα:



Διάγραμμα 7.1: Τιμές Φ_m συναρτήσει του λόγου λυγηρότητας για διαφορετικές εκκεντρότητες βασισμένες σε $E=1000f_k$.



Διάγραμμα 7.2: Τιμές Φ_m συναρτήσει του λόγου λυγηρότητας για διαφορετικές εκκεντρότητες βασισμένες σε $E=700f_k$.

7.2 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΩΝ ΕΛΕΓΧΩΝ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΣΤΟ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟ

Η υπό μελέτη κατασκευή θα ελεγχθεί για τις περιπτώσεις που αναφέρθηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο. Συγκεκριμένα, εάν διαπιστωθούν σημαντικές αστοχίες στην υφιστάμενη κατασκευή θα πραγματοποιηθούν οι ενισχύσεις που αναφέρονται στο προηγούμενο κεφάλαιο και θα επαναληφθεί ανάλυση του τροποποιημένου δομικού μοντέλου, καθώς και αναλυτικοί έλεγχοι της ενισχυμένης κατασκευής.

7.2.1 ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

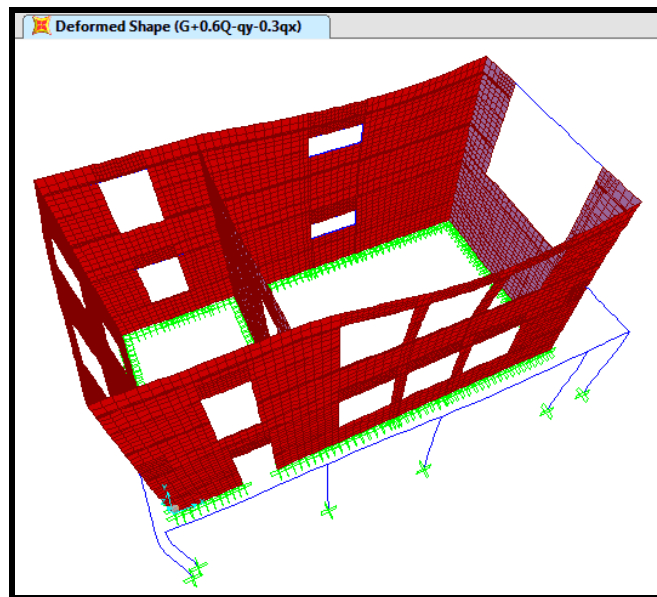
Αφού κατασκευάστηκε το προσομοίωμα της υφιστάμενης κατασκευής, πραγματοποιήθηκε η ανάλυση και εξήχθησαν τα αποτελέσματά της, τα οποία θα χρησιμεύσουν για τους ελέγχους.

ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΙ ΚΑΙ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΚΟΡΥΦΗΣ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Από την Modal Load Case προκύπτουν τα στοιχεία για τις 12 πρώτες ιδιομορφές του κτιρίου.

ΠΙΝΑΚΑΣ: Περίοδοι, Συχνότητες και Συμμετέχοντα Ποσοστά Μαζών						
OutputCase	StepType	Ιδιομορφή	Περίοδος	Συχνότητα	UX	UY
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.121	8.29	0.0000	0.1952
MODAL	Mode	2	0.110	9.10	0.0025	0.0004
MODAL	Mode	3	0.092	10.91	0.2691	0.0038
MODAL	Mode	4	0.084	11.84	0.0027	0.0152
MODAL	Mode	5	0.084	11.88	0.0397	0.0084
MODAL	Mode	6	0.076	13.11	0.0019	0.0409
MODAL	Mode	7	0.074	13.49	0.0060	0.1280
MODAL	Mode	8	0.069	14.55	0.0059	0.2008
MODAL	Mode	9	0.057	17.59	0.2972	0.0280
MODAL	Mode	10	0.050	20.19	0.0402	0.0057
MODAL	Mode	11	0.049	20.41	0.0193	0.0096
MODAL	Mode	12	0.043	23.13	0.0775	0.0101

Πίνακας 7.1: Ιδιομορφικά στοιχεία για την 1^η περίπτωση



Σχήμα 7.9: Παραμορφωμένος φορέας της 1^{ης} περίπτωσης για τον συνδυασμό 8 ($G+0.6Q-Ey-0.3Ex$)

Μέγιστη μετακίνηση κορυφής κτιρίου κατά X: 2.1mm για τον σεισμικό συνδυασμό 1.
Μέγιστη μετακίνηση κορυφής κτιρίου κατά Y: 3.5mm για τον σεισμικό συνδυασμό 5.

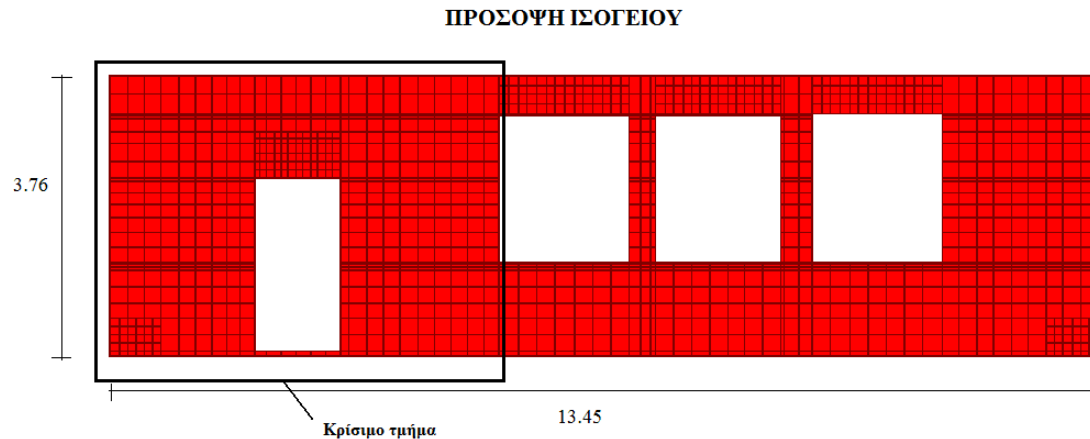
ΈΛΕΓΧΟΙ ΕΝΑΝΤΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΕΝΟΣ ΤΟΙΧΟΥ

Όπως παρουσιάστηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο, οι ακρογωνιαίοι λίθοι είναι από σκυρόδεμα και πολύ αποσπασμένοι. Θα γίνει θεώρηση (πολύ δυσμενής βέβαια) ότι δεν υπάρχει επαρκής σύνδεση μεταξύ των εγκάρσιων τοίχων.

Συνεπώς, πρέπει να εξεταστεί ο μηχανισμός αστοχίας **A.1.1**, για τον όροφο, αφού υπάρχει διάφραγμα στο πάτωμά του. Ο μηχανισμός **A.1.3** δεν χρειάζεται να εξεταστεί, λόγω έλλειψης της σύνδεσης που αναφέρθηκε. Ο μηχανισμός **A.1.2** θα εξεταστεί κατόπιν σε επίπεδο πεσσού.

A.1.1 Ανατροπή ενός τοίχου

Θα εξεταστεί για τον τοίχο της πρόσοψης, της πλάγιας όψης και της πίσω όψης. Για τον τοίχο της πρόσοψης κρίσιμο για ανατροπή είναι το τμήμα που φαίνεται στο σχήμα.



Σχήμα 7.10: Κρίσιμο τμήμα πρόσοψης ορόφου για ανατροπή

Ο πίνακας του ελέγχου:

Έλεγχος έναντι Ανατροπής			
H (m)	7.35	P_d (kN)	195.2
t (m)	0.55	N_d (kN)	20.2
h (m)	3.76	Q_d (kN)	130.741
z (m)	5.47	$M_{\text{ανατρ}}$ (kNm)	245.793
S_a (g)	0.66978	$M_{\text{ευσταθ}}$ (kNm)	59.235
		Έλεγχος	not ok

Πίνακας 7.2: Έλεγχος πρόσοψης έναντι ανατροπής

* Στον έλεγχο αυτόν χρειάζεται το συνολικό πάχος της τρίστρωτης λιθοδομής και όχι το ενεργό.

Ο τοίχος **έχει αστοχήσει** έναντι ανατροπής.

Οι τοίχοι της **πλάγιας και της πίσω όψης αστοχούν επίσης** σε ανατροπή.

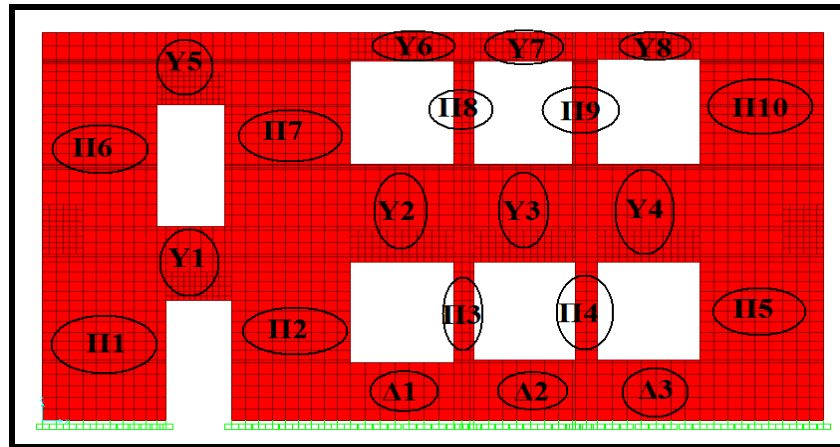
ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ (ΠΕΣΣΟΙ, ΥΠΕΡΘΥΡΑ, ΠΟΔΙΕΣ)

Το σύνολο των δομικών στοιχείων της πρόσοψης παρουσιάζεται στο παρακάτω σχήμα.

Πεσσοί: Π1-Π10

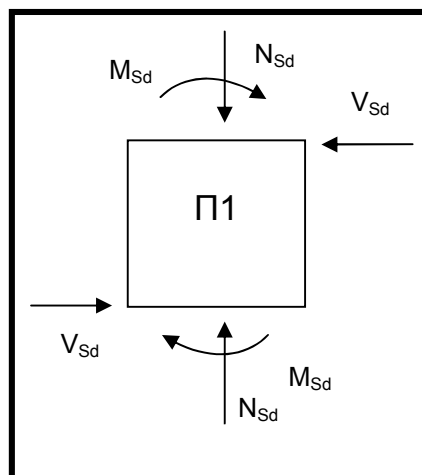
Υπέρθυρα: Υ1-Υ8

Ποδιές: Δ1-Δ3



Σχήμα 7.11: Ονομασία δομικών στοιχείων πρόσοψης

Παρουσιάζεται ο έλεγχος του πεσσού Π1 σε εντός επιπέδου ορθή κάμψη και διάτμηση. Διατομές ελέγχου είναι η κορυφή και η βάση του πεσσού.



Σχήμα 7.12: Πεσσός Π1 και εντατικά μεγέθη σχεδιασμού

Από τα αποτελέσματα της ανάλυσης με το πρόγραμμα SAP2000 προέκυψαν τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού του πεσσού για τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό για κάθε συνδυασμό εντατικών μεγεθών (M_{Rd} , N_{Sd}) και (V_{Sd} , N_{Sd}):

TABLE: Section Cut Forces - Analysis					
SectionCut	OutputCase	CaseType	F1 (V _{Sd})	F3 (N _{Sd})	M2 (M _{Sd})
Text	Text	Text	KN	KN	KN-m
SCUT1	1.35G+1.5Q (0)	Combination	-29.27	-260.74	27.55
SCUT1	G+0.6Q+Ex+0.3Ey (1)	Combination	76.75	-88.96	-18.89
SCUT1	G+0.6Q+Ex-0.3Ey (2)	Combination	101.14	-119.05	-22.07
SCUT1	G+0.6Q-Ex+0.3Ey (3)	Combination	-136.24	-216.14	53.50
SCUT1	G+0.6Q-Ex-0.3Ey (4)	Combination	-111.84	-246.23	50.32
SCUT1	G+0.6Q+Ey+0.3Ex (5)	Combination	-26.27	-98.38	10.15
SCUT1	G+0.6Q+Ey-0.3Ex (6)	Combination	-90.16	-136.53	31.87
SCUT1	G+0.6Q-Ey+0.3Ex (7)	Combination	55.07	-198.66	-0.43
SCUT1	G+0.6Q-Ey-0.3Ex (8)	Combination	-8.83	-236.82	21.28

Πίνακας 7.3: Εντατικά μεγέθη στην κορυφή του πεσσού Π1 για τους φορτιστικούς συνδυασμούς σχεδιασμού

Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη για κάθε διατομή προκύπτουν από τη μέγιστη εκ-

κεντρότητα $e_{\max} = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}}$ για κάμψη ή $e_{\max} = \frac{V_{Sd}}{N_{Sd}}$ για διάτμηση.

Ορθή κάμψη εντός επιπέδου (κορυφή πεσσού):

$M_{Sd}=53.5\text{kN}$, $N_{Sd}=216.1\text{kN}$ για το σεισμικό συνδυασμό 3

Ορθή κάμψη εντός επιπέδου (βάση πεσσού):

$M_{Sd}=110.4\text{kN}$, $N_{Sd}=137.3\text{kN}$ για το σεισμικό συνδυασμό 3

Διάτμηση εντός επιπέδου (κορυφή):

$V_{Sd}=101.1\text{kN}$, $N_{Sd}=119.0\text{kN}$ για το σεισμικό συνδυασμό 2

Διάτμηση εντός επιπέδου (βάση):

$V_{Sd}=136.8\text{kN}$, $N_{Sd}=137.3\text{kN}$ για το σεισμικό συνδυασμό 3

Έλεγχος έναντι ορθής κάμψης (κορυφή):

Ύψος θλιβόμενης ζώνης: $x = \frac{N_{Sd}}{\alpha\beta f_{md}} = \frac{216.1}{0.85 * 0.8 * 0.4 * 2100} = 0.378\text{m}$

Ροπή αντοχής:

$$M_{Rd} = \frac{\alpha\beta f_{md} t x}{2} (L - \beta x) = \frac{0.85 * 0.8 * 2100 * 0.4 * 0.378}{2} (2.04 - 0.8 * 0.378) = 187.6\text{kNm}$$

$M_{Rd} > M_{Sd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται.

Συντελεστής Ασφαλείας: $\Sigma A = \frac{M_{Rd}}{M_{Sd}} = \frac{187.6}{53.5} = 3.51$

Έλεγχος έναντι ορθής κάμψης (βάση):

$$\text{Ύψος θλιβόμενης ζώνης: } x = \frac{N_{Sd}}{\alpha \beta t f_{md}} = \frac{137.3}{0.85 * 0.8 * 0.4 * 2100} = 0.24 \text{ m}$$

Ροπή αντοχής:

$$M_{Rd} = \frac{\alpha \beta f_{md} t x}{2} (L - \beta x) = \frac{0.85 * 0.8 * 2100 * 0.4 * 0.24}{2} (2.04 - 0.8 * 0.24) = 126.7 \text{ kNm}$$

$M_{Rd} > M_{Sd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται.

$$\text{Συντελεστής Ασφαλείας: } \Sigma A = \frac{M_{Rd}}{M_{Sd}} = \frac{126.7}{110.4} = 1.15$$

Έλεγχος έναντι τέμνουσας (κορυφή):

Θλιβόμενο μήκος πεσσού $l_c = l = 2.04 \text{ m}$

Διατμητική δύναμη αντοχής τοιχοποιίας:

$$V_{Rd} = f_{vd,0} l_c t + \frac{0.4 N_{Sd}}{\gamma_M} = 66.7 * 2.04 * 0.4 + \frac{0.4 * 119}{1.5} = 86.2 \text{ kN}$$

$V_{Rd} < V_{Sd}$, ο έλεγχος δεν ικανοποιείται.

$$\text{Συντελεστής Ασφαλείας: } \Sigma A = \frac{V_{Rd}}{V_{Sd}} = \frac{86.2}{101.1} = 0.85$$

Έλεγχος έναντι τέμνουσας (βάση):

Θλιβόμενο μήκος πεσσού $l_c = 1.60 \text{ m}$, όπως προκύπτει από το διάγραμμα των κατακορύφων ορθών τάσεων στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων.

Διατμητική δύναμη αντοχής τοιχοποιίας:

$$V_{Rd} = f_{vd,0} l_c t + \frac{0.4 N_{Sd}}{\gamma_M} = 66.7 * 1.6 * 0.4 + \frac{0.4 * 137.3}{1.5} = 79.3 \text{ kN}$$

$V_{Rd} < V_{Sd}$, ο έλεγχος δεν ικανοποιείται.

$$\text{Συντελεστής Ασφαλείας: } \Sigma A = \frac{V_{Rd}}{V_{Sd}} = \frac{73.9}{136.8} = 0.54$$

Ο πεσσός προκύπτει ότι αστοχεί σε διάτμηση, ενώ επαρκεί σε ορθή κάμψη.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7 – Έλεγχοι τοιχοποιίας έναντι εκτός και εντός επιπέδου αστοχίας

Παρουσιάζεται επίσης ο έλεγχος των πεσσών Π2, Π8, Π10 έναντι ορθής κάμψης.

Έλεγχος Πεσσών Έναντι Ορθής Κάμψης								
Πεσσός/ Διατομή	Μήκος Πεσσού (m)	Σεισμ. Συνδ.	M _{Sd} (kNm)	N _{Sd} (kN)	x (mm)	M _{Rd} (kNm)	Έλεγχος	Συντ. Ασφ.
Π2πάνω	1.96	3	60.0963	153.74	0.196	138.6	ok	2.31
Π2κάτω	1.96	3	78.1508	157.16	0.200	141.4	ok	1.81
Π8πάνω	0.34	3	3.2763	16.89	0.022	2.7	not ok	0.83
Π8κάτω	0.34	3	4.3802	22.08	0.028	3.5	not ok	0.80
Π10πάνω	2.04	1	-16.44	21.61	0.028	21.8	ok	1.33
Π10κάτω	2.04	5	-34.00	25.39	0.032	25.6	not ok	0.75

Πίνακας 7.4: Έλεγχος πεσσών υφιστάμενης κατασκευής σε εντός επιπέδου ορθή κάμψη

Παρατηρείται **αστοχία στον πεσσό Π8 και στη βάση του πεσσού Π10.**

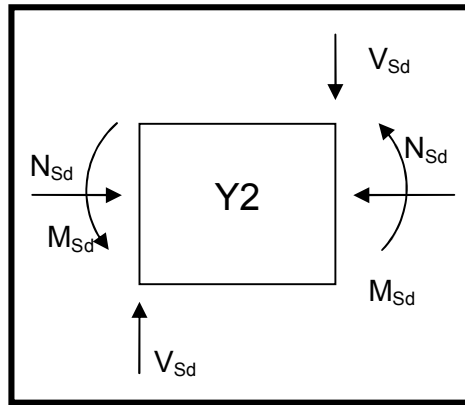
Έλεγχος των πεσσών Π2, Π8, Π10 έναντι διάτμησης.

Έλεγχος Πεσσών Έναντι Διάτμησης							
Πεσσός/ Διατομή	Θλιβόμενο Μήκος Πεσσού l _c (m)	Σεισμ. Συνδ.	V _{Sd} (kN)	N _{Sd} (kN)	V _{Rd} (kN)	Έλεγχος	Συντ. Ασφ.
Π2πάνω	1.74	3	-114.6	153.7	104.9	not ok	0.92
Π2κάτω	1.74	3	122.9	157.2	105.8	not ok	0.86
Π8πάνω	0.14	3	-3.1	16.9	9.5	ok	3.08
Π8κάτω	0.14	3	4.8	22.1	10.9	ok	2.24
Π10πάνω	2.04	1	120.3	186.8	124.7	ok	1.04
Π10κάτω	1.59	1	-134.3	118.3	89.8	not ok	0.67

Πίνακας 7.5: Έλεγχος πεσσών υφιστάμενης κατασκευής σε διάτμηση

Ο πεσσός Π2 αστοχεί στη βάση και την κορυφή του και ο πεσσός Π10 στη βάση του σε διάτμηση.

Έλεγχος υπερθύρου Υ2 σε εντός επιπέδου ορθή κάμψη και διάτμηση.

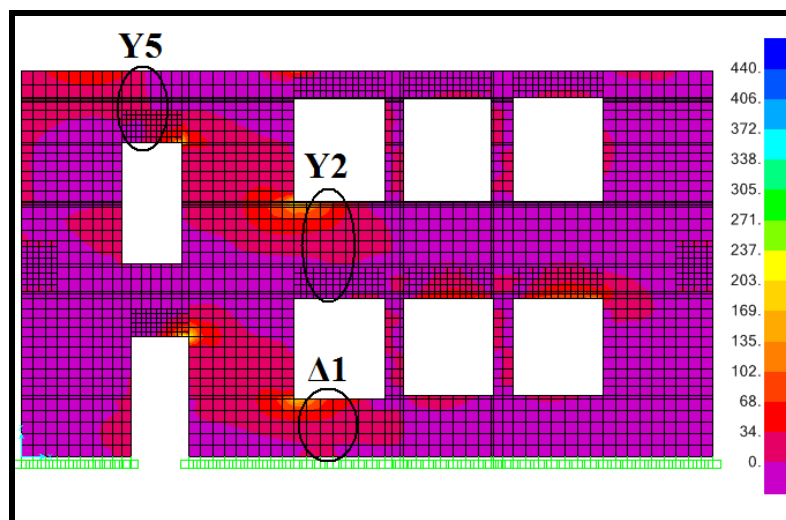


Σχήμα 7.13: Υπέρθυρο Y2 και εντατικά μεγέθη σχεδιασμού

Η αξονική δύναμη σχεδιασμού της αριστερής παρειάς του υπέρθυρου είναι εφελκυστική για τους σεισμικούς συνδυασμούς 3 και 4.

Η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας θεωρείται υπέρ της αφαλείας μηδενική, οπότε η εφελκυστική αξονική δύναμη συνεπάγεται αστοχία του υπερθύρου, τόσο έναντι ορθής κάμψης, όσο και έναντι διάτμησης.

Ομοίως τα υπέρθυρα Y1, Y4, Y5 και οι ποδιές Δ1, Δ3 αστοχούν εντός επιπέδου, αφού αναπτύσσεται εφελκυστική αξονική δύναμη (F11) για κάποιους σεισμικούς συνδυασμούς.



Σχήμα 7.14: Κατανομή οριζόντιας αξονικής δύναμης F11 για το συνδυασμό 4 (G+0.6Q-Ex-0.3Ey)

ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ (ΠΕΣΣΟΙ, ΥΠΕΡΘΥΡΑ, ΠΟΔΙΕΣ)

A.3.1 Έλεγχος πεσσού Π1 έναντι εκτός επιπέδου αστοχίας με επίπεδο αστοχίας παράλληλο προς τους οριζόντιους αρμούς.

Από το SAP2000 λαμβάνονται τα εντατικά μεγέθη στην κορυφή και τη βάση.

TABLE: Section Cut Forces - Analysis				
SectionCut	OutputCase	CaseType	F3	M1
Text	Text	Text	KN	KN-m
SCUT1	1.35G+1.5Q	Combination	-266.1	-1.5
SCUT1	G+0.6Q+qx+0.3qy	Combination	-88.4	0.2
SCUT1	G+0.6Q+qx-0.3qy	Combination	-118.9	-1.9
SCUT1	G+0.6Q-qx+0.3qy	Combination	-224.3	0.0
SCUT1	G+0.6Q-qx-0.3qy	Combination	-254.8	-2.1
SCUT1	G+0.6Q+qy+0.3qx	Combination	-100.3	2.6
SCUT1	G+0.6Q+qy-0.3qx	Combination	-141.1	2.5
SCUT1	G+0.6Q-qy+0.3qx	Combination	-202.1	-4.4
SCUT1	G+0.6Q-qy-0.3qx	Combination	-242.9	-4.4
SCUT2	1.35G+1.5Q	Combination	304.2	-2.5
SCUT2	G+0.6Q+qx+0.3qy	Combination	180.3	1.3
SCUT2	G+0.6Q+qx-0.3qy	Combination	262.0	-6.2
SCUT2	G+0.6Q-qx+0.3qy	Combination	140.0	3.0
SCUT2	G+0.6Q-qx-0.3qy	Combination	221.7	-4.5
SCUT2	G+0.6Q+qy+0.3qx	Combination	70.9	10.7
SCUT2	G+0.6Q+qy-0.3qx	Combination	58.8	11.3
SCUT2	G+0.6Q-qy+0.3qx	Combination	343.2	-14.4
SCUT2	G+0.6Q-qy-0.3qx	Combination	331.1	-13.9

Πίνακας 7.6: Κατακόρυφη αξονική και εκτός επιπέδου ροπή για τον πεσσό Π1 από το SAP2000

Ο δυσμενέστερος για κάθε διατομή του πεσσού συνδυασμός είναι ο συνδυασμός με τη δυσμενέστερη εκκεντρότητα $e_{\max} = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}}$ για κάμψη ή $e_{\max} = \frac{V_{Sd}}{N_{Sd}}$ για διάτμηση.

Κορυφή πεσσού: $M_{Sd}=2.6\text{kNm}$, $N_{Sd}=100.3\text{kNm}$ για το σεισμικό συνδ. 5 και τη σχέση (7.10):

$$M_{Rd} = \frac{N_{Sd}t}{2} \left(1 - \frac{N_{Sd}}{\alpha N_{Rd}} \right) = \frac{100.3 * 0.4}{2} \left(1 - \frac{100.3}{0.85 * 2100 * 0.4 * 2.04} \right) = 18.7\text{kNm}$$

$M_{Rd} > M_{Sd}$, άρα ο πεσσός επαρκεί.

$$\text{Συντελεστής Ασφαλείας: } \Sigma A = \frac{M_{Rd}}{M_{Sd}} = \frac{18.7}{2.6} = 7.19$$

Βάση πεσσού: $M_{Sd}=11.3\text{kNm}$, $N_{Sd}=58.8\text{kNm}$ για τον συνδ.5

$$M_{Rd} = \frac{58.8 * 0.4}{2} \left(1 - \frac{58.8}{0.85 * 2100 * 0.4 * 2.04} \right) = 11.3\text{kNm}$$

$M_{Rd} > M_{Sd}$, άρα ο πεσσός επαρκεί οριακά.

Συντελεστής Ασφαλείας: $\Sigma A = \frac{M_{Rd}}{M_{Sd}} = \frac{11.3}{11.3} = 1.00$

Ελέγχονται επίσης οι πεσσοί Π2, Π8, Π10:

Έλεγχος Πεσσών Έναντι Εκτός Επιπέδου Κάμψης							
Πεσσός/ Διατομή	Μήκος Πεσσού (m)	Σεισμ. Συνδ.	M _{Sd} (kNm)	N _{Sd} (kN)	M _{Rd} (kNm)	Έλεγχος	Συντ. Ασφ.
Π2πάνω	1.96	5	5.0804	172.381	43.2	ok	8.50
Π2κάτω	1.96	5	3.2141	138.046	35.2	ok	10.96
Π8πάνω	0.34	6	1.1022	16.254	4.3	ok	3.86
Π8κάτω	0.34	8	-4.1293	22.693	5.8	ok	1.41
Π10πάνω	2.04	5	-1.3565	18.471	5.0	ok	3.71
Π10κάτω	2.04	5	5.8498	12.773	3.5	not ok	0.60

Πίνακας 7.7: Έλεγχος πεσσών υφιστάμενης κατασκευής σε εκτός επιπέδου ορθή κάμψη

Α.3.2 Έλεγχος υπέρθυρων και ποδιών έναντι εκτός επιπέδου αστοχίας με επίπεδο αστοχίας κάθετο προς τους οριζόντιους αρμούς.

Η τοιχοποιία είναι τρίστρωτη με εσωτερικό κενό 15cm.

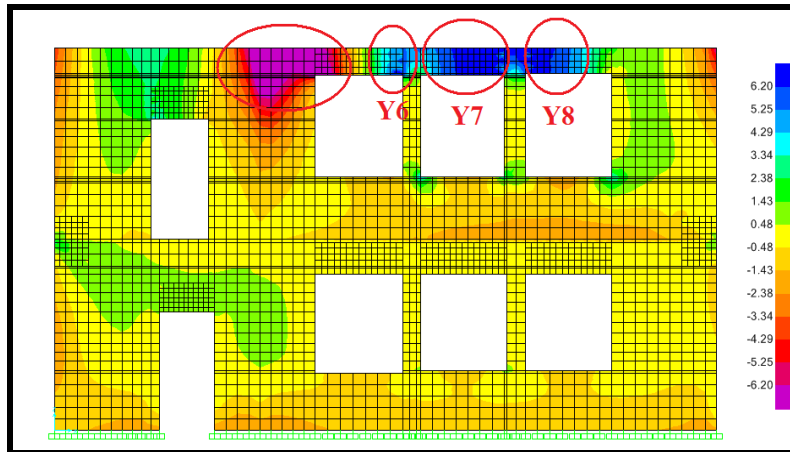
Η ροπή αντίστασης υπολογίζεται:

$$W = \frac{h_w * 0.55^2}{6} - \frac{h_w * 0.15^2}{6} = 0.0467h_w$$

Άρα η ροπή αντοχής ανά μονάδα ύψους είναι:

$$\frac{M_{Rd}}{h_w} = 0.0467 * 133.3 = 6.2 \text{ kNm/m}$$

Στο πρόγραμμα SAP2000 η αντίστοιχη ροπή είναι η **M11(kNm/m)**.



Σχήμα 7.15: Ροπή M11 στην πρόσοψη του κτιρίου για τον συνδυασμό 5 ($G+0.6Q+Ey+0.3Ex$)

Παρατηρείται αστοχία εκτός επιπέδου των υπέρθυρων Y6, Y7, Y8 για το συνδυασμό 5. Επίσης παρατηρείται αστοχία εκτός επιπέδου στο σημείο της σύνδεσης της πρόσοψης με τον εγκάρσιο εσωτερικό τοίχο.

ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΣΕ ΛΥΓΙΣΜΟ

Από τις αναλύσεις προκύπτει ότι οι αναπτυσσόμενες θλιπτικές τάσεις για όλους τους συνδυασμούς είναι πολύ μικρότερες από την αντοχή της τοιχοποιίας σε μονοαξονική θλίψη, λαμβάνοντας υπόψη τη λυγηρότητά της. Η μεθοδολογία του ελέγχου παρουσιάζεται στην παράγραφο 7.1.4.

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ: Η υφιστάμενη κατασκευή έχει μεγάλη σεισμική διακινδύνευση, καθώς παρουσιάζει αστοχίες σε ελέγχους, τόσο εκτός όσο και εντός επιπέδου.

Για το λόγο αυτό είναι εμφανής η ανάγκη για την πραγματοποίηση των επεμβάσεων που παρουσιάστηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο με σκοπό την αύξηση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής.

7.2.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΟΜΟΓΕΝΟΠΟΙΗΣΗ ΤΟΙΧΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΔΙΑΖΩΜΑΤΟΣ

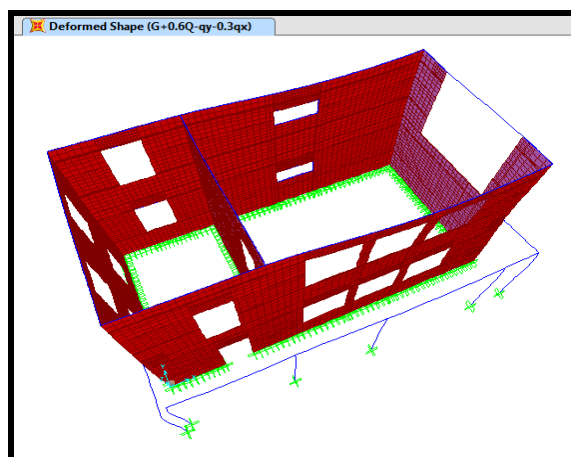
Συνοπτικά οι διαφορές σε σχέση με το προηγούμενο μοντέλο είναι:

- Ομογενοποίηση τρίστρωτης τοιχοποιίας, πάχος εξωτερικών και εσωτερικού τοίχου από 40→55cm και από 35→50cm αντίστοιχα.
- Ελαφρώς αυξημένη θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας, από 2.1→2.5MPa.
- Διπλάσια συνοχή σχεδιασμού τοιχοποιίας, από 0.067→0.133MPa
- Περιμετρικό διάζωμα στη στέγη του κτιρίου.
- Ανακατασκευή γωνιών στους εξωτερικούς τοίχους.

Τα στοιχεία για τις 12 πρώτες ιδιομορφές του κτιρίου:

ΠΙΝΑΚΑΣ: Περίοδοι, Συχνότητες και Συμμετέχοντα Ποσοστά Μαζών						
OutputCase	StepType	Ιδιομορφή	Περίοδος	Συχνότητα	UX	UY
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.105	9.5	0.0001	0.2895
MODAL	Mode	2	0.079	12.65	0.3565	0.0885
MODAL	Mode	3	0.075	13.25	0.0641	0.0047
MODAL	Mode	4	0.07	14.21	0.1810	0.1987
MODAL	Mode	5	0.061	16.33	0.0180	0.0512
MODAL	Mode	6	0.05	19.87	0.0001	0.0001
MODAL	Mode	7	0.045	22.03	0.0356	0.0263
MODAL	Mode	8	0.041	24.46	0.0678	0.0054
MODAL	Mode	9	0.039	25.5	0.0229	0.0302
MODAL	Mode	10	0.036	27.4	0.0205	0.0056
MODAL	Mode	11	0.034	29.47	0.0020	0.0449
MODAL	Mode	12	0.031	31.92	0.0021	0.0582

Πίνακας 7.8: Ιδιομορφικά στοιχεία για την 2^η περίπτωση



Σχήμα 7.16: Παραμορφωμένος φορέας 2^{ης} περίπτωσης για τον συνδυασμό 8 (G+0.6Q-Ey-0.3Ex)

Μέγιστη μετακίνηση κορυφής κτιρίου κατά X: 1.1mm για τον σεισμικό συνδυασμό 2.
Μέγιστη μετακίνηση κορυφής κτιρίου κατά Y: 2.0mm για τον σεισμικό συνδυασμό 5.

Παρατηρείται σημαντική μείωση στις μέγιστες μετακινήσεις της κορυφής του κτιρίου μετά τις ενισχύσεις.

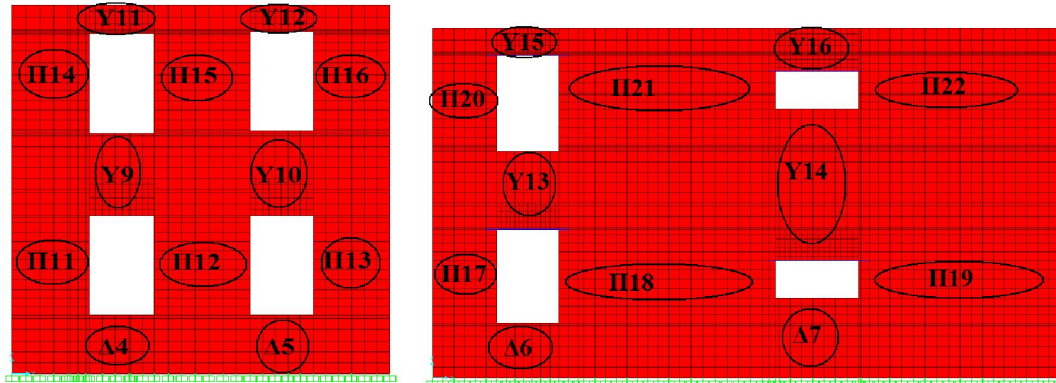
ΈΛΕΓΧΟΙ ΕΝΟΣ ΤΟΙΧΟΥ ΣΕ ΑΣΤΟΧΙΑ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ

Με την ανακατασκευή των γωνιών και την κατασκευή του διαζώματος στην κορυφή του κτιρίου, εξασφαλίζεται η σύνδεση μεταξύ εγκάρσιων τοίχων, οπότε αποτρέπεται η αστοχία των τοίχων υπό μορφή ανατροπής (A.1.1).

Επίσης, αποτρέπεται η οριζόντια καμπτική αστοχία (A.1.3), λόγω ύπαρξης του διαζώματος. Τέλος, η κατακόρυφη καμπτική αστοχία (A.1.2) θα εξεταστεί σε επίπεδο πεσσών στη συνέχεια.

ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ (ΠΕΣΣΟΙ, ΥΠΕΡΘΥΡΑ, ΠΟΔΙΕΣ)

Στα επόμενα σχήματα παρουσιάζεται το σύνολο των δομικών στοιχείων της πλάγιας και της πίσω όψης της κατασκευής.



Σχήμα 7.17: Ονομασία δομικών στοιχείων πλάγιας και πίσω όψης

Στον επόμενο πίνακα παρουσιάζεται ο έλεγχος των πεσσών έναντι ορθής κάμψης για τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού στις διατομές ελέγχου:

Έλεγχος Πεσσών Έναντι Ορθής Κάμψης Εντός Επιπέδου								
Πεσσός/ Διατομή	Μήκος Πεσσού (m)	Σεισμ. Συνδ.	M_{Sd} (kNm)	N_{Sd} (kN)	x (mm)	M_{Rd} (kNm)	Έλεγ- χος	Συντ. Ασφαλ.
Π1πάνω	2.04	3	59.6	274.1	0.293	247.4	ok	4.15
Π1κάτω	2.04	3	135.1	182.8	0.196	172.2	ok	1.27
Π2πάνω	1.96	3	65.3	177.5	0.190	160.5	ok	2.46
Π2κάτω	1.96	3	-111.4	392.6	0.420	318.8	ok	2.86
Π3πάνω	0.34	3	-6.1	122.6	0.131	14.4	ok	2.38
Π3κάτω	0.34	3	5.9	91.0	0.097	11.9	ok	2.03
Π4πάνω	0.36	2	-5.9	93.2	0.100	13.1	ok	2.21
Π4κάτω	0.36	1	-5.5	93.5	0.100	13.1	ok	2.38
Π5πάνω	2.04	1	-71.0	227.9	0.244	210.3	ok	2.96
Π5κάτω	2.04	3	127.9	321.9	0.344	284.0	ok	2.22
Π6πάνω	1.88	4	43.3	105.4	0.113	94.3	ok	2.18
Π6κάτω	1.88	2	-41.3	101.7	0.109	91.1	ok	2.21
Π7πάνω	2.08	3	37.5	33.9	0.036	34.8	not ok	0.93
Π7κάτω	2.08	3	46.8	55.6	0.059	56.5	ok	1.21
Π8πάνω	0.34	3	3.9	21.1	0.023	3.4	not ok	0.87
Π8κάτω	0.34	3	5.3	28.3	0.030	4.5	not ok	0.84
Π9πάνω	0.41	1	-6.3	21.7	0.023	4.2	not ok	0.67
Π9κάτω	0.41	2	-9.1	31.7	0.034	6.1	not ok	0.67

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7 – Έλεγχοι τοιχοποιίας έναντι εκτός και εντός επιπέδου αστοχίας

Π10πάνω	2.04	1	-34.4	42.9	0.046	42.9	ok	1.25
Π10κάτω	2.04	1	-45.4	49.4	0.053	49.4	ok	1.09
Π11πάνω	1.34	6	49.6	48.8	0.052	31.7	not ok	0.64
Π11κάτω	1.34	2	-31.8	37.5	0.040	24.5	not ok	0.77
Π12πάνω	1.67	7	-121.1	145.0	0.155	112.0	not ok	0.93
Π12κάτω	1.67	7	-143.6	180.8	0.193	137.0	not ok	0.95
Π13πάνω	1.34	7	-45.7	15.3	0.016	10.1	not ok	0.22
Π13κάτω	1.34	7	-70.9	146.7	0.157	89.1	ok	1.26
Π14πάνω	1.34	6	9.5	8.1	0.009	5.4	not ok	0.57
Π14κάτω	1.34	7	-17.9	50.7	0.054	32.9	ok	1.84
Π15πάνω	1.67	7	-29.2	36.0	0.039	29.5	ok	1.01
Π15κάτω	1.67	7	-31.8	70.2	0.075	56.5	ok	1.78
Π16πάνω	1.34	8	-7.3	9.2	0.010	6.1	not ok	0.84
Π16κάτω	1.34	8	-10.4	55.3	0.059	35.8	ok	3.44
Π17πάνω	1.33	2	-25.7	53.7	0.057	34.5	ok	1.34
Π17κάτω	1.33	2	-38.8	86.8	0.093	54.5	ok	1.40
Π18πάνω	4.44	6	-55.1	550.9	0.589	1093.2	ok	19.83
Π18κάτω	4.44	2	-276.2	356.2	0.381	736.5	ok	2.67
Π19πάνω	4.14	5	70.1	478.2	0.511	892.1	ok	12.73
Π19κάτω	4.14	4	226.3	270.1	0.289	527.9	ok	2.33
Π20πάνω	1.33	3	14.3	40.9	0.044	26.5	ok	1.85
Π20κάτω	1.33	4	8.1	47.7	0.051	30.7	ok	3.81
Π21πάνω	4.44	2	-33.1	94.4	0.101	205.7	ok	6.21
Π21κάτω	4.44	7	15.7	111.0	0.119	241.0	ok	15.34
Π22πάνω	4.14	7	-21.9	67.0	0.072	136.8	ok	6.25
Π22κάτω	4.14	7	15.2	68.6	0.073	140.0	ok	9.21

Πίνακας 7.9: Έλεγχος πεσσών σε εντός επιπέδου ορθή κάμψη για την 2^η περίπτωση

Όταν έστω και μία από τις δύο διατομές ελέγχου του πεσσού αστοχεί έναντι ορθής κάμψης, ολόκληρος ο πεσσός θεωρείται ότι αστοχεί.

Αστογούν σε ορθή κάμψη οι πεσσοί: Π7, Π8, Π9, Π11, Π12, Π13, Π14, Π16.

Ακολουθεί ο έλεγχος πεσσών έναντι εντός επιπέδου διάτμησης.

Έλεγχος Πεσσών Έναντι Διάτμησης							
Πεσσός/ Διατομή	Θλιβόμενο Μήκος Πεσσού l_c (m)	Σεισμ. Συνδ.	V_{Sd} (kN)	N_{Sd} (kN)	V_{Rd} (kN)	Έλεγχος	Συντ. Ασφ.
Π1πάνω	1.63	1	95.4	123.9	152.8	ok	1.60
Π1κάτω	2.04	6	100.3	82.8	171.8	ok	1.71
Π2πάνω	1.74	3	-129.8	177.5	175.2	ok	1.35

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7 – Έλεγχοι τοιχοποιίας έναντι εκτός και εντός επιπέδου αστοχίας

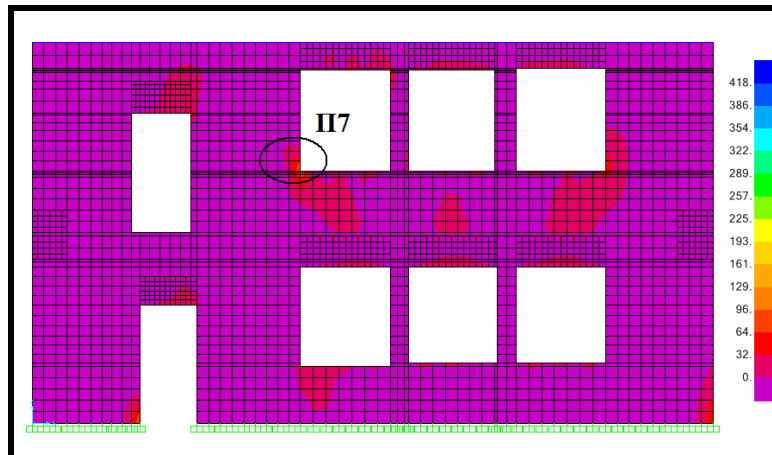
Π2κάτω	1.74	3	140.5	181.8	176.3	ok	1.25
Π3πάνω	0.34	3	-3.9	84.3	47.4	ok	12.29
Π3κάτω	0.34	3	6.2	91.0	49.2	ok	7.99
Π4πάνω	0.36	2	5.3	93.2	51.3	ok	9.69
Π4κάτω	0.36	1	-7.3	93.5	51.3	ok	7.02
Π5πάνω	2.04	1	133.7	227.9	210.5	ok	1.57
Π5κάτω	1.81	1	-150.7	156.8	174.9	ok	1.16
Π6πάνω	1.88	2	21.7	28.5	145.5	ok	6.71
Π6κάτω	1.88	3	56.5	115.1	168.6	ok	2.99
Π7πάνω	1.66	3	-73.3	33.9	131.1	ok	1.79
Π7κάτω	1.66	3	86.2	55.6	136.9	ok	1.59
Π8πάνω	0.20	3	-3.6	21.1	20.6	ok	5.77
Π8κάτω	0.20	3	6.0	28.3	22.5	ok	3.75
Π9πάνω	0.27	1	6.3	21.7	25.8	ok	4.11
Π9κάτω	0.27	1	-9.2	30.3	28.1	ok	3.05
Π10πάνω	2.04	5	59.6	33.5	158.6	ok	2.66
Π10κάτω	1.59	5	-66.4	17.2	121.0	ok	1.82
Π11πάνω	1.34	6	94.3	48.8	111.3	ok	1.18
Π11κάτω	0.89	2	76.0	37.5	75.5	not ok	0.99
Π12πάνω	1.39	7	-128.6	145.0	140.8	ok	1.09
Π12κάτω	1.25	7	142.9	180.8	140.1	not ok	0.98
Π13πάνω	0.89	7	-84.1	15.3	69.6	not ok	0.83
Π13κάτω	1.12	5	-94.6	100.6	108.8	ok	1.15
Π14πάνω	1.19	6	8.8	8.1	89.6	ok	10.12
Π14κάτω	1.19	7	34.9	50.7	100.9	ok	2.90
Π15πάνω	1.43	7	-25.9	36.0	114.6	ok	4.42
Π15κάτω	1.43	7	39.6	70.2	123.7	ok	3.12
Π16πάνω	1.12	8	-7.4	9.2	84.4	ok	11.39
Π16κάτω	1.23	5	-27.9	56.7	105.2	ok	3.78
Π17πάνω	1.11	1	54.5	64.7	98.6	ok	1.81
Π17κάτω	1.11	8	52.5	19.2	86.4	ok	1.65
Π18πάνω	4.44	2	314.2	311.1	408.7	ok	1.30
Π18κάτω	3.83	2	-333.9	356.2	376.3	ok	1.13
Π19πάνω	4.14	4	-286.0	207.5	359.1	ok	1.26
Π19κάτω	3.39	4	304.7	270.1	320.6	ok	1.05
Π20πάνω	1.33	4	-12.2	42.9	109.0	ok	8.95
Π20κάτω	1.33	4	28.6	47.7	110.3	ok	3.86
Π21πάνω	4.44	4	-62.3	82.4	347.7	ok	5.58
Π21κάτω	4.44	4	82.1	132.5	361.1	ok	4.40
Π22πάνω	4.14	7	58.0	47.1	316.3	ok	5.45
Π22κάτω	4.14	7	-68.5	68.6	322.1	ok	4.70

Πίνακας 7.10: Έλεγχος πεσσών σε εντός επιπέδου διάτμηση για την 2^η περίπτωση

Αστοχούν σε διάτμηση οι πεσσοί: Π11, Π12, Π13.

Το θλιβόμενο μήκος κάθε πεσσού στην ΟΚΑ σε διάτμηση, λαμβάνεται από την κατανομή της κατακόρυφης δύναμης F22 από το πρόγραμμα SAP2000 για το σεισμικό συνδυασμό σχεδιασμού για κάθε πεσσό.

Ενδεικτικά για τους πεσσούς Π2, Π3, Π7, Π8 από την κατανομή της F22 για το συνδυασμό 3. Στο παρακάτω σχήμα φαίνονται το εφελκυστικό τμήμα του πεσσού Π7.



Σχήμα 7.18: Κατανομή κατακόρυφης αξονικής δύναμης F22 για το συνδυασμό 3 (G+0.6Q-Ex+0.3Ey)

ΈΛΕΓΧΟΣ ΥΠΕΡΘΥΡΩΝ ΚΑΙ ΠΟΔΙΩΝ ΕΝΑΝΤΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ

Από την ανάλυση στο SAP2000 και τις κατανομές της οριζόντιας αξονικής δύναμης F11 για τους διάφορους σεισμικούς συνδυασμούς, προκύπτει ότι **το σύνολο των υπέρθυρων της κατασκευής αναπτύσσεται εφελκυστική αξονική δύναμη για κάποιο συνδυασμό.**

Η εφελκυστική αυτή δύναμη συνεπάγεται αστοχία σε κάμψη και διάτμηση εντός επιπέδου. Παρακάτω παρουσιάζονται τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη στα υπέρθυρα της κατασκευής.

Τα τρία εντατικά μεγέθη που παρουσιάζονται είναι:

- N_{Sd} : αξονική δύναμη σχεδιασμού (αρνητικές οι εφελκυστικές).
- V_{Sd} : τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού.
- M_{Sd} : ροπή κάμψης σχεδιασμού.

