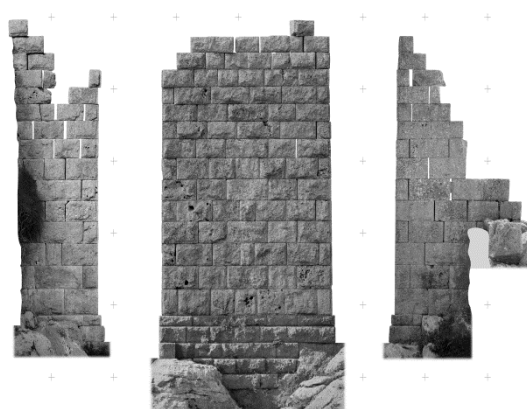


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ
ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ



ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ ΜΕ ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΑ:
ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΩΝ ΔΙΑΤΗΡΗΤΕΩΝ ΚΤΗΡΙΩΝ ΑΠΟ
ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ: “ΠΡΟΣΦΥΓΙΚΑ” ΚΑΙ
ΜΕΛΕΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΑΡΧΑΙΑΣ
ΕΛΛΗΝΙΚΗΣ ΟΧΥΡΩΜΑΤΙΚΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΑΠΟ
ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ



ΠΑΤΣΟΥΜΑΔΑΚΗΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ
ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: Κ. ΣΠΥΡΑΚΟΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ
ΣΥΝΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: Κ. ΜΑΝΙΑΤΑΚΗΣ ΧΑΡΙΛΑΟΣ

Αθήνα Ιούλιος 2016

Πρόλογος

Η παρούσα διπλωματική εργασία εκπονήθηκε στο πλαίσιο των μεταπτυχιακών μου σπουδών στο διατμηματικό πρόγραμμα μεταπτυχιακών σπουδών της σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου με τίτλο “**Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση των Κατασκευών**”. Σηματοδοτεί το πέρας μιας ιδιαίτερα ενδιαφέρουσας και δημιουργικής περιόδου της ζωής μου και ταυτόχρονα την εκπλήρωση ενός σημαντικού προσωπικού μου στόχου.

Θα ήθελα στο σημείο αυτό να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντά μου κ. Σπυράκο Κωνσταντίνο, καθηγητή και διευθυντή του Εργαστηρίου Αντισεισμικής Τεχνολογίας της σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, για την πολύτιμη καθοδήγησή του και το άριστο κλίμα καθ’ όλη τη διάρκεια της συνεργασίας μας. Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω εγκάρδια τον κ. Μανιατάκη Χαρίλαο, διπλωματούχο πολιτικό μηχανικό και ερευνητή της σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, την κ. Ελένη – Εύα Τουμπακάρη, διπλωματούχο πολιτικό μηχανικό και διευθύντρια της Διεύθυνσης Αναστήλωσης Αρχαίων Μνημείων Αθηνών και τέλος τους διπλωματούχους πολιτικούς μηχανικούς Κοκκινάκο Δημήτρη και Χιώτη Δημήτρη, χάρη στη βοήθεια των οποίων ξεπεράστηκαν όλες οι δυσκολίες που προέκυψαν κατά τη διάρκεια της εκπόνησης της παρούσας εργασίας και κατέστη εφικτή η ολοκλήρωσή της.

Αθήνα, Ιούλιος 2016

Περίληψη

Στην παρούσα μεταπτυχιακή εργασία εξετάζονται δύο διαφορετικά είδη κατασκευών. Η εργασία επομένως, χωρίζεται σε δύο μέρη. Στο πρώτο μέρος μελετάται η σεισμική συμπεριφορά μίας τριώροφης κτηριακής κατασκευής από φέρουσα τοιχοποιία ενώ στο δεύτερο μέρος μελετάται η σεισμική συμπεριφορά μίας αρχαίας ελληνικής οχυρωματικής κατασκευής από τοιχοποιία.

Πιο αναλυτικά, στο πρώτο μέρος της παρούσης εργασίας, διερευνάται η σεισμική απόκριση ενός κτηρίου του συγκροτήματος των προσφυγικών κατοικιών της Λεωφόρου Αλεξάνδρας στην Αθήνα. Το συγκρότημα αυτό αποτελείται από οκτώ πανομοιότυπες τριώροφες κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία. Για μία από τις κατασκευές αυτές, λεπτομέρειες για την οποία δίνονται στα επόμενα κεφάλαια, ελέγχεται η επάρκεια των φερόντων τοίχων σύμφωνα με τις διατάξεις των ισχυόντων κανονισμών και συγκεκριμένα του Ευρωκώδικα 6 και του Ευρωκώδικα 8 (Μέρος 3). Από την πραγματοποίηση των ελέγχων επάρκειας της υφιστάμενης κατασκευής για τα σεισμικά φάσματα των κανονισμών του 1959, του 1985 και του *EC8-I*, διαπιστώθηκε καμπτική και διατμητική αστοχία σε πεσσούς και υπέρθυρα για στάθμη επιτελεστικότητας η οποία κυμαίνεται από *Περιορισμένες Βλάβες* μέχρι και *Σημαντικές Βλάβες*. Ο αριθμός των στοιχείων τα οποία αστοχούν είναι περιορισμένος για το “σεισμό του 1959” και ιδιαίτρα αυξημένος για το “σεισμό του *EC8-I*”. Με αρμολόγημα και ενεμάτωση του φορέα, περιορίστηκε ο αριθμός των στοιχείων που αστοχούν και βελτιώθηκε η στάθμη επιτελεστικότητάς τους.

Για την προσομοίωση της κατασκευής γίνεται χρήση του ηλεκτρονικού λογισμικού ScadaPro 2015, του οποίου το λογισμικό τροποποιήθηκε σε πάρα πολλά σημεία για την επίλυση του συγκεκριμένου φορέα. Στόχος του πρώτου μέρους της εργασίας είναι η βαθύτερη κατανόηση της συμπεριφοράς μίας κατασκευής από φέρουσα τοιχοποιία έναντι σεισμικών φορτίων, όπως επίσης και η καταγραφή όλων των πιθανών μορφών αστοχίας έναντι των παραπάνω φορτίων λόγω της ιδιαίτερης σπουδαιότητας του μνημείου όσον αφορά στη νεότερη ελληνική ιστορία. Η μελέτη αυτή αποσκοπεί και στη διερεύνηση εναλλακτικών σεναρίων επεμβάσεων τα οποία εξετάζουν και την επιτελεστικότητα του κτηρίου και προτείνουν επεμβάσεις για την αναβάθμισή του.

Στο δεύτερο μέρος της εργασίας διερευνάται η σεισμική απόκριση ενός αρχαίου ελληνικού οχυρωματικού πύργου από φέρουσα τοιχοποιία. Συγκεκριμένα, η κατασκευή αυτή είναι ο πύργος με ονομασία Π3 του αρχαίου ελληνικού φρουρίου των Αιγισθενών που βρίσκεται στην τοποθεσία Πόρτο Γερμενό στην Αττική. Στην πραγματικότητα μελετάται η απόκριση τμήματος του πύργου που σώζεται μέχρι σήμερα έναντι σεισμικών φορτίων και ελέγχεται η ευστάθειά του. Από την πραγματοποίηση των αναλύσεων προέκυψε ότι μια συστάδα λίθων της νότιας

όψης αλλά και ένας μεμονωμένος λίθος της ανατολικής όψης αναπτύσσουν μεγάλες μετακινήσεις συνεπώς, μετά από επαναλαμβανόμενες σεισμικές διεγέρσεις το ενδεχόμενο ανατροπής τους είναι μεγάλο.

Η διερεύνηση της απόκρισης του πύργου πραγματοποιείται με τη χρήση του ηλεκτρονικού λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS. Στόχος του μέρους της εργασίας αυτού είναι η κατανόηση της κινηματικής συμπεριφοράς του τμήματος του πύργου που σώζεται έναντι ορισμένων δυναμικών φορτίσεων που έχουν καταγραφεί.

Abstract

In this dissertation, two different types of structures are studied and analyzed. It consists of two parts. The first part deals with the seismic response of a 3-storey historic masonry building and the second part focuses on the seismic response of an ancient Greek masonry tower.

More specifically, the first part of this project examines the seismic response of a masonry block of flats, which is located in Alexandra's Avenue in Athens. As far as the structure is concerned, details are given in the following chapters, the adequacy of the load bearing walls is evaluated according to Eurocodes 6 and 8 (Part 3). Several bending and shear failures are detected during the adequacy evaluation of these walls while the performance level ranges between "*Damage Limitation*" (*DL*) and "*Severe Damage*" (*SD*). The number of failures is limited for the seismic spectrum according to the 1959 Greek Code. On the contrary, this number increases when the seismic spectrum of EC8-1 is considered. After the strengthening of the structure the number of failures significantly decreases.

The ScadaPro 2015 Finite Elements code was used in order to create the 3D model of the structure. The main objective of the part is to understand the response of this kind of structures' type under seismic loads, examine the failures that may occur and propose strengthening measures.

The second part of this project examines the response of an ancient Greek masonry tower. More specifically, it is the P3 tower of the ancient Greek fortress in Aigosthena, Attika, Greece. Actually, the seismic response of the remaining part of the tower is studied. The tower consists of curved stones with the absence of mortar; thus, contact phenomena develop at their interfaces. During the analysis of the remaining part of the tower it was shown that a block of stones of the southern side of the structure and a single stone of the eastern side of the structure develop significant displacements. The repetition of similar seismic events that are possible in the area according to regional seismicity and therefore the superposition of relevant displacements may lead to significant distortions or even partial and total collapse of this historic structure.

The ABAQUS Finite Elements software was used in order to create the 3D model of the structure. The main objective of this part is to study the response of this important ancient monument for seismic loads that characterize the historical side.

Περιεχόμενα

1	Φορείς από φέρουσα τοιχοποιία.....	11
1.1	Γενικά για την τοιχοποιία.....	11
1.2	Διαδικασία ανάλυσης – ελέγχου – αποτίμησης φορέα	14
1.2.1	Έλεγχος υφισταμένου κτηρίου.....	15
1.2.2	Προσδιορισμός αντοχών τοιχοποιίας.....	18
1.2.3	Έλεγχος ικανοποίησης κριτηρίων για “απλά” κτήρια από τοιχοποιία.....	21
1.2.4	Έλεγχοι επάρκειας βάσει των κανονισμών	23
1.2.4.1	Διάκριση πρωτευόντων – δευτερευόντων στοιχείων	23
1.2.4.2	Συντελεστές ασφαλείας.....	24
1.2.4.3	Έλεγχοι κατά EC8-3.....	25
1.2.4.4	Έλεγχοι κατά EC6.....	28
1.2.4.5	Έλεγχοι κατά ΚΑΔΕΤ.....	34
1.2.5	Σύγκριση διατιθέμενων κανονισμών.....	39
1.3	Αποτίμηση υφισταμένου κτηρίου από φέρουσα τοιχοποιία	43
1.3.1	Περιγραφή κτηρίου – Ιστορικά στοιχεία.....	43
1.3.2	Αυτοψία κτηρίου.....	45
1.3.3	Προσδιορισμός αντοχών τοιχοποιίας.....	47
1.3.4	Έλεγχος κριτηρίων για “απλά” κτήρια από τοιχοποιία.....	48
1.3.5	Προσομοίωση φορέα από φέρουσα τοιχοποιία.....	49
1.3.5.1	Γενικά.....	49
1.3.5.2	Καθορισμός παραμέτρων υλικών.....	50
1.3.5.3	Καθορισμός παραμέτρων αντοχής τοιχοποιίας.....	50
1.3.5.4	Δημιουργία τρισδιάστατου προσομοιώματος	51
1.3.5.5	Υπολογισμός και προσομοίωση κατακορύφων δράσεων	52
1.3.6	Καθορισμός παραμέτρων μεθόδων ανάλυσης	54
1.3.7	Καθορισμός συνδυασμών φόρτισης.....	55
1.3.8	Έλεγχοι επάρκειας μελών	55
1.3.8.1	Έλεγχοι επάρκειας πεσσού Π1 χωρίς ομογενοποίηση	58

1.3.8.1.1	Στατική ανάλυση πεσσού Π1	58
	Έλεγχος έναντι ορθής κάμψης (με κλασσική θεώρηση).....	58
	Έλεγχος έναντι διάτμησης.....	60
	Έλεγχος έναντι διαγώνιας εφελκυστικής αστοχίας.....	61
	Έλεγχος έναντι εκτός επιπέδου κάμψης.....	63
	Έλεγχος έναντι κατακορύφων φορτίων:	65
1.3.8.1.2	Σεισμική ανάλυση πεσσού Π1 για Κανονισμό 1959, 1985 και EC8-1	71
	Έλεγχος έναντι ορθής κάμψης (με κλασσική θεώρηση).....	71
	Έλεγχος έναντι διάτμησης.....	73
	Έλεγχος έναντι διαγώνιας εφελκυστικής αστοχίας.....	75
	Έλεγχος έναντι εκτός επιπέδου κάμψης.....	78
	Έλεγχος έναντι κατακορύφων φορτίων:	81
1.3.8.2	Έλεγχοι επάρκειας υπερθύρου Υ1 χωρίς ομογενοποίηση.....	88
1.3.8.2.1	Στατική ανάλυση υπερθύρου Υ1.....	88
	Έλεγχος έναντι ορθής κάμψης (με κλασσική θεώρηση).....	88
	Έλεγχος έναντι διάτμησης.....	90
	Έλεγχος έναντι διαγώνιας εφελκυστικής αστοχίας.....	91
1.3.8.2.2	Σεισμική ανάλυση υπερθύρου Υ1 για Κανονισμό 1959, 1985 και EC8-1	93
	Έλεγχος έναντι ορθής κάμψης (με κλασσική θεώρηση).....	93
	Έλεγχος έναντι διάτμησης.....	96
	Έλεγχος έναντι διαγώνιας εφελκυστικής αστοχίας.....	97
1.3.9	Αποτίμηση ενισχυμένου με ένεμα μάζας φορέα	100
1.3.9.1	Επιλογή μεθόδου ενίσχυσης.....	100
1.3.9.2	Υπολογισμός αντοχών ενισχυμένης τοιχοποιίας.....	100
1.3.9.3	Έλεγχοι επάρκειας πεσσού Π1 με ομογενοποίηση	101
1.3.9.3.1	Στατική ανάλυση πεσσού Π1	101
	Έλεγχος έναντι ορθής κάμψης (με κλασσική θεώρηση).....	102
	Έλεγχος έναντι διάτμησης.....	104
	Έλεγχος έναντι διαγώνιας εφελκυστικής αστοχίας.....	105
	Έλεγχος έναντι εκτός επιπέδου κάμψης.....	106

Έλεγχος έναντι κατακορύφων φορτίων:	107
1.3.9.3.2 Σεισμική ανάλυση πεσσού Π1 για Κανονισμό 1959,1985 και EC8-1	112
Έλεγχος έναντι ορθής κάμψης (με κλασσική θεώρηση).....	113
Έλεγχος έναντι διάτμησης.....	115
Έλεγχος έναντι διαγώνιας εφελκυστικής αστοχίας.....	117
Έλεγχος έναντι εκτός επιπέδου κάμψης.....	120
Έλεγχος έναντι κατακορύφων φορτίων:	120
1.3.9.4 Έλεγχοι επάρκειας υπερθύρου Υ1 με ομογενοποίηση.....	120
1.3.9.4.1 Στατική ανάλυση υπερθύρου Υ1.....	120
Έλεγχος έναντι ορθής κάμψης (με κλασσική θεώρηση).....	120
Έλεγχος έναντι διάτμησης.....	122
Έλεγχος έναντι διαγώνιας εφελκυστικής αστοχίας.....	123
1.3.9.4.2 Σεισμική ανάλυση υπερθύρου Υ1 για Κανονισμό 1959,1985 και EC8-1 125	
Έλεγχος έναντι ορθής κάμψης (με κλασσική θεώρηση).....	125
Έλεγχος έναντι διάτμησης.....	128
Έλεγχος έναντι διαγώνιας εφελκυστικής αστοχίας.....	129
1.3.10 Συμπεράσματα – Σχόλια	133
1.3.11 Υπολογισμός συνολικής ποσότητας ενέματος - αρμολογήματος	138
2 Αρχαία ελληνική οχυρωματική κατασκευή από τοιχοποιία.....	141
2.1 Ιστορικά στοιχεία.....	141
2.1.1 Γενικά ιστορικά στοιχεία οχυρώσεων στην αρχαία Ελλάδα (<i>Ο πόλεμος στην αρχαία Ελλάδα – Γεώργιος Σταϊνχάουερ, 2000</i>).....	141
2.1.2 Ιστορικά στοιχεία πύργου Αιγιοσθενών (ιστορία, τοπογραφία)	151
2.2 Προσομοίωση πύργου Π3	152
2.2.1 Γενικά για το λογισμικό	152
2.2.2 Γεωμετρία.....	153
2.2.3 Υλικά κατασκευής.....	155
2.2.4 Προσδιορισμός είδους επαφής.....	156
2.2.5 Δημιουργία προσομοιώματος.....	160

2.2.6	Σεισμικές καταγραφές.....	162
2.2.6.1	Σεισμός Bisaccia 1980	162
2.2.6.2	Σεισμός Κοζάνης 1995.....	164
2.2.6.3	Σεισμός Αθήνας 1999.....	166
2.2.6.4	Κλιμάκωση σεισμικών καταγραφών.....	168
2.2.6.4.1	Κλιμάκωση κατά EC8-1.....	168
2.2.6.4.2	Κλιμάκωση ως προς τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση.....	169
2.2.6.4.3	Κλιμάκωση ως προς τη φασματική τιμή της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου	169
2.2.6.4.4	Εφαρμογή κλιμάκωσης κατά EC8-1	169
2.3	Αποτελέσματα αναλύσεων.....	172
2.3.1	Σεισμός Bisaccia 1980	174
2.3.2	Σεισμός Κοζάνης 1995.....	188
2.3.3	Σεισμός Αθηνών 1999 – Καταγραφή στο σταθμό “Σύνταγμα”	202
2.4	Συμπεράσματα – σχόλια - παρατηρήσεις.....	216
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ.....		223
Μηχανικά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας		225
Αρχιτεκτονικά σχέδια.....		226
Έλεγχοι επάρκειας χωρίς ενίσχυση για το σεισμό σχεδιασμού του 1959.....		227
Έλεγχοι επάρκειας χωρίς ενίσχυση για το σεισμό σχεδιασμού του EC8-1		235
Έλεγχοι επάρκειας με ενίσχυση για το σεισμό σχεδιασμού του 1959		243
Έλεγχοι επάρκειας με ενίσχυση για το σεισμό σχεδιασμού του 1985		251
Έλεγχοι επάρκειας με ενίσχυση για το σεισμό σχεδιασμού του EC8-1.....		259
Αστοχίες μελών φορέα.....		267

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

1 Φορείς από φέρουσα τοιχοποιία

1.1 Γενικά για την τοιχοποιία

Η τοιχοποιία αποτέλεσε το μοναδικό δομικό υλικό για την κατασκευή όλων των έργων παγκοσμίως, μέχρι την εμφάνιση του χάλυβα περίπου στα μέσα του 19^{ου} αιώνα και του σκυροδέματος στις αρχές του 20^{ου} αιώνα. Εξάιρεση αποτελούν μερικές περιοχές της γης, στις οποίες χρησιμοποιήθηκε το ξύλο ως κύριο υλικό δόμησης. Είναι σύνθετο υλικό αποτελούμενο κυρίως από λιθοσώματα και συνδετικό κονίαμα. Ανάλογα με το είδος των λιθοσωμάτων από το οποίο είναι κατασκευασμένες, τη λειτουργία τους στο δόμημα αλλά και τον τρόπο δόμησης τους, οι τοιχοποιίες διακρίνονται σε κατηγορίες με κοινά χαρακτηριστικά, οι οποίες αναφέρονται συνοπτικά στη συνέχεια.

Αναλόγως του είδους των λιθοσωμάτων:

Η προέλευση του λιθοσώματος, δηλαδή αν είναι φυσικό η τεχνητό, διαχωρίζει τις τοιχοποιίες σε δυο βασικές κατηγορίες, σε τοιχοποιίες από *φυσικούς λίθους (λιθοδομές)* και σε τοιχοποιίες από *τεχνητά τοιχώματα (πλινθοδομές)*.

Οι τοιχοποιίες από *φυσικούς λίθους (λιθοδομές)* αποτελούν το αρχαιότερο και, μέχρι την ευρεία εφαρμογή του σκυροδέματος, το κυριότερο δομικό υλικό σε πολλές περιοχές της γης. Το υλικό τους είναι λίθοι προερχόμενοι από φυσικά, τις περισσότερες φορές ανθεκτικά πετρώματα, οι οποίοι κατόπιν μικρού η μεγάλου βαθμού κατεργασίας αποκτούν κατάλληλο σχήμα ώστε να μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην κατασκευή συγκεκριμένου έργου. Από γεωλογικής άποψης, και ανάλογα με τον τρόπο σχηματισμού των πετρωμάτων οι λίθοι που χρησιμοποιούνται ως δομικά υλικά έχουν προέλευση ιζηματογενή, ηφαιστειογενή και μεταμορφωσιγενή. Τα ηφαιστειογενή πετρώματα προέρχονται από τη στερεοποίηση ηφαιστειακής ύλης και στην κατηγορία αυτή ανήκουν οι γρανίτες. Τα ιζηματογενή δημιουργήθηκαν από αποθέσεις υδατικών διαλυμάτων ή από τη μεταφορά μέσω του ανέμου, υλικών που προήλθαν από τη διάβρωση των ηφαιστειακών πετρωμάτων και στην κατηγορία αυτή ανήκουν οι ασβεστόλιθοι και οι ψαμμίτες. Τα μεταμορφωσιγενή, στα οποία ανήκουν τα μάρμαρα και οι σχιστόλιθοι, έχουν σχηματιστεί από ανακρυστάλλωση των ιζηματογενών ή ηφαιστειογενών πετρωμάτων, η οποία συνέβη κάτω από κατάλληλες συνθήκες υψηλής πίεσης και θερμοκρασίας. Επίσης είναι δυνατόν ο σχηματισμός τους να υπήρξε συνέπεια φυσικοχημικών δράσεων. Οι τοιχοποιίες από φυσικούς λίθους, ανάλογα με το αν έχουν ή όχι συνδετικό κονίαμα διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες:

- **Ξηρολιθοδομές:** Είναι οι λιθοδομές που αποτελούνται από ακατέργαστους φυσικούς λίθους χωρίς τη χρήση συνδετικού κονιάματος. Λόγω της προφανούς αδυναμίας τους να αναλάβουν σημαντικές οριζόντιες δυνάμεις σήμερα χρησιμοποιούνται στη χώρα μας

κυρίως για περιφράξεις αλλά και πρόχειρους χαμηλούς τοίχους αντιστήριξης. Στο παρελθόν ξερολιθιές από μεγάλους λίθους (ογκόλιθους) είχαν χρησιμοποιηθεί και για την κατασκευή πρόχειρων καταλυμάτων ιδιαίτερα στην περιοχή της Μάνης.

- **Λιθοδομές:** Ονομάζονται οι τοιχοποιίες που αποτελούνται από φυσικούς λίθους συγκολλημένους με την χρήση κονιάματος. Έχουν χρησιμοποιηθεί στο παρελθόν για την κατασκευή κάθε είδους δομήματος, όπως οικοδομές, γέφυρες, τοίχοι αντιστήριξης, οχυρωματικά έργα. Υπήρξε το κατ' εξοχήν οικοδομικό υλικό για χιλιάδες χρόνια σε όλες τις περιοχές του κόσμου, με εξαίρεση τις περιοχές που βρίσκονταν σε συμβολές μεγάλων ποταμών, π.χ. στη Μεσοποταμία, όπου χρησιμοποιήθηκαν κυρίως ωμόπλινθοι. Οι λιθοδομές χρησιμοποιούνταν μέχρι την εμφάνιση του οπλισμένου σκυροδέματος για κάθε είδους κατασκευή ενώ η χρήση τους στα κτηριακά έργα εκτοπίστηκε από τους οπτόπλινθους όταν συστηματοποιήθηκε η παραγωγή τους, δηλαδή στα τέλη του 19^{ου} αιώνα.
- **Χυτές τοιχοποιίες:** Κατασκευάζονται από πλαστικά μείγματα πηλού, κροκάλων και σκυροδέματος, τα οποία στη συνέχεια σκληρύνονται και αποτελούν ένα ενιαίο σύνολο τοίχου. Χυτές είναι και οι ρωμαϊκές τοιχοποιίες στις οποίες για καλούπι έχουν χρησιμοποιηθεί συμπαγείς οπτόπλινθοι, που αποτελούν ουσιαστικά την εξωτερική επένδυση των τοίχων. Χυτές τοιχοποιίες είναι και οι προκατασκευασμένοι τοίχοι από σκυρόδεμα που κατασκευάζονται βιομηχανικά. Το καλούπι αφαιρείται και ο προκύπτων τοίχος οπλισμένος ή όχι, είναι ένας χυτός τοίχος.

Στις τοιχοποιίες από **τεχνητούς λίθους (πλινθοδομές)** το υλικό των τοιχοσωμάτων (πλίνθων) των πλινθοδομών είναι βιοτεχνικό ή βιομηχανικό προϊόν κατασκευαζόμενο είτε επί τόπου είτε μακριά απ' το έργο. Το κύριο χαρακτηριστικό των τεχνητών τοιχοσωμάτων είναι το συγκεκριμένο σχήμα και οι σταθερές διαστάσεις που αυτά διατίθενται. Ανάλογα με το υλικό των τεχνητών τοιχοσωμάτων οι πλινθοδομές διακρίνονται σε:

- **Ωμοπλινθοδομές,** όταν το υλικό είναι ωμόπλινθοι δηλαδή άψητες “χωματόπλιθες”, υλικό το οποίο χρησιμοποιήθηκε αρχικά στη Μεσοποταμία πριν από 12.000 χρόνια περίπου. Στην Ελλάδα, στις πεδινές περιοχές χρησιμοποιήθηκε σε οικοδομικά έργα μέχρι τα πρώτα μετεπαναστατικά χρόνια και σε αγροικίες μέχρι την εμφάνιση των τσιμεντόλιθων. Σε περιοχές της γης όπου η πέτρα είναι σπάνιο υλικό, οι ωμόπλινθοι χρησιμοποιήθηκαν σε πολύ μεγαλύτερη έκταση από όση στην Ελλάδα. Ένα σημαντικό τμήμα των κτιρίων των μη ανεπτυγμένων χωρών αποτελείται από ωμόπλινθους. Η χαμηλή αντοχή τους σε ισχυρές σεισμικές δυνάμεις είναι η αιτία των μεγάλων καταστροφών στις περιοχές αυτές οι οποίες συνοδεύονται και από μεγάλο αριθμό θυμάτων.
- **Οπτοπλινθοδομές,** όταν αποτελούνται από ψημένες (οπτές) πλίνθους, κοινώς τούβλα, τα

οποία είναι συνήθως από αργιλικό υλικό (πηλό). Κατασκευές από φέρουσα οπτοπλινθοδομή αποτελούν την πλειονότητα των κτιρίων σε πολλές περιοχές του κόσμου. Τοιχοποιίες από οπτοπλινθοδομή κατασκευάζονται σήμερα είτε ως φέρουσες είτε ως τοιχοπληρώσεις σε κατασκευές με φέροντα οργανισμό από σκυρόδεμα ή χάλυβα. Στην Ελλάδα οι οπτόπλινθοι είναι σήμερα σχεδόν το αποκλειστικό υλικό πληρώσεως στα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα.

- **Τσιμεντοπλινθοδομές**, όταν τα τοιχοσώματα είναι τσιμεντόλιθοι, δηλαδή τεχνητά τοιχοσώματα με βάση το σκυρόδεμα. Σήμερα στην Ελλάδα χρησιμοποιούνται για την κατασκευή περιφράξεων και αγροτικών και βιομηχανικών εγκαταστάσεων. Λόγω της κακής θερμομονωτικής ικανότητάς τους η χρήση τους για κατοικία είναι απαγορευτική. Σε πολλές χώρες χρησιμοποιούνται ευρέως ειδικού τύπου τσιμεντόλιθοι με θερμομονωτικές ιδιότητες, κυρίως για την κατασκευή οπλισμένης τοιχοποιίας. Τελευταία, έχουν παραχθεί ειδικά τοιχοσώματα τα οποία κυκλοφορούν στην αγορά με διάφορες εμπορικές ονομασίες, απαντώνται σε ποικιλία διαστάσεων και έχουν ως βάση το τσιμέντο, αλλά διαθέτουν ικανοποιητικές θερμομονωτικές ικανότητες λόγω της κυψελοειδούς μορφής της δομής τους. Όταν τα αδρανή είναι από κίσηρη τότε εξασφαλίζεται αυξημένη θερμομονωτική ικανότητα και οι πλίνθοι ονομάζονται κισηρόλιθοι.

Αναλόγως της λειτουργίας τους στο δόμημα:

Φέρουσες ονομάζονται οι τοιχοποιίες όταν προορίζονται να μεταφέρουν στο έδαφος κατακόρυφα ή και οριζόντια φορτία, σε αντίθεση με αυτές που κατασκευάζονται για τη διαμόρφωση των χώρων. Σε ένα κτήριο χωρίς σκελετό, φέροντες είναι οι τοίχοι που μεταφέρουν τα κατακόρυφα φορτία από τη στέγη και τα πατώματα στο έδαφος. Υπό σεισμική δράση, τόσο αυτοί οι τοίχοι όσο και όσοι συνδέονται με αυτούς είναι φέροντες. Στη διεθνή βιβλιογραφία οι τοίχοι που συνεισφέρουν στη διατμητική αντίσταση των κτιρίων ονομάζονται διατμητικοί τοίχοι. Αλλά ακόμα και οι τοίχοι πλήρωσης των πλαισίων σε κτίρια με σκελετό, υπό ορισμένες συνθήκες σύνδεσης με τα πλαίσια, είναι φέροντες για οριζόντια φόρτιση και σε αυτό οφείλεται η διαγώνια ρηγμάτωσή τους. Σε ένα κτίριο από φέρουσα τοιχοποιία όλα τα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία πρέπει να κατασκευάζονται πριν από τα οριζόντια που στηρίζουν.

Πληρώσεως ονομάζονται οι τοιχοποιίες οι οποίες δεν προορίζονται για να μεταφέρουν φορτία αλλά κατασκευάζονται για να διαμορφώσουν τους χώρους σε ένα οικοδόμημα. Οι μη φέροντες τοίχοι σε ένα κτίριο από φέρουσα τοιχοποιία πρέπει να κατασκευάζονται μετά την κατασκευή των πατωμάτων ή πλακών, εκτός αν λαμβάνεται μέριμνα ώστε να μην είναι δυνατή η μεταφορά φορτίων σε αυτούς.

Αντιστήριξης ονομάζονται οι τοιχοποιίες οι οποίες στηρίζουν γαιώδη πρηνή. Στο σημείο αυτό πρέπει να διαχωριστούν οι παλαιότερες πραγματικές τοιχοποιίες αντιστήριξης από τις νεότερες που αποτελούν στην πραγματικότητα επένδυση τοίχων αντιστήριξης από οπλισμένο σκυρόδεμα και γίνονται για αισθητικούς λόγους ή για την εναρμόνιση των τοίχων με το περιβάλλον.

Επένδυσης ονομάζονται οι τοιχοποιίες οι οποίες κατασκευάζονται εν επαφή με τοίχους των ανωτέρω κατηγοριών ή με στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα και χρησιμοποιούνται μόνο για διακοσμητικούς σκοπούς. Η δόμησή τους μπορεί να είναι ιδιαίτερα επιμελής μιμούμενη τη λαξευμένη λιθοδομή ή λιγότερο, οπότε δίνει την εντύπωση πλακολιθοδομής ή να είναι από ειδικές διακοσμητικές πλίνθους.

Αναλόγως του τρόπου δόμησης:

Μία τοιχοποιία, είτε είναι από φυσικούς είτε από τεχνητούς λίθους, διακρίνεται σε **συμπαγή**, σε **κοίλη** και σε **τοιχοποιία με πυρήνα**. Σε μία κατακόρυφη τομή σε συμπαγή τοιχοποιία δε διακρίνονται κατακόρυφως ξεχωριστές στρώσεις, ενώ στην κοίλη διακρίνονται εξωτερική και εσωτερική στρώση και ανάμεσά τους πυρήνας είτε κενός, είτε πληρωμένος με κονίαμα, το οποίο μπορεί να είναι κροκαλόδεμα ή σκυρόδεμα ή τσιμεντοκονίαμα. Εφόσον μία κοίλη τοιχοποιία με κενό πυρήνα χρησιμοποιείται ως φέρουσα είναι απαραίτητη η σύνδεση των κατακόρυφων στρώσεων με συνδέσμους και κάθε μία στρώση πρέπει να έχει ελάχιστο πάχος 10cm.

1.2 Διαδικασία ανάλυσης – ελέγχου – αποτίμησης φορέα

Στην ενότητα αυτή περιγράφεται συνοπτικά η διαδικασία που ακολουθείται με σκοπό την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας ενός υφισταμένου κτηρίου από φέρουσα τοιχοποιία. Αρχικά είναι απαραίτητη η επίσκεψη στο χώρο της κατασκευής, η εξέταση της κατάστασης αυτής και η καταγραφή όλων των εμφανών βλαβών που φέρει. Στη συνέχεια πραγματοποιούνται μετρήσεις σε διάφορα χαρακτηριστικά σημεία της κατασκευής, με τη χρήση εξειδικευμένων οργάνων μέτρησης, από τις οποίες προκύπτουν τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών κατασκευής. Βάσει αυτών των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών, με τη χρήση των ισχυόντων κανονισμών, προκύπτει η αντοχή της φέρουσας τοιχοποιίας. Έπειτα, με τη χρήση των σχεδίων του κτηρίου κατασκευάζεται το τρισδιάστατο προσομοίωμα. Τέλος, πραγματοποιούνται αναλύσεις, καθορίζονται οι μορφές αστοχίας των μελών του φορέα και προτείνονται μέθοδοι επισκευής και ενίσχυσης της κατασκευής.

1.2.1 Έλεγχος υφισταμένου κτηρίου

Στην παράγραφο αυτή παρουσιάζονται αναλυτικά τα διάφορα μέσα που χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό της αντοχής των υλικών κατασκευής, ο υπολογισμός της οποίας είναι απαραίτητο στοιχείο για τη δημιουργία του τρισδιάστατου προσομοιώματος και την πραγματοποίηση όλων των απαραίτητων ελέγχων επάρκειας. Τα μέσα που χρησιμοποιούνται είναι:

- **Οπτικός έλεγχος:** Μία απλή και άμεση εκτίμηση της επιφανειακής κατάστασης της τοιχοποιίας 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, 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 με τη θλιπτική αντοχή τους. Με τη μέθοδο αυτή προσδιορίζεται η σκληρότητα της επιφάνειας του εξεταζόμενου υλικού ανάλογα με το ύψος αναπήδησης του κρουσίμετρου. Τα κρουσίμετρα είναι εύκολα στη χρήση και η μέθοδος είναι σχετικά απλή και αξιόπιστη.