Εντατικά Μεγέθη Σχεδιασμού Υπέρθυρων και Ποδιών					
Υπέρθυρο/ Ποδιά	Ύψος Στοιχείου (m)	Σεισμ. Συνδ.	N_{Sd} (kN)	V_{Sd} (kN)	M_{Sd} (kNm)
Y1	1.36	3	10.4	130.7	-2.4
Y2	1.81	3	-14.6	71.6	-21.6
Y3	1.81	2	20.1	-41.0	27.5

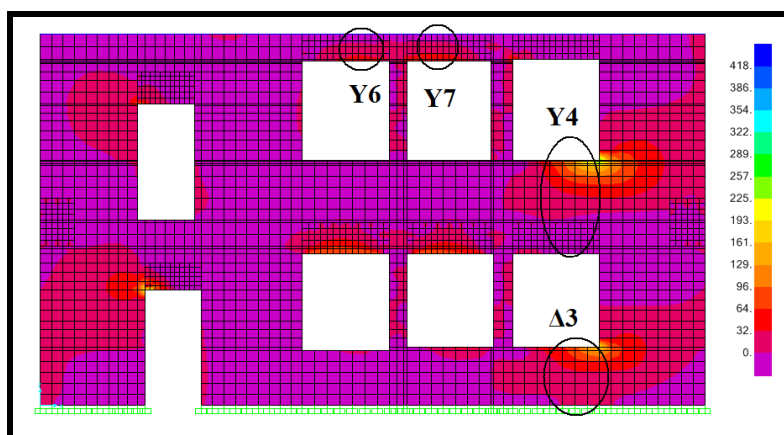
Y4	1.81	2	-25.9	-75.8	-26.3
Y5	1.34	4	-8.4	49.2	1.2
Y6	0.52	2	-10.4	1.6	1.3
Y7	0.52	0	-10.1	-3.5	2.1
Y8	0.52	7	3.0	-8.8	2.8
Y9	1.60	8	1.0	105.7	-20.2
Y10	1.60	3	-0.5	98.4	-9.7
Y11	0.55	1	-1.1	-12.8	-1.0
Y12	0.55	3	-1.4	9.8	-0.8
Y13	1.60	4	11.4	75.7	-2.6
Y14	3.11	4	26.5	141.3	12.1
Y15	0.57	3	-1.3	10.4	-0.4
Y16	0.89	6	-5.2	13.7	-3.7
Δ1	1.07	3	-24.3	33.5	-9.6
Δ2	1.13	3	13.1	14.8	-6.8
Δ3	1.13	1	-20.4	-30.0	-8.7
Δ4	1.13	7	6.9	90.9	16.1
Δ5	1.13	5	7.2	-76.8	11.5
Δ6	1.13	2	-1.5	-44.8	1.2
Δ7	1.64	2	20.2	-92.5	-20.1

Πίνακας 7.11: Εντατικά μεγέθη υπέρθρων και ποδιών για την 2^η περίπτωση

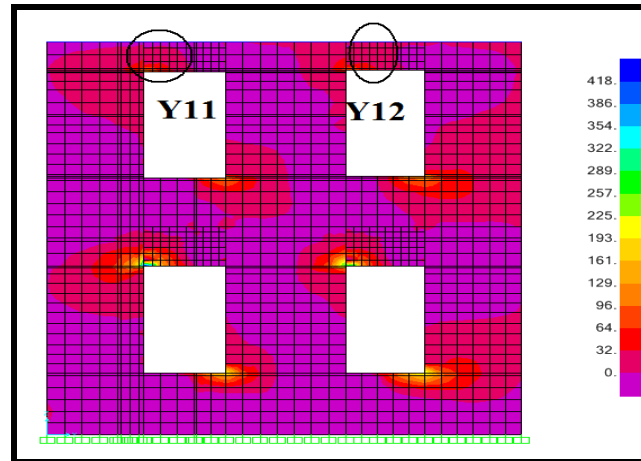
Τα υπέρθρα **Y2, Y4, Y5, Y6, Y7, Y10, Y11, Y12, Y15, Y16** και οι ποδιές **Δ1, Δ3 και Δ6 αστοχούν σε κάμψη και διάτμηση** λόγω εφελκυστικής οριζόντιας αξονικής δύναμης.

Το υπέρθρο **Y9 αστοχεί σε διάτμηση**.

Τα υπέρθρα **Y1, Y3, Y8, Y13, Y14** και οι ποδιές **Δ2, Δ4, Δ5 δεν αστοχούν**.



Σχήμα 7.19: Κατανομή οριζόντιας αξονικής δύναμης F11 στην πρόσοψη για τον συνδυασμό 1 ($G+0.6Q+Ex+0.3Ey$)



Σχήμα 7.20: Κατανομή οριζόντιας αξονικής δύναμης F11 στην πλάγια όψη για τον συνδυασμό 6 (G+0.6Q+Ey-0.3Ex)

ΈΛΕΓΧΟΙ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ (ΠΕΣΣΟΙ, ΥΠΕΡΘΥΡΑ, ΠΟΔΙΕΣ)

A.3.1 Έλεγχος πεσσών έναντι εκτός επιπέδου αστοχίας με επίπεδο αστοχίας παράλληλο προς τους οριζόντιους αρμούς.

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα του ελέγχου των πεσσών.

Έλεγχος Πεσσών Έναντι Κάμψης Εκτός Επιπέδου							
Πεσσός/ Διατομή	Μήκος Πεσσού (m)	Σεισμ. Συνδ.	M _{Sd} (kN)	N _{Sd} (kN)	M _{Rd} (kN)	Έλεγχος	Συντ. Ασφ.
Π1πάνω	2.04	5	4.1	128.3	33.4	ok	8.17
Π1κάτω	2.04	6	23.2	82.6	21.9	not ok	0.95
Π2πάνω	1.96	6	9.4	187.9	47.4	ok	5.06
Π2κάτω	1.96	6	8.2	147.1	37.9	ok	4.61
Π3πάνω	0.34	6	1.6	83.9	18.2	ok	11.11
Π3κάτω	0.34	6	3.4	90.7	19.2	ok	5.72
Π4πάνω	0.36	5	1	88.9	19.3	ok	19.1
Π4κάτω	0.36	5	3.2	96	20.4	ok	6.35
Π5πάνω	2.04	6	-1.6	159.3	40.9	ok	25.88
Π5κάτω	2.04	5	5.6	125.2	32.6	ok	5.85
Π6πάνω	1.88	7	-4.5	55.6	14.9	ok	3.3
Π6κάτω	1.88	4	-7.4	122.4	31.8	ok	4.3
Π7πάνω	2.08	8	-6.7	62.3	16.7	ok	2.5
Π7κάτω	2.08	6	-3.5	58	15.6	ok	4.47
Π8πάνω	0.34	6	1.7	20	5.2	ok	2.99
Π8κάτω	0.34	6	2.9	27.2	7	ok	2.41

Π9πάνω	0.41	6	2.9	22.1	5.8	ok	2.03
Π9κάτω	0.41	5	5.2	29.8	7.7	ok	1.47
Π10πάνω	2.04	8	-2.7	50.9	13.7	ok	5.16
Π10κάτω	2.04	5	8.6	16.9	4.6	not ok	0.54
Π11πάνω	1.34	1	-2.5	91.2	23.6	ok	9.56
Π11κάτω	1.34	2	-4.2	36.5	9.8	ok	2.33
Π12πάνω	1.67	2	-3.6	119.9	30.9	ok	8.62
Π12κάτω	1.67	2	-6.8	155.7	39.4	ok	5.83
Π13πάνω	1.34	7	-0.9	15.4	4.2	ok	4.64
Π13κάτω	1.34	1	-5.3	71.3	18.7	ok	3.51
Π14πάνω	1.34	3	1.5	15.1	4.1	ok	2.65
Π14κάτω	1.34	3	-1.7	63.3	16.7	ok	10.06
Π15πάνω	1.67	2	-3.6	30.5	8.3	ok	2.3
Π15κάτω	1.67	2	-0.8	64.7	17.2	ok	22.54
Π16πάνω	1.34	8	0.8	9.2	2.5	ok	3.3
Π16κάτω	1.34	1	0.8	46.2	12.3	ok	15.3
Π17πάνω	1.33	7	-7.7	78.4	20.5	ok	2.67
Π17κάτω	1.33	7	-9.7	11.9	3.2	not ok	0.33
Π18πάνω	4.44	5	9.4	573.4	140.3	ok	14.91
Π18κάτω	4.44	7	-6.1	252.9	66.2	ok	10.85
Π19πάνω	4.14	7	1.7	242.4	63.3	ok	37.51
Π19κάτω	4.14	8	-4.5	208.1	54.8	ok	12.17
Π20πάνω	1.33	5	2.2	25.7	6.9	ok	3.18
Π20κάτω	1.33	7	1.1	49.1	13.1	ok	11.45
Π21πάνω	4.44	5	3.2	117.6	31.6	ok	9.85
Π21κάτω	4.44	6	-4.3	167.3	44.5	ok	10.26
Π22πάνω	4.14	8	-5.5	52.7	14.3	ok	2.59
Π22κάτω	4.14	7	-3.6	76.9	20.8	ok	5.71

Πίνακας 7.12: Έλεγχος πεσσών σε εκτός επιπέδου ορθή κάμψη για την 2^η περίπτωση

Αστογούν σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο αστοχίας παράλληλο με τους οριζόντιους αρμούς οι πεσσοί: Π1, Π10, Π17.

A.3.2 Έλεγχος υπέρθυρων και ποδιών έναντι εκτός επιπέδου αστοχίας με επίπεδο αστοχίας κάθετο προς τους οριζόντιους αρμούς.

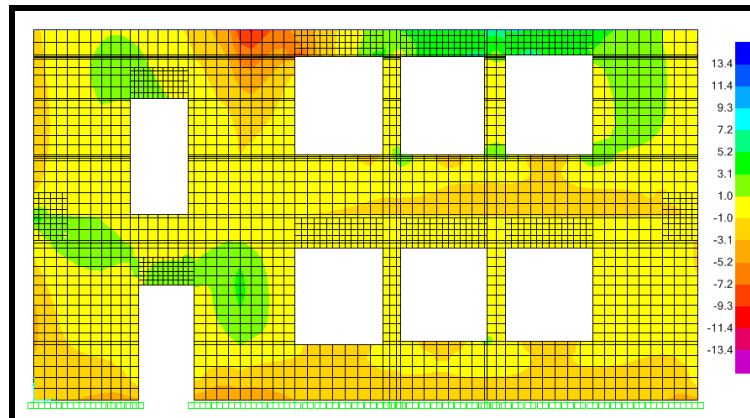
Μετά την ομογενοποίηση της μάζας, η τοιχοποιία είναι συμπαγής με πάχος 55cm. Η ροπή αντίστασης υπολογίζεται:

$$W = \frac{h_w * 0.55^2}{6} = 0.0504h_w$$

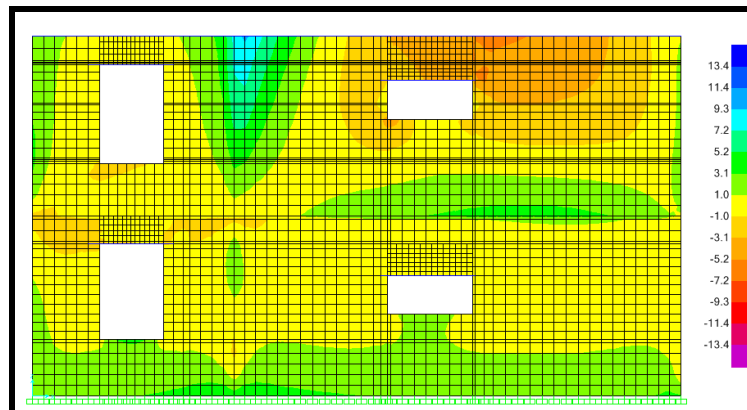
Άρα η ροπή αντοχής ανά μονάδα ύψους είναι (η καμπτική αντοχή σχεδιασμού έχει διπλασιαστεί λόγω ομογενοποίησης):

$$\frac{M_{Rd}}{h_w} = 0.0504 * 266.7 = 13.44 \text{ kNm/m}$$

Στο πρόγραμμα SAP2000 η αντίστοιχη ροπή είναι η M11(kNm/m).



Σχήμα 7.21: Κατανομή καμπτικής ροπής M11 για το συνδυασμό 5 (G+0.6Q+Ey+0.3Ex)



Σχήμα 7.22: Κατανομή καμπτικής ροπής M11 για το συνδυασμό 7 (G+0.6Q-Ey+0.3Ex)

Μετά την ενίσχυση **δεν παρατηρείται αστοχία** κάθετη προς τους οριζόντιους αρμούς σε καμία όψη για κανένα συνδυασμό φόρτισης.

ΣΧΗΜΑΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΤΩΝ ΕΛΕΓΧΩΝ ΓΙΑ ΤΟΥΣ ΠΕΣΣΟΥΣ

Στα παρακάτω σχήματα θα παρουσιαστούν τα αποτελέσματα των πεσσών του κτιρίου στους ελέγχους έναντι:

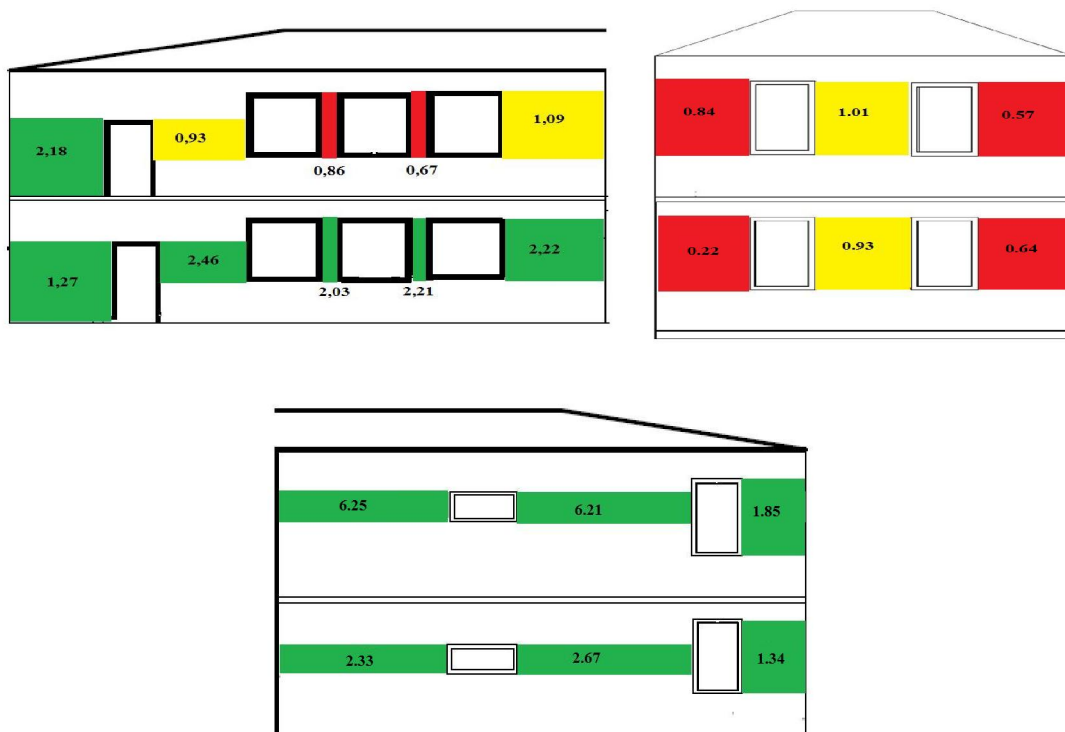
- Εντός επιπέδου κάμψης.

- Εντός επιπέδου διάτμηση.
- Εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο αστοχίας παράλληλο προς τους οριζόντιους αρμούς.

Οι πεσσοί μπορεί να έχουν ένα από τα εξής τρία χρώματα, ανάλογα με τον συντελεστή ασφαλείας, ο οποίος αναγράφεται πάνω σε κάθε πεσσό:

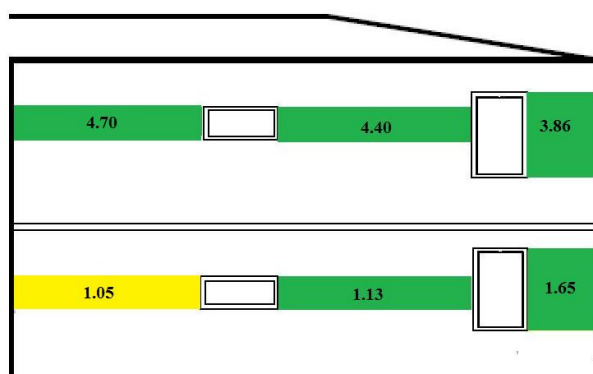
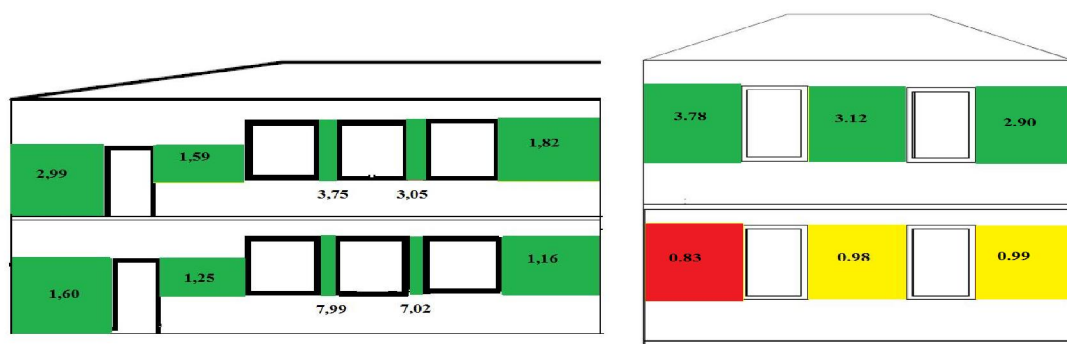
- Πράσινο, υποδηλώνει επάρκεια του πεσσού ($\Sigma A > 1.10$).
- Κίτρινο, υποδηλώνει οριακή επάρκεια/αστοχία του πεσσού ($0.90 < \Sigma A < 1.10$).
- Κόκκινο, υποδηλώνει αστοχία του πεσσού ($\Sigma A < 0.90$).

ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ



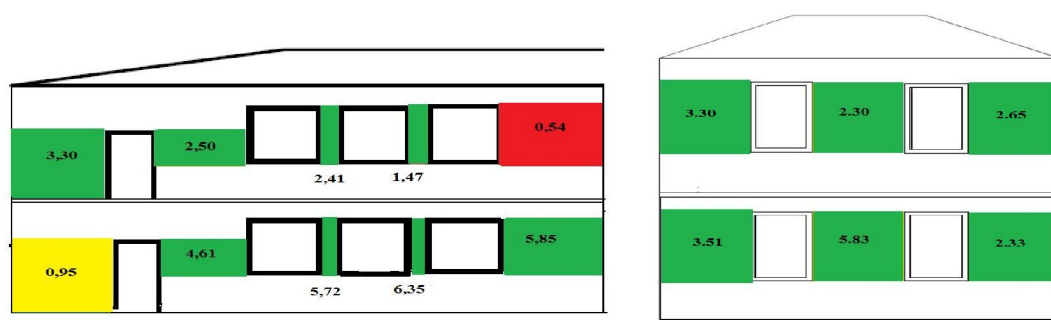
Σχήμα 7.23: Αποτελέσματα ελέγχου πεσσών έναντι εντός επιπέδου κάμψης για την 2^η περίπτωση

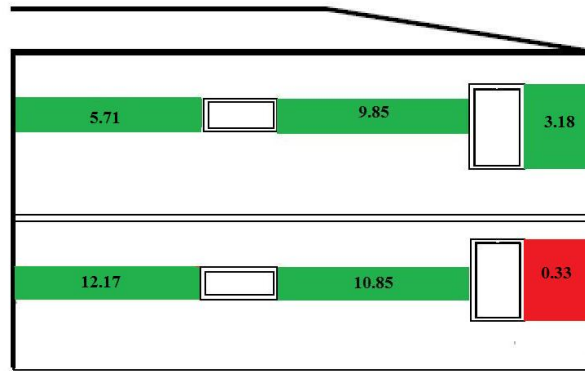
ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΔΙΑΤΜΗΣΗ



Σχήμα 7.24: Αποτελέσματα ελέγχου πεσσών έναντι διάτμησης για την 2^η περίπτωση

ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗ





Σχήμα 7.25: Αποτελέσματα ελέγχου πεσσών έναντι εκτός επιπέδου κάμψης για την 2^η περίπτωση

ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ

Τα δομικά στοιχεία που δεν ικανοποιούν τις ανισώσεις ασφαλείας θα πρέπει να ενισχυθούν, ώστε να αυξηθεί η φέρουσα ικανότητά τους και να μην αστοχούν για το σεισμό σχεδιασμού.

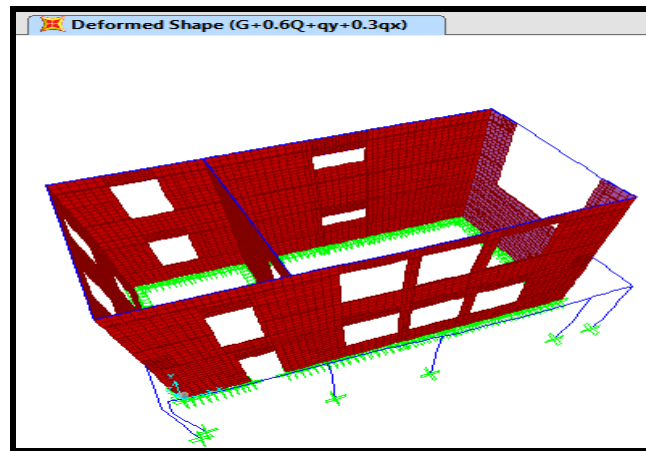
Ο υπολογισμός και η παρουσίαση των απαιτούμενων ενισχύσεων θα πραγματοποιηθεί στο Κεφάλαιο 9, με βάση τα προηγούμενα αποτελέσματα της ανάλυσης.

7.2.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΟΜΟΓΕΝΟΠΟΙΗΣΗ ΤΟΙΧΩΝ ΚΑΙ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΣΤΗΝ ΚΟΡΥΦΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Θα γίνει ανάλυση του κτιρίου με διαφραγματική λειτουργία και ομογενοποίηση τοίχων και θα ελεγχθούν κάποια χαρακτηριστικά δομικά στοιχεία της πρόσοψης, ώστε να γίνουν συγκρίσεις με τις δύο προηγούμενες περιπτώσεις.

ΠΙΝΑΚΑΣ: Περίοδοι, Συχνότητες και Συμμετέχοντα Ποσοστά Μαζών						
OutputCase	StepType	Ιδιομορφή	Περίοδος	Συχνότητα	UX	UY
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.082	12.21	0.0000	0.6507
MODAL	Mode	2	0.076	13.21	0.4960	0.0023
MODAL	Mode	3	0.058	17.28	0.2380	0.0071
MODAL	Mode	4	0.033	30.01	0.0009	0.1285
MODAL	Mode	5	0.029	33.98	0.0365	0.0159
MODAL	Mode	6	0.029	34.74	0.0013	0.0128
MODAL	Mode	7	0.028	36.08	0.0345	0.0000
MODAL	Mode	8	0.027	36.59	0.0009	0.0001
MODAL	Mode	9	0.025	39.45	0.0053	0.0001
MODAL	Mode	10	0.025	39.86	0.0153	0.0076
MODAL	Mode	11	0.025	40.10	0.0089	0.0003
MODAL	Mode	12	0.024	41.72	0.0003	0.0277

Πίνακας 7.13: Ιδιομορφικά στοιχεία για την 3^η περίπτωση



Σχήμα 7.26: Παραμορφωμένος φορέας 3^{ης} περίπτωσης για τον συνδυασμό 5

Μέγιστη μετακίνηση κορυφής κτιρίου κατά X: 0.9mm για τον σεισμικό συνδυασμό 1.
Μέγιστη μετακίνηση κορυφής κτιρίου κατά Y: 1.1mm για τον σεισμικό συνδυασμό 5.

Παρατηρείται υποδιπλασιασμός στη μέγιστη μετακίνηση κατά Y της κορυφής του κτιρίου μετά τη διαφραγματοποίηση της οροφής.

Ακολουθεί ο έλεγχος τεσσάρων πεσσών της πρόσοψης έναντι εντός επιπέδου ορθής κάμψης.

Έλεγχος Πεσσών Έναντι Ορθής Κάμψης								
Πεσσός/ Διατομή	Μήκος Πεσσού (m)	Σεισμ. Συνδ.	M _{Sd} (kNm)	N _{Sd} (kN)	x (mm)	M _{Rd} (kNm)	Έλεγχος	Συντ. Ασφ.
Π1πάνω	2.04	1	-32.0853	133.01	0.142	128.1	ok	3.99
Π1κάτω	2.04	3	136.8677	173.31	0.185	163.9	ok	1.20
Π2πάνω	1.96	3	69.2211	177.87	0.190	160.8	ok	2.32
Π2κάτω	1.96	3	83.0905	183.56	0.196	165.5	ok	1.99
Π8πάνω	0.34	3	3.0388	20.26	0.022	3.3	ok	1.08
Π8κάτω	0.34	3	4.5865	27.22	0.029	4.3	not ok	0.94
Π10πάνω	2.04	1	-31.0672	43.18	0.046	43.2	ok	1.39
Π10κάτω	2.04	5	-49.9293	35.11	0.038	35.3	not ok	0.71

Πίνακας 7.14: Έλεγχος πεσσών σε εκτός επιπέδου ορθή κάμψη για την 3^η περίπτωση

Αστοχούν οι πεσσοί Π8 και Π10 στη βάση τους.

Ακολουθεί ο έλεγχος τεσσάρων πεσσών της πρόσοψης έναντι εντός επιπέδου διάτμησης.

Έλεγχος Πεσσών Έναντι Διάτμησης							
Πεσσός/ Διατομή	Θλιβόμενο Μήκος Πεσσού l_c (m)	Σεισμ. Συνδ.	V_{Sd} (kN)	N_{Sd} (kN)	V_{Rd} (kN)	Έλεγχος	Συντ. Ασφ.
Π1πάνω	2.04	1	99.8	133.0	185.0	ok	1.85
Π1κάτω	2.04	6	103.7	69.9	168.2	ok	1.62
Π2πάνω	1.74	3	-133.5	177.9	175.2	ok	1.31
Π2κάτω	1.74	3	143.4	183.6	176.7	ok	1.23
Π8πάνω	0.14	3	-2.9	20.3	15.4	ok	5.38
Π8κάτω	0.14	3	5.2	27.2	17.2	ok	3.30
Π10πάνω	2.04	5	66.1	39.7	160.1	ok	2.42
Π10κάτω	1.59	5	-71.6	35.1	125.7	ok	1.76

Πίνακας 7.15: Έλεγχος πεσσών σε διάτμηση για την 3^η περίπτωση

Ακολουθεί ο έλεγχος τεσσάρων πεσσών της πρόσοψης έναντι εκτός επιπέδου ορθής κάμψης.

Έλεγχος Πεσσών Έναντι Εκτός Επιπέδου Κάμψης							
Πεσσός/ Διατομή	Μήκος Πεσσού (m)	Σεισμ. Συνδ.	M_{Sd} (kNm)	N_{Sd} (kN)	M_{Rd} (kNm)	Έλεγχος	Συντ. Ασφ.
Π1πάνω	2.04	5	4.0536	123.319	32.2	ok	7.93
Π1κάτω	2.04	6	23.1138	69.908	18.7	not ok	0.81
Π2πάνω	1.96	6	9.4112	184.916	46.7	ok	4.97
Π2κάτω	1.96	6	6.8199	151.064	38.8	ok	5.69
Π8πάνω	0.34	5	1.2975	19.074	5.0	ok	3.85
Π8κάτω	0.34	4	-0.4835	28.112	7.2	ok	14.86
Π10πάνω	2.04	8	-3.868	44.104	11.9	ok	3.08
Π10κάτω	2.04	6	-1.2803	39.936	10.8	ok	8.43

Πίνακας 7.16: Έλεγχος πεσσών σε εκτός επιπέδου ορθή κάμψη για την 3^η περίπτωση

Αστοχεί ο πεσσός Π1 στη βάση του.

7.3 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Παρατηρείται βελτίωση της φέρουσας ικανότητας των πεσσών της πρόσοψης έναντι εντός επιπέδου ορθής κάμψης, μετά την κατασκευή διαζώματος ή τη διαφραγματοποίηση της κορυφής. Οι συντελεστές ασφάλειας αυξήθηκαν σχεδόν στο σύνολο των εξεταζόμενων διατομών.

Έναντι εντός επιπέδου διάτμησης βελτιώνεται επίσης σημαντικά η φέρουσα ικανότητα των πεσσών, κυρίως λόγω της ομογενοποίησης της μάζας στην τρίστρωτη τοιχοποιία. Παρατηρείται μεγάλη αύξηση στον συντελεστή ασφαλείας, ο οποίος υπερδιπλασιάζεται σε κάποιες περιπτώσεις.

Όσον αφορά την εκτός επιπέδου κάμψη, οι επεμβάσεις βελτιώνουν γενικά τη συμπεριφορά των πεσσών του ορόφου, αλλά δεν έχουν ιδιαίτερη επίδραση στους πεσσούς του ισογείου.

Επιπλέον, η εξασφάλιση της κορυφής των πεσσών του ορόφου, είτε με κατασκευή διαζώματος, είτε με διαφραγματοποίηση, αποτρέπει την ανατροπή των τοίχων και μειώνει τον κίνδυνο εκτός επιπέδου αστοχιών.

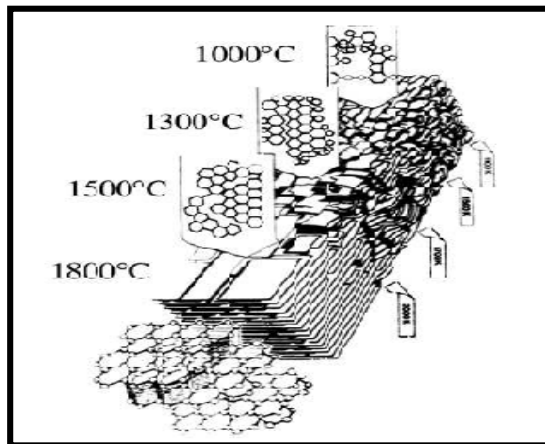
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8

ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ

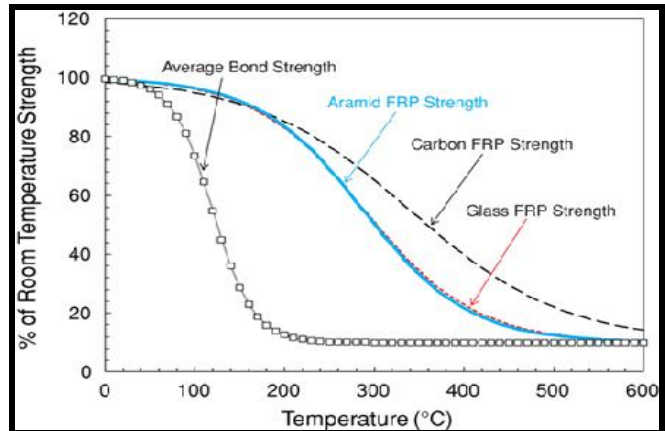
8.1 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ ΜΕ ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΠΟΛΥΜΕΡΗ (FRP)

8.1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΑ ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΠΟΛΥΜΕΡΗ: ΓΕΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΚΑΙ ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ

Το ινοπλισμένο πολυμερές (FRP) είναι ένας τύπος σύνθετου υλικού που αποτελείται από μία μήτρα πολυμερούς, η οποία έχει ενισχυθεί με ίνες. Το υλικό αυτών των ινών μπορεί να είναι άνθρακας, αραμίδιο, βασάλτης, ύαλος και σπανιότερα χαρτί, ξύλο ή ασβέστης. Το πολυμερές είναι συνήθως μια εποξεική, βινυλεστερική ή πολυεστερική ρητίνη. Τα ινοπλισμένα πολυμερή χρησιμοποιούνται ευρέως στις βιομηχανίες των κατασκευών, ναυπηγικής, αεροναυπηγικής και οχημάτων ξηράς.



Σχήμα 8.1: Μοριακή δομή σύνθετου υλικού

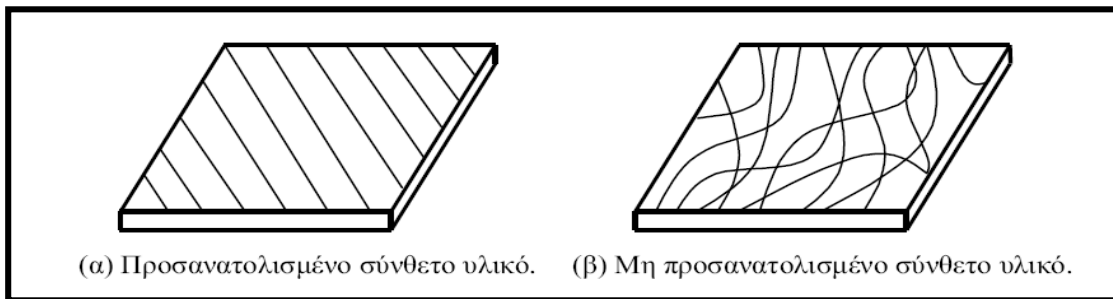


Σχήμα 8.2: Διάγραμμα ισχύος δεσμών-θερμοκρασίας

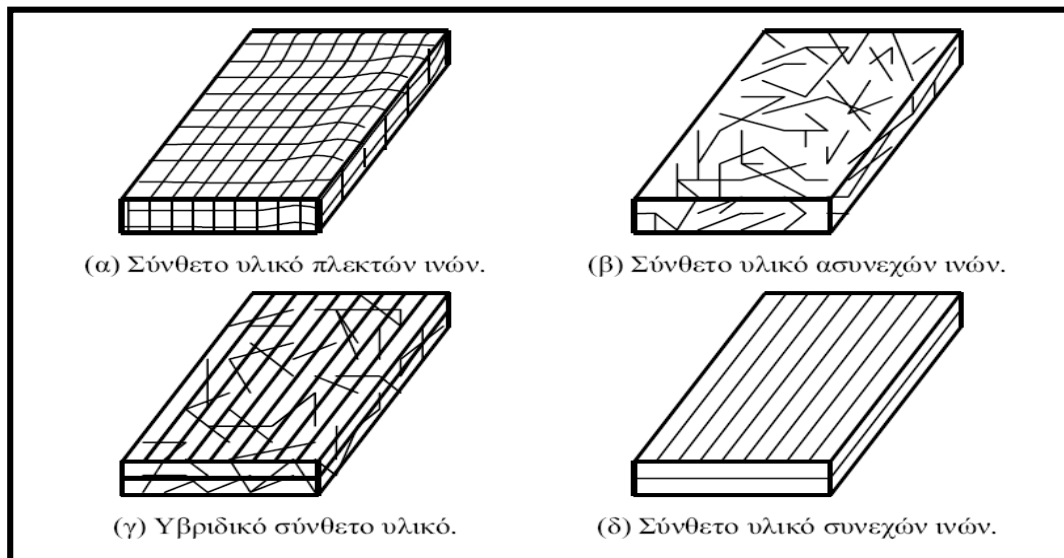
Τα τελευταία χρόνια χρησιμοποιούνται σε πολλές εφαρμογές Πολιτικού Μηχανικού, όπου η αποκλειστική χρήση συμβατικών υλικών αδυνατεί να παράσχει ικανοποιητικά αποτελέσματα. Η δυνατότητα αυτή οφείλεται στα ιδιαίτερα φυσικά και χημικά χαρακτηριστικά των ινοπλισμένων πολυμερών. Συγκεκριμένα, ο υψηλός λόγος εφελκυστικής αντοχής προς ίδιο βάρος και η ανθεκτικότητα σε ηλεκτροχημική διάβρωση που τα χαρακτηρίζει, τα καθιστούν μια πολύ καλή εναλλακτική επιλογή για διάφορες εφαρμογές ενίσχυσης και επισκευής κατασκευών.

Τα κυριότερα πλεονεκτήματα της χρήσης ινοπλισμένων πολυμερών για την επισευή και την ενίσχυση κατασκευών σε σχέση με τη χρήση συμβατικών υλικών είναι τα εξής:

- Μικρή προετοιμασία στο εργοτάξιο και μικρή παραγόμενη όχληση.
- Σύντομη και απλή προετοιμασία των προς ενίσχυση δομικών στοιχείων.
- Απλή τοποθέτηση των σύνθετων υλικών. Δεν απαιτείται βαρύς ή ειδικός εξοπλισμός για την τοποθέτηση, χάρη στο μικρό βάρος τους.
- Οι διαστάσεις του ενισχυόμενου δομικού στοιχείου παραμένουν ουσιαστικά αμετάβλητες, λόγω του πολύ μικρού πάχους του σύνθετου υλικού.
- Δεν μεταβάλλονται τα αρχιτεκτονικά χαρακτηριστικά των κατασκευών. Τα σύνθετα υλικά μπορούν μάλιστα να επιχριστούν και να χρωματιστούν.
- Κόστος εφαρμογής ανάλογο με εκείνο των συμβατικών μεθόδων επισκευής και ενίσχυσης.



Σχήμα 8.3: Γενικοί τύποι σύνθετων υλικών ινών



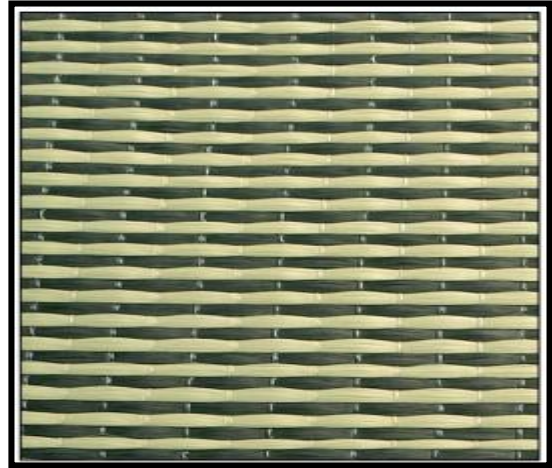
Σχήμα 8.4: Τύποι σύνθετων υλικών ινών

Τα σύνθετα υλικά ινοπλισμένων πολυμερών χαρακτηρίζονται από μεγάλη διάρκεια ζωής για ένα μεγάλο εύρος περιβαλλοντικών συνθηκών, οι οποίες περιλαμβάνουν:

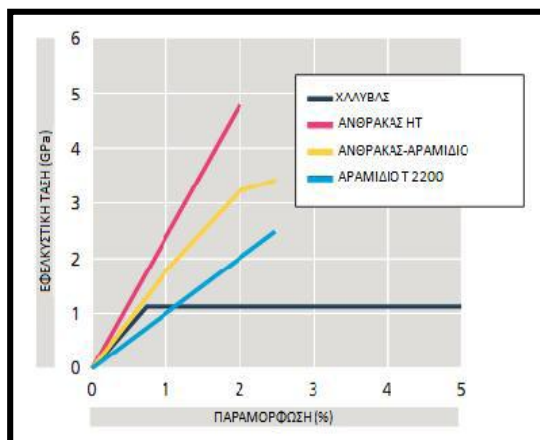
- Θερμοκρασία: Από -30°C έως 60°C για μακρά έκθεση και 650°C έως 1100°C για βραχεία έκθεση (μικρότερη των 2 ωρών) σε περίπτωση πυρκαγιάς.
- Πλήρης βύθιση σε γλυκό ή αλμυρό νερό για έκθεση μακράς διάρκειας από 0°C έως 40°C .
- pH: Από 3.0 έως 10.0 για μακρά χρήση.
- Υπεριώδης Ακτινοβολία: Δείκτης υπεριώδους ακτινοβολίας ίσος με 10.0 για μακρά έκθεση.
- Υδρογονάνθρακες: απορρόφηση συγκεκριμένης ποσότητας για μακρές χρονικές περιόδους.

Τα σύνθετα υλικά παράγονται ανάλογα με την εκάστοτε ανάγκη που απαιτείται να καλύψουν υπό τη μορφή:

- Στρώσεων
- Φύλλων
- Πλεγμάτων
- Ράβδων
- Άλλων μορφών



Σχήματα 8.5, 8.6: Συνήθεις μορφές σύνθετων υλικών για χρήση στις κατασκευές



Σχήμα 8.7: Συγκριτικά διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων για διάφορα υλικά

Τύπος σύνθετου υλικού	Εφελκυστική αντοχή (MPa)	Μέτρο ελαστικότητας (GPa)	Πάχος στρώσης (mm)
Υαλονήματα και εποξική ρητίνη	1800 – 4300	65 – 80	0.30 – 1.30
Ανθρακονήματα υψηλής αντοχής και εποξική ρητίνη	2200 – 4300	200 – 450	0.12 – 0.60

Σχήμα 8.8: Παραδείγματα μηχανικών χαρακτηριστικών σύνθετων υλικών

Τα σύνθετα υλικά επικολλούνται στα ενισχυόμενα στοιχεία με τη χρήση εποξειδικών και πυράντοχων ρητινών, μηχανικών μέσων κ.α.

8.1.2 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΜΕ ΣΥΝΘΕΤΑ ΥΛΙΚΑ

8.1.2.1 Σκοπός

Σκοπός αυτού του κεφαλαίου είναι καθορίσει οδηγίες σχεδιασμού για δομικά μέλη από φέρουσα τοιχοποιία ενισχυμένα με σύνθετα υλικά. Βασικός στόχος των ενισχύσεων είναι να αυξήσουν τη φέρουσα ικανότητα τόσο κάθε μέλους ξεχωριστά, όσο και του φορέα στο σύνολό του. Επίσης, να βελτιώσουν την μετατόπιση αστοχίας του κτιρίου, αν αυτό είναι δυνατό.

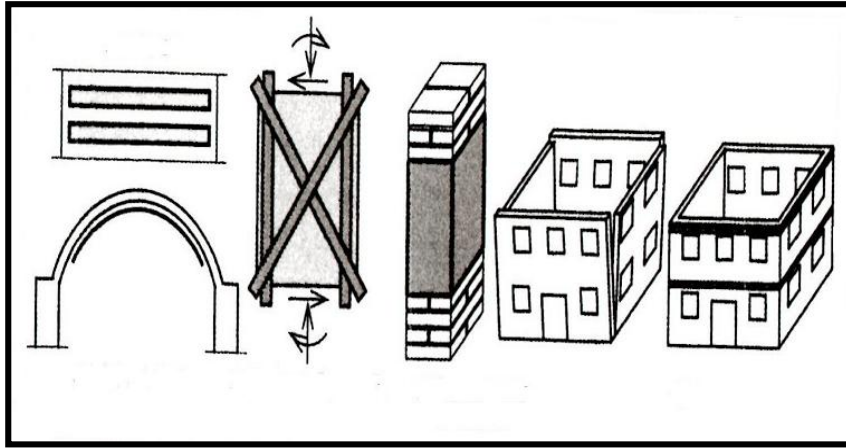
8.1.2.2 Κριτήρια ενισχύσεων με σύνθετα υλικά

Η ενίσχυση μνημείων και κατασκευών ιστορικής σημασίας, μεθοδολογία που χρησιμοποιείται ευρέως σε χώρες με πολλές μνημειακές κατασκευές και έντονο σεισμικό πρόβλημα, όπως η Ιταλία, αποτελεί μία ιδιαίτερα απλή και αναστρέψιμη μεθοδολογία η οποία δεν έχει τύχει προς το παρόν της αντίστοιχης προσοχής στη χώρα μας.

Οι μεθοδολογίες ενίσχυσης που παρουσιάζονται σε αυτό το κεφάλαιο αφορούν τη χρήση σύνθετων υλικών υπό τη μορφή στρώσεων, φύλλων, πλεγμάτων και ράβδων, τα οποία επικολλούνται στα δομικά μέλη με απλή πρόσφυση (π.χ. εποξεικές ή ανόργανες ρητίνες) ή και με χρήση μηχανικών μέσων αγκύρωσης.

Ενισχύσεις με σύνθετα υλικά μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τους ακόλουθους λόγους:

- Καμπτική και διατμητική ενίσχυση, με τα σύνθετα υλικά να αναλαμβάνουν εφελκυστικές τάσεις εντός του συγκεκριμένου δομικού μέλους ή μεταξύ γειτονικών μελών.
- Σύνδεση μεταξύ μελών (π.χ. σύνδεση εγκάρσιων τοίχων).
- Αύξηση δυσκαμψίας πατωμάτων με σκοπό τη διαφραγματική λειτουργία τους.
- Περιορισμός εύρους ρωγμών.
- Περίσφιγξη υποστρωμάτων με σκοπό την αύξηση της θλιπτικής αντοχής και της πλαστιμότητας.
- Μείωση των ωθήσεων σε κατασκευές που δέχονται ωθητικές δυνάμεις.
- Μετατροπή μη φερόντων μελών σε φέροντα μέσω της αύξησης της αντοχής και της δυσκαμψίας τους.



Σχήμα 8.9: Παραδείγματα εφαρμογών ενίσχυσης τοιχοποιίας με σύνθετα υλικά

Το σύνθετο υλικό σε μία ενίσχυση συνεισφέρει όταν βρίσκεται υπό εφελκυσμό. Επίσης πρέπει να αγκυρώνεται μέχρι μια περιοχή όπου η τοιχοποιία βρίσκεται υπό θλίψη.

Για κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία που υφίστανται ανακυκλιζόμενες φορτίσεις (π.χ. σεισμικές φορτίσεις, θερμικές μεταβολές, κλπ), η συνάφεια μεταξύ τοιχοποιίας και σύνθετου υλικού μπορεί να ελαττωθεί σημαντικά κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής. Στην περίπτωση αυτή, συνίσταται να γίνεται αγκύρωση των ενισχύσεων σε κατάλληλες αυλακώσεις της τοιχοποιίας ή χρήση μηχανικών μέσων αγκύρωσης (π.χ. ήλοι από ίνες άνθρακα, υάλου, αραμιδίου).

Προτού εφαρμοστεί μια ενίσχυση σε ένα δομικό μέλος θα πρέπει το μέλος αυτό να έχει τις απαραίτητες μηχανικές ιδιότητες. Αν η τοιχοποιία παρουσιάζει βλάβες, όπως θραύση ή ρηγμάτωση, θα πρέπει πρώτα να γίνεται αποκατάσταση των βλαβών ώστε να καταστεί δυνατή η απαιτούμενη κατανομή των φορτίων μεταξύ της τοιχοποιίας και του σύνθετου υλικού. Θα πρέπει επίσης να λαμβάνονται υπόψη οι φυσικές και χημικές ιδιότητες της τοιχοποιίας.

Μια ενίσχυση που περικλείει πλήρως το ενισχυόμενο μέλος, μπορεί να εμποδίσει την μετάδοση της υγρασίας. Γι' αυτό το λόγο θα πρέπει να αποφεύγεται η εκτεταμένη εφαρμογή τέτοιων διατάξεων, ώστε να εξασφαλίζεται η μετάδοση της υγρασίας.

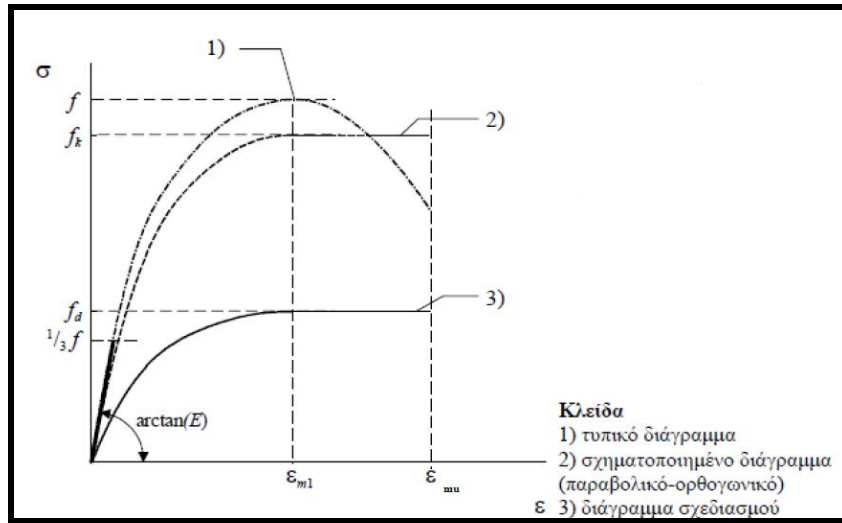
8.1.2.3 Λογική των επεμβάσεων

Για την αξιολόγηση της καταλληλότητας ενός συστήματος ενίσχυσης FRP σε μια συγκεκριμένη εφαρμογή, ο μηχανικός θα πρέπει να αξιολογήσει την υφιστάμενη κατασκευή και να υπολογίσει τη διατιθέμενη φέρουσα ικανότητα, να αναγνωρίσει υφιστάμενες βλάβες και τις αιτίες από τις οποίες προήλθαν και να καθορίσει την κατάσταση της θεμελίωσης. Η συνολική εκτίμηση θα πρέπει να περιλαμβάνει έναν διεξοδικό επί τόπου οπτικό έλεγχο, μέτρηση των μηχανικών χαρακτηριστικών με κατάλληλες μεθόδους, μελέτη των σχεδίων της κατασκευής και μία δομική ανάλυση.