Μειονέκτημα της μεθόδου είναι ότι τα αποτελέσματα μπορούν να επηρεαστούν από τις επιφανειακές συνθήκες και τις διαστάσεις των λιθοσωμάτων της 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.



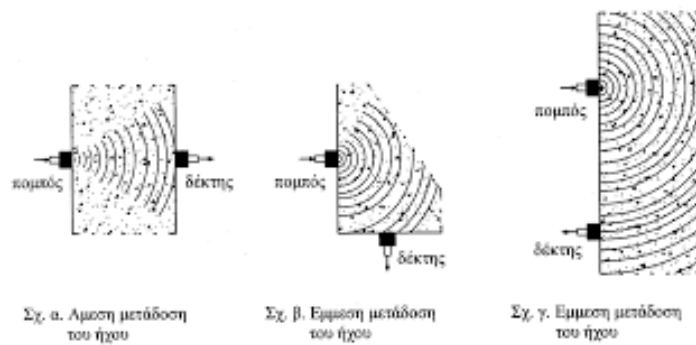
Εικόνα 1.2.1. Μέθοδος κρουσιμέτρησης

- **Χρήση υπερήχων:** Η μέθοδος χρησιμοποιείται ευρύτατα σε κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία. 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 εξασφαλιστεί ότι τα υπερηχητικά κύματα περνούν στο σύνολό τους μέσα από τη μάζα της τοιχοποιίας, συνιστάται η τοποθέτηση μεταξύ των κρυστάλλων και της τοιχοποιίας μίας λιπαντικής ουσίας, 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 λιθοσωμάτων μπορεί να επηρεάσει τα αποτελέσματα.



Εικόνα 1.2.2. Μέθοδος υπερήχων

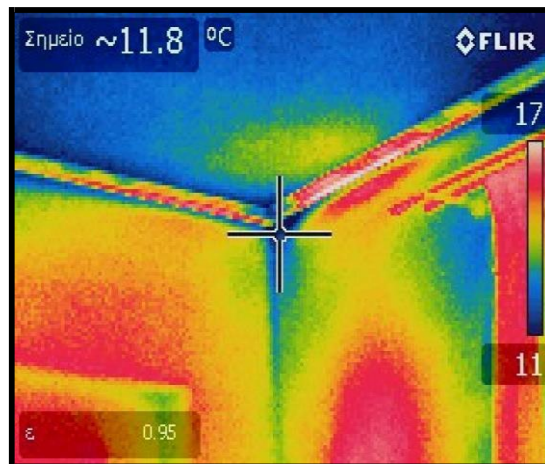
- **Μαγνητικές μέθοδοι:** Η δημιουργία μαγνητικού πεδίου από κατάλληλα βαθμονομημένες συσκευές χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό της θέσης και της διαμέτρου του σπλισμού τοιχοποιίας ή σκυροδέματος με σημείο αναφοράς την επιφάνεια της τοιχοποιίας - σκυροδέματος, καθώς επίσης και το πάχος της επικάλυψης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



Εικόνα 1.2.3. Μαγνητική μέθοδος

- **Θερμογράφιση 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. 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.



Εικόνα 1.2.4. Μέθοδος θερμογράφησης

1.2.2 Προσδιορισμός αντοχών τοιχοποιίας

Στην παράγραφο αυτή παρουσιάζονται αναλυτικά οι σχέσεις υπολογισμού της αντοχής για τα διάφορα είδη άοπλης τοιχοποιίας, πριν αλλά και μετά την εφαρμογή ενισχύσεων. Οι σχέσεις αυτές περιέχονται στον υπό ανάπτυξη “Κανονισμό για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας” (ΚΑΔΕΤ) και συγκεκριμένα στα κεφάλαια 6 και 8.

1. Θλιπτική αντοχή μονόστρωτης τοιχοποιίας ή δίστρωτης τοιχοποιίας με διάτονα λιθοσώματα (§6.2.4.1):

1) Καλοδομημένη οπτοπλινθοδομή:

$$f_{wc} = [f_{mc} + 0,40 \cdot (f_{bc} - f_{mc})] \cdot (1 - 0,8 \cdot \sqrt[3]{\alpha}) \quad \text{όταν } f_{bc} > f_{mc}$$

$$f_{wc} = f_{bc} \cdot (1 - 0,8 \cdot \sqrt[3]{\alpha}) \quad \text{όταν } f_{bc} < f_{mc}$$

όπου

f_{bc} η θλιπτική αντοχή των λιθοσωμάτων

f_{mc} η θλιπτική αντοχή του κονιάματος

$\alpha = t_{jm}/h_{bm}$ ο λόγος του μέσου πάχους των οριζόντιων αρμών κονιάματος και του μέσου ύψους των λιθοσωμάτων

2) Χαμηλής αντοχής λιθοδομή:

$$f_{wc} = \xi \cdot \left[\left(\frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_{bc}} - f_0 \right) + \lambda \cdot f_{mc} \right]$$

όπου

- V_m, V_w ο όγκος του κονιάματος και ο όγκος της τοιχοποιίας αντίστοιχα
- f_{bc} η θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος
- λ συντελεστής συνάφειας λιθοσώματος-κονιάματος, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 0,50 για τραχείς λίθους και ίσος με 0,1 για πολύ λείους λίθους
- f_0 συντελεστής (MPa), ο οποίος λαμβάνει υπ' όψη τον βαθμό λάξευσης των λίθων και παίρνει τις ακόλουθες τιμές:
 0,00 για λαξευτή λιθοδομή
 0,50 - 1,00 για λιθοδομή από ημικανονικούς λίθους
 1,50 - 2,50 για αργολιθοδομή, ανάλογα με την ποιότητα δομήσεως
- ξ συντελεστής ο οποίος λαμβάνει υπ' όψη την δυσμενή επιρροή του πάχους των αρμών κονιάματος όπου:
 $\xi = 1 : [1 + 3,5(k - k_0)] < 1,0$
 $k = (\text{όγκος κονιάματος}) / (\text{όγκος τοιχοποιίας}) = V_m / V_w$
 $k_0 = 0,30$
 Εάν $V_m / V_w \leq 0,30$ τότε λαμβάνεται $\xi = 1,00$

Η παραπάνω σχέση μπορεί να ισχύει για $f_{bc} = 25 - 75$ MPa και $f_{mc} = 0,5 - 2,5$ MPa. Οι τιμές των θλιπτικών αντοχών λιθοσωμάτων και κονιάματος είναι ονομαστικές τιμές.

2. Θλιπτική αντοχή δίστρωτης τοιχοποιίας χωρίς διάτονα λιθοσώματα (§6.2.4.1):

Όταν η τοιχοποιία είναι δίστρωτη και οι δυο παρειές της δεν συνδέονται με διάτονα λιθοσώματα, μπορεί να υπολογίζεται η θλιπτική αντοχή κάθε παρειάς χωριστά. Ως θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας μπορεί να λαμβάνεται η μικρότερη από τις δυο τιμές που προκύπτουν από την εφαρμογή της σχέσεως που εφαρμόζεται για τις δυο ανεξάρτητες παρειές. Ελλείψει άλλων στοιχείων, μπορεί να γίνει χρήση των παραπάνω σχέσεων (μονόστρωτης τοιχοποιίας ή δίστρωτης τοιχοποιίας με διάτονα λιθοσώματα).

3. Θλιπτική αντοχή τρίστρωτης τοιχοποιίας (§6.2.4.3):

1) Ισοπαχείς εξωτερικές παρειές:

$$f_{wc} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot (2 \cdot \lambda_e \cdot \delta \cdot f_{c,e} + \lambda_i \cdot f_{c,i}) / (1 + 2 \cdot \delta)$$

όπου

- δ ο λόγος του πάχους της εξωτερικής παρειάς προς το πάχος του υλικού

	πληρώσεως
$f_{c,e} , f_{c,i}$	η θλιπτική αντοχή των εξωτερικών παρειών και του υλικού πληρώσεως αντίστοιχα
λ_e , λ_i	εμπειρικοί συντελεστές, οι οποίοι λαμβάνουν υπ' όψη την αλληλεπίδραση εξωτερικών παρειών και υλικού πληρώσεως, οι οποίοι είναι ίσοι με με 0,80 και 1,20 αντιστοίχως
γ_{Rd}	δείκτης αβεβαιότητας, ο οποίος μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 1,50

2) Μη ισοπαχείς εξωτερικές παρειές:

$$f_{wc} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot \frac{[\lambda_e \cdot (\delta_{e1} \cdot f_{c,e1} + \delta_{e2} \cdot f_{c,e2}) + \lambda_i \cdot f_{c,i}]}{1 + \delta_{e1} + \delta_{e2}}$$

όπου

δ_{e1}, δ_{e2}	ο λόγος του πάχους της καθεμίας εξωτερικής παρειάς προς το πάχος του υλικού πληρώσεως
$f_{c,e1}, f_{c,e2}, f_{c,i}$	η θλιπτική αντοχή των δύο εξωτερικών παρειών και του υλικού πληρώσεως αντίστοιχα
λ_e , λ_i	εμπειρικοί συντελεστές, οι οποίοι λαμβάνουν υπ' όψη την αλληλεπίδραση εξωτερικών παρειών και υλικού πληρώσεως, οι οποίοι είναι ίσοι με με 0,80 και 1,20 αντιστοίχως
γ_{Rd}	δείκτης αβεβαιότητας, ο οποίος μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 1,50

4. Θλιπτική αντοχή ενισχυμένης με ένεμα τρίστρωτης τοιχοποιίας (§8.1.2):

Η θλιπτική αντοχή τρίστρωτης τοιχοποιίας μετά από την εφαρμογή ενεμάτων μπορεί να υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$f_{wcs} = f_{wco} \cdot \left(1 + 1,25 \cdot \frac{V_i}{V_w} \cdot \frac{\sqrt{f_{grc}}}{f_{wco}} \right)$$

όπου

f_{wcs}	η θλιπτική αντοχή της ενισχυμένης τοιχοποιίας
f_{wco}	η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας πριν από την ενίσχυση
V_i	ο όγκος του αρχικού υλικού πληρώσεως ο οποίος αντιστοιχεί σε V_w όγκο τοιχοποιίας
V_w	ο όγκος όγκο της τοιχοποιίας
f_{grc}	η θλιπτική αντοχή του ενέματος

Σημειώνεται ότι αυτή η σχέση δίνει ικανοποιητικά αποτελέσματα για συνήθεις τριστρωτες τοιχοποιίες, στις οποίες το υλικό πληρώσεως είναι ασθενές και έχει μεγάλο ποσοστό κενών (περίπου 35% - 50%).

1.2.3 Έλεγχος ικανοποίησης κριτηρίων για “απλά” κτήρια από τοιχοποιία

Στην παράγραφο αυτή καθορίζονται οι προϋποθέσεις για να χαρακτηριστεί ένα κτήριο ως “απλό”, σύμφωνα με την §9.7 του *EC8-1 (CEN)*. Οι προϋποθέσεις που τίθενται αφορούν στην κατηγορία σπουδαιότητας του κτηρίου, στο μέγιστο αριθμό υπέργειων ορόφων, στο ελάχιστο ποσοστό επιφάνειας των τοίχων, στη γεωμετρία της κάτοψης του κτηρίου και στη μέγιστη απόσταση μεταξύ των φερόντων τοίχων.

1. Το κτήριο πρέπει να ανήκει στις κατηγορίες σπουδαιότητας I και II
2. Η διαμόρφωση της κάτοψης πρέπει να πληρεί όλες τις παρακάτω συνθήκες:
 - Να είναι περίπου ορθογώνια
 - Ο λόγος του μήκους της μικρότερης πλευράς προς το μήκος της μεγαλύτερης σε κάτοψη να είναι μεγαλύτερος από 0,25
 - Η αθροιστική επιφάνεια των εσοχών από το ορθογώνιο σχήμα να είναι μικρότερη από το 15% της επιφάνειας του ορόφου
3. Ο μέγιστος επιτρεπόμενος αριθμός υπέργειων ορόφων n , που εξαρτάται από το είδος της τοιχοποιίας και από το ποσοστό των τοίχων στις δύο ορθογώνιες διευθύνσεις, εκφρασμένο ως ποσοστό της συνολικής επιφάνειας της κάτοψης ανά όροφο, το οποίο ποικίλει ανάλογα με την τοπική επιτάχυνση, φαίνεται στον επόμενο πίνακα.

Τοπική επιτάχυνση $a_g \cdot S$		< 0,07 $k \cdot g$	< 0,10 $k \cdot g$	< 0,16 $k \cdot g$	< 0,20 $k \cdot g$
Τύπος κατασκευής	Αριθμός ορόφων (n) ^{**}	Ελάχιστο σύνολο των διατομών των οριζόντιων τοιχωμάτων προς κάθε κατεύθυνση, ως ποσοστό της συνολικής επιφάνειας του δαπέδου ανά όροφο ($p_{A,min}$)			
Άοπλη τοιχοποιία	1	2,0%	2,0%	3,5%	n/a
	2	2,0%	2,5%	5,0%	n/a
	3	3,0%	5,0%	n/a	n/a
	4	5,0 %	n/a*	n/a	n/a
Διαζωματική τοιχοποιία	2	2,0%	2,5%	3,0%	3,5%
	3	2,0%	3,0%	4,0%	n/a
	4	4,0%	5,0%	n/a	n/a
	5	6,0%	n/a	n/a	n/a
Οπλισμένη τοιχοποιία	2	2,0%	2,0%	2,0%	3,5%
	3	2,0%	2,0%	3,0%	5,0%
	4	3,0%	4,0%	5,0%	n/a
	5	4,0%	5,0%	n/a	n/a

^{**} Όπου υπάρχει n/a σημαίνει ότι δεν επιτρέπεται

Για κτήρια στα οποία τουλάχιστον το 70% των υπό εξέταση τοιχωμάτων έχουν μήκος μεγαλύτερο από 2 m, ο συντελεστής k δίδεται από την σχέση $k = 1 + (l_{av} - 2)/4$ με $k \leq 2$ και l_{av} είναι το μέσο μήκος σε m των υπό εξέταση τοιχωμάτων. Για τις λοιπές περιπτώσεις $k = 1$.

4. Τα τοιχώματα του κτηρίου θα πρέπει να πληρούν όλες τις ακόλουθες συνθήκες:
 - το κτήριο θα πρέπει να ενισχύεται με τοιχώματα, διατεταγμένα σχεδόν συμμετρικά σε κάτοψη σε δύο ορθογωνικές κατευθύνσεις,
 - τουλάχιστον δύο παράλληλα τοιχώματα θα πρέπει να τοποθετούνται σε δύο ορθογωνικές κατευθύνσεις, με το μήκος του κάθε τοιχώματος να είναι μεγαλύτερο από το 30% του μήκους του κτηρίου στην κατεύθυνση του υπό εξέταση τοιχώματος,
 - σε ό,τι αφορά τα τοιχώματα που βρίσκονται σε μία κατεύθυνση, η απόσταση μεταξύ των τοιχωμάτων αυτών θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το 75% του μήκους του κτηρίου στην άλλη κατεύθυνση,
 - τουλάχιστον το 75 % των κατακόρυφων φορτίων θα πρέπει να φέρεται από τα τοιχώματα,
 - τα τοιχώματα θα πρέπει να είναι συνεχή από την κορυφή μέχρι τη βάση του κτηρίου.
5. Για κτήρια από άοπλη τοιχοποιία, οι τοίχοι σε μία κατεύθυνση θα πρέπει να είναι συνδεδεμένοι με τοίχους στην άλλη ορθογωνική κατεύθυνση ανά μέγιστη απόσταση 7 m.

1.2.4 Έλεγχοι επάρκειας βάσει των κανονισμών

Στην παράγραφο αυτή παρουσιάζονται λεπτομερώς όλοι οι έλεγχοι επάρκειας των μελών από τα οποία αποτελείται ένα κτήριο από φέρουσα τοιχοποιία. Αυτοί οι έλεγχοι περιλαμβάνονται στους *EC6 (CEN)*, *EC8 (CEN)* και στον *KAΔΕΤ*. Παρόλο που στην αποτίμηση υφιστάμενων κτηρίων από φέρουσα τοιχοποιία αναφέρονται μόνο ο *EC8-3 (CEN)* και ο *KAΔΕΤ*, με κατάλληλη τροποποίηση των παραμέτρων αντοχής της τοιχοποιίας μπορούν να εφαρμοστούν αποτελεσματικά και οι έλεγχοι του *EC6 (CEN)* (για παράδειγμα οι έλεγχοι έναντι εκτός επιπέδου κάμψης).

1.2.4.1 Διάκριση πρωτευόντων – δευτερευόντων στοιχείων

Στην παράγραφο αυτή καθορίζονται τα κριτήρια με βάση τα οποία τα στοιχεία της κατασκευής χαρακτηρίζονται ως κύρια ή δευτερεύοντα. Τα κριτήρια αυτά περιέχονται στην §9.5 του *EC8-1 (CEN)*. Αναλυτικά:

Τύπος τοιχοποιίας	$t_{ef,min}$ (mm)	$(h_{ef}/t_{ef})_{max}$	$(l/h)_{min}$
Άοπλη, λιθωσώματα από φυσική πέτρα	350	9	0,5
Άοπλη, με οποιοδήποτε άλλο τύπο λιθωσμάτων	240	12	0,4
Άοπλη, με οποιονδήποτε άλλο τύπο λιθωσμάτων, σε περιπτώσεις χαμηλής σεισμικότητας	170	15	0,35
Διαζωματική τοιχοποιία	240	15	0,3
Οπλισμένη τοιχοποιία	240	15	Χωρίς περιορισμό

Τα σύμβολα τα οποία χρησιμοποιούνται έχουν την ακόλουθη σημασία:

t_{ef} πάχος του τοιχώματος (βλέπε EN 1996-1-1:2004),

h_{ef} ύψος λυγισμού του τοιχώματος (βλέπε EN 1996-1-1:2004),

h μεγαλύτερο καθαρό ύψος των ανοιγμάτων που πρόσκεινται στο τοίχωμα,

l μήκος του τοιχώματος.

Πίνακας 1.2.1. Προτεινόμενες γεωμετρικές απαιτήσεις για κύρια τοιχώματα

Τα στοιχεία τα οποία δεν συμμορφώνονται με τις ελάχιστες γεωμετρικές απαιτήσεις του παραπάνω πίνακα μπορούν να θεωρηθούν ως δευτερεύοντα σεισμικά στοιχεία.

1.2.4.2 Συντελεστές ασφαλείας

Συντελεστής εμπιστοσύνης (CF)

Σύμφωνα με την §3.3 του EC8-3 καθορίζονται τα ακόλουθα επίπεδα γνώσης:

1. Περιορισμένη γνώση (EG1)
2. Κανονική γνώση (EG2) και
3. Πλήρης γνώση (EG3)

Το επίπεδο γνώσης το οποίο επιτυγχάνεται προσδιορίζει την επιτρεπόμενη μέθοδο ανάλυσης, καθώς και τις τιμές που θα υιοθετηθούν για τους συντελεστές εμπιστοσύνης. Οι τιμές οι οποίες αποδίδονται στους συντελεστές εμπιστοσύνης που θα χρησιμοποιηθούν σε μια χώρα μπορούν να βρεθούν στο Εθνικό της Προσάρτημα. Οι προτεινόμενες τιμές είναι $CF_{EG1} = 1,35$, $CF_{EG2} = 1,20$, $CF_{EG3} = 1,00$.

Συντελεστής ασφαλείας υλικού γ_M

Κατά την πραγματοποίηση των απαιτούμενων ελέγχων επάρκειας των στοιχείων πρέπει να χρησιμοποιούνται οι κατάλληλες τιμές του επί μέρους συντελεστή ασφαλείας υλικών γ_M . Οι τιμές αυτές περιέχονται στην §2.4.3 του Εθνικού Προσαρτήματος του EC6-1 και παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα:

Υλικό		γ_M		
		Στάθμη ποιοτικού ελέγχου κατασκευής		
		1	2	3
	Τοιχοποιία από:			
A	Λιθосώματα Κατηγορίας I, κονίαμα με μελέτη συνθέσεως	1,7	2,0	2,2
B	Λιθосώματα Κατηγορίας I, προδιαγεγραμμένο κονίαμα	2,0	2,2	2,5
Γ	Λιθосώματα Κατηγορίας II, οποιοδήποτε κονίαμα	2,2	2,5	2,7

Πίνακας 1.2.2. Αριθμητικές τιμές για τον συντελεστή γ_M για την τοιχοποιία

Λιθосώματα κατηγορίας I: Τα λιθосώματα κατατάσσονται στην κατηγορία I, όταν ο παραγωγός αποδέχεται να προμηθεύει λιθосώματα της προδιαγεγραμμένης θλιπτικής αντοχής, η οποία θα προκύπτει από δοκιμές, όπως αυτές ορίζονται στο EN 772-1. Η μονάδα παραγωγής

λειτουργεί βάσει πιστοποιημένου συστήματος ελέγχου ποιότητας, τα αποτελέσματα του οποίου είναι διαθέσιμα, ώστε μία ανεξάρτητη Αρχή να ελέγχει και να διαπιστώνει συστηματική συμμόρφωση της θλιπτικής αντοχής των λιθοσωμάτων με την προδιαγραφόμενη τιμή.

Λιθοσώματα κατηγορίας II: Τα λιθοσώματα κατατάσσονται στην Κατηγορία II, όταν ο παραγωγός ικανοποιεί την απαίτηση προμήθειας λιθοσωμάτων με την προδιαγεγραμμένη θλιπτική αντοχή, αλλά δεν πληροί τους λοιπούς όρους που περιγράφονται για την Κατηγορία I.

Στάθμη ποιοτικού ελέγχου κατασκευής 1: Αυτή η στάθμη μπορεί να θεωρηθεί ότι ισχύει, όταν ικανοποιούνται όλες οι παρακάτω απαιτήσεις ταυτοχρόνως:

- 1) Προκαταρκτικές δοκιμές θλιπτικής αντοχής κονιάματος, σκυροδέματος πληρώσεως και λιθοσωμάτων αποδεικνύουν την συμφωνία με τις προδιαγραφόμενες από την μελέτη τιμές.
- 2) Τακτικές δοκιμές του κονιάματος, του σκυροδέματος πληρώσεως και των λιθοσωμάτων τα οποία χρησιμοποιούνται στο εργοτάξιο, αποδεικνύουν την συστηματική συμμόρφωση αυτών των υλικών με τις προδιαγεγραμμένες απαιτήσεις.

Στάθμη ποιοτικού ελέγχου κατασκευής 2: Αυτή η στάθμη μπορεί να θεωρηθεί ότι ισχύει, όταν σποραδικοί έλεγχοι πραγματοποιούμενοι απ' τον Επιβλέποντα Μηχανικό ή από Εκπρόσωπό του και οι αντίστοιχες δοκιμές του κονιάματος, του σκυροδέματος πληρώσεως και των λιθοσωμάτων αποδεικνύουν την συμμόρφωση με τις προδιαγεγραμμένες τιμές αντοχών.

Στάθμη ποιοτικού ελέγχου κατασκευής 3: Αυτή η στάθμη μπορεί να θεωρηθεί ότι ισχύει, όταν οι σχετικοί έλεγχοι από τον Επιβλέποντα Μηχανικό δεν είναι συχνοί ή όταν οι έλεγχοι πραγματοποιούνται μόνον απ' τον Ανάδοχο.

1.2.4.3 Έλεγχοι κατά EC8-3

Στην παράγραφο αυτή παρουσιάζονται οι έλεγχοι αποτίμησης, σύμφωνα με τις διατάξεις του Παραρτήματος C του EC8-3. Οι έλεγχοι αυτοί είναι δύο, έναντι κάμψης και έναντι διάτμησης και πραγματοποιούνται για τρεις διαφορετικές στάθμες επιτελεστικότητας (*Περιορισμού Βλαβών (DL)*, *Σοβαρών Βλαβών (SD)* και *Οιονεί Κατάρρευσης (NC)*). Για τη στάθμη *Περιορισμού Βλαβών (DL)* πραγματοποιείται ο έλεγχος σε όρους δυνάμεων ενώ για τις στάθμες *Σοβαρών Βλαβών (SD)* και *Οιονεί Κατάρρευσης (NC)* πραγματοποιείται ο έλεγχος σε όρους παραμορφώσεων.

- 1) Στοιχεία υπό αξονική δύναμη και κάμψη:
Στάθμη επιτελεστικότητας Περιορισμού Βλαβών (DL)

Η ικανότητα ενός τοίχου από άοπλη τοιχοποιία εξετάζεται έναντι ορθής κάμψης, εάν η τιμή της τέμνουσάς του, η οποία δίδεται στη σχέση 1, είναι μικρότερη από την τιμή που προκύπτει από τη σχέση 2. Η διατμητική ικανότητα υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση και συγκρίνεται με την αντίστοιχη δρώσα τέμνουσα δύναμη:

$$V_f = \frac{DN}{2H_0}(1 - 1,15 v_d) \quad (\text{Σχέση 1})$$

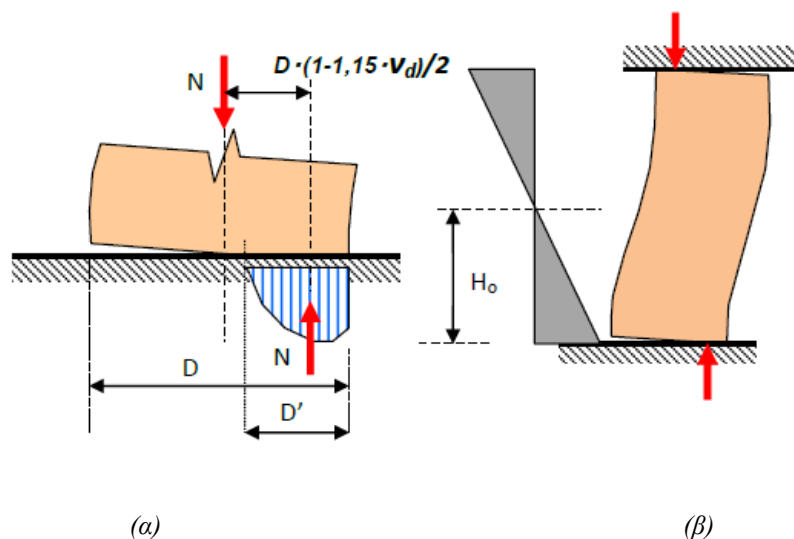
όπου

D η οριζόντια εντός επιπέδου διάσταση του τοιχώματος (πλάτος)

H_0 η απόσταση μεταξύ της διατομής στην οποία επιτυγχάνεται η καμπτική ικανότητα και του σημείου μηδενισμού των ροπών

$v_d = \frac{N}{D \cdot t \cdot f_d}$ το ανοιγμένο αξονικό φορτίο (με $f_d = f_m / CF_m$, όπου f_m είναι η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας και CF_m είναι ο συντελεστής εμπιστοσύνης για το αντίστοιχο επίπεδο γνώσης), t είναι το πάχος του τοίχου και D το θλιβόμενο μήκος αυτού

N η αξονική θλιπτική δύναμη του τοίχου



Σχήμα 1.2.1. Εντός επιπέδου ορθή κάμψη στοιχείου. (α) Ορισμός εσωτερικής ροπής, (β) Ορισμός ύψους H_0 σε σχέση με το διάγραμμα ροπών

Στάθμη επιτελεστικότητας Σοβαρών Βλαβών (SD)

Η ικανότητα ενός τοίχου από άοπλη τοιχοποιία για στάθμη επιτελεστικότητας Σοβαρών Βλαβών, η οποία ελέγχεται από την κάμψη, μπορεί να εκφράζεται σε όρους σχετικής μετατόπισης και λαμβάνεται ίση με $0,008 \cdot H_0/D$ για πρωτεύοντες σεισμικούς τοίχους και με $0,012 \cdot H_0/D$ για τους δευτερεύοντες, όπου H_0 και D ορίστηκαν παραπάνω.

Στάθμη επιτελεστικότητας Οιονεί Κατάρρευσης (NC)

Η ικανότητα ενός τοίχου για στάθμη επιτελεστικότητας Οιονεί Κατάρρευσης, η οποία ελέγχεται από την κάμψη, λαμβάνεται ως τα 4/3 των τιμών που ορίστηκαν παραπάνω για τη στάθμη επιτελεστικότητας Σοβαρών Βλαβών.

2) Στοιχεία υπό τέμνουσα δύναμη

Στάθμη επιτελεστικότητας Περιορισμού Βλαβών (DL)

Η ικανότητα ενός τοίχου από άοπλη τοιχοποιία ελέγχεται έναντι τέμνουσας, εάν η τιμή της διατμητικής ικανότητας, η οποία προκύπτει από τη σχέση 2 είναι μικρότερη ή ίση με την τιμή που προκύπτει από τη σχέση 1. Η διατμητική ικανότητα υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση και συγκρίνεται με την αντίστοιχη δρώσα τέμνουσα δύναμη:

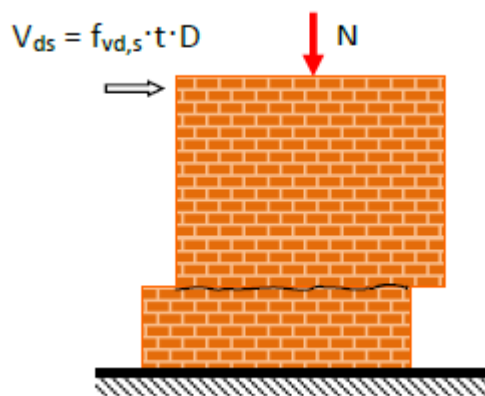
$$V_f = f_{vd} D' t \quad (\text{Σχέση 2})$$

όπου

D' είναι το μήκος της θλιβόμενης περιοχής του τοίχου

t είναι το πάχος του τοίχου

f_{vd} είναι η διατμητική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας η οποία συνυπολογίζει και την παρουσία κατακόρυφου φορτίου: $f_{vd} = f_{vm0}/(CF \cdot \gamma_M) + 0,4 N/(D' \cdot t) \leq 0,065 f_m/(CF \cdot \gamma_M)$, όπου f_{vm0} είναι η μέση αρχική διατμητική αντοχή στην περίπτωση απουσίας κατακόρυφου φορτίου, f_m είναι μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας, CF ο συντελεστής εμπιστοσύνης για την αντίστοιχη στάθμη γνώσης και γ_M ο συντελεστής ασφαλείας για τους αντίστοιχους συνδυασμούς φόρτισης.



Σχήμα 1.2.2. Εντός επιπέδου διάτμηση στοιχείου

Στάθμη επιτελεστικότητας Σοβαρών Βλαβών (SD)

Η ικανότητα ενός τοίχου από άοπλη τοιχοποιία για στάθμη επιτελεστικότητας *Σοβαρών Βλαβών*, η οποία ελέγχεται από τη διάτμηση, μπορεί να εκφράζεται σε όρους σχετικής μετατόπισης και λαμβάνεται ίση με 0,004 για πρωτεύοντες σεισμικούς τοίχους και με 0,006 για τους δευτερεύοντες.

Στάθμη επιτελεστικότητας Οιονεί Κατάρρευσης (NC)

Η ικανότητα ενός τοίχου για στάθμη επιτελεστικότητας *Οιονεί Κατάρρευσης*, η οποία ελέγχεται από τη διάτμηση, λαμβάνεται ως τα 4/3 των τιμών που ορίστηκαν παραπάνω για τη στάθμη επιτελεστικότητας *Σοβαρών Βλαβών*.

1.2.4.4 Έλεγχοι κατά EC6

Στην παράγραφο αυτή πραγματοποιείται η παρουσίαση όλων των απαραίτητων ελέγχων επάρκειας στους οποίους υποβάλλονται νέα κτήρια από φέρουσα τοιχοποιία (αλλά και υφιστάμενα κτήρια με τις κατάλληλες τροποποιήσεις), σύμφωνα με τις διατάξεις του EC6 και συγκεκριμένα της ενότητας 6. Οι έλεγχοι αυτοί είναι:

1. Κάμψη εκτός επιπέδου παράλληλα και κάθετα στον οριζόντιο αρμό (§6.3)

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας, η δρώσα καμπτική ροπή σχεδιασμού επί του τοίχου (M_{Ed}) πρέπει να είναι μικρότερη ή ίση από την καμπτική ροπή αντίστασης του τοίχου M_{Rd} ($M_{Ed} \leq M_{Rd}$) όπου:

$$M_{Rd} = f_{xd} \cdot Z$$

όπου

f_{xd} είναι η καμπτική αντοχή σχεδιασμού για το αντίστοιχο επίπεδο κάμψης παράλληλα ή κάθετα στους οριζόντιους αρμούς, λαμβανόμενη από τους παρακάτω πίνακες σύμφωνα με την §3.6.3:

Z είναι η ροπή αντιστάσεως ανά μονάδα μήκους ή ύψους του τοίχου

γ_m ο συντελεστής ασφάλειας σύμφωνα με την παράγραφο §2.4.1 του *EC6*

Υλικό λιθοσώματος	f_{xk1} (N/mm ²)			
	Κονίαμα γενικής εφαρμογής		Κονίαμα λεπτής στρώσεως	Ελαφροκονίαμα
	$f_m < 5\text{N/mm}^2$	$f_m \geq 5\text{N/mm}^2$		
Άργιλος	0,10	0,10	0,15	0,10
Πυριτικό ασβέστιο	0,05	0,10	0,20	Δεν χρησιμοποιείται
Σκυρόδεμα με αδρανή	0,05	0,10	0,20	Δεν χρησιμοποιείται
Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα	0,05	0,10	0,15	0,10
Τεχνητοί λίθοι	0,05	0,10	Δεν χρησιμοποιείται	Δεν χρησιμοποιείται
Λαξευτοί φυσικοί λίθοι	0,05	0,10	0,15	Δεν χρησιμοποιείται

Πίνακας 1.2.3. Τιμές της f_{xk1} για επίπεδο αστοχίας παράλληλο προς τους οριζόντιους αρμούς

Υλικό λιθοσώματος		f_{xk2} (N/mm ²)			
		Κονίαμα γενικής εφαρμογής		Κονίαμα λεπτής στρώσεως	Ελαφροκονίαμα
		$f_m < 5\text{N/mm}^2$	$f_m \geq 5\text{N/mm}^2$		
Άργιλος		0,20	0,40	0,15	0,10
Πυριτικό ασβέστιο		0,20	0,40	0,30	Δεν χρησιμοποιείται
Σκυρόδεμα με αδρανή		0,20	0,40	0,30	Δεν χρησιμοποιείται
Αυτόκλειστο	$\rho < 400\text{kg/m}^3$	0,20	0,20	0,20	0,15

κυψελωτό σκυρόδεμα	$\rho \leq 400 \text{ kg/m}^3$	0,20	0,40	0,30	0,15
	Τεχνητοί λίθοι	0,20	0,40	Δεν χρησιμοποιείται	Δεν χρησιμοποιείται
	Λαξευτοί φυσικοί λίθοι	0,20	0,40	0,15	Δεν χρησιμοποιείται

Πίνακας 1.2.4. Τιμές της f_{xk2} για επίπεδο αστοχίας κάθετο ως προς τους οριζόντιους αρμούς

2. Έλεγχος έναντι κατακορύφων φορτίων σε τρία επίπεδα (στην κορυφή, στο μέσο και στη βάση του τοίχου) (§6.1)

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας, το κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού σε έναν άοπλο τοίχο (N_{Ed}) πρέπει να είναι μικρότερο ή ίσο με την αντίσταση σχεδιασμού του έναντι κατακορύφων φορτίων N_{Rd} , σύμφωνα με την §6.1 του EC6:

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

$$N_{Rd} = \Phi \cdot t \cdot f_d \quad \text{όπου}$$

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 και Φ_m στο μέσον του ύψους του τοίχου

Για την κορυφή ή τη βάση του τοίχου ισχύει:

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

όπου

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

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{mit} \geq 0,05t$$

όπου

- M_{id} η καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή ή στη βάση του τοίχου
- N_{id} το κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή ή στη βάση του τοίχου
- e_{he} η εκκεντρότητα στην κορυφή ή στη βάση του τοίχου, αν υπάρχει, όπως προκύπτει από οριζόντια φορτία (π.χ. από άνεμο)
- e_{mit} 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 το καθαρό ύψος του τοίχου
- ρ_n 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:

- Ίσος με $\rho_2 = 0,75$ 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 και
- Ίσος με $\rho_2 = 1,00$ εάν η εκκεντρότητα του φορτίου στην κορυφή του τοίχου είναι μεγαλύτερη από το 25% του πάχους του τοίχου
- Ίσος με $\rho_2 = 1,00$ 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
- Ίσος με ρ_3 για τοίχους δεσμευμένους στην κορυφή και στη βάση, και με στοιχεία δυσκαμψίας κατά μήκος μίας κατακόρυφης πλευράς (με μία ελεύθερη πλευρά) όπου:

Όταν $h \leq 3,5l$

$$\rho_3 = \frac{1}{1 + \left[\frac{\rho_2 h}{3 l} \right]^2} \rho_2 > 0,3$$

με ρ_2 το κατάλληλο σύμφωνα με τα παραπάνω

Όταν $h \geq 3,5l$

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

όπου l είναι το μήκος του τοίχου.