Μορφές αστοχίας τοιχοποιίας ενισχυμένης με σύνθετα υλικά:

- Εκτεταμένη ρηγμάτωση λόγω εφελκυστικών τάσεων στον τοίχο.
- Θλιπτική αστοχία τοιχοποιίας

- Διατμητική ολίσθηση τοιχοποιίας
- Θραύση σύνθετου υλικού
- Αστοχία συνάφειας σύνθετου υλικού-τοιχοποιίας.



Σχήμα 8.10: Διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων τοιχοποιίας

8.1.3 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΣΥΝΘΕΤΑ ΥΛΙΚΑ

Σημείωση: Στα παρακάτω οι τιμές όλων των μεγεθών δίδονται σε N και mm.

8.1.3.1 Υπολογισμός παραμόρφωσης αστοχίας του σύνθετου υλικού

Διακρίνονται δύο περιπτώσεις αστοχίας.

- **Οριακή Κατάσταση Αστοχίας μιας ενίσχυσης λόγω εφελκυσμού:**

Η τάση και η παραμόρφωση αστοχίας σχεδιασμού του σύνθετου υλικού:

$$f_{fRd} = \eta_a \frac{f_{fk}}{\gamma_f} \qquad \varepsilon_{fRd} = \frac{f_{fRd}}{E_f} = \eta_a \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f}$$

Όπου:

f_{fk} : χαρακτηριστική τιμή της αντοχής του σύνθετου υλικού σε εφελκυσμό f_{fu}

E_f : μέτρο ελαστικότητας του σύνθετου υλικού

γ_f : συντελεστής ασφαλείας υλικού

η_a : συντελεστής μετατροπής, εξαρτώμενος από το υλικό της ενίσχυσης και από τις περιβαλλοντικές συνθήκες στις οποίες εκτίθεται.

- **Οριακή Κατάσταση Αστοχίας μιας ενίσχυσης λόγω αστοχίας συνάφειας:**

Η δύναμη, τάση και παραμόρφωση της ενίσχυσης, αντίστοιχα, στην Ο.Κ.Α. α-στοχίας συνάφειας υπολογίζονται από:

$$P_{d,db} = \frac{b_f}{\gamma_{fd}} \sqrt{2\Gamma_{fd} E_f t_f}$$

$$f_{d,db} = \frac{1}{\gamma_{fd}} \sqrt{2 \frac{\Gamma_{fd} E_f}{t_f}}$$

$$\varepsilon_{d,db} = \frac{1}{\gamma_{fd}} \sqrt{2 \frac{\Gamma_{fd}}{t_f E_f}}$$

Όπου:

t_f : το πάχος της ενίσχυσης

Γ_{fd} : υπολογιστική τιμή της ενέργειας θραύσης της διεπιφάνειας ενίσχυσης-τοιχού

γ_M : συντελεστής ασφαλείας τοιχοποιίας

γ_{fd} : μερικός συντελεστής ασφαλείας συνάφειας. Λαμβάνεται 1.2

$$\Gamma_{fd} = \frac{\Gamma_{fk}}{\gamma_M}, \quad \Gamma_{fk} = c_1 \sqrt{f_k f_{mtm}}$$

Όπου:

f_{mtm} : η μέση εφελκυστική αντοχή των λιθοσωμάτων

c_1 : συντελεστής σχετικός με τις πειραματικές δοκιμές. Για απουσία δοκιμών μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 0.015

Σε πολλές περιπτώσεις αγκυρώνεται το σύνθετο υλικό στην τοιχοποιία με μηχανικά μέσα (ήλοι, αγκύρια) για την επίτευξη μεγαλύτερων παραμορφώσεων αστοχίας λόγω συνάφειας.

Ένα τυπικό εύρος της παραμόρφωσης αστοχίας συνάφειας στην περίπτωση αυτή είναι: $\varepsilon_{d,db} = 0.30 \sim 0.35\%$

Το απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης του σύνθετου υλικού δίνεται από τον τύπο:

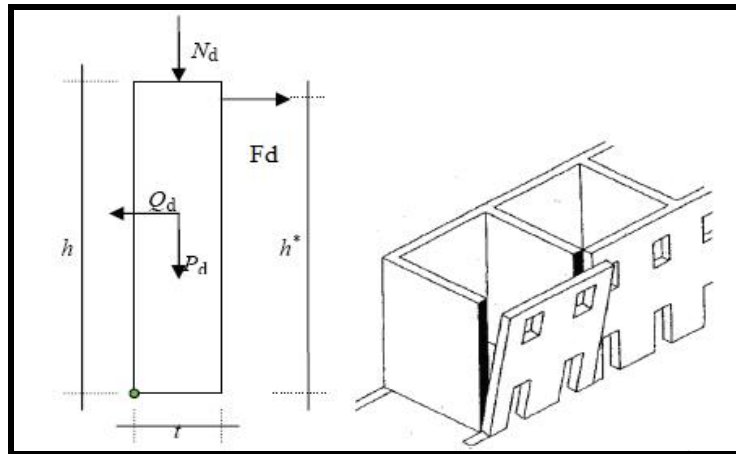
$$L_{eff} = \sqrt{\frac{E_f t_f}{2 f_{mtm}}}$$

Η παραμόρφωση αστοχίας του σύνθετου υλικού προκύπτει τελικά:

$$\varepsilon_{fd} = \min\{\varepsilon_{fRd}, \varepsilon_{d,db}\}$$

8.1.3.2 Ενίσχυση τοιχοποιίας με σύνθετα υλικά έναντι αστοχίας εκτός επιπέδου

Απλή ανατροπή ενός τοίχου (Α.1.1)



Σχήμα 8.11: Απλή ανατροπή τοίχου

Όπου:

h, t: το ύψος και το πλάτος του πεσσού αντίστοιχα

h*: η απόσταση του κέντρου βάρους της ενίσχυσης από τη βάση του τοίχου

N_{sd}: η αξονική δύναμη που ασκείται στην κορυφή του τοίχου

P_d: το ίδιο βάρος του τοίχου

Q_d: η σεισμική δύναμη στον τοίχο, που υπολογίζεται ως εξής:

$$Q_d = P_d \cdot S_a$$

Όπου:

S_a: η σεισμική επιτάχυνση σε g στην εξεταζόμενη στάθμη, που υπολογίζεται από τον τύπο:

$$S_a = 2\gamma a_{gR} S \left(1 + \frac{z}{H} \right)$$

Όπου:

a_{gR}: η εδαφική σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού για έδαφος Α

S: ο εδαφικός συντελεστής για τη συγκεκριμένη κατηγορία εδάφους

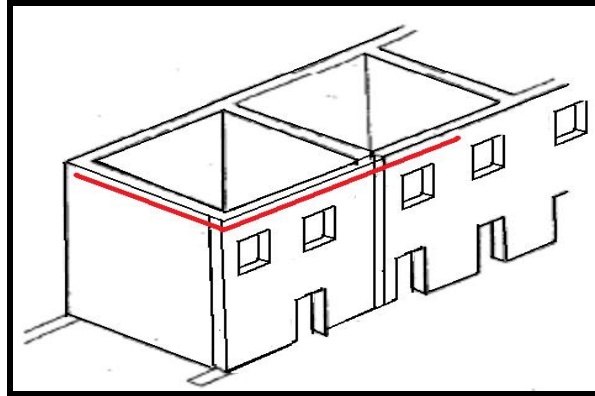
z: το ύψος του κ.β. του εξεταζόμενου τοίχου ως προς στάθμη αναφοράς της κατασκευής

H: το συνολικό ύψος του κτιρίου ως προς την ίδια στάθμη

γ: συντελεστής σπουδαιότητας

F_d: η δύναμη που πρέπει να ασκηθεί για να εμποδιστεί η ανατροπή του τοίχου.

$$F_d = \frac{1}{2h^*} (Q_d h - N_d t - P_d t)$$



Σχήμα 8.12: Μέθοδος ενίσχυσης τοίχου με σύνθετα υλικά έναντι ανατροπής

Πρέπει να διασφαλιστεί ότι ικανοποιούνται οι δύο παρακάτω έλεγχοι:

- Έλεγχος εφελκυστικής αντοχής ενίσχυσης.

$$F_d \leq 2F_{Rd}$$

Όπου:

$$F_{Rd} = A_f f_{fd}$$

A_f : το εμβαδόν της ενίσχυσης από FRP.

f_{fd} : η τάση αστοχίας σε εφελκυσμό του FRP.

- Έλεγχος αντοχής συνάφειας ενίσχυσης-τοίχου.

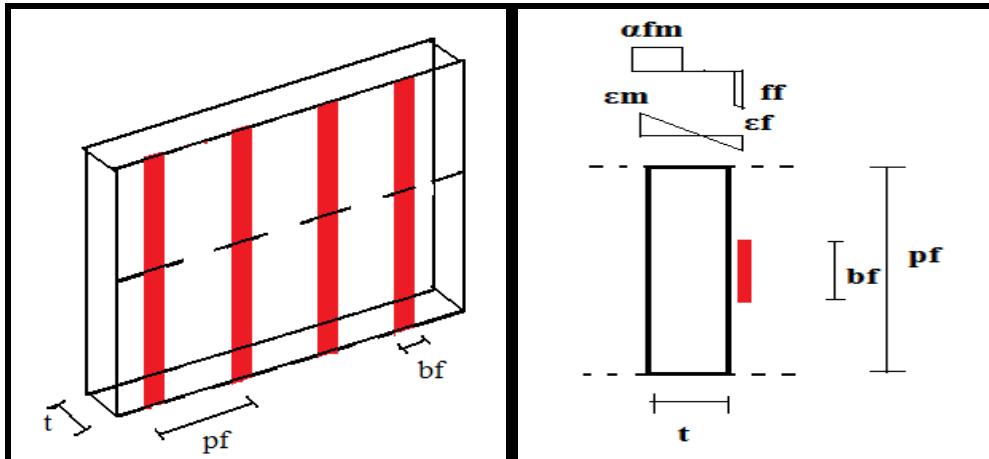
$$F_d \leq 2F_{Pd}$$

Όπου:

$F_{Pd} = A_f f_{Pd}$: η δύναμη συνάφειας που αναπτύσσεται σε καθέναν από τους δύο εγκάρσιους τοίχους.

Κατακόρυφη καμπτική αστοχία ενός τοίχου (A.1.2)

Ο έλεγχος του τοίχου χωρίς ενίσχυση παρουσιάστηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο. Εάν $M_{Rd} < M_{Sd}$, ο τοίχος αστοχεί και απαιτείται ενίσχυση με κατακόρυφες λωρίδες από FRP σύμφωνα με το παρακάτω σχήμα (και στις δύο παρειές του τοίχου). **Ο τοίχος ενισχύεται συμμετρικά στην εσωτερική και εξωτερική παρειά του.**



Σχήμα 8.13: Μορφή ενίσχυσης τοίχου έναντι κατακόρυφης καμπτικής αστοχίας

Σχήμα 8.14: Τομή τοιχοποιίας και ενίσχυσης στην εξεταζόμενη διατομή

Η οριζόντια απόσταση μεταξύ διαδοχικών ενισχύσεων πρέπει να είναι:

$$p_f \leq 3t + b_f$$

Όπου:

t: το πάχος του τοίχου

b_f: το πλάτος της λωρίδας της ενίσχυσης

Μετά την ενίσχυση, ο ενισχυμένος τοίχος ελέγχεται με θεώρηση ενός **συνεργαζόμενου πλάτους τοιχοποιίας p_f** και επίλυση των εξισώσεων ισορροπίας, με την τοιχοποιία να θλίβεται και το σύνθετο υλικό να εφελκύεται.

Για τον έλεγχο αυτόν, γίνεται θεώρηση **ορθογωνικού διαγράμματος θλιπτικών τάσεων**.

Διακρίνονται δύο περιπτώσεις Οριακής Κατάστασης Αστοχίας για την ενισχυμένη με σύνθετο υλικό τοιχοποιία:

- **Θλιπτική αστοχία τοιχοποιίας**

Απλοποιημένη θεώρηση ορθογωνικής κατανομής των τάσεων.

Η θλιπτική δύναμη της τοιχοποιίας και η εφελκυστική δύναμη της ενίσχυσης στην Ο.Κ.Α.:

$$R_c(x) = \alpha \beta f_{md} p_f x$$

$$R_t(x) = \varepsilon_{mu} \frac{t-x}{x} E_f A_f$$

α,β: συντελεστές μείωσης της μέγιστης θλιπτικής τάσης και του ύψους θλιβόμενης ζώνης αντίστοιχα για ορθογωνικό διάγραμμα θλιπτικών τάσεων.

t: το πάχος του τοίχου

p_f: το συνεργαζόμενο πλάτος της τοιχοποιίας

ε_{mu} : η παραμόρφωση θλιπτικής αστοχίας της τοιχοποιίας, η οποία λαμβάνεται ίση με 3.5‰

f_{md} : η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας

A_f : το συνολικό εμβαδό της εφελκυστικής ενίσχυσης

x : το ύψος της θλιβόμενης ζώνης της διατομής, το οποίο δίνεται από τον τύπο:

$$x = \frac{N_{sd} - E_f A_f \varepsilon_{mu} + \sqrt{(E_f A_f \varepsilon_{mu} - N_{sd})^2 + 4\alpha\beta f_{md} p_f E_f A_f \varepsilon_{mu} t}}{2\alpha\beta f_{md} p_f}$$

Η ροπή αντοχής της διατομής για δεδομένη αξονική δύναμη N_{sd} :

$$M_{rd}(N_{sd}) = \frac{\alpha\beta f_{md} p_f x}{2} (t - \beta x) + \frac{\varepsilon_{mu}}{x} (t - x) E_f A_f \frac{t}{2}$$

Έλεγχος παραμορφώσεων: $\varepsilon_f \leq \varepsilon_{fd} \Rightarrow \varepsilon_{mu} \frac{d - x}{x} \leq \varepsilon_{fd}$

- **Αστοχία ενίσχυσης (λόγω θραύσης ενίσχυσης ή αστοχίας αγκύρωσης)**

Η θλιπτική δύναμη της τοιχοποιίας και η εφελκυστική δύναμη της ενίσχυσης αντιστοιχα δίνονται από τους τύπους:

$$R_c(x) = \alpha\beta f_{md} p_f x \quad R_t(x) = \varepsilon_{fd} E_f A_f$$

Το ύψος της θλιβόμενης ζώνης είναι:

$$x = \frac{E_f A_f \varepsilon_{fd} + N_{sd}}{\alpha\beta f_{md} p_f}$$

Η ροπή αντοχής της διατομής στην Ο.Κ.Α. αστοχίας της ενίσχυσης:

$$M_{rd}(N_{sd}) = \frac{\alpha\beta f_{md} p_f x}{2} (t - \beta x) + \varepsilon_{fd} E_f A_f \frac{t}{2}$$

Έλεγχος παραμορφώσεων: $0 \leq \varepsilon_m \leq \varepsilon_{mu} \Rightarrow 0 \leq \varepsilon_{fd} \frac{x}{d - x} \leq \varepsilon_{mu}$

Οριζόντια καμπτική αστοχία (Α.1.3)

Αν αστοχεί ένας τοίχος σε οριζόντια καμπτική αστοχία, τοποθετείται μια λωρίδα FRP στην κορυφή του τοίχου, ώστε να συγκρατήσει το άνω μέρος του τοίχου που α-

στοχεί. Ο τοίχος ενισχύεται συμμετρικά στην εσωτερική και εξωτερική παρειά του.

Υπολογίζεται η δρώσα ροπή M_{Sd} στην κορυφή, στο μέσον του μήκους και υπολογίζεται η ροπή αντοχής M_{Rd} της διατομής αυτής, με θεώρηση συνεργαζόμενου πλάτους b_{eff} ίσου με το μισό του ύψους του τοίχου.

8.1.3.3 Ενίσχυση τοιχοποιίας με σύνθετα υλικά έναντι αστοχίας εντός επιπέδου

Ενίσχυση τοιχοποιίας με σύνθετα υλικά έναντι αστοχίας σε ορθή κάμψη εντός επιπέδου (Α.2.1)

Σε αυτήν την περίπτωση, τοποθετούνται δύο παράλληλες λωρίδες σύνθετου υλικού, στα άκρα του στοιχείου, κατακόρυφες για πεσσούς και οριζόντιες για υπέρθυρα. Το στοιχείο ενισχύεται συμμετρικά στην εσωτερική και εξωτερική παρειά του.

Για τον έλεγχο αυτόν, γίνεται θεώρηση ορθογωνικού διαγράμματος θλιπτικών τάσεων.

Διακρίνονται δύο περιπτώσεις Οριακής Κατάστασης Αστοχίας για την ενισχυμένη με σύνθετο υλικό τοιχοποιία (σχήμα):

- **Θλιπτική αστοχία τοιχοποιίας**

Στην περίπτωση αυτή η θλιπτική δύναμη της τοιχοποιίας και η εφελκυστική δύναμη της ενίσχυσης στην Ο.Κ.Α. δίνονται αντίστοιχα από τους τύπους:

$$R_c(x) = \alpha \beta f_{md} t x \quad R_t(x) = \varepsilon_{mu} \frac{d-x}{x} E_f A_f$$

Όπου:

α, β : συντελεστές μείωσης της μέγιστης θλιπτικής τάσης και του ύψους θλιβόμενης ζώνης αντίστοιχα για ορθογωνικό διάγραμμα θλιπτικών τάσεων

d : το στατικό ύψος της διατομής (απόσταση πλέον θλιβόμενης ίνας από το κ.β. της ενίσχυσης)

ε_{mu} : η παραμόρφωση θλιπτικής αστοχίας της τοιχοποιίας, η οποία λαμβάνεται ίση με 3.5‰

f_{md} : η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας

A_f : το συνολικό εμβαδό της εφελκυστικής ενίσχυσης

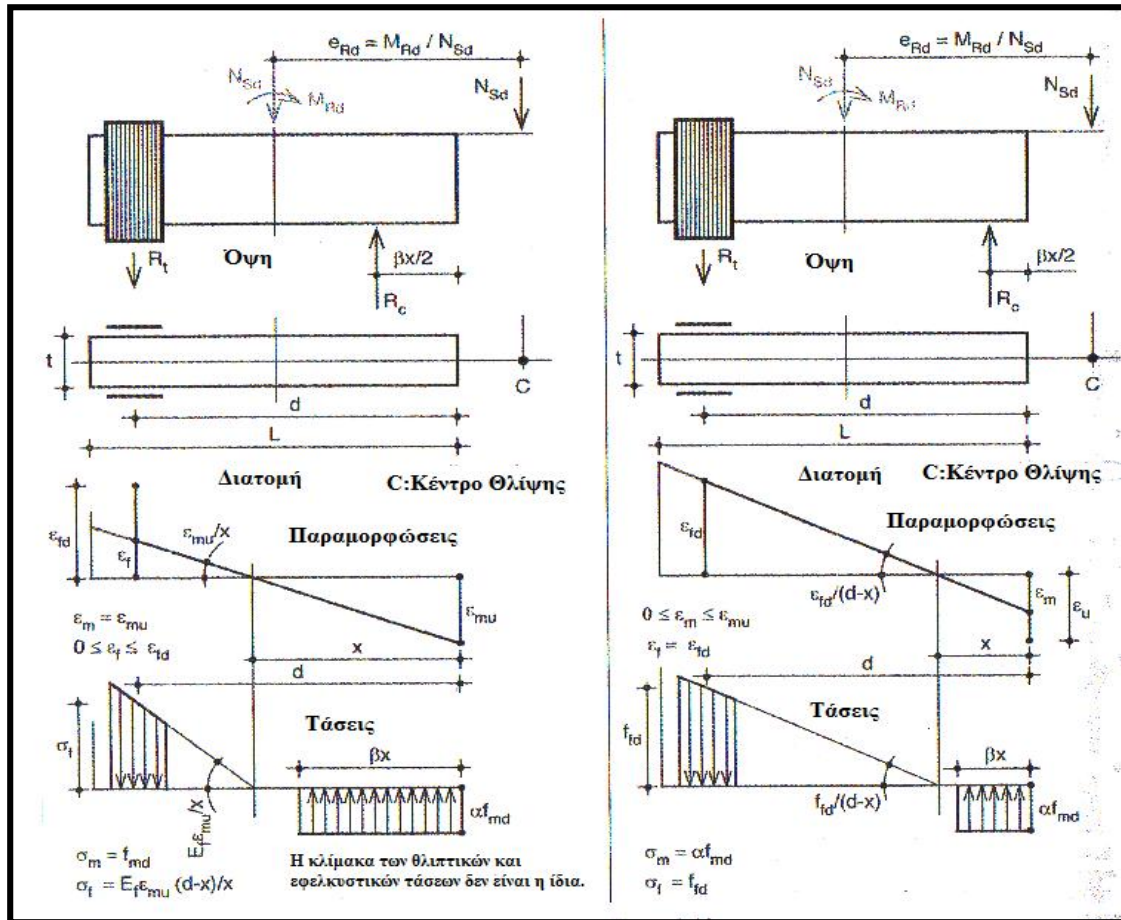
x : το ύψος της θλιβόμενης ζώνης της διατομής, το οποίο δίνεται από τον τύπο:

$$x = \frac{N_{Sd} - E_f A_f \varepsilon_{mu} + \sqrt{(E_f A_f \varepsilon_{mu} - N_{Sd})^2 + 4 \alpha \beta f_{md} t E_f A_f \varepsilon_{mu} d}}{2 \alpha \beta f_{md} t}$$

Η ροπή αντοχής της διατομής για δεδομένη αξονική δύναμη N_{Sd} είναι σε αυτήν την περίπτωση:

$$M_{Rd}(N_{Sd}) = \frac{\alpha \beta f_{md} t x}{2} (L - \beta x) + \frac{\varepsilon_{mu}}{x} (d - x) E_f A_f \left(d - \frac{L}{2} \right)$$

Έλεγχος παραμορφώσεων: $\varepsilon_f \leq \varepsilon_{fd} \Rightarrow \varepsilon_{mu} \frac{d-x}{x} \leq \varepsilon_{fd}$



Σχήμα 8.15: Διαγράμματα τάσεων και παραμορφώσεων για τις περιπτώσεις αστοχίας της τοιχοποιίας και της ενίσχυσης, αντίστοιχα

- Αστοχία ενίσχυσης (λόγω θραύσης ενίσχυσης ή αστοχίας αγκύρωσης)

Η θλιπτική δύναμη της τοιχοποιίας και η εφελκυστική δύναμη της ενίσχυσης αντίστοιχα δίνονται από τους τύπους:

$$R_c(x) = \alpha \beta f_{md} t x$$

$$R_t(x) = \varepsilon_{fd} E_f A_f$$

Το ύψος της θλιβόμενης ζώνης είναι:

$$x = \frac{E_f A_f \varepsilon_{fd} + N_{sd}}{\alpha \beta f_{md} t}$$

Η ροπή αντοχή της διατομής στην Ο.Κ.Α. αστοχίας της ενίσχυσης:

$$M_{Rd}(N_{Sd}) = \frac{\alpha \beta f_{md} t x}{2} (L - \beta x) + \varepsilon_{fd} E_f A_f \left(d - \frac{L}{2} \right)$$

Έλεγχος παραμορφώσεων: $0 \leq \varepsilon_m \leq \varepsilon_{mu} \Rightarrow 0 \leq \varepsilon_{fd} \frac{x}{d-x} \leq \varepsilon_{mu}$

Ενίσχυση τοιχοποιίας με σύνθετα υλικά έναντι διάτμησης (A.2.2)

Διακρίνονται δύο μέθοδοι ενίσχυσης:

- (1) Τοποθέτηση διατμητικών ενισχύσεων παράλληλα με τη διεύθυνση της διατμητικής δύναμης.
- (2) Τοποθέτηση διαγώνιων ενισχύσεων.

Το κάθε στοιχείο ενισχύεται συμμετρικά στην εσωτερική και εξωτερική παρειά του.

(1) Παράλληλη τοποθέτηση

d: το στατικό ύψος της διατομής

A_f: το εμβαδόν μίας διατμητικής ενίσχυσης

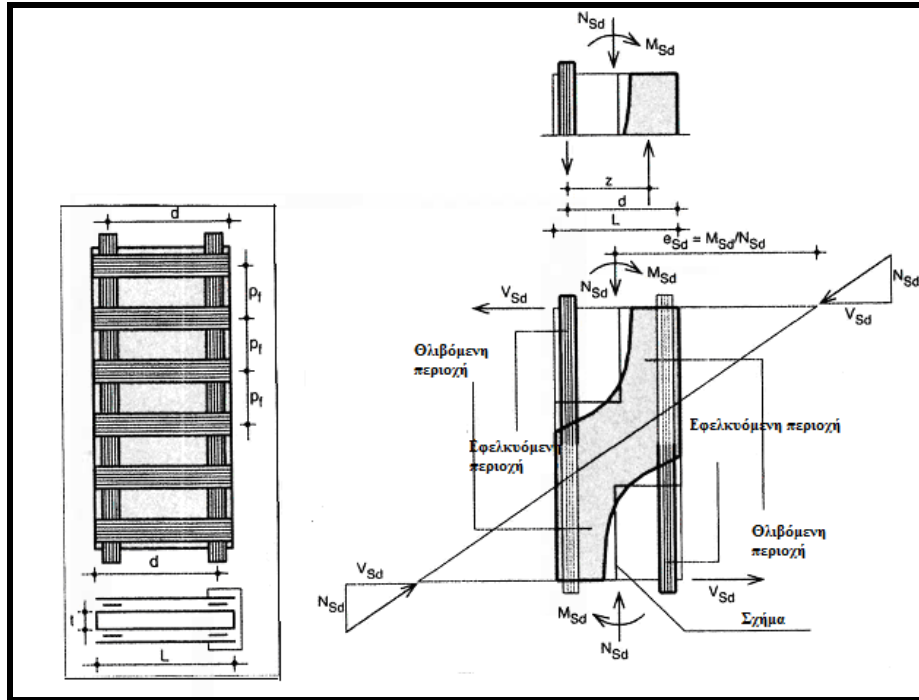
ε_{fd}: παραμόρφωση αστοχίας σε διάτμηση των ενισχύσεων, υπολογίζεται ανάλογα με την περίπτωση της κάμψης

r_f: απόσταση μεταξύ διαδοχικών ενισχύσεων

N_{Sd}, M_{Sd}: η αξονική δύναμη και η ροπή κάμψης σχεδιασμού στις ακραίες διατομές του τοίχου

Παρατήρηση 1: Στις περιπτώσεις που τοποθετούνται παράλληλες διατμητικές ενισχύσεις, τοποθετούνται επίσης, **ακόμα και εάν δεν απαιτούνται**, δύο παράλληλες ενισχύσεις, κατακόρυφες για τους πεσσούς και οριζόντιες για τα υπέρθυρα. Οι ενισχύσεις αυτές τοποθετούνται ως κατασκευαστικά μέτρα υπέρ της ασφαλείας (προσδίδουν υπεραντοχή).

Παρατήρηση 2: Εάν το στοιχείο αστοχεί και σε κάμψη επιλέγεται πάντοτε η παράλληλη τοποθέτηση.



Σχήμα 8.16: Μορφή διατμητικής ενίσχυσης πεσσού και διατμητική λειτουργία του πεσσού

Το στατικό ύψος της διατομής:

$$d = L - \frac{b_f}{2}$$

Η τέμνουσα αντοχής της ενίσχυσης:

$$V_{Rdf} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} 0.6 \frac{A_{fv} E_f \varepsilon_{fdv}}{p_f} d$$

Η συνεισφορά της τοιχοποιίας στην διατμητική αντοχή:

$$V_{Rdm} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \left(dt f_{vd0} + \frac{0.4}{\gamma_M} N_{sd} \right)$$

Όπου:

f_{vd0} : η συνοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας

γ_{Rd} : συντελεστής ασφαλείας ίσος με 1.2

Η αντοχή των λοξών θλιπτήρων της τοιχοποιίας είναι:

$$V_{Rd \max} = 0.3 f_{mbd} t d$$

Όπου:

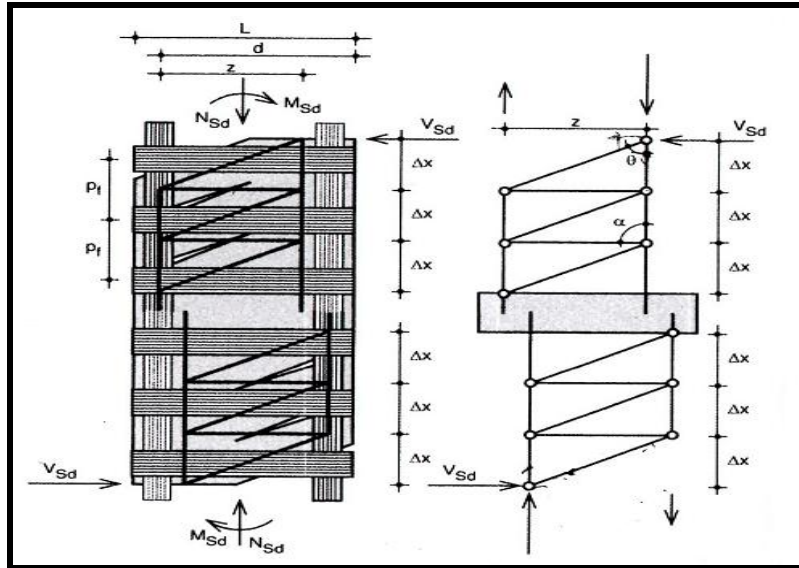
f_{mbd} : η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας στη διεύθυνση των λοξών θλιπτήρων. Μπορεί να λαμβάνεται ίση με f_{md}

Η τέμνουσα αντοχής σχεδιασμού της ενισχυμένης διατομής δίνεται τελικά από τον τύπο:

$$V_{Rd} = \min \{ V_{Rdf} + V_{Rdm}, V_{Rd \max} \}$$

Σημείωση: Η απόσταση μεταξύ διαδοχικών ενισχύσεων πρέπει να είναι:

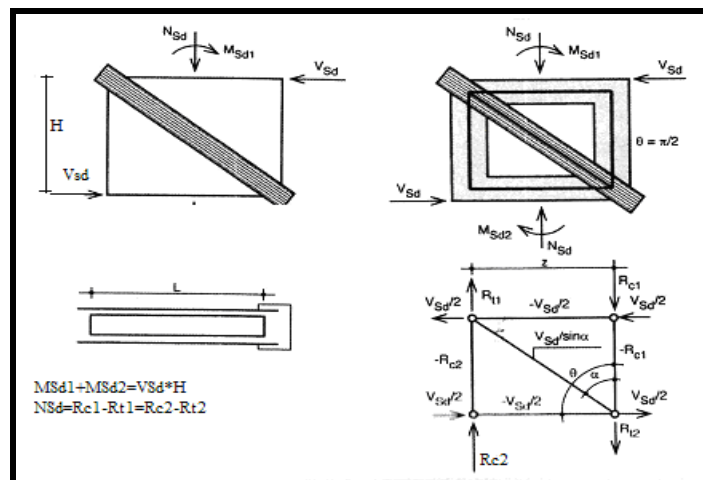
$$p_f \leq (0.5 \sim 0.6)d$$

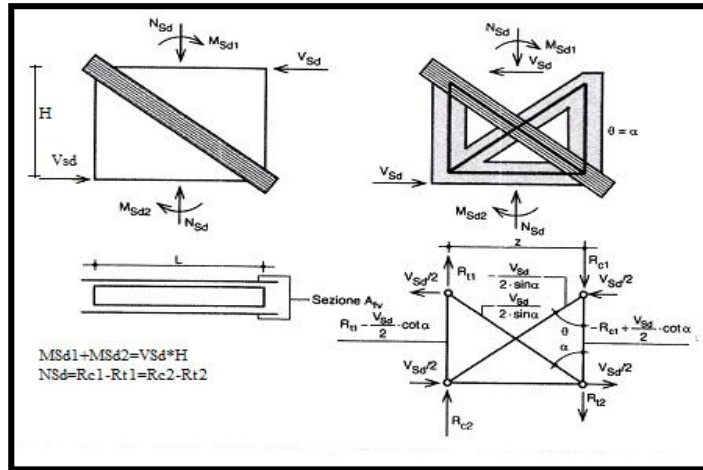


Σχήμα 8.17: Το ιδεατό δικτύωμα που αναπτύσσεται στον ενισχυμένο πεσσό που καταπονείται διατμητικά

(2) Τοποθέτηση σε μορφή διαγωνίων

Παρουσιάζεται η ενίσχυση με διαγώνιες λωρίδες σύνθετου υλικού ενός πεσσού, σύμφωνα με το παρακάτω σχήμα:





Σχήματα 8.18, 8.19: Οι δύο πιθανοί τύποι δικτυώματος

Όπως φαίνεται στα παραπάνω σχήματα, υπάρχουν δύο τύποι δικτυωμάτων που μπορούν να αναπτυχθούν όταν ένα ενισχυμένο με διαγώνιες ενισχύσεις μέλος υποβάλλεται σε διάτμηση. Για τη διατμητική δύναμη θεωρείται ότι ασκείται το μισό της σε κάθε άκρο του πεσσού.

Στον **τύπο δικτυώματος Α**, οι θλιπτήρες της τοιχοποιίας είναι παράλληλοι προς τη διεύθυνση της διατμητικής δύναμης και η ενίσχυση αναλαμβάνει ολόκληρη τη διατμητική δύναμη.

Στον **τύπο δικτυώματος Β**, συμμετέχει ένας διαγώνιος θλιπτήρας τοιχοποιίας, οπότε η διατμητική δύναμη μοιράζεται μεταξύ αυτού και της ενίσχυσης.

d: το στατικό ύψος της διατομής:
$$d = L - \frac{b_f}{2}$$

z: μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων, λαμβάνεται ίσος με (0.75~0.90d)

A_{fV}: συνολική διατομή της ενίσχυσης σε κάθε διεύθυνση

ε_{fdv}: παραμόρφωση αστοχίας σχεδιασμού της ενίσχυσης, η οποία υπολογίζεται σύμφωνα με τα προηγούμενα

E_f: το μέτρο ελαστικότητας του σύνθετου υλικού

N_{sd}: η αξονική δύναμη σχεδιασμού εντός επιπέδου, στις ακραίες διατομές του εξεταζόμενου στοιχείου

M_{sd1}, M_{sd2}: οι ροπές κάμψης σχεδιασμού εντός επιπέδου, στις ακραίες διατομές του εξεταζόμενου στοιχείου

α: η γωνία που σχηματίζουν οι ενισχύσεις με το οριζόντιο/κάθετο επίπεδο

f_{mbd}: θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας στη διεύθυνση των λοξών θλιπτήρων. Μπορεί να λαμβάνεται ίση με f_{md}/2

Παρατήρηση: Στις περιπτώσεις που τοποθετούνται διαγώνιες διατμητικές ενισχύσεις, τοποθετούνται επίσης, **ακόμα και εάν δεν απαιτούνται**, δύο παράλληλες ενισχύσεις, κατακόρυφες για τους πεσσούς και οριζόντιες για τα υπέρθυρα. Οι ενισχύσεις αυτές τοποθετούνται ως κατασκευαστικά μέτρα υπέρ της ασφαλείας (προσδίδουν υπεραντοχή).

Πρέπει για κάθε εξεταζόμενο στοιχείο να γίνεται θεώρηση και των δύο τύπων δικτυωμάτων και να επιλέγεται η δυσμενέστερη περίπτωση για τις αντοχές. Η τέμνουσα αντοχής της διατομής υπολογίζεται ως εξής:

Τύπος δικτυώματος Α:

Η αξονική δύναμη που δρα στην ενίσχυση: $N_f = \frac{V_{Sd}}{\sin \alpha}$

Η αξονική δύναμη αντοχής της ενίσχυσης: $N_{Rdf} = A_{fv} E_f \varepsilon_{fdv}$

Η τέμνουσα για την οποία αστοχεί η ενίσχυση: $V_{Rdf} = A_{fv} E_f \varepsilon_{fdv} \sin \alpha$

Η συνεισφορά σε διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας:

$$V_{Rdm} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \left(dtf_{vd0} + \frac{0.4}{\gamma_M} N_{Sd} \right)$$

Η αντοχή του διαγώνιου θλιπτήρα τοιχοποιίας: $V_{Rd \max} = f_{mbd} t z \cot \alpha$

Τύπος δικτυώματος Β:

Η αξονική δύναμη που δρα στην ενίσχυση: $N_f = \frac{V_{Sd}}{2 \sin \alpha}$

Η αξονική δύναμη αντοχής της ενίσχυσης: $N_{Rdf} = A_{fv} E_f \varepsilon_{fdv}$

Η τέμνουσα για την οποία αστοχεί η ενίσχυση:

$$V_{Rdf} = 2 A_{fv} E_f \varepsilon_{fdv} \sin \alpha$$

Η συνεισφορά σε διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας:

$$V_{Rdm} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \left(dtf_{vd0} + \frac{0.4}{\gamma_M} N_{Sd} \right)$$

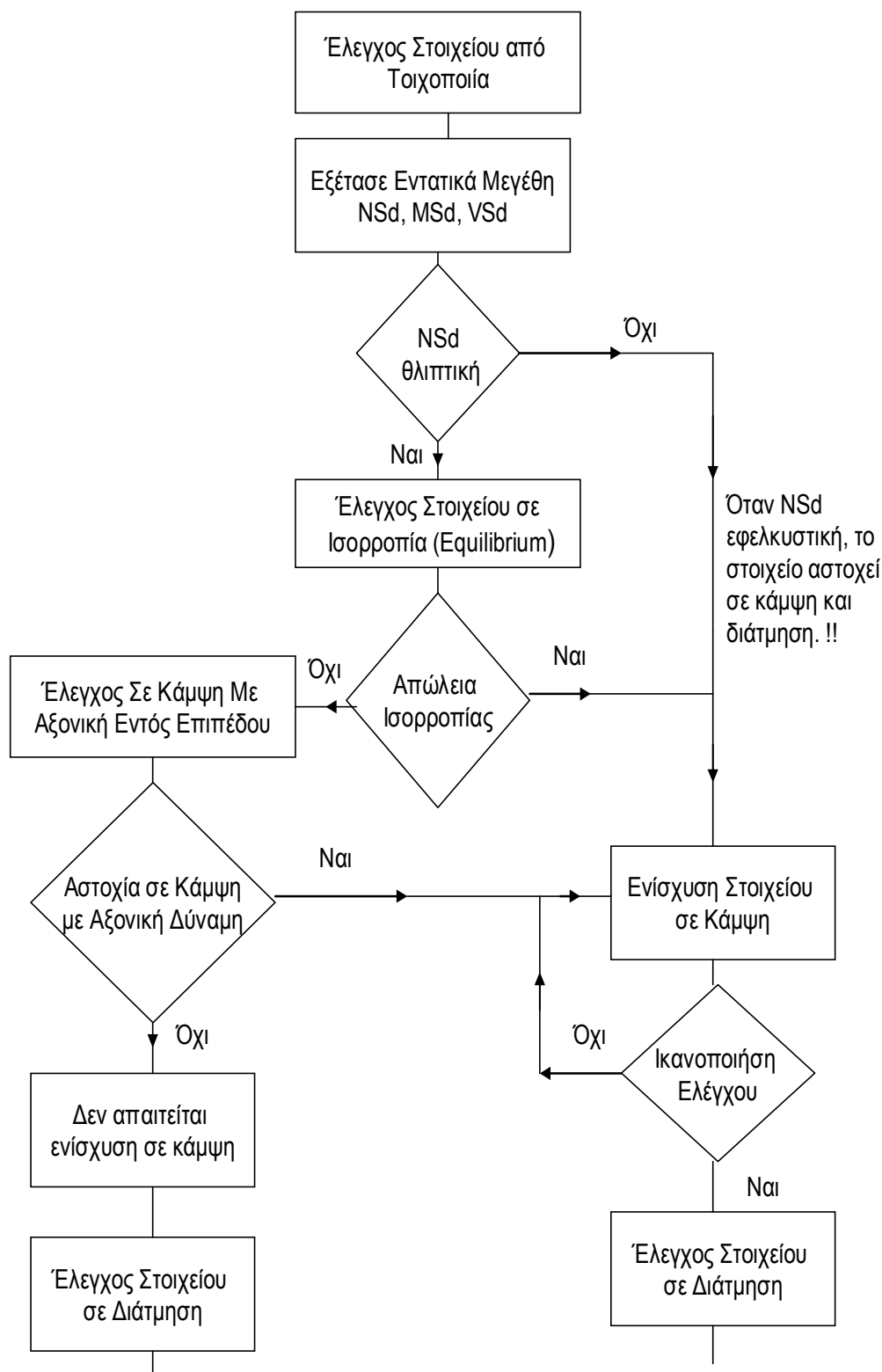
Η αντοχή του διαγώνιου θλιπτήρα τοιχοποιίας:

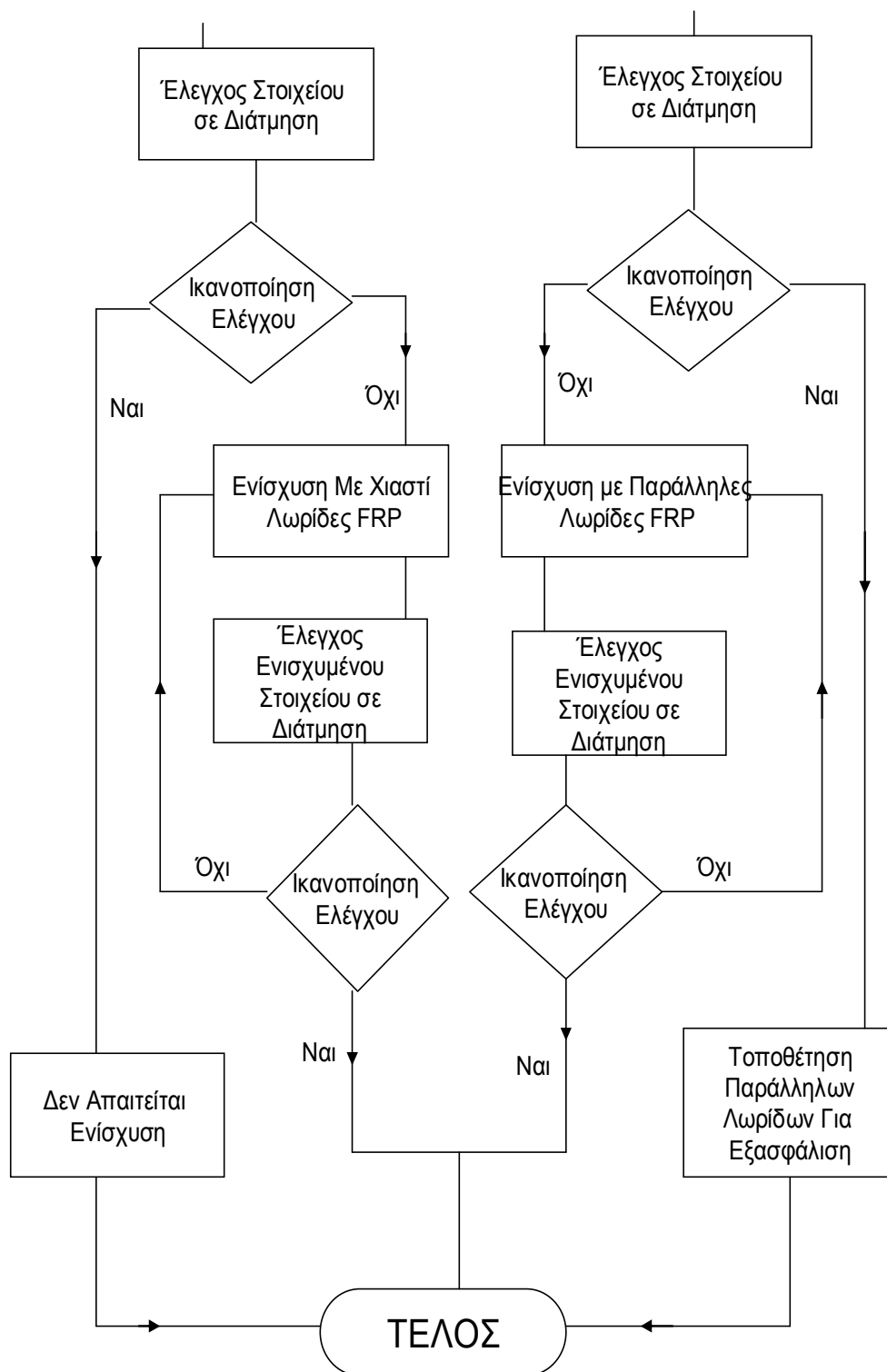
$$V_{Rd \max} = 2 f_{mbd} t z \sin \alpha \cos \alpha$$

Η τέμνουσα αντοχής σχεδιασμού της ενισχυμένης διατομής, για κάθε έναν τύπο δικτυώματος, υπολογίζεται τελικά από τον τύπο:

$$V_{Rd} = \min \{ V_{Rdf} + V_{Rdm}, V_{Rd \max} \}$$

ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΡΟΗΣ ΓΙΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ ΜΕ FRP ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ



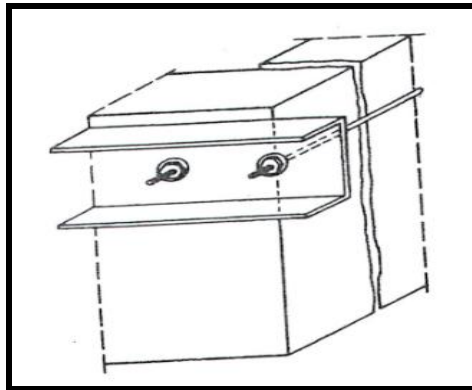


Σχήμα 8.20: Διάγραμμα ροής για την ενίσχυση στοιχείων από τοιχοποιία με σύνθετα υλικά

8.2 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΔΙΑΤΑΞΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΕΛΚΥΣΤΗΡΩΝ

Οι ελκυστήρες χρησιμοποιούνται για την άρση βλαβών (π.χ. αποκολλήσεις διασταυρούμενων τοίχων, εφελκυσμός υπέρθυρων) και για τη βελτίωση της μηχανικής συμπεριφοράς λιθοδομών μέσω της εφαρμογής ευνοϊκών χαμηλών θλιπτικών τάσεων.

Τοποθετούνται εξωτερικά ή εσωτερικά (σε οπές που ανοίγονται στη μάζα του τοίχου) και μπορεί να είναι προεντεταμένοι, οπότε λειτουργούν ενεργητικά, ή και μη προεντεταμένοι, οπότε λειτουργούν παθητικά. Η διάταξή τους μπορεί να είναι οριζόντια ή και κατακόρυφη.



Σχήμα 8.21: Σύνδεση αποκολλημένων τοίχων με μεταλλικούς ελκυστήρες. (Συντακτική Επιτροπή ΕΜΠ, 1978)

Ευθύγραμμοι τένοντες χρησιμοποιούνται συνήθως για την περιμετρική περίσφιγξη τοιχοποιιών και για την αποκατάσταση λειτουργίας ελκυστήρα σε καμπύλους γραμμικούς ή επιφανειακούς φορείς.

Με τους ελκυστήρες και τους τένοντες επιτυγχάνεται βελτίωση της συμπεριφοράς της τοιχοποιίας έναντι οριζοντίων, σεισμικών κυρίως, μετακινήσεων. Στους προεντεταμένους ελκυστήρες και τένοντες παρατηρείται χαλάρωση με την πάροδο του χρόνου λόγω άμεσων παραμορφώσεων και ερπυσμού της τοιχοποιίας, καθώς και ολίσθηση στις αγκυρώσεις. Για το λόγο αυτό εφαρμόζονται μικρές τάσεις προέντασης και απαιτείται συστηματικός έλεγχος.

Ένα πολύ σημαντικό πλεονέκτημα της διάταξης ελκυστήρων σε σχέση με τις περισσότερες άλλες επεμβάσεις αποτελεί η πλήρης αναστρεψιμότητα της συγκεκριμένης επέμβασης, η οποία την καθιστά ιδεατή για εφαρμογή σε κατασκευές ιδιαίτερης πολιτιστικής και ιστορικής σημασίας.

Διαστασιολόγηση διατομής ελκυστήρα.

Οι ελκυστήρες σχεδιάζονται έτσι ώστε να έχουν τάση σημαντικά μικρότερη από το όριο διαρροής τους. Το απαιτούμενο εμβαδόν του ελκυστήρα:

$$A_s = \frac{N_{sd}}{0.5f_y}$$

Διαστασιολόγηση διατομής πλάκας αγκυρώσεως.

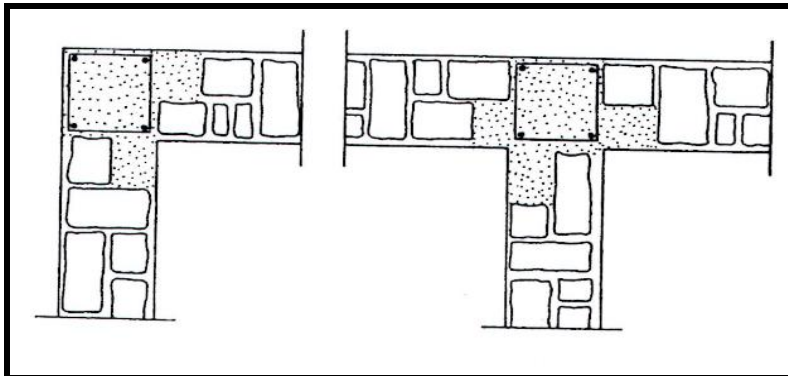
Απαιτείται έλεγχος των τοπικών θλιπτικών τάσεων στις αγκυρώσεις, ώστε να αποφεύγεται τοπική αστοχία της τοιχοποιίας.

Το απαιτούμενο εμβαδόν της πλάκας αγκυρώσεως:

$$A_{\pi\lambda} = \frac{N_{Sd}}{f_{md} / 3}$$

8.3 ΣΥΡΡΑΦΗ ΓΩΝΙΩΝ ΤΟΙΧΩΝ**8.3.1 ΧΥΤΕΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ**

Για την χύτευση υποστυλώματος, αρχικά αφαιρούνται τα λιθοσώματα γύρω από το σημείο όπου θα πραγματοποιηθεί η χύτευση. Στη συνέχεια τοποθετούνται τα καλούπια και χυτεύεται υποστύλωμα με οπλισμό 4Φ14 και συνδετήρες Φ10/200.

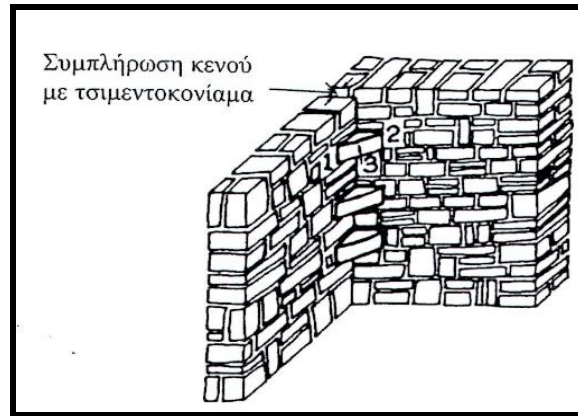


Σχήμα 8.22: Οριζόντια τομή συρραφής με χύτευση υποστυλώματος. (Συντακτική Επιτροπή ΕΜΠ, 1978)

8.3.2 ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΩΝ

Ένας εναλλακτικός τρόπος για τη σύνδεση τοίχων, με διάταξη όπως φαίνεται στο Σχήμα 8.23, είναι η προσθήκη λιθοσωμάτων.

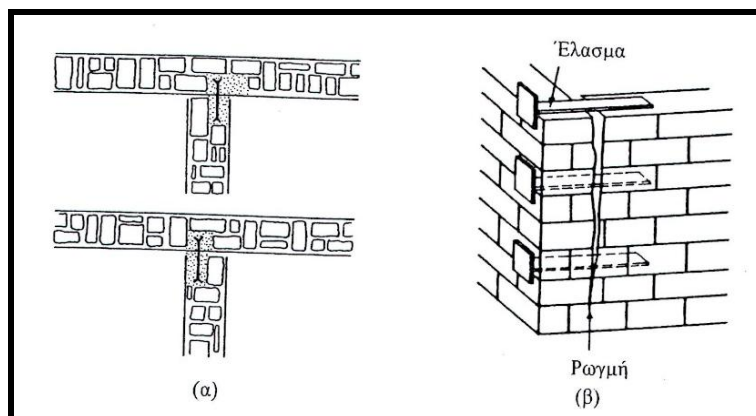
Αρχικά γίνεται αφαίρεση συζυγών λίθων/πλίνθων από κάθε εγκάρσιο τοίχο και αντικατάστασή τους από νέο λιθόσωμα κολυπητό σε κονίαμα συμβατό με το υφιστάμενο. Η διαδικασία επαναλαμβάνεται ανά 0.5-1.0m καθ' ύψος, εσωτερικά και εξωτερικά. Στη συνέχεια συμπληρώνεται το κενό ανάμεσα στους τοίχους με κονίαμα.



Σχήμα 8.23: Συρραφή γωνίας τοίχων με λιθοσώματα. (Συντακτική Επιτροπή ΕΜΠ, 1978)

8.3.3 ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΤΖΙΝΕΤΙΩΝ Ή ΕΛΑΣΜΑΤΩΝ

Εναλλακτικά με τις δύο προηγούμενες μεθόδους, μπορούν να διαταχθούν τζινέτια ή ελάσματα ανάμεσα σε διαδοχικές στρώσεις λιθοσωμάτων, περιβαλλόμενα από ισχυρό τσιμεντοκονίαμα. Συνήθως εφαρμόζεται σε λιθοδομές με σαφείς οριζόντιους αρμούς κονιάματος.

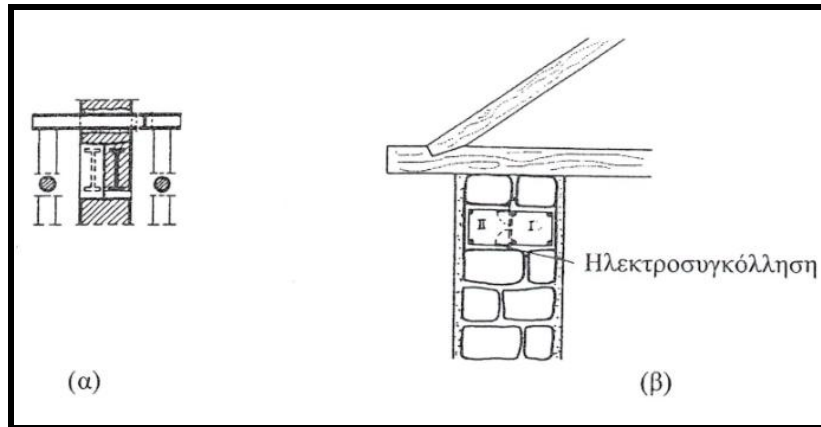


Σχήμα 8.24: Συρραφή (α) με τζινέτια και (β) με ελάσματα (Συντακτική Επιτροπή ΕΜΠ, 1978)

8.4 ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΣΗ Ή ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΔΙΑΖΩΜΑΤΩΝ ΚΑΙ ΔΙ-ΑΦΡΑΓΜΑΤΟΠΟΙΗΣΗ

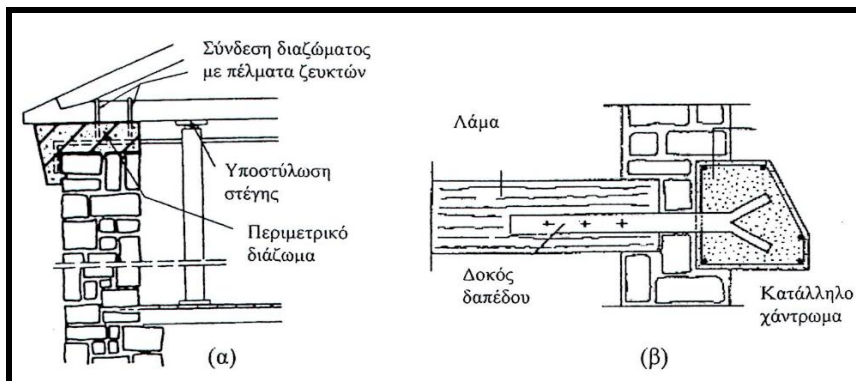
Η ύπαρξη διαζωμάτων είναι ιδιαίτερα σημαντική για τη μεταφορά των σεισμικών δυνάμεων στα κατακόρυφα στοιχεία, για τη σύνδεση και «δυσκαμπτοποίηση» των τοίχων (εξασφάλιση λειτουργίας κιβωτίου) και για την ομοιόμορφη κατανομή των φορτίων της στέγης στους τοίχους.

Εάν το διάζωμα πρόκειται να κατασκευαστεί στην κορυφή των τοίχων, απαιτείται ανάσχυση ή υποστήλωση της στέγης. Εάν γίνεται σε χαμηλότερη στάθμη, μπορεί να κατασκευαστεί τμηματικά, σε δύο «μισά» κατά την έννοια του πάχους.



Σχήμα 8.25: Μεταλλικό διάζωμα (α) και διάζωμα οπλισμένου σκυροδέματος (β) (Συντακτική Επιτροπή ΕΜΠ, 1978)

Η διαφραγματοποίηση της κορυφής του κτιρίου προσφέρει ακόμα καλύτερη συμπεριφορά και κατανομή σεισμικών δυνάμεων. Επισημαίνεται πως η εφαρμογή της μεθόδου απαιτεί ομογενοποίηση της τοιχοποιίας. Μπορεί να επιτευχθεί με διάφορους τρόπους, από μερική έως πλήρης διαφραγματοποίηση: ελκυστήρες ζευκτών, δοκοί πατωμάτων ή πλάκα σκυροδέματος.



Σχήμα 8.26: Σύνδεση εγκάρσιων (στους τοίχους) στοιχείων με τα διαζώματα (Συντακτική Επιτροπή ΕΜΠ, 1978)

Περισσότερες πληροφορίες για τις μεθόδους αυτές έχουν παρουσιαστεί στο κεφάλαιο 6.

8.5 ΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΕΠΙΧΡΙΣΜΑΤΑ/MANΔΥΕΣ

Φέρουσα Ικανότητα έναντι θλίψης (τιμή σχεδιασμού)

Προκύπτει ως το άθροισμα της συμβολής της τοιχοποιίας, του σκυροδέματος και του κατακόρυφου οπλισμού:

$$N_{Rd,ολ} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} [A_w f_{wd} + k(A_c f_{cd} + A_{sy} f_{yd})]$$

Όπου:

$1/\gamma_{Rd}$: μειωτικός συντελεστής που εκφράζει τις αβεβαιότητες του προσομοιώματος και λαμβάνεται ίσος με 0.80

k : 1 ή 2 για μονόπλευρο ή αμφίπλευρο μανδύα αντιστοίχως

A_w : το εμβαδόν της διατομής του τοίχου

f_{wd} : η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας

$[A_c f_{cd} + A_{sy} f_{yd}]$: η φέρουσα ικανότητα του μανδύα έναντι θλίψης

Αντοχή έναντι τέμνουσας (τιμή σχεδιασμού)

$$f_{w,overall} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} (k f_c + f_{w,f})$$

Όπου:

$1/\gamma_{Rd}$: μειωτικός συντελεστής που εκφράζει τις αβεβαιότητες του προσομοιώματος και λαμβάνεται ίσος με 0.80

k : 1 ή 2 για μονόπλευρο ή αμφίπλευρο μανδύα αντιστοίχως

$f_{w,f}$: η τελική αντοχή (τιμή σχεδιασμού της τοιχοποιίας σε διάτμηση

$f_c = \rho 2/3 f_{yd}$: η συμμετοχή του οπλισμού στην ανάληψη τέμνουσας

$\rho = \rho_v = \rho_h$: ποσοστά του οριζόντιου και κατακόρυφου οπλισμού του επιχρίσματος/μανδύα αντιστοίχως

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9

ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ ΣΤΗΝ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ

Η χρήση του παλιού σχολείου ως πολιτιστικό κέντρο επιβάλλει την εφαρμογή επεμβάσεων, οι οποίες να αλλοιώνουν όσο το δυνατόν λιγότερο την αρχιτεκτονική διαμόρφωση του κτιρίου, κυρίως στην πρόσοψη, στην οποία θα είναι εμφανής η τοιχοποιία.

Ακολουθώς παρουσιάζονται εναλλακτικές προτάσεις επεμβάσεων από τις οποίες θα επιλεγούν, ανάλογα με την οικονομία και τη δυνατότητα ευκολίας εφαρμογής τους, οι καταλληλότερες ή συνδυασμός τους.

Οι μέθοδοι αυτές και οι αντίστοιχες ενότητες είναι:

9.1 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΔΙΑΤΑΞΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΕΛΚΥΣΤΗΡΩΝ.....	147
9.2 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ FRP.....	149
9.2.1 ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ: ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΠΕΣΣΟΥ ΕΝΑΝΤΙ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΟΡΘΗΣ ΚΑΜΨΗΣ ΚΑΙ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΜΕ ΠΑΡΑΛΛΗΛΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ.....	150
9.2.2 ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ: ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΕΡΘΥΡΟΥ ΕΝΑΝΤΙ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΜΕ ΧΙΑΣΤΙ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ.....	153
9.2.3 ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ: ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΠΕΣΣΟΥ ΕΝΑΝΤΙ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗΣ ΜΕ ΠΑΡΑΛΛΗΛΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ.....	156
9.2.4 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΕΛΙΚΩΝ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ ΜΕ ΣΥΝΘΕΤΑ ΥΛΙΚΑ ΣΤΟ ΚΤΗΡΙΟ.....	157
9.3 ΧΥΤΕΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ.....	159
9.4 ΑΝΑΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΓΩΝΙΩΝ ΜΕ ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΩΝ.....	159
9.5 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΜΑΝΔΥΕΣ ΑΠΟ Ο/Σ.....	161
9.6 ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΑΠΟ Ο/Σ ΜΕ FRP.....	161
9.7 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΕΞΩΣΤΗ ΜΕ ΜΑΝΔΥΕΣ Ο/Σ.....	162
9.8 ΕΠΙΣΚΕΥΕΣ ΜΙΚΡΩΝ ΒΛΑΒΩΝ ΣΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΠΟ Ο/Σ.....	163
9.9 ΑΠΟΣΤΡΑΓΓΙΣΤΙΚΑ ΜΕΤΡΑ.....	163

9.1 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΔΙΑΤΑΞΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΕΛΚΥΣΤΗΡΩΝ

Στις στάθμες των υπέρθυρων καθ' ύψος κάθε όψης, για τις τρεις όψεις του κτιρίου, θα τοποθετηθούν οριζόντιοι μεταλλικοί ελκυστήρες για την ανάληψη της εφελκυστικής οριζόντιας αξονικής δύναμης.

Διαστασιολόγηση διατομής ελκυστήρα.

Ο χάλυβας των ελκυστήρων θα είναι ποιότητας S355 με τάση διαρροής 355 MPa. Στη στάθμη των υπέρθυρων του ισογείου για την πρόσοψη, η μέγιστη εφελκυστική δύναμη είναι 100 kN.

στική δύναμη είναι $N_{sd}=25.9\text{kN}$ για το συνδυασμό 2 (Πίνακας 7.11). Οι ελκυστήρες σχεδιάζονται ώστε να αναπτύσσουν τάση σημαντικά μικρότερη από το όριο διαρροής τους. Προκύπτει ότι επιλέγεται η τάση τους να μην υπερβαίνει το 50% του ορίου διαρροής τους. Απαιτείται ένας ελκυστήρας με διατομή:

$$A_s = \frac{N_{sd}}{0.5 f_y} = \frac{25.9}{0.5 * 35.5} = 1.46 \text{ cm}^2$$

Θα τοποθετηθεί μία ράβδος Φ16 με εμβαδόν 2.01cm^2 (ελάχιστη διατομή ελκυστήρα). Η τοποθέτηση των ελκυστήρων παρουσιάζεται στα Σχ. 9.1 – 9.3.

Σε κάθε στάθμη που αναπτύσσεται εφελκυσμός στα υπέρθυρα τοποθετείται ένας ελκυστήρας Φ16.

Διαστασιολόγηση διατομής πλάκας αγκυρώσεως.

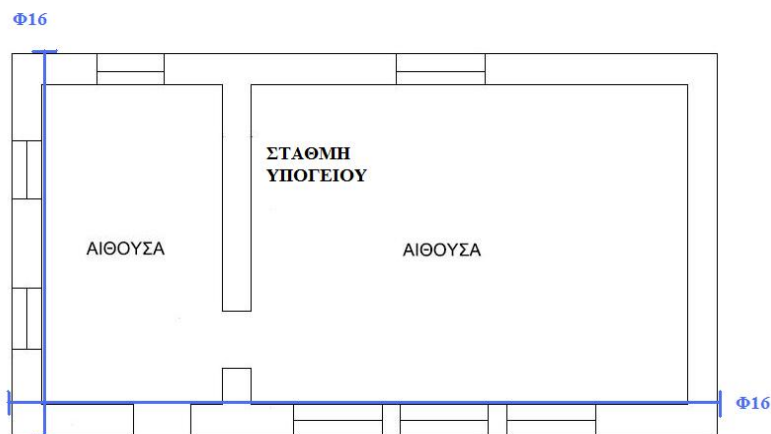
Απαιτείται έλεγχος των τοπικών θλιπτικών τάσεων στις αγκυρώσεις, ώστε να αποφεύγεται τοπική αστοχία της τοιχοποιίας. Η αντοχή έναντι τοπικής θλίψης στις θέσεις αγκύρωσης θεωρείται ίση με το ένα τρίτο της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας $f_{wc}/3$.

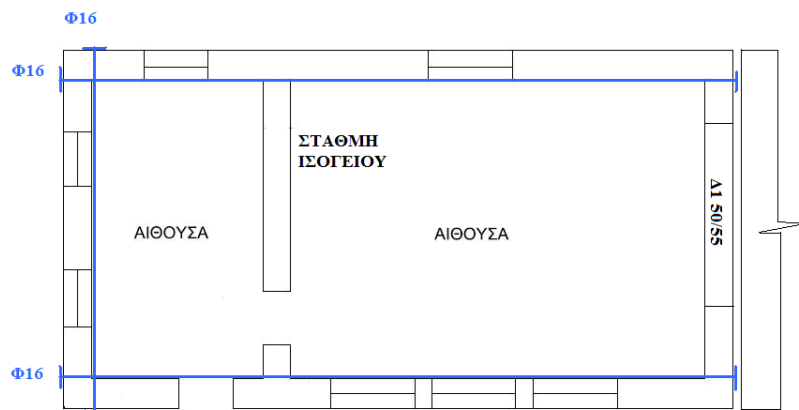
Το απαιτούμενο εμβαδόν της πλάκας αγκυρώσεως:

$$A_{\pi\lambda} = \frac{N_{sd}}{f_{md} / 3} = \frac{25.9}{2100 / 3} = 370 \text{ cm}^2$$

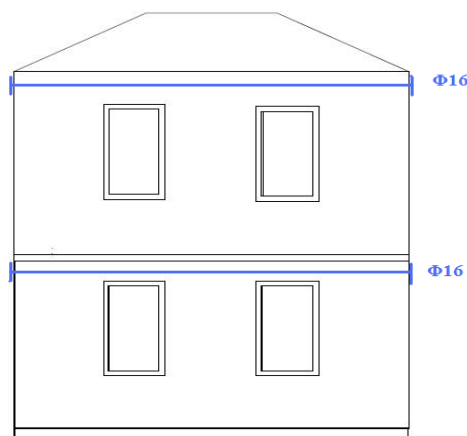
Επισημαίνεται η δυσκολία εφαρμογής των ελκυστήρων στην πλευρά γειτνίασης με το όμορο κτήριο.

Χρησιμοποιούνται χαλύβδινες πλάκες αγκύρωσης πάχους 15mm και διατομής $200*200\text{mm}$ με εμβαδό 400cm^2 .





Σχήματα 9.1, 9.2: Κάτοψη διάταξης ελκυστήρων στις στάθμες του υπογείου και του ισογείου



Σχήμα 9.3: Απεικόνιση διάταξης ελκυστήρων στην πλάγια όψη

9.2 ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ FRP

Το ινοπλισμένο πολυμερές που θα χρησιμοποιηθεί στη μελέτη αποτελείται από ανθρακούφασμα με τα ακόλουθα χαρακτηριστικά:

Α΄ Περίπτωση:

Πάχος: $t_f = 0.17\text{mm}$

Πλάτος: $t_f = 25\text{cm}$

Μέτρο Ελαστικότητας: $E_f = 240\text{GPa}$

Παραμόρφωση Θραύσης: $\varepsilon_f = 1.5\%$

Τάση Θραύσης: $f_{\theta p} = 3500\text{MPa}$

Μήτρα Εμποτισμού: Εποξειδική

Β' Περίπτωση:

Πάχος: $t_f = 0.165\text{mm}$

Πλάτος: $t_f = 25\text{cm}$

Μέτρο Ελαστικότητας: $E_f = 210\text{GPa}$

Παραμόρφωση Θραύσης: $\varepsilon_f = 1.0\%$

Τάση Θραύσης: $f_{\theta p} = 2000\text{MPa}$

Μήτρα Εμποτισμού: Ανόργανη - Πυράντοχη

Για το κτήριο που μελετάμε επιλέχθηκαν τα ανθρακούφασματα της Α' περίπτωσης.

9.2.1 ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ: ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΠΕΣΣΟΥ ΕΝΑΝΤΙ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΟΡΘΗΣ ΚΑΜΨΗΣ ΚΑΙ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΜΕ ΠΑΡΑΛΛΗΛΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ

Πεσσός Π13

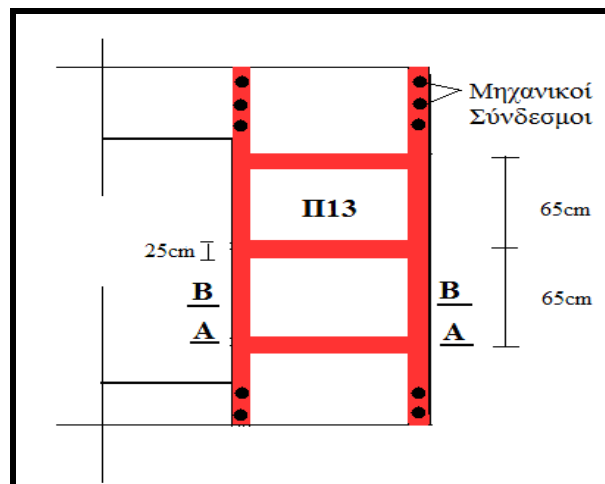
Ο πεσσός Π13 της πλάγιας όψης του κτιρίου, με βάση τα αποτελέσματα της ανάλυσης που παρουσιάστηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο, **προκύπτει ότι αστοχεί τόσο σε εντός επιπέδου ορθή κάμψη, όσο και σε εντός επιπέδου διάτμηση.**

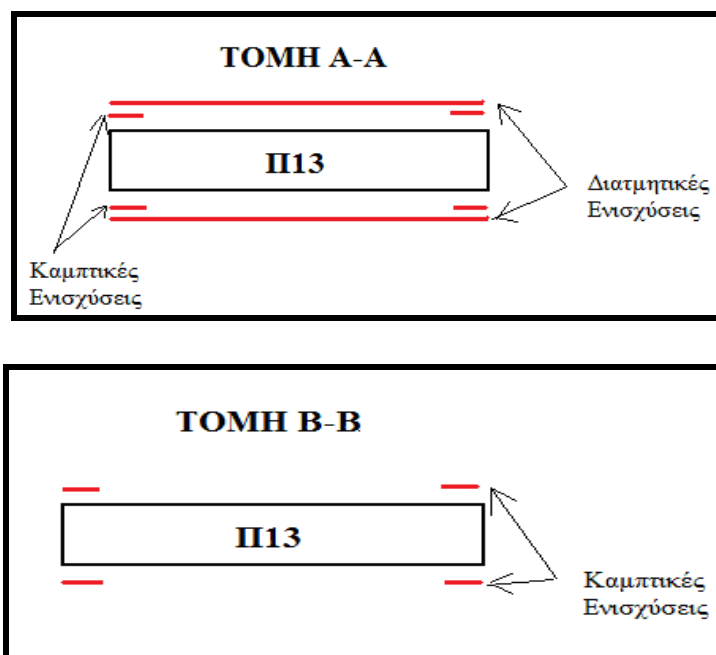
Τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού του πεσσού στην κορυφή του είναι: $M_{sd}=45.7\text{kNm}$, $V_{sd}=84.1\text{kN}$, $N_{sd}=15.3\text{kN}$ (θλιπτική). Η διατομή της βάσης δεν αστοχεί στον συγκεκριμένο πεσσό. Οι θλιπτικές αξονικές δυνάμεις θεωρούνται θετικές. Ο πεσσός όμως πρέπει να ενισχυθεί σε όλο το ύψος του.

Σύμφωνα με τη μεθοδολογία ενίσχυσης που παρουσιάστηκε προηγουμένως, ο πεσσός Π13 θα ενισχυθεί με τέσσερις κατακόρυφες λωρίδες από FRP έναντι ορθής κάμψης, δύο στην εσωτερική και δύο στην εξωτερική παρειά. Έναντι διάτμησης θα ενισχυθεί με οριζόντιες λωρίδες από FRP, δύο σε κάθε στάθμη καθ' ύψος (μία εσωτερικά και μία εξωτερικά), με κατακόρυφη απόσταση μεταξύ τους σύμφωνα με τον κανόνα $p_f = 0.5 \sim 0.6 d \approx 0.5 \cdot 120.5 = 60.28\text{cm}$, λαμβάνεται $p_f = 65\text{cm}$.

Όλες οι λωρίδες σύνθετου υλικού θα είναι μίας στρώσης ($t_f=0.17\text{mm}$). Στις ενισχύσεις θα γίνει χρήση και μηχανικών μέσων αγκύρωσης, για κατασκευαστικούς λόγους.

Η διάταξη των ενισχύσεων παρουσιάζεται στα σχήματα.





Σχήματα 9.4, 9.5, 9.6: Διάταξη ενισχύσεων από σύνθετο υλικό έναντι εντός επιπέδου ορθής κάμψης στον πεσσό Π13

Για τις καμπτικές ενισχύσεις:

Η ονομαστική τιμή της ενέργειας θραύσης της διεπιφάνειας ενίσχυσης-τοιχώ:

$$\Gamma_{fk} = c_1 \sqrt{f_{mk} f_{mtm}} = 0.015 \sqrt{3.75 * 0.375} = 0.01779 N / mm \rightarrow$$

$$\Gamma_{fd} = \frac{\Gamma_{fk}}{\gamma_M} = \frac{0.01779}{1.5} = 0.01186 N / mm$$

Η παραμόρφωση αστοχίας συνάφειας:

$$\varepsilon_{d,db} = \frac{1}{\gamma_{fd}} \sqrt{2 \frac{\Gamma_{fd}}{t_f E_f}} = \frac{1}{1.2} \sqrt{2 \frac{0.01186}{0.17 * 240000}} = 0.0635\% = 0.635\%$$

Με τη χρήση της μηχανικής αγκύρωσης θεωρείται: $\varepsilon_{d,db} = 0.3\% = 3\%$

Η παραμόρφωση θραύσης της ενίσχυσης:

$$\varepsilon_{fRd} = \eta_a \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f} = 0.95 \frac{1.5}{1.1} = 1.295\% = 12.95\%$$

Η παραμόρφωση σχεδιασμού της ενίσχυσης:

$$\varepsilon_{fd} = \min\{\varepsilon_{fRd}, \varepsilon_{d,db}\} = \min\{3, 12.95\} = 3\%$$

Το απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης:

$$L_{eff} = \sqrt{\frac{E_f t_f}{2 f_{mm}}} = \sqrt{\frac{240000 * 0.17}{2 * 0.375}} = 233.4mm$$

Για τις διατμητικές ενισχύσεις (χωρίς χρήση μηχανικών μέσων αγκύρωσης): όλα τα μεγέθη είναι ίδια με αυτά των καμπτικών ενισχύσεων, η παραμόρφωση αστοχίας τώρα όμως είναι:

Η παραμόρφωση αστοχίας συνάφειας, όπως υπολογίστηκε:

$$\varepsilon_{d,db_v} = 0.0635\%$$

Αρα, $\varepsilon_{fdv} = \min\{\varepsilon_{fRd}, \varepsilon_{d,dbv}\} = \min\{0.635, 12.95\} = 0.635\%$

Εάν χρησιμοποιηθούν αγκύρια, τότε μπορεί να ληφθεί $\varepsilon_{fdv} = 3\%$

Έλεγχος Στοιχείου Τοιχοποιίας Ενισχυμένου με Σύνθετα Υλικά Έναντι Εντός Επιπέδου Ορθής Κάμψης

Έλεγχος εκκεντρότητας: $e_{sd} = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{45.7}{15.3} = 2.98m > \frac{L}{2} = \frac{1.34}{2} = 0.67$

Υπόθεση αστοχίας της ενίσχυσης (FRP).

Ύψος θλιβόμενης ζώνης:

$$x = \frac{E_f A_f \varepsilon_{fd} + N_{sd}}{\alpha \beta f_{md} t} = \frac{240000 * 85 * 0.003 + 15300}{0.85 * 0.80 * 2.5 * 550} = 81.82mm$$

Όπου:

$$A_f = 2 * 250 * 0.17 = 85mm^2$$

Η ροπή αντοχής για δεδομένη αξονική δύναμη:

$$\begin{aligned} M_{Rd}(N_{sd}) &= \frac{\alpha \beta f_{md} t x}{2} (L - \beta x) + \varepsilon_{fd} E_f A_f \left(d - \frac{L}{2} \right) = \\ &= \frac{0.85 \cdot 0.80 \cdot 2500 \cdot 0.55 \cdot 0.082}{2} (1.34 - 0.80 \cdot 0.082) + 0.003 \cdot 240 \cdot 85 \cdot \left(1.215 - \frac{1.34}{2} \right) = \\ &= 82.11kNm \end{aligned}$$

Έλεγχος ορθής υπόθεσης για την αστοχία της ενίσχυσης:

$$0 \leq \varepsilon_m \leq \varepsilon_{mu} \Rightarrow 0 \leq \varepsilon_{fd} \frac{x}{d-x} \leq \varepsilon_{mu} \Rightarrow 0 \leq 3 \cdot \frac{81.82}{1215-81.82} \leq 3.5 \Rightarrow \\ \Rightarrow 0 \leq 0.216 \leq 3.5$$

Που ισχύει, άρα ορθή η υπόθεση.

$$M_{Rd} = 82.11 kNm > M_{Sd} = 45.7 kNm$$

Συνεπώς, ο ενισχυμένος πεσσός Π13 επαρκεί έναντι ορθής κάμψης.

Έλεγχος Στοιχείου Ενισχυμένου με Παράλληλες Ενισχύσεις έναντι Διάτμησης Εντός Επιπέδου (Χωρίς αγκύρια)

Η συνεισφορά σε διατμητική αντοχή της ενίσχυσης:

$$V_{Rdf} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} 0.6 \frac{A_{fv} E_f \varepsilon_{fdv}}{p_f} d = \frac{1}{1.2} 0.6 \frac{85 * 240 * 0.000635}{0.65} * 1.215 = 12.11 kN$$

Η συνεισφορά της τοιχοποιίας στην διατμητική αντοχή:

$$V_{Rdm} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \left(dtf_{vd0} + \frac{0.4}{\gamma_M} N_{Sd} \right) = \frac{1}{1.2} \left(1.215 * 0.55 * 133.3 + \frac{0.4 * 15.3}{1.5} \right) = 77.65 kN$$

Η αντοχή των λοξών θλιπτήρων της τοιχοποιίας είναι:

$$V_{Rd \max} = 0.3 f_{mbd} t d = 0.3 * 2500 * 0.55 * 1.215 = 501.19 kN$$

Όπου:

f_{mbd} : η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας στη διεύθυνση του λοξού θλιπτήρα

$$V_{Rd} = \min \{ V_{Rdf} + V_{Rdm}, V_{Rd \max} \} = \min \{ 89.76, 501.19 \} = 89.76 kN$$

$$V_{Rd} = 89.76 kN > V_{Sd} = 84.1 kN$$

Ο ενισχυμένος πεσσός Π13 επαρκεί έναντι διάτμησης.

Επισημαίνεται ότι στο Σχήμα 9.4 έχουν τοποθετηθεί και αγκύρια, πρακτική η οποία, αν και δεν απαιτείται από τους συγκεκριμένους υπολογισμούς, ενδείκνυται να εφαρμοζέται.

9.2.2 ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ: ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΕΡΘΥΡΟΥ ΕΝΑΝΤΙ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΜΕ ΧΙΑΣΤΙ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ

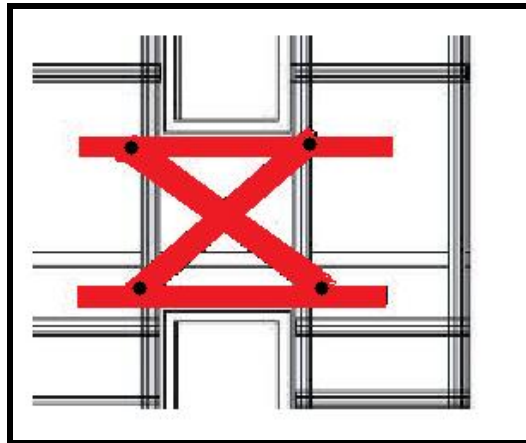
Υπέρθυρο Υ9

Το υπέρθυρο Υ9 βρίσκεται στην πλάγια όψη του κτιρίου και αστοχεί έναντι διάτμησης, ενώ επαρκεί έναντι κάμψης, οπότε θα ενισχυθεί με διαγώνιες ενισχύσεις από FRP συμμετρικά στην εξωτερική παρειά του.

Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού:

$$M_{Sd}=-20.2\text{kNm}, V_{Sd}=105.7\text{kN}, N_{Sd}=1.0\text{kN (θλιπτική)}$$

Πάχος ενίσχυσης: $t_f=0.34\text{mm}$ (δύο λωρίδες σε επαφή), πλάτος ενίσχυσης: $b_f=250\text{mm}$. Ως κατασκευαστικά μέτρα θα γίνει χρήση μηχανικών μέσων αγκύρωσης και θα τοποθετηθούν δύο οριζόντιες λωρίδες σύνθετου υλικού.



Σχήμα 9.7: Διάταξη ενισχύσεων στο υπέρθυρο Υ9

Το ύψος και το μήκος του υπέρθυρου είναι αντίστοιχα 1.6m και 1.14m αντίστοιχα, άρα η γωνία που σχηματίζουν οι ενισχύσεις με το οριζόντιο επίπεδο:

$$\alpha = \arctan\left(\frac{1.6}{1.14}\right) = 54.5^\circ$$

Το εμβαδόν της ενίσχυσης που λειτουργεί σε κάθε διεύθυνση φόρτισης:

$$A_f = 2t_f b_f = 2 \cdot 0.17 \cdot 250 = 85\text{mm}^2$$

Εξετάζονται και οι δύο πιθανοί τύποι δικτυωμάτων:

Τύπος δικτυώματος Α:

Το στατικό ύψος της διατομής:

$$d = H - \frac{b_f}{2} = 1.6 - \frac{0.25}{2} = 1.475\text{m}$$

Η αξονική δύναμη που δρα στην ενίσχυση:

$$N_f = \frac{V_{sd}}{\sin \alpha} = \frac{105.7}{0.814} = 129.8kN$$

Η αξονική δύναμη αντοχής της ενίσχυσης:

$$N_{Rdf} = A_{fv} E_f \varepsilon_{fdv} = 85 \cdot 240 \cdot 0.003 = 61.2kN$$

Η τέμνουσα για την οποία αστοχεί η ενίσχυση:

$$V_{Rdf} = A_{fv} E_f \varepsilon_{fdv} \sin \alpha = 49.8kN$$

Η συνεισφορά σε διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας:

$$V_{Rdm} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \left(dtf_{vd0} + \frac{0.4}{\gamma_M} N_{sd} \right) = \frac{1}{1.2} \cdot \left(1.475 \cdot 0.55 \cdot 133.3 + \frac{0.4}{1.5} \cdot 1 \right) = 90.3kN$$

Η αντοχή του διαγώνιου θλιπτήρα τοιχοποιίας:

$$V_{Rd \max} = f_{mbd} t z \cot \alpha = 1250 \cdot 0.55 \cdot (0.9 \cdot 1.475) \cdot \cot(54.5^\circ) = 651.0kN$$

$$V_{Rd} = \min \{ V_{Rdf} + V_{Rdm}, V_{Rd \max} \} = \min \{ 49.8 + 90.3, 651.0 \} = 140.1kN$$

$$\underline{\underline{V_{Rd}=140.1kN > V_{sd}=105.7kN}}$$

Τύπος δικτυώματος B:

Η αξονική δύναμη που δρα στην ενίσχυση: $N_f = \frac{V_{sd}}{2 \sin \alpha} = 64.9kN$

Η αξονική δύναμη αντοχής της ενίσχυσης:

$$N_{Rdf} = A_{fv} E_f \varepsilon_{fdv} = 61.2kN$$

Η τέμνουσα για την οποία αστοχεί η ενίσχυση:

$$V_{Rdf} = 2 A_{fv} E_f \varepsilon_{fdv} \sin \alpha = 99.6kN$$

Η συνεισφορά σε διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας:

$$V_{Rdm} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \left(dtf_{vd0} + \frac{0.4}{\gamma_M} N_{sd} \right) = 90.3kN$$

Η αντοχή του διαγώνιου θλιπτήρα τοιχοποιίας:

$$\begin{aligned} V_{Rd\max} &= 2 f_{mbd} t z \sin \alpha \cos \alpha = \\ &= 2 \cdot 1250 \cdot 0.55 \cdot (0.9 \cdot 1.475) \cdot \sin 54.5^\circ \cdot \cos 54.5^\circ = 862.9 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rdf} + V_{Rdm}, V_{Rd\max}\} = \min\{61.2 + 90.3, 862.9\} = 151.5 \text{ kN}$$

$$\underline{V_{Rd}=151.5\text{kN} > V_{Sd}=105.7\text{kN}}$$

Αφού και τα δύο δικτυώματα επαρκούν, το ενισχυμένο υπέρθυρο επαρκεί έναντι διάτμησης.

9.2.3 ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ: ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΠΕΣΣΟΥ ΕΝΑΝΤΙ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΗΣ ΜΕ ΠΑΡΑΛΛΗΛΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ

Πεσσός Π10

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της ανάλυσης του προηγούμενου κεφαλαίου, ο πεσσός Π10 αστοχεί στη διατομή της βάσης σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο αστοχίας παράλληλο προς τους οριζόντιους αρμούς. Το πλάτος του πεσσού είναι $L=2.04\text{m}$.

Η εκτός επιπέδου φόρτιση του πεσσού είναι $M_{Sd}=16.9\text{kNm}$, $N_{Sd}=8.6\text{kN}$.

Θα ενισχυθεί με κατακόρυφες λωρίδες από FRP, με μέγιστη οριζόντια απόσταση μεταξύ διαδοχικών λωρίδων:

$$p_f \leq 3t + b_f = 3 \cdot 0.55 + 0.25 = 1.90 \text{ m}$$

Θα τοποθετηθούν δύο λωρίδες σε κάθε παρειά του τοίχου (δύο εσωτερικά και δύο εξωτερικά), πλάτους $b_f=0.25\text{m}$ και πάχους $t_f=0.17\text{mm}$ σε απόσταση $p_f=1.02\text{m}$, άρα και με πλάτος επιρροής 1.02m . Ως κατασκευαστικά μέτρα, θα χρησιμοποιηθούν μηχανικά μέσα αγκύρωσης.

Υποτίθεται Αστοχία Ενίσχυσης (λόγω θραύσης FRP ή αστοχίας αγκύρωσης).

Το ύψος της θλιβόμενης ζώνης είναι:

$$\begin{aligned} x &= \frac{E_f A_f \varepsilon_{fd} + N_{Sd}}{\alpha \beta f_{md} L} = \frac{240000 \cdot 127.5 \cdot 0.003 + 8600}{0.85 \cdot 0.80 \cdot 2.5 \cdot 2040} = \\ &= 28.95 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{όπου } A_f = 3 \cdot 250 \cdot 0.17 = 127.5 \text{ mm}^2$$

Η ροπή αντοχής της διατομής στην Ο.Κ.Α. αστοχίας της ενίσχυσης:

$$\begin{aligned}
 M_{Rd}(N_{sd}) &= \frac{\alpha \beta f_{md} Lx}{2} (t - \beta x) + \varepsilon_{fd} E_f A_f \frac{t}{2} = \\
 &= \frac{0.85 \cdot 0.80 \cdot 2500 \cdot 2.04 \cdot 0.02895}{2} (0.55 - 0.80 \cdot 0.02895) + 0.003 \cdot 240 \cdot 127.5 \cdot \frac{0.55}{2} = \\
 &= 26.45 + 25.25 = 51.69 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

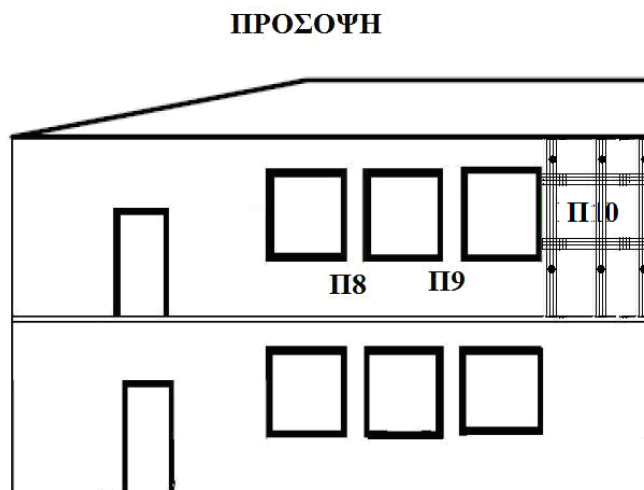
$M_{Rd} = 51.69 \text{ kNm} > M_{sd} = 16.9 \text{ kNm}$, η ενισχυμένη διατομή επαρκεί.

Έλεγχος παραμορφώσεων:

$$\begin{aligned}
 0 \leq \varepsilon_m \leq \varepsilon_{mu} &\Rightarrow 0 \leq \varepsilon_{fd} \frac{x}{d - x} \leq \varepsilon_{mu} \Rightarrow 0 \leq 3 \cdot \frac{28.95}{1020 - 28.95} \leq 3.5 \Rightarrow \\
 &\Rightarrow 0 \leq 0.0876 \leq 3.5
 \end{aligned}$$

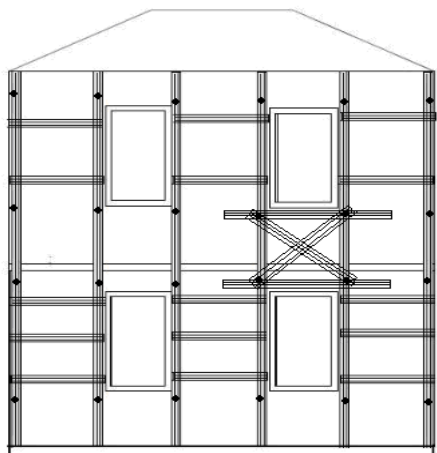
Συνεπώς ισχύει η υπόθεση αστοχίας της ενίσχυσης.

9.2.4 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΕΛΙΚΩΝ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ ΜΕ ΣΥΝΘΕΤΑ ΥΛΙΚΑ ΣΤΟ ΚΤΙΡΙΟ



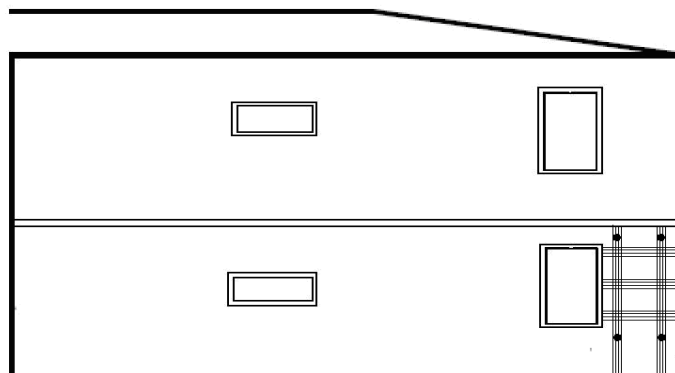
Σχήμα 9.8: Απεικόνιση των ενισχύσεων από FRP στην πρόσοψη

ΠΛΑΓΙΑ ΟΨΗ



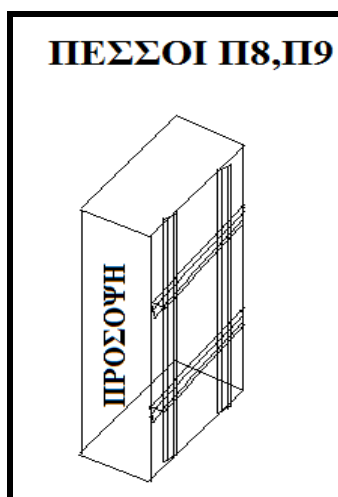
Σχήμα 9.9: Απεικόνιση των ενισχύσεων από FRP στην πλάγια όψη

ΠΙΣΩ ΟΨΗ



Σχήμα 9.10: Απεικόνιση των ενισχύσεων από FRP στην πίσω όψη

Οι πεσσοί Π8 και Π9 απαιτούν ενίσχυση έναντι ορθής κάμψης εντός επιπέδου. Επειδή βρίσκονται στην πρόσοψη του κτιρίου, θα ενισχυθούν με σύνθετα υλικά στις εσωτερικές τους παρειές (συμμετρικά σε κάθε πεσσό), ώστε να μην είναι εμφανής η ενίσχυση. Στην εξωτερική τους όψη θα κατασκευαστούν ζώνες ραφής, όπως παρουσιάζεται στην 9.3. Το πλάτος των λωρίδων θα είναι 10cm.



Σχήμα 9.11: Απεικόνιση των ενισχύσεων από FRP στους πεσσούς Π8, Π9 της πρόσοψης

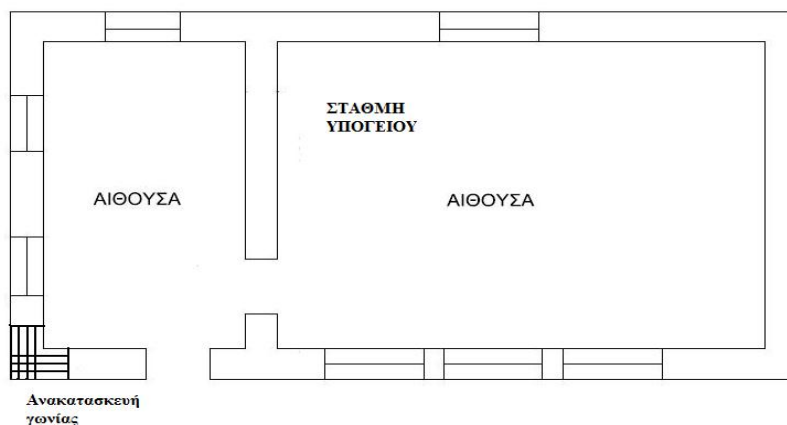
9.3 ΧΥΤΕΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

Στην κατασκευή θα γίνει αντικατάσταση των αποσθρωμένων ακρογωνιαίων λίθων του ισογείου με χυτά υποστυλώματα σε τρία σημεία στους εξωτερικούς τοίχους. Θα χυτευθούν υποστυλώματα 50*50cm με οπλισμό 4Φ14 και συνδετήρες Φ8/200.

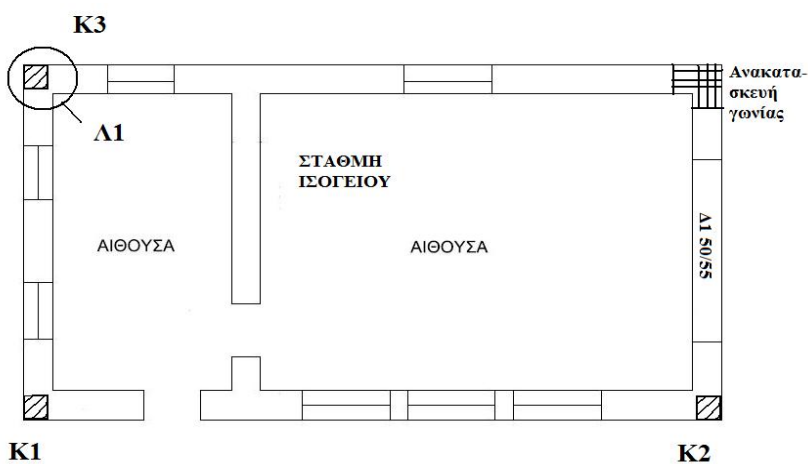
Σκοπός της ενίσχυσης αυτής είναι η εξασφάλιση της συνεργασίας μεταξύ εγκάρσιων τοίχων, η οποία είναι πολύ σημαντική για την καλή σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής.