- Ίσος με ρ_4 για τοίχους δεσμευμένους στην κορυφή και στη βάση τους και με εγκάρσιους τοίχους δυσκαμψίας στις δύο κατακόρυφες πλευρές όπου:

Όταν $h < 1,15 l$

$$\rho_4 = \frac{1}{1 + \left[\frac{\rho_2 h}{l} \right]} \rho_2$$

με ρ_2 το κατάλληλο σύμφωνα με τα παραπάνω.

Όταν $h > 1,15 l$

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

όπου l είναι το μήκος του τοίχου.

Για το μέσον του τοίχου ισχύει:

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

όπου

Για $E=1000f_k$

$$u = \frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} - 2}{23 - 37 \frac{e_{mk}}{t}}$$

Για $E=700f_k$

$$u = \frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} - 1,67}{19,3 - 31 \frac{e_{mk}}{t}}$$

$$A_l = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t}$$

όπου

e_{mk} 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 η εκκεντρότητα που οφείλεται στα φορτία

M_{md} η μεγαλύτερη ροπή σχεδιασμού περί το μέσον του ύψους του τοίχου, όπως προκύπτει από τις ροπές στην κορυφή και τη βάση του, περιλαμβανομένων όλων των φορτίων τα οποία δρουν έκκεντρα προς την όψη του τοίχου

N_{md} η τιμή σχεδιασμού του αξονικού φορτίου περί το μέσον του ύψους του τοίχου, περιλαμβανομένων όλων των φορτίων τα οποία δρουν έκκεντρα προς την όψη του τοίχου

e_{hm} η εκκεντρότητα στο μέσον του ύψους που οφείλεται σε οριζόντια φορτία. e_{init} είναι η αρχική τυχηματική εκκεντρότητα

e_k η εκκεντρότητα ερπυσμού, όπως υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$e_k = 0,002 \varphi_{\infty} \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{t e_m}$$

όπου

h_{ef} το μήκος λυγισμού

t_{ef} το ενεργό πάχος του τοίχου, το οποίο γενικά λαμβάνεται ίσο με το πραγματικό

πάχος του τοίχου

φ_{∞} ο τελικός συντελεστής ερπυσμού, που προκύπτει από τον πίνακα:

Τύπος λιθοσώματος	Τελικός συντελεστής ερπυσμού φ_{∞}	Μακροχρόνια διαστολή λόγω υγρασίας ή συστολή ξηράνσεως (mm/m)	Συντελεστής θερμικής διαστολής α ($10^{-6}/K$)
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 συνήθη αδρανή και τεχνητοί λίθοι	1,0 ÷ 2,0	-0,6 ÷ -0,1	6 ÷ 12
Σκυρόδεμα με ελαφρά αδρανή	1,0 ÷ 3,0	-1,0 ÷ -0,2	8 ÷ 12
Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα	0,5 ÷ 2,0	-0,4 ÷ +0,2	7 ÷ 9
Φυσικοί λίθοι (ηφαιστειογενείς, ιζηματογενείς, μεταμορφωσιγενείς)	-	-0,4 ÷ +0,7	5 ÷ 9 2 ÷ 7 1 ÷ 18

1.2.4.5 Έλεγχοι κατά ΚΑΔΕΤ

Στην παράγραφο αυτή παρουσιάζονται οι έλεγχοι επάρκειας που πραγματοποιούνται σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΔΕΤ. Οι έλεγχοι αυτοί περιλαμβάνονται στα κεφάλαια 6 και 7 του κανονισμού και εξετάζουν την εντός επιπέδου ορθή κάμψη, τη διάτμηση αλλά και την εκτός επιπέδου κάμψη των στοιχείων.

- 1) Στοιχεία από άοπλη τοιχοποιία υπό εντός επιπέδου ορθή κάμψη (§6.6):

Κατά τον έλεγχο μιας διατομής έναντι εντός επιπέδου κάμψης, αμελείται η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας, γίνεται παραδοχή αδρανούς περιοχής, η δε ροπή κάμψης την οποία μπορεί να αναλάβει η διατομή ελέγχου εξαρτάται από την θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας και από την τιμή του θλιπτικού αξονικού φορτίου, κατά την ακόλουθη σχέση:

$$M_R = \frac{1}{2} \cdot l^2 \cdot t_w \cdot \sigma_0 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{f_c}\right)$$

όπου

- σ_0 η θλιπτική τάση λόγω αξονικής δράσης στην διατομή ελέγχου
- l το μήκος της διατομής
- t_w το πάχος της διατομής
- $f_c = 0,85 \cdot f_m / CF$ η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας
- CF ο συντελεστής εμπιστοσύνης για την αντίστοιχη στάθμη γνώσης

Εναλλακτικά, η διατμητική ικανότητα ενός στοιχείου για εντός επιπέδου ορθή κάμψη μπορεί να υπολογίζεται μέσω της ικανοτικής τέμνουσας (σχέση 7.1 της §7.1.2.3), σύμφωνα με την οποία ισχύει:

$$V_f = \frac{D \cdot N}{2 \cdot H_0} \cdot (1 - 1,15 \cdot v_d)$$

όπου

- D η οριζόντια εντός επιπέδου διάσταση του τοιχώματος (πλάτος)
- H_0 η απόσταση μεταξύ της διατομής στην οποία επιτυγχάνεται η καμπτική ικανότητα και του σημείου μηδενισμού των ρομών
- $v_d = N / (D \cdot t \cdot f_d)$ το ανοιγμένο αξονικό φορτίο (με $f_d = f_m / CF_m$, όπου f_m είναι η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας και CF_m είναι ο συντελεστής εμπιστοσύνης για το κατάλληλο επίπεδο γνώσης), t είναι το πάχος του τοίχου και D το θλιβόμενο μήκος αυτού
- N η αξονική δύναμη του τοίχου

2) Στοιχεία από άοπλη τοιχοποιία υπό τέμνουσα (§7.1.2.3):

Η διατμητική αντοχή ενός τοίχου από άοπλη τοιχοποιία υπολογίζεται από την σχέση:

$$V_f = f_{vd} \cdot D' \cdot t$$

όπου

- D' είναι το βάθος της θλιβόμενης περιοχής του τοίχου
- t είναι το πάχος του τοίχου
- f_{vd} είναι η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας η οποία συνυπολογίζει και την παρουσία κατακόρυφου φορτίου: $f_{vd} = f_{vm0} + 0,4 N/D't \leq 0,065f_m$, όπου f_{vm0} είναι η μέση διατμητική αντοχή στην περίπτωση απουσίας κατακόρυφου φορτίου και f_m είναι μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

Εναλλακτικά, σύμφωνα με την ίδια παράγραφο (§7.1.2.3 του ΚΑΔΕΤ), υπολογίζεται η διατμητική αντοχή ενός τοίχου έναντι διαγώνιας εφελκυστικής αστοχίας ως εξής:

$$V_{d,t} = D \cdot t \cdot f_{vd,t}$$

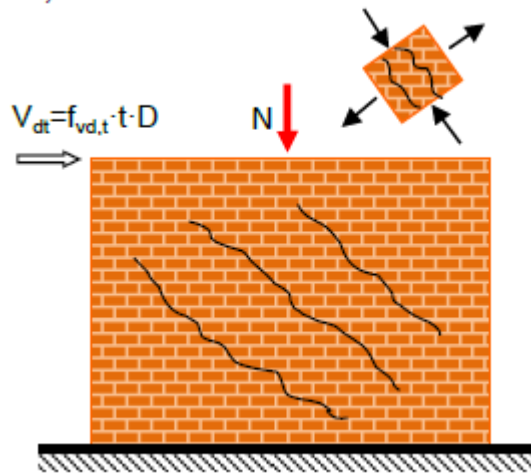
όπου

- D είναι το πλάτος του τοίχου
- t είναι το πάχος του τοίχου
- $f_{vd,t} = (1,5 \cdot f_{vd,0}/K) \cdot \sqrt{1 + (\sigma_0/(1,5 \cdot f_{vd,0}))}$

όπου

- $f_{vd,0} = f_{vm,0}/(CF_m \cdot \gamma_M)$
- $f_{vm,0}$ η αρχική μέση διατμητική αντοχή σε περίπτωση απουσίας κατακόρυφου φορτίου
- CF_m ο συντελεστή εμπιστοσύνης για τη συγκεκριμένη στάθμη γνώσης
- γ_M ο σεισμικός συντελεστής ασφαλείας
- $K = H/D$
- D είναι το πλάτος του τοίχου
- H είναι το ύψος του τοίχου

Σημείωση: Πρέπει να τονιστεί ότι σε περίπτωση που $K > 1,50$ τότε ο συντελεστής λαμβάνει την τιμή $K = 1,50$. Επίσης, επισημαίνεται ότι στην παρούσα μορφή του ο ΚΑΔΕΤ δεν περιέχει στον έλεγχο αυτό το συντελεστή K .



Σχήμα 1.2.3. Διαγώνια εφελκυστική αστοχία

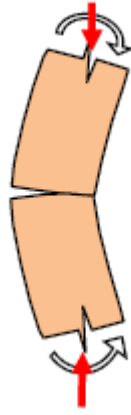
- 3) Στοιχεία από άοπλη τοιχοποιία υπό εκτός επιπέδου κάμψη με θεώρηση ανενεργού περιοχής (§6.5):

Περί τον οριζόντιο άξονα: Η εφελκυστική αντοχή της μονόστρωτης ή δίστρωτης με διάτονα λιθοσώματα τοιχοποιίας αμελείται, γίνεται παραδοχή αδρανούς περιοχής, η δε ροπή κάμψεως την οποία μπορεί να αναλάβει η διατομή ελέγχου εξαρτάται από την θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας και από την τιμή του (ευμενούς) αξονικού θλιπτικού φορτίου, κατά την ακόλουθη σχέση:

$$M_R = \frac{1}{2} \cdot l \cdot t_w^2 \cdot \sigma_0 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{f_c}\right)$$

όπου

- σ_0 η θλιπτική τάση λόγω αξονικής δράσεως στην διατομή ελέγχου
- l το μήκος της διατομής
- t_w το πάχος της διατομής
- $f_c = 0,85 \cdot f_m / CF$ η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας
- CF ο συντελεστής εμπιστοσύνης για την αντίστοιχη στάθμη γνώσης



Σχήμα 1.2.4. Εκτός επιπέδου κάμψη με θεώρηση αδρανούς περιοχής

Περί τον κατακόρυφο άξονα: Σ' αυτήν την περίπτωση, ο έλεγχος της κρίσιμης διατομής γίνεται μέσω σύγκρισης της αναπτυσσόμενης εφελκυστικής τάσης στην ακραία εφελκυόμενη ίνα, με την αντίστοιχη εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας:

$$\sigma_{wt} = \frac{6 \cdot M_S}{l \cdot t_w^2} < f_{wt}$$

όπου

- σ_{wt} η τάση στην ακραία εφελκυόμενη ίνα που οφείλεται σε ροπή M_S
- l και t_w το μήκος και το πάχος του στοιχείου αντίστοιχα
- $f_{wt} = f_{xk2}/CF$ η εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας

4) Στοιχεία από άοπλη τοιχοποιία υπό εκτός επιπέδου κάμψη με κλασσική θεώρηση (§7.1.2.4):

Εναλλακτικά, είναι δυνατός ο υπολογισμός της αντοχής σε κάμψη στο στάδιο της διαρροής, από την κλασσική θεώρηση της επαλληλίας των στερεών των τάσεων που οφείλεται σε αξονικό φορτίο και σε καμπτική ροπή, και την απαίτηση της μη υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής της τοιχοποιίας, f_{xk} :

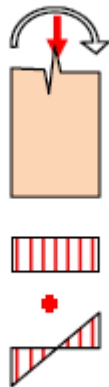
$$M_{max,1} = (f_{xd1} + v_d \cdot f_d) \cdot \frac{t^2}{6}$$

$$M_{max,2} = f_{xd2} \cdot \frac{t^2}{6}$$

όπου

- $f_{xd1} = f_{xk1}/\gamma_M$ η καμπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας για κάμψη παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς
- $f_{xd2} = f_{xk2}/\gamma_M$ η καμπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας για κάμψη κάθετα στους οριζόντιους αρμούς
- v_d το ανηγμένο αξονικό φορτίο στη στάθμη ελέγχου
- γ_M ο συντελεστής ασφαλείας για τους αντίστοιχους συνδυασμούς φόρτισης

Ελλείψει στοιχείων για την f_{xk} προτείνεται η χρήση τιμών για κονιάματα κατά τον *EC6* (*CEN*).



Σχήμα 1.2.5. Εκτός επιπέδου κάμψη με κλασσική θεωρία

1.2.5 Σύγκριση διατιθέμενων κανονισμών

Όπως έχει ήδη αναφερθεί σε προηγούμενη ενότητα, λόγω απουσίας ενός πλήρους και ενιαίου κανονισμού που να περιλαμβάνει όλες τις απαραίτητες διατάξεις για την αποτίμηση μίας υφιστάμενης κατασκευής από φέρουσα τοιχοποιία, γίνεται άντληση δεδομένων, πληροφοριών και θεωριών από διάφορους κανονισμούς και βιβλιογραφικές πηγές. Οι κανονισμοί από τους οποίους αντλούνται στοιχεία είναι οι *Ευρωκώδικες (6 και 8)*, ο “*Κανονισμός για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας*” (*KAΔΕΤ*) και ιταλικές βιβλιογραφικές πηγές. Οι διατάξεις των Ευρωκωδίκων και του *KAΔΕΤ* που σχετίζονται με τους απαιτούμενους ελέγχους επάρκειας των μελών μίας κατασκευής παρουσιάστηκαν λεπτομερώς στην προηγούμενη ενότητα. Στόχος της συγκεκριμένης παραγράφου, είναι η συνοπτική περιγραφή των διαφορών αλλά και των ομοιοτήτων των κανονισμών αυτών σε τρία βασικά σημεία:

- Πεδία εφαρμογής των κανονισμών
- Μέθοδοι ανάλυσης των κατασκευών

- Έλεγχοι επάρκειας των μελών

1) Πεδία εφαρμογής των κανονισμών:

Σύμφωνα με την §C.1 του Παραρτήματος C του EC8-3, ο κανονισμός περιέχει συστάσεις για την αποτίμηση και τον σχεδιασμό των ενισχύσεων κτηρίων από τοιχοποιία σε σεισμικές περιοχές. Οι συστάσεις του κεφαλαίου αυτού εφαρμόζονται σε στοιχεία τοιχοποιίας από **τούβλα** ή **λιθοσώματα** που αντιστέκονται σε πλευρικές δυνάμεις, στα πλαίσια ενός δομικού συστήματος με άοπλη, διαζωματική ή οπλισμένη τοιχοποιία. Επιπρόσθετα, η §3.1.1 του EC6 ορίζει ότι τα λιθοσώματα πρέπει να συμμορφώνονται με έναν από τους ακόλουθους τύπους:

- Οπτόπλινθοι κατά το EN 771-1
- Λιθοσώματα από πυριτικό ασβέστιο, κατά το EN 771-2.
- Λιθοσώματα από σκυρόδεμα (με συνήθη ή ελαφρά αδρανή), κατά το EN 771-3.
- Αυτόκλειστοι κυψελωτοί τσιμεντόλιθοι, κατά το Πρότυπο EN 771-4.
- Τεχνητοί λίθοι, κατά το EN 771-5.
- Λαξευτοί φυσικοί λίθοι, κατά το EN 771-6.

Συνεπώς, ο EC8-3 και ο EC-6 δεν περιλαμβάνουν κτήρια από αργολιθοδομή, κατασκευές οι οποίες αποτελούν την πλειονότητα των υφιστάμενων κατασκευών στη χώρα μας.

Όσον αφορά στον ΚΑΔΕΤ, σύμφωνα με την §1.1.1 του κεφαλαίου 1, σκοπός του Κανονισμού είναι η θεσμοθέτηση κριτηρίων για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφισταμένων δομημάτων από φέρουσα τοιχοποιία η οποία διαμορφώνεται από **λιθοσώματα συνδεδεμένα με κονίαμα** για τον αντισεισμικό ανασχεδιασμό τους, καθώς και για τις ενδεχόμενες επεμβάσεις, επισκευές ή ενισχύσεις. Συνεπώς ο ΚΑΔΕΤ περιλαμβάνει και αργολιθοδομές όπως επίσης και κτήρια χωρίς διαφραγματική λειτουργία.

2) Μέθοδοι ανάλυσης των κατασκευών:

Σύμφωνα με την §C.3.2 του παραρτήματος C του EC8-3, επιτρέπεται η πραγματοποίηση **γραμμικών μεθόδων ανάλυσης, στατικών και φασματικών**, στην περίπτωση που ικανοποιούνται οι ακόλουθες προϋποθέσεις:

- Οι πλευρικοί φέροντες τοίχοι είναι γενικά διατεταγμένοι και προς τις δύο οριζόντιες κατευθύνσεις
- Τα τοιχώματα παρουσιάζουν συνέχεια στο ύψος

- Τα δάπεδα διαθέτουν αρκετή δυσκαμψία εντός του επιπέδου τους και είναι συνδεδεμένα επαρκώς στα τοιχώματα της περιμέτρου έτσι ώστε να μπορεί να υποθεθεί ότι μπορούν να καταναείμουν τις αδρανειακές δυνάμεις στα κατακόρυφα στοιχεία με διαφραγματική λειτουργία
- Δάπεδα που βρίσκονται στις αντίθετες πλευρές ενός κοινού τοίχου βρίσκονται στο ίδιο ύψος
- Τα στοιχεία διαδοκίδωσης τα οποία συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα είτε είναι κατασκευασμένα από μπλοκ που εμπλέκονται ικανοποιητικά με εκείνα των προσκείμενων τοιχωμάτων, ή ενώνονται με συνδέσμους

Στην περίπτωση που δεν ικανοποιούνται οι παραπάνω συνθήκες, επιτρέπεται η **πραγματοποίηση μη γραμμικών μεθόδων ανάλυσης, στατικών και δυναμικών** (§C.3.3(1) του *EC8-3*).

Όσον αφορά στον *KΑΔΕΤ*, σύμφωνα με το κεφάλαιο 5, για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό ενός κτηρίου μπορεί να χρησιμοποιηθεί μια από τις παρακάτω μεθόδους ανάλυσης. Το πεδίο εφαρμογής κάθε μεθόδου ανάλυσης συναρτάται με την εκπλήρωση μιας σειράς προϋποθέσεων, κανονικότητας κυρίως. Οι χρησιμοποιούμενες μέθοδοι ανάλυσης είναι:

- **Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση.** Η μέθοδος ανάλυσης αυτή μπορεί να εφαρμοστεί σε κτήρια η απόκριση των οποίων σε κάθε κύρια διεύθυνση δεν επηρεάζεται σημαντικά από τις συμβολές ιδιομορφών ταλάντωσης υψηλότερων από τη θεμελιώδη ιδιομορφή. Η ανωτέρω απαίτηση θεωρείται ότι ικανοποιείται σε κτήρια που ικανοποιούν τους ακόλουθους δύο όρους:

- 1) έχουν θεμελιώδεις περιόδους ταλάντωσης T_1 , στις δύο κύριες διευθύνσεις, μικρότερες από τις ακόλουθες τιμές

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0 \text{ sec} \end{cases}$$

όπου η T_C ορίζεται στην §3.2.2.2 του *EC8-1*.

- 2) οι πλευρικοί φέροντες τοίχοι είναι γενικά διατεταγμένοι προς τις δύο σχεδόν κάθετες μεταξύ τους οριζόντιες κατευθύνσεις. Τα τοιχώματα παρουσιάζουν συνέχεια στο ύψος. Τα δάπεδα έχουν αρκετή δυσκαμψία στο επίπεδό τους προσφέροντας διαφραγματική λειτουργία.

- **Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης.** Για την εφαρμογή της μεθόδου αυτής πρέπει να ισχύουν τα ακόλουθα:

- 1) το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι τουλάχιστον το 75% της συνολικής μάζας του φορέα

2) λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας.

Όταν χρησιμοποιείται χωρικό προσομοίωμα, οι παραπάνω συνθήκες πρέπει να ελέγχονται σε κάθε απαιτούμενη διεύθυνση.

3) Έλεγχοι επάρκειας των μελών:

Στο σημείο αυτό θα γίνει μία σύντομη περιγραφή των ομοιοτήτων και των διαφορών μεταξύ των ελέγχων επάρκειας των μελών που πραγματοποιούνται σε κάθε κανονισμό, αναλυτική παρουσίαση των οποίων πραγματοποιήθηκε στην παράγραφο 1.2.4.

Κατά τον EC8-3 πραγματοποιούνται οι ακόλουθοι έλεγχοι:

- Έναντι εντός επιπέδου κάμψης (με όρους διατμητικής ικανότητας)
- Έναντι τέμνουσας (με όρους διατμητικής ικανότητας)

Κατά τον EC6 πραγματοποιούνται οι ακόλουθοι έλεγχοι:

- Έναντι εκτός επιπέδου κάμψης παράλληλα αλλά και κάθετα στους οριζόντιους αρμούς (με κλασσική θεώρηση)
- Έναντι κατακορύφων φορτίων (έναντι λυγισμού)

Κατά τον ΚΑΔΕΤ πραγματοποιούνται οι ακόλουθοι έλεγχοι:

- Έναντι εντός επιπέδου κάμψης (τόσο με όρους καμπτικής αντοχής όσο και με όρους διατμητικής ικανότητας)
- Έναντι τέμνουσας (με όρους διατμητικής ικανότητας)
- Έναντι εκτός επιπέδου κάμψης παράλληλα αλλά και κάθετα στους οριζόντιους αρμούς (τόσο με κλασσική θεώρηση όσο και με θεώρηση ανενεργού περιοχής)

Συνοψίζοντας όλα τα παραπάνω καταλήγουμε στις ακόλουθες ομοιότητες αλλά και διαφορές μεταξύ των ελέγχων επάρκειας των δύο κανονισμών (*Ευρωκωδίκων* και *ΚΑΔΕΤ*):

- Ομοιότητες: Και στους δύο κανονισμούς πραγματοποιούνται οι έλεγχοι επάρκειας έναντι εντός επιπέδου κάμψης και διάτμησης σε όρους διατμητικής ικανότητας. Επίσης, και στους δύο πραγματοποιείται ο έλεγχος έναντι εκτός επιπέδου κάμψης με την κλασσική θεώρηση.
- Διαφορές: Ο *ΚΑΔΕΤ* επιτρέπει, εναλλακτικά, την πραγματοποίηση του ελέγχου έναντι εντός επιπέδου κάμψης και σε όρους καμπτικής αντοχής. Επίσης επιτρέπει την πραγματοποίηση του ελέγχου έναντι εκτός επιπέδου κάμψης, παράλληλα και κάθετα στους οριζόντιους αρμούς, με τη θεώρηση ανενεργού περιοχής. Ωστόσο στον *ΚΑΔΕΤ* δεν πραγματοποιείται έλεγχος έναντι κατακορύφων φορτίων.

1.3 Αποτίμηση υφισταμένου κτηρίου από φέρουσα τοιχοποιία

Στην ενότητα αυτή περιγράφεται λεπτομερώς η διαδικασία που ακολουθείται με σκοπό την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας ενός υφιστάμενου κτηρίου και συγκεκριμένα ενός κτηρίου του συγκροτήματος των προσφυγικών κατοικιών της Λεωφόρου Αλεξάνδρας στην Αθήνα. Η διαδικασία της αποτίμησης και των προτάσεων επισκευής και ενίσχυσης του φορέα περιλαμβάνει τα ακόλουθα στάδια:

- Περιγραφή κτηρίου και παρουσίαση ιστορικών στοιχείων
- Τεκμηρίωση κτηρίου (σχέδια, μετρήσεις, φωτογραφίες)
- Προσομοίωση φορέα
- Καθορισμός παραμέτρων ανάλυσης (είδος εδάφους, σεισμική ζώνη, κλπ.)
- Πραγματοποίηση αναλύσεων και παρουσίαση αποτελεσμάτων
- Πραγματοποίηση ελέγχων αποτίμησης
- Συμπεράσματα ελέγχων και προτάσεις ενίσχυσης

1.3.1 Περιγραφή κτηρίου – Ιστορικά στοιχεία

Γενικά στοιχεία

Η περιοχή των προσφυγικών μέχρι την δεκαετία του 1920 άνηκε στο Δήμο Αθηναίων και αποτελούσε το λεγόμενο "Κτήμα Αμπελοκήπων". Πρόκειται για το δεύτερο σε μέγεθος συγκρότημα προσφυγικών πολυκατοικιών (οκτώ τριώροφες πολυκατοικίες) του 1930 που πραγματοποιήθηκε, στα πλαίσια ενός πρωτοποριακού για την εποχή του προγράμματος επιλεκτικής "εκκαθάρισης τρωγλών". Στο σχεδιασμό τους τηρήθηκαν όλοι οι κανόνες υγιεινής (καλός φωτισμός και αερισμός) και το σύνολο των κτισμάτων κατασκευάστηκε σε μια έκταση 14,5 στρεμμάτων. Το συγκρότημα αυτό της Λεωφόρου Αλεξάνδρας οικοδομήθηκε μεταξύ των ετών 1933 - 1935, βάσει σχεδίων των αρχιτεκτόνων Κίωνα Λάσκαρη (1905-1978) και Δημήτριου Κυριακού (1881-1971), υπαλλήλων τότε της Τεχνικής Υπηρεσίας του Υπουργείου Προνοίας (Τ.Υ.Υ.Π.), οι οποίοι κατάφεραν να φέρουν ένα νέο αέρα στην αρχιτεκτονική της Αθήνας εκείνης της εποχής. Επηρεασμένοι από το ρεύμα "Bauhaus" (Μπάουχαους) δημιούργησαν λειτουργικά σπίτια για μη προνομιούχους, εισάγοντας παράλληλα και την έννοια της "πολυκατοικίας" στην Ελλάδα.

Πρόκειται για το αποτέλεσμα της δράσης ενός κρατικού μηχανισμού οργανωμένης δόμησης, που συστάθηκε για πρώτη φορά, στο πλαίσιο ενός ευρύτερου σχεδίου προκειμένου να στεγαστούν οι πρόσφυγες από τη Μικρά Ασία, που είχαν κατακλύσει το λεκανοπέδιο της Αθήνας (αλλά και όλη την Ελλάδα).

Στη συγκεκριμένη περίπτωση προκρίθηκε η ανέγερση διαμερισμάτων, κατανεμημένων σε οκτώ πολυκατοικίες που διατάσσονταν επάλληλα μεταξύ τους και παράλληλα προς τον άξονα της Λεωφόρου.

Αυστηρά ωφελμιστικά κτίρια, στη γραμμή του γερμανικού φονξιοναλισμού, απλά παραλληλεπίπεδα κατασκευασμένα με πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος και επιχρισμένη λιθοδομή, "χωρίς ίχνος διακόσμησης ή άλλης παραχώρησης σε πλαστικές αναζητήσεις". Οι αρχιτεκτονικές όψεις είναι λιτές, με έμφαση στις γεωμετρικές φόρμες και στο χρώμα. Τα διαμερίσματα επιφανείας 50 τετραγωνικών μέτρων διέθεταν εσωτερικό μπάνιο, υπνοδωμάτιο και κουζίνα και ήταν λειτουργικά σε ό,τι αφορά στις απαιτήσεις της εποχής. Σε κάθε διαμέρισμα αντιστοιχούσε και ένας εξώστης με παραδοσιακά παραθυρόφυλλα, ενώ στις πλακόστρωτες επίπεδες στέγες τους φιλοξενούνταν τα πλυσταριά.



Εικόνα 1.3.1. Αρχική μορφή πολυκατοικιών



Εικόνα 1.3.2. Αρχική μορφή πολυκατοικιών

Χρήση προσφυγικών πολυκατοικιών και υφιστάμενη κατάσταση

Η κύρια χρήση των προσφυγικών πολυκατοικιών είναι οικιστική. Τα υλικά δόμησης των διαμερισμάτων τους είναι οι πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος, η επιχρισμένη λιθοδομή και τα ξύλινα πορτοπαράθυρα. Η υφιστάμενη κατάστασή τους, όπως φαίνεται και στις παρακάτω εικόνες, δεν είναι καλή. Η εγκατάλειψη είναι εμφανής. Ο θρυμματισμένος σοβάς στις όψεις και το χρώμα που έχασε την πυκνότητά του και έμεινε απόσταγμα αποχρώσεων δείχνουν το μέγεθος της καταστροφής.



Εικόνα 1.3.3. Νότια όψη



Εικόνα 1.3.4. Νοτιοανατολική όψη

1.3.2 Αυτοψία κτηρίου

Αρχιτεκτονικά σχέδια κτηρίου

Τα αρχιτεκτονικά σχέδια (κατόψεις και όψεις) του κτηρίου που μελετάται παρουσιάζονται στο παράρτημα του τεύχους αυτού (σχέδια Π.2 και Π.3).

Μετρήσεις με χρήση ειδικού εξοπλισμού

Στο σημείο αυτό παρουσιάζονται οι μετρήσεις κρουσιμέτρησης. Αντιπροσωπευτικά, στον παρακάτω πίνακα, παρατίθενται τα αποτελέσματα των μετρήσεων που πραγματοποιήθηκαν σε εννέα σημεία λείων επιφανειών χωρίς ρωγμές. Στη συνέχεια αποκλείστηκαν οι ελάχιστες και μέγιστες τιμές κάθε μέτρησης και έπειτα υπολογίστηκε ο μέσος όρος αντοχής του κάθε λίθου. Τέλος, υπολογίστηκε ο μέσος όρος θλιπτικής αντοχής όλων των λίθων αλλά και η τελική τιμή της αντοχής που θα ληφθεί υπόψη στους υπολογισμούς και η οποία αντιστοιχεί σε κυβικό δοκίμιο.

Θλιπτική αντοχή λιθοσωμάτων f_{bc} (MPa)								
	1 ^{ος} λίθος	2 ^{ος} λίθος	3 ^{ος} λίθος	4 ^{ος} λίθος	5 ^{ος} λίθος	6 ^{ος} λίθος	7 ^{ος} λίθος	8 ^{ος} λίθος
1 ^η	52	62	60	57	60	50	53	58
2 ^η	50	58	58	56	57	46	51	58
3 ^η	49	56	56	54	56	43	50	54
4 ^η	48	52	52	49	54	43	50	54
5 ^η	47	51	49	49	54	40	49	52
6 ^η	47	50	46	46	53	40	48	52
7 ^η	44	49	46	45	52	37	46	52
8 ^η	44	44	45	44	50	36	44	50
9 ^η	42	42	43	39	47	34	42	46
M.O.	47,00	51,43	50,29	49,00	53,71	40,71	48,29	53,14
Τελικός M.O.	49,20							

Πίνακας 1.3.1. Αποτελέσματα δοκιμών και τελικές τιμές αντοχής λιθοσωμάτων

Όπως φαίνεται στον παραπάνω πίνακα, η μέση τιμή της θλιπτικής αντοχής των λίθων είναι ίση με **49,20 MPa**. Η τιμή αυτή αντιστοιχίζεται σε κυβικό δοκίμιο και επομένως προκύπτει η τελική τιμή της θλιπτικής αντοχής τους η οποία είναι ίση με:

$$f_{bc} = 70 \text{ MPa}$$

Ωστόσο, κατά τους υπολογισμούς της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας, λαμβάνεται μία πιο συντηρητική τιμή της θλιπτικής αντοχής των λιθοσωμάτων ίση με $f_{bc} = 50 \text{ MPa}$.

Φωτογραφική τεκμηρίωση

Στο σημείο αυτό παρουσιάζονται εικόνες τόσο της γενικής μορφής των κτηρίων όσο και της μορφής της τοιχοποιίας αλλά και της τωρινής της κατάστασης.



Εικόνα 1.3.5. Ανοίγματα νότια όψης



Εικόνα 1.3.6. Πανοραμική άποψη κτηρίου



Εικόνα 1.3.7. Ανοίγματα βόρειας όψης



Εικόνα 1.3.8. Νοτιοανατολική όψη κτηρίου



Εικόνα 1.3.9. Μορφή τοιχοποιίας



Εικόνα 1.3.10. Μορφή τοιχοποιίας

1.3.3 Προσδιορισμός αντοχών τοιχοποιίας

Η τοιχοποιία του κτηρίου είναι τρίστρωτη. Αυτό σημαίνει ότι για τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής πρέπει πρώτα να υπολογιστεί η αντοχή της μονόστρωτης τοιχοποιίας και ακολούθως η θλιπτική αντοχή της τρίστρωτης τοιχοποιίας με στρώση ίσου πάχους.