9.4 ΑΝΑΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΓΩΝΙΩΝ ΜΕ ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΩΝ

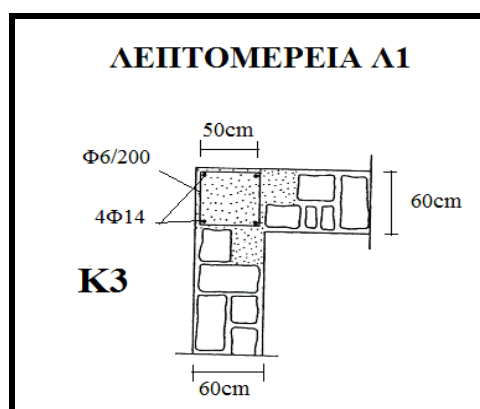
Θα γίνει επίσης ανακατασκευή των γωνιών σε δύο σημεία, με αντικατάσταση των φθαρμένων ακρογωνιαίων λίθων.



Σχήμα 9.12: Επεμβάσεις στις γωνίες των εξωτερικών τοίχων στη στάθμη του υπογείου



Σχήμα 9.13: Επεμβάσεις στις γωνίες των εξωτερικών τοίχων στη στάθμη του ισογείου



Σχήμα 9.14: Λεπτομέρεια χύτευσης γωνιακού υποστυλώματος

9.5 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΜΑΝΔΥΕΣ ΑΠΟ Ο/Σ

Παρουσιάζεται σε αυτό το σημείο η εναλλακτική ενίσχυση του πεσσού Π13 με μανδύα από Ο/Σ. Εναλλακτικά θα μπορούσε να εφαρμοστεί και η μέθοδος με ζώνες ραφής. Ο Π13 αστοχεί έναντι διάτμησης. Ο μανδύας θα είναι μονόπλευρος, με πάχος 7cm, ποιότητα σκυροδέματος C20/25 και πλέγμα οπλισμού Φ10/20cm B500C. Τα μεγέθη αντοχής του ενισχυμένου πεσσού:

Φέρουσα Ικανότητα έναντι θλίψης (τιμή σχεδιασμού)

$$N_{Rd,ολ} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} [A_w f_{wd} + k(A_c f_{cd} + A_{sy} f_{yd})] =$$

$$= 0.80 [0.737 \cdot 2100 + 1 \cdot (0.094 \cdot 11333 + 0.000079 \cdot 435000)] = 2117.7 kN$$

Αντοχή έναντι τέμνουσας (τιμή σχεδιασμού)

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{5 \cdot 0.000079}{1.00 \cdot 0.07} = 0.0056 = 5.6\%$$

$$f_c = \rho \frac{2}{3} f_{yd} = 0.0056 \cdot \frac{2}{3} \cdot 435000 = 1636.4 kPa$$

$$f_{w,overall} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} (k f_c + f_{w,f}) = 0.8 (1 \cdot 1636.4 + 200) = 1469 kPa$$

$$V_{Rd} = f_{w,overall} A_w = 1469 (1.34 \cdot 0.55) = 1082.7 kN > V_{Sd} = 84.1 kN$$

Ο πεσσός επαρκεί. Παρατηρείται σημαντική αύξηση της διατμητικής αντοχής του πεσσού.

9.6 ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΑΠΟ Ο/Σ ΜΕ FRP

Θα γίνει ενίσχυση με FRP της πλάκας του πατώματος του ισογείου, αφού λόγω αλλαγής χρήσης του κτιρίου και κατά συνέπεια και του φορτίου σχεδιασμού, οι υφιστάμενοι οπλισμοί δεν επαρκούν για τα νέα δεδομένα. Θα ενισχυθεί η εσωτερική πλάκα (δύο τμήματα) και η πλάκα του προβόλου.

Θα χρησιμοποιηθούν λωρίδες FRP πάχους $t_f=0.17mm$ και πλάτους $b_f=500mm$ και με τα εξής μηχανικά χαρακτηριστικά:

$$E_f=240GPa$$

$$\varepsilon_{fk}=15\%$$

Το ύψος της πλάκας είναι $h=11\text{cm}$. Οι εσωτερικές πλάκες έχουν οπλισμό $\Phi 8/25$ και στις δύο διευθύνσεις, ενώ η πλάκα του προβόλου $\Phi 8/25$ στη διεύθυνση Y. Όλοι οι οπλισμοί έχουν επικάλυψη 20mm .

Η ροπή αντοχής της υφιστάμενης πλάκας ανά μέτρο μήκους είναι $M_{Rd}=5.08\text{kNm}$.

Οι δρώσες ροπές ανά διεύθυνση:

Πλάκα 1: $M_x=12.15\text{kNm/m}$, $M_y=4.66\text{kNm/m}$

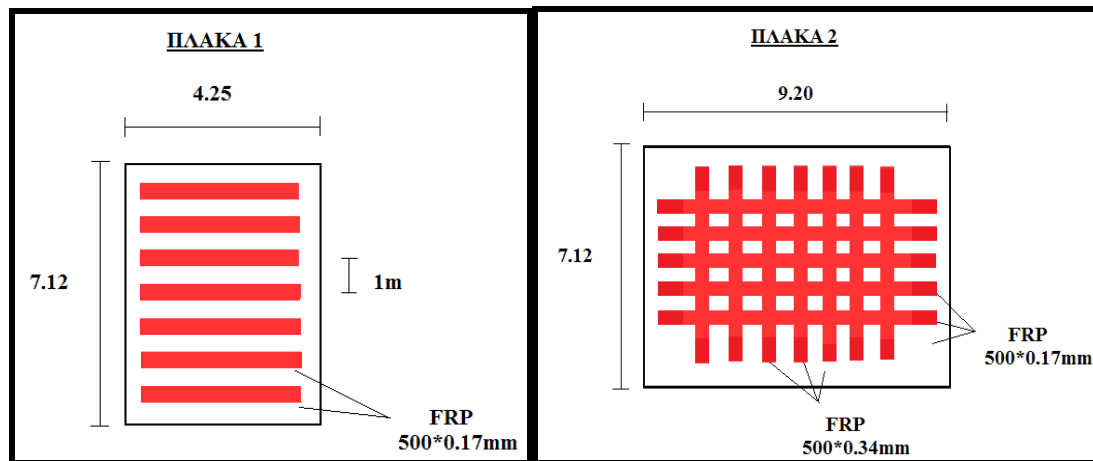
Πλάκα 2: $M_x=13.95\text{kNm/m}$, $M_y=18.68\text{kNm/m}$

Πλάκα προβόλου: $M_y=3.54\text{kNm/m}$

Απαιτούνται οι ακόλουθες ενισχύσεις με λωρίδες FRP:

Πλάκα 1: 1 λωρίδα $500*0.17\text{mm}$ στη διεύθυνση X, ανά μέτρο πλάτους

Πλάκα 2: 1 λωρίδα $500*0.17\text{mm}$ στη διεύθυνση X και 2 λωρίδες $500*0.17\text{mm}$ στη διεύθυνση Y, ανά μέτρο πλάτους



Σχήματα 9.15, 9.16: Διάταξη ενισχύσεων FRP στις πλάκες του ισογείου

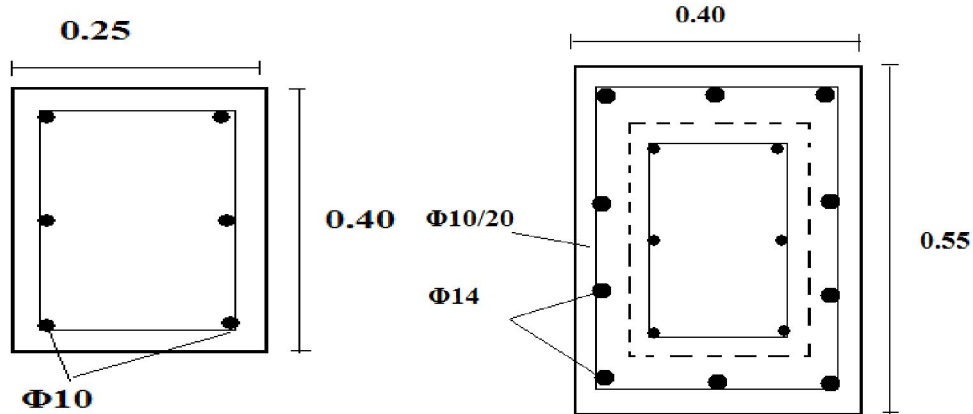
Θα τοποθετηθούν επίσης δύο λωρίδες $500*0.17\text{mm}$ στην κάτω παρειά της εξωτερικής σκάλας, αφού αυτή πρώτα επιδιορθωθεί.

9.7 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΕΞΩΣΤΗ ΜΕ ΜΑΝΔΥΕΣ Ο/Σ

Τα υποστυλώματα που παρουσιάζουν σημαντικές φθορές θα ενισχυθούν με περιμετρικούς μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα C20/25, πάχους 7.5cm με διαμή-

κεις οπλισμούς Φ14 και συνδετήρες Φ10/20 και Φ10/10 στις κρίσιμες περιοχές.

Θα παρουσιαστεί ο έλεγχος για το υποστύλωμα K4 με διαστάσεις 25*40cm. Μετά την κατασκευή του μανδύα θα έχει διατομή 40*55cm. Η αξονική δύναμη σχεδιασμού είναι $N_{sd}=52.3kN$.



Σχήματα 9.17, 9.18: Υποστύλωμα πριν και μετά την κατασκευή μανδύα από ο/σ

Αγνοώντας τους παλιούς, διαβρωμένους οπλισμούς, η αξονική δύναμη αντοχής είναι:

$$N_{Rd} = A_c f_{cd} + A_c' f_{cd}' + A_s f_{yd} =$$

$$= 0.1 \cdot 6800 + 0.12 \cdot 11333 + 10 \cdot 1.538 \cdot 43.5 = 2709 kN$$

Όπου:

A_c, f_{cd} : το εμβαδόν και η θλιπτική αντοχή του παλιού σκυροδέματος

A_c', f_{cd}' : το εμβαδόν και η θλιπτική αντοχή του νέου σκυροδέματος

A_s, f_{yd} : το εμβαδόν και η τάση διαρροής του νέου διαμήκους οπλισμού

Το ενισχυμένο υποστύλωμα επαρκεί έναντι θλίψης, ορθής κάμψης και διάτμησης για όλους τους φορτιστικούς συνδυασμούς.

9.8 ΕΠΙΣΚΕΥΕΣ ΜΙΚΡΩΝ ΒΛΑΒΩΝ ΣΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΠΟ Ο/Σ

Τα στοιχεία από ο/σ που παρουσιάζουν μικρές βλάβες (π.χ. τοπικές αποφλοιώσεις μικρής έκτασης) θα αποκατασταθούν στην αρχική τους κατάσταση, χωρίς περαιτέρω ενίσχυση.

9.9 ΑΠΟΣΤΡΑΓΓΙΣΤΙΚΑ ΜΕΤΡΑ

Στους τοίχους που παρουσιάζουν ανερχόμενη υγρασία θα πραγματοποιηθούν αποστραγγιστικά μέτρα, ώστε να εμποδιστεί η ανερχόμενη υγρασία.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 10

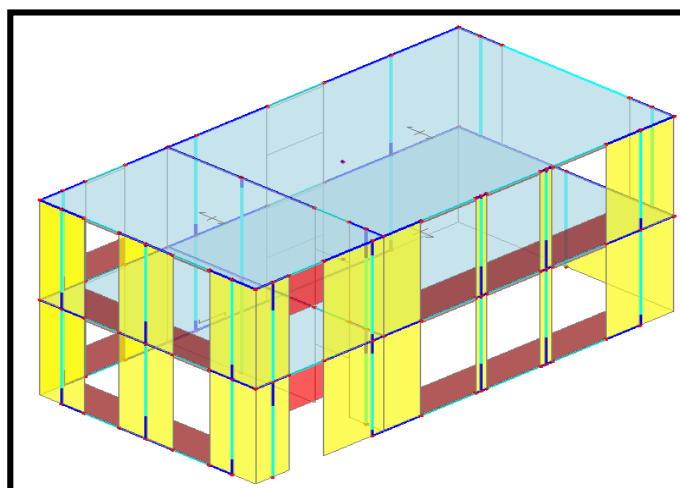
ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΟΠΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΣΜΩΝ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

10.1 ΓΕΝΙΚΑ-ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

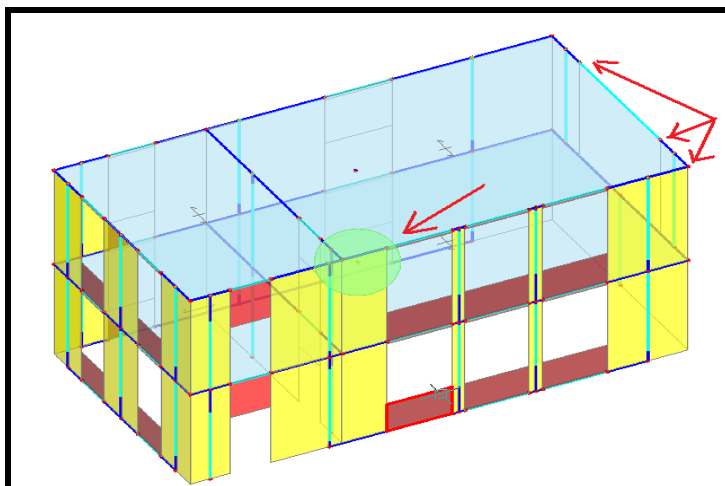
Για τον προσδιορισμό της σεισμικής ασφάλειας της υπό μελέτη κατασκευής, ως προς τοπικούς μηχανισμούς αστοχίας, έγινε χρήση του προγράμματος Aedes PCM. Το πρόγραμμα αυτό δίνει τη δυνατότητα στο χρήστη, πέρα από τις συνηθισμένες αναλύσεις, να πραγματοποιήσει ελέγχους σε κατασκευές από τοιχοποιία σε τοπικό επίπεδο (κινηματικοί μηχανισμοί αστοχίας), σύμφωνα με τη μέθοδο που παρουσιάστηκε στο Κεφάλαιο 5.

Αρχικά κατασκευάστηκε το προσομοίωμα της κατασκευής, σύμφωνα με τη γεωμετρία και τα υλικά και στη συνέχεια το πρόγραμμα αυτόματα δημιούργησε το δομικό μοντέλο, στο οποίο ο χρήστης μπορεί να αλλάξει κάποιες κρίσιμες παραμέτρους, όπως για παράδειγμα τη διαφραγματική λειτουργία στις στάθμες των πατωμάτων. Το πρόγραμμα χρησιμοποιεί ραβδωτά πεπερασμένα στοιχεία για την προσομοίωση των κατασκευών.

Στο Σχήμα 10.1 απεικονίζεται το δομικό προσομοίωμα της κατασκευής. Με κίτρινο χρώμα φαίνονται οι πεσσοί, με ανοιχτό κόκκινο τα υπέρθυρα και με σκούρο κόκκινο οι ποδιές. Με μπλε γραμμές απεικονίζονται τα άκαμπτα τμήματα των στοιχείων, ενώ με πράσινο τα εύκαμπτα.



Σχήμα 10.1: Δομικό προσομοίωμα της κατασκευής στο πρόγραμμα PCM



Σχήμα 10.2: Σεισμικές μάζες πατωμάτων

Προσομοιώθηκε η υφιστάμενη κατασκευή, με διάφραγμα στην οροφή του υπογείου.

Αντίθετα, στην οροφή του ισόγειου υπάρχει η ξυλοσκεπή, η οποία δεν προσφέρει πλήρη διαφραγματική λειτουργία. Η διαφορά μεταξύ πλήρους και μερικής διαφραγματικής λειτουργίας φαίνεται στο Σχήμα 10.2.

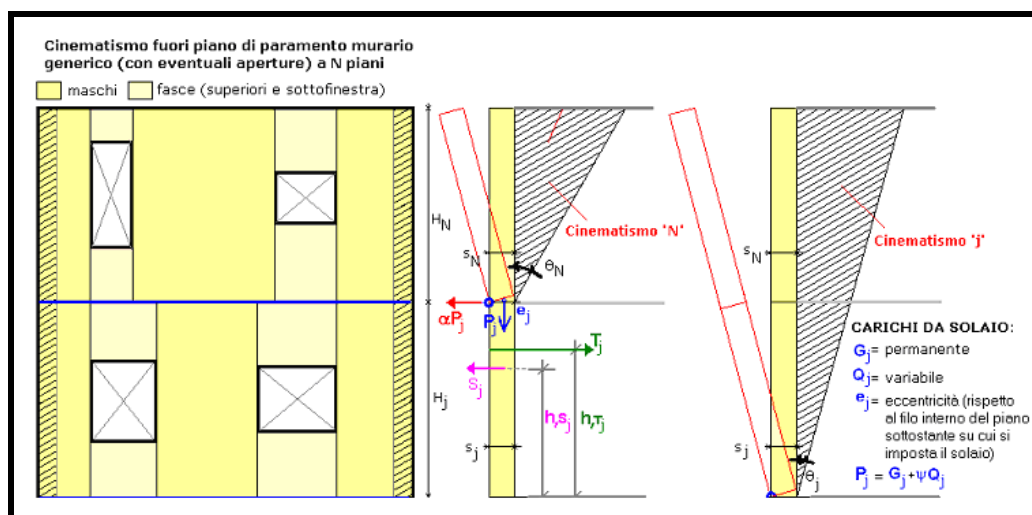
Στην πρώτη περίπτωση η σεισμική μάζα είναι συγκεντρωμένη στο κέντρο βάρους της πλάκας, ενώ στη δεύτερη η συνολική σεισμική μάζα διαμερίζεται σε επιμέρους, οι οποίες ασκούνται στους περιμετρικούς κόμβους της πλάκας με τα κατακόρυφα στοιχεία.

10.2 ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΝΑΝΤΙ ΑΠΛΗΣ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ

Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε έλεγχος απλής ανατροπής για την πλάγια και την πίσω όψη του κτιρίου, αφού αντίθετα με την πρόσοψη έχουν τη δυνατότητα να ανατραπούν ως ενιαίο τμήμα. Η πρόσοψη λόγω των μεγάλων ανοιγμάτων δεν έχει αυτή τη δυνατότητα.

Το σύνολο των στοιχείων κάθε όψης επιλέγεται και ορίζεται ως πρόσοψη i .

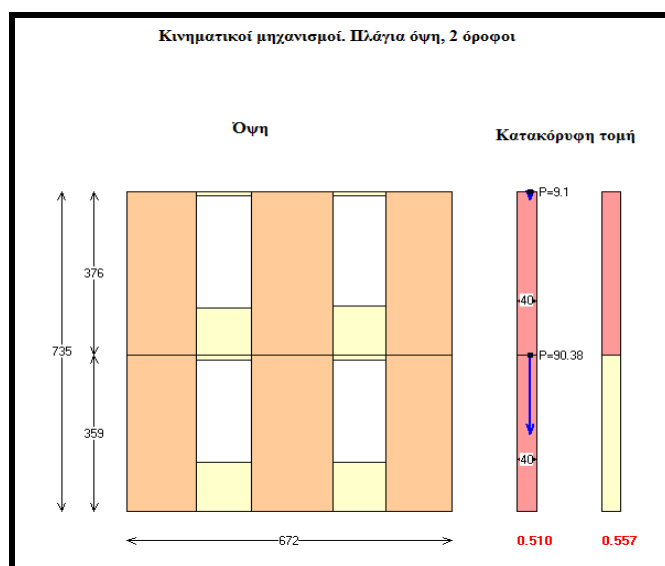
Στο Σχήμα 10.3 απεικονίζονται οι πιθανοί μηχανισμοί ανατροπής για μια διώροφη κατασκευή.



Σχήμα 10.3: Πιθανοί μηχανισμοί αστοχίας με απλή ανατροπή

Για την υφιστάμενη κατασκευή θεωρείται ανεπαρκής σύνδεση μεταξύ εγκάρσιων τοίχων, συνεπώς οι εγκάρσιοι στις προσόψεις τοίχοι θεωρείται ότι δεν συνεισφέρουν στην αντοχή.

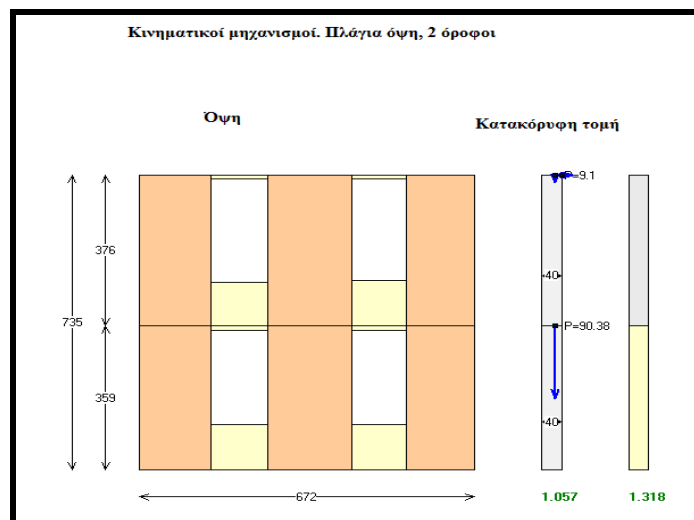
Για την πλάγια όψη ο συντελεστής ασφαλείας για τη δεύτερη μορφή αστοχίας είναι 0.557, συνεπώς η όψη του ισογείου θα αστοχήσει σε απλή ανατροπή για τον σεισμό σχεδιασμού (Σχήμα 10.4). Η **ανατροπή της πρόσοψης σε ολόκληρο το ύψος της δεν είναι δυνατό να εκδηλωθεί**, λόγω της ύπαρξης διαφράγματος στο πάτωμα του ισογείου.



Σχήμα 10.4: Μηχανισμοί αστοχίας απλής ανατροπής στην πλάγια όψη (υφιστάμενη κατασκευή)

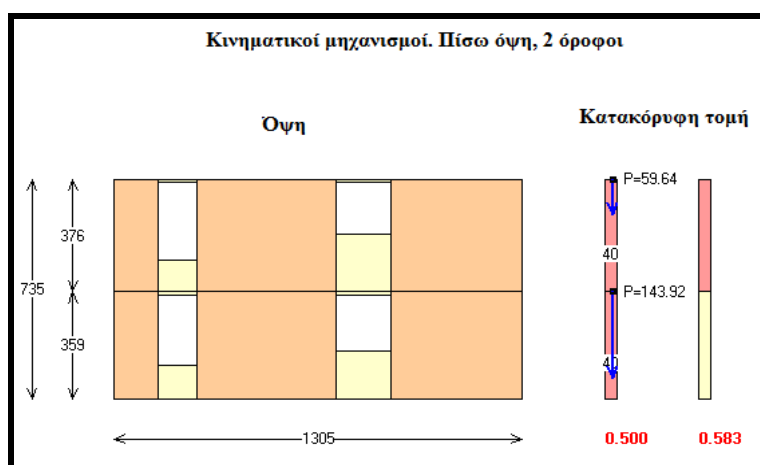
Για να αποφευχθεί η αστοχία μπορούν να τοποθετηθούν οριζόντιοι ελκυστήρες με διεύθυνση κάθετη στο επίπεδο του τοίχου, οι οποίοι να κρατήσουν τον τοίχο, ώστε να μην ανατραπεί. Με τοποθέτηση ενός ελκυστήρα, ο οποίος μπορεί να αναπτύξει

αξονική δύναμη $N=10\text{kN}$ στην κορυφή του τοίχου, ο συντελεστής ασφαλείας γίνεται μεγαλύτερος της μονάδας (Σχήμα 10.5).



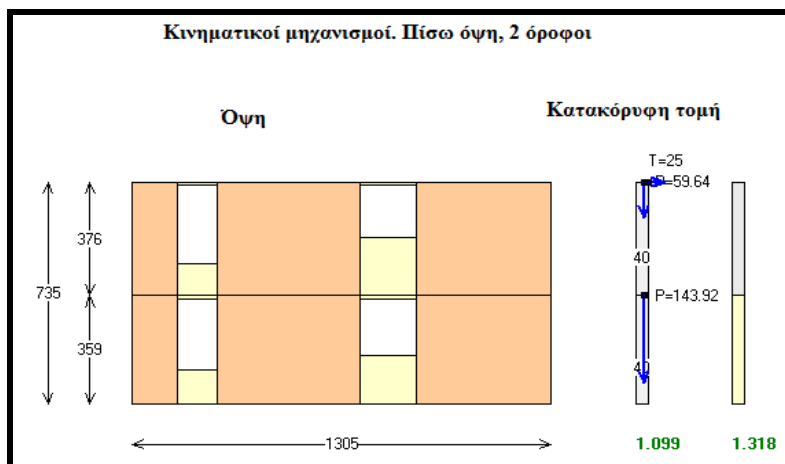
Σχήμα 10.5: Μηχανισμοί αστοχίας απλής ανατροπής στην πλάγια όψη (με χρήση ελκυστήρων)

Αντίστοιχα για την πίσω όψη, η οποία επίσης αστοχεί:



Σχήμα 10.6: Μηχανισμοί αστοχίας απλής ανατροπής στην πίσω όψη (υφιστάμενη κατασκευή)

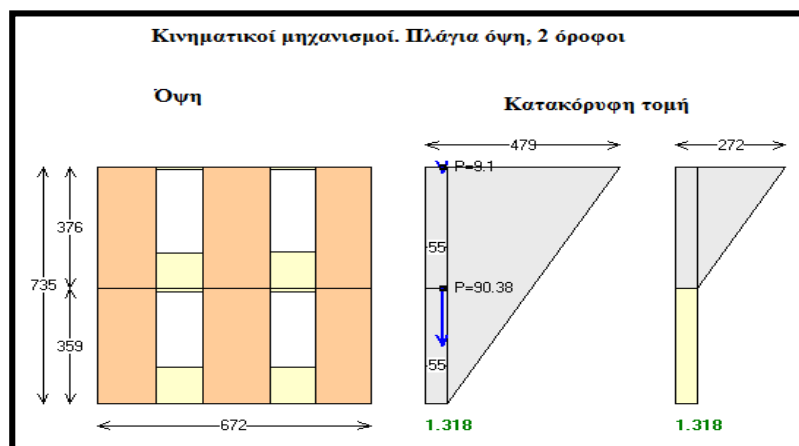
Με την προσθήκη ενός ελκυστήρα στην κορυφή που να αναπτύσσει δύναμη $N=25\text{kN}$, η όψη δεν αστοχεί πλέον (Σχήμα 10.7).



Σχήμα 10.7: Μηχανισμοί αστοχίας απλής ανατροπής στην πίσω όψη (με χρήση ελκυστήρων)

Στην περίπτωση της ενισχυμένης κατασκευής, μετά την ομογενοποίηση μάζας και την αποκατάσταση της σύνδεσης μεταξύ εγκάρσιων τοίχων, το τμήμα της τοιχοποιίας που εξετάζεται έναντι ανατροπής περιλαμβάνει πλέον και ένα τριγωνικό πρίσμα που αποκολλάται από τους εγκάρσιους τοίχους. Το πρίσμα αυτό σχηματίζει γωνία θ με την κατακόρυφη. Η διαδικασία έχει παρουσιαστεί στο Κεφάλαιο 5.

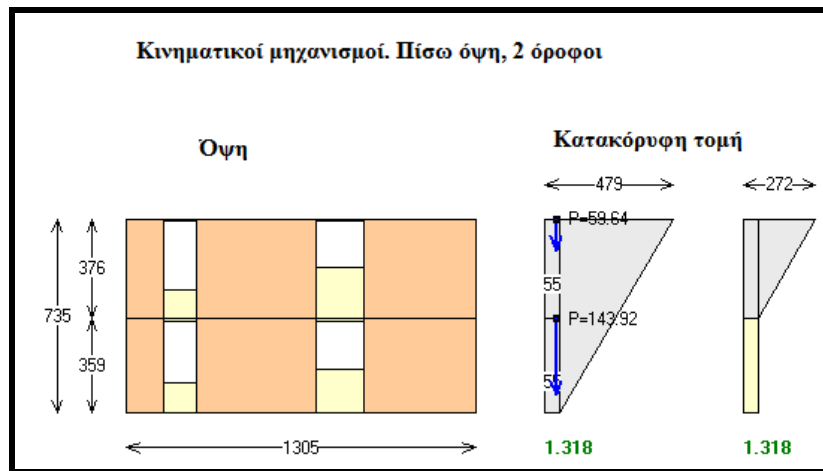
Για την πλάγια όψη (δύο εγκάρσιοι τοίχοι πάχους 55cm έκαστος):



Σχήμα 10.8: Μηχανισμοί αστοχίας απλής ανατροπής στην πλάγια όψη (με ομογενοποίηση μάζας και σύνδεση εγκάρσιων τοίχων)

Παρατηρείται επάρκεια του τοίχου έναντι ανατροπής

Αντίστοιχα για την πίσω όψη (τρεις εγκάρσιοι τοίχοι, δύο πάχους 55cm και ένας 50cm):



Σχήμα 10.9: Μηχανισμοί αστοχίας απλής ανατροπής στην πίσω όψη (με ομογενοποίηση μάζας και σύνδεση εγκάρσιων τοίχων)

Παρατηρείται επάρκεια του τοίχου. Συμπεραίνεται λοιπόν ότι η επαρκής σύνδεση μεταξύ εγκάρσιων τοίχων είναι κρίσιμη για την αποφυγή αστοχίας με απλή ανατροπή.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 11

ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΙΑΚΙΝΔΥΝΕΥΣΗΣ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΤΗΝ ΤΑΧΕΙΑ ΜΕΘΟΔΟ (LV1)

Στο κεφάλαιο αυτό θα παρουσιάζεται μια εφαρμογή του απλοποιημένου μηχανικού μοντέλου του επιπέδου LV1 που παρουσιάστηκε στο Κεφάλαιο 4 στο πολιτιστικό κέντρο της Κρεμαστής.

Η εδαφική επιτάχυνση a_{SLU} που επιφέρει κατάρρευση της κατασκευής πρέπει να υπολογίζεται στις δύο κύριες διευθύνσεις X και Y και να λαμβάνεται η μικρότερη εκ των δύο. **Εδώ παρουσιάζονται οι υπολογισμοί για τη διεύθυνση X.**

Το κτίριο είναι διώροφο, το υπόγειο θεωρείται η κατώτατη στάθμη και το ισόγειο άνω όροφος. Πρέπει συνεπώς να εξεταστούν δύο μηχανισμοί κατάρρευσης:

- (1) Ομοιόμορφη κατάρρευση (Μηχανισμός ασθενούς υπογείου)
- (2) Μηχανισμός ασθενούς άνω ορόφου

11.1 ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΡΡΕΥΣΗ

Η εδαφική επιτάχυνση που προκαλεί ομοιόμορφη κατάρρευση της κατασκευής δίνεται από τον τύπο:

$$a_{SLU} = \frac{QF_{SLU}}{e * MC(T)}$$

Ο συντελεστής Q λαμβάνεται ίσος με **2.25** (μη-κανονικό καθ' ύψος κτίριο).

Το ποσοστό της δρώσας μάζας υπολογίζεται από τον απλοποιημένο τύπο για ομοιόμορφη κατάρρευση ως εξής:

$$e^* = 0.75 + 0.25N^{-0.75} = 0.75 + 0.25 \cdot 2^{-0.75} = 0.90$$

Η συνολική μάζα του κτιρίου αποτελείται από το ίδιο βάρος των φερόντων τοίχων, της πλάκας του ισογείου, της ξυλοσκεπής και το κινητό φορτίο σχεδιασμού της πλάκας. Ο όγκος της τοιχοποιίας είναι 165m^3 . Το ειδικό βάρος 20 kN/m^3 . Το εμβαδόν της πλάκας 95.8m^2 με συνολικό μόνιμο φορτίο 3.75 kN/m^2 και κινητό 5.00 kN/m^2 . Το ίδιο βάρος της ξυλοσκεπής 1.7 kN/m^2 κατόψεως.

Η μάζα του κτιρίου υπολογίζεται για τον σεισμικό σχεδιασμό $G+0.6Q$ (κατηγορία σπουδαιότητας III, Πίνακας A1.1 του EC0):

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 11 – Εκτίμηση της σεισμικής διακινδύνευσης της κατασκευής με ταχεία μέθοδο (LV1)

$$M = \frac{G + 0.6Q}{g} = \frac{165 \cdot 20 + (3.75 + 0.6 \cdot 5) \cdot 95.8 + 1.7 \cdot 95.8}{9.81} =$$
$$= \frac{4109.5}{9.81} = 418.9 Mgr$$

Η ιδιοπερίοδος της κατασκευής στη διεύθυνση X, όπως υπολογίστηκε από τη σχέση του EC8 στο Κεφάλαιο 6 της εργασίας:

$$T_X = C_t \cdot H^{3/4} = 0.185 \text{ sec} \Rightarrow T_B \leq T_X \leq T_C$$

Το κανονικοποιημένο φάσμα για έδαφος Κατηγορίας B και $T_B \leq T \leq T_C$:

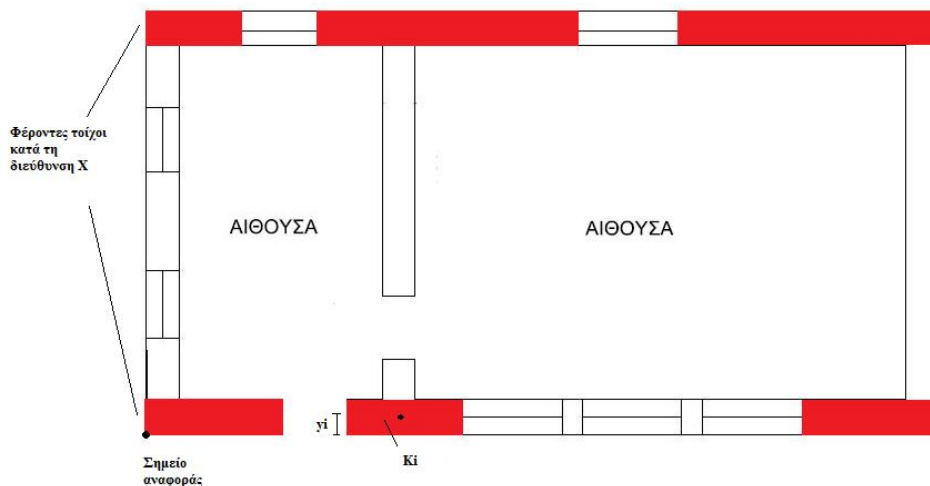
$$C(T) = \eta \cdot 2.5 = 1.0 \cdot 2.5 = 2.5$$

Η διατμητική αντοχή του κτιρίου στη στάθμη των πεσσών του υπογείου:

$$F_{SLUxi} = \frac{\mu_{xi} \zeta_{xi} A_{xi} \tau_{di}}{\beta_{xi}}$$

Η συντεταγμένη του Κ.Δ. του υπογείου, με σημείο αναφοράς την κάτω αριστερά γωνία των φερόντων τοίχων (Σχήμα 11.1):

$$y_{K\Delta} = \frac{\sum_k y_i A_{i,x}}{\sum_k A_{i,x}} = 6.07 \text{ m}$$



Σχήμα 11.1: Υπολογισμός συντεταγμένης $Y_{K\Delta}$ του κέντρου δυσκαμψίας

Το κέντρο μάζας εκτιμάται στο γεωμετρικό κέντρο της πλάκας:

$$y_{KM} = 3.56 \text{ m}$$

Η εκκεντρότητα Κ.Δ.-Κ.Μ. του υπογείου:

$$e_{yi} = y_{K\Delta} - y_{KM} = 6.07 - 3.56 = 2.51m$$

Η απόσταση κατά τη διεύθυνση Y του πλέον απομακρυσμένου στη διεύθυνση X πεσσού από το Κ.Δ.: $d_{yi} = 5.77m$

$$\text{Συνεπώς: } \beta_{xi} = 1 + 2 \frac{e_{yi}}{d_{yi}} \leq 1.25 = 1 + 2 \frac{2.51}{5.77} = 1.87 \leq 1.25 = 1.25$$

$$\begin{aligned} \mu_{xi} &= 1 - 0.2 \left(\sqrt{\frac{N_{mxi} \sum_j A_{xi,j}^2}{A_{xi}^2}} - 1 \right) \geq 0.8 = 1 - 0.2 \left(\sqrt{\frac{6 \cdot (0.644^2 + 2 \cdot 1.761^2 + 2 \cdot 0.822^2 + 0.928^2)}{6.83^2}} \right) = \\ &= 1 - 0.2 \left(\sqrt{\frac{6 \cdot 8.88}{46.65}} - 1 \right) = 0.986 \end{aligned}$$

Για διατμητική αστοχία: $\zeta_{xi} = 1.0$

Το εμβαδό των πεσσών εκείνων του υπογείου, οι οποίοι έχουν τη μεγαλύτερη διάστασή τους παράλληλη προς τη διεύθυνση X:

$$A_{xi} = 6.83m^2$$

$$\tau_{di} = \tau_{0d} \sqrt{1 + \frac{\sigma_{0i}}{1.5\tau_{0d}}} = 25.9 \sqrt{1 + \frac{216.4}{1.5 \cdot 25.9}} = 66.38kPa$$

Όπου:

Για τη συγκεκριμένη τοιχοποιία (τοιχοποιία με πυρήνα) από το Παράρτημα Γ,

$$\tau_{0m} = 35kPa$$

και για περιορισμένη αξιοπιστία δεδομένων: $FC = 1.35$

Άρα

$$\tau_{od} = \frac{\tau_{om}}{FC} = \frac{35}{1.35} = 25.9kPa$$

Για τον υπολογισμό της κατακόρυφης ορθής τάσης σ_{0i} θεωρούνται όλα τα υπερκείμενα φορτία (οροφή, τοίχοι ισογείου και πλάκα σκυροδέματος) προς τη συνολική επιφάνεια **όλων των πεσσών του υπογείου**:

$$\sigma_{0i} = \frac{105.45 \cdot 20 + 95.76 \cdot (12.6 + 1.7)}{11.42} = 216.4kPa$$

Οπότε προκύπτει:

$$F_{SLUxi} = \frac{\mu_{xi} \zeta_{xi} A_{xi} \tau_{di}}{\beta_{xi}} = \frac{0.986 \cdot 1.0 \cdot 6.83 \cdot 66.38}{1.25} = 357.6 kN$$

Η εδαφική επιτάχυνση ομοιόμορφης κατάρρευσης:

$$a_{SLU} = \frac{QF_{SLU}}{e^* MC(T)} = \frac{2.25 \cdot 356.9}{0.90 \cdot 418.9 \cdot 2.5} = 0.854 g$$

11.2 ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ ΑΣΘΕΝΟΥΣ ΑΝΩ ΟΡΟΦΟΥ

Η εδαφική επιτάχυνση που προκαλεί το μηχανισμό ασθενούς άνω ορόφου δίνεται από τον τύπο:

$$a_{SLU} = \frac{QF_{SLU}}{e^* MC(T)}$$

Ο συντελεστής **Q** λαμβάνεται ίσος με **2.25** (μη-κανονικό καθ' ύψος κτίριο).

Το ποσοστό της δρώσας μάζας υπολογίζεται από τον απλοποιημένο τύπο για μηχανισμό ασθενούς ορόφου ως εξής:

$$e^* = \frac{N + 1 - k}{N} = \frac{2 + 1 - 2}{2} = 0.5$$

Η συνολική μάζα **M** της κατασκευής όπως υπολογίστηκε για τον σεισμικό σχεδιασμό **G+0.6Q**:

$$M = 418.9 Mgr$$

Η ιδιοπερίοδος της κατασκευής στη διεύθυνση **X** κατά **EC8**:

$$T_X = C_t \cdot H^{3/4} = 0.185 \text{ sec} \Rightarrow T_B \leq T_X \leq T_C$$

Το κανονικοποιημένο φάσμα για έδαφος Κατηγορίας **B** και $T_B \leq T \leq T_C$:

$$C(T) = \eta \cdot 2.5 = 1.0 \cdot 2.5 = 2.5$$

Η διατμητική αντοχή του κτιρίου στη στάθμη των πεσσών του ισογείου:

$$F_{SLUxi} = \frac{\mu_{xi} \zeta_{xi} A_{xi} \tau_{di}}{\beta_{xi}}$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 11 – Εκτίμηση της σεισμικής διακινδύνευσης της κατασκευής με ταχεία μέθοδο (LV1)

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των πεσσών του ισογείου είναι ίδια με αυτών του υπογείου.

Η συντεταγμένη $Y_{K\Delta}$ του Κ.Δ. του υπογείου, με σημείο αναφοράς την κάτω αριστερά γωνία των φερόντων τοίχων:

$$y_{K\Delta} = 6.07m$$

Το κέντρο μάζας εκτιμάται στο γεωμετρικό κέντρο της πλάκας:

$$y_{KM} = 3.56m$$

Η εκκεντρότητα Κ.Δ.-Κ.Μ. του υπογείου:

$$e_{yi} = y_{K\Delta} - y_{KM} = 6.07 - 3.56 = 2.51m$$

Η απόσταση κατά τη διεύθυνση Y του πλέον απομακρυσμένου πεσσού από το Κ.Δ.:

$$d_{yi} = 5.77m$$

Συνεπώς:

$$\beta_{xi} = 1.25$$

$$\mu_{xi} = 0.986$$

Για διατμητική αστοχία:

$$\zeta_{xi} = 1.0$$

Το εμβαδό των πεσσών εκείνων του ισογείου, οι οποίοι έχουν τη μεγαλύτερη διάστασή τους παράλληλη προς τη διεύθυνση X :

$$A_{xi} = 6.83m^2$$

$$\sigma_{0i} = \frac{26.36 \cdot 20 + 95.76 \cdot 1.7}{9.42} = 73.26kPa$$

$$\tau_{di} = \tau_{0d} \sqrt{1 + \frac{\sigma_{0i}}{1.5\tau_{0d}}} = 25.9 \sqrt{1 + \frac{73.26}{1.5 \cdot 25.9}} = 44kPa$$

Οπότε προκύπτει:

$$F_{SLUxi} = \frac{\mu_{xi} \zeta_{xi} A_{xi} \tau_{di}}{\beta_{xi}} = \frac{0.986 \cdot 1.0 \cdot 6.83 \cdot 44}{1.25} = 237kN$$

Η εδαφική επιτάχυνση που απαιτείται για την αστοχία του άνω ορόφου (ισογείου):

$$a_{SLU} = \frac{QF_{SLU}}{e \cdot MC(T)} = \frac{2.25 \cdot 237}{0.50 \cdot 418.9 \cdot 2.5} = 1.018g$$

Για τους δύο πιθανούς καθολικούς μηχανισμούς κατάρρευσης στη διεύθυνση X που εξετάστηκαν, η μικρότερη εδαφική επιτάχυνση προκύπτει για τον μηχανισμό ομοιόμορφης κατάρρευσης (αστοχία πεσσών στη στάθμη του υπογείου). Το αποτέλεσμα αυτό ήταν αναμενόμενο λόγω της συμμετρίας στην κάτοψη των πεσσών στη διεύθυνση X καθ' ύψος.

Η τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης που οδηγεί στην κατάρρευση της κατασκευής στη διεύθυνση X είναι:

$$\alpha_{SLU} = 0.854g$$

Ο συντελεστής της σεισμικής ασφάλειας, ο οποίος υποδεικνύει τον σεισμικό κίνδυνο κατάρρευσης, ορίζεται ως εξής:

$$I_s = \frac{\alpha_{SLU}}{\gamma_I S a_g} = \frac{0.854}{1.20 \cdot 1.20 \cdot 0.16} = 3.71$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 12

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ

12.1 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΟΝ ΣΕΙΣΜΙΚΟ ΚΙΝΔΥΝΟ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΑΟΠΛΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ

- ✓ Οι κατασκευές από άοπλη τοιχοποιία παρουσιάζουν ιδιαίτερη ευαισθησία στις σεισμικές διεγέρσεις, το οποίο επιβεβαιώνεται από το γεγονός ότι η πλειοψηφία των κατασκευών που παρουσιάζουν σημαντικές βλάβες μετά από σημαντικά σεισμικά γεγονότα είναι από άοπλη τοιχοποιία. Τον τελευταίο αιώνα πάνω από το 50% του αριθμού των θυμάτων λόγω σεισμού προήλθε από κατάρρευση κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία.
- ✓ Στην Ελλάδα, αλλά και στις περισσότερες χώρες του κόσμου, ο σχεδιασμός της πλειοψηφίας των κατασκευών από τοιχοποιία έχει πραγματοποιηθεί με εμπειρικό τρόπο, λόγω της απουσίας κανονισμών ή ακόμα και κριτηρίων μηχανικού, με αποτέλεσμα την υψηλή τρωτότητα των κατασκευών αυτών έναντι σεισμού.
- ✓ Για την αποφυγή παρόμοιων συνεπειών στο μέλλον απαιτείται αξιολόγηση και ενίσχυση των υφιστάμενων κατασκευών.

12.2 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΑ ΤΡΙΑ ΕΠΙΠΕΔΑ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗΣ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΙΑΚΙΝΔΥΝΕΥΣΗΣ

- ✓ Υπάρχουν κατάλληλα εργαλεία για τον μελετητή μηχανικό, αλλά και για αρμόδιους φορείς που παρέχουν τη δυνατότητα αποτίμησης της σεισμικής διακινδύνευσης των κατασκευών με διάφορα επίπεδα ακρίβειας και ταχύτητας.
- ✓ Η διαδικασία ελέγχου μπορεί να ξεκινήσει με έναν ταχύ έλεγχο με τη χρήση του απλοποιημένου μηχανικού μοντέλου, ο οποίος αποδίδει μια πρώτη εικόνα της σεισμικής διακινδύνευσης και είναι ιδιαίτερα χρήσιμος σε εκτεταμένους ελέγχους μεγάλου αριθμού κτιρίων. Με την αξιολόγηση των αποτελεσμάτων αυτού του ελέγχου μπορούν να οριστούν προτεραιότητες για επεμβάσεις στα κτίρια που παρουσιάζουν τη μεγαλύτερη διακινδύνευση.
- ✓ Στη συνέχεια ο μηχανικός θα πρέπει να αναγνωρίσει τους τοπικούς μηχανισμούς αστοχίας που είναι δυνατό να εκδηλωθούν στην κατασκευή και να πραγματοποιήσει τους απαραίτητους ελέγχους και τις αντίστοιχες επεμβάσεις, αν απαιτούνται.

- ✓ Ένα προσομοίωμα της κατασκευής με χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων μπορεί να αποδώσει την ακριβή συμπεριφορά της κατασκευής και με βάση αυτήν να εκτιμηθεί η ανάγκη για επεμβάσεις.

12.3 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΙΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΑΟΠΛΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ

- ✓ Οι κλασσικές μέθοδοι ενίσχυσης άοπλης τοιχοποιίας (ελκυστήρες, ομογενοποίηση) μπορούν να αυξήσουν σημαντικά την αντοχή της τοιχοποιίας και τη φέρουσα ικανότητα των ενισχυόμενων δομικών μελών, με αποτέλεσμα τη βελτίωση της συμπεριφοράς του συνόλου της κατασκευής. Επιπλέον δεν αλλοιώνουν την αισθητική της κατασκευής. Η ενίσχυση με ελκυστήρες είναι μάλιστα πλήρως αναστρέψιμη μέθοδος.
- ✓ Ιδιαίτερα σημαντικές παράμετροι για την ικανοποιητική σεισμική συμπεριφορά κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία είναι η ύπαρξη διαφραγμάτων στις στάθμες των πατωμάτων και της στέγης και η ισχυρή σύνδεση μεταξύ εγκάρσιων φερόντων τοίχων. Η πρώτη βελτιώνει σημαντικά τη μεταβίβαση των σεισμικών δυνάμεων στους τοίχους που είναι παράλληλοι στη σεισμική φόρτιση, ανακουφίζοντας τους κάθετους τοίχους που καταπονούνται εκτός επιπέδου. Η δεύτερη αποτρέπει την εκδήλωση τοπικών μηχανισμών αστοχίας με αποκόλληση τμημάτων της κατασκευής (ανατροπή κα.).
- ✓ Στο πολιτιστικό κέντρο που μελετήθηκε, η κατασκευή μετά την ομογενοποίηση της μάζας και την κατασκευή διαζώματος ή διαφράγματος στην κορυφή παρουσίασε μείωση στις ιδιοπεριόδους και στις μέγιστες μετακινήσεις.
- ✓ Η ενίσχυση με ινοπλισμένα πολυμερή (FRP) μπορεί να βελτιώσει σημαντικά τη φέρουσα ικανότητα μελών από τοιχοποιία με πρόσθετα πλεονεκτήματα την προσθήκη πολύ μικρού ίδιου βάρους και ευκολία στην εφαρμογή. Επίσης είναι η πλέον κατάλληλη μέθοδος για την ενίσχυση στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα, όπως στην περίπτωση της πλάκας του ισογείου του πολιτιστικού κέντρου.
- ✓ Η ενίσχυση τοιχοποιίας με δημιουργία μανδυνών ή οπλισμένων επιχρισμάτων αυξάνει σημαντικά τη φέρουσα ικανότητα, αυξάνοντας παράλληλα όμως και το ίδιο βάρος και κατά συνέπεια και τη δρώσα σεισμική μάζα της κατασκευής.
- ✓ Διαπιστώνεται λοιπόν ότι παρόλο που κάποιες μέθοδοι ενίσχυσης μπορούν να προσφέρουν την ίδια επιθυμητή βελτίωση στη σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής (πχ. ενίσχυση πεσσού με FRP ή με μανδύα Ο/Σ), οι εκάστοτε πρόσθετες απαιτήσεις για κάθε κατασκευή (αισθητικές απαιτήσεις, κόστος ενισχύσεων, χωρικοί περιορισμοί κλπ.) είναι πολλές φορές καθοριστικές για το είδος της ενίσχυσης που θα επιλεγεί τελικά.

12.4 ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ

Η μελέτη της συμπεριφοράς της τοιχοποιίας είναι αντικείμενο εκτεταμένης έρευνας.

- ✓ Οι μηχανισμοί που καθορίζουν διάφορες παραμέτρους αντοχής (πχ. εφελκυστική αντοχή) μπορούν να ληφθούν υπόψη για μια πιο ακριβή προσομοίωση της συμπεριφοράς της τοιχοποιίας. Στην παρούσα διπλωματική εργασία έγινε υπέρ της ασφαλείας παραδοχή μηδενικής εφελκυστικής αντοχής της τοιχοποιίας. Μια πιο ενδελεχής θεώρηση θα μπορούσε να λάβει υπόψη και το φαινόμενο της ρηγμάτωσης, με την εμφάνιση του οποίου χάνεται η συνοχή. Αποτέλεσμα θα ήταν μια ακριβέστερη και λιγότερο συντηρητική προσέγγιση.
- ✓ Στην εργασία αυτή εξετάστηκαν κάποιοι βασικοί τοπικοί μηχανισμοί αστοχίας (απλή ανατροπή, κατακόρυφη και οριζόντια καμπτική αστοχία). Υπάρχει ένα πλήθος άλλων τοπικών μηχανισμών αστοχίας που μπορούν να εκδηλωθούν σε μία κατασκευή, ανάλογα με τη μορφολογία της. Ένα πιθανό θέμα εργασίας θα ήταν η εξέταση των πιθανών τοπικών μηχανισμών αστοχίας για διαφορετικούς τύπους κατασκευών.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

ΓΕΝΙΚΗ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Βιτζηλαίου, Ε. (2005). *Σημειώσεις για το μάθημα μηχανική της τοιχοποιίας*, Εκδόσεις ΕΜΠ, Αθήνα.
- [2] Βιτζηλαίου, Ε. και Θ. Τάσιος (1995). *Ενίσχυση τρίστρωτης τοιχοποιίας με ενέματα*.
- [3] Δημοσθένους, Μ. (2009). *Μέθοδοι και υλικά αποκατάστασης και ενίσχυσης διατηρητέων κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία*, ΤΕΕ/ΤΚΜ.
- [4] Ιγνατάκης, Χ. *Μηχανική της τοιχοποιίας – Σύνθεση φέροντος οργανισμού – Απόκριση και τυπολογία βλαβών υπό κατακόρυφα και σεισμικά φορτία, Σεμινάριο μικρής διάρκειας. Κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία. Κανονισμός – Βλάβες – Αποκατάσταση*.
- [5] Καραντώνη, Φ. (2012). *Κατασκευές από τοιχοποιία: Σχεδιασμός και επισκευές*, Εκδόσεις Παπασωτηρίου, Αθήνα.
- [6] Ραυτογιάννης, Ι. (2007). *Κατασκευές από σύνθετα υλικά*, Αθήνα.
- [7] Σημειώσεις Ανοικτού Πανεπιστημίου (2008). *Σεισμικές βλάβες και ενισχύσεις παραδοσιακών και μνημειακών κτιρίων*, Εκδόσεις ΕΑΠ, Αθήνα.
- [8] Σπανός, Χ., Κ. Τρέζος και Μ. Σπιθάκης (2001). *Πρακτικά- διδακτικά εγχειρίδια. Μέθοδοι για την επιτόπου αποτίμηση των χαρακτηριστικών των υλικών*, ΤΕΕ/ANTYK/ΟΜΑΔΑ Π-3.
- [9] Σπυράκος, Κ. (2004). *Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία*, Εκδόσεις ΤΕΕ, Αθήνα.
- [10] Τάσιος, Θ. (1986). *Η Μηχανική της Τοιχοποιίας*, Εκδόσεις ΕΜΠ, Αθήνα.
- [11] Υπηρεσία Αποκατάστασης Σεισμοπλήκτων (ΥΑΣ) (2011). *Τιμολόγιο υπολογισμού της δαπάνης των εργασιών επισκευής για την αποκατάσταση των ζημιών σε κτίρια που έχουν πληγεί από φυσικές καταστροφές (σεισμό, πυρκαγιά, πλημμύρα, κατολίσθηση) και της αντίστοιχης Στεγαστικής Συνδρομής*.
- [12] Διπλωματική Εργασία, Μπρούσαλη, Μ. (2011). *Αποτύπωση, αποτίμηση και επεμβάσεις σε λιθόδομητο κτίριο στη Βλαχοκερασιά Αρκαδίας*, ΕΜΠ, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών.
- [13] Augenti, N. (2005). *Controllo di progetti relativi a strutture in muratura*, Napoli.

- [14] Augusti, G., M. Ciampoli and P. Giovenale (2001). Seismic vulnerability of monumental buildings, *Structural Safety*, Volume 23, Issue 3, pp. 253-274, retrieved September 24, 2001 from <http://www.elsevier.com/locate/strusafe>
- [15] Credali, L. and G. Ussia (2011). Composite materials technologies in constructions structural retrofitting, *COMPdyn 2011, 3rd ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering* (eds.M. Papadrakakis, M. Fragiadakis, V. Plevris), Corfu, Greece, 25–28 May.
- [16] Doherty, K., M. C. Griffith, N. Lam and J. Wilson (2002). Displacement-based seismic analysis for out-of-plane bending of unreinforced masonry walls, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol 31, pp. 833–850.
- [17] Focacci, F. (2008). *Rinforzo delle murature con materiali compositi*, Dario Flaccovio Editore, Palermo.
- [18] Lagomarsino, S. and S. Podesta (2004). Damage and Vulnerability Assessment of Churches after the 2002 Molise, Italy, Earthquake, *Earthquake Spectra*, Volume 20, No. S1, July, pp. S271–S283.
- [19] Lagomarsino, S. and S. Podesta (2004). Seismic Vulnerability of Ancient Churches: I. Damage Assessment and Emergency Planning, *Earthquake Spectra*, Volume 20, No. 2, May, pp. 377–394.
- [20] Lagomarsino, S. and S. Podesta (2004). Seismic Vulnerability of Ancient Churches: II. Statistical Analysis of Surveyed Data and Methods for Risk Analysis, *Earthquake Spectra*, Volume 20, No. 2, May, pp. 395–412.
- [21] Lenza, P., A. Gherzi and B. Calderoni (2011). *Edifici in muratura*, Dario Flaccovio Editore, Palermo.
- [22] Lourenco, P.B and J.A. Roque (2005). Simplified indexes for the seismic vulnerability of ancient masonry buildings, *Construction and Building Materials*, Volume 20, Issue 4, pp. 200–208, retrieved May 2006, from <http://www.elsevier.com/locate/conbuildmat>
- [23] Mayorca, P. and K. Meguro (2004). Proposal of an efficient technique for retrofitting unreinforced masonry dwellings, *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, Paper No. 2431
- [24] Santoro, L. (2007). *Rischio sismico e patrimonio monumentale*, Dario Flaccovio Editore, Palermo.
- [25] Spyrakos, C., A. Francioso and P. Kiriakopoulos. Seismic evaluation of the masonry historic church of St. Nicholas in Piraeus before and after interventions, *Engineering structures*

- [26] Valuzzi, M.R. (2004). *Consolidamento di murature in pietra*, Gruppo Editoriale Faenza Editrice, Faenza.

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ, ΕΓΚΥΚΛΙΟΙ ΚΑΙ ΟΔΗΓΙΕΣ

- [27] EN 1990:2002, *Βάσεις σχεδιασμού δομημάτων*.
- [28] EN 1991-1-1:2002, *Γενικές δράσεις- Πυκνότητα, ίδια βάρη και επιβαλλόμενα φορτία κτιρίων*.
- [29] EN 1991-1-3:2003, *Γενικές δράσεις – Φορτία χιονιού*.
- [30] EN 1991-1-4:2005, *Γενικές δράσεις – Δράσεις του ανέμου*.
- [31] EN 1996-1-1:2005, *Γενικοί κανόνες για οπλισμένη και άοπλη τοιχοποιία*.
- [32] EN 1996-3:2006, *Απλοποιημένες μέθοδοι υπολογισμού για άοπλη τοιχοποιία*.
- [33] EN 1998-1:2004, *Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια*.
- [34] EN 1998-3:2005, *Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και ενίσχυση κτιρίων*.
- [35] ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), *Τελικό Εναρμονισμένο Κείμενο, Φεβρουάριος 2011*.
- [36] D.M. 14/1/2008, *Norme tecniche per le costruzioni*.
- [37] Circolare 617 del 2009
- [38] CNR-DT 200/2004, *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures*.
- [39] Direttiva P.C.M. 09.02.2011
- [40] Circolare 26 del 02.02.2010
- [41] REGIONE MOLISE: Protocollo di Progettazione per la Realizzazione degli Interventi di Ricostruzione Post-Sisma sugli Edifici Privati (2005), *Parte I – Edifici In Muratura*

ΔΙΑΔΙΚΤΥΟ

<http://en.wikipedia.org/wiki/Masonry>

<http://www.sciencedirect.com/>

<http://www.elsevier.com/>

<http://www.em4c.gr/>

<http://www.csiamerica.com/sap2000>

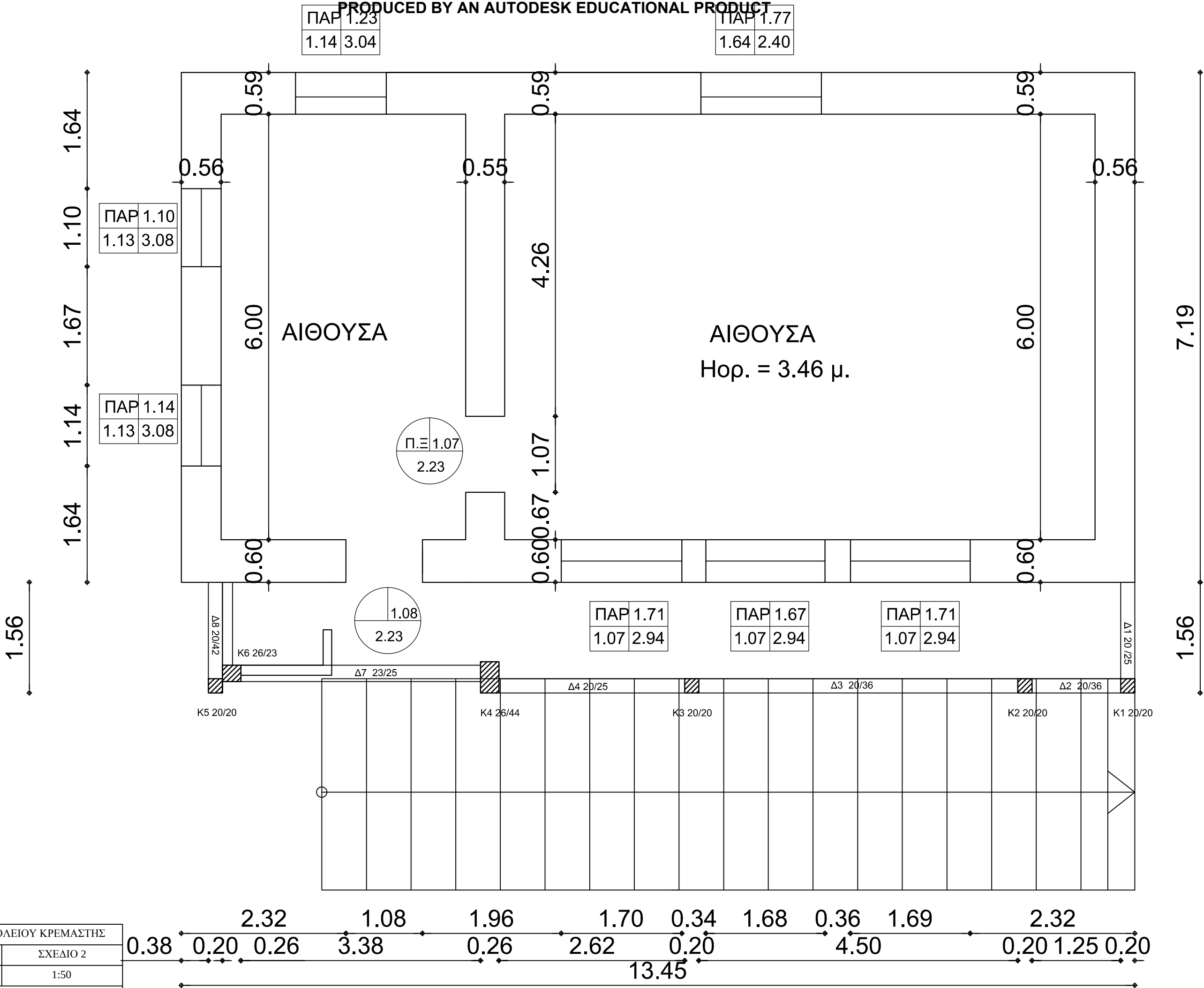
<http://www.aedes.it/>

<http://www.runet.gr/fedra.htm>

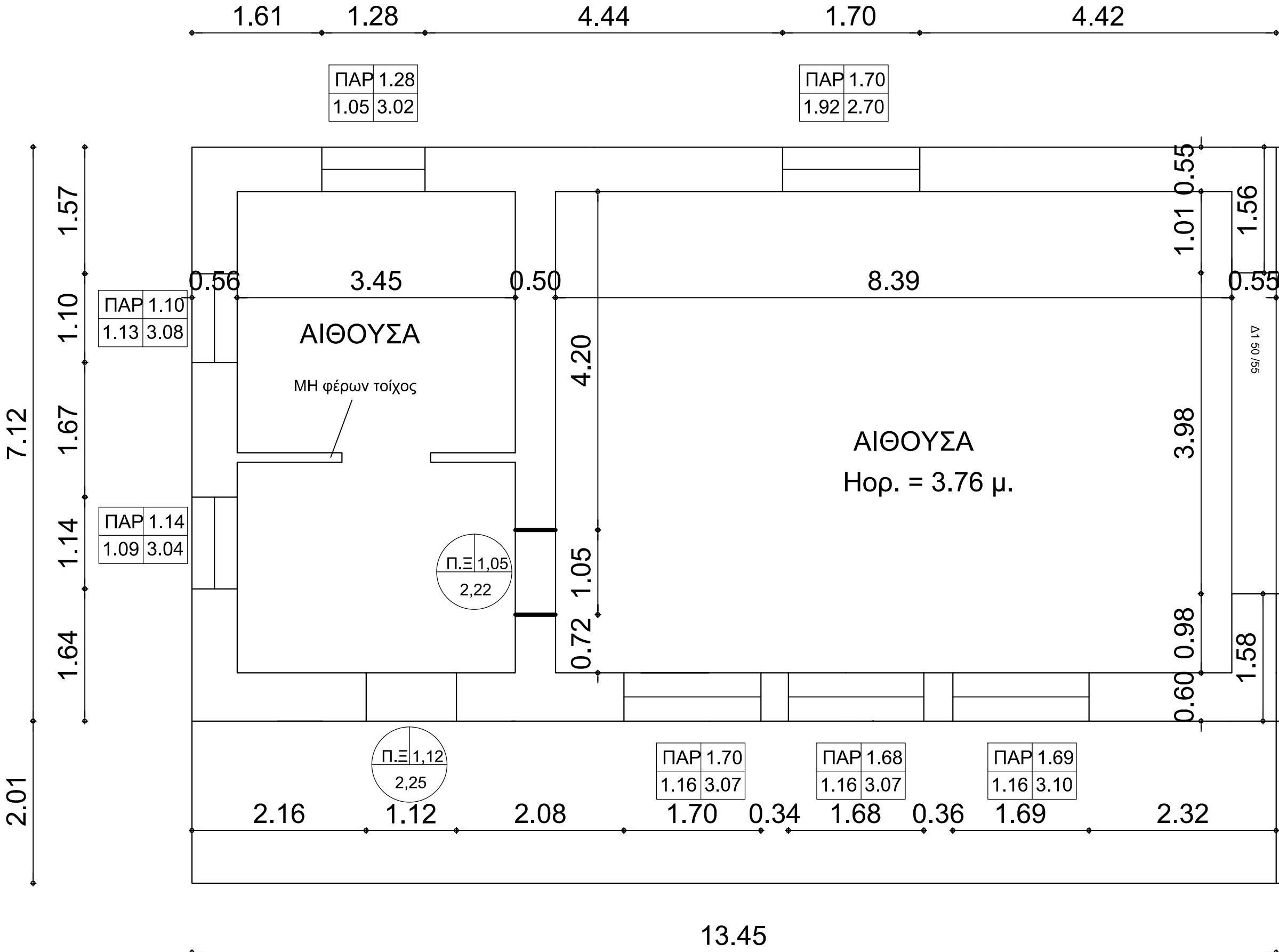
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

**ΣΧΕΔΙΑ ΠΟΛΙΤΙΣΤΙΚΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ
ΚΡΕΜΑΣΤΗΣ
ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΑ ΣΧΕΔΙΑ
ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ**

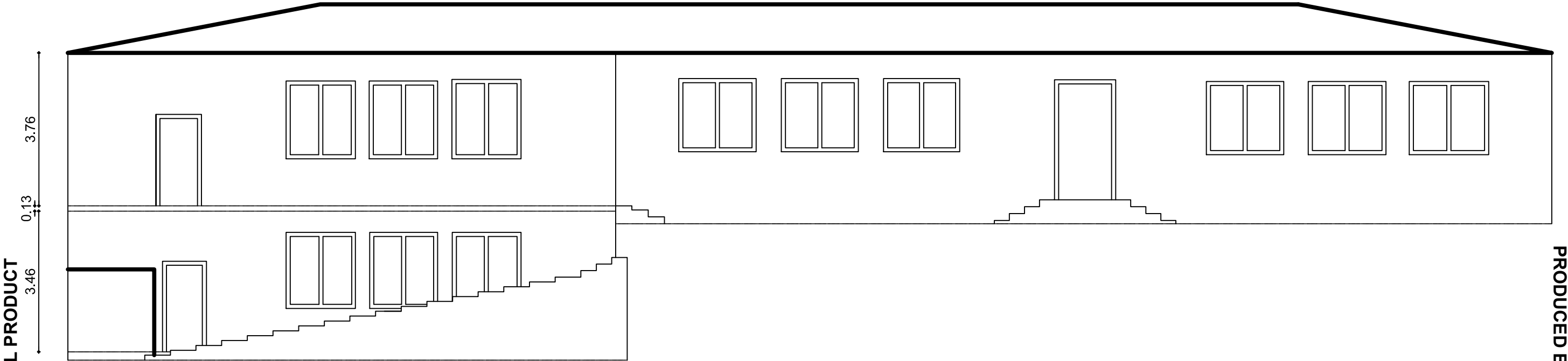
ΣΧΕΔΙΑ ΠΡΩΗΝ ΣΧΟΛΕΙΟΥ ΚΡΕΜΑΣΤΗΣ	
ΚΑΤΟΨΗ ΥΠΟΓΕΙΟΥ	ΣΧΕΔΙΟ 2
ΚΛΙΜΑΚΑ	1:50
ΜΑΡΙΝΟΣ ΣΟΥΛΙΩΤΗΣ - ΕΜΠ	



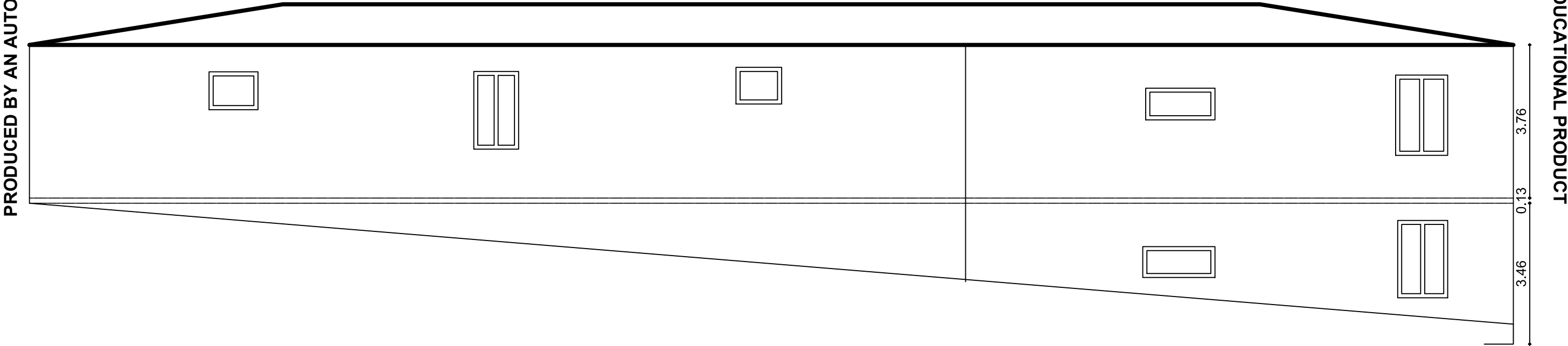
ΣΧΕΔΙΑ ΠΡΩΗΝ ΣΧΟΛΕΙΟΥ ΚΡΕΜΑΣΤΗΣ	
ΚΑΤΟΨΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ	ΣΧΕΔΙΟ 1
ΚΛΙΜΑΚΑ	1:50
ΜΑΡΙΝΟΣ ΣΟΥΛΙΩΤΗΣ - ΕΜΠ	



ΠΡΟΣΟΨΗ

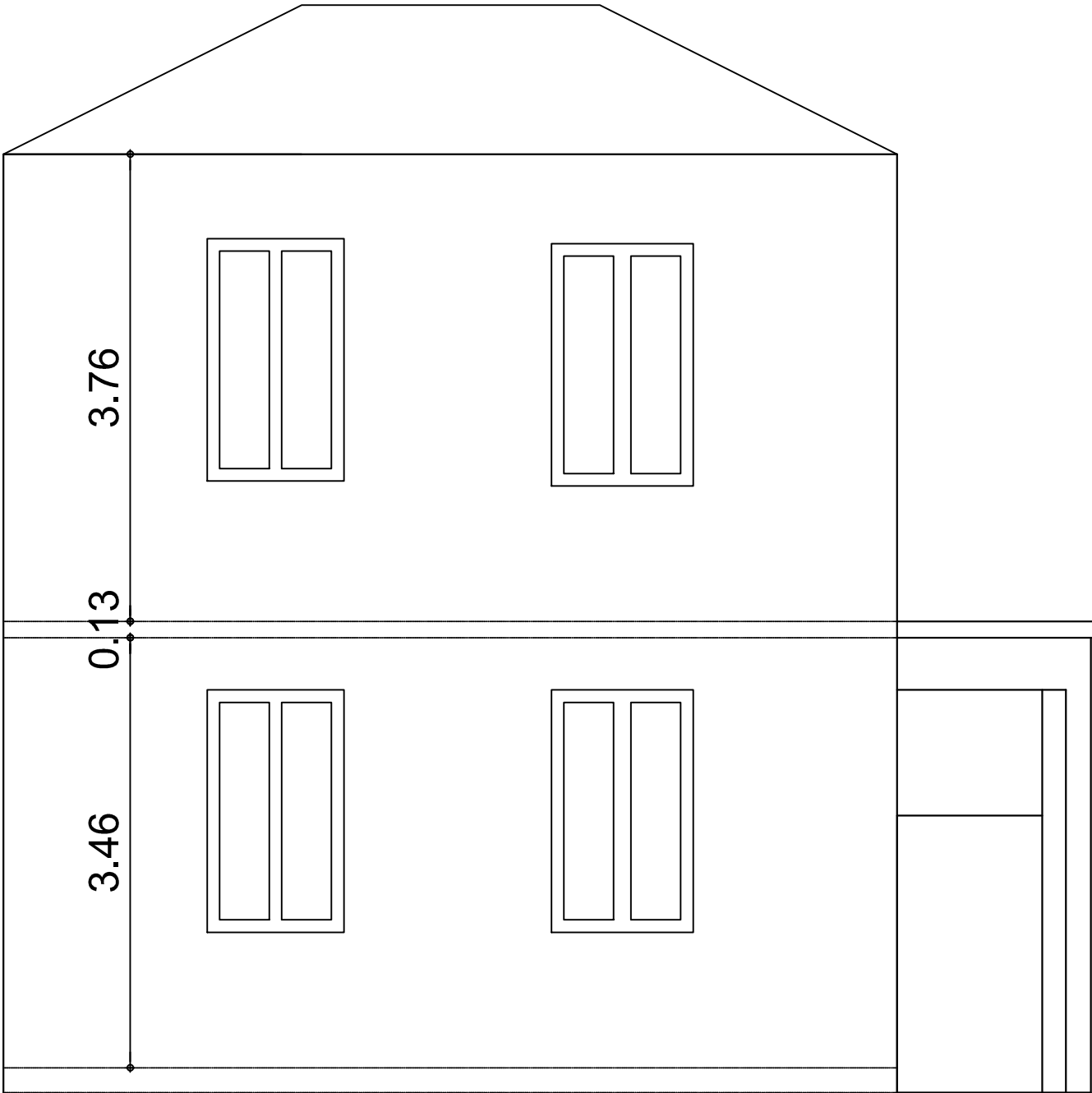


ΠΙΣΩ ΟΨΗ

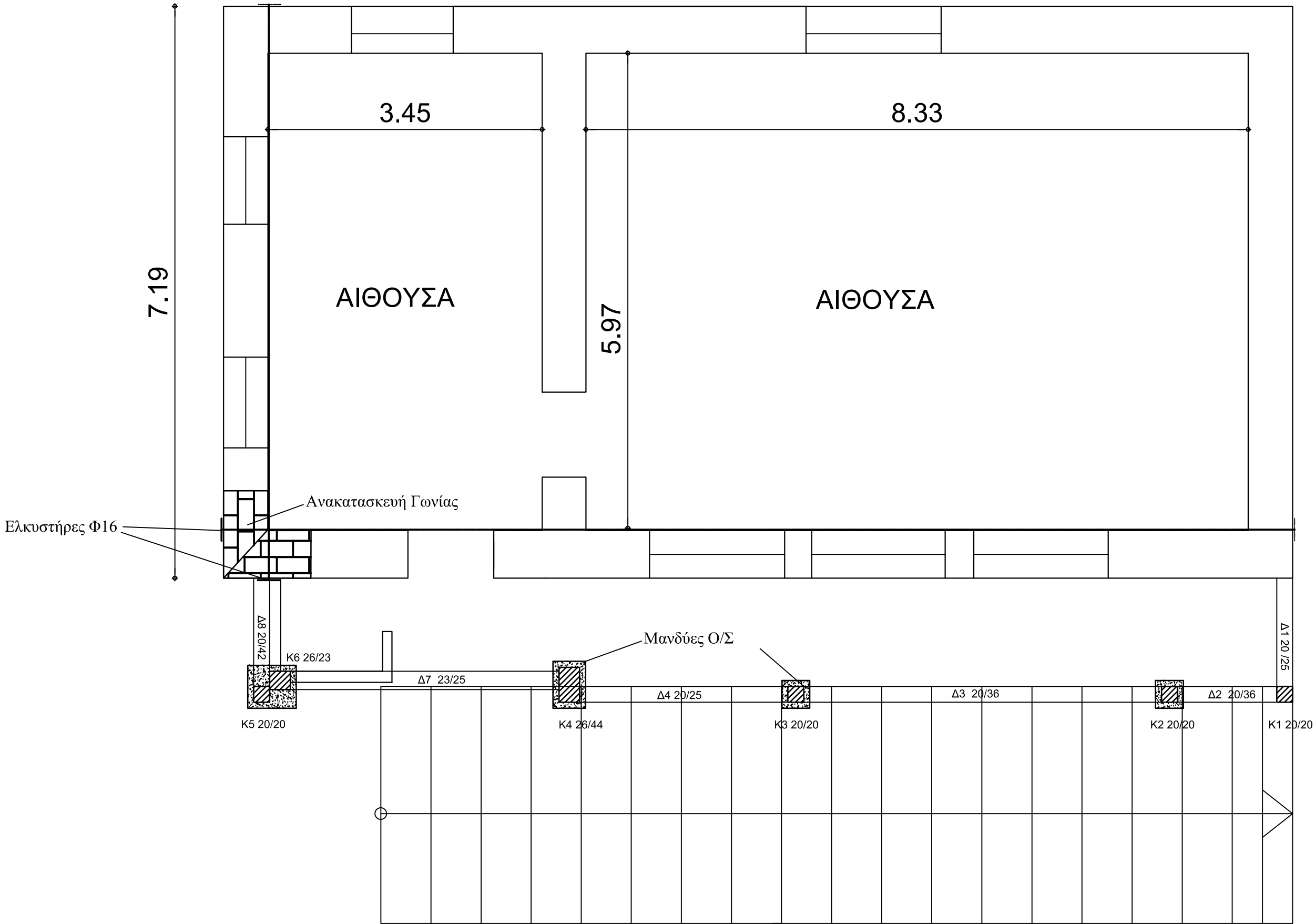


ΣΧΕΔΙΑ ΠΡΩΗΝ ΣΧΟΛΕΙΟΥ ΚΡΕΜΑΣΤΗΣ	
ΟΨΕΙΣ	ΣΧΕΔΙΟ 3
ΚΛΙΜΑΚΑ	1:100
ΜΑΡΙΝΟΣ ΣΟΥΛΙΩΤΗΣ - ΕΜΠ	

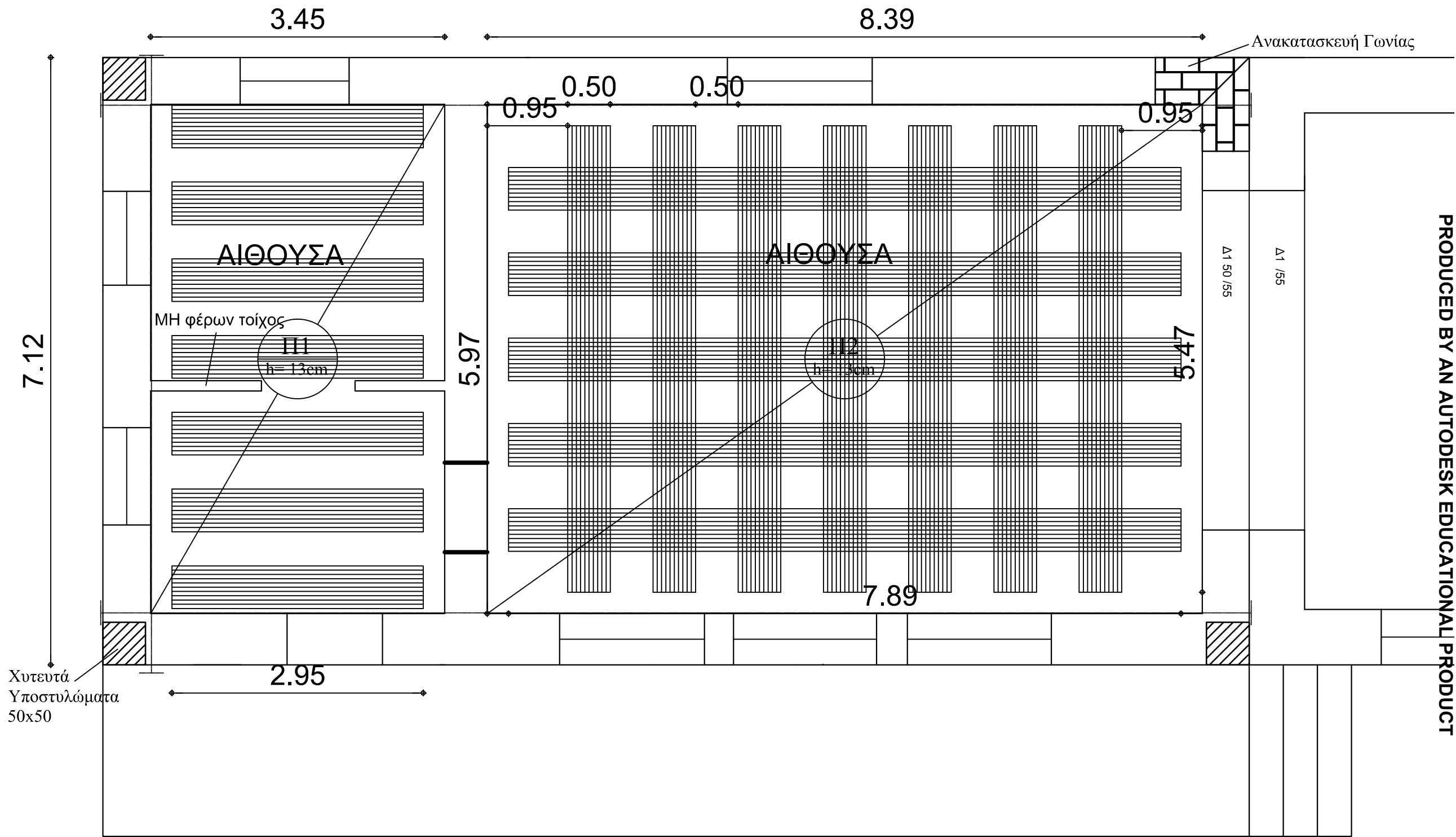
ΠΛΑΓΙΑ ΟΨΗ



ΣΧΕΔΙΑ ΠΡΩΗΝ ΣΧΟΛΕΙΟΥ ΚΡΕΜΑΣΤΗΣ	
ΟΨΗ	ΣΧΕΔΙΟ 4
ΚΛΙΜΑΚΑ	1:50
ΜΑΡΙΝΟΣ ΣΟΥΛΙΩΤΗΣ - ΕΜΠ	

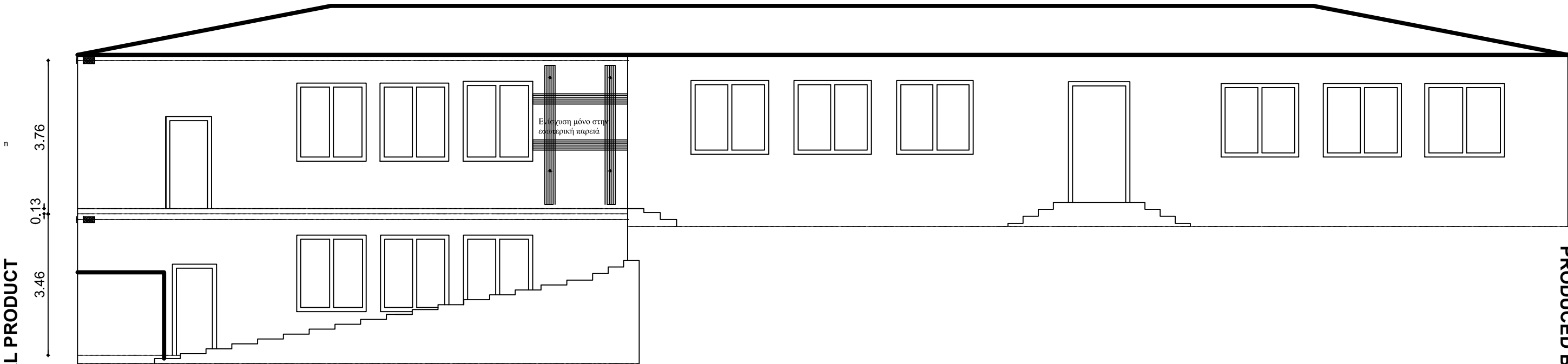


ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΑ ΣΧΕΔΙΑ ΠΟΛΙΤΙΣΤΙΚΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΚΡΕΜΑΣΤΗΣ	
ΚΑΤΟΨΗ ΥΠΟΓΕΙΟΥ	ΣΧΕΔΙΟ 2
ΚΛΙΜΑΚΑ	1:50
ΜΑΡΙΝΟΣ ΣΟΥΛΙΩΤΗΣ - ΕΜΠ	

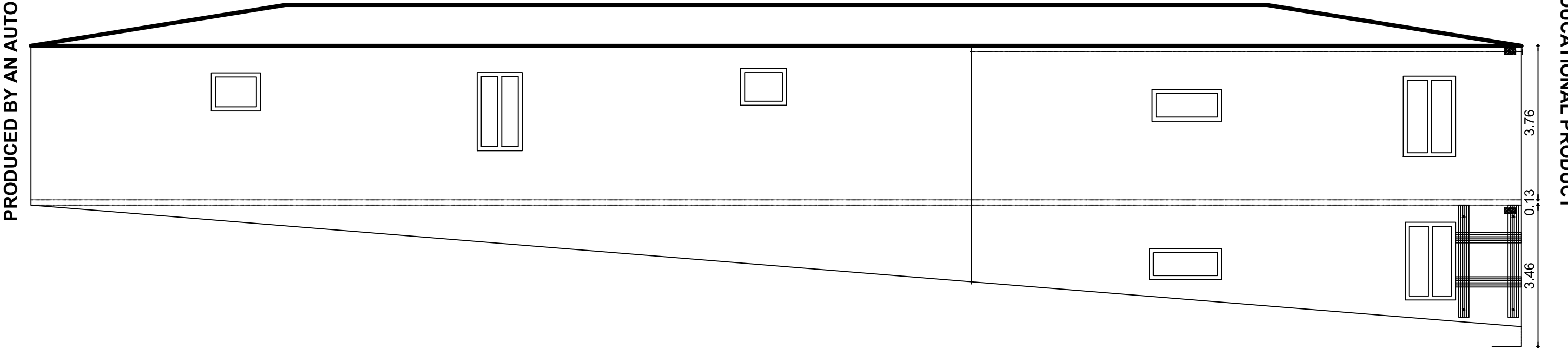


ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΑ ΣΧΕΔΙΑ ΠΟΛΙΤΙΣΤΙΚΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΚΡΕΜΑΣΤΗΣ	
ΚΑΤΟΨΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ	ΣΧΕΔΙΟ 1
ΚΛΙΜΑΚΑ	1:50
ΜΑΡΙΝΟΣ ΣΟΥΛΙΩΤΗΣ - ΕΜΠ	

ΠΡΟΣΟΨΗ

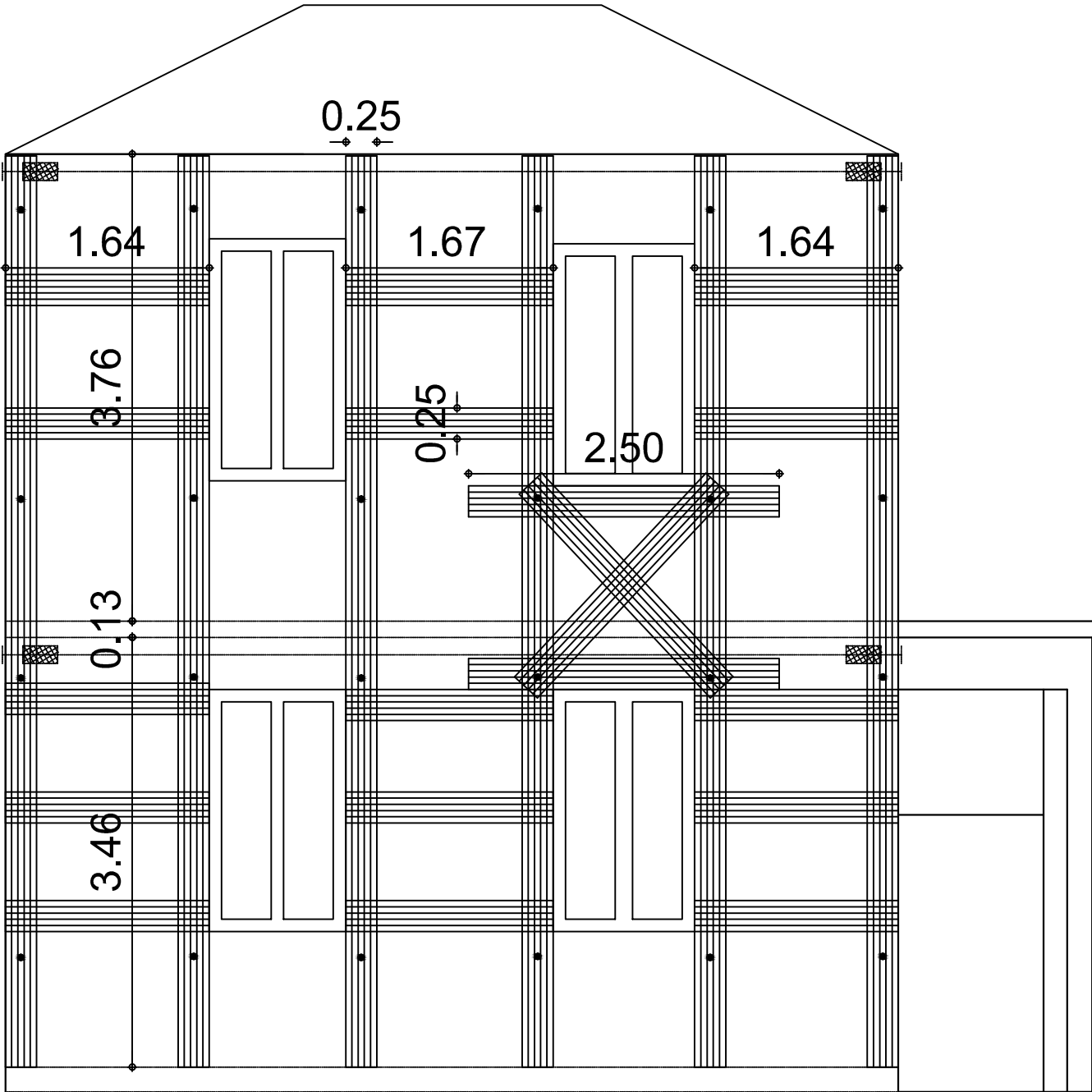


ΠΙΣΩ ΟΨΗ



ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΑ ΣΧΕΔΙΑ ΠΟΛΙΤΙΣΤΙΚΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΚΡΕΜΑΣΤΗΣ	
ΟΨΕΙΣ	ΣΧΕΔΙΟ 3
ΚΛΙΜΑΚΑ	1:100
ΜΑΡΙΝΟΣ ΣΟΥΛΙΩΤΗΣ - ΕΜΠ	

ΠΛΑΓΙΑ ΟΨΗ



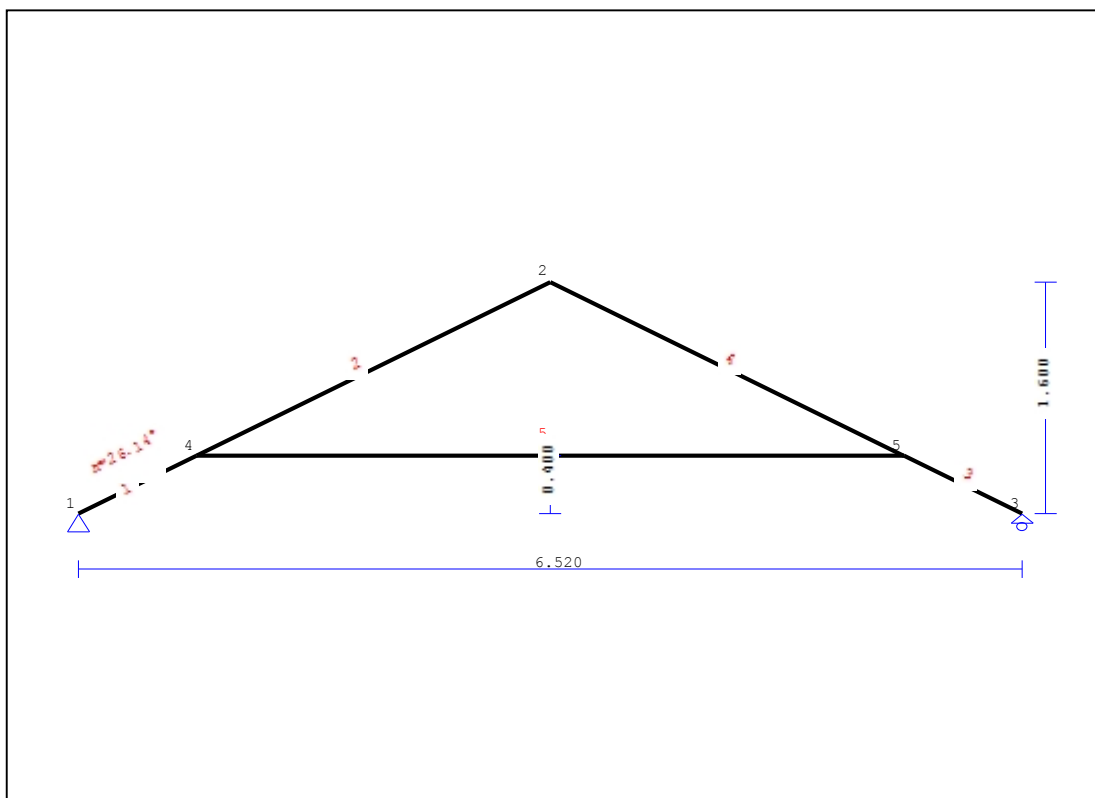
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΑ ΣΧΕΔΙΑ ΠΟΛΙΤΙΣΤΙΚΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΚΡΕΜΑΣΤΗΣ	
ΟΨΗ	ΣΧΕΔΙΟ 4
ΚΛΙΜΑΚΑ	1:50
ΜΑΡΙΝΟΣ ΣΟΥΛΙΩΤΗΣ - ΕΜΠ	

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΕΥΛΟΣΚΕΠΗΣ
ΜΕ ΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ FEDRA
ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ**



1. Τεχνική Περιγραφή, παραδοχές, υλικά φορτία

1.1. Τρόπος Κατασκευής

Εύλινη στέγη, από ζευκιά ξυλεία C20. Τύπος ζευκτιού όπως το ανωτέρω σχέδιο.
 Ανοιγμα ζευκτιών 6.520 m, ύψος 1.600 m, κλίση στέγης 26.14°, απόσταση ζευκτιών 0.500m
 Πέτωμα από ξυλεία C20, πάχους 15 mm
 Τεγίδες από ξυλεία C20, διαστάσεων 50x50 mm, σε απόσταση 0.250 m
 Διατομές ράβδων ζευκτιού BxH [mm]
 Ράβδοι 1, 2, 3, 4, διατομή 100x120 [mm]
 Ράβδοι 5, διατομή 80x80 [mm]
 Όγκος ζευκτιού =0.118 m³, βάρος ζευκτιού =0.383 kN

1.2. Κανονισμοί

EN1990-1-1:2002, Ευρωκώδικας 0 Μέρος 1-1, Δράσεις
 EN1991-1-1:2002, Ευρωκώδικας 1 Μέρος 1-1, Φορτία κατασκευής
 EN1991-1-3:2003, Ευρωκώδικας 1 Μέρος 1-3, Φορτία χιονιού
 EN1991-1-4:2005, Ευρωκώδικας 1 Μέρος 1-4, Φορτία ανέμου
 EN1995-1-1:2009, Ευρωκώδικας 5 Μέρος 1-1, Εύλινες κατασκευές

1.3. Μέθοδος υπολογισμού

Οι εσωτερικές δυνάμεις του ζευκτιού της στέγης υπολογίζονται με ανάλυση του ραβδόμορφου φορέα, με πεπερασμένα στοιχεία, με άκαμπτες ή ελαστικές συνδέσεις. Για να υπολογιστούν οι διάφορες φορτίσεις, πρώτα υπολογίζονται οι εντατικές καταστάσεις, για μοναδιαίες φορτίσεις, και εν συνεχεία με συνδυασμό αυτών προκύπτουν οι εντατικές καταστάσεις στις διάφορες φορτίσεις. Εξετάζονται όλοι οι συνδυασμοί επικίνδυνων φορτίσεων, σύμφωνα με Ευρωκώδικα 1 και Ευρωκώδικας 5, και γίνονται όλοι οι έλεγχοι των ράβδων στις δυσμενέστερες συνθήκες φόρτισης (φέρουσα ικανότητα), σύμφωνα με EC5 EN1995-1-1:2009, §6. Γίνονται επίσης οι έλεγχοι των συνδέσεων σύμφωνα με EC5 EN1995-1-1:2009, §8. Ελέγχονται επίσης τα βέλη σε κατάσταση λειτουργικότητας, σύμφωνα με EC5 EN1995-1-1:2009, §7.