Υπολογισμός θλιπτικής αντοχής μονόστρωτης τοιχοποιίας:

Για κακής ποιότητας λιθοδομή ισχύει:

$$f_{wc} = \xi \cdot \left[\left(\frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_{bc}} - f_0 \right) + \lambda \cdot f_{mc} \right]$$

όπου

- $f_{bc} = 50,0 \text{ MPa}$ η θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος
- $f_{mc} = 1,0 \text{ MPa}$ η θλιπτική αντοχή του κονιάματος
- $\lambda = 0,25$ ο συντελεστής συνάφειας λιθοσώματος – κονιάματος
- $f_0 = 2,00$ ο συντελεστής για αργολιθοδομή χαμηλής ποιότητας δομήσεως
- $\xi = 1,00$ καθώς σύμφωνα με μετρήσεις που έγιναν προέκυψε ότι ο όγκος του κονιάματος δεν υπερβαίνει το 30% του όγκου της τοιχοποιίας

Σύμφωνα με τα παραπάνω προκύπτει:

$$f_{wc} = 1,00 \cdot \left[\left(\frac{2}{3} \cdot \sqrt{50} - 2 \right) + 0,25 \cdot 1,00 \right] = 2,96 \text{ MPa}$$

Υπολογισμός θλιπτικής αντοχής τρίστρωτης τοιχοποιίας:

Για ισοπαχείς εξωτερικές παρειές ισχύει:

$$f_{wc} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot (2 \cdot \lambda_e \cdot \delta \cdot f_{c,e} + \lambda_i \cdot f_{c,i}) / (1 + 2 \cdot \delta)$$

όπου

- $\delta = 1,00$ ο λόγος του πάχους της εξωτερικής παρειάς (20cm) προς το πάχος του υλικού πληρώσεως (20 cm)
- $f_{c,e} = 2,96 \text{ MPa}$ η θλιπτική αντοχή των εξωτερικών παρειών
- $f_{c,i} = 2,96 \text{ MPa}$ η θλιπτική αντοχή του υλικού πληρώσεως
- $\lambda_e = 0,80$ και $\lambda_i = 1,20$ οι εμπειρικοί συντελεστές, οι οποίοι λαμβάνουν υπ' όψη την αλληλεπίδραση εξωτερικών παρειών και υλικού πληρώσεως
- $\gamma_{Rd} = 1,50$ ο δείκτης αβεβαιότητας

Σύμφωνα με τα παραπάνω προκύπτει:

$$f_{wc} = \frac{1}{1,50} \cdot \frac{(2 \cdot 0,80 \cdot 1 \cdot 2,96 + 1,20 \cdot 2,96)}{(1 + 2 \cdot 1)} = 1,84 \text{ MPa}$$

Υπολογισμός διατμητικής αντοχής τοιχοποιίας:

Λόγω μη πραγματοποίησης μετρήσεων για τον υπολογισμό της μέσης αρχικής διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας (f_{vm0}), επιλέγεται η τιμή της από τον Ιταλικό Κανονισμό. Συγκεκριμένα, σύμφωνα με τον Πίνακα Π.1 του Παραρτήματος, για αργολιθοδομή επιλέγεται η τιμή $f_{vm0} = 0,028 \text{ MPa}$.

1.3.4 Έλεγχος κριτηρίων για “απλά” κτήρια από τοιχοποιία

Στην παράγραφο αυτή ελέγχεται εάν ικανοποιούνται τα κριτήρια έτσι ώστε το κτήριο να μπορεί να χαρακτηριστεί απλό, τα οποία παρουσιάστηκαν λεπτομερώς στην §1.2.3 της παρούσας εργασίας.

1. Το κτήριο ως σύνηθες κτήριο κατοικιών, είναι σπουδαιότητας II και επομένως το κριτήριο ικανοποιείται
2. Η διαμόρφωση της κάτοψης εμφανίζει τα εξής χαρακτηριστικά:
 - Είναι ορθογωνική (το κριτήριο ικανοποιείται)
 - Ο λόγος του μήκους της μικρότερης πλευράς προς το μήκος της μεγαλύτερης σε κάτοψη είναι ίσος με $L_{min}/L_{max} = 8,30 \text{ m}/70,00 \text{ m} = 0,12 < 0,25$ επομένως το κριτήριο δεν ικανοποιείται
 - Δεν υπάρχουν εσοχές στην κάτοψη επομένως το κριτήριο ικανοποιείται
3. Το κτήριο εντάσσεται στη σεισμική ζώνη Z1 επομένως, για τη ζώνη αυτή και έδαφος κατηγορίας B, προκύπτει:
 - Συνολικό μήκος τοίχων στη διεύθυνση x: $\sum L_{wx} = 85,0 \text{ m}$
 - Συνολικό μήκος τοίχων στη διεύθυνση y: $\sum L_{wy} = 47,2 \text{ m}$
 - $l_{av} = (\sum L_{wx} + \sum L_{wy})/N = (85,0 + 47,2)/55 = 2,40 \text{ m}$
 - $k = 1 + (l_{av} - 2)/4 = 1 + (2,40 - 2,0)/4 = 1,1$
 - $a_g \cdot S = 0,16 \cdot g \cdot 1,20 = 0,192 \cdot g < 1,1 \cdot 0,20 \cdot g = 0,22 \cdot g$ επομένως, σύμφωνα με την 4^η στήλη του πίνακα της §1.2.3 της παρούσας εργασίας, για άοπλη τοιχοποιία προκύπτει ότι το κριτήριο δεν ικανοποιείται.
4. Τα κύρια σεισμικά τοιχώματα του κτηρίου εμφανίζουν τα παρακάτω στοιχεία:
 - Διατάσσονται συμμετρικά σε κάτοψη σε δύο ορθογώνιες διευθύνσεις (το κριτήριο ικανοποιείται)
 - Διεύθυνση x: στη διεύθυνση αυτή υπάρχουν δύο τοίχοι (αυτοί με το μεγαλύτερο

- μήκος) με μήκη $L_{w1} = 3,20 \text{ m}$ και $L_{w2} = 4,40 \text{ m}$ όπου και οι δύο έχουν μήκος μικρότερο από το 30% του συνολικού μήκους του κτηρίου στη διεύθυνση αυτή ($30\% \cdot 70 = 21 \text{ m}$) (άρα δεν ικανοποιείται), ενώ το ζεύγος τοιχωμάτων αυτό βρίσκεται σε απόσταση ίση με 8,30 m η οποία είναι μεγαλύτερη από το 75% του μήκους του κτηρίου στη διεύθυνση y ($75\% \cdot 8,30 = 6,23 \text{ m}$) (άρα ικανοποιείται)
- Διεύθυνση y: στη διεύθυνση αυτή υπάρχουν δύο τοίχοι (αυτοί με το μεγαλύτερο μήκος) με μήκη $L_{w1} = 8,30 \text{ m}$ και $L_{w2} = 8,30 \text{ m}$ όπου και οι δύο έχουν μήκος μεγαλύτερο από το 30% του συνολικού μήκους του κτηρίου στη διεύθυνση αυτή ($30\% \cdot 8,30 = 2,49 \text{ m}$) (άρα ικανοποιείται), ενώ το ζεύγος τοιχωμάτων αυτό βρίσκεται σε απόσταση ίση με 42 m η οποία είναι μικρότερη από το 75% του μήκους του κτηρίου στη διεύθυνση x ($75\% \cdot 70 = 52,5 \text{ m}$) (άρα δεν ικανοποιείται)
 - Τα τοιχώματα είναι συνεχή από τη βάση έως την οροφή του κτηρίου επομένως το κριτήριο ικανοποιείται
 - Το σύνολο των κατακόρυφων φορτίων φέρεται από τοιχώματα επομένως το κριτήριο ικανοποιείται
5. Δεν υπάρχουν τοιχώματα με μήκος μεγαλύτερο από 7 m χωρίς εγκάρσια αντιστήριξη επομένως το κριτήριο ικανοποιείται

Συνοψίζοντας, προκύπτει ότι από τη στιγμή που έστω και ένα κριτήριο δεν ικανοποιείται, το κτήριο δε μπορεί να χαρακτηριστεί ως “απλό”.

1.3.5 Προσομοίωση φορέα από φέρουσα τοιχοποιία

1.3.5.1 Γενικά

Στην ενότητα αυτή περιγράφεται η διαδικασία που ακολουθείται για την προσομοίωση του φορέα από φέρουσα τοιχοποιία. Η προσομοίωση αυτή, όπως έχει ήδη αναφερθεί, είναι ιδιαίτερα σημαντική διότι επιτρέπει την πραγματοποίηση αναλύσεων και την εξαγωγή χρήσιμων αποτελεσμάτων όσον αφορά στο φορέα, όπως για παράδειγμα εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών. Με τη βοήθεια των αποτελεσμάτων αυτών είναι εφικτή η πραγματοποίηση των ελέγχων επάρκειας των μελών του φορέα που είναι και ο πρωταρχικός στόχος της εργασίας αυτής.

Επισημαίνεται ότι ο φορέας χαρακτηρίζεται από διαφραγματική λειτουργία σε κάθε όροφο, κριτήριο που πρέπει να ικανοποιείται κατά την εφαρμογή του EC8. Η φέρουσα όμως τοιχοποιία αποτελείται από αργολιθοδομή, δομή η οποία δεν εξετάζεται από τον EC8. Το θέμα εξετάζεται με χρήση του ΚΑΔΕΤ και σχετικής βιβλιογραφίας.

1.3.5.2 Καθορισμός παραμέτρων υλικών

Επειδή οι πραγματοποιούμενοι έλεγχοι επάρκειας του υφισταμένου κτηρίου βασίζονται στις διατάξεις του Ευρωκώδικα (και συγκεκριμένα στους *EC6* και *EC8*), πριν τη δημιουργία του προσομοιώματος πρέπει να καθοριστούν ορισμένες παράμετροι που σχετίζονται με τα υλικά κατασκευής του κτηρίου και συγκεκριμένα τα λιθοσώματα, το κονίαμα και το σκυρόδεμα. Οι παράμετροι αυτές είναι ιδιαίτερα σημαντικές διότι καθορίζουν στη συνέχεια τις τιμές διαφόρων συντελεστών ασφαλείας που υπεισέρχονται στους ελέγχους επάρκειας των μελών του φορέα. Πιο αναλυτικά:

1) Λιθοσώματα:

Για να προκύψει η σωστή τιμή του συντελεστή ασφαλείας του υλικού γ_M , ο οποίος περιγράφηκε στην παράγραφο 1.2.4.2 της παρούσας εργασίας, επιλέγονται τα ακόλουθα χαρακτηριστικά για τα λιθοσώματα:

- Τυποποιημένοι φυσικοί λίθοι διαστάσεων 10 x 10 x 10 cm
- Σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα του *EC6* και συγκεκριμένα την §2.4.3(1), τα λιθοσώματα κατατάσσονται στην Κατηγορία II
- Σύμφωνα με τον Πίνακα 3.1 της §3.1.1(3) του *EC6*, τα λιθοσώματα κατατάσσονται στην Ομάδα 1

Με βάση τα παραπάνω αλλά και τον πίνακα της παραγράφου 1.2.4.2 της παρούσας εργασίας, προκύπτει τιμή του συντελεστή ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2,70$.

2) Κονίαμα:

- Αντοχή κονιάματος ίση με 1 MPa

3) Σκυρόδεμα: Για τις πλάκες σκυροδέματος επιλέγεται σκυρόδεμα κατηγορίας C12

4) Τέλος, επειδή πραγματοποιήθηκαν επί τόπου μετρήσεις, επιλέγεται στάθμη γνώσης “*KANONIKH*” με συντελεστή εμπιστοσύνης $CF_{EG2} = 1,20$ σύμφωνα με την §3.3.1(4) του *EC8-3*.

1.3.5.3 Καθορισμός παραμέτρων αντοχής τοιχοποιίας

Στην παράγραφο αυτή καθορίζονται οι τιμές των αντοχών της τοιχοποιίας (ως σύνολο) οι οποίες ορίζονται κατά τη διαδικασία της προσομοίωσης του φορέα. Σε προηγούμενη παράγραφο έχουν υπολογιστεί οι τιμές της θλιπτικής και διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας βάσει των αποτελεσμάτων των μετρήσεων που πραγματοποιήθηκαν. Οι μέσες τιμές είναι αυτές που χρησιμοποιούνται στους ελέγχους επάρκειας. Ωστόσο, στο λογισμικό η εισαγωγή των αντοχών της τοιχοποιίας γίνεται με τη μορφή χαρακτηριστικών αντοχών επομένως πρέπει να υπολογιστούν οι χαρακτηριστικές τιμές που πρέπει να εισαχθούν σε αυτό για να προκύψουν οι ζητούμενες μέσες τιμές. Συνεπώς, ο υπολογισμός των χαρακτηριστικών αντοχών αυτών

κρίνεται απαραίτητος για τη σωστή πραγματοποίηση των ελέγχων επάρκειας που πραγματοποιούνται σε επόμενο στάδιο.

Αξίζει να σημειωθεί ότι, από τους πραγματοποιούμενους ελέγχους επάρκειας που πραγματοποιούνται, κάποιοι συμπεριλαμβάνονται στις διατάξεις του *EC6* και κάποιοι στις διατάξεις του *EC8*. Επομένως οι χαρακτηριστικές τιμές των αντοχών που εισάγονται πρέπει να υποστούν δύο διαφορετικές τροποποιήσεις έτσι ώστε να ανταποκρίνονται τόσο στον *EC6* όσο και στον *EC8*.

- 1) Σύμφωνα με την §6.2.4.3 του *KADET* και τον Ιταλικό Κανονισμό, για τριστηρωτη τοιχοποιία, υπολογίστηκαν τα εξής:
 - Μέση θλιπτική αντοχή ίση με $f_{wc} = 1,84 \text{ MPa}$
 - Μέση αρχική διατμητική αντοχή $f_{vm0} = 0,028 \text{ MPa}$
- 2) Σύμφωνα με τον *EC8* πραγματοποιούνται οι τροποποιήσεις:
 - Μέση θλιπτική αντοχή ίση με $f_m = 1,84 \text{ MPa}$
 - Για να προκύψει η παραπάνω μέση θλιπτική αντοχή εισάγεται η χαρακτηριστική αντοχή υπολογιζόμενη από την παρακάτω σχέση:

$$f_m = \min\{1,5 \cdot f_k ; f_k + 0,50\} \text{ (MPa)}$$

Επομένως προκύπτει χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή ίση με $f_k = 1,34 \text{ MPa}$

- Μέση αρχική διατμητική αντοχή $f_{vm0} = 0,028 \text{ MPa}$
- Για να προκύψει η παραπάνω μέση διατμητική αντοχή εισάγεται η χαρακτηριστική διατμητική αντοχή υπολογιζόμενη από την παρακάτω σχέση:

$$f_{vm0} = \min\{1,5 \cdot f_{vk0} ; f_{vk0} + 0,05\} \text{ (MPa)}$$

Επομένως προκύπτει χαρακτηριστική διατμητική αντοχή ίση με $f_{vk0} = 0,019 \text{ MPa}$

- 3) Σύμφωνα με τον *EC6* πραγματοποιούνται οι ακόλουθες τροποποιήσεις:
 - Μέση θλιπτική αντοχή ίση με $f_m = 1,84 \text{ MPa}$
 - Στην παραπάνω μέση θλιπτική αντοχή υπεισέρχεται η αξιοπιστία των δεδομένων μέσω του συντελεστή εμπιστοσύνης ο οποίος ορίστηκε στην προηγούμενη παράγραφο επομένως η χαρακτηριστική αντοχή προκύπτει από τη σχέση:

$$f_k = \frac{f_m}{CF_{EG3}} = \frac{1,84}{1,20} = 1,53 \text{ MPa}$$

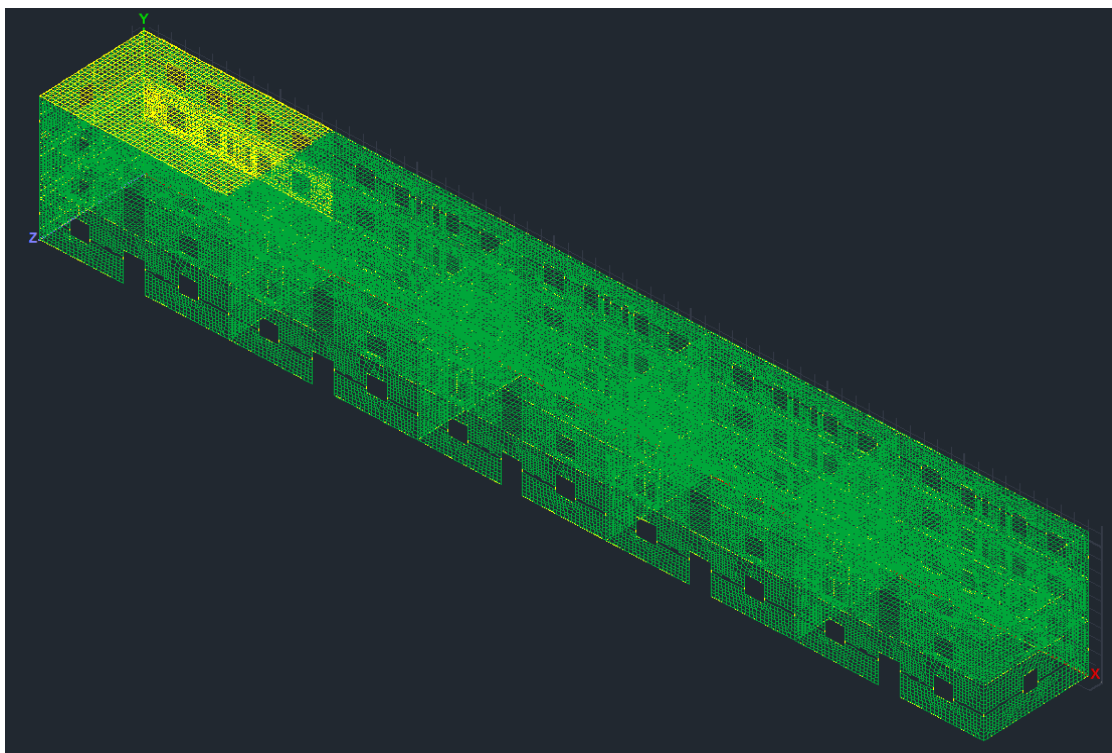
1.3.5.4 Δημιουργία τρισδιάστατου προσομοιώματος

Στο σημείο αυτό, και αφού έχουν καθοριστεί όλες οι παράμετροι των υλικών κατασκευής και οι χαρακτηριστικές αντοχές της τοιχοποιίας, δημιουργείται το τρισδιάστατο προσομοίωμα του

φορέα. Όπως έχει ήδη αναφερθεί και στην αρχική περιγραφή, το κτήριο αποτελείται από φέρουσα τοιχοποιία περιμετρικά και πλάκες σκυροδέματος στα επίπεδα των πατωμάτων. Τα στοιχεία αυτά προσομοιώνονται στο λογισμικό με τον ακόλουθο τρόπο:

- Οι φέροντες τοίχοι προσομοιώνονται με τρισδιάστατα επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία (*shell elements*) συνολικού πάχους $t = 60\text{cm}$ στα οποία αντιστοιχίζονται όλες οι μηχανικές ιδιότητες της τοιχοποιίας (χαρακτηριστική θλιπτική και διατμητική αντοχή)
- Οι πλάκες σκυροδέματος προσομοιώνονται με τρισδιάστατα επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία (*shell elements*) συνολικού πάχους $t = 15\text{cm}$ στα οποία αντιστοιχίζονται όλες οι μηχανικές ιδιότητες του σκυροδέματος που επιλέχθηκε σε προηγούμενη παράγραφο. Πρέπει να τονιστεί ότι με αυτό τον τρόπο προσομοιώνεται η διαφραγματική λειτουργία στα επίπεδα των ορόφων.

Τέλος πρέπει να τονιστεί ότι, από τη στιγμή που στην παρούσα εργασία δεν πραγματοποιείται έλεγχος της θεμελίωσης, εφαρμόζεται πάκτωση σε όλο το μήκος της σύνδεσης των τοίχων με το έδαφος. Σύμφωνα με όλα τα παραπάνω δημιουργείται το προσομοίωμα της κατασκευής το οποίο παρουσιάζεται στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 1.3.11 Τελική μορφή προσομοιώματος κατασκευής

1.3.5.5 Υπολογισμός και προσομοίωση κατακορύφων δράσεων

Στην παράγραφο αυτή πραγματοποιείται ο υπολογισμός των κατακορύφων φορτίων που δρουν στην κατασκευή, σύμφωνα με τον *EC1 (CEN)* “Δράσεις επί των κατασκευών” και

συγκεκριμένα τον Πίνακα 6.2 της παραγράφου 6.3.1.2(1) του αντίστοιχου *Εθνικού προσαρτήματος*. Επειδή το λογισμικό υπολογίζει αυτόματα τα ίδια βάρη των τοίχων της κατασκευής και των πλακών σκυροδέματος μέσω του ειδικού βάρους των υλικών, υπολογίζονται αναλυτικά μόνο τα κατακόρυφα φορτία (επικαλύψεις, βάρη μεσοτοιχιών και κινητά φορτία) που ασκούνται στις στάθμες των δύο ορόφων και του δώματος. Αναλυτικά:

1. Φορτία 1^{ης} στάθμης:

- Από τοίχους (ξυλόπηκτους) 1^{ου} ορόφου, σύμφωνα με το φύλλο εφημερίδας της κυβερνήσεως (*ΦΕΚ*) με αριθμό 171 (1946), ασκείται μόνιμο φορτίο ίσο με $g_{\text{τοιχ}} = 1,1 \text{ KN} / \text{m}^2$ όψης επομένως για συνολικό μήκος τοίχων $L = 27,52 \text{ m}$ ύψους $h = 2,80 \text{ m}$ προκύπτει φορτίο ίσο με $g_{\text{τοιχ}} = 1,1 \cdot 27,52 \cdot 2,8 = 84,76 \text{ KN}$ και έτσι το ισοδύναμο ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο είναι ίσο με $g_{\text{τοιχ}} = 0,74 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Από επικαλύψεις πατώματος 1^{ου} ορόφου (μόνιμα): $g_{\text{επικ}} = 1,5 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Επομένως προκύπτει συνολικό **μόνιμο φορτίο** ίσο με $g_{\text{μολ}} = 2,24 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Για κτήριο κατοικιών θεωρείται **κινητό φορτίο** ίσο με $q = 2,00 \text{ KN} / \text{m}^2$

2. Φορτία 2^{ης} στάθμης (ενός από τα 5 πανομοιότυπα διαμερίσματα)

- Από τοίχους (ξυλόπηκτους) 1^{ου} ορόφου, σύμφωνα με το φύλλο εφημερίδας της κυβερνήσεως (*ΦΕΚ*) με αριθμό 171 (1946), ασκείται μόνιμο φορτίο ίσο με $g_{\text{τοιχ}} = 1,1 \text{ KN} / \text{m}^2$ όψης επομένως για συνολικό μήκος τοίχων $L = 27,52 \text{ m}$ ύψους $h = 3,10 \text{ m}$ προκύπτει φορτίο ίσο με $g_{\text{τοιχ}} = 1,1 \cdot 27,52 \cdot 3,10 = 93,84 \text{ KN}$ και έτσι το ισοδύναμο ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο είναι ίσο με $g_{\text{τοιχ}} = 0,82 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Από επικαλύψεις πατώματος 2^{ου} ορόφου (μόνιμα): $g_{\text{επικ}} = 1,5 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Επομένως προκύπτει συνολικό **μόνιμο φορτίο** ίσο με $g_{\text{μολ}} = 2,32 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Για κτήριο κατοικιών θεωρείται **κινητό φορτίο** ίσο με $q = 2,00 \text{ KN} / \text{m}^2$

3. Φορτία 3^{ης} στάθμης (ενός από τα 5 πανομοιότυπα διαμερίσματα)

- Από φέροντες τοίχους δώματος ειδικού βάρους $\gamma_{\text{τοιχ}} = 26,0 \text{ KN} / \text{m}^3$, συνολικού μήκους $L = 22,36 \text{ m}$, ύψους $h = 2,4 \text{ m}$ και πάχους $t = 0,30 \text{ m}$ προκύπτει συνολικό βάρος $g_{\text{τοιχ}} = 26,0 \cdot 22,36 \cdot 2,4 \cdot 0,30 = 418,6 \text{ KN}$ και έτσι το ισοδύναμο ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο είναι ίσο με $g_{\text{τοιχ}} = 3,65 \text{ KN} / \text{m}^2$

- Από ίδιον βάρος περιμετρικών στηθαίων από τοιχοποιία ειδικού βάρους $\gamma_{τοιχ} = 26,0 \text{ KN} / \text{m}^3$, συνολικού μήκους $L = 44,20\text{m}$, ύψους $h = 1,50\text{m}$ και πάχους $t = 0,60\text{m}$ προκύπτει συνολικό βάρος $g_{στηθ} = 26,0 \cdot 44,20 \cdot 1,5 \cdot 0,60 = 1034,28 \text{ KN}$ και έτσι το ισοδύναμο ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο είναι ίσο με $g_{τοιχ} = 9,03 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Από επικαλύψεις πατώματος δώματος (μόνιμα): $g_{επικ} = 1,5 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Επομένως προκύπτει συνολικό **μόνιμο φορτίο** ίσο με $g_{μον} = 3,65 + 9,02 + 1,5 = 14,20 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Για κτήριο κατοικιών θεωρείται **κινητό φορτίο** ίσο με $q = 2,00 \text{ KN} / \text{m}^2$

1.3.6 Καθορισμός παραμέτρων μεθόδων ανάλυσης

Στην παράγραφο αυτή περιγράφονται οι μέθοδοι ανάλυσης που πραγματοποιούνται και καθορίζονται οι αντίστοιχες παράμετροι. Πραγματοποιείται **ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης** για τρία διαφορετικά σεισμικά φάσματα, το φάσμα του σεισμού του *Παλαιού Κανονισμού (1959)*, του *Κανονισμού του 1985* και το φάσμα του σεισμού σχεδιασμού του *EC8-1*. Οι παράμετροι των αναλύσεων είναι:

Παλαιός Κανονισμός (1959):

- Κατηγορία εδάφους A
- Σεισμική ζώνη I και $a_g = 0,04g$ για την περιοχή των Αθηνών και κατηγορία εδάφους B
- Κατηγορία σπουδαιότητας Σ1 με συντελεστή σπουδαιότητας $\gamma_i = 1,00$

Κανονισμός (1985):

- Κατηγορία εδάφους A
- Σεισμική ζώνη I και $a_g = 0,04g$ για την περιοχή των Αθηνών και κατηγορία εδάφους B
- Σπουδαιότητα μεγάλη με συντελεστή $\gamma_i = 1,50$

Η περίπτωση αυτή εξετάζεται ως ενδεχόμενο το κτήριο ή τμήμα αυτού να χρησιμοποιηθεί ως χώρος συνάθροισης κοινού.

Σεισμός σχεδιασμού του EC8-1:

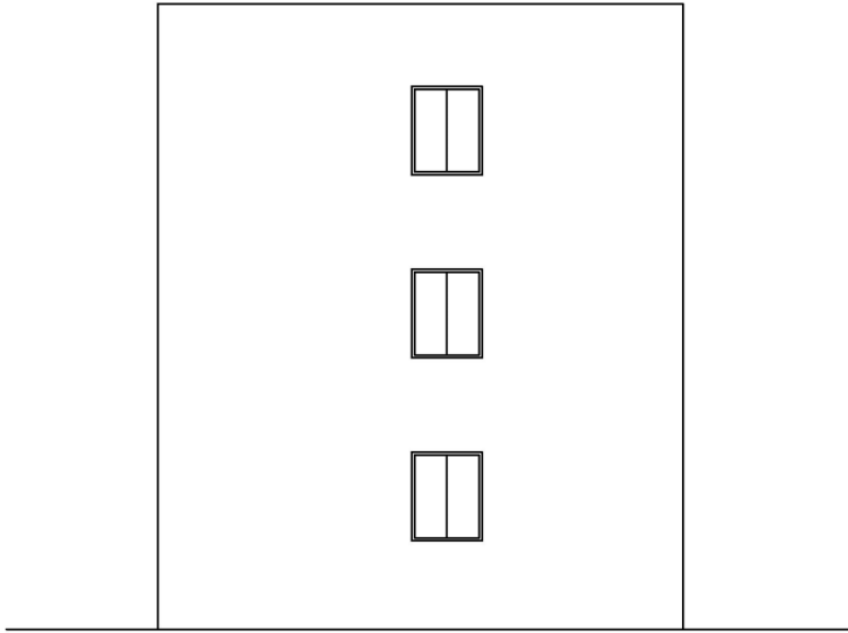
- Κατηγορία εδάφους B
- Σεισμική ζώνη I και $a_g = 0,16g$ για το νομό Αττικής και συγκεκριμένα το δήμο των Αθηνών
- Ζώνη σπουδαιότητας II με συντελεστή σπουδαιότητας $\gamma_i = 1,00$

1.3.7 Καθορισμός συνδυασμών φόρτισης

Σύμφωνα με τον *EC1* και συγκεκριμένα την §6.4.3.4(2) η γενική μορφή της σχέσης των αποτελεσμάτων των δράσεων σχεδιασμού είναι η εξής: $\Sigma G_{k,j} + P + A_{ED} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$ όπου το G περιλαμβάνει το ίδιο βάρος της κατασκευής και τα λοιπά μόνιμα φορτία, το P περιλαμβάνει την αντιπροσωπευτική δράση μιας δύναμης προέντασης, το A_{Ed} τη σεισμική δράση σχεδιασμού, ενώ το Q περιλαμβάνει τις μεταβλητές δράσεις. Τέλος, ο συντελεστής $\psi_{2,i}$ είναι ο συντελεστής για οιονεί – μόνιμη τιμή μιας μεταβλητής δράσης και σε αυτή την περίπτωση, σύμφωνα με τον πίνακα A.1.1 του Εθνικού Προσαρτήματος, λαμβάνει τιμή ίση με 0,3.

1.3.8 Έλεγχοι επάρκειας μελών

Στο σημείο αυτό, αφού έχουν πραγματοποιηθεί οι αναλύσεις του τρισδιάστατου προσομοιώματος σύμφωνα με τους παλαιούς (1959 και 1985) αλλά και το σύγχρονο κανονισμό (*EC8-1*), πραγματοποιούνται οι έλεγχοι επάρκειας των μελών από τοιχοποιία για κάθε μία από τις παραπάνω αναλύσεις. Οι έλεγχοι αυτοί, όπως έχει ήδη παρουσιαστεί σε προηγούμενη παράγραφο (§1.2.4), καθορίζονται από τις διατάξεις των *EC8*, *EC6* και *KAΔΕΤ*. Στη συνέχεια, για να γίνουν περισσότερο κατανοητοί, παρουσιάζονται λεπτομερώς οι έλεγχοι για έναν πεσσό και ένα υπέρθυρο της κατασκευής. Για τα υπόλοιπα στοιχεία (πεσσοί, υπέρθυρα) τα αποτελέσματα παρουσιάζονται με τη μορφή πινάκων στο παράρτημα. Ενδεικτικά παρουσιάζονται οι έλεγχοι για τον πεσσό Π1 και το υπέρθυρο Υ1 της δυτικής όψης του κτηρίου η οποία παρουσιάζεται στο επόμενο σχήμα.

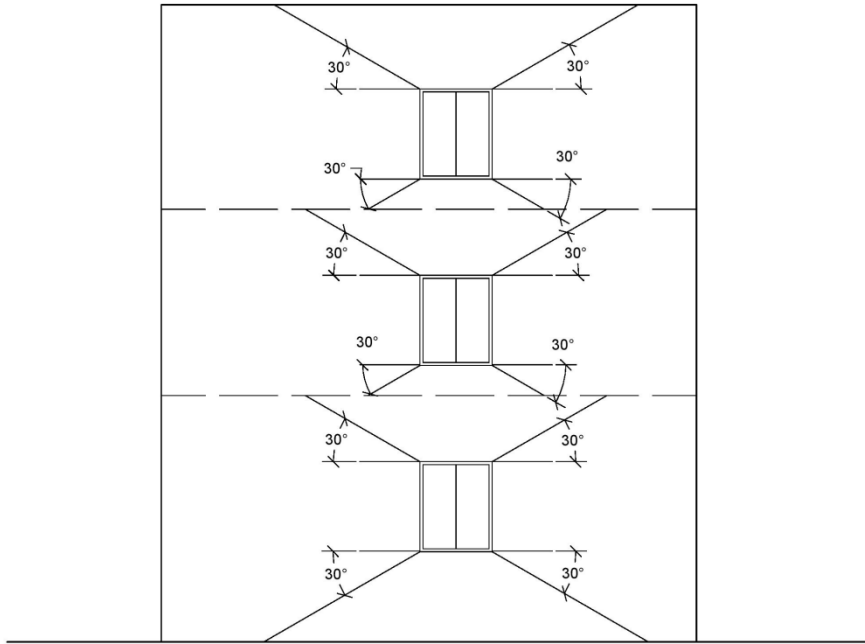


Σχήμα 1.3.1. Δυτική όψη κτηρίου

Η όψη του παραπάνω σχήματος αποτελείται από δύο κατηγορίες μελών, πεσσούς και υπέρθυρα. Για τα στοιχεία αυτά ισχύει:

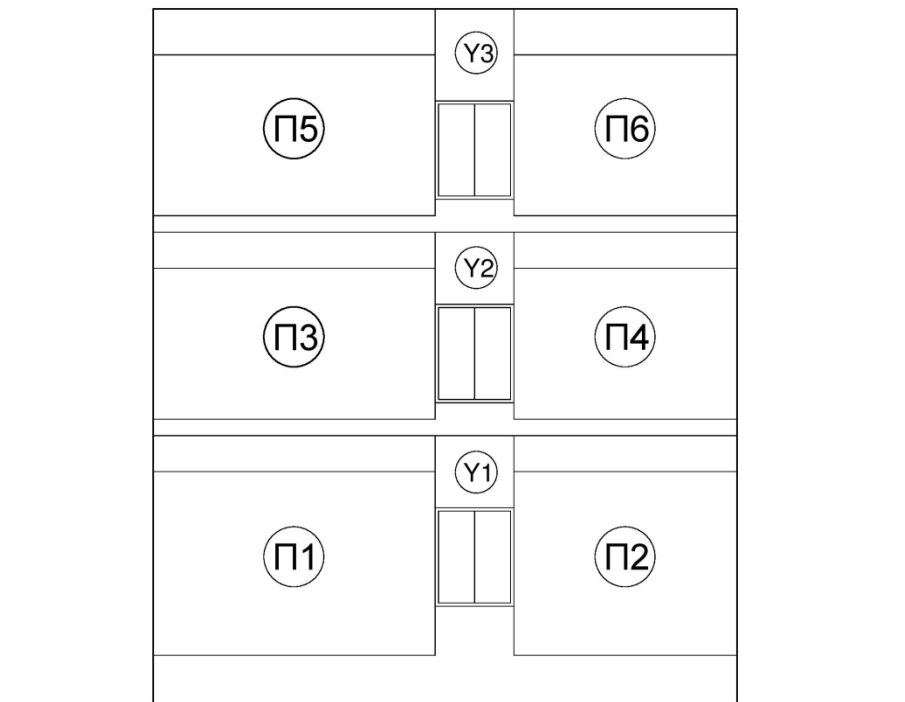
- Οι πεσσοί είναι κατακόρυφα κυρίως καμπτόμενα μέλη και βρίσκονται μεταξύ ανοιγμάτων της ίδιας στάθμης
- Τα υπέρθυρα είναι οριζόντια κυρίως καμπτόμενα μέλη που βρίσκονται μεταξύ ανοιγμάτων διαδοχικών στάθμεων

Αξίζει να σημειωθεί ότι ο καθορισμός της γεωμετρίας των πεσσών πραγματοποιείται με την παραδοχή των 30^0 (M. Dolce 1989), σύμφωνα με το παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 1.3.2. Καθορισμός πεσσών σύμφωνα με τη θεώρηση των 30°

Σύμφωνα με την παραπάνω παραδοχή καθορίζεται το σύστημα πεσσών – υπερθύρων που φαίνεται στο επόμενο σχήμα.