1.4. Ιδιότητες υλικών (ζευκτών, τειγδων, πετσωματος)

(EC5 EN1995-1-1:2009, §3)

Ποιότητα ξυλείας: C20

Κλάση λειτουργίας : Κλάση 1, περιεκτικότητα υγρασίας $\leq 12\%$ (EC5 §2.3.1.3)

Συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M=1.30$ (EC5 Πιν. 2.3)

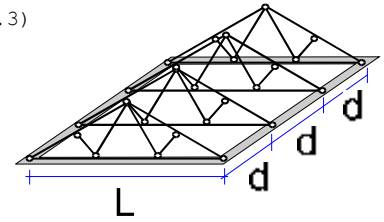
Χαρακτηριστικές ιδιότητες ξυλείας

$f_{mk} = 20.0 \text{ MPa}$, $f_{t0k} = 12.0 \text{ MPa}$, $f_{t90k} = 0.4 \text{ MPa}$

$f_{c0k} = 19.0 \text{ MPa}$, $f_{c90k} = 2.3 \text{ MPa}$, $f_{vk} = 3.6 \text{ MPa}$

$E_{0m} = 9500 \text{ MPa}$, $E_{005} = 6400 \text{ MPa}$, $E_{90m} = 320 \text{ MPa}$

$G_m = 590 \text{ MPa}$, $\rho_k = 330 \text{ Kg/m}^3$



1.5. Κατανεμημένα φορτία στέγης

Επικάλυψη στέγης $G_e = 1.500 \text{ kN/m}^2$ (Κολυμβητά κεραμίδια+σανίδωμα+ζεω)

Τειγίδες, σανίδωμα, μόνωση $G_t = 0.180 \text{ kN/m}^2$ $G_e+G_t = 1.680 \text{ kN/m}^2$

Οροφή κάτω επιφάνειας στέγης $G_c = 0.000 \text{ kN/m}^2$

Φορτίο χιονιού επί του εδάφους $S_k = 0.500 \text{ kN/m}^2$

Πίεση ανέμου σε κάθετη επιφάνεια $Q_w = 0.700 \text{ kN/m}^2$

Επιβεβλημένο φορτίο (κατηγορία H) $Q_i = 0.500 \text{ kN/m}^2$

2. Φορτίου χιονιού (EC1 EN1991-1-3:2003, §5)

Συντελεστής μορφής, $\alpha_1=\alpha_2=26.14^\circ$, $\mu_1(\alpha_1)=\mu_1(\alpha_2)=0.800$ (Πιν. 5.2)

$S(\alpha_1)=\mu_1(\alpha_1) \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k = 0.800 \times 1.00 \times 1.00 \times 0.500 = 0.400 \text{ kN/m}^2$ (§5.2)

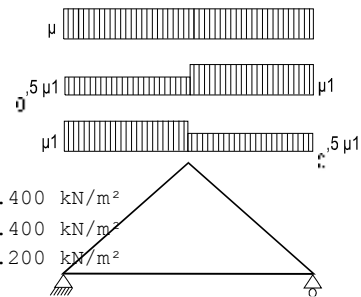
$S(\alpha_2)=\mu_1(\alpha_2) \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k = 0.800 \times 1.00 \times 1.00 \times 0.500 = 0.400 \text{ kN/m}^2$

Φορτίου χιονιού (EC1 EN1991-1-3:2003, §5.2(5.1), §5.3.3)

Περιπτώσεις φόρτισης (I), $S(\text{Αριστ})=S(\alpha_1) = 0.400 \text{ kN/m}^2$, $S(\text{Δεξιά})=S(\alpha_2) = 0.400 \text{ kN/m}^2$

Περιπτώσεις φόρτισης (II), $S(\text{Αριστ})=0.5 \times S(\alpha_1) = 0.200 \text{ kN/m}^2$, $S(\text{Δεξιά})=S(\alpha_2) = 0.400 \text{ kN/m}^2$

Περιπτώσεις φόρτισης (III), $S(\text{Αριστ})=S(\alpha_1) = 0.400 \text{ kN/m}^2$, $S(\text{Δεξιά})=0.5 \times S(\alpha_2) = 0.200 \text{ kN/m}^2$



3. Φορτίο ανέμου (EC1 EN1991-1-4:2005 §5)

Πίεση ανέμου $Q(z)=Q_{ref} \cdot C_e(z)$, $Q_{ref}=V_{ref}^2/1.6$ (EC1 EN1991-1-4:2005 §4.5)

Εξωτερική πίεση ανέμου $w_e=Q_{ref} \cdot C_e(z) \cdot C_{pe}$, $Q_{ref} \cdot C_e(z) = 0.700 \text{ kN/m}^2$

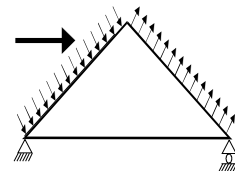
Πίεση ανέμου σε στέγη $w_e=Q_{ref} \cdot C_e(z) \cdot C_{pe}$ (EC1 EN1991-1-4:2005, §5.2)

Συντελεστές εξωτερικής πίεσης (EC1 EN1991-1-4:2005 Πιν. 7.3)

Για κλίση στέγης $\alpha=26.14^\circ$, $C_{pe}(+)=0.46$, $C_{pe}(-)=-0.53$

Πίεση ανέμου $w_e(\text{Αριστ}) = 0.322 \text{ kN/m}^2$

Πίεση ανέμου $w_e(\text{Δεξιά}) = -0.368 \text{ kN/m}^2$



4. Υπολογισμός σανιδώματος

Στατικό σύστημα σανιδώματος

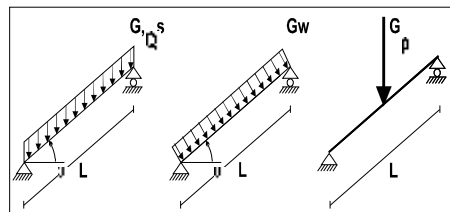
Το σανίδωμα υπολογίζεται σαν αμφιέρειστη δοκός με άνοιγμα την απόσταση των τεγίδων $L=0.250\text{m}$, και πλάτος 1.00m .

Διαστάσεις σανιδώματος

Ευλεία σανιδώματος: C20, κλάση λειτουργίας: Κλάση 1, περιεκτικότητα υγρασίας $\leq 12\%$
Απόσταση τεγίδων $L=0.250\text{m}$, κλίση στέγης $\alpha=26.14^\circ$, πάχος σανιδώματος: 15mm

Φορτία σανιδώματος

Επικάλυψη $G_e = 1.500 \text{ kN/m}^2$
Ιδιο βάρος $G_l = 0.049 \text{ kN/m}^2$
Φορτίο χιονιού $Q_s = 0.400 \text{ kN/m}^2$
Φορτίο ανέμου $Q_w = 0.322 \text{ kN/m}^2$
Φορτίο εργάτη $Q_p = 1.000 \text{ kN}$



Εντατικά μεγέθη σανιδώματος (άνοιγμα $L=0.250 \text{ m}$, πλάτος $=1.00 \text{ m}$)

Φόρτιση		δράση	γγ	γγ	ψο	maxN[kN]	maxV[kN]	maxM[kNm]
(Gk) Μόνιμα	$G_k = 1.549 \text{ [kN/m]}$	Μόνιμη	1.35	0.00	1.00	0.171	0.174	0.011
(Qk1) Χιόνι	$Q_{ks} = 0.400 \text{ [kN/m]}$	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70	0.040	0.040	0.003
(Qk2) Άνεμος	$Q_{kw} = 0.322 \text{ [kN/m]}$	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60	0.000	0.040	0.003
(Qk3) Εργάτης	$Q_{kp} = 1.000 \text{ [kN]}$	Στιγμιαία	0.00	1.00	0.00	0.441	0.449	0.056

4.1. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας

(EC5 EN1995-1-1:2009, §2.2.3, §7)

Έλεγχος βέλους κάμψης (EC5 §7.2)

Φόρτιση [kN/m]		u [mm]	δράση	ψ0	ψ1	ψ2	Kdef
(Gk) Μόνιμα	$G_k = 1.549 \text{ [kN/m]}$	0.011	Μόνιμη	1.00	1.00	1.00	0.60
(Qk1) Χιόνι	$Q_{ks} = 0.400 \text{ [kN/m]}$	0.003	Μεσοχρόνια	0.70	0.50	0.20	0.60
(Qk2) Άνεμος	$Q_{kw} = 0.322 \text{ [kN/m]}$	0.003	Στιγμιαία	0.60	0.20	0.00	0.60

Συνδυασμός Φόρτισης	w.inst	w.fin [mm]
1 Gk	0.011	0.018
2 Gk + Qk1	0.014	0.020
3 Gk + Qk2	0.014	0.020
4 Gk + Qk1 + ψο.Qk2	0.015	0.022
5 Gk + Qk2 + ψο.Qk1	0.015	0.022

$w_{fin,g} = w_{inst,g}(1+k_{def})$, $w_{fin,q} = w_{inst,q}(1+\psi_2 \cdot k_{def})$ (EC5 §2.2.3, Eq.2.3, Eq.2.4)

Μέγιστες τιμές βελών

$w_{inst} = 0.015 \text{ mm}$, $w_{fin} = 0.022 \text{ mm}$

Έλεγχος σύμφωνα με EC5 EN1995-1-1:2009 §7.2, Πίν.7.2

Έλεγχος τελικού βέλους κάμψης

$w_{inst} = 0.015 \text{ mm} < L/300 = 250/300 = 0.833 \text{ mm}$
 $w_{net,fin} = 0.022 \text{ mm} < L/250 = 250/250 = 1.000 \text{ mm}$
 $w_{fin} = 0.022 \text{ mm} < L/200 = 250/200 = 1.250 \text{ mm}$
Ο έλεγχος ικανοποιείται

4.2. Έλεγχος σανιδώματος, Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

(EC5 EN1995-1-1:2009, §6)

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	N/Kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	yg.Gk	Μόνιμη	0.60	-0.384	0.391	0.024
2	yg.Gk + yg.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-0.362	0.369	0.023
3	yg.Gk + yg.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-0.209	0.268	0.017
4	yg.Gk + yg.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-0.610	0.621	0.064
5	yg.Gk + yg.Qk1 + yg.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-0.263	0.301	0.019
6	yg.Gk + yg.Qk2 + yg.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-0.247	0.307	0.019
	Μέγιστες τιμές			-0.610	0.621	0.064

Σανίδωμα, συνδυασμός φόρτισης No 4**Έλεγχος θλίψης παράλληλα προς τις ίνες, $F_{c0d} = -0.671$ kN** (EC5 §6.1.4)Ορθογωνική διατομή, $b=1000$ mm, $h=15$ mm, $A=15\,000$ mm²Τροπ. συντ. $K_{mod}=1.10$ (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πιν. 2.3) $f_{c0k}=19.00$ N/mm², $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 1.10 \times 19.00 / 1.30 = 16.08$ N/mm² (EC5 Εξ.2.14) $F_{c0d} = -0.671$ kN, $\sigma_{c0d} = F_{c0d} / A_{netto} = 1000 \times 0.671 / 15000 = 0.04$ N/mm² < 16.08 N/mm² = f_{c0d} (Εξ.6.2)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Σανίδωμα, συνδυασμός φόρτισης No 4**Έλεγχος διάτμησης, $F_v = 0.684$ kN** (EC5 §6.1.7)Ορθογωνική διατομή, $b_{ef}=0.67 \times 1000 = 670$ mm, $h=15$ mm, $A=10\,050$ mm²Τροπ. συντ. $K_{mod}=1.10$ (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πιν. 2.3) $f_{vk}=3.60$ N/mm², $f_{vd}=K_{mod} \cdot f_{vk} / \gamma_M = 1.10 \times 3.60 / 1.30 = 3.05$ N/mm² (EC5 Εξ.2.14) $F_v = 0.684$ kN, $\tau_{v0d} = 1.50 F_{v0d} / A_{netto} = 1000 \times 1.50 \times 0.684 / 10050 = 0.10$ N/mm² < 3.05 N/mm² = f_{v0d} (Εξ.6.13)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Σανίδωμα, συνδυασμός φόρτισης No 4**Έλεγχος κάμψης, $M_{yd} = 0.071$ kNm, $M_{zd} = 0.000$ kNm** (EC5 §6.1.6)Ορθογωνική διατομή, $b=1000$ mm, $h=15$ mm, $A=1.500E+004$ mm², $W_y=3.750E+004$ mm³, $W_z=2.500E+006$ mm³Τροπ. συντ. $K_{mod}=1.10$ (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πιν. 2.3) $f_{myk}=20.00$ N/mm², $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 1.10 \times 20.00 / 1.30 = 16.92$ N/mm² $f_{mzk}=20.00$ N/mm², $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mzk} / \gamma_M = 1.10 \times 20.00 / 1.30 = 16.92$ N/mm²Ορθογωνική διατομή άρα $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2)) $\sigma_{myd} = M_{yd} / W_{my,netto} = 1E+06 \times 0.071 / 3.750E+004 = 1.89$ N/mm² $\sigma_{mzd} = M_{zd} / W_{mz,netto} = 1E+06 \times 0.000 / 2.500E+006 = 0.00$ N/mm² $\sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.112 + 0.000 = 0.11 < 1$ (EC5 Εξ.6.11) $K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.078 + 0.000 = 0.08 < 1$ (EC5 Εξ.6.12)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Σανίδωμα, συνδυασμός φόρτισης No 4**Έλεγχος κάμψης με αξονική θλίψη, $F_{c0d} = -0.671$ kN, $M_{yd} = 0.071$ kNm, $M_{zd} = 0.000$ kNm** (EC5 §6.2.4)Ορθογωνική διατομή, $b=1000$ mm, $h=15$ mm, $A=1.500E+004$ mm², $W_y=3.750E+004$ mm³, $W_z=2.500E+006$ mm³Τροπ. συντ. $K_{mod}=1.10$ (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πιν. 2.3) $f_{c0k}=19.00$ N/mm², $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 1.10 \times 19.00 / 1.30 = 16.08$ N/mm² $f_{myk}=20.00$ N/mm², $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 1.10 \times 20.00 / 1.30 = 16.92$ N/mm² $f_{mzk}=20.00$ N/mm², $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mzk} / \gamma_M = 1.10 \times 20.00 / 1.30 = 16.92$ N/mm²Ορθογωνική διατομή άρα $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2)) $\sigma_{c0d} = F_{c0d} / A_{netto} = 1000 \times 0.671 / 15000 = 0.04$ N/mm² $\sigma_{myd} = M_{yd} / W_{my,netto} = 1E+06 \times 0.071 / 3.750E+004 = 1.89$ N/mm² $\sigma_{mzd} = M_{zd} / W_{mz,netto} = 1E+06 \times 0.000 / 2.500E+006 = 0.00$ N/mm² $(\sigma_{c0d} / f_{c0d})^2 + \sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.000 + 0.112 + 0.000 = 0.11 < 1$ (EC5 Εξ.6.19) $(\sigma_{c0d} / f_{c0d})^2 + K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.000 + 0.078 + 0.000 = 0.08 < 1$ (EC5 Εξ.6.20)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Σανίδωμα, συνδυασμός φόρτισης Νο 4

Έλεγχος λυγισμού με κάμψη, $F_{c0d}=-0.671\text{kN}$, $M_{yd}=0.071\text{kNm}$, $M_{zd}=0.000\text{kNm}$ (EC5 §6.3.2)

Ορθογωνική διατομή, $b=1000\text{mm}$, $h=15\text{mm}$, $A=1.500\text{E}+004\text{mm}^2$, $W_y=3.750\text{E}+004\text{mm}^3$, $W_z=2.500\text{E}+006\text{mm}^3$

Τροπ. συντ. $K_{mod}=1.10$ (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πιν. 2.3, $E_{005}=6400\text{N/mm}^2$)

$f_{c0k}=19.00\text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 1.10 \times 19.00 / 1.30 = 16.08\text{N/mm}^2$

$f_{myk}=20.00\text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 1.10 \times 20.00 / 1.30 = 16.92\text{N/mm}^2$

$f_{mk}=20.00\text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mk} / \gamma_M = 1.10 \times 20.00 / 1.30 = 16.92\text{N/mm}^2$

Ορθογωνική διατομή άρα $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))

$\sigma_{c0d}=F_{c0d}/A_{netto}=1000 \times 0.671 / 15000 = 0.04\text{ N/mm}^2$

$\sigma_{myd}=M_{yd}/W_{my,netto}=1\text{E}+06 \times 0.071 / 3.750\text{E}+004 = 1.89\text{ N/mm}^2$

$\sigma_{mzd}=M_{zd}/W_{mz,netto}=1\text{E}+06 \times 0.000 / 2.500\text{E}+006 = 0.00\text{ N/mm}^2$

Μήκη λυγισμού S_k

$S_{ky}=1.00 \times 0.25 = 0.25\text{ m} = 250\text{ mm}$

$S_{kz}=0.00 \times 0.25 = 0.00\text{ m} = 0\text{ mm}$

Λυγηρότητες

$i_y = \sqrt{(I_y/A)} = 0.289 \times 15 = 4\text{ mm}$, $\lambda_y = 250 / 4 = 62.50$

$i_z = \sqrt{(I_z/A)} = 0.289 \times 1000 = 289\text{ mm}$, $\lambda_z = 0 / 289 = 0.00$

Κρίσιμες τάσεις

$\sigma_{c,crity} = \pi^2 E_{005} / \lambda_y^2 = 16.17\text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,y} = \sqrt{(f_{c0k} / \sigma_{c,crity})} = 1.08$ (EC5 Εξ.6.21)

$\sigma_{c,critz} = \pi^2 E_{005} / \lambda_z^2 = 1900.00\text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,z} = \sqrt{(f_{c0k} / \sigma_{c,critz})} = 0.00$ (EC5 Εξ.6.22)

$\beta_c=0.20$ (φυσικό ξύλο)

$k_y = 0.5[1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2] = 1.17$, $K_{cy} = 1 / (k_y + \sqrt{(k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2)}) = 0.627$ (Eq.6.27 6.25)

$k_z = 0.5[1 + \beta_c(\lambda_{rel,z} - 0.3) + \lambda_{rel,z}^2] = 0.50$, $K_{cz} = 1 / (k_z + \sqrt{(k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2)}) = 1.000$ (Eq.6.28 6.26)

$\sigma_{c0d} / (K_{cy} \cdot f_{c0d}) + \sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.004 + 0.112 + 0.000 = 0.12 < 1$ (EC5 Εξ.6.23)

$\sigma_{c0d} / (K_{cz} \cdot f_{c0d}) + K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.003 + 0.078 + 0.000 = 0.08 < 1$ (EC5 Εξ.6.24)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

5. Υπολογισμός τεγίδων

Στατικό σύστημα τεγίδων

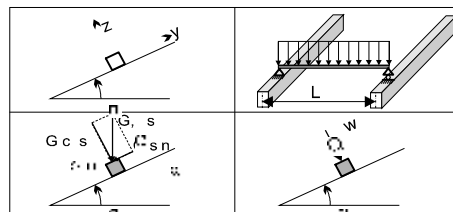
Οι τεγίδες υπολογίζονται σαν αμφιέριστες δοκοί με άνοιγμα $L=0.500$ m την απόσταση των ζευκτών. Φορτίζονται με το φορτίο λωρίδας στέγης πλάτους $L_1=0.250$ m (απόσταση τεγίδων). Ο άξονας της τεγίδας έχει κλίση $\alpha=26.14^\circ$ με την κατακόρυφο. Τα κατακόρυφα φορτία (βάρος, χιόνι, φορτίο εργάτη) αναλύονται σε δύο συντεταγμένες κατά $z-z$ $P \cdot \cos \alpha$, και κατά $y-y$ $P \cdot \sin \alpha$, το φορτίο ανέμου δρα κατά την διεύθυνση $z-z$.

Διαστάσεις τεγίδων

Ευλεία τεγίδων: C20, Κλάση 1, περιεκτικότητα υγρασίας $\leq 12\%$, διατομή τεγίδων $B \times H$: 50x50 mm
Απόσταση τεγίδων $L_1=0.250$ m, κλίση στέγης $\alpha=26.14^\circ$, απόσταση ζευκτών $L=0.500$ m.

Φορτία τεγίδων ανά m^2 στέγης

Επικάλυψη $G_e = 1.500$ kN/m²
Σανίδωμα+ιδ. βάρος $G_l = 0.180$ kN/m²
Φορτίο χιονιού $Q_s = 0.400$ kN/m²
Φορτίο ανέμου $Q_w = 0.322$ kN/m²
Φορτίο εργάτη $Q_p = 1.000$ kN



Φορτία τεγίδων κατά $z-z$ και $y-y$ ανά m τεγίδας

Επικάλυψη+ιδ. βάρος $G_k = 0.420$ kN/m, $G_{kz} = 0.377$ kN/m, $G_{kez} = 0.185$ kN/m
Φορτίο χιονιού $Q_{ks} = 0.100$ kN/m, $Q_{ksz} = 0.090$ kN/m, $Q_{ksz} = 0.044$ kN/m
Φορτίο ανέμου $Q_{kw} = 0.080$ kN/m, $Q_{kwz} = 0.080$ kN/m, $Q_{kwz} = 0.000$ kN/m
Φορτίο εργάτη $Q_{kp} = 1.000$ kN, $Q_{kpz} = 0.898$ kN, $Q_{kpz} = 0.441$ kN

Εντατικά μεγέθη τεγίδων (άνοιγμα $L=0.500$ m, $B \times H$: 50x50 mm)

Φόρτιση	δράση	γγ	γq	ψ0	Qz [kN]	Qy [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
(Gk) Μόνιμα $G_k = 0.420$ [kN/m]	Μόνιμη	1.35	0.00	1.00	0.094	0.046	0.012	0.000
(Qk1) Χιόνι $Q_{ks} = 0.100$ [kN/m]	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70	0.022	0.011	0.003	0.000
(Qk2) Άνεμος $Q_{kw} = 0.080$ [kN/m]	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60	0.020	0.000	0.003	0.000
(Qk3) Εργάτης $Q_{kp} = 1.000$ [kN]	Στιγμιαία	0.00	1.00	0.00	0.449	0.220	0.112	0.000

5.1. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας

(EC5 EN1995-1-1:2009, §2.2.3, §7)

Έλεγχος βέλους κάμψης (EC5 §7.2)

Φόρτιση [kN/m]	u [mm]	δράση	ψ0	ψ1	ψ2	Kdef
(Gk) Μόνιμα $G_k = 0.377$ [kN/m]	0.026	Μόνιμη	1.00	1.00	1.00	0.60
(Qk1) Χιόνι $Q_{ks} = 0.090$ [kN/m]	0.006	Μεσοχρόνια	0.70	0.50	0.20	0.60
(Qk2) Άνεμος $Q_{kw} = 0.080$ [kN/m]	0.005	Στιγμιαία	0.60	0.20	0.00	0.60

Συνδυασμός Φόρτισης	w.inst	w.fin [mm]
1 G_k	0.026	0.041
2 $G_k + Q_{k1}$	0.032	0.048
3 $G_k + Q_{k2}$	0.031	0.047
4 $G_k + Q_{k1} + \psi_0 \cdot Q_{k2}$	0.035	0.051
5 $G_k + Q_{k2} + \psi_0 \cdot Q_{k1}$	0.036	0.052

$w_{fin, g} = w_{inst, g} (1 + k_{def})$, $w_{fin, q} = w_{inst, q} (1 + \psi_2 \cdot k_{def})$ (EC5 §2.2.3, Eq.2.3, Eq.2.4)

Μέγιστες τιμές βελών

$w_{inst} = 0.036$ mm, $w_{fin} = 0.052$ mm

Έλεγχος σύμφωνα με EC5 EN1995-1-1:2009 §7.2, Πίν.7.2

Έλεγχος τελικού βέλους κάμψης

$w_{inst} = 0.036$ mm $< L/300 = 500/300 = 1.667$ mm
 $w_{net, fin} = 0.052$ mm $< L/250 = 500/250 = 2.000$ mm
 $w_{fin} = 0.052$ mm $< L/200 = 500/200 = 2.500$ mm
Ο έλεγχος ικανοποιείται



Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	Qz/Kmod	Qy/Kmod	My/Kmod	Mz/Kmod
1	yg.Gk	Μόνιμη	0.60	0.212	0.104	0.027	0.000
2	yg.Gk + yg.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	0.201	0.099	0.025	0.000
3	yg.Gk + yg.Qk2	Στιγμιαία	1.10	0.143	0.057	0.018	0.000
4	yg.Gk + yg.Qk3	Στιγμιαία	1.10	0.524	0.257	0.116	0.000
5	yg.Gk + yg.Qk1 + yg.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	0.163	0.072	0.020	0.000
6	yg.Gk + yg.Qk2 + yg.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	0.165	0.067	0.021	0.000
	Μέγιστες τιμές			0.524	0.257	0.116	0.000

Τεγίδα, συνδυασμός φόρτισης No 4**Έλεγχος διαίτησης, Fv=0.576 kN** (EC5 §6.1.7)

Ορθογωνική διατομή, bef=0.67x50=34 mm, h=50 mm, A= 1 700 mm²

Τροπ. συντ. Kmod=1.10 (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού γM=1.30 (Πιν. 2.3)

f_{vk}=3.60 N/mm², f_{vd}=Kmod·f_{vk}/γM=1.10x3.60/1.30=3.05N/mm² (EC5 Εξ.2.14)

Fv=0.576 kN, τ_{vd}=1.50Fv0d/Anetto=1000x1.50x0.576/1700=0.51N/mm² < 3.05N/mm²=f_{vd} (Εξ.6.13)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Τεγίδα, συνδυασμός φόρτισης No 4**Έλεγχος διαίτησης, Fv=0.283 kN** (EC5 §6.1.7)

Ορθογωνική διατομή, bef=0.67x50=34 mm, h=50 mm, A= 1 700 mm²

Τροπ. συντ. Kmod=1.10 (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού γM=1.30 (Πιν. 2.3)

f_{vk}=3.60 N/mm², f_{vd}=Kmod·f_{vk}/γM=1.10x3.60/1.30=3.05N/mm² (EC5 Εξ.2.14)

Fv=0.283 kN, τ_{vd}=1.50Fv0d/Anetto=1000x1.50x0.283/1700=0.25N/mm² < 3.05N/mm²=f_{vd} (Εξ.6.13)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Τεγίδα, συνδυασμός φόρτισης No 4**Έλεγχος κάμψης, Myd=0.128 kNm, Mzd=0.000 kNm** (EC5 §6.1.6)

Ορθογωνική διατομή, b=50mm, h=50mm, A=2.500E+003mm², W_y=2.083E+004mm³, W_z=2.083E+004mm³

Τροπ. συντ. Kmod=1.10 (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού γM=1.30 (Πιν. 2.3)

f_{myk}=20.00 N/mm², f_{myd}=Kmod·f_{myk}/γM=1.10x20.00/1.30=16.92N/mm²

f_{mzk}=20.00 N/mm², f_{mzd}=Kmod·f_{mzk}/γM=1.10x20.00/1.30=16.92N/mm²

Ορθογωνική διατομή άρα Km=0.70 (EC5 §6.1.6.(2))

σ_{myd}=Myd/W_{my},netto=1E+06x0.128/2.083E+004=6.15 N/mm²

σ_{mzd}=Mzd/W_{mz},netto=1E+06x0.000/2.083E+004=0.00 N/mm²

σ_{myd}/f_{myd}+Km.σ_{mzd}/f_{mzd}=0.363+0.000= 0.36 < 1 (EC5 Εξ.6.11)

Km.σ_{myd}/f_{myd}+σ_{mzd}/f_{mzd}=0.254+0.000= 0.25 < 1 (EC5 Εξ.6.12)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Τεγίδα, συνδυασμός φόρτισης No 4**Έλεγχος κάμψης δοκών με κύρτωση, Myd=0.128 kNm, Mzd=0.000 kNm** (EC5 §6.3.3)

Ορθογωνική διατομή, b=50mm, h=50mm, A=2.500E+003mm², W_y=2.083E+004mm³, W_z=2.083E+004mm³

Τροπ. συντ. Kmod=1.10 (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού γM=1.30 (Πιν. 2.3)

f_{c0k}=19.00 N/mm², f_{c0d}=Kmod·f_{c0k}/γM=1.10x19.00/1.30=16.08N/mm²

f_{myk}=20.00 N/mm², f_{myd}=Kmod·f_{myk}/γM=1.10x20.00/1.30=16.92N/mm²

f_{mzk}=20.00 N/mm², f_{mzd}=Kmod·f_{mzk}/γM=1.10x20.00/1.30=16.92N/mm²

Ορθογωνική διατομή άρα Km=0.70 (EC5 §6.1.6.(2))

σ_{myd}=Myd/W_{my},netto=1E+06x0.128/2.083E+004=6.15 N/mm²

σ_{mzd}=Mzd/W_{mz},netto=1E+06x0.000/2.083E+004=0.00 N/mm²

Μήκη λυγισμού S_k

S_{ky}= 1.00x 0.50=0.50 m= 500 mm

S_{kz}= 0.00x 0.50=0.00 m= 0 mm

Λυγρότητες

i_y=√(I_y/A)=0.289x 50= 14 mm, λ_y= 500/ 14= 35.71

i_z=√(I_z/A)=0.289x 50= 14 mm, λ_z= 0/ 14= 0.00

$$\sigma_{m,crit}=0.78 \cdot b^2 \cdot E005 / (h \cdot L_{ef}) = 0.78 \times 50^2 \times 6400 / (50 \times 500) = 499.20 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{EC5 Εξ.6.32})$$

Κρίσιμες τάσεις

$$\sigma_{m,crity} = 499.20 \text{ N/mm}^2, \lambda_{rel,my} = \sqrt{f_{myk} / \sigma_{m,crity}} = 0.20 \quad (\text{EC5 Εξ.6.30})$$

$$\sigma_{m,critz} = 190.00 \text{ N/mm}^2, \lambda_{rel,mz} = \sqrt{f_{mzk} / \sigma_{m,critz}} = 0.00 \quad (\text{EC5 Εξ.6.30})$$

$$\lambda_{rel,my} = 0.20, (\lambda_{rel} \leq 0.75), K_{cricity} = 1.00 \quad (\text{EC5 Εξ.6.34})$$

$$\lambda_{rel,mz} = 0.00, (\lambda_{rel} \leq 0.75), K_{critz} = 1.00 \quad (\text{EC5 Εξ.6.34})$$

$$\sigma_{myd} / (K_{cricity} \cdot f_{myd}) + K_{m} \cdot \sigma_{mzd} / (K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.363 + 0.000 = 0.36 < 1 \quad (\text{EC5 Εξ.6.33})$$

$$K_{m} \cdot \sigma_{myd} / (K_{cricity} \cdot f_{myd}) + \sigma_{mzd} / (K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.254 + 0.000 = 0.25 < 1 \quad (\text{EC5 Εξ.6.33})$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται



6. Υπολογισμός ζευκτού

Γεωμετρικά δεδομένα ζευκτού

Μήκος $L=6.520$ m, ύψος $H=1.600$ m, απόσταση ζευκτών $d=0.500$ m
Κλίση $=49.08\%$, γωνία $\alpha=26.14^\circ$, $\tan\alpha=0.491$, $\sin\alpha=0.441$, $\cos\alpha=0.898$
Αριθμός κόμβων $=5$, αριθμός ράβδων $=5$, στηρίξεις 2

Συντεταγμένες κόμβων

Ιδιότητες ράβδων ζευκτού

Κόμβος	x[m]	y[m]	Στ.	Ράβδος	K1	K2	b x h [mm]	L[m]	A [mm ²]	I _y [mm ⁴]	W _y [mm ³]
1	0.000	0.000	11	1	1	4	100x120	0.908	1.200E+004	1.440E+007	2.400E+005
2	3.260	1.600		2	4	2	100x120	2.724	1.200E+004	1.440E+007	2.400E+005
3	6.520	0.000	01	3	5	3	100x120	0.908	1.200E+004	1.440E+007	2.400E+005
4	0.815	0.400		4	2	5	100x120	2.724	1.200E+004	1.440E+007	2.400E+005
5	5.705	0.400		5	4	5	80x 80	4.890	6.400E+003	3.413E+006	8.533E+004

Φορτία ανά ζευκτό

Πυκνότητα ξύλου $=330.00$ kg/m³, Τέδιο βάρος ζευκτού $=0.383$ kN
Απόσταση ζευκτών $d=0.50$ m, Βάρος συνδέσμων ζευκτού $=0.038$ kN

Μόνιμες δράσεις ανά m ζευκτού

Επικάλυψη+τέδιο βάρος ζευκτού $G_{k1}=0.905$ kN/m
Οροφή κάτω επιφάνειας στέγης $G_{k2}=0.000$ kN/m

Μεταβλητές δράσεις μέσης διάρκειας ανά m ζευκτού

Χιόνι (Αριστ) $Q_{k1l}=0.200$ kN/m (Δεξιά) $Q_{k1r}=0.200$ kN/m
Χιόνι (Αριστ) $Q_{k2l}=0.100$ kN/m (Δεξιά) $Q_{k2r}=0.200$ kN/m
Χιόνι (Αριστ) $Q_{k3l}=0.200$ kN/m (Δεξιά) $Q_{k3r}=0.100$ kN/m

Μεταβλητές δράσεις μικρής διάρκειας ανά m ζευκτού

Επιβεβλημένο $Q_{ki}=0.50 \times 0.500=0.250$ kN/m

Μεταβλητά φορτία στιγμιαίας διάρκειας ανά m ζευκτού

Άνεμος (Αριστ) $Q_{k4l}=0.161$ kN/m (Δεξιά) $Q_{k4r}=-0.184$ kN/m
Άνεμος (Αριστ) $Q_{k5l}=-0.184$ kN/m (Δεξιά) $Q_{k5r}=0.161$ kN/m

Συνδυασμοί φορτίσεων για εντατικές τιμές σχεδιασμού

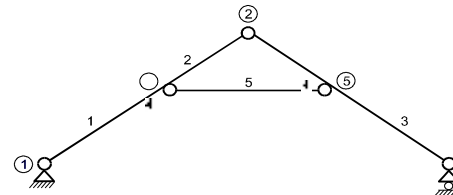
($\gamma_g=1.35$, $\gamma_q=1.50$, $\psi_0(\text{κινητά Qf})=0.70$, $\psi_0(\text{χιόνι Q1,Q2,Q3})=0.70$, $\psi_0(\text{άνεμος Q4,Q5})=0.60$)

Σ.Φ.	Δράσεις Μόνιμες-Μεταβλητές	Κλάση διάρκειας
1	$\gamma_g.G_k$	Μόνιμη
2	$\gamma_g.G_k+\gamma_q.Q_{k1}$	Μεσοχρόνια
3	$\gamma_g.G_k+\gamma_q.Q_{k2}$	Μεσοχρόνια
4	$\gamma_g.G_k+\gamma_q.Q_{k3}$	Μεσοχρόνια
5	$\gamma_g.G_k+\gamma_q.Q_{k4}$	Στιγμιαία
6	$\gamma_g.G_k+\gamma_q.Q_{k5}$	Στιγμιαία
7	$\gamma_g.G_k+\gamma_q.Q_{ki}$	Βραχυχρόνια
8	$\gamma_g.G_k+\gamma_q.Q_{k1}+\gamma_q.\psi_0.Q_{k4}$	Στιγμιαία
9	$\gamma_g.G_k+\gamma_q.Q_{k1}+\gamma_q.\psi_0.Q_{k5}$	Στιγμιαία
10	$\gamma_g.G_k+\gamma_q.Q_{k2}+\gamma_q.\psi_0.Q_{k4}$	Στιγμιαία
11	$\gamma_g.G_k+\gamma_q.Q_{k2}+\gamma_q.\psi_0.Q_{k5}$	Στιγμιαία
12	$\gamma_g.G_k+\gamma_q.Q_{k3}+\gamma_q.\psi_0.Q_{k4}$	Στιγμιαία
13	$\gamma_g.G_k+\gamma_q.Q_{k3}+\gamma_q.\psi_0.Q_{k5}$	Στιγμιαία
14	$\gamma_g.G_k+\gamma_q.Q_{k4}+\gamma_q.\psi_0.Q_{k1}$	Στιγμιαία
15	$\gamma_g.G_k+\gamma_q.Q_{k4}+\gamma_q.\psi_0.Q_{k2}$	Στιγμιαία
16	$\gamma_g.G_k+\gamma_q.Q_{k4}+\gamma_q.\psi_0.Q_{k3}$	Στιγμιαία
17	$\gamma_g.G_k+\gamma_q.Q_{k5}+\gamma_q.\psi_0.Q_{k1}$	Στιγμιαία
18	$\gamma_g.G_k+\gamma_q.Q_{k5}+\gamma_q.\psi_0.Q_{k2}$	Στιγμιαία
19	$\gamma_g.G_k+\gamma_q.Q_{k5}+\gamma_q.\psi_0.Q_{k3}$	Στιγμιαία
20	$\gamma_g.G_k+\gamma_q.Q_{ki}+\gamma_q.\psi_0.Q_{k1}+\gamma_q.\psi_0.Q_{k4}$	Στιγμιαία
21	$\gamma_g.G_k+\gamma_q.Q_{ki}+\gamma_q.\psi_0.Q_{k1}+\gamma_q.\psi_0.Q_{k5}$	Στιγμιαία
22	$\gamma_g.G_k+\gamma_q.Q_{ki}+\gamma_q.\psi_0.Q_{k2}+\gamma_q.\psi_0.Q_{k4}$	Στιγμιαία
23	$\gamma_g.G_k+\gamma_q.Q_{ki}+\gamma_q.\psi_0.Q_{k2}+\gamma_q.\psi_0.Q_{k5}$	Στιγμιαία
24	$\gamma_g.G_k+\gamma_q.Q_{ki}+\gamma_q.\psi_0.Q_{k3}+\gamma_q.\psi_0.Q_{k4}$	Στιγμιαία
25	$\gamma_g.G_k+\gamma_q.Q_{ki}+\gamma_q.\psi_0.Q_{k3}+\gamma_q.\psi_0.Q_{k5}$	Στιγμιαία



7. Στατική επίλυση ζευκτού

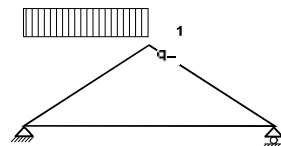
Επίλυση για συνδέσεις με μειωμένη ακαμψία (συντελεστής 0.20)
 Το ζευκτό υπολογίζεται σαν πλαισιωτή κατασκευή (EN1995-1-1 §5.4.1)
 με μειωμένη ακαμψία συνδέσεων ανάλογα με τον ανωτέρω συντελεστή
 Οι αμείβοντες και το πέλμα θεωρούνται συνεχείς ράβδοι
 Το ζευκτό επιλύεται για διάφορες μοναδιαίες φορτίσεις
 και από αυτές υπολογίζονται εντατικές καταστάσεις
 στις διάφορες φορτίσεις, και συνδυασμούς δράσεων.
 Αριθμός κόμβων = 5, αριθμός ράβδων = 5, στηρίξεις 2



7.1. Στατική επίλυση για μοναδιαίες φορτίσεις

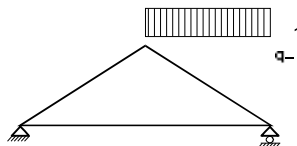
Εντατικά μεγέθη για μοναδιαία φόρτιση (1 kN/m αριστερά αμείβων προς τα κάτω)

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]
1	1	4	-1.08	2.20	0.00	-0.72	1.47	1.67
2	4	2	-2.70	0.50	1.67	-1.62	-1.70	0.03
3	5	3	-0.36	-0.73	0.66	-0.36	-0.73	0.00
4	2	5	-2.34	0.25	-0.01	-2.34	0.25	0.66
5	4	5	2.21	0.00	0.00	2.21	0.00	0.00



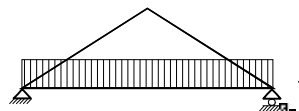
Εντατικά μεγέθη για μοναδιαία φόρτιση (1 kN/m δεξιά αμείβων προς τα κάτω)

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]
1	1	4	-0.35	0.73	0.00	-0.35	0.73	0.66
2	4	2	-2.33	-0.25	0.66	-2.33	-0.25	-0.01
3	5	3	-0.72	-1.47	1.67	-1.08	-2.20	0.00
4	2	5	-1.62	1.70	0.03	-2.70	-0.50	1.67
5	4	5	2.21	0.00	0.00	2.21	0.00	0.00



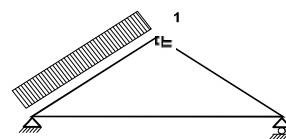
Εντατικά μεγέθη για μοναδιαία φόρτιση (1 kN/m κάτω πέλμα προς τα κάτω)

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]
1	1	4	-1.07	2.20	0.00	-1.07	2.20	1.99
2	4	2	-1.53	-0.75	2.06	-1.53	-0.75	0.01
3	5	3	-1.08	-2.20	1.99	-1.08	-2.20	0.00
4	2	5	-1.53	0.75	0.01	-1.53	0.75	2.06
5	4	5	1.71	2.45	0.06	1.71	-2.45	0.06



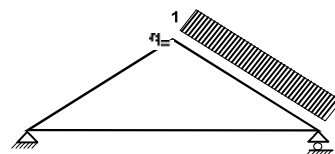
Εντατικά μεγέθη για μοναδιαία φόρτιση (1 kN/m αριστερά αμείβων πίεση)

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]
1	1	4	0.45	2.73	0.00	0.45	1.82	2.07
2	4	2	-2.01	0.62	2.07	-2.01	-2.11	0.04
3	5	3	-0.44	-0.90	0.82	-0.44	-0.90	0.00
4	2	5	-2.90	0.30	-0.01	-2.90	0.30	0.82
5	4	5	2.74	0.00	0.00	2.74	0.00	0.00



Εντατικά μεγέθη για μοναδιαία φόρτιση (1 kN/m δεξιά αμείβων πίεση)

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]
1	1	4	-1.88	0.20	0.00	-1.88	0.20	0.18
2	4	2	-2.42	-0.07	0.18	-2.42	-0.07	-0.01
3	5	3	-0.99	-1.12	1.43	-0.99	-2.03	0.00
4	2	5	-1.54	1.87	0.04	-1.54	-0.85	1.43
5	4	5	0.60	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00



7.2. Εντατικά μεγέθη για φορτίσεις

Εντατικά μεγέθη, Φόρτιση: (Gk) Μόνιμα Gk1 = 0.905, Gk2 = 0.000 [kN/m]

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]	Nm [kN]	Vm [kN]	Mm [kNm]
1	1	4	-1.44	2.95	0.00	-1.08	2.21	2.34	-1.26	2.58	1.26
2	4	2	-5.07	0.25	2.34	-3.99	-1.96	0.02	-4.95	0.00	2.38
3	5	3	-1.09	-2.21	2.34	-1.45	-2.95	0.00	-1.27	-2.58	1.26
4	2	5	-3.99	1.96	0.02	-5.08	-0.25	2.34	-4.95	0.00	2.38
5	4	5	4.45	0.00	0.00	4.45	0.00	0.00	4.45	0.00	0.00

(m σημείο μέγιστης ροπής ανοίγματος για μόνιμα φορτία, ή μέσον ράβδου)

Εντατικά μεγέθη, Φόρτιση: (Qk1) Χιόνι QksL= 0.200, QksR= 0.200 [kN/m]

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]	Nm [kN]	Vm [kN]	Mm [kNm]
1	1	4	-0.29	0.59	0.00	-0.21	0.44	0.47	-0.25	0.51	0.25
2	4	2	-1.01	0.05	0.47	-0.79	-0.39	0.00	-0.98	0.00	0.47
3	5	3	-0.22	-0.44	0.47	-0.29	-0.59	0.00	-0.25	-0.51	0.25
4	2	5	-0.79	0.39	0.00	-1.01	-0.05	0.47	-0.98	0.00	0.47
5	4	5	0.88	0.00	0.00	0.88	0.00	0.00	0.88	0.00	0.00

(m σημείο μέγιστης ροπής ανοίγματος για μόνιμα φορτία, ή μέσον ράβδου)

Εντατικά μεγέθη, Φόρτιση: (Qk2) Χιόνι QksL= 0.100, QksR= 0.200 [kN/m]

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]	Nm [kN]	Vm [kN]	Mm [kNm]
1	1	4	-0.18	0.37	0.00	-0.14	0.29	0.30	-0.16	0.33	0.16
2	4	2	-0.74	0.00	0.30	-0.63	-0.22	0.00	-0.72	-0.02	0.29
3	5	3	-0.18	-0.37	0.40	-0.25	-0.51	0.00	-0.22	-0.44	0.22
4	2	5	-0.56	0.36	0.01	-0.77	-0.08	0.40	-0.75	-0.02	0.41
5	4	5	0.66	0.00	0.00	0.66	0.00	0.00	0.66	0.00	0.00

Εντατικά μεγέθη, Φόρτιση: (Qk3) Χιόνι QksL= 0.200, QksR= 0.100 [kN/m]

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]	Nm [kN]	Vm [kN]	Mm [kNm]
1	1	4	-0.25	0.51	0.00	-0.18	0.37	0.40	-0.21	0.44	0.22
2	4	2	-0.77	0.07	0.40	-0.56	-0.36	0.01	-0.75	0.02	0.41
3	5	3	-0.14	-0.29	0.30	-0.18	-0.37	0.00	-0.16	-0.33	0.16
4	2	5	-0.63	0.22	0.00	-0.74	0.00	0.30	-0.73	0.02	0.29
5	4	5	0.66	0.00	0.00	0.66	0.00	0.00	0.66	0.00	0.00

Εντατικά μεγέθη, Φόρτιση: (Qk4) Άνεμος QkwL= 0.161, QkwR=-0.184 [kN/m]

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]	Nm [kN]	Vm [kN]	Mm [kNm]
1	1	4	0.42	0.40	0.00	0.42	0.26	0.30	0.42	0.33	0.17
2	4	2	0.12	0.11	0.30	0.12	-0.33	0.01	0.12	0.06	0.33
3	5	3	0.11	0.06	-0.13	0.11	0.23	0.00	0.11	0.14	-0.08
4	2	5	-0.18	-0.30	-0.01	-0.18	0.21	-0.13	-0.18	0.15	-0.19
5	4	5	0.33	0.00	0.00	0.33	0.00	0.00	0.33	0.00	0.00

(m σημείο μέγιστης ροπής ανοίγματος για μόνιμα φορτία, ή μέσον ράβδου)

Εντατικά μεγέθη, Φόρτιση: (Qk5) Άνεμος QkwL=-0.184, QkwR= 0.161 [kN/m]

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]	Nm [kN]	Vm [kN]	Mm [kNm]
1	1	4	-0.38	-0.47	0.00	-0.38	-0.30	-0.35	-0.38	-0.39	-0.19
2	4	2	-0.02	-0.12	-0.35	-0.02	0.38	-0.01	-0.02	-0.07	-0.38
3	5	3	-0.08	-0.01	0.08	-0.08	-0.16	0.00	-0.08	-0.09	0.06
4	2	5	0.29	0.25	0.01	0.29	-0.19	0.08	0.29	-0.14	0.13
5	4	5	-0.41	0.00	0.00	-0.41	0.00	0.00	-0.41	0.00	0.00

Εντατικά μεγέθη, Φόρτιση: (Qk_i) Επιβεβλημένο (H) Q_i = 0.250 [kN/m]

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]	Nm [kN]	Vm [kN]	Mm [kNm]
1	1	4	-0.36	0.73	0.00	-0.27	0.55	0.58	-0.31	0.64	0.31
2	4	2	-1.26	0.06	0.58	-0.99	-0.49	0.01	-1.23	0.00	0.59
3	5	3	-0.27	-0.55	0.58	-0.36	-0.73	0.00	-0.31	-0.64	0.31
4	2	5	-0.99	0.49	0.01	-1.26	-0.06	0.58	-1.23	0.00	0.59
5	4	5	1.10	0.00	0.00	1.10	0.00	0.00	1.10	0.00	0.00

(m σημείο μέγιστης ροπής ανοίγματος για μόνιμα φορτία, ή μέσον ράβδου)

7.3. Κατακόρυφες μετατοπίσεις κόμβων (σε mm)

κόμβος	Gk	Qk1	Qk2	Qk3	Qk4	Qk5	Qk _i
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-22.29	-4.42	-3.32	-3.32	-0.59	1.11	-3.59
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	-21.67	-4.30	-2.76	-3.69	-2.54	3.05	-4.53
5	-21.67	-4.30	-3.69	-2.76	1.42	-0.91	-2.45

7.4. Αντιδράσεις στηρίξεων (kN)

κόμβος	react.	Gk	Qk1	Qk2	Qk3	Qk4	Qk5	Qk _i
1	F _x	-0.01	0.00	0.00	0.00	-0.55	0.55	0.00
1	F _y	3.28	0.65	0.41	0.57	0.18	-0.25	0.81
3	F _x	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	F _y	3.29	0.65	0.57	0.41	-0.25	0.18	0.82

8. Αντιδράσεις στηρίξεων σε συνδυασμούς φορτίσεων (kN)