Σχήμα 1.3.3. Σύστημα πεσσών – υπερθύρων δυτικής όψης

Τέλος τονίζεται ότι οι πεσσοί συνδέονται με τα υπέρθυρα μέσω άκαμπτων στοιχείων και δημιουργείται έτσι ένα ισοδύναμο πλαίσιο καμπτόμενων – άκαμπτων μελών που παρουσιάζεται στο παρακάτω σχήμα. Επισημαίνεται ότι ο σχηματισμός του ισοδύναμου πλαισίου χρησιμεύει μόνο για να προσδιοριστούν οι διατομές στις οποίες θα πραγματοποιηθούν οι έλεγχοι, όπως αυτοί παρουσιάζονται στην επόμενη ενότητα.

1.3.8.1 Έλεγχοι επάρκειας πεσσού Π1 χωρίς ομογενοποίηση

Στην παράγραφο αυτή ελέγχεται η επάρκεια του πεσσού Π1 χωρίς ομογενοποίηση για στατική και σεισμική ανάλυση. Οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται είναι οι ακόλουθοι:

- Ικανότητα έναντι εντός επιπέδου ορθής κάμψης
- Ικανότητα έναντι διάτμησης
- Ικανότητα έναντι εκτός επιπέδου κάμψης (παράλληλα και κάθετα στους οριζόντιους αρμούς)
- Ικανότητα έναντι κατακορύφων φορτίων

1.3.8.1.1 Στατική ανάλυση πεσσού Π1

Η στατική ανάλυση του πεσσού πραγματοποιείται για το στατικό συνδυασμό φόρτισης $1,35 \cdot G + 1,50 \cdot Q$.

Έλεγχος έναντι ορθής κάμψης (με κλασσική θεώρηση)

Όλες οι παρακάτω σχέσεις περιέχονται τόσο στο Παράρτημα C του EC8-3 όσο και στον ΚΑΔΕΤ (§7.1.2.3).

Η διατμητική ικανότητα του πεσσού, για κάμψη υπό αξονικό φορτίο N , είναι ίση με:

$$V_f = \frac{D \cdot N}{2 \cdot H_0} \cdot (1 - 1,15 \cdot v_d)$$

όπου

- $D = 4,0 \text{ m}$ το πλάτος του πεσσού
- $t = 0,6 \text{ m}$ το πάχος του πεσσού
- $f_m = 1,84 \text{ MPa}$ η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας χωρίς ενίσχυση (§1.3.3)
- $CF_{FR2} = 1,20$ ο συντελεστής εμπιστοσύνης για στάθμη γνώσης “Κανονική”
- $H_0 = 5,6 \text{ m}$ η απόσταση μεταξύ της διατομής ελέγχου και του σημείου μηδενισμού των ροπών

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας είναι ίση με:

$$f_d = \frac{f_m}{CF_{EG2}} = \frac{1,84}{1,20} = 1,53 \text{ MPa}$$

- $N = 1121,6 \text{ KN}$ η δρώσα θλιπτική δύναμη επομένως το ανηγμένο αξονικό φορτίο προκύπτει ίσο με:

$$v_d = \frac{N}{D \cdot t \cdot f_d} = \frac{1121,6}{4,0 \cdot 0,6 \cdot 1530} = 0,305$$

Σύμφωνα με τα παραπάνω προκύπτει:

$$V_f = \frac{4,0 \cdot 1121,6}{2 \cdot 5,6} \cdot (1 - 1,15 \cdot 0,305) = 260,17 \text{ kN}$$

Παρατήρηση 1^η: Από τη σύγκριση της διατμητικής ικανότητας και της δρώσας διατμητικής δύναμης προκύπτει ότι ο πεσσός Π1 δεν αστοχεί σε κάμψη.

$$V_f = 260,17 \text{ KN} > V_{Ed} = 149,5 \text{ KN}$$

Παρατήρηση 2^η: Πρέπει να τονιστεί ότι κατά τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής σχεδιασμού η μέση θλιπτική αντοχή δε διαιρείται με το συντελεστή ασφαλείας για στατική ανάλυση γ_M .

Εναλλακτικά, σύμφωνα με την §6.6 του ΚΑΔΕΤ, μπορεί να υπολογιστεί η καμπτική αντοχή σχεδιασμού του πεσσού με θεώρηση αδρανούς περιοχής ως εξής:

$$M_R = \frac{1}{2} \cdot l^2 \cdot t_w \cdot \sigma_0 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{f_c}\right)$$

όπου

- $l = 4,0 \text{ m}$ το μήκος της διατομής
- $t_w = 0,60 \text{ m}$ το πάχος της διατομής
- $N = 1121,6 \text{ KN}$ η δρώσα θλιπτική δύναμη επομένως, η θλιπτική τάση λόγω αξονικής δράσεως στην διατομή ελέγχου προκύπτει ίση με

$$\sigma_0 = \frac{N}{l \cdot t_w} = \frac{1121,6}{4,0 \cdot 0,6} = 467,33 \text{ KPa}$$

- $f_m = 1,84 \text{ MPa}$ η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας (§1.3.3)
- $CF_{EG2} = 1,20$ ο συντελεστής εμπιστοσύνης για στάθμη γνώσης “Κανονική”

- $\gamma_M = 2,70$ ο συντελεστής ασφαλείας για στατική ανάλυση
- $f_c = 0,85 \cdot f_m / CF_{EG2} = 0,85 \cdot 1840 / 1,20 = 1303,33 \text{ KPa}$ η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας, επομένως

$$M_R = \frac{1}{2} \cdot 4,0^2 \cdot 0,60 \cdot 467,33 \cdot \left(1 - \frac{467,33}{1303,33}\right) = 1438,86 \text{ KNm}$$

Παρατήρηση 3^η: Πρέπει να τονιστεί ότι κατά τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής σχεδιασμού η μέση θλιπτική αντοχή f_m δε διαιρείται με το συντελεστή ασφαλείας για σεισμικά φορτία γ_M .

Παρατήρηση 4^η: Εάν πολλαπλασιαστεί η διατμητική ικανότητα έναντι κάμψης V_f που υπολογίστηκε παραπάνω με το ύψος H_0 προκύπτει ροπή αντοχής περίπου ίση με αυτή που υπολογίστηκε σύμφωνα με την §6.6 του ΚΑΔΕΤ.

$$V_f \cdot H_0 = 260,17 \cdot 5,60 = 1457,0 \text{ KNm} \approx M_R = 1438,86 \text{ KNm}$$

Έλεγχος έναντι διάτμησης

Όλες οι παρακάτω σχέσεις περιέχονται τόσο στο Παράρτημα C του EC8-3 όσο και στον ΚΑΔΕΤ (§7.1.2.3).

Η διατμητική ικανότητα του πεσσού έναντι τέμνουσας είναι ίση με:

$$V_f = f_{vd} \cdot D' \cdot t$$

όπου

- $D' = 4,0 \text{ m}$ το θλιβόμενο μήκος του πεσσού
- $t = 0,6 \text{ m}$ το πάχος του πεσσού
- $f_{vm0} = 0,028 \text{ MPA}$ η μέση αρχική διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας
- $N = 1121,6 \text{ KN}$ η δρώσα θλιπτική δύναμη
- $CF_{EG2} = 1,20$ ο συντελεστής εμπιστοσύνης για στάθμη γνώσης “Κανονική”
- $\gamma_M = 2,70$ ο συντελεστής ασφαλείας για στατική ανάλυση

Σύμφωνα με τα παραπάνω, η διατμητική αντοχή σχεδιασμού του πεσσού λόγω ευμενούς επίδρασης του αξονικού φορτίου είναι ίση με:

$$f_{vd} = \frac{f_{vm0}}{CF_{EG2} \cdot \gamma_M} + 0,4 \frac{N}{D' \cdot t} = \frac{28,0}{1,20 \cdot 2,70} + 0,4 \frac{1121,6}{4,0 \cdot 0,6} = 195,58 \text{ KPa}$$

η οποία ωστόσο υπερβαίνει τη μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή η οποία είναι ίση με

$$f_{vd,max} = \frac{0,065 \cdot f_m}{CF_{EG2} \cdot \gamma_M} = \frac{0,065 \cdot 1840}{1,20 \cdot 2,70} = 36,91 \text{ KPa}$$

άρα η τελική διατμητική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας είναι ίση με 36,91 KPa και έτσι ισχύει:

$$V_f = 36,91 \cdot 4,0 \cdot 0,6 = 88,59 \text{ KN}$$

Παρατήρηση 5^η: Η παραπάνω σχέση υπολογισμού της διατμητικής ικανότητας ενός πεσσού έναντι τέμνουσας δεν ενδείκνυται για αργολιθοδομή. Ο ενδεδειγμένος έλεγχος δίνεται ακολούθως.

Έλεγχος έναντι διαγώνιας εφελκυστικής αστοχίας

Σύμφωνα με την §7.1.2.3 του ΚΑΔΕΤ, μπορεί να υπολογιστεί η διατμητική αντοχή ενός τοίχου έναντι διαγώνιας εφελκυστικής αστοχίας από τη σχέση

$$V_f = f_{vd,t} \cdot D \cdot t$$

όπου

- $D = 4,0 \text{ m}$ το πλάτος του πεσσού
- $H = 2,80 \text{ m}$ το ύψος του πεσσού
- $t = 0,6 \text{ m}$ το πάχος του πεσσού
- $f_m = 1,84 \text{ MPa}$ η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας (§1.3.3)
- $CF_{EG2} = 1,20$ ο συντελεστής εμπιστοσύνης για στάθμη γνώσης “Κανονική”
- $\gamma_M = 2,70$ ο συντελεστής ασφαλείας για στατική ανάλυση

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας είναι ίση με:

$$f_d = \frac{f_m}{CF_{EG2}} = \frac{1,84}{1,20} = 1,53 \text{ MPa}$$

- $N = 1121,6 \text{ KN}$ η δρώσα θλιπτική δύναμη επομένως

$$v_d = \frac{N}{D \cdot t \cdot f_d} = \frac{1121,6}{4,0 \cdot 0,6 \cdot 1530} = 0,305$$

- Με βάση τις διαστάσεις του πεσσού προκύπτει ο συντελεστής K ο οποίος ισούται με

$$K = 1 - 0,5 \cdot \frac{H}{L} = 1 + 0,5 \cdot \frac{2,80}{4,0} = 1,35 \quad (1,0 \leq K \leq 1,5)$$

- $f_{vm0} = 0,028 \text{ MPa}$ η μέση αρχική διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας άρα

$$f_{vd0} = \frac{f_{vm0}}{C_{F_{EG2}} \cdot \gamma_M} = \frac{28,0}{1,20 \cdot 2,70} = 8,64 \text{ KPa}$$

- $f_{wtd} = 1,5 \cdot f_{vd0} = 1,5 \cdot 8,64 = 12,96 \text{ KPa}$ άρα

$$f_{vd,t} = \frac{1}{1,35} \sqrt{f_{wtd}(f_{wtd} + v_{afd})} = \frac{1}{1,35} \sqrt{12,96(12,96 + 0,305 \cdot 1530)} = 58,45 \text{ KPa}$$

επομένως, σύμφωνα με την αρχική σχέση προκύπτει αντοχή ίση με

$$V_f = f_{vd,t} \cdot D \cdot t = 58,45 \cdot 4,0 \cdot 0,6 = 140,28 \text{ KN}$$

Παρατήρηση 6^η: Μετά τους υπολογισμούς των διατμητικών αντοχών έναντι κάμψης και διαγώνιας διατμητικής αστοχίας εξετάζεται ποια από τις δύο είναι μικρότερη. Αυτή θα συγκριθεί με τη δρώσα διατμητική δύναμη.

$$V_f = \min\{260,17 ; 140,28\} = 140,28 \text{ KN}$$

Από τη στατική ανάλυση προκύπτει ότι

$$V_{Ed} = 149,5 \text{ KN}$$

επομένως

$$V_f = 140,28 \text{ KN} < V_{Ed} = 149,5 \text{ KN}$$

Παρατήρηση 7^η: Όπως προκύπτει από τη σύγκριση, ο έλεγχος επάρκειας του πεσσού Π1 για στατική ανάλυση **ΔΕΝ ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ**.

Έλεγχος έναντι εκτός επιπέδου κάμψης

- 1) Εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς με θεώρηση ανενεργού περιοχής:

Οι παρακάτω σχέσεις περιέχονται τόσο στην §6.3 του *EC6* όσο και στην §7.1.2.4 του *KAΔΕΤ*. Ισχύουν για φυσικούς λαξευτούς λίθους και οπτοπλινθοδομή ενώ δεν ενδείκνυνται για αργολοθοδομή.

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας, η δρώσα καμπτική ροπή σχεδιασμού επί του πεσσού (M_{Ed}) πρέπει να είναι μικρότερη ή ίση από την αντίσταση σχεδιασμού του πεσσού έναντι καμπτικής ροπής M_{Rd} ($M_{Ed} \leq M_{Rd1}$) η οποία υπολογίζεται ως εξής:

$$M_{Rd1} = f_{xd1,app} \cdot Z$$

όπου

- $f_{xk1} = 0,200 \text{ MPa}$ η καμπτική αντοχή κατά τη διεύθυνση αυτή, όπως έχει καθοριστεί στην §1.3.3
- $Z = (t^2/6) \cdot D = (0,6^2/6) \cdot 4,0 = 0,24 \text{ m}^3$ η ροπή αντιστάσεως της διατομής
- $f_k = 1,53 \text{ MPa}$ η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας κατά *EC6*
- $\gamma_M = 2,70$ ο συντελεστής ασφαλείας για στατική ανάλυση
- $\sigma_d = 113,33 \text{ KPa}$ η ορθή τάση σχεδιασμού

Η καμπτική αντοχή κατά τη διεύθυνση αυτή, με συνυπολογισμό της ευμενούς επίδρασης της θλιπτικής δύναμης N , υπολογίζεται ως εξής:

$$f_{xd1,app} = f_{xd1} + \sigma_d = \frac{200}{2,70} + 113,33 = 187,4 \text{ KPa}$$

Η τελική τιμή της καμπτικής αντοχής κατά τη διεύθυνση αυτή ισούται με:

$$M_{Rd1} = f_{xd1,app} \cdot Z = 187,4 \cdot 0,240 = 44,98 \text{ KNm}$$

Παρατηρείται ότι

$$M_{Rd1} = 44,98 \text{ KNm} > M_{Ed1} = 18,93 \text{ KNm}$$

άρα ο έλεγχος επάρκειας έναντι εκτός επιπέδου κάμψης παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς για τον πεσσό Π1 **ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ** για στατική ανάλυση.

Εναλλακτικά, σύμφωνα με την §6.5 του ΚΑΔΕΤ και τη θεώρηση ανενεργού περιοχής, η ροπή αντοχής του στοιχείου από αργολιθοδομή για την εκτός επιπέδου φόρτιση παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς μπορεί να υπολογιστεί ως εξής:

$$M_R = \frac{1}{2} \cdot l \cdot t_w^2 \cdot \sigma_0 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{f_c}\right)$$

όπου

- $l = 4,0 \text{ m}$ το μήκος της διατομής
- $t_w = 0,6 \text{ m}$ το πάχος της διατομής
- $\sigma_0 = 113,33 \text{ MPa}$ η ορθή τάση σχεδιασμού
- $f_c = f_m / (CF_{EG2} \cdot \gamma_M) = 1840 / (1,20 \cdot 1,80) = 851,85 \text{ KPa}$ επομένως

$$M_{R,1} = \frac{1}{2} \cdot 4,0 \cdot 0,6^2 \cdot 113,33 \cdot \left(1 - \frac{113,33}{851,85}\right) = 70,74 \text{ KNm}$$

Παρατηρείται ότι

$$M_{R,1} = 70,74 \text{ KNm} > M_{Ed1} = 18,93 \text{ KNm}$$

άρα ο έλεγχος επάρκειας έναντι εκτός επιπέδου κάμψης παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς για τον πεσσό Π1 **ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ** για στατική ανάλυση.

2) Εκτός επιπέδου κάμψη κάθετα στους οριζόντιους αρμούς με κλασσική θεώρηση:

Οι παρακάτω σχέσεις περιέχονται τόσο στην §6.3 του EC6 όσο και στην §7.1.2.4 του ΚΑΔΕΤ. Ισχύουν για φυσικούς λαξευτούς λίθους και οπτοπλινθοδομή ενώ δεν ενδείκνυται για αργολιθοδομή.

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας, η δρώσα καμπτική ροπή σχεδιασμού επί του πεσσού (M_{Ed}) πρέπει να είναι μικρότερη ή ίση από την αντίσταση σχεδιασμού του πεσσού έναντι καμπτικής ροπής M_{Rd} ($M_{Ed} \leq M_{Rd2}$) η οποία υπολογίζεται ως εξής:

$$M_{Rd2} = f_{xd2} \cdot Z$$

όπου

- $f_{xk2} = 0,200 \text{ MPa}$ η καμπτική αντοχή κατά τη διεύθυνση αυτή, όπως έχει καθοριστεί

στην §1.3.3

- $Z = (t^2/6) \cdot H = (0,6^2/6) \cdot 2,8 = 0,168 \text{ m}^3$ η ροπή αντιστάσεως της διατομής
- $\gamma_M = 2,70$ ο συντελεστής ασφαλείας για στατική ανάλυση

Η τελική τιμή της καμπτικής αντοχής κατά τη διεύθυνση αυτή ισούται με:

$$M_{Rd2} = f_{xd2} \cdot Z = \frac{200}{2,7} \cdot 0,168 = 12,44 \text{ KNm}$$

Παρατηρείται ότι

$$M_{Rd2} = 12,44 \text{ KNm} > M_{Ed2} = 5,13 \text{ KNm}$$

άρα ο έλεγχος επάρκειας έναντι εκτός επιπέδου κάμψης κάθετα στους οριζόντιους αρμούς για τον πεσσού Π1 **ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ** για στατική ανάλυση.

Έλεγχος έναντι κατακόρυφων φορτίων:

1) Στην κορυφή:

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας, το κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού σε έναν άοπλο τοίχο (N_{Ed}) πρέπει να είναι μικρότερο ή ίσο με την αντίσταση σχεδιασμού του έναντι κατακόρυφων φορτίων N_{Rd} , σύμφωνα με την §6.1 του EC6. Σε αυτή την περίπτωση η αντοχή σχεδιασμού υπολογίζεται ως εξής:

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

όπου

- $D = 4,0 \text{ m}$ το μήκος του πεσσού
- $t = 0,6 \text{ m}$ το πάχος του πεσσού
- $f_k = 1,53 \text{ MPa}$ η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας κατά τον EC6
- $\gamma_M = 2,70$ ο συντελεστής ασφαλείας για στατικούς συνδυασμούς φόρτισης

Η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας υπολογίζεται ως εξής:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{1530}{2,70} = 566,67 \text{ KPa}$$

Για έλεγχο στην κορυφή του πεσσού ο μειωτικός συντελεστής Φ υπολογίζεται ως εξής:

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

όπου

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} > 0,05t$$

όπου

$$\frac{M_{id}}{N_{id}} = 2,175 \text{ cm}$$

$$e_{he} = 0$$

$$e_{init} = h_{eff}/450$$

όπου

$$h_{eff} = \rho_n \cdot h$$

όπου $\rho_n = \rho_3$ για δέσμευση του πεσσού σε 3 πλευρές επομένως, για 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, ισχύει

$$\rho_2 = 0,75$$

άρα, για $h = 2,80 \text{ m} < 3,5 \cdot l = 14,0 \text{ m}$, το ρ_3 υπολογίζεται ως εξής:

$$\rho_3 = \frac{1}{1 + \left(\frac{\rho_2 \cdot h}{3 \cdot l}\right)^2} \cdot \rho_2 = \frac{1}{1 + \left(\frac{0,75 \cdot 2,8}{3 \cdot 4}\right)^2} \cdot 0,75 = 0,728$$

$$h_{eff} = \rho_3 \cdot h = 0,728 \cdot 2,8 = 2,04 \text{ m}$$

$$e_{init} = \frac{h_{eff}}{450} = \frac{2,04}{450} = 0,0045 \text{ m} = 0,45 \text{ cm}$$

$$e_i = 2,175 + 0,45 = 2,625 \text{ cm} < 0,05 \cdot 60 = 3,00 \text{ cm}$$

επομένως η τιμή της εκκεντρότητας e_i λαμβάνει την ελάχιστη τιμή που είναι 3,00 cm.

$$e_i = 3,00 \text{ cm}$$

Ο μειωτικός συντελεστής Φ επομένως ισούται με:

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{3}{60} = 0,90$$

και η τελική τιμή της θλιπτικής αντοχής ισούται με

$$N_{Rd} = \Phi \cdot D \cdot t \cdot f_d = 0,90 \cdot 4,0 \cdot 0,6 \cdot 566,67 = 1224,0 \text{ KN}$$

Ισχύει

$$N_{Rd} = 1224,0 \text{ KN} > N_{Ed} = 1174,3 \text{ KN}$$

επομένως ο έλεγχος έναντι κατακορύφων φορτίων στην κορυφή του πεσσού ΠΙ **ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ**.

2) Στο μέσο:

Σε αυτή την περίπτωση η αντοχή σχεδιασμού υπολογίζεται ως εξής:

$$N_{Rd} = \Phi_m \cdot D \cdot t \cdot f_d$$

όπου ο μειωτικός συντελεστής Φ υπολογίζεται μέσω της σχέσης:

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

Επειδή $E=1000f_k$ ισχύει

$$u = \frac{\frac{h_{eff}}{t_{eff}} - 2}{23 - 37 \cdot \frac{e_{mk}}{t}}$$

όπου

$h_{eff} = 2,04 \text{ m}$ όπως υπολογίστηκε παραπάνω

$t_{eff} = 0,60 \text{ m}$ το πάχος του πεσσού

η εκκεντρότητα υπολογίζεται μέσω της σχέσης $e_{mk} = e_m + e_k > 0,05t$ όπου

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} + e_{init}$$

Ισχύει ότι

$$\frac{M_{md}}{N_{md}} = 0,723 \text{ cm}$$

$$e_{hm} = 0$$

$$e_{init} = 0,453 \text{ cm}$$

Επομένως

$$e_m = 0,723 + 0,453 = 1,173 \text{ cm}$$

Επίσης ισχύει ότι

$$e_k = 0,002 \cdot \varphi_\infty \cdot \frac{h_{eff}}{t_{eff}} \cdot \sqrt{t \cdot e_m}$$

όπου

$$\varphi_\infty = 0,50$$

$$h_{eff} = 2,04 \text{ m}$$

$$t_{eff} = 0,60 \text{ m}$$

επομένως

$$e_k = 0,002 \cdot 0,50 \cdot \frac{2,04}{0,60} \cdot \sqrt{60 \cdot 1,173} = 0,029 \text{ cm}$$

άρα

$$e_{mk} = 1,173 + 0,029 = 1,202 \text{ cm} < 0,05 \cdot 60 = 3,00 \text{ cm}$$

άρα η εκκεντρότητα e_{mk} λαμβάνει την ελάχιστη επιτρεπόμενη τιμή των 3,00 cm.

Η τιμή u ισούται με:

$$u = \frac{\frac{2,04}{0,60} - 2}{23 - 37 \cdot \frac{3,00}{60,00}} = 0,066$$

Επίσης ισχύει

$$A_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{3}{60} = 0,90$$

Σύμφωνα με όλα τα παραπάνω ο μειωτικός συντελεστής Φ_m ισούται με

$$\Phi_m = A_i \cdot e^{-\frac{u^2}{2}} = 0,90 \cdot e^{-\frac{0,066^2}{2}} = 0,898$$

και η τελική τιμή της θλιπτικής αντοχής με

$$N_{Rd} = \Phi_m \cdot D \cdot t \cdot f_d = 0,898 \cdot 4,0 \cdot 0,6 \cdot 566,67 = 1221,3 \text{ KN}$$

Ισχύει

$$N_{Rd} = 1221,3 \text{ KN} < N_{Ed} = 1401,7 \text{ KN}$$

επομένως ο έλεγχος έναντι κατακορύφων φορτίων στο μέσο του πεσσού Π1 **ΑΕΝ**
ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ.

3) Στη βάση:

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας, το κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού σε έναν άοπλο τοίχο (N_{Ed}) πρέπει να είναι μικρότερο ή ίσο με την αντίσταση σχεδιασμού του έναντι κατακορύφων φορτίων N_{Rd} , σύμφωνα με την §6.1 του *EC6*. Σε αυτή την περίπτωση η αντοχή σχεδιασμού υπολογίζεται ως εξής:

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

όπου

- $D = 4,00 \text{ m}$ το μήκος του πεσσού
- $t = 0,6 \text{ m}$ το πάχος του πεσσού
- $f_k = 1,53 \text{ MPa}$ η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας κατά τον *EC6*
- $\gamma_M = 2,70$ ο συντελεστής ασφαλείας για στατική ανάλυση

Η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας υπολογίζεται ως εξής:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{1530}{2,70} = 566,67 \text{ KPa}$$

Για έλεγχο στην κορυφή του πεσσού ο μειωτικός συντελεστής Φ υπολογίζεται ως εξής:

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

όπου

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} > 0,05t$$

όπου

$$\frac{M_{id}}{N_{id}} = 0,530 \text{ cm}$$

$$e_{he} = 0$$

$$e_{init} = h_{eff}/450$$

όπου

$$h_{eff} = \rho_n \cdot h$$

όπου $\rho_n = \rho_3$ για δέσμευση του πεσσού σε 3 πλευρές επομένως, για 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, ισχύει

$$\rho_2 = 0,75$$

άρα, για $h = 2,80m < 3,5 \cdot l = 14,0 m$, το ρ_3 υπολογίζεται ως εξής:

$$\rho_3 = \frac{1}{1 + \left(\frac{\rho_2 \cdot h}{3 \cdot l}\right)^2} \cdot \rho_2 = \frac{1}{1 + \left(\frac{0,75 \cdot 2,8}{3 \cdot 4}\right)^2} \cdot 0,75 = 0,728$$

$$h_{eff} = \rho_3 \cdot h = 0,728 \cdot 2,8 = 2,04 m$$

$$e_{init} = h_{eff} / 450 = \frac{2,04}{450} = 0,0045m = 0,45 cm$$

$$e_i = 0,53 + 0,45 = 0,98 cm < 0,05 \cdot 60 = 3,00 cm$$

επομένως η εκκεντρότητα e_i λαμβάνει την ελάχιστη επιτρεπόμενη τιμή που είναι 3,00 cm

$$e_i = 3,00 cm$$

Ο μειωτικός συντελεστής Φ ισούται με:

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{3}{60} = 0,90$$

και η τελική τιμή της θλιπτικής αντοχής ισούται με

$$N_{Rd} = \Phi \cdot D \cdot t \cdot f_d = 0,90 \cdot 4,0 \cdot 0,6 \cdot 566,67 = 1224,0 KN$$

Ισχύει

$$N_{Rd} = 1224,0 KN < N_{Ed} = 1399,5 KN$$

επομένως ο έλεγχος έναντι κατακορύφων φορτίων στην κορυφή του πεσσού ΠΙΙ **ΑΕΝ**
ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ.

1.3.8.1.2 Σεισμική ανάλυση πεσσού Π1 για Κανονισμό 1959, 1985 και EC8-1

Η σεισμική ανάλυση του πεσσού πραγματοποιείται για το σεισμικό συνδυασμό φόρτισης $E_d = \Sigma G_{k,j} + "P" + "A_{Ed}" + "\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$.

Έλεγχος για στάθμη επιτελεστικότητας “Περιορισμού Βλαβών” (DL)

Έλεγχος έναντι ορθής κάμψης (με κλασσική θεώρηση)

Όλες οι παρακάτω σχέσεις περιέχονται τόσο στο Παράρτημα C του EC8-3 όσο και στον ΚΑΔΕΤ (§7.1.2.3)

Η διατμητική ικανότητα του πεσσού, για κάμψη υπό αξονικό φορτίο N , είναι ίση με:

$$V_f = \frac{D \cdot N}{2 \cdot H_0} \cdot (1 - 1,15 \cdot v_d)$$

όπου

- $D = 4,0 \text{ m}$ το πλάτος του πεσσού
- $t = 0,6 \text{ m}$ το πάχος του πεσσού
- $f_m = 1,84 \text{ MPa}$ η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας χωρίς ενίσχυση (§1.3.3)
- $CF_{E\Gamma 2} = 1,20$ ο συντελεστής εμπιστοσύνης για στάθμη γνώσης “Κανονική”
- $H_{0,1} = 5,52 \text{ m}$ (1959), $H_{0,2} = 3,71 \text{ m}$ (1985) και $H_{0,3} = 2,66 \text{ m}$ (EC8-1) οι αποστάσεις μεταξύ των διατομών ελέγχου και των σημείων μηδενισμού των ροπών για τους τρεις σεισμικούς σχεδιασμού

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας είναι ίση με:

$$f_d = \frac{f_m}{CF_{E\Gamma 2}} = \frac{1,84}{1,20} = 1,53 \text{ MPa}$$

- $N_1 = 741,6 \text{ KN}$ (1959), $N_2 = 702,7 \text{ KN}$ (1985) και $N_3 = 399,9 \text{ KN}$ (EC8-1) οι δρώσες θλιπτικές αξονικές δυνάμεις για τους τρεις σεισμικούς σχεδιασμού επομένως, το ανηγμένο αξονικό φορτίο για καθέναν από αυτούς προκύπτει ίσο με:

$$v_{d,1} = \frac{N}{D \cdot t \cdot f_d} = \frac{741,6}{4,0 \cdot 0,6 \cdot 1530} = 0,202 \quad (1959)$$

$$v_{d,2} = \frac{N}{D \cdot t \cdot f_d} = \frac{702,7}{4,0 \cdot 0,6 \cdot 1530} = 0,191 \quad (1985)$$

$$v_{d,3} = \frac{N}{D \cdot t \cdot f_d} = \frac{399,9}{4,0 \cdot 0,6 \cdot 1530} = 0,109 \quad (EC8-1)$$

Σύμφωνα με τα παραπάνω επομένως, προκύπτει:

$$V_{f,1} = \frac{4,0 \cdot 741,6}{2 \cdot 5,52} \cdot (1 - 1,15 \cdot 0,202) = 206,43 \text{ KN} \quad (1959)$$

$$V_{f,2} = \frac{4,0 \cdot 702,7}{2 \cdot 3,71} \cdot (1 - 1,15 \cdot 0,191) = 295,63 \text{ KN} \quad (1985)$$

$$V_{f,3} = \frac{4,0 \cdot 399,9}{2 \cdot 2,66} \cdot (1 - 1,15 \cdot 0,109) = 263,10 \text{ KN} \quad (\text{EC8-1})$$

$$V_{f,1} = 206,43 \text{ KN} > V_{Ed,1} = 156,8 \text{ KN} \quad (1959)$$

$$V_{f,2} = 295,63 \text{ KN} > V_{Ed,2} = 190,2 \text{ KN} \quad (1985)$$

$$V_{f,3} = 263,10 \text{ KN} < V_{Ed,3} = 448,9 \text{ KN} \quad (\text{EC8-1})$$

Παρατήρηση 8^η: Από τη σύγκριση των παραπάνω διατμητικών ικανοτήτων με τις δρώσες διατμητικές δυνάμεις προκύπτει ότι ο πεσσός Π1 δεν αστοχεί σε κάμψη για τους κανονισμούς του 1959 και του 1985 ενώ αστοχεί για το σεισμό σχεδιασμού του EC8-1.

Παρατήρηση 9^η: Πρέπει να τονιστεί ότι κατά τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής σχεδιασμού η μέση θλιπτική αντοχή δε διαιρείται με το συντελεστή ασφαλείας για στατική ανάλυση γ_M .

Εναλλακτικά, σύμφωνα με την §6.6 του ΚΑΔΕΤ, μπορεί να υπολογιστεί η καμπτική αντοχή σχεδιασμού του πεσσού με θεώρηση αδρανούς περιοχής ως εξής:

$$M_R = \frac{1}{2} \cdot l^2 \cdot t_w \cdot \sigma_0 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{f_c}\right)$$

όπου

- $l = 4,0 \text{ m}$ το μήκος της διατομής
- $t_w = 0,60 \text{ m}$ το πάχος της διατομής
- $N_1 = 741,6 \text{ KN}$ (1959), $N_2 = 702,7 \text{ KN}$ (1985) και $N_3 = 399,9 \text{ KN}$ (EC8-1) οι δρώσες θλιπτικές δυνάμεις για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού επομένως, οι θλιπτικές τάσεις λόγω αξονικής δράσεως στην διατομή ελέγχου είναι ίσες με

$$\sigma_{0,1} = \frac{N}{l \cdot t_w} = \frac{741,6}{4,0 \cdot 0,6} = 309,0 \text{ KPa} \quad (1959)$$

$$\sigma_{0,2} = \frac{N}{l \cdot t_w} = \frac{702,7}{4,0 \cdot 0,6} = 292,79 \text{ KPa} \quad (1985)$$

$$\sigma_{0,3} = \frac{N}{l \cdot t_w} = \frac{399,9}{4,0 \cdot 0,6} = 166,63 \text{ KPa} \quad (\text{EC8-1})$$

- $f_m = 1,84 \text{ MPa}$ η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας (§1.3.3)
- $CF_{EG2} = 1,20$ ο συντελεστής εμπιστοσύνης για στάθμη γνώσης “Κανονική”
- $\gamma_M = 1,80$ ο συντελεστής ασφαλείας για σεισμική ανάλυση
- $f_c = 0,85 \cdot f_m / CF_{EG2} = 0,85 \cdot 1840 / 1,20 = 1303,33 \text{ KPa}$ η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας επομένως

$$M_{R,1} = \frac{1}{2} \cdot 4,0^2 \cdot 0,60 \cdot 309,0 \cdot \left(1 - \frac{309,0}{1303,33}\right) = 1131,56 \text{ KNm} \quad (1959)$$

$$M_{R,2} = \frac{1}{2} \cdot 4,0^2 \cdot 0,60 \cdot 292,79 \cdot \left(1 - \frac{292,79}{1303,33}\right) = 1089,68 \text{ KNm} \quad (1985)$$

$$M_{R,3} = \frac{1}{2} \cdot 4,0^2 \cdot 0,60 \cdot 166,63 \cdot \left(1 - \frac{166,63}{1303,33}\right) = 697,55 \text{ KNm} \quad (\text{EC8-1})$$

Παρατήρηση 10^η: Πρέπει να τονιστεί ότι κατά τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής σχεδιασμού η μέση θλιπτική αντοχή δε διαιρείται με το συντελεστή ασφαλείας για σεισμικά φορτία γ_M .

Παρατήρηση 11^η: Εάν πολλαπλασιαστούν οι διατμητικές ικανότητες έναντι κάμψης V_f που υπολογίστηκαν παραπάνω με το ύψος H_0 προκύπτουν ροπές αντοχής περίπου ίσες με αυτές που υπολογίστηκαν σύμφωνα με την §6.6 του ΚΑΔΕΤ.

$$V_{f,1} \cdot H_{0,1} = 206,43 \cdot 5,52 = 1139,5 \text{ KNm} \approx M_R = 1131,56 \text{ KNm} \quad (1959)$$

$$V_{f,2} \cdot H_{0,2} = 295,63 \cdot 3,71 = 1096,8 \text{ KNm} \approx M_R = 1089,68 \text{ KNm} \quad (1985)$$

$$V_{f,3} \cdot H_{0,3} = 263,10 \cdot 2,66 = 699,8 \text{ KNm} \approx M_R = 697,55 \text{ KNm} \quad (\text{EC8-1})$$

Έλεγχος έναντι διάτμησης

Όλες οι παρακάτω σχέσεις περιέχονται τόσο στο Παράρτημα C του EC8-3 όσο και στον ΚΑΔΕΤ (§7.1.2.3)

Η διατμητική ικανότητα του πεσσού έναντι τέμνουσας είναι ίση με:

$$V_f = f_{vd} \cdot D' \cdot t$$

όπου

- $D' = 4,0 \text{ m}$ το θλιβόμενο μήκος του πεσσού
- $t = 0,6 \text{ m}$ το πάχος του πεσσού
- $f_{vm0} = 0,028 \text{ MPa}$ η μέση αρχική διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας
- $N_1 = 741,6 \text{ KN}$ (1959), $N_2 = 702,7 \text{ KN}$ (1985) και $N_3 = 399,9 \text{ KN}$ (EC8-1) οι δρώσες θλιπτικές αξονικές δυνάμεις για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού
- $CF_{EG2} = 1,20$ ο συντελεστής εμπιστοσύνης για στάθμη γνώσης “Κανονική”
- $\gamma_M = 1,80$ ο συντελεστής ασφαλείας για σεισμική ανάλυση

Σύμφωνα με τα παραπάνω, η διατμητική αντοχή σχεδιασμού του πεσσού λόγω ευμενούς επίδρασης του αξονικού φορτίου για κάθε σεισμό σχεδιασμού είναι ίση με:

$$f_{vd,1} = \frac{f_{vm0}}{CF_{EG2} \cdot \gamma_M} + 0,4 \frac{N}{D' \cdot t} = \frac{28}{1,20 \cdot 1,8} + 0,4 \frac{741,6}{4,0 \cdot 0,6} = 136,6 \text{ KPa} \quad (1959)$$

$$f_{vd,2} = \frac{f_{vm0}}{CF_{EG2} \cdot \gamma_M} + 0,4 \frac{N}{D' \cdot t} = \frac{28}{1,20 \cdot 1,8} + 0,4 \frac{702,7}{4,0 \cdot 0,6} = 130,1 \text{ KPa} \quad (1985)$$

$$f_{vd,3} = \frac{f_{vm0}}{CF_{EG2} \cdot \gamma_M} + 0,4 \frac{N}{D' \cdot t} = \frac{28}{1,20 \cdot 1,8} + 0,4 \frac{399,9}{4,0 \cdot 0,6} = 79,6 \text{ KPa} \quad (EC8-1)$$

η οποία και στις τρεις περιπτώσεις υπερβαίνει τη μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή

$$f_{vd,max} = \frac{0,065 \cdot f_m}{CF_{EG2} \cdot \gamma_M} = \frac{0,065 \cdot 1840}{1,20 \cdot 1,8} = 55,37 \text{ KPa}$$

άρα η τελική διατμητική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας είναι ίση με 55,37 KPa και επομένως:

$$V_{f,1} = 55,37 \cdot 4,0 \cdot 0,6 = 132,89 \text{ KN} \quad (1959)$$

$$V_{f,2} = 55,37 \cdot 4,0 \cdot 0,6 = 132,89 \text{ KN} \quad (1985)$$

$$V_{f,3} = 55,37 \cdot 4,0 \cdot 0,6 = 132,89 \text{ KN} \quad (EC8-1)$$

Παρατήρηση 12^η: Η παραπάνω σχέση υπολογισμού της διατμητικής ικανότητας ενός πεσσού έναντι τέμνουσας δεν ενδείκνυται για αργολιθοδομή. Ο ενδεδειγμένος έλεγχος δίνεται ακολούθως.

Έλεγχος έναντι διαγώνιας εφελκυστικής αστοχίας

Σύμφωνα με την §7.1.2.3 του ΚΑΔΕΤ, μπορεί να υπολογιστεί η διατμητική αντοχή ενός τοίχου έναντι διαγώνιας εφελκυστικής αστοχίας από τη σχέση

$$V_f = f_{vd,t} \cdot D \cdot t$$

όπου

- $D = 4,0 \text{ m}$ το πλάτος του πεσσού
- $H = 2,80 \text{ m}$ το ύψος του πεσσού
- $t = 0,6 \text{ m}$ το πάχος του πεσσού
- $f_m = 1,84 \text{ MPa}$ η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας (§1.3.3)
- $CF_{EG2} = 1,20$ ο συντελεστής εμπιστοσύνης για στάθμη γνώσης “Κανονική”
- $\gamma_M = 1,80$ ο συντελεστής ασφαλείας για σεισμική ανάλυση

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας είναι ίση με:

$$f_d = \frac{f_m}{CF_{EG2}} = \frac{1,84}{1,20} = 1,53 \text{ MPa}$$

- $N_1 = 741,6 \text{ KN}$ (1959), $N_2 = 702,7 \text{ KN}$ (1985) και $N_3 = 399,9 \text{ KN}$ (EC8-1) οι δρώσες θλιπτικές δυνάμεις για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού επομένως,

$$v_{d,1} = \frac{N_1}{D \cdot t \cdot f_d} = \frac{741,6}{4,0 \cdot 0,6 \cdot 1530} = 0,202 \quad (1959)$$

$$v_{d,2} = \frac{N_2}{D \cdot t \cdot f_d} = \frac{702,7}{4,0 \cdot 0,6 \cdot 1530} = 0,191 \quad (1985)$$

$$v_{d,3} = \frac{N_3}{D \cdot t \cdot f_d} = \frac{399,9}{4,0 \cdot 0,6 \cdot 1530} = 0,109 \quad (\text{EC8-1})$$

- Με βάση τις διαστάσεις του πεσσού προκύπτει ο συντελεστής K όπου

$$K = 1 + 0,5 \cdot \frac{H}{L} = 1 + 0,5 \cdot \frac{2,80}{4,0} = 1,35 \quad (1,0 \leq K \leq 1,5)$$

- $f_{vm0} = 0,028 \text{ MPa}$ η μέση αρχική διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας άρα

$$f_{vd0} = \frac{f_{vm0}}{CF_{E\Gamma 2} \cdot \gamma_M} = \frac{28,0}{1,20 \cdot 1,80} = 12,96 \text{ KPa}$$

$$- f_{wtd} = 1,5 \cdot f_{vd0} = 1,5 \cdot 12,96 = 19,44 \text{ KPa } \acute{\alpha}\rho\alpha$$

$$f_{vd,t,1} = \frac{1}{1,35} \sqrt{f_{wtd}(f_{wtd} + v_d f_d)} = \frac{1}{1,35} \sqrt{19,44(19,44 + 0,202 \cdot 1530)} = 59,2 \text{ KPa}$$

$$f_{vd,t,2} = \frac{1}{1,35} \sqrt{f_{wtd}(f_{wtd} + v_d f_d)} = \frac{1}{1,35} \sqrt{19,44(19,44 + 0,191 \cdot 1530)} = 57,7 \text{ KPa}$$

$$f_{vd,t,3} = \frac{1}{1,35} \sqrt{f_{wtd}(f_{wtd} + v_d f_d)} = \frac{1}{1,35} \sqrt{19,44(19,44 + 0,109 \cdot 1530)} = 44,6 \text{ KPa}$$

επομένως, σύμφωνα με την αρχική σχέση προκύπτει αντοχή για κάθε σεισμό σχεδιασμού ίση με

$$V_{f,1} = f_{vd,t,1} \cdot D \cdot t = 59,2 \cdot 4,0 \cdot 0,6 = 142,1 \text{ KN} \quad (1959)$$

$$V_{f,2} = f_{vd,t,2} \cdot D \cdot t = 57,7 \cdot 4,0 \cdot 0,6 = 138,5 \text{ KN} \quad (1985)$$

$$V_{f,3} = f_{vd,t,3} \cdot D \cdot t = 44,6 \cdot 4,0 \cdot 0,6 = 106,9 \text{ KN} \quad (\text{EC8-1})$$

Παρατήρηση 13^η: Μετά τους υπολογισμούς των διατμητικών αντοχών έναντι κάμψης και διαγώνιας διατμητικής αστοχίας, για κάθε σεισμό σχεδιασμού, εξετάζεται ποια από τις δύο είναι μικρότερη. Αυτή θα συγκριθεί με τη δρώσα διατμητική δύναμη.

$$V_{f,1} = \min\{206,43 ; 142,07\} = 142,1 \text{ KN} \quad (1959)$$

$$V_{f,2} = \min\{295,63 ; 138,5\} = 138,5 \text{ KN} \quad (1985)$$

$$V_{f,3} = \min\{263,10 ; 106,9\} = 106,9 \text{ KN} \quad (\text{EC8-1})$$

Από τις σεισμικές αναλύσεις για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού προκύπτει ότι

$$V_{Ed,1} = 156,8 \text{ KN} \quad (1959)$$

$$V_{Ed,2} = 190,2 \text{ KN} \quad (1985)$$

$$V_{Ed,3} = 448,9 \text{ KN} \quad (\text{EC8-1})$$

επομένως

$$V_{f,1} = 142,1 \text{ KN} < V_{Ed,1} = 156,8 \text{ KN} \quad (1959)$$

$$V_{f,2} = 138,5 \text{ KN} < V_{Ed,2} = 190,2 \text{ KN} \quad (1985)$$

$$V_{f,3} = 106,9 \text{ KN} < V_{Ed,3} = 448,9 \text{ KN} \quad (\text{EC8-1})$$

Παρατήρηση 14^η: Από τις παραπάνω συγκρίσεις προκύπτει ότι ο έλεγχος επάρκειας του πεσσού Π1 κατά *EC8* για στάθμη επιτελεστικότητας “Περιορισμού Βλαβών” (DL) **ΔΕΝ ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ** για κανένα σεισμό σχεδιασμού. Αυτό σημαίνει ότι ο έλεγχος επάρκειας του πεσσού θα συνεχιστεί για στάθμη επιτελεστικότητας “Σημαντικών Βλαβών” (SD).

Έλεγχος για στάθμη επιτελεστικότητας “Σημαντικών Βλαβών” (SD)

Από την ανάλυση του φορέα προέκυψαν οι εξής μετακινήσεις στα άκρα του πεσσού για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού:

$$u_j = -0,17 \text{ mm} \quad u_i = +0,00 \text{ mm} \quad (1959)$$

$$u_j = -0,25 \text{ mm} \quad u_i = -0,01 \text{ mm} \quad (1985)$$

$$u_j = -0,51 \text{ mm} \quad u_j = -0,04 \text{ mm} \quad (\text{EC8-1})$$

Με βάση τις παραπάνω μετακινήσεις και το συνολικό ύψος του πεσσού ($H = 2,80\text{m}$) υπολογίζονται οι σχετικές μετακινήσεις του ως εξής:

$$\delta_1 = \frac{|u_j - u_i|}{H} = \frac{|-0,17 + 0,00|}{2800} = 0,00006 \quad (1959)$$

$$\delta_2 = \frac{|u_j - u_i|}{H} = \frac{|-0,25 + 0,01|}{2800} = 0,00009 \quad (1985)$$

$$\delta_3 = \frac{|u_j - u_i|}{H} = \frac{|-0,51 + 0,04|}{2800} = 0,00017 \quad (\text{EC8-1})$$

οι οποίες παρατηρείται ότι, για πρωτεύοντα στοιχεία (πεσσούς) που ελέγχονται από τη διάτμηση (η διάτμηση προέκυψε δυσμενέστερη παραπάνω) δεν υπερβαίνει τη μέγιστη επιτρεπόμενη σχετική μετακίνηση $\delta_u = 0,004$.

$$\delta_1 = 0,00006 < \delta_u = 0,004 \quad (1959)$$

$$\delta_2 = 0,00009 < \delta_u = 0,004 \quad (1985)$$

$$\delta_3 = 0,00017 < \delta_u = 0,004 \quad (EC8-1)$$

Ο έλεγχος για τη στάθμη “Σημαντικών Βλαβών” (SD) ικανοποιείται και έτσι ο πεσσός Π1 θα υποστεί **Σημαντικές Βλάβες (SD)** για τους σεισμούς σχεδιασμού του 1959, του 1985 και του EC8-1.

Έλεγχος έναντι εκτός επιπέδου κάμψης

- 1) Εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς με θεώρηση ανενεργού περιοχής:

Οι παρακάτω σχέσεις περιέχονται τόσο στην §6.3 του *EC6* όσο και στην §7.1.2.4 του *ΚΑΔΕΤ*. Ισχύουν για φυσικούς λαξευτούς λίθους και οπτοπλινθοδομή ενώ δεν ενδείκνυνται για αργολιθοδομή.

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας, η δρώσα καμπτική ροπή σχεδιασμού επί του πεσσού (M_{Ed}) πρέπει να είναι μικρότερη ή ίση από την αντίσταση σχεδιασμού του πεσσού έναντι καμπτικής ροπής M_{Rd} ($M_{Ed} \leq M_{Rd1}$) η οποία υπολογίζεται ως εξής:

$$M_{Rd1} = f_{xk1,app} \cdot Z$$

όπου

- $f_{xk1} = 0,200 \text{ MPa}$ η καμπτική αντοχή κατά τη διεύθυνση αυτή, όπως έχει καθοριστεί στην §1.3.3
- $Z = (t^2/6) \cdot D = (0,6^2/6) \cdot 4,0 = 0,24 \text{ m}^3$ η ροπή αντιστάσεως της διατομής
- $f_k = 1,53 \text{ MPa}$ η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας κατά *EC6*
- $\gamma_M = 1,80$ ο συντελεστής ασφαλείας για σεισμική ανάλυση
- $N_1 = 851,8 \text{ KN}$ (1959), $N_2 = 880,2 \text{ KN}$ (1985) και $N_3 = 1170,7 \text{ KN}$ (EC8-1) οι δρώσες θλιπτικές αξονικές δυνάμεις για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού

Σύμφωνα με τα παραπάνω, η θλιπτική τάση για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού υπολογίζεται ως εξής:

$$\sigma_{d,1} = \frac{N_1}{D \cdot t} = \frac{851,8}{4,0 \cdot 0,6} = 354,92 \text{ KPa} \quad (1959)$$

$$\sigma_{d,2} = \frac{N_1}{D \cdot t} = \frac{880,2}{4,0 \cdot 0,6} = 366,75 \text{ KPa} \quad (1985)$$

$$\sigma_{d,3} = \frac{N_1}{D \cdot t} = \frac{1170,7}{4,0 \cdot 0,6} = 487,8 \text{ KPa} \quad (\text{EC8-1})$$

οι οποίες ωστόσο υπερβαίνουν τη μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή που είναι ίση με

$$\sigma_{d,max} = 0,2 \cdot \frac{f_k}{\gamma_M} = 0,2 \cdot \frac{1530}{1,80} = 170,0 \text{ KPa}$$

επομένως, και για τους τρεις σεισμούς ισχύει

$$\sigma_{d,1} = \sigma_{d,2} = \sigma_{d,3} = 170,0 \text{ KPa}$$

Η καμπτική αντοχή κατά τη διεύθυνση αυτή, με συνυπολογισμό της ευμενούς επίδρασης της θλιπτικής δύναμης N , υπολογίζεται και για τους τρεις σεισμούς ως εξής:

$$f_{xd1,app} = f_{xd1} + \sigma_d = \frac{200}{1,80} + 170,0 = 281,11 \text{ KPa}$$

Η τελική τιμή της καμπτικής αντοχής κατά τη διεύθυνση αυτή ισούται με:

$$M_{Rd1} = M_{Rd2} = M_{Rd3} = f_{xd1,app} \cdot Z = 281,11 \cdot 0,240 = 67,47 \text{ KNm}$$

Παρατηρείται ότι

$$M_{Rd1} = 67,47 \text{ KNm} > M_{Ed1} = 18,93 \text{ KNm} \quad (1959)$$

$$M_{Rd2} = 67,47 \text{ KNm} > M_{Ed1} = 19,28 \text{ KNm} \quad (1985)$$

$$M_{Rd3} = 67,47 \text{ KNm} > M_{Ed1} = 21,10 \text{ KNm} \quad (\text{EC8-1})$$

άρα ο έλεγχος επάρκειας έναντι εκτός επιπέδου κάμψης παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς για τον πεσσό Π1 **ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ** και για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού.

Εναλλακτικά, σύμφωνα με την §6.5 του *ΚΑΔΕΤ* και τη θεώρηση ανενεργού περιοχής, η ροπή αντοχής του στοιχείου από αργολιθοδομή για την εκτός επιπέδου φόρτιση κάθετα στους οριζόντιους αρμούς μπορεί να υπολογιστεί ως εξής:

$$M_R = \frac{1}{2} \cdot l \cdot t_w^2 \cdot \sigma_0 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{f_c}\right)$$

όπου

- $\sigma_{0,1} = \sigma_{0,2} = \sigma_{0,3} = 170,0 \text{ KPa}$ η ορθή τάση για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού
- $l = 4,0 \text{ m}$ το μήκος της διατομής
- $t_w = 0,6 \text{ m}$ το πάχος της διατομής
- $f_c = f_m / (CF_{EG2} \cdot \gamma_M) = 1840 / (1,20 \cdot 1,80) = 851,85 \text{ KPa}$ επομένως

$$M_{R,1} = \frac{1}{2} \cdot 4,0 \cdot 0,6^2 \cdot 170,0 \cdot \left(1 - \frac{170,0}{851,85}\right) = 97,97 \text{ KNm} \quad (1959)$$

$$M_{R,2} = \frac{1}{2} \cdot 4,0 \cdot 0,6^2 \cdot 170,0 \cdot \left(1 - \frac{170,0}{851,85}\right) = 97,97 \text{ KNm} \quad (1985)$$

$$M_{R,3} = \frac{1}{2} \cdot 4,0 \cdot 0,6^2 \cdot 170,0 \cdot \left(1 - \frac{170,0}{851,85}\right) = 97,97 \text{ KNm} \quad (\text{EC8-1})$$

Παρατηρείται ότι

$$M_{R,1} = 97,97 \text{ KNm} > M_{Ed1} = 18,93 \text{ KNm} \quad (1959)$$

$$M_{R,2} = 97,97 \text{ KNm} > M_{Ed1} = 19,28 \text{ KNm} \quad (1985)$$

$$M_{R,3} = 97,97 \text{ KNm} > M_{Ed1} = 21,10 \text{ KNm} \quad (\text{EC8-1})$$

άρα ο έλεγχος επάρκειας έναντι εκτός επιπέδου κάμψης παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς για τον πεσσό Π1 **ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ** και για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού.

2) Εκτός επιπέδου κάμψη κάθετα στους οριζόντιους αρμούς με κλασσική θεώρηση:

Οι παρακάτω σχέσεις περιέχονται τόσο στην §6.3 του *EC6* όσο και στην §7.1.2.4 του *ΚΑΔΕΤ*. Ισχύουν για φυσικούς λαξευτούς λίθους και οπτοπλινθοδομή ενώ δεν ενδείκνυνται για αργολιθοδομή.

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας, η δρώσα καμπτική ροπή σχεδιασμού επί του πεσσού (M_{Ed}) πρέπει να είναι μικρότερη ή ίση από την αντίσταση σχεδιασμού του πεσσού έναντι καμπτικής ροπής M_{Rd} ($M_{Ed} \leq M_{Rd2}$) η οποία υπολογίζεται ως εξής:

$$M_{Rd2} = f_{xd2} \cdot Z$$

όπου

- $f_{xk2} = 0,200 \text{ MPa}$ η καμπτική αντοχή κατά τη διεύθυνση αυτή, όπως έχει καθοριστεί στην §1.3.3
- $Z = (t^2/6) \cdot H = (0,6^2/6) \cdot 2,8 = 0,168 \text{ m}^3$ η ροπή αντιστάσεως της διατομής
- $\gamma_M = 1,80$ ο συντελεστής ασφαλείας για σεισμική ανάλυση

Η τελική τιμή της καμπτικής αντοχής και για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού κατά τη διεύθυνση αυτή ισούται με:

$$M_{Rd1} = M_{Rd2} = M_{Rd3} = f_{xd2} \cdot Z = \frac{200}{1,8} \cdot 0,168 = 18,67 \text{ KNm}$$

Παρατηρείται ότι

$$M_{Rd1} = 18,67 \text{ KNm} > M_{Ed2} = 5,13 \text{ KNm} \quad (1959)$$

$$M_{Rd2} = 18,67 \text{ KNm} > M_{Ed2} = 5,58 \text{ KNm} \quad (1985)$$

$$M_{Rd3} = 18,67 \text{ KNm} > M_{Ed2} = 10,33 \text{ KNm} \quad (\text{EC8-1})$$

άρα ο έλεγχος επάρκειας έναντι εκτός επιπέδου κάμψης κάθετα στους οριζόντιους αρμούς για τον πεσσό Π1 **ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ** και για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού.

Έλεγχος έναντι κατακορύφων φορτίων:

Πρέπει να σημειωθεί ότι ο έλεγχος έναντι κατακορύφων φορτίων περιλαμβάνεται μόνο στις διατάξεις του EC6 (§6.1) ενώ δεν περιλαμβάνεται στις διατάξεις του EC8-3 και του ΚΑΔΕΤ.

1) Στην κορυφή:

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας, το κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού σε έναν άοπλο τοίχο (N_{Ed}) πρέπει να είναι μικρότερο ή ίσο με την αντίσταση σχεδιασμού του έναντι κατακορύφων φορτίων N_{Rd} , σύμφωνα με την §6.1 του EC6. Σε αυτή την περίπτωση η αντοχή σχεδιασμού υπολογίζεται ως εξής:

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

όπου

- $D = 4,0 \text{ m}$ το μήκος του πεσσού
- $t = 0,6 \text{ m}$ το πάχος του πεσσού
- $f_k = 1,53 \text{ MPa}$ η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας κατά τον EC6
- $\gamma_M = 1,80$ ο συντελεστής ασφαλείας για σεισμική ανάλυση

Η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας υπολογίζεται ως εξής:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{1530}{1,80} = 850,0 \text{ KPa}$$

Για έλεγχο στην κορυφή του πεσσού ο μειωτικός συντελεστής Φ υπολογίζεται ως εξής:

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

όπου

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} > 0,05t$$

όπου

$$\frac{M_{id}}{N_{id}} = 1,852 \text{ cm} \quad (1959)$$

$$\frac{M_{id}}{N_{id}} = 1,813 \text{ cm} \quad (1985)$$

$$\frac{M_{id}}{N_{id}} = 1,458 \text{ cm} \quad (\text{EC8-1})$$

$$e_{he} = 0$$

$$e_{init} = h_{eff}/450$$

όπου

$$h_{eff} = \rho_n \cdot h$$

όπου $\rho_n = \rho_3$ για δέσμευση του πεσσού σε 3 πλευρές επομένως, για 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, ισχύει

$$\rho_2 = 0,75$$

άρα, για $h = 2,80 \text{ m} < 3,5l = 14 \text{ m}$, το ρ_3 υπολογίζεται ως εξής:

$$\rho_3 = \frac{1}{1 + \left(\frac{\rho_2 \cdot h}{3 \cdot l}\right)^2} \cdot \rho_2 = \frac{1}{1 + \left(\frac{0,75 \cdot 2,8}{3 \cdot 4}\right)^2} \cdot 0,75 = 0,728$$

$$h_{eff} = \rho_3 \cdot h = 0,728 \cdot 2,8 = 2,04 \text{ m}$$

$$e_{init} = \frac{h_{eff}}{450} = \frac{2,04}{450} = 0,0045 \text{ m} = 0,45 \text{ cm}$$

$$e_i = 1,852 + 0,45 = 2,302 \text{ cm} < 0,05 \cdot 60 = 3,00 \text{ cm} \quad (1959)$$

$$e_i = 1,813 + 0,45 = 2,263 \text{ cm} < 0,05 \cdot 60 = 3,00 \text{ cm} \quad (1985)$$

$$e_i = 1,458 + 0,45 = 1,908 \text{ cm} < 0,05 \cdot 60 = 3,00 \text{ cm} \quad (\text{EC8-1})$$

επομένως η εκκεντρότητα e_i λαμβάνει την ελάχιστη επιτρεπόμενη τιμή των 3,00 cm και για τους τρεις σεισμούς.

$$e_i = 3,00 \text{ cm}$$

Ο μειωτικός συντελεστής Φ επομένως, ισούται με:

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{3}{60} = 0,90$$

και η τελική τιμή της θλιπτικής αντοχής για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού με

$$N_{Rd} = \Phi \cdot D \cdot t \cdot f_d = 0,90 \cdot 4,0 \cdot 0,6 \cdot 850,0 = 1836,0 \text{ KN}$$

Ισχύει

$$N_{Rd} = 1836,0 \text{ KN} > N_{Ed} = 882,14 \text{ KN} \quad (1959)$$

$$N_{Rd} = 1836,0 \text{ KN} > N_{Ed} = 912,36 \text{ KN} \quad (1985)$$

$$N_{Rd} = 1836,0 \text{ KN} > N_{Ed} = 1200,87 \text{ KN} \quad (\text{EC8-1})$$

επομένως ο έλεγχος έναντι κατακορύφων φορτίων στην κορυφή του πεσσού Π1 **ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ** και για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού.

2) Στο μέσο:

Σε αυτή την περίπτωση η αντοχή σχεδιασμού υπολογίζεται ως εξής:

$$N_{Rd} = \Phi_m \cdot D \cdot t \cdot f_d$$

όπου ο μειωτικός συντελεστής Φ υπολογίζεται μέσω της σχέσης:

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

Επειδή $E=1000f_k$ ισχύει

$$u = \frac{\frac{h_{eff}}{t_{eff}} - 2}{23 - 37 \cdot \frac{e_{mk}}{t}}$$

όπου

$h_{eff} = 2,04 \text{ m}$ όπως υπολογίστηκε παραπάνω

$t_{eff} = 0,60 \text{ m}$ το πάχος του πεσσού

η εκκεντρότητα υπολογίζεται μέσω της σχέσης $e_{mk} = e_m + e_k > 0,05t$ όπου

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} + e_{init}$$

Ισχύει ότι

$$\frac{M_{md}}{N_{md}} = 0,648 \text{ cm} \quad (1959)$$

$$\frac{M_{md}}{N_{md}} = 0,662 \text{ cm} \quad (1985)$$

$$\frac{M_{md}}{N_{md}} = 0,450 \text{ cm} \quad (\text{EC8-1})$$

$$e_{hm} = 0$$

$$e_{init} = 0,453 \text{ cm}$$

Επομένως

$$e_m = 0,648 + 0,453 = 1,101 \text{ cm} \quad (1959)$$

$$e_m = 0,662 + 0,453 = 1,115 \text{ cm} \quad (1985)$$

$$e_m = 0,450 + 0,453 = 0,903 \text{ cm} \quad (\text{EC8-1})$$

Επίσης ισχύει ότι

$$e_k = 0,002 \cdot \varphi_{\infty} \cdot \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{t \cdot e_m}$$

όπου

$$\varphi_{\infty} = 0,50$$

$$h_{eff} = 2,04 \text{ m}$$

$$t_{eff} = 0,60 \text{ m}$$

επομένως

$$e_k = 0,002 \cdot 0,50 \cdot \frac{2,04}{0,60} \cdot \sqrt{60 \cdot 1,101} = 0,028 \text{ cm} \quad (1959)$$

$$e_k = 0,002 \cdot 0,50 \cdot \frac{2,04}{0,60} \cdot \sqrt{60 \cdot 1,115} = 0,028 \text{ cm} \quad (1985)$$

$$e_k = 0,002 \cdot 0,50 \cdot \frac{2,04}{0,60} \cdot \sqrt{60 \cdot 0,903} = 0,025 \text{ cm} \quad (EC8-1)$$

άρα

$$e_{mk} = 1,101 + 0,028 = 1,129 \text{ cm} < 0,05 \cdot 60 = 3,00 \text{ cm} \quad (1959)$$

$$e_{mk} = 1,115 + 0,028 = 1,143 \text{ cm} < 0,05 \cdot 60 = 3,00 \text{ cm} \quad (1985)$$

$$e_{mk} = 0,903 + 0,025 = 0,928 \text{ cm} < 0,05 \cdot 60 = 3,00 \text{ cm} \quad (EC8-1)$$

άρα η εκκεντρότητα e_{mk} λαμβάνει την ελάχιστη επιτρεπόμενη τιμή των 3,00 cm και για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού.

Η τιμή u ισούται με:

$$u = \frac{\frac{2,04}{0,60} - 2}{23 - 37 \cdot \frac{3,00}{60,00}} = 0,066$$

Επίσης ισχύει

$$A_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{3}{60} = 0,90$$

Σύμφωνα με όλα τα παραπάνω, ο μειωτικός συντελεστής Φ_m και για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού ισούται με

$$\Phi_m = A_i \cdot e^{-\frac{u^2}{2}} = 0,90 \cdot e^{-\frac{0,066^2}{2}} = 0,898$$

και η τελική τιμή της θλιπτικής αντοχής με

$$N_{Rd} = \Phi_m \cdot D \cdot t \cdot f_d = 0,898 \cdot 4,0 \cdot 0,6 \cdot 850,0 = 1832,0 \text{ KN}$$

Ισχύει

$$N_{Rd} = 1832,0 \text{ KN} > N_{Ed} = 1066,79 \text{ KN} \quad (1959)$$

$$N_{Rd} = 1832,0 \text{ KN} > N_{Ed} = 1109,89 \text{ KN} \quad (1985)$$

$$N_{Rd} = 1832,0 \text{ KN} > N_{Ed} = 1536,52 \text{ KN} \quad (\text{EC8-1})$$

επομένως ο έλεγχος έναντι κατακορύφων φορτίων στο μέσο του πεσσού Π1 **ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ** και για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού.

3) Στη βάση:

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας, το κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού σε έναν άοπλο τοίχο (N_{Ed}) πρέπει να είναι μικρότερο ή ίσο με την αντίσταση σχεδιασμού του έναντι κατακορύφων φορτίων N_{Rd} , σύμφωνα με την §6.1 του EC6. Σε αυτή την περίπτωση η αντοχή σχεδιασμού υπολογίζεται ως εξής:

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

όπου

- $D = 4,00 \text{ m}$ το μήκος του πεσσού
- $t = 0,6 \text{ m}$ το πάχος του πεσσού
- $f_k = 1,53 \text{ MPa}$ η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας κατά τον EC6
- $\gamma_M = 1,80$ ο συντελεστής ασφαλείας για σεισμική ανάλυση

Η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας υπολογίζεται ως εξής:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{1530}{1,80} = 850,0 \text{ KPa}$$

Για έλεγχο στην κορυφή του πεσσού ο μειωτικός συντελεστής Φ υπολογίζεται ως εξής:

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

όπου

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} > 0,05t$$

όπου

$$\frac{M_{id}}{N_{id}} = 0,296 \text{ cm} \quad (1959)$$

$$\frac{M_{id}}{N_{id}} = 0,217 \text{ cm} \quad (1985)$$

$$\frac{M_{id}}{N_{id}} = 0,210 \text{ cm} \quad (\text{EC8-1})$$

$$e_{he} = 0$$

$$e_{init} = h_{eff}/450$$

όπου

$$h_{eff} = \rho_n \cdot h$$

όπου $\rho_n = \rho_3$ για δέσμευση του πεσσού σε 3 πλευρές επομένως, για 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, ισχύει

$$\rho_2 = 0,75$$

άρα, για $h = 2,80 \text{ m} < 3,5 \cdot l = 14,0 \text{ m}$, το ρ_3 υπολογίζεται ως εξής:

$$\rho_3 = \frac{1}{1 + \left(\frac{\rho_2 \cdot h}{3 \cdot l}\right)^2} \cdot \rho_2 = \frac{1}{1 + \left(\frac{0,75 \cdot 2,8}{3 \cdot 4}\right)^2} \cdot 0,75 = 0,728$$

$$h_{eff} = \rho_3 \cdot h = 0,728 \cdot 2,8 = 2,04 \text{ m}$$

$$e_{init} = h_{eff}/450 = \frac{2,04}{450} = 0,0045 \text{ m} = 0,45 \text{ cm}$$

$$e_i = 0,296 + 0,45 = 0,746 \text{ cm} < 0,05 \cdot 60 = 3,00 \text{ cm} \quad (1959)$$

$$e_i = 0,217 + 0,45 = 0,667 \text{ cm} < 0,05 \cdot 60 = 3,00 \text{ cm} \quad (1985)$$

$$e_i = 0,210 + 0,45 = 0,660 \text{ cm} < 0,05 \cdot 60 = 3,00 \text{ cm} \quad (\text{EC8-1})$$

επομένως η τιμή της εκκεντρότητας e_i λαμβάνει την ελάχιστη επιτρεπόμενη τιμή των 3,00 cm και για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού

$$e_i = 3,00 \text{ cm}$$

Ο μειωτικός συντελεστής Φ επομένως, ισούται με:

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{3}{60} = 0,90$$

και η τελική τιμή της θλιπτικής αντοχής με

$$N_{Rd} = \Phi \cdot D \cdot t \cdot f_d = 0,90 \cdot 4,0 \cdot 0,6 \cdot 850,0 = 1882,6 \text{ KN}$$

Ισχύει

$$N_{Rd} = 1882,6 \text{ KN} > N_{Ed} = 1078,95 \text{ KN} \quad (1959)$$

$$N_{Rd} = 1882,6 \text{ KN} > N_{Ed} = 1126,24 \text{ KN} \quad (1985)$$

$$N_{Rd} = 1882,6 \text{ KN} > N_{Ed} = 1679,90 \text{ KN} \quad (\text{EC8-1})$$

επομένως ο έλεγχος έναντι κατακορύφων φορτίων στη βάση του πεσσού Π1 **ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ** και για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού.