Φόρτιση [kN/m]	δράση	γg	γq	ψo
(Gk) Μόνιμα Gk1 = 0.905, Gk2 = 0.000	Μόνιμη	1.35	0.00	1.00
(Qk1) Χιόνι QksL= 0.200, QksR= 0.200	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk2) Χιόνι QksL= 0.100, QksR= 0.200	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk3) Χιόνι QksL= 0.200, QksR= 0.100	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk4) Άνεμος QkwL= 0.161, QkwR=-0.184	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60
(Qk5) Άνεμος QkwL=-0.184, QkwR= 0.161	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60
(Qki) Επιβεβλημένο (H) Qi = 0.250	Βραχυχρόνια	0.00	1.50	0.00

8.1. Αντιδράσεις σε κόμβο : 1 (kN)

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	Fx	Fy	Fx/Kmod	Fy/Kmod
1	γg.Gk	Μόνιμη	0.60	-0.007	4.434	-0.012	7.391
2	γg.Gk+γq.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-0.008	5.412	-0.011	6.765
3	γg.Gk+γq.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	-0.008	5.045	-0.010	6.306
4	γg.Gk+γq.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	-0.008	5.291	-0.010	6.614
5	γg.Gk+γq.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.835	4.702	-0.759	4.275
6	γg.Gk+γq.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.822	4.054	0.747	3.686
7	γg.Gk+γq.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	-0.009	5.657	-0.010	6.285
8	γg.Gk+γq.Qk1+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.506	5.573	-0.460	5.066
9	γg.Gk+γq.Qk1+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.489	5.184	0.444	4.713
10	γg.Gk+γq.Qk2+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.505	5.205	-0.459	4.732
11	γg.Gk+γq.Qk2+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.489	4.816	0.445	4.379
12	γg.Gk+γq.Qk3+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.505	5.452	-0.459	4.956
13	γg.Gk+γq.Qk3+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.489	5.063	0.445	4.602
14	γg.Gk+γq.Qk4+γq.ψo.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-0.836	5.387	-0.760	4.897
15	γg.Gk+γq.Qk4+γq.ψo.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-0.836	5.129	-0.760	4.663
16	γg.Gk+γq.Qk4+γq.ψo.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-0.836	5.302	-0.760	4.820
17	γg.Gk+γq.Qk5+γq.ψo.Qk1	Στιγμιαία	1.10	0.821	4.739	0.746	4.308
18	γg.Gk+γq.Qk5+γq.ψo.Qk2	Στιγμιαία	1.10	0.821	4.481	0.746	4.074
19	γg.Gk+γq.Qk5+γq.ψo.Qk3	Στιγμιαία	1.10	0.821	4.654	0.746	4.231
20	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk1+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.507	6.502	-0.461	5.911
21	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk1+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.487	6.113	0.443	5.557
22	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk2+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.507	6.244	-0.461	5.677
23	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk2+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.488	5.856	0.443	5.323
24	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk3+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.507	6.417	-0.461	5.834
25	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk3+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.488	6.028	0.443	5.480
Μέγιστες τιμές				0.836	4.434	0.760	7.391
26	γg.Gk+γq.Qk4=0.9Gk+1.5Qk4, (EQU)	Στιγμιαία	1.10	-0.833	3.224	-0.757	2.931
27	γg.Gk+γq.Qk5=0.9Gk+1.5Qk5, (EQU)	Στιγμιαία	1.10	0.824	2.576	0.749	2.342

8.2. Αντιδράσεις σε κόμβο : 3 (kN)

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	Fx	Fy	Fx/Kmod	Fy/Kmod
1	yg.Gk	Μόνιμη	0.60	0.000	4.437	0.000	7.395
2	yg.Gk+yg.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	0.000	5.416	0.000	6.770
3	yg.Gk+yg.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	0.000	5.294	0.000	6.618
4	yg.Gk+yg.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	0.000	5.048	0.000	6.310
5	yg.Gk+yg.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	4.057	0.000	3.688
6	yg.Gk+yg.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	4.705	0.000	4.277
7	yg.Gk+yg.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	5.660	0.000	6.289
8	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	5.188	0.000	4.716
9	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	5.576	0.000	5.069
10	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	5.066	0.000	4.606
11	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	5.455	0.000	4.959
12	yg.Gk+yg.Qk3+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	4.820	0.000	4.382
13	yg.Gk+yg.Qk3+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	5.209	0.000	4.735
14	yg.Gk+yg.Qk4+yg.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	0.000	4.742	0.000	4.311
15	yg.Gk+yg.Qk4+yg.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	0.000	4.657	0.000	4.234
16	yg.Gk+yg.Qk4+yg.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	0.000	4.485	0.000	4.077
17	yg.Gk+yg.Qk5+yg.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	0.000	5.390	0.000	4.900
18	yg.Gk+yg.Qk5+yg.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	0.000	5.305	0.000	4.823
19	yg.Gk+yg.Qk5+yg.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	0.000	5.132	0.000	4.666
20	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk1+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	6.117	0.000	5.561
21	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk1+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	6.506	0.000	5.914
22	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk2+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	6.032	0.000	5.484
23	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk2+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	6.421	0.000	5.837
24	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk3+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	5.860	0.000	5.327
25	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk3+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	6.248	0.000	5.680
	Μέγιστες τιμές			0.000	4.437	0.000	7.395
26	yg.Gk+yg.Qk4=0.9Gk+1.5Qk4, (EQU)	Στιγμιαία	1.10	0.000	2.578	0.000	2.344
27	yg.Gk+yg.Qk5=0.9Gk+1.5Qk5, (EQU)	Στιγμιαία	1.10	0.000	3.226	0.000	2.933

9. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας

9.1. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας

(EC5 EN1995-1-1:2009, §2.2.3, §7)

Έλεγχος βέλους κάμψης στον κόμβο 4 (EC5 §7.2)

Φόρτιση [kN/m]	u [mm]	δράση	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Kdef
(Gk) Μόνιμα $G_{k1} = 0.905$, $G_{k2} = 0.000$	-21.670	Μόνιμη	1.00	1.00	1.00	0.60
(Qk1) Χιόνι $Q_{ksL} = 0.200$, $Q_{ksR} = 0.200$	-4.300	Μεσοχρόνια	0.70	0.50	0.20	0.60
(Qk2) Χιόνι $Q_{ksL} = 0.100$, $Q_{ksR} = 0.200$	-2.763	Μεσοχρόνια	0.70	0.50	0.20	0.60
(Qk3) Χιόνι $Q_{ksL} = 0.200$, $Q_{ksR} = 0.100$	-3.688	Μεσοχρόνια	0.70	0.50	0.20	0.60
(Qk4) Άνεμος $Q_{kwL} = 0.161$, $Q_{kwR} = -0.184$	-2.541	Στιγμιαία	0.60	0.20	0.00	0.60
(Qk5) Άνεμος $Q_{kwL} = -0.184$, $Q_{kwR} = 0.161$	3.046	Στιγμιαία	0.60	0.20	0.00	0.60

Συνδυασμός Φόρτισης	w.inst	w.fin [mm]
1 Gk	21.670	34.671
2 Gk + Qk1	25.970	39.488
3 Gk + Qk2	24.433	37.766
4 Gk + Qk3	25.357	38.801
5 Gk + Qk4	24.210	37.212
6 Gk + Qk5	21.670	34.671
7 Gk + Qk1 + $\psi_0 \cdot Qk4$	27.495	41.012
8 Gk + Qk1 + $\psi_0 \cdot Qk5$	25.970	39.488
9 Gk + Qk2 + $\psi_0 \cdot Qk4$	25.957	39.290
10 Gk + Qk2 + $\psi_0 \cdot Qk5$	24.433	37.766
11 Gk + Qk3 + $\psi_0 \cdot Qk4$	26.882	40.326
12 Gk + Qk3 + $\psi_0 \cdot Qk5$	25.357	38.801
13 Gk + Qk4 + $\psi_0 \cdot Qk1$	27.221	40.739
14 Gk + Qk4 + $\psi_0 \cdot Qk2$	26.145	39.478
15 Gk + Qk4 + $\psi_0 \cdot Qk3$	26.792	40.236
16 Gk + Qk5 + $\psi_0 \cdot Qk1$	24.680	38.198
17 Gk + Qk5 + $\psi_0 \cdot Qk2$	23.604	36.937
18 Gk + Qk5 + $\psi_0 \cdot Qk3$	24.251	37.695

$w_{fin,g} = w_{inst,g}(1+k_{def})$, $w_{fin,q} = w_{inst,q}(1+\psi_2 \cdot k_{def})$ (EC5 §2.2.3, Eq.2.3, Eq.2.4)

Μέγιστες τιμές βελών στον κόμβο 4

$w_{inst} = 27.495$ mm, $w_{fin} = 41.012$ mm

Έλεγχος σύμφωνα με EC5 EN1995-1-1:2009 §7.2, Πίν.7.2

Έλεγχος τελικού βέλους κάμψης στον κόμβο 4

$w_{inst} = 27.495$ mm > $L/300 = 6520/300 = 21.733$ mm

$w_{net,fin} = 41.012$ mm > $L/250 = 6520/250 = 26.080$ mm

$w_{fin} = 41.012$ mm > $L/200 = 6520/200 = 32.600$ mm

Ο έλεγχος ΔΕΝ ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ

9.2. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας (EC5 EN1995-1-1:2009, §2.2.3, §7)**Έλεγχος βέλους κάμψης στο μέσο ράβδου 2** (EC5 §7.2)

Φόρτιση [kN/m]	u [mm]	δράση	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Kdef
(Gk) Μόνιμα $G_{k1} = 0.905$, $G_{k2} = 0.000$	1.770	Μόνιμη	1.00	1.00	1.00	0.60
(Qk1) Χιόνι $Q_{ksL} = 0.200$, $Q_{ksR} = 0.200$	0.391	Μεσοχρόνια	0.70	0.50	0.20	0.60
(Qk2) Χιόνι $Q_{ksL} = 0.100$, $Q_{ksR} = 0.200$	0.196	Μεσοχρόνια	0.70	0.50	0.20	0.60
(Qk3) Χιόνι $Q_{ksL} = 0.200$, $Q_{ksR} = 0.100$	0.391	Μεσοχρόνια	0.70	0.50	0.20	0.60
(Qk4) Άνεμος $Q_{kwL} = 0.161$, $Q_{kwR} = -0.184$	0.351	Στιγμιαία	0.60	0.20	0.00	0.60
(Qk5) Άνεμος $Q_{kwL} = -0.184$, $Q_{kwR} = 0.161$	-0.401	Στιγμιαία	0.60	0.20	0.00	0.60

Συνδυασμός Φόρτισης	w.inst	w.fin [mm]
1 Gk	1.770	2.831
2 Gk + Qk1	2.161	3.270
3 Gk + Qk2	1.965	3.051
4 Gk + Qk3	2.161	3.270
5 Gk + Qk4	2.120	3.182
6 Gk + Qk5	1.770	2.831
7 Gk + Qk1 + $\psi_0 \cdot Qk4$	2.371	3.480
8 Gk + Qk1 + $\psi_0 \cdot Qk5$	2.161	3.270
9 Gk + Qk2 + $\psi_0 \cdot Qk4$	2.176	3.261
10 Gk + Qk2 + $\psi_0 \cdot Qk5$	1.965	3.051
11 Gk + Qk3 + $\psi_0 \cdot Qk4$	2.371	3.480
12 Gk + Qk3 + $\psi_0 \cdot Qk5$	2.161	3.270
13 Gk + Qk4 + $\psi_0 \cdot Qk1$	2.394	3.503
14 Gk + Qk4 + $\psi_0 \cdot Qk2$	2.257	3.343
15 Gk + Qk4 + $\psi_0 \cdot Qk3$	2.394	3.503
16 Gk + Qk5 + $\psi_0 \cdot Qk1$	2.044	3.152
17 Gk + Qk5 + $\psi_0 \cdot Qk2$	1.907	2.992
18 Gk + Qk5 + $\psi_0 \cdot Qk3$	2.044	3.152

$w_{fin}, g = w_{inst}, g(1 + k_{def})$, $w_{fin}, q = w_{inst}, q(1 + \psi_2 \cdot k_{def})$ (EC5 §2.2.3, Eq.2.3, Eq.2.4)

Μέγιστες τιμές βελών στο μέσο ράβδου 2

$w_{inst} = 2.394 \text{ mm}$, $w_{fin} = 3.503 \text{ mm}$

Έλεγχος σύμφωνα με EC5 EN1995-1-1:2009 §7.2, Πίν.7.2Έλεγχος τελικού βέλους κάμψης στο μέσο ράβδου 2

$w_{inst} = 2.394 \text{ mm} < L/300 = 2724/300 = 9.079 \text{ mm}$

$w_{net, fin} = 3.503 \text{ mm} < L/250 = 2724/250 = 10.894 \text{ mm}$

$w_{fin} = 3.503 \text{ mm} < L/200 = 2724/200 = 13.618 \text{ mm}$

Ο έλεγχος ικανοποιείται

10. Χαρακτηριστικές ιδιοσυχνότητες της κατασκευής (ίδιο βάρος + μόνιμα φορτία)

Μετά από δυναμική ανάλυση, υπολογίζονται οι κύριες ιδιοσυχνότητες του φορέα.
Για τον υπολογισμό των ιδιοσυχνοτήτων θεωρούμε μάζα στον φορέα που αντιστοιχεί

α/α	Συχνότητα[Hz]	Περίοδος[sec]
1	4.05067	0.24687
2	9.50864	0.10517
3	13.48437	0.07416
4	27.71431	0.03608
5	46.23829	0.02163



11. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας

11.1. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας

(EC5 EN1995-1-1:2009, §6)

Ανω πέλμα ράβδοι: 1, 2, 3, 4

Φόρτιση [kN/m]	δράση	γ _g	γ _q	ψ ₀
(Gk) Μόνιμα Gk1 = 0.905, Gk2 = 0.000	Μόνιμη	1.35	0.00	1.00
(Qk1) Χιόνι QksL= 0.200, QksR= 0.200	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk2) Χιόνι QksL= 0.100, QksR= 0.200	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk3) Χιόνι QksL= 0.200, QksR= 0.100	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk4) Άνεμος QkwL= 0.161, QkwR=-0.184	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60
(Qk5) Άνεμος QkwL=-0.184, QkwR= 0.161	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60
(Qki) Επιβεβλημένο (H) Qi = 0.250	Βραχυχρόνια	0.00	1.50	0.00

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	-N/Kmod	+N/Kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	γ _g .Gk	Μόνιμη	0.60	-11.424	0.000	6.640	5.364
2	γ _g .Gk+γ _q .Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-10.458	0.000	6.078	4.910
3	γ _g .Gk+γ _q .Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	-10.019	0.000	5.941	4.800
4	γ _g .Gk+γ _q .Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	-10.010	0.000	5.942	4.800
5	γ _g .Gk+γ _q .Qk4	Στιγμιαία	1.10	-6.231	0.000	4.172	3.372
6	γ _g .Gk+γ _q .Qk5	Στιγμιαία	1.10	-6.225	0.000	3.840	3.105
7	γ _g .Gk+γ _q .Qki	Βραχυχρόνια	0.90	-9.716	0.000	5.647	4.561
8	γ _g .Gk+γ _q .Qk1+γ _q .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	-7.606	0.000	4.750	3.839
9	γ _g .Gk+γ _q .Qk1+γ _q .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	-7.598	0.000	4.551	3.678
10	γ _g .Gk+γ _q .Qk2+γ _q .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	-7.287	0.000	4.450	3.595
11	γ _g .Gk+γ _q .Qk2+γ _q .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	-7.230	0.000	4.452	3.598
12	γ _g .Gk+γ _q .Qk3+γ _q .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	-7.237	0.000	4.651	3.759
13	γ _g .Gk+γ _q .Qk3+γ _q .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	-7.280	0.000	4.321	3.491
14	γ _g .Gk+γ _q .Qk4+γ _q .ψ ₀ .Qk1	Στιγμιαία	1.10	-7.193	0.000	4.731	3.824
15	γ _g .Gk+γ _q .Qk4+γ _q .ψ ₀ .Qk2	Στιγμιαία	1.10	-6.970	0.000	4.521	3.653
16	γ _g .Gk+γ _q .Qk4+γ _q .ψ ₀ .Qk3	Στιγμιαία	1.10	-6.936	0.000	4.662	3.768
17	γ _g .Gk+γ _q .Qk5+γ _q .ψ ₀ .Qk1	Στιγμιαία	1.10	-7.186	0.000	4.399	3.556
18	γ _g .Gk+γ _q .Qk5+γ _q .ψ ₀ .Qk2	Στιγμιαία	1.10	-6.929	0.000	4.329	3.501
19	γ _g .Gk+γ _q .Qk5+γ _q .ψ ₀ .Qk3	Στιγμιαία	1.10	-6.963	0.000	4.188	3.386
20	γ _g .Gk+γ _q .Qki+γ _q .ψ ₀ .Qk1+γ _q .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	-8.911	0.000	5.509	4.451
21	γ _g .Gk+γ _q .Qki+γ _q .ψ ₀ .Qk1+γ _q .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	-8.902	0.000	5.309	4.291
22	γ _g .Gk+γ _q .Qki+γ _q .ψ ₀ .Qk2+γ _q .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	-8.688	0.000	5.299	4.281
23	γ _g .Gk+γ _q .Qki+γ _q .ψ ₀ .Qk2+γ _q .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	-8.644	0.000	5.240	4.235
24	γ _g .Gk+γ _q .Qki+γ _q .ψ ₀ .Qk3+γ _q .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	-8.653	0.000	5.440	4.396
25	γ _g .Gk+γ _q .Qki+γ _q .ψ ₀ .Qk3+γ _q .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	-8.679	0.000	5.110	4.128
Μέγιστες τιμές				-11.424	0.000	6.640	5.364

11.2. Έλεγχοι αντοχής διατομής Ανω πέλμα ράβδοι: 1, 2, 3, 4

Ανω πέλμα ράβδοι: 1, 2, 3, 4, συνδυασμός φόρτισης Νο 1

Έλεγχος θλίψης παράλληλα προς τις ίνες, Fc0d=-6.855 kN (EC5 §6.1.4)

Ορθογωνική διατομή, b=100 mm, h=120 mm, A= 12 000 mm²

Τροπ. συντ. Kmod=0.60 (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού γM=1.30 (Πιν. 2.3)

fc0k=19.00 N/mm², fc0d=Kmod·fc0k/γM=0.60x19.00/1.30=8.77N/mm² (EC5 Εξ.2.14)

Fc0d=-6.855 kN, σc0d=Fc0d/Anetto=1000x6.855/12000=0.57N/mm² < 8.77N/mm²=fc0d (Εξ.6.2)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Ανω πέλμα ράβδοι: 1, 2, 3, 4, συνδυασμός φόρτισης Νο 1

Έλεγχος διάτμησης, Fv=3.984 kN (EC5 §6.1.7)

Ορθογωνική διατομή, bef=0.67x100=67 mm, h=120 mm, A= 8 040 mm²

Τροπ. συντ. Kmod=0.60 (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού γM=1.30 (Πιν. 2.3)

fvk=3.60 N/mm², fvd=Kmod·fvk/γM=0.60x3.60/1.30=1.66N/mm² (EC5 Εξ.2.14)

Fv=3.984 kN, τv0d=1.50Fv0d/Anetto=1000x1.50x3.984/8040=0.74N/mm² < 1.66N/mm²=fv0d (Εξ.6.13)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Ανω πέλμα ράβδοι: 1, 2, 3, 4, συνδυασμός φόρτισης Νο 1**Ελεγχος κάμψης, $M_{yd}=3.218 \text{ kNm}$, $M_{zd}=0.000 \text{ kNm}$** (EC5 §6.1.6)Ορθογωνική διατομή, $b=100\text{mm}$, $h=120\text{mm}$, $A=1.200\text{E}+004\text{mm}^2$, $W_y=2.400\text{E}+005\text{mm}^3$, $W_z=2.000\text{E}+005\text{mm}^3$ Τροπ. συντ. $K_{mod}=0.60$ (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πιν. 2.3) $f_{yk}=20.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{yd}=K_{mod} \cdot f_{yk}/\gamma_M=0.60 \times 20.00/1.30=9.23\text{N/mm}^2$ $f_{mk}=20.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{md}=K_{mod} \cdot f_{mk}/\gamma_M=0.60 \times 20.00/1.30=9.23\text{N/mm}^2$ Ορθογωνική διατομή άρα $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2)) $\sigma_{myd}=M_{yd}/W_{my,netto}=1\text{E}+06 \times 3.218/2.400\text{E}+005=13.41 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{mzd}=M_{zd}/W_{mz,netto}=1\text{E}+06 \times 0.000/2.000\text{E}+005=0.00 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{myd}/f_{yd}+K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{md}=1.453+0.000=1.45 > 1$ (EC5 Εξ.6.11) $K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{yd}+\sigma_{mzd}/f_{md}=1.017+0.000=1.02 > 1$ (EC5 Εξ.6.12)Ο έλεγχος ΔΕΝ ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ**Ανω πέλμα ράβδοι: 1, 2, 3, 4, συνδυασμός φόρτισης Νο 1****Ελεγχος κάμψης με αξονική θλίψη, $F_{c0d}=-6.855\text{kN}$, $M_{yd}=3.165\text{kNm}$, $M_{zd}=0.000\text{kNm}$** (EC5 §6.2.4)Ορθογωνική διατομή, $b=100\text{mm}$, $h=120\text{mm}$, $A=1.200\text{E}+004\text{mm}^2$, $W_y=2.400\text{E}+005\text{mm}^3$, $W_z=2.000\text{E}+005\text{mm}^3$ Τροπ. συντ. $K_{mod}=0.60$ (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πιν. 2.3) $f_{c0k}=19.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k}/\gamma_M=0.60 \times 19.00/1.30=8.77\text{N/mm}^2$ $f_{yk}=20.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{yd}=K_{mod} \cdot f_{yk}/\gamma_M=0.60 \times 20.00/1.30=9.23\text{N/mm}^2$ $f_{mk}=20.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{md}=K_{mod} \cdot f_{mk}/\gamma_M=0.60 \times 20.00/1.30=9.23\text{N/mm}^2$ Ορθογωνική διατομή άρα $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2)) $\sigma_{c0d}=F_{c0d}/A_{netto}=1000 \times 6.855/12000=0.57 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{myd}=M_{yd}/W_{my,netto}=1\text{E}+06 \times 3.165/2.400\text{E}+005=13.19 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{mzd}=M_{zd}/W_{mz,netto}=1\text{E}+06 \times 0.000/2.000\text{E}+005=0.00 \text{ N/mm}^2$ $(\sigma_{c0d}/f_{c0d})^2+\sigma_{myd}/f_{yd}+K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{md}=0.004+1.429+0.000=1.43 > 1$ (EC5 Εξ.6.19) $(\sigma_{c0d}/f_{c0d})^2+K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{yd}+\sigma_{mzd}/f_{md}=0.004+1.000+0.000=1.00 \leq 1$ (EC5 Εξ.6.20)Ο έλεγχος ΔΕΝ ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ**Ανω πέλμα ράβδοι: 1, 2, 3, 4, συνδυασμός φόρτισης Νο 1****Ελεγχος Λυγισμού με κάμψη, $F_{c0d}=-6.855\text{kN}$, $M_{yd}=3.165\text{kNm}$, $M_{zd}=0.000\text{kNm}$** (EC5 §6.3.2)Ορθογωνική διατομή, $b=100\text{mm}$, $h=120\text{mm}$, $A=1.200\text{E}+004\text{mm}^2$, $W_y=2.400\text{E}+005\text{mm}^3$, $W_z=2.000\text{E}+005\text{mm}^3$ Τροπ. συντ. $K_{mod}=0.60$ (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πιν. 2.3, $E_{005}=6400\text{N/mm}^2$) $f_{c0k}=19.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k}/\gamma_M=0.60 \times 19.00/1.30=8.77\text{N/mm}^2$ $f_{yk}=20.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{yd}=K_{mod} \cdot f_{yk}/\gamma_M=0.60 \times 20.00/1.30=9.23\text{N/mm}^2$ $f_{mk}=20.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{md}=K_{mod} \cdot f_{mk}/\gamma_M=0.60 \times 20.00/1.30=9.23\text{N/mm}^2$ Ορθογωνική διατομή άρα $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2)) $\sigma_{c0d}=F_{c0d}/A_{netto}=1000 \times 6.855/12000=0.57 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{myd}=M_{yd}/W_{my,netto}=1\text{E}+06 \times 3.165/2.400\text{E}+005=13.19 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{mzd}=M_{zd}/W_{mz,netto}=1\text{E}+06 \times 0.000/2.000\text{E}+005=0.00 \text{ N/mm}^2$ Μήκη Λυγισμού S_k $S_{ky}=1.00 \times 0.91=0.91 \text{ m}=908 \text{ mm}$ (πιο δυσμενές) $S_{kz}=0.28 \times 0.91=0.25 \text{ m}=250 \text{ mm}$ (απόσταση εγκ. στηρίξ./μήκος ράβδου=0.25/0.91=0.28)Λυγηρότητες $i_y=\sqrt{I_y/A}=0.289 \times 120=35 \text{ mm}$, $\lambda_y=908/35=25.94$ $i_z=\sqrt{I_z/A}=0.289 \times 100=29 \text{ mm}$, $\lambda_z=250/29=8.62$ Κρίσιμες τάσεις $\sigma_{c,crity}=\pi^2 E_{005}/\lambda_y^2=93.87 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,y}=\sqrt{(f_{c0k}/\sigma_{c,crity})}=0.45$ (EC5 Εξ.6.21) $\sigma_{c,critz}=\pi^2 E_{005}/\lambda_z^2=850.09 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,z}=\sqrt{(f_{c0k}/\sigma_{c,critz})}=0.15$ (EC5 Εξ.6.22) $\beta_c=0.20$ (φυσικό ξύλο) $k_y=0.5[1+\beta_c(\lambda_{rel,y}-0.3)+\lambda_{rel,y}]=0.62$, $K_{cy}=1/(k_y+\sqrt{(k_y^2-\lambda_{rel,y}^2)})=0.964$ (Eq.6.27 6.25) $k_z=0.5[1+\beta_c(\lambda_{rel,z}-0.3)+\lambda_{rel,z}]=0.50$, $K_{cz}=1/(k_z+\sqrt{(k_z^2-\lambda_{rel,z}^2)})=1.000$ (Eq.6.28 6.26)

$$\sigma_{c0d}/(K_{cy} \cdot f_{c0d}) + \sigma_{myd}/f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.068 + 1.429 + 0.000 = 1.50 > 1 \quad (\text{EC5 Εξ.6.23})$$

$$\sigma_{c0d}/(K_{cz} \cdot f_{c0d}) + K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd} + \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.065 + 1.000 + 0.000 = 1.07 > 1 \quad (\text{EC5 Εξ.6.24})$$

Ο έλεγχος ΔΕΝ ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ

Ανω πέλμα ράβδοι: 1, 2, 3, 4, συνδυασμός φόρτισης No 1

Έλεγχος κάμψης δοκών με κύρτωση, $M_{yd}=3.218 \text{ kNm}$, $M_{zd}=0.000 \text{ kNm}$ (EC5 §6.3.3)

Ορθογωνική διατομή, $b=100\text{mm}$, $h=120\text{mm}$, $A=1.200\text{E}+004\text{mm}^2$, $W_y=2.400\text{E}+005\text{mm}^3$, $W_z=2.000\text{E}+005\text{mm}^3$

Τροπ. συντ. $K_{mod}=0.60$ (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πιν. 2.3)

$$f_{c0k}=19.00 \text{ N/mm}^2, \quad f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k}/\gamma_M=0.60 \times 19.00/1.30=8.77 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{myk}=20.00 \text{ N/mm}^2, \quad f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk}/\gamma_M=0.60 \times 20.00/1.30=9.23 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{mzk}=20.00 \text{ N/mm}^2, \quad f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mzk}/\gamma_M=0.60 \times 20.00/1.30=9.23 \text{ N/mm}^2$$

Ορθογωνική διατομή άρα $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))

$$\sigma_{myd}=M_{yd}/W_{my,netto}=1\text{E}+06 \times 3.218/2.400\text{E}+005=13.41 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{mzd}=M_{zd}/W_{mz,netto}=1\text{E}+06 \times 0.000/2.000\text{E}+005=0.00 \text{ N/mm}^2$$

Μήκη λυγισμού S_k

$$S_{ky}=1.00 \times 0.91=0.91 \text{ m}=908 \text{ mm} \quad (\text{πιο δυσμενές})$$

$$S_{kz}=0.28 \times 0.91=0.25 \text{ m}=250 \text{ mm} \quad (\text{απόσταση εγκ. στηρίξε./μήκος ράβδου}=0.25/0.91=0.28)$$

Λυγηρότητες

$$i_y=\sqrt{(I_y/A)}=0.289 \times 120=35 \text{ mm}, \quad \lambda_y=908/35=25.94$$

$$i_z=\sqrt{(I_z/A)}=0.289 \times 100=29 \text{ mm}, \quad \lambda_z=250/29=8.62$$

$$\sigma_{m,crit}=0.78 \cdot b^2 \cdot E_{005}/(h \cdot L_{ef})=0.78 \times 100^2 \times 6400/(120 \times 908)=458.22 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{EC5 Εξ.6.32})$$

$$\sigma_{m,crit}=0.78 \cdot b^2 \cdot E_{005}/(h \cdot L_{ef})=0.78 \times 120^2 \times 6400/(100 \times 250)=2875.39 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{EC5 Εξ.6.32})$$

Κρίσιμες τάσεις

$$\sigma_{m,crity}=458.22 \text{ N/mm}^2, \quad \lambda_{rel,my}=\sqrt{(f_{myk}/\sigma_{m,crity})}=0.21 \quad (\text{EC5 Εξ.6.30})$$

$$\sigma_{m,critz}=2875.39 \text{ N/mm}^2, \quad \lambda_{rel,mz}=\sqrt{(f_{mzk}/\sigma_{m,critz})}=0.08 \quad (\text{EC5 Εξ.6.30})$$

$$\lambda_{rel,my}=0.21, \quad (\lambda_{rel} \leq 0.75), \quad K_{cricity}=1.00 \quad (\text{EC5 Εξ.6.34})$$

$$\lambda_{rel,mz}=0.08, \quad (\lambda_{rel} \leq 0.75), \quad K_{critz}=1.00 \quad (\text{EC5 Εξ.6.34})$$

$$\sigma_{myd}/(K_{cricity} \cdot f_{myd}) + K_m \cdot \sigma_{mzd}/(K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 1.453 + 0.000 = 1.45 > 1 \quad (\text{EC5 Εξ.6.33})$$

$$K_m \cdot \sigma_{myd}/(K_{cricity} \cdot f_{myd}) + \sigma_{mzd}/(K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 1.017 + 0.000 = 1.02 > 1 \quad (\text{EC5 Εξ.6.33})$$

Ο έλεγχος ΔΕΝ ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ

11.3. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας

(EC5 EN1995-1-1:2009, §6)

Κάτω πέλμα ράβδοι: 5

Φόρτιση [kN/m]	δράση	γγ	γγ	ψο
(Gk) Μόνιμα Gk1 = 0.905, Gk2 = 0.000	Μόνιμη	1.35	0.00	1.00
(Qk1) Χιόνι QksL= 0.200, QksR= 0.200	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk2) Χιόνι QksL= 0.100, QksR= 0.200	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk3) Χιόνι QksL= 0.200, QksR= 0.100	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk4) Άνεμος QkwL= 0.161, QkwR=-0.184	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60
(Qk5) Άνεμος QkwL=-0.184, QkwR= 0.161	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60
(Qki) Επιβεβλημένο (H) Qi = 0.250	Βραχυχρόνια	0.00	1.50	0.00

Σ.Φ. Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	-N/Kmod	+N/Kmod
V/Kmod	Μόνιμη	0.60	0.000	10.003
0.901 γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	0.000	9.157
0.901 γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	0.000	8.743
0.901 γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	0.000	8.743
0.901 γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	5.906
0.901 γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	5.456
0.901 γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	8.507
0.901 γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	6.929
0.901 γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	6.660
0.901 γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	6.628
0.901 γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	6.359
0.901 γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	6.628
0.901 γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	6.359
0.901 γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	0.000	6.748
0.901 γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	0.000	6.537
0.901 γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	0.000	6.537
0.901 γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	0.000	6.299
0.901 γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	0.000	6.088
0.901 γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	0.000	6.088
0.901 γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	8.072
0.901 γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	7.803
0.901 γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	7.862
0.901 γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	7.592
0.901 γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	7.862
0.901 γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	7.592
0.001 Μέγιστες τιμές			0.000	10.003
0.001				0.000

11.4. Έλεγχοι αντοχής διατομής Κάτω πέλμα ράβδοι: 5**Κάτω πέλμα ράβδοι: 5 , συνδυασμός φόρτισης Νο 1****Έλεγχος εφελκυσμού παράλληλα προς τις ίνες, Ft0d=6.002 kN**

(EC5 §6.1.2)

Ορθογωνική διατομή, b=80 mm, h=80 mm, A= 6 400 mm²

Τροπ. συντ. Kmod=0.60 (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού γM=1.30 (Πιν. 2.3)

ft0k=12.00 N/mm², ft0d=Kmod·ft0k/γM=0.60x12.00/1.30=5.54N/mm² (EC5 Εξ.2.14)Ft0d=6.002 kN, σt0d=Ft0d/Anetto=1000x6.002/6400=0.94N/mm² < 5.54N/mm²=ft0d (Εξ.6.1)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Η υφιστάμενη στέγη ικανοποιεί όλους τους ελέγχους, πλην των ελέγχων ορθών τάσεων στις ράβδους 1,2,3,4 των ζευκτών.

Για το λόγο αυτό τοποθετούνται μεταλλικές λάμες πάχους 0.3cm και πλάτους 5cm στη βάση των ράβδων αυτών. Οι έλεγχοι πληρούνται τώρα.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ

**ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΕΣ ΓΙΑ ΤΑ ΔΙΑΦΟΡΑ ΕΙΔΗ
ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΚΑΙ ΤΙΣ ΜΗΧΑΝΙΚΕΣ
ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΥΣ**

Στο παράρτημα Γ παρουσιάζονται οι τιμές των μηχανικών χαρακτηριστικών για διάφορα είδη τοιχοποιίας, διορθωτικοί συντελεστές για τα μηχανικά χαρακτηριστικά και διάφοροι τύποι δόμησης τοιχοποιίας.

ΠΙΝΑΚΑΣ Γ1: Τιμές αναφοράς των μηχανικών χαρακτηριστικών (ελάχιστη και μέγιστη) και του μέσου ειδικού βάρους για διαφορετικούς τύπους τοιχοποιίας, με παραδοχή των ακόλουθων χαρακτηριστικών: κακής ποιότητας κονίαμα, απουσία οριζόντιων διαχωριστικών ζωνών (ricorsi e listature), κατακόρυφα τμήματα τοιχοποιίας σε απλή παράθεση ή με ανεπαρκή σύνδεση και μη ομογενοποιημένη τοιχοποιία.

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά που δίνονται για κάθε τύπο τοιχοποιίας:

f_m : η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

t_0 : η μέση τιμή της διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας (ανεξάρτητη της αξονικής θλιπτικής δύναμης N_{sd})

E : η μέση τιμή του μέτρου ελαστικότητας της τοιχοποιίας

G : το μέσο μέτρο διάτμησης της τοιχοποιίας

w : το μέσο ειδικό βάρος της τοιχοποιίας της τοιχοποιίας

Τιμές αναφοράς των μηχανικών παραμέτρων και του μέσου ειδ. βάρους για διάφορους τύπους τοιχοποιίας (συνεχίζεται)							
Τύπος τοιχοποιίας	Φωτογραφική απεικόνιση Λεπτομέρεια του κατακόρυφου τμήματος	f_m (N/mm ²) min-max	τ_{0m} (N/mm ²) min-max	E (N/mm ²) min-max	G (N/mm ²) min-max	W (kN/m ³)	
Διαταραγμένη λιθοδομή (βότσαλα, πέτρες με ακανόνιστη μορφή)		1.00-1.80	0.020-0.032	690 - 1050	115 - 175	19	
Λαξευτή τοιχοποιία από ακατέργαστα τεμάχια, με κατακόρυφα τμήματα περιορισμένου πάχους και εσωτερικό πυρήνα		2.00-3.00	0.035-0.051	1020 – 1440	170 - 240	20	
Τοιχοποιία από κατεργασμένες πέτρες με καλή υφή		2.60-3.80	0.056-0.074	1500 - 1980	250 - 330	21	
Τοιχοποιία από μπλοκ μαλακής πέτρας (ηφαιστειακή τέφρα, ασβεστόλιθος, κλπ).		1.40-2.40	0.028-0.042	900 - 1260	150 - 210	16	
Ορθογωνικοί ογκόλιθοι τοιχοποιίας		6.00-8.00	0.090-0.120	2340 - 2820	390 - 470	22	

Τιμές αναφοράς των μηχανικών παραμέτρων και του μέσου ειδ. βάρους για διάφορους τύπους τοιχοποιίας (συνεχίζεται)							
Τύπος τοιχοποιίας	Φωτογραφική απεικόνιση Λεπτομέρεια του κατακόρυφου τμήματος	f_m (N/mm ²) min-max	τ_{0m} (N/mm ²) min-max	E (N/mm ²) min-max	G (N/mm ²) min-max	W (kN/m ³)	
Τοιχοποιία από τούβλα και ασβεστοκονίαμα		2.40-4.00	0.060-0.092	1800 - 2400	300 - 400	18	
Τοιχοποιίας από συμπαγή τούβλα με τσιμεντοκονία		5.00-8.00	0.240-0.320	2800 - 3600	560 - 720	15	
Τοιχοποιία από διάτρητα τούβλα (ποσοστό διάτρησης <45%)		4.00-6.00	0.300-0.400	3400 - 4400	680 - 880	12	
Τοιχοποιία από ημιστερεά μπλοκ, με ξηρό κατακόρυφο αρμό (ποσοστό διάτρησης <45%)		3.00-4.00	0.100-0.130	2580 - 3300	430 - 550	11	
Τοιχοποιία από τσιμεντόλιθους ή διογκωμένη άργιλο (ποσοστό διάτρησης μεταξύ 45% και 65%)		1.50-2.00	0.095-0.125	2200 - 2800	440 - 560	12	
Τοιχοποιία από ημιστέρεους τσιμεντόλιθους (διάτρηση <45%)		3.00-4.40	0.180-0.240	2700 - 3500	540 - 700	14	

Πίνακας Γ1: Μηχανικά χαρακτηριστικά.

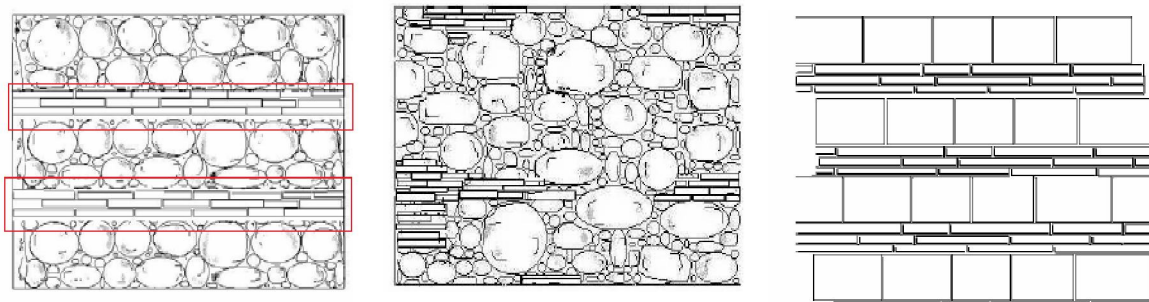
ΠΙΝΑΚΑΣ Γ2: Διορθωτικοί συντελεστές των μηχανικών χαρακτηριστικών που πρέπει να εφαρμόζονται υπό την παρουσία: καλής ή άριστης ποιότητας κονιάματος, ρικορσι ο listature, συστηματικής εγκάρσιας σύνδεσης, ενοποίησης με ενέματα τσιμέντου και ενισχυμένης στρώσης επικάλυψης.

Τύπος τοιχοποιίας	Κονίαμα καλής ποιότητας	Διαχωριστικές ζώνες	Εγκάρσια σύνδεση	Ενέματα τσιμέντου	Στρώση επικάλυψης με οπλισμό
Διαταραγμένη λιθοδομή (βότσαλα, πέτρες με ακανόνιστη μορφή)	1.5	1.3	1.5	2.0	2.5
Λαξευτή τοιχοποιία από ακατέργαστα τεμάχια, με κατακόρυφα τμήματα περιορισμένου πάχους και εσωτερικό πυρήνα	1.4	1.2	1.5	1.7	2.0
Τοιχοποιία από πέτρες με καλή υφή	1.3	1.1	1.3	1.5	1.5
Τοιχοποιία από μπλοκ μαλακής πέτρας (ηφαιστειακή τέφρα, ασβεστόλιθος, κλπ).	1.5	-	1.5	1.7	2.0
Τετράγωνοι ογκόλιθοι τοιχοποιίας	1.2	-	1.2	1.2	1.2
Τοιχοποιία από τούβλα και ασβεστοκονίαμα	1.5	-	1.3	1.5	1.5
Τοιχοποιίας από συμπαγή τούβλα με τσιμεντοκονία	1.3	-	-	-	1.3

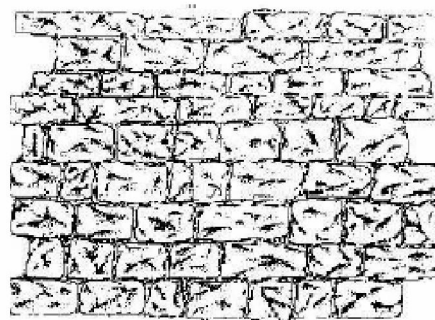
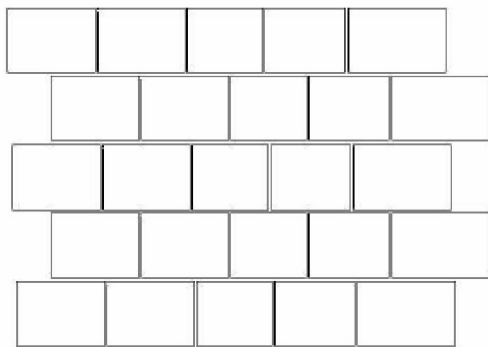
Τοιχοποιία από διάτρητα τούβλα (ποσοστό διάτρησης <45%)	1.3	-	-	-	1.3
Τοιχοποιία από ημιστερεά μπλοκ, με ξηρό κατακόρυφο αρμό (ποσοστό διάτρησης <45%)	1.3	-	-	-	1.3
Τοιχοποιία από τσιμεντόλιθους ή διογκωμένα άργιλο (ποσοστό διάτρησης μεταξύ 45% και 65%)	1.3	-	-	-	1.3
Τοιχοποιία από ημιστέρεους τσιμεντόλιθους (διάτρηση <45%)	1.3	-	-	-	1.3

Πίνακας Γ2: Διορθωτικοί συντελεστές.

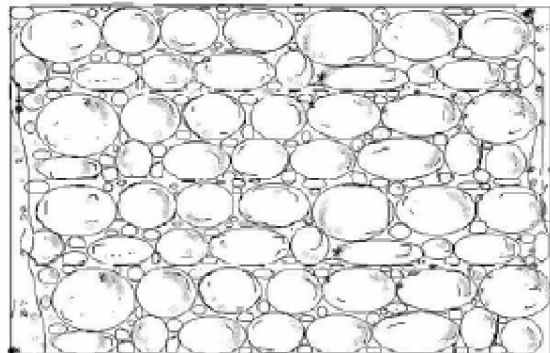
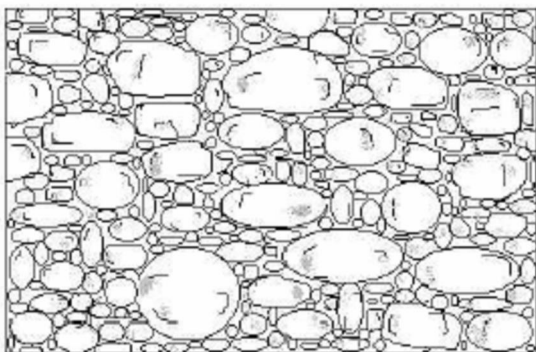
Παρουσίαση διαφόρων μορφών τοιχοποιίας με παραδείγματα: με ή χωρίς διαχωριστικές ζώνες, με κανονική ή ακανόνιστη δομή, με ή χωρίς πυρήνα, κλπ.



Σχήματα Γ1, Γ2, Γ3: Τοιχοποιίες με οριζόντιες διαχωριστικές ζώνες .



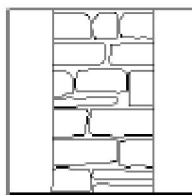
Σχήματα Γ4, Γ5: Τοιχοποιίες χωρίς οριζόντιες διαχωριστικές ζώνες.



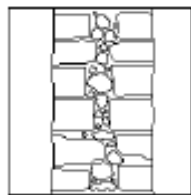
Σχήματα Γ6, Γ7: Τοιχοποιία με ακανόνιστη δομή.



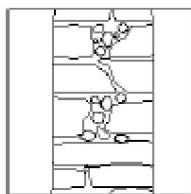
Σχήματα Γ8, Γ9: Τοιχοποιία με κανονική δομή.



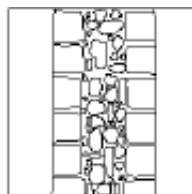
Σχήμα Γ10: Τοίχος αποτελούμενος από ένα κατακόρυφο τμήμα.



Σχήμα Γ12: Τοίχος αποτελούμενος από συνδυασμό δύο κατακόρυφων τμημάτων.

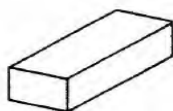


Σχήμα Γ11: Τοίχος αποτελούμενος από συνδυασμό δύο κατακόρυφων τμημάτων με αλληλεμπλοκή.



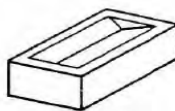
Σχήμα Γ13: Τοίχος με πυρήνα.

α)



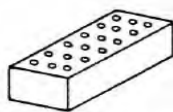
Πλήρης πλίνθος
(Solid unit)

β)



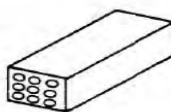
Θεωρούμενη πλήρης πλίνθος
(Equivalent solid unit)

γ)



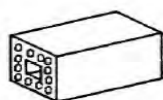
Κατακορύφως διάτρητη πλίνθος
(Vertically perforated unit)

δ)



Οριζοντίως διάτρητη πλίνθος
(Horizontally perforated unit)

ε)



Πλίνθος με διάκενα
(Hollow unit)

στ)



Κυψελωτή πλίνθος
(Cellular unit)

Σχήμα Γ14: Συνήθεις μορφές πλίνθων.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ

**ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ – ΚΟΣΤΟΛΟΓΗΣΗ
ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ ΠΟΛΙΣΤΙΚΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ
ΚΡΕΜΑΣΤΗΣ ΚΑΤΑ ΥΑΣ**

- [1] Κατασκευή διαζώματος από Ο/Σ:
 $45 \text{ m} \cdot 45 \text{ €/m} = 2025 \text{ €}$
- [2] Μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, πάχους 7.5 για τα υποστυλώματα του εξώστη:
 $1.41 \text{ m}^3 \cdot 1950 \text{ €/m}^3 = 2749.5 \text{ €}$
- [3] Έγχυτα υποστυλώματα σε 3 γωνίες:
 $3 \cdot 1.368 \text{ m}^3 \cdot 240 \text{ €/m}^3 = 985 \text{ €}$
- [4] FRP Πλάκας σκυροδέματος:
 $56.17 \text{ m}^2 \cdot 130 \text{ €/m}^2 = 7302.1 \text{ €}$
 $21.42 \text{ m}^2 \cdot 90 \text{ €/m}^2 = 1927.8 \text{ €}$
Σύνολο: 9230 €
- [5] FRP τοιχοποιίας:
 $44.13 \text{ m}^2 \cdot 130 \text{ €/m}^2 = 5737 \text{ €}$
- [6] Ελκυστήρες:
 $54.9 \text{ m} \cdot 40 \text{ €/m} = 2196 \text{ €}$
- [7] Ανακατασκευή 2 γωνιών:
 $8 \text{ m}^2 \cdot 120 \text{ €/m}^2 = 960 \text{ €}$
- [8] Ομογενοποίηση μάζας:
 $165 \text{ m}^3 \cdot 30 \text{ €/m}^3 = 4950 \text{ €}$
Όγκος ενέματος: $165 \text{ m}^3 \cdot 0.2 = 33 \text{ m}^3$
- [9] Επισκευή δοκών εξώστη:
 $16 \text{ m}^2 \cdot 40 \text{ €/m}^2 = 640 \text{ €}$ (τιμή κατ' εκτίμηση)
- [10] Αρμολόγημα εξωτερικής όψης:
 $306 \text{ m}^2 \cdot 15 \text{ €/m}^2 = 4590 \text{ €}$
- [11] Ανακατασκευή Ξύλινης στέγης:
 $95.8 \text{ m}^2 \cdot 75 \text{ €/m}^2 = 7185 \text{ €}$

Σύνολο επεμβάσεων: **C= 41248 €**