1.3.8.2 Έλεγχοι επάρκειας υπερθύρου Υ1 χωρίς ομογενοποίηση

Στην παράγραφο αυτή ελέγχεται η επάρκεια του υπερθύρου Υ1 χωρίς ομογενοποίηση για στατική και σεισμική ανάλυση. Οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται είναι οι ακόλουθοι:

- Ικανότητα έναντι εντός επιπέδου ορθής κάμψης
- Ικανότητα έναντι διάτμησης

1.3.8.2.1 Στατική ανάλυση υπερθύρου Υ1

Η στατική ανάλυση του υπερθύρου πραγματοποιείται για το στατικό συνδυασμό φόρτισης $1,35 \cdot G + 1,50 \cdot Q$.

Έλεγχος έναντι ορθής κάμψης (με κλασσική θεώρηση)

Όλες οι παρακάτω σχέσεις περιέχονται τόσο στο Παράρτημα C του EC8-3 όσο και στον ΚΑΔΕΤ (§7.1.2.3).

Η διατμητική ικανότητα του υπερθύρου, για κάμψη υπό αξονικό φορτίο N , είναι ίση με:

$$V_f = \frac{D \cdot N}{2 \cdot H_0} \cdot (1 - 1,15 \cdot v_d)$$

όπου

- $D = 1,1 \text{ m}$ το πλάτος του υπερθύρου
- $t = 0,6 \text{ m}$ το πάχος του υπερθύρου

- $f_m = 1,84 \text{ MPa}$ η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας χωρίς ενίσχυση (§1.3.3)
- $CF_{EG2} = 1,20$ ο συντελεστής εμπιστοσύνης για στάθμη γνώσης “Κανονική”
- $H_0 = 2,4 \text{ m}$ η απόσταση μεταξύ της διατομής ελέγχου και του σημείου μηδενισμού των ροπών

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας είναι ίση με:

$$f_d = \frac{f_m}{CF_{EG2}} = \frac{1,84}{1,20} = 1,53 \text{ MPa}$$

- $N = 3,2 \text{ KN}$ η δρώσα θλιπτική αξονική δύναμη επομένως, το ανηγμένο αξονικό φορτίο προκύπτει ίσο με:

$$v_d = \frac{N}{D \cdot t \cdot f_d} = \frac{3,2}{4,0 \cdot 0,6 \cdot 1530} = 0,003$$

Σύμφωνα με όλα τα παραπάνω επομένως, προκύπτει:

$$V_f = \frac{1,1 \cdot 3,2}{2 \cdot 2,4} \cdot (1 - 1,15 \cdot 0,003) = 0,73 \text{ KN}$$

Παρατήρηση 1^η: Από τη σύγκριση της παραπάνω διατμητικής ικανότητας με τη δρώσα διατμητική δύναμη προκύπτει ότι το υπερθυρο Y1 αστοχεί σε κάμψη.

$$V_f = 0,73 \text{ KN} > V_{Ed} = 38,5 \text{ KN}$$

Παρατήρηση 2^η: Πρέπει να τονιστεί ότι κατά τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής σχεδιασμού η μέση θλιπτική αντοχή δε διαιρείται με το συντελεστή ασφαλείας για σεισμική ανάλυση γ_M .

Εναλλακτικά, σύμφωνα με την §6.6 του *KADET*, μπορεί να υπολογιστεί η καμπτική αντοχή σχεδιασμού του υπερθύρου με θεώρηση αδρανούς περιοχής ως εξής:

$$M_R = \frac{1}{2} \cdot l^2 \cdot t_w \cdot \sigma_0 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{f_c}\right)$$

όπου

- $l = 1,1 \text{ m}$ το μήκος της διατομής
- $t_w = 0,60 \text{ m}$ το πάχος της διατομής
- $N = 3,2 \text{ KN}$ η δρώσα θλιπτική αξονική δύναμη επομένως, η θλιπτική τάση λόγω αξονικής

δράσεως στην διατομή ελέγχου προκύπτει ίση με

$$\sigma_0 = \frac{N}{l \cdot t_w} = \frac{3,2}{4,0 \cdot 0,6} = 4,85 \text{ KPa}$$

- $f_m = 1,84 \text{ MPa}$ η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας (§1.3.3)
- $CF_{EG2} = 1,20$ ο συντελεστής εμπιστοσύνης για στάθμη γνώσης “Κανονική”
- $\gamma_M = 2,70$ ο συντελεστής ασφαλείας για στατική ανάλυση
- $f_c = 0,85 \cdot f_m / CF_{EG2} = 0,85 \cdot 1840 / 1,2 = 1303,33 \text{ KPa}$ η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας επομένως

$$M_R = \frac{1}{2} \cdot 1,1^2 \cdot 0,60 \cdot 4,85 \cdot \left(1 - \frac{4,85}{1303,33}\right) = 1,75 \text{ KNm}$$

Παρατήρηση 3^η: Πρέπει να τονιστεί ότι κατά τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής σχεδιασμού η μέση θλιπτική αντοχή δε διαιρείται με το συντελεστή ασφαλείας για σεισμική ανάλυση γ_M .

Παρατήρηση 4^η: Εάν πολλαπλασιαστεί η διατμητική ικανότητα έναντι κάμψης V_f που υπολογίστηκε παραπάνω με το ύψος H_0 προκύπτει ροπή αντοχής περίπου ίση με αυτή που υπολογίστηκε σύμφωνα με την §6.6 του ΚΑΔΕΤ:

$$V_f \cdot H_0 = 0,73 \cdot 2,4 = 1,752 \text{ KNm} \approx M_R = 1,75 \text{ KNm}$$

Έλεγχος έναντι διάτμησης

Όλες οι παρακάτω σχέσεις περιέχονται τόσο στο Παράρτημα C του EC8-3 όσο και στον ΚΑΔΕΤ (§7.1.2.3).

Η διατμητική ικανότητα του υπερθύρου έναντι τέμνουσας είναι ίση με:

$$V_f = f_{vd} \cdot D' \cdot t$$

όπου

- $D' = 1,1 \text{ m}$ το θλιβόμενο μήκος του υπερθύρου
- $t = 0,6 \text{ m}$ το πάχος του υπερθύρου
- $f_{vm0} = 0,028 \text{ MPa}$ η μέση αρχική διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας
- $N = 3,2 \text{ KN}$ η δρώσα θλιπτική αξονική δύναμη
- $CF_{EG2} = 1,20$ ο συντελεστής εμπιστοσύνης για στάθμη γνώσης “Κανονική”
- $\gamma_M = 2,70$ ο συντελεστής ασφαλείας για στατική ανάλυση

Σύμφωνα με τα παραπάνω, η διατμητική αντοχή σχεδιασμού του υπερθύρου λόγω ευμενούς επίδρασης του αξονικού φορτίου είναι ίση με:

$$f_{vd} = \frac{f_{vm0}}{CF_{EG2} \cdot \gamma_M} + 0,4 \frac{N}{D' \cdot t} = \frac{28}{1,20 \cdot 2,70} + 0,4 \frac{3,2}{4,0 \cdot 0,6} = 10,58 \text{ KPa}$$

η οποία δεν υπερβαίνει τη μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή

$$f_{vd,max} = \frac{0,065 \cdot f_m}{CF_{EG2} \cdot \gamma_M} = \frac{0,065 \cdot 1840}{1,20 \cdot 2,70} = 36,91 \text{ KPa}$$

και έτσι ισχύει:

$$V_f = 10,58 \cdot 1,1 \cdot 0,6 = 6,98 \text{ KN}$$

Παρατήρηση 5^η: Η παραπάνω σχέση υπολογισμού της διατμητικής ικανότητας ενός υπερθύρου έναντι τέμνουσας δεν ενδείκνυται για αργολιθοδομή. Ο ενδεδειγμένος έλεγχος δίνεται ακολούθως.

Έλεγχος έναντι διαγώνιας εφελκυστικής αστοχίας

Σύμφωνα με την §7.1.2.3 του *KADET*, μπορεί να υπολογιστεί η διατμητική αντοχή ενός τοίχου έναντι διαγώνιας εφελκυστικής αστοχίας από τη σχέση

$$V_f = f_{vd,t} \cdot D \cdot t$$

όπου

- $D = 1,1 \text{ m}$ το πλάτος του υπερθύρου
- $H = 1,2 \text{ m}$ το ύψος του υπερθύρου
- $t = 0,6 \text{ m}$ το πάχος του υπερθύρου
- $f_m = 1,84 \text{ MPa}$ η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας (§1.3.3)
- $CF_{EG2} = 1,20$ ο συντελεστής εμπιστοσύνης για στάθμη γνώσης “Κανονική”
- $\gamma_M = 2,70$ ο συντελεστής ασφαλείας για στατική ανάλυση

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας είναι ίση με:

$$f_d = \frac{f_m}{CF_{EG2}} = \frac{1,84}{1,20} = 1,53 \text{ MPa}$$

- $N = 3,2 \text{ KN}$ η δρώσα θλιπτική δύναμη επομένως

$$v_d = \frac{N}{D \cdot t \cdot f_d} = \frac{3,2}{4,0 \cdot 0,6 \cdot 1530} = 0,003$$

- Με βάση τις διαστάσεις του υπερθύρου προκύπτει ο συντελεστής K ο οποίος ισούται με

$$K = 1 - 0,5 \cdot \frac{H}{L} = 1 + 0,5 \cdot \frac{2,80}{4,0} = 1,35 \quad (1,0 \leq K \leq 1,5)$$

- $f_{vm0} = 0,028 \text{ MPa}$ η μέση αρχική διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας άρα

$$f_{vd0} = \frac{f_{vm0}}{C_{FEF2} \cdot \gamma_M} = \frac{28,0}{1,20 \cdot 2,70} = 8,64 \text{ KPa}$$

- $f_{wtd} = 1,5 \cdot f_{vd0} = 1,5 \cdot 8,64 = 12,96 \text{ KPa}$ άρα

$$f_{vd,t} = \frac{1}{1,35} \sqrt{f_{wtd}(f_{wtd} + v_d f_d)} = \frac{1}{1,35} \sqrt{12,96(12,96 + 0,003 \cdot 1530)} = 10,13 \text{ KPa}$$

επομένως, σύμφωνα με την αρχική σχέση προκύπτει αντοχή ίση με

$$V_f = f_{vd,t} \cdot D \cdot t = 10,13 \cdot 1,1 \cdot 0,6 = 6,69 \text{ KN}$$

Παρατήρηση 6^η: Μετά τους υπολογισμούς των διατμητικών αντοχών έναντι κάμψης και διαγώνιας διατμητικής αστοχίας, εξετάζεται ποια από τις δύο είναι μικρότερη. Αυτή θα συγκριθεί με τη δρώσα διατμητική δύναμη.

$$V_f = \min\{0,73 ; 6,69\} = 0,73 \text{ KN}$$

Από τη στατική ανάλυση προκύπτει ότι

$$V_{Ed} = 38,5 \text{ KN}$$

επομένως

$$V_f = 0,73 \text{ KN} < V_{Ed} = 38,5 \text{ KN}$$

Παρατήρηση 7^η: Από την παραπάνω σύγκριση προκύπτει ότι ο έλεγχος επάρκειας του υπερθύρου Υ1 για στατικούς συνδυασμούς φόρτισης **ΔΕΝ ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ**.

1.3.8.2.2 Σεισμική ανάλυση υπερθύρου Υ1 για Κανονισμό 1959, 1985 και EC8-1

Η σεισμική ανάλυση του υπερθύρου πραγματοποιείται για το σεισμικό συνδυασμό φόρτισης $E_d = \Sigma G_{k,j} + "P" + "A_{Ed}" + "\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$.

Έλεγχος για στάθμη επιτελεστικότητας “Περιορισμού Βλαβών” (DL)

Έλεγχος έναντι ορθής κάμψης (με κλασσική θεώρηση)

Όλες οι παρακάτω σχέσεις περιέχονται τόσο στο Παράρτημα C του EC8-3 όσο και στον ΚΑΔΕΤ (§7.1.2.3)

Η διατμητική ικανότητα του υπερθύρου, για κάμψη υπό αξονικό φορτίο N , λαμβάνεται ίση με:

$$V_f = \frac{D \cdot N}{2 \cdot H_0} \cdot (1 - 1,15 \cdot v_d)$$

όπου

- $D = 1,1 \text{ m}$ το πλάτος του υπερθύρου
- $t = 0,6 \text{ m}$ το πάχος του υπερθύρου
- $f_m = 1,84 \text{ MPa}$ η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας χωρίς ενίσχυση (§1.3.3)
- $CF_{FR2} = 1,20$ ο συντελεστής εμπιστοσύνης για στάθμη γνώσης “Κανονική”
- $H_{0,1} = 2,4 \text{ m}$ (1959), $H_{0,2} = 2,4 \text{ m}$ (1985) και $H_{0,3} = 2,4 \text{ m}$ (EC8-1) οι αποστάσεις μεταξύ των διατομών ελέγχου και των σημείων μηδενισμού των ροπών για τους τρεις σεισμικούς σχεδιασμού

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας είναι ίση με:

$$f_d = \frac{f_m}{CF_{FR2}} = \frac{1,84}{1,20} = 1,53 \text{ MPa}$$

- $N_1 = 3,2 \text{ KN}$ (1959), $N_2 = 1,2 \text{ KN}$ (1985) και $N_3 = 0,4 \text{ KN}$ (EC8-1) οι δρώσες θλιπτικές αξονικές δυνάμεις για τους τρεις σεισμικούς σχεδιασμού επομένως, το ανηγμένο αξονικό φορτίο για καθέναν από αυτούς προκύπτει ίσο με:

$$v_{d,1} = \frac{N}{D \cdot t \cdot f_d} = \frac{3,2}{4,0 \cdot 0,6 \cdot 1530} = 0,0030 \quad (1959)$$

$$v_{d,2} = \frac{N}{D \cdot t \cdot f_d} = \frac{1,2}{4,0 \cdot 0,6 \cdot 1530} = 0,0012 \quad (1985)$$

$$v_{d,3} = \frac{N}{D \cdot t \cdot f_d} = \frac{0,4}{4,0 \cdot 0,6 \cdot 1530} = 0,0004 \quad (EC8-1)$$

Σύμφωνα με όλα τα παραπάνω επομένως, προκύπτει:

$$V_{f,1} = \frac{4,0 \cdot 741,6}{2 \cdot 5,52} \cdot (1 - 1,15 \cdot 0,202) = 0,73 \text{ KN} \quad (1959)$$

$$V_{f,2} = \frac{4,0 \cdot 702,7}{2 \cdot 3,71} \cdot (1 - 1,15 \cdot 0,191) = 0,27 \text{ KN} \quad (1985)$$

$$V_{f,3} = \frac{4,0 \cdot 399,9}{2 \cdot 2,66} \cdot (1 - 1,15 \cdot 0,109) = 0,09 \text{ KN} \quad (EC8-1)$$

$$V_{f,1} = 0,73 \text{ KN} < V_{Ed,1} = 38,5 \text{ KN} \quad (1959)$$

$$V_{f,2} = 0,27 \text{ KN} < V_{Ed,2} = 20,7 \text{ KN} \quad (1985)$$

$$V_{f,3} = 0,09 \text{ KN} < V_{Ed,3} = 91,4 \text{ KN} \quad (EC8-1)$$

Παρατήρηση 8^η: Από τη σύγκριση των παραπάνω διατμητικών ικανοτήτων με τις δρώσες διατμητικές δυνάμεις προκύπτει ότι το υπέρθυρο Y1 αστοχεί σε κάμψη και για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού.

Παρατήρηση 9^η: Πρέπει να τονιστεί ότι κατά τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής σχεδιασμού η μέση θλιπτική αντοχή δε διαιρείται με το συντελεστή ασφαλείας για σεισμική ανάλυση γ_M .

Εναλλακτικά, σύμφωνα με την §6.6 του ΚΑΔΕΤ, μπορεί να υπολογιστεί η καμπτική αντοχή σχεδιασμού του υπερθύρου με θεώρηση αδρανούς περιοχής ως εξής:

$$M_R = \frac{1}{2} \cdot l^2 \cdot t_w \cdot \sigma_0 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{f_c}\right)$$

όπου

- $l = 1,1 \text{ m}$ το μήκος της διατομής
- $t_w = 0,60 \text{ m}$ το πάχος της διατομής

- $N_1 = 3,2 \text{ KN}$ (1959), $N_2 = 1,2 \text{ KN}$ (1985) και $N_3 = 0,4 \text{ KN}$ (EC8-1) οι δρώσες θλιπτικές δυνάμεις για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού επομένως, οι θλιπτικές τάσεις λόγω αξονικής δράσεως στην διατομή ελέγχου προκύπτουν ίσες με:

$$\sigma_{0,1} = \frac{N}{l \cdot t_w} = \frac{3,2}{4,0 \cdot 0,6} = 4,85 \text{ KPa} \quad (1959)$$

$$\sigma_{0,2} = \frac{N}{l \cdot t_w} = \frac{1,2}{4,0 \cdot 0,6} = 1,82 \text{ KPa} \quad (1985)$$

$$\sigma_{0,3} = \frac{N}{l \cdot t_w} = \frac{0,4}{4,0 \cdot 0,6} = 0,61 \text{ KPa} \quad (\text{EC8-1})$$

- $f_m = 1,84 \text{ MPa}$ η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας (§1.3.3)
- $CF_{EG2} = 1,20$ ο συντελεστής εμπιστοσύνης για στάθμη γνώσης “Κανονική”
- $\gamma_M = 1,80$ ο συντελεστής ασφαλείας για σεισμική ανάλυση
- $f_c = 0,85 \cdot f_m / CF_{EG2} = 0,85 \cdot 1840 / 1,20 = 1303,33 \text{ KPa}$ η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας επομένως

$$M_{R,1} = \frac{1}{2} \cdot 4,0^2 \cdot 0,60 \cdot 4,85 \cdot \left(1 - \frac{4,85}{1303,33}\right) = 1,75 \text{ KNm} \quad (1959)$$

$$M_{R,2} = \frac{1}{2} \cdot 4,0^2 \cdot 0,60 \cdot 1,82 \cdot \left(1 - \frac{1,82}{1303,33}\right) = 0,66 \text{ KNm} \quad (1985)$$

$$M_{R,3} = \frac{1}{2} \cdot 4,0^2 \cdot 0,60 \cdot 0,61 \cdot \left(1 - \frac{0,61}{1303,33}\right) = 0,22 \text{ KNm} \quad (\text{EC8-1})$$

Παρατήρηση 10^η: Πρέπει να τονιστεί ότι κατά τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής σχεδιασμού η μέση θλιπτική αντοχή δε διαιρείται με το συντελεστή ασφαλείας για σεισμική ανάλυση γ_M .

Παρατήρηση 11^η: Εάν πολλαπλασιαστούν οι διατμητικές ικανότητες έναντι κάμψης V_f που υπολογίστηκαν παραπάνω με το ύψος H_0 προκύπτουν ροπές αντοχής περίπου ίσες με αυτές που υπολογίστηκαν σύμφωνα με την §6.6 του ΚΑΔΕΤ.

$$V_{f,1} \cdot H_{0,1} = 0,73 \cdot 2,40 = 1,752 \text{ KNm} \approx M_R = 1,75 \text{ KNm} \quad (1959)$$

$$V_{f,2} \cdot H_{0,2} = 0,27 \cdot 2,40 = 0,648 \text{ KNm} \approx M_R = 0,66 \text{ KNm} \quad (1985)$$

$$V_{f,3} \cdot H_{0,3} = 0,09 \cdot 2,40 = 0,216 \text{ KNm} \approx M_R = 0,22 \text{ KNm} \quad (\text{EC8-1})$$

Έλεγχος έναντι διάτμησης

Όλες οι παρακάτω σχέσεις περιέχονται τόσο στο Παράρτημα C του EC8-3 όσο και στον ΚΑΔΕΤ (§7.1.2.3)

Η διατμητική ικανότητα του υπερθύρου έναντι τέμνουσας υπολογίζεται ως εξής:

$$V_f = f_{vd} \cdot D' \cdot t$$

όπου

- $D' = 1,1 \text{ m}$ το θλιβόμενο μήκος του υπερθύρου
- $t = 0,6 \text{ m}$ το πάχος του υπερθύρου
- $f_{vm0} = 0,028 \text{ MPa}$ η μέση αρχική διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας
- $N_1 = 3,2 \text{ KN}$ (1959), $N_2 = 1,2 \text{ KN}$ (1985) και $N_3 = 0,4 \text{ KN}$ (EC8-1) οι δρώσες θλιπτικές αξονικές δυνάμεις για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού
- $CF_{EG2} = 1,20$ ο συντελεστής εμπιστοσύνης για στάθμη γνώσης “Κανονική”
- $\gamma_M = 1,80$ ο συντελεστής ασφαλείας για σεισμική ανάλυση

Σύμφωνα με τα παραπάνω, η διατμητική αντοχή σχεδιασμού του υπερθύρου λόγω ευμενούς επίδρασης του αξονικού φορτίου για κάθε σεισμό σχεδιασμού είναι ίση με:

$$f_{vd,1} = \frac{f_{vm0}}{CF_{EG2} \cdot \gamma_M} + 0,4 \frac{N}{D' \cdot t} = \frac{28}{1,20 \cdot 1,8} + 0,4 \frac{3,2}{4,0 \cdot 0,6} = 14,90 \text{ KPa} \quad (1959)$$

$$f_{vd,2} = \frac{f_{vm0}}{CF_{EG2} \cdot \gamma_M} + 0,4 \frac{N}{D' \cdot t} = \frac{28}{1,20 \cdot 1,8} + 0,4 \frac{1,2}{4,0 \cdot 0,6} = 13,69 \text{ KPa} \quad (1985)$$

$$f_{vd,3} = \frac{f_{vm0}}{CF_{EG2} \cdot \gamma_M} + 0,4 \frac{N}{D' \cdot t} = \frac{28}{1,20 \cdot 1,8} + 0,4 \frac{0,4}{4,0 \cdot 0,6} = 13,21 \text{ KPa} \quad (\text{EC8-1})$$

η οποία σε καμία περίπτωση δεν υπερβαίνει τη μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή

$$f_{vd,max} = \frac{0,065 \cdot f_m}{CF_{EG2} \cdot \gamma_M} = \frac{0,065 \cdot 1840}{1,20 \cdot 1,8} = 55,37 \text{ KPa}$$

και έτσι ισχύει:

$$V_{f,1} = 14,90 \cdot 1,1 \cdot 0,6 = 9,84 \text{ KN} \quad (1959)$$

$$V_{f,2} = 13,69 \cdot 1,1 \cdot 0,6 = 9,04 \text{ KN} \quad (1985)$$

$$V_{f,3} = 13,21 \cdot 1,1 \cdot 0,6 = 8,72 \text{ KN} \quad (\text{EC8-1})$$

Παρατήρηση 12^η: Η παραπάνω σχέση υπολογισμού της διατμητικής ικανότητας ενός πεσσού έναντι τέμνουσας δεν ενδείκνυται για αργολιθοδομή. Ο ενδεδειγμένος έλεγχος δίνεται ακολούθως.

Έλεγχος έναντι διαγώνιας εφελκυστικής αστοχίας

Σύμφωνα με την §7.1.2.3 του *KADET*, μπορεί να υπολογιστεί η διατμητική αντοχή ενός τοίχου έναντι διαγώνιας εφελκυστικής αστοχίας από τη σχέση

$$V_f = f_{vd,t} \cdot D \cdot t$$

όπου

- $D = 1,1 \text{ m}$ το πλάτος του υπερθύρου
- $H = 1,2 \text{ m}$ το ύψος του υπερθύρου
- $t = 0,6 \text{ m}$ το πάχος του υπερθύρου
- $f_m = 1,84 \text{ MPa}$ η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας (§1.3.3)
- $CF_{EG2} = 1,20$ ο συντελεστής εμπιστοσύνης για στάθμη γνώσης “Κανονική”
- $\gamma_M = 1,80$ ο συντελεστής ασφαλείας για σεισμική ανάλυση

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας είναι ίση με:

$$f_d = \frac{f_m}{CF_{EG2}} = \frac{1,84}{1,20} = 1,53 \text{ MPa}$$

- $N_1 = 3,2 \text{ KN}$ (1959), $N_2 = 1,2 \text{ KN}$ (1985) και $N_3 = 0,4 \text{ KN}$ (EC8-1) οι δρώσες θλιπτικές δυνάμεις για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού επομένως

$$v_{d,1} = \frac{N_1}{D \cdot t \cdot f_d} = \frac{3,2}{4,0 \cdot 0,6 \cdot 1530} = 0,0030 \quad (1959)$$

$$v_{d,2} = \frac{N_2}{D \cdot t \cdot f_d} = \frac{1,2}{4,0 \cdot 0,6 \cdot 1530} = 0,0012 \quad (1985)$$

$$v_{d,3} = \frac{N_3}{D \cdot t \cdot f_d} = \frac{0,4}{4,0 \cdot 0,6 \cdot 1530} = 0,0004 \quad (\text{EC8-1})$$

- Με βάση τις διαστάσεις του υπερθύρου προκύπτει ο συντελεστής K ο οποίος ισούται με

$$K = 1 + 0,5 \cdot \frac{H}{L} = 1 + 0,5 \cdot \frac{1,2}{1,1} = 1,55 \quad (1,0 \leq K \leq 1,5)$$

άρα ο συντελεστής K λαμβάνει τη μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή 1,5

- $f_{vm0} = 0,028 \text{ MPa}$ η μέση αρχική διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας άρα

$$f_{vd0} = \frac{f_{vm0}}{CF_{EG2} \cdot \gamma_M} = \frac{28,0}{1,20 \cdot 1,80} = 12,96 \text{ KPa}$$

- $f_{wtd} = 1,5 \cdot f_{vd0} = 1,5 \cdot 12,96 = 19,44 \text{ KPa}$ άρα

$$f_{vd,t,1} = \frac{1}{1,35} \sqrt{f_{wtd}(f_{wtd} + v_{afd})} = \frac{1}{1,35} \sqrt{19,44(19,44 + 0,0030 \cdot 1530)} = 14,5 \text{ KPa}$$

$$f_{vd,t,2} = \frac{1}{1,35} \sqrt{f_{wtd}(f_{wtd} + v_{afd})} = \frac{1}{1,35} \sqrt{19,44(19,44 + 0,0012 \cdot 1530)} = 13,6 \text{ KPa}$$

$$f_{vd,t,3} = \frac{1}{1,35} \sqrt{f_{wtd}(f_{wtd} + v_{afd})} = \frac{1}{1,35} \sqrt{19,44(19,44 + 0,0004 \cdot 1530)} = 13,2 \text{ KPa}$$

επομένως, σύμφωνα με την αρχική σχέση προκύπτει αντοχή για κάθε σεισμό σχεδιασμού ίση με

$$V_{f,1} = f_{vd,t,1} \cdot D \cdot t = 14,5 \cdot 1,1 \cdot 0,6 = 9,57 \text{ KN} \quad (1959)$$

$$V_{f,2} = f_{vd,t,2} \cdot D \cdot t = 13,6 \cdot 1,1 \cdot 0,6 = 8,95 \text{ KN} \quad (1985)$$

$$V_{f,3} = f_{vd,t,3} \cdot D \cdot t = 13,2 \cdot 1,1 \cdot 0,6 = 8,69 \text{ KN} \quad (\text{EC8-1})$$

Παρατήρηση 13^η: Μετά τους υπολογισμούς των διατμητικών αντοχών έναντι κάμψης και διαγώνιας διατμητικής αστοχίας, για κάθε σεισμό σχεδιασμού, εξετάζεται ποια από τις δύο είναι μικρότερη. Αυτή θα ελεγχθεί με τη δρώσα διατμητική δύναμη. Αναλυτικά:

$$V_{f,1} = \min\{0,73 ; 9,57\} = 0,73 \text{ KN} \quad (1959)$$

$$V_{f,2} = \min\{0,27 ; 8,95\} = 0,27 \text{ KN} \quad (1985)$$

$$V_{f,3} = \min\{0,09 ; 8,69\} = 0,09 \text{ KN} \quad (\text{EC8-1})$$

Από τις αναλύσεις για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού προκύπτει ότι

$$V_{Ed,1} = 38,5 \text{ KN} \quad (1959)$$

$$V_{Ed,2} = 20,7 \text{ KN} \quad (1985)$$

$$V_{Ed,3} = 91,4 \text{ KN} \quad (\text{EC8-1})$$

επομένως

$$V_{f,1} = 0,73 \text{ KN} < V_{Ed,1} = 38,5 \text{ KN} \quad (1959)$$

$$V_{f,2} = 0,27 \text{ KN} < V_{Ed,2} = 20,7 \text{ KN} \quad (1985)$$

$$V_{f,3} = 0,09 \text{ KN} < V_{Ed,3} = 91,4 \text{ KN} \quad (\text{EC8-1})$$

Παρατήρηση 14^η: Από τις παραπάνω συγκρίσεις προκύπτει ότι ο έλεγχος επάρκειας του πεσσού Π1 κατά *EC8* για στάθμη επιτελεστικότητας “Περιορισμού Βλαβών” (DL) **ΔΕΝ ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ** για κανένα σεισμό σχεδιασμού. Αυτό σημαίνει ότι ο έλεγχος επάρκειας του πεσσού για τους σεισμούς σχεδιασμού αυτούς θα πραγματοποιηθεί για στάθμη επιτελεστικότητας “Σημαντικών Βλαβών” (SD).

Έλεγχος για στάθμη επιτελεστικότητας “Σημαντικών Βλαβών” (SD)

Από την ανάλυση του φορέα προέκυψαν οι ακόλουθες μετακινήσεις στα άκρα του πεσσού για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού:

$$u_j = -1,27 \text{ mm} \quad u_i = +0,00 \text{ mm} \quad (1959)$$

$$u_j = -1,30 \text{ mm} \quad u_i = +0,00 \text{ mm} \quad (1985)$$

$$u_j = -1,45 \text{ mm} \quad u_i = +0,00 \text{ mm} \quad (\text{EC8-1})$$

Με βάση τις παραπάνω μετακινήσεις και το συνολικό ύψος του πεσσού ($H = 2,80\text{m}$) υπολογίζονται οι σχετικές μετακινήσεις του ως εξής:

$$\delta_1 = \frac{|u_j - u_i|}{H} = \frac{|-1,27 + 0,00|}{1100} = 0,00106 \quad (1959)$$

$$\delta_2 = \frac{|u_j - u_i|}{H} = \frac{|-1,30 + 0,01|}{1100} = 0,00108 \quad (1985)$$

$$\delta_3 = \frac{|u_j - u_i|}{H} = \frac{|-1,45 + 0,00|}{1100} = 0,00121 \quad (EC8-1)$$

οι οποίες παρατηρείται ότι, για δευτερεύοντα στοιχεία (υπέρθυρα) που ελέγχονται από την κάμψη (η κάμψη προέκυψε δυσμενέστερη παραπάνω) δεν υπερβαίνουν τη μέγιστη επιτρεπόμενη σχετική μετακίνηση. Αναλυτικά:

$$\delta_1 = 0,00106 < \delta_u = 0,012 \cdot \frac{H_0}{D} = 0,012 \cdot \frac{2,4}{1,1} = 0,026 \quad (1959)$$

$$\delta_2 = 0,00108 < \delta_u = 0,012 \cdot \frac{H_0}{D} = 0,012 \cdot \frac{2,4}{1,1} = 0,026 \quad (1985)$$

$$\delta_3 = 0,00121 < \delta_u = 0,012 \cdot \frac{H_0}{D} = 0,012 \cdot \frac{2,4}{1,1} = 0,026 \quad (EC8-1)$$

επομένως το υπέρθυρο Y1 θα υποστεί Σημαντικές Βλάβες (SD) κατά τους σεισμούς σχεδιασμού του 1959, του 1985 και του EC8-1.

1.3.9 Αποτίμηση ενισχυμένου με ένεμα μάζας φορέα

1.3.9.1 Επιλογή μεθόδου ενίσχυσης

Όπως παρουσιάστηκε στην §1.3.7 αλλά και στους πίνακες διαστασιολόγησης του παραρτήματος, ορισμένα μέλη της κατασκευής από τοιχοποιία που εξετάζεται αστοχούν κατά την πραγματοποίηση των ελέγχων επάρκειας των ισχυόντων κανονισμών. Αυτό οφείλεται στη χαμηλή ποιότητα και επομένως στις μηχανικές ιδιότητες της αρχικής τοιχοποιίας του φορέα. Αποφασίζεται, λοιπόν, η τοιχοποιία να ενισχυθεί με ένεμα μάζας θλιπτικής αντοχής $f_{gr,c} = 10 \text{ MPa}$. Στη συνέχεια υπολογίζονται οι μηχανικές ιδιότητες της ενισχυμένης με ένεμα τοιχοποιίας και ακολούθως πραγματοποιούνται οι απαιτούμενοι έλεγχοι επάρκειας των μελών.

1.3.9.2 Υπολογισμός αντοχών ενισχυμένης τοιχοποιίας

Θλιπτική αντοχή ενισχυμένης με ένεμα τριστρωτης τοιχοποιίας (§8.1.2 του ΚΑΔΕΤ):

Η θλιπτική αντοχή τρίστρωτης τοιχοποιίας μετά από την εφαρμογή ενεμάτων υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$f_{wcs} = f_{wco} \cdot \left(1 + 1,25 \cdot \frac{V_i}{V_w} \cdot \frac{\sqrt{f_{grc}}}{f_{wco}} \right)$$

όπου

- $f_{wco} = 1,84 \text{ MPa}$ η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας πριν την ενίσχυση
 - $V_i/V_w = 0,35$ ο λόγος του όγκου του αρχικού υλικού πληρώσεως προς τον όγκο της τοιχοποιίας
 - $f_{gr,c} = 10 \text{ MPa}$ η θλιπτική αντοχή του ενέματος
- επομένως, σύμφωνα με τα παραπάνω, προκύπτει μέση θλιπτική αντοχή ενισχυμένης τοιχοποιίας ίση με

$$f_{wcs} = f_{wco} \cdot \left(1 + 1,25 \cdot \frac{V_i}{V_w} \cdot \frac{\sqrt{f_{grc}}}{f_{wco}} \right) = 1,84 \cdot \left(1 + 1,25 \cdot 0,35 \cdot \frac{\sqrt{10,0}}{1,84} \right) = 3,22 \text{ MPa}$$

Διατμητική αντοχή ενισχυμένης με ένεμα τοιχοποιίας (§8.1.2 του ΚΑΔΕΤ):

Η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας μετά την εφαρμογή ενέματος υδραυλικής ασβέστου θεωρείται ότι αυξάνεται στο 200% της αρχικής της τιμής επομένως:

$$f_{vm0,ενισχ} = 2 \cdot f_{vm0} = 2 \cdot 0,028 = 0,056 \text{ MPa}$$

1.3.9.3 Έλεγχοι επάρκειας πεσσού Π1 με ομογενοποίηση

Στην παράγραφο αυτή ελέγχεται η επάρκεια του πεσσού Π1 με ομογενοποίηση για στατική και σεισμική ανάλυση. Οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται είναι οι ακόλουθοι:

- Ικανότητα έναντι εντός επιπέδου ορθής κάμψης
- Ικανότητα έναντι διάτμησης
- Ικανότητα έναντι εκτός επιπέδου κάμψης (παράλληλα και κάθετα στους οριζόντιους αρμούς)
- Ικανότητα έναντι κατακορύφων φορτίων

1.3.9.3.1 Στατική ανάλυση πεσσού Π1

Η στατική ανάλυση του πεσσού πραγματοποιείται για το στατικό συνδυασμό φόρτισης $1,35 \cdot G + 1,50 \cdot Q$.

Έλεγχος έναντι ορθής κάμψης (με κλασσική θεώρηση)

Όλες οι παρακάτω σχέσεις περιέχονται τόσο στο Παράρτημα C του EC8-3 όσο και στον ΚΑΔΕΤ (§7.1.2.3).

Η διατμητική ικανότητα του πεσσού, για κάμψη υπό αξονικό φορτίο N , είναι ίση με:

$$V_f = \frac{D \cdot N}{2 \cdot H_0} \cdot (1 - 1,15 \cdot v_d)$$

όπου

- $D = 4,0 \text{ m}$ το πλάτος του πεσσού
- $t = 0,6 \text{ m}$ το πάχος του πεσσού
- $f_m = 3,22 \text{ MPa}$ η μέση θλιπτική αντοχή της ενισχυμένης τοιχοποιίας (§1.3.8.2)
- $CF_{EG2} = 1,20$ ο συντελεστής εμπιστοσύνης για στάθμη γνώσης “Κανονική”
- $H_0 = 5,6 \text{ m}$ η απόσταση μεταξύ της διατομής ελέγχου και του σημείου μηδενισμού των ροπών

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας είναι ίση με:

$$f_d = \frac{f_m}{CF_{EG2}} = \frac{3,22}{1,20} = 2,68 \text{ MPa}$$

- $N = 1109,8 \text{ KN}$ η δρώσα θλιπτική αξονική δύναμη επομένως, το ανηγμένο αξονικό φορτίο είναι ίσο με:

$$v_d = \frac{N}{D \cdot t \cdot f_d} = \frac{1109,8}{4,0 \cdot 0,6 \cdot 2680} = 0,172$$

Σύμφωνα με τα παραπάνω επομένως, προκύπτει:

$$V_f = \frac{4,0 \cdot 1109,8}{2 \cdot 5,6} \cdot (1 - 1,15 \cdot 0,172) = 317,81 \text{ KN}$$

Παρατήρηση 1^η: Από τη σύγκριση της παραπάνω διατμητικής ικανότητας με τη δρώσα διατμητική δύναμη προκύπτει ότι ο πεσσός Π1 δεν αστοχεί σε κάμψη.

$$V_f = 317,81 \text{ KN} > V_{Ed} = 148,2 \text{ KN}$$

Παρατήρηση 2^η: Πρέπει να τονιστεί ότι κατά τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής σχεδιασμού η μέση θλιπτική αντοχή δε διαιρείται με το συντελεστή ασφαλείας για στατική ανάλυση γ_M .

Εναλλακτικά, σύμφωνα με την §6.6 του ΚΑΔΕΤ, μπορεί να υπολογιστεί η καμπτική αντοχή σχεδιασμού του πεσσού με θεώρηση αδρανούς περιοχής ως εξής:

$$M_R = \frac{1}{2} \cdot l^2 \cdot t_w \cdot \sigma_0 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{f_c}\right)$$

όπου

- $l = 4,0 \text{ m}$ το μήκος της διατομής
- $t_w = 0,60 \text{ m}$ το πάχος της διατομής
- $N = 1109,8 \text{ KN}$ η δρώσα θλιπτική αξονική δύναμη επομένως, η θλιπτική τάση λόγω αξονικής δράσεως στην διατομή ελέγχου είναι ίση με

$$\sigma_0 = \frac{N}{l \cdot t_w} = \frac{1109,8}{4,0 \cdot 0,6} = 462,42 \text{ KPa}$$

- $f_m = 3,22 \text{ MPa}$ η μέση θλιπτική αντοχή της ενισχυμένης τοιχοποιίας (§1.3.8.2)
- $CF_{EG2} = 1,20$ ο συντελεστής εμπιστοσύνης για στάθμη γνώσης “Κανονική”
- $\gamma_M = 2,70$ ο συντελεστής ασφαλείας για στατική ανάλυση
- $f_c = 0,85 \cdot f_m / CF_{EG2} = 0,85 \cdot 3220 / 1,20 = 2280,83 \text{ KPa}$ η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας επομένως

$$M_R = \frac{1}{2} \cdot 4,0^2 \cdot 0,60 \cdot 462,42 \cdot \left(1 - \frac{462,42}{2280,83}\right) = 1769,6 \text{ KNm}$$

Παρατήρηση 3^η: Πρέπει να τονιστεί ότι κατά τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής σχεδιασμού η μέση θλιπτική αντοχή δε διαιρείται με το συντελεστή ασφαλείας για στατική ανάλυση γ_M .

Παρατήρηση 4^η: Εάν πολλαπλασιαστεί η διατμητική ικανότητα έναντι κάμψης V_f που υπολογίστηκε παραπάνω με το ύψος H_0 προκύπτει ροπή αντοχής περίπου ίση με αυτή που υπολογίστηκε σύμφωνα με την §6.6 του ΚΑΔΕΤ. Αναλυτικά:

$$V_f \cdot H_0 = 317,81 \cdot 5,60 = 1779,7 \text{ KNm} \approx M_R = 1769,6 \text{ KNm}$$

Έλεγχος έναντι διάτμησης

Όλες οι παρακάτω σχέσεις περιέχονται τόσο στο Παράρτημα C του EC8-3 όσο και στον ΚΑΔΕΤ (§7.1.2.3).

Η διατμητική ικανότητα του πεσσού έναντι τέμνουσας είναι ίση με:

$$V_f = f_{vd} \cdot D' \cdot t$$

όπου

- $D' = 4,0 \text{ m}$ το θλιβόμενο μήκος του πεσσού
- $t = 0,6 \text{ m}$ το πάχος του πεσσού
- $f_{vm0} = 0,056 \text{ MPa}$ η μέση αρχική διατμητική αντοχή της ενισχυμένης τοιχοποιίας
- $N = 1109,8 \text{ KN}$ η δρώσα θλιπτική αξονική δύναμη
- $CF_{EG2} = 1,20$ ο συντελεστής εμπιστοσύνης για στάθμη γνώσης “Κανονική”
- $\gamma_M = 2,70$ ο συντελεστής ασφαλείας για στατική ανάλυση

Σύμφωνα με τα παραπάνω, η διατμητική αντοχή σχεδιασμού του πεσσού λόγω ευμενούς επίδρασης του αξονικού φορτίου είναι ίση με:

$$f_{vd} = \frac{f_{vm0}}{CF_{EG2} \cdot \gamma_M} + 0,4 \frac{N}{D' \cdot t} = \frac{56}{1,20 \cdot 2,70} + 0,4 \frac{1109,8}{4,0 \cdot 0,6} = 202,25 \text{ KPa}$$

η οποία ωστόσο υπερβαίνει τη μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή

$$f_{vd,max} = \frac{0,065 \cdot f_m}{CF_{EG2} \cdot \gamma_M} = \frac{0,065 \cdot 3220}{1,20 \cdot 2,70} = 64,6 \text{ KPa}$$

άρα η τελική διατμητική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας είναι ίση με 64,6 KPa και έτσι ισχύει:

$$V_f = 64,6 \cdot 4,0 \cdot 0,6 = 155,04 \text{ KN}$$

Παρατήρηση 5^η: Η παραπάνω σχέση υπολογισμού της διατμητικής ικανότητας ενός πεσσού έναντι τέμνουσας δεν ενδείκνυται για αργολιθοδομή. Ο ενδεδειγμένος έλεγχος δίνεται ακολούθως.

Έλεγχος έναντι διαγώνιας εφελκυστικής αστοχίας

Σύμφωνα με την §7.1.2.3 του *KAΔΕΤ*, μπορεί να υπολογιστεί η διατμητική αντοχή ενός τοίχου έναντι διαγώνιας εφελκυστικής αστοχίας από τη σχέση

$$V_f = f_{vd,t} \cdot D \cdot t$$

όπου

- $D = 4,0 \text{ m}$ το πλάτος του πεσσού
- $H = 2,80 \text{ m}$ το ύψος του πεσσού
- $t = 0,6 \text{ m}$ το πάχος του πεσσού
- $f_m = 3,22 \text{ MPa}$ η μέση θλιπτική αντοχή της ενισχυμένης τοιχοποιίας (§1.3.8.2)
- $CF_{EG2} = 1,20$ ο συντελεστής εμπιστοσύνης για στάθμη γνώσης “Κανονική”
- $\gamma_M = 2,70$ ο συντελεστής ασφαλείας για στατική ανάλυση

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας είναι ίση με:

$$f_d = \frac{f_m}{CF_{EG2}} = \frac{3,22}{1,20} = 2,68 \text{ MPa}$$

- $N = 1109,8 \text{ KN}$ η δρώσα θλιπτική δύναμη επομένως

$$v_d = \frac{N}{D \cdot t \cdot f_d} = \frac{1109,8}{4,0 \cdot 0,6 \cdot 1530} = 0,172$$

- Με βάση τις διαστάσεις του πεσσού προκύπτει ο συντελεστής K ο οποίος ισούται με

$$K = 1 - 0,5 \cdot \frac{H}{L} = 1 + 0,5 \cdot \frac{2,80}{4,0} = 1,35 \quad (1,0 \leq K \leq 1,5)$$

- $f_{vm0} = 0,056 \text{ MPa}$ η μέση αρχική διατμητική αντοχή της ενισχυμένης τοιχοποιίας άρα

$$f_{vdo} = \frac{f_{vm0}}{CF_{EG2} \cdot \gamma_M} = \frac{56,0}{1,20 \cdot 2,70} = 17,28 \text{ KPa}$$

- $f_{wtd} = 1,5 \cdot f_{vdo} = 1,5 \cdot 17,28 = 25,92 \text{ KPa}$ άρα

$$f_{vd,t} = \frac{1}{1,35} \sqrt{f_{wtd}(f_{wtd} + v_d f_d)} = \frac{1}{1,35} \sqrt{25,92(25,92 + 0,172 \cdot 2680)} = 83,35 \text{ KPa}$$

επομένως, σύμφωνα με την αρχική σχέση προκύπτει αντοχή ίση με

$$V_f = f_{vd,t} \cdot D \cdot t = 83,35 \cdot 4,0 \cdot 0,6 = 200,04 \text{ KN}$$

Παρατήρηση 6^η: Μετά τους υπολογισμούς των διατμητικών αντοχών έναντι κάμψης και διαγώνιας διατμητικής αστοχίας, για κάθε σεισμό σχεδιασμού, εξετάζεται ποια από τις δύο είναι μικρότερη. Αυτή θα συγκριθεί με τη δρώσα διατμητική δύναμη.

$$V_f = \min\{317,81 ; 200,04\} = 200,04 \text{ KN}$$

Από τη στατική ανάλυση για προκύπτει ότι

$$V_{Ed} = 148,2 \text{ KN}$$

επομένως

$$V_f = 200,04 \text{ KN} > V_{Ed} = 148,2 \text{ KN}$$

Παρατήρηση 7^η: Από την παραπάνω σύγκριση προκύπτει ότι ο έλεγχος επάρκειας του πεσσού Π1 για στατικούς συνδυασμούς φόρτισης **ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ**.

Έλεγχος έναντι εκτός επιπέδου κάμψης

- 1) Εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς με θεώρηση ανενεργού περιοχής:

Όπως αποδείχθη στην §1.3.7.1.1, ο έλεγχος του πεσσού Π1 για εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς ικανοποιείται για μη ενισχυμένη τοιχοποιία και στατική ανάλυση. Επομένως, η αναλυτική παρουσίαση του ελέγχου αυτού για ενισχυμένη τοιχοποιία παραλείπεται.

- 2) Εκτός επιπέδου κάμψη κάθετα στους οριζόντιους αρμούς με κλασσική θεώρηση:

Όπως αποδείχθη στην §1.3.7.1.1, ο έλεγχος του πεσσού Π1 για εκτός επιπέδου κάμψη κάθετα στους οριζόντιους αρμούς ικανοποιείται για μη ενισχυμένη τοιχοποιία και στατική ανάλυση. Επομένως, η αναλυτική παρουσίαση του ελέγχου αυτού για ενισχυμένη τοιχοποιία παραλείπεται.

Έλεγχος έναντι κατακορύφων φορτίων:

1) Στην κορυφή:

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας, το κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού σε έναν άοπλο τοίχο (N_{Ed}) πρέπει να είναι μικρότερο ή ίσο με την αντίσταση σχεδιασμού του έναντι κατακορύφων φορτίων N_{Rd} , σύμφωνα με την §6.1 του *EC6*. Σε αυτή την περίπτωση η αντοχή σχεδιασμού υπολογίζεται ως εξής:

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

όπου

- $D = 4,0 \text{ m}$ το μήκος του πεσσού
- $t = 0,6 \text{ m}$ το πάχος του πεσσού
- $f_k = 2,68 \text{ MPa}$ η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της ενισχυμένης τοιχοποιίας κατά τον *EC6*
- $\gamma_M = 2,70$ ο συντελεστής ασφαλείας για στατική ανάλυση

Η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας υπολογίζεται ως εξής:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{2680}{2,70} = 992,59 \text{ KPa}$$

Για έλεγχο στην κορυφή του πεσσού ο μειωτικός συντελεστής Φ υπολογίζεται ως εξής:

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

όπου

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} > 0,05t$$

όπου

$$\frac{M_{id}}{N_{id}} = 2,211 \text{ cm}$$

$$e_{he} = 0$$

$$e_{init} = h_{eff}/450$$

όπου

$$h_{eff} = \rho_n \cdot h$$

όπου $\rho_n = \rho_3$ για δέσμευση του πεσσού σε 3 πλευρές επομένως, για 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, ισχύει

$$\rho_2 = 0,75$$

άρα, για $h = 2,80 \text{ m} < 3,5 \cdot l = 14,0 \text{ m}$, το ρ_3 υπολογίζεται ως εξής:

$$\rho_3 = \frac{1}{1 + \left(\frac{\rho_2 \cdot h}{3 \cdot l}\right)^2} \cdot \rho_2 = \frac{1}{1 + \left(\frac{0,75 \cdot 2,8}{3 \cdot 4}\right)^2} \cdot 0,75 = 0,728$$

$$h_{eff} = \rho_3 \cdot h = 0,728 \cdot 2,8 = 2,04 \text{ m}$$

$$e_{init} = \frac{h_{eff}}{450} = \frac{2,04}{450} = 0,0045 \text{ m} = 0,45 \text{ cm}$$

$$e_i = 2,211 + 0,45 = 2,661 \text{ cm} < 0,05 \cdot 60 = 3,00 \text{ cm}$$

επομένως η εκκεντρότητα e_i λαμβάνει την ελάχιστη επιτρεπόμενη τιμή των 3,00 cm.

$$e_i = 3,00 \text{ cm}$$

Ο μειωτικός συντελεστής Φ επομένως ισούται με:

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{3}{60} = 0,90$$

και η τελική τιμή της θλιπτικής αντοχής ισούται με

$$N_{Rd} = \Phi \cdot D \cdot t \cdot f_d = 0,90 \cdot 4,0 \cdot 0,6 \cdot 992,59 = 2143,99 \text{ KN}$$

Ισχύει

$$N_{Rd} = 2143,99 \text{ KN} > N_{Ed} = 1165,88 \text{ KN}$$

επομένως ο έλεγχος έναντι κατακορύφων φορτίων στην κορυφή του πεσσού ΠΙ **ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ.**

2) Στο μέσο:

Σε αυτή την περίπτωση η αντοχή σχεδιασμού υπολογίζεται ως εξής:

$$N_{Rd} = \Phi_m \cdot D \cdot t \cdot f_d$$

όπου ο μειωτικός συντελεστής Φ υπολογίζεται μέσω της σχέσης:

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

Επειδή $E=1000f_k$ ισχύει

$$u = \frac{\frac{h_{eff}}{t_{eff}} - 2}{23 - 37 \cdot \frac{e_{mk}}{t}}$$

όπου

$h_{eff} = 2,04 \text{ m}$ όπως υπολογίστηκε παραπάνω

$t_{eff} = 0,60 \text{ m}$ το πάχος του πεσσού

η εκκεντρότητα υπολογίζεται μέσω της σχέσης $e_{mk} = e_m + e_k > 0,05t$ όπου

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} + e_{init}$$

Ισχύει ότι

$$\frac{M_{md}}{N_{md}} = 0,718 \text{ cm}$$

$$e_{hm} = 0$$

$$e_{init} = 0,453 \text{ cm}$$

Επομένως

$$e_m = 0,718 + 0,453 = 1,171 \text{ cm}$$

Επίσης ισχύει ότι

$$e_k = 0,002 \cdot \varphi_\infty \cdot \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{t \cdot e_m}$$

όπου

$$\varphi_\infty = 0,50$$

$$h_{eff} = 2,04m$$

$$t_{eff} = 0,60m$$

επομένως

$$e_k = 0,002 \cdot 0,50 \cdot \frac{2,04}{0,60} \cdot \sqrt{60 \cdot 1,171} = 0,028 \text{ cm}$$

άρα

$$e_{mk} = 1,171 + 0,028 = 1,199 \text{ cm} < 0,05 \cdot 60 = 3,00 \text{ cm}$$

άρα η εκκεντρότητα e_{mk} λαμβάνει την ελάχιστη επιτρεπόμενη τιμή των 3,00 cm.

Η τιμή u ισούται με:

$$u = \frac{\frac{2,04}{0,60} - 2}{23 - 37 \cdot \frac{3,00}{60,00}} = 0,066$$

Επίσης ισχύει

$$A_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{3}{60} = 0,90$$

Σύμφωνα με τα παραπάνω, ο μειωτικός συντελεστής Φ_m ισούται με

$$\Phi_m = A_i \cdot e^{-\frac{u^2}{2}} = 0,90 \cdot e^{-\frac{0,066^2}{2}} = 0,898$$

και η τελική τιμή της θλιπτικής αντοχής με

$$N_{Rd} = \Phi_m \cdot D \cdot t \cdot f_d = 0,898 \cdot 4,0 \cdot 0,6 \cdot 992,59 = 2139,23 \text{ KN}$$

Ισχύει

$$N_{Rd} = 2139,23 \text{ KN} > N_{Ed} = 1394,12 \text{ KN}$$

επομένως, ο έλεγχος έναντι κατακορύφων φορτίων στο μέσο του πεσσού Π1
ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ.

3) Στη βάση:

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας, το κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού σε έναν άοπλο τοίχο (N_{Ed}) πρέπει να είναι μικρότερο ή ίσο με την αντίσταση σχεδιασμού του έναντι κατακορύφων φορτίων N_{Rd} , σύμφωνα με την §6.1 του *EC6*. Σε αυτή την περίπτωση η αντοχή σχεδιασμού υπολογίζεται ως εξής:

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

όπου

- $D = 4,00 \text{ m}$ το μήκος του πεσσού
- $t = 0,6 \text{ m}$ το πάχος του πεσσού
- $f_k = 2,68 \text{ MPa}$ η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας κατά τον *EC6*
- $\gamma_M = 2,70$ ο συντελεστής ασφαλείας για στατική ανάλυση

Η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας υπολογίζεται ως εξής:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{2680}{2,70} = 992,59 \text{ KPa}$$

Για έλεγχο στην κορυφή του πεσσού ο μειωτικός συντελεστής Φ υπολογίζεται ως εξής:

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

όπου

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} > 0,05t$$

όπου

$$\frac{M_{id}}{N_{id}} = 0,562 \text{ cm}$$

$$e_{he} = 0$$

$$e_{init} = h_{eff}/450$$

όπου

$$h_{eff} = \rho_n \cdot h$$

όπου $\rho_n = \rho_3$ για δέσμευση του πεσσού σε 3 πλευρές επομένως, για 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, ισχύει

$$\rho_2 = 0,75$$

άρα, για $h = 2,80m < 3,5l = 14m$, το ρ_3 υπολογίζεται ως εξής:

$$\rho_3 = \frac{1}{1 + \left(\frac{\rho_2 \cdot h}{3 \cdot l}\right)^2} \cdot \rho_2 = \frac{1}{1 + \left(\frac{0,75 \cdot 2,8}{3 \cdot 4}\right)^2} \cdot 0,75 = 0,728$$

$$h_{eff} = \rho_3 \cdot h = 0,728 \cdot 2,8 = 2,04 \text{ m}$$

$$e_{init} = h_{eff}/450 = \frac{2,04}{450} = 0,0045m = 0,45 \text{ cm}$$

$$e_i = 0,562 + 0,45 = 1,012 \text{ cm} < 0,05 \cdot 60 = 3,00 \text{ cm}$$

επομένως η εκκεντρότητα e_i λαμβάνει την ελάχιστη επιτρεπόμενη τιμή των 3,00cm.

$$e_i = 3,00 \text{ cm}$$

Ο μειωτικός συντελεστής Φ επομένως ισούται με

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{3}{60} = 0,90$$

και η τελική τιμή της θλιπτικής αντοχής με

$$N_{Rd} = \Phi \cdot D \cdot t \cdot f_d = 0,90 \cdot 4,0 \cdot 0,6 \cdot 992,59 = 2143,99 \text{ KN}$$

Ισχύει

$$N_{Rd} = 2143,99 \text{ KN} > N_{Ed} = 1393,6 \text{ KN}$$

επομένως, ο έλεγχος έναντι κατακορύφων φορτίων στην κορυφή του πεσσού Π1 **ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ**.

1.3.9.3.2 Σεισμική ανάλυση πεσσού Π1 για Κανονισμό 1959,1985 και EC8-1

Η σεισμική ανάλυση του πεσσού πραγματοποιείται για το σεισμικό συνδυασμό φόρτισης $E_d = \Sigma G_{k,j} + "P" + "A_{Ed}" + "\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$.

Έλεγχος για στάθμη επιτελεστικότητας “Περιορισμού Βλαβών” (DL)

Έλεγχος έναντι ορθής κάμψης (με κλασσική θεώρηση)

Όλες οι παρακάτω σχέσεις περιέχονται τόσο στο Παράρτημα C του EC8-3 όσο και στον ΚΑΔΕΤ (§7.1.2.3).

Η διατμητική ικανότητα του πεσσού, για κάμψη υπό αξονικό φορτίο N , είναι ίση με:

$$V_f = \frac{D \cdot N}{2 \cdot H_0} \cdot (1 - 1,15 \cdot v_d)$$

όπου

- $D = 4,0 \text{ m}$ το πλάτος του πεσσού
- $t = 0,6 \text{ m}$ το πάχος του πεσσού
- $f_m = 3,22 \text{ MPa}$ η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας με ενίσχυση (§1.3.8.2)
- $CF_{ER2} = 1,20$ ο συντελεστής εμπιστοσύνης για στάθμη γνώσης “Κανονική”
- $H_{0,1} = 5,60 \text{ m}$ (1959), $H_{0,2} = 4,52 \text{ m}$ (1985) και $H_{0,3} = 3,03 \text{ m}$ (EC8-1) οι αποστάσεις μεταξύ των διατομών ελέγχου και των σημείων μηδενισμού των ροπών για τους τρεις σεισμικούς σχεδιασμού

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας είναι ίση με:

$$f_d = \frac{f_m}{CF_{ER2}} = \frac{3,22}{1,20} = 2,68 \text{ MPa}$$

- $N_1 = 733,4 \text{ KN}$ (1959), $N_2 = 711,9 \text{ KN}$ (1985) και $N_3 = 397,0 \text{ KN}$ (EC8-1) οι δρώσες θλιπτικές αξονικές δυνάμεις για τους τρεις σεισμικούς σχεδιασμού επομένως, το ανηγμένο αξονικό φορτίο για καθέναν από αυτούς είναι ίσο με:

$$v_{d,1} = \frac{N}{D \cdot t \cdot f_d} = \frac{733,4}{4,0 \cdot 0,6 \cdot 2680} = 0,114 \quad (1959)$$

$$v_{d,2} = \frac{N}{D \cdot t \cdot f_d} = \frac{711,9}{4,0 \cdot 0,6 \cdot 2680} = 0,111 \quad (1985)$$

$$v_{d,3} = \frac{N}{D \cdot t \cdot f_d} = \frac{397,0}{4,0 \cdot 0,6 \cdot 2680} = 0,062 \quad (\text{EC8-1})$$

Σύμφωνα με τα παραπάνω επομένως, προκύπτει:

$$V_{f,1} = \frac{4,0 \cdot 733,4}{2 \cdot 5,60} \cdot (1 - 1,15 \cdot 0,114) = 227,63 \text{ KN} \quad (1959)$$

$$V_{f,2} = \frac{4,0 \cdot 711,9}{2 \cdot 4,52} \cdot (1 - 1,15 \cdot 0,111) = 274,96 \text{ KN} \quad (1985)$$

$$V_{f,3} = \frac{4,0 \cdot 397,0}{2 \cdot 3,03} \cdot (1 - 1,15 \cdot 0,062) = 243,47 \text{ KN} \quad (\text{EC8-1})$$

$$V_{f,1} = 227,63 \text{ KN} > V_{Ed,1} = 154,4 \text{ KN} \quad (1959)$$

$$V_{f,2} = 274,96 \text{ KN} > V_{Ed,2} = 180,9 \text{ KN} \quad (1985)$$

$$V_{f,3} = 243,47 \text{ KN} < V_{Ed,3} = 434,2 \text{ KN} \quad (\text{EC8-1})$$

Παρατήρηση 8^η: Από τη σύγκριση των παραπάνω διατμητικών ικανοτήτων με τις δρώσες διατμητικές δυνάμεις προκύπτει ότι ο πεσσός Π1 δεν αστοχεί σε κάμψη για τους κανονισμούς του 1959 και του 1985 ενώ αστοχεί για το σεισμό σχεδιασμού του EC8-1.

Παρατήρηση 9^η: Πρέπει να τονιστεί ότι κατά τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής σχεδιασμού η μέση θλιπτική αντοχή δε διαιρείται με το συντελεστή ασφαλείας για σεισμική ανάλυση γ_M .

Εναλλακτικά, σύμφωνα με την §6.6 του ΚΑΔΕΤ, μπορεί να υπολογιστεί η καμπτική αντοχή σχεδιασμού του πεσσού με θεώρηση αδρανούς περιοχής ως εξής:

$$M_R = \frac{1}{2} \cdot l^2 \cdot t_w \cdot \sigma_0 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{f_c}\right)$$

όπου

- $l = 4,0 \text{ m}$ το μήκος της διατομής
- $t_w = 0,6 \text{ m}$ το πάχος της διατομής
- $N_1 = 733,4 \text{ KN}$ (1959), $N_2 = 711,9 \text{ KN}$ (1985) και $N_3 = 397,0 \text{ KN}$ (EC8-1) οι δρώσες θλιπτικές δυνάμεις για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού επομένως, οι θλιπτικές τάσεις λόγω αξονικής δράσεως στην διατομή ελέγχου είναι ίσες με

$$\sigma_{0,1} = \frac{N}{l \cdot t_w} = \frac{733,4}{4,0 \cdot 0,6} = 305,6 \text{ KPa} \quad (1959)$$

$$\sigma_{0,2} = \frac{N}{l \cdot t_w} = \frac{711,9}{4,0 \cdot 0,6} = 296,6 \text{ KPa} \quad (1985)$$

$$\sigma_{0,3} = \frac{N}{l \cdot t_w} = \frac{397,0}{4,0 \cdot 0,6} = 165,4 \text{ KPa} \quad (\text{EC8-1})$$

- $f_m = 3,22 \text{ MPa}$ η μέση θλιπτική αντοχή της ενισχυμένης τοιχοποιίας (§1.3.8.2)
- $CF_{EG2} = 1,20$ ο συντελεστής εμπιστοσύνης για στάθμη γνώσης “Κανονική”
- $\gamma_M = 1,80$ ο συντελεστής ασφαλείας για σεισμική ανάλυση
- $f_c = 0,85 \cdot f_m / CF_{EG2} = 0,85 \cdot 3220 / 1,20 = 2280,83 \text{ KPa}$ η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας επομένως

$$M_{R,1} = \frac{1}{2} \cdot 4,0^2 \cdot 0,60 \cdot 305,6 \cdot \left(1 - \frac{305,6}{2280,83}\right) = 1270,3 \text{ KNm} \quad (1959)$$

$$M_{R,2} = \frac{1}{2} \cdot 4,0^2 \cdot 0,60 \cdot 296,6 \cdot \left(1 - \frac{296,6}{2280,83}\right) = 1238,6 \text{ KNm} \quad (1985)$$

$$M_{R,3} = \frac{1}{2} \cdot 4,0^2 \cdot 0,60 \cdot 165,4 \cdot \left(1 - \frac{165,4}{2280,83}\right) = 736,42 \text{ KNm} \quad (\text{EC8-1})$$

Παρατήρηση 10^η: Πρέπει να τονιστεί ότι κατά τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής σχεδιασμού η μέση θλιπτική αντοχή δε διαιρείται με το συντελεστή ασφαλείας για σεισμική ανάλυση γ_M .

Παρατήρηση 11^η: Εάν πολλαπλασιαστούν οι διατμητικές ικανότητες έναντι κάμψης V_f που υπολογίστηκαν παραπάνω με το ύψος H_0 προκύπτουν ροπές αντοχής περίπου ίσες με αυτές που υπολογίστηκαν σύμφωνα με την §6.6 του ΚΑΔΕΤ. Αναλυτικά:

$$V_{f,1} \cdot H_{0,1} = 227,63 \cdot 5,60 = 1274,7 \text{ KNm} \approx M_R = 1270,3 \text{ KNm} \quad (1959)$$

$$V_{f,2} \cdot H_{0,2} = 274,96 \cdot 4,52 = 1242,8 \text{ KNm} \approx M_R = 1238,6 \text{ KNm} \quad (1985)$$

$$V_{f,3} \cdot H_{0,3} = 243,47 \cdot 3,03 = 737,7 \text{ KNm} \approx M_R = 736,42 \text{ KNm} \quad (\text{EC8-1})$$

Έλεγχος έναντι διάτμησης

Όλες οι παρακάτω σχέσεις περιέχονται τόσο στο Παράρτημα C του *EC8-3* όσο και στον *ΚΑΔΕΤ* (§7.1.2.3)

Η διατμητική ικανότητα του πεσσού έναντι τέμνουσας είναι ίση με:

$$V_f = f_{vd} \cdot D' \cdot t$$

όπου

- $D' = 4,0 \text{ m}$ το θλιβόμενο μήκος του πεσσού
- $t = 0,6 \text{ m}$ το πάχος του πεσσού
- $f_{vm0} = 0,056 \text{ MPa}$ η μέση αρχική διατμητική αντοχή της ενισχυμένης τοιχοποιίας
- $N_1 = 733,4 \text{ KN}$ (1959), $N_2 = 711,9 \text{ KN}$ (1985) και $N_3 = 397,0 \text{ KN}$ (EC8-1) οι δρώσες θλιπτικές αξονικές δυνάμεις για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού
- $CF_{EG2} = 1,20$ ο συντελεστής εμπιστοσύνης για στάθμη γνώσης “Κανονική”
- $\gamma_M = 1,80$ ο συντελεστής ασφαλείας για σεισμική ανάλυση

Σύμφωνα με τα παραπάνω, η διατμητική αντοχή σχεδιασμού του πεσσού λόγω ευμενούς επίδρασης του αξονικού φορτίου για κάθε σεισμό σχεδιασμού είναι ίση με:

$$f_{vd,1} = \frac{f_{vm0}}{CF_{EG2} \cdot \gamma_M} + 0,4 \frac{N}{D' \cdot t} = \frac{56,0}{1,20 \cdot 1,8} + 0,4 \frac{733,4}{4,0 \cdot 0,6} = 148,2 \text{ KPa} \quad (1959)$$

$$f_{vd,2} = \frac{f_{vm0}}{CF_{EG2} \cdot \gamma_M} + 0,4 \frac{N}{D' \cdot t} = \frac{56,0}{1,20 \cdot 1,8} + 0,4 \frac{711,9}{4,0 \cdot 0,6} = 144,6 \text{ KPa} \quad (1985)$$

$$f_{vd,3} = \frac{f_{vm0}}{CF_{EG2} \cdot \gamma_M} + 0,4 \frac{N}{D' \cdot t} = \frac{56,0}{1,20 \cdot 1,8} + 0,4 \frac{397,0}{4,0 \cdot 0,6} = 92,1 \text{ KPa} \quad (\text{EC8-1})$$

η οποία στις δύο πρώτες περιπτώσεις υπερβαίνει τη μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή

$$f_{vd,max} = \frac{0,065 \cdot f_m}{CF_{EG2} \cdot \gamma_M} = \frac{0,065 \cdot 3220}{1,20 \cdot 1,8} = 96,9 \text{ KPa}$$

άρα η τελική διατμητική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας για τους σεισμούς σχεδιασμού αυτούς (1959 και 1985) είναι ίση με 96,9 KPa και έτσι ισχύει:

$$V_{f,1} = 96,9 \cdot 4,0 \cdot 0,6 = 232,6 \text{ KN} \quad (1959)$$

$$V_{f,2} = 96,9 \cdot 4,0 \cdot 0,6 = 232,6 \text{ KN} \quad (1985)$$

$$V_{f,3} = 92,1 \cdot 4,0 \cdot 0,6 = 221,0 \text{ KN} \quad (\text{EC8-1})$$

Παρατήρηση 12^η: Η παραπάνω σχέση υπολογισμού της διατμητικής ικανότητας ενός πεσσού έναντι τέμνουσας δεν ενδείκνυται για αργολιθοδομή. Ο ενδεδειγμένος έλεγχος δίνεται ακολούθως.

Έλεγχος έναντι διαγώνιας εφελκυστικής αστοχίας

Σύμφωνα με την §7.1.2.3 του ΚΑΔΕΤ, μπορεί να υπολογιστεί η διατμητική αντοχή ενός τοίχου έναντι διαγώνιας εφελκυστικής αστοχίας από τη σχέση

$$V_f = f_{vd,t} \cdot D \cdot t$$

όπου

- $D = 4,0 \text{ m}$ το πλάτος του πεσσού
- $H = 2,80 \text{ m}$ το ύψος του πεσσού
- $t = 0,6 \text{ m}$ το πάχος του πεσσού
- $f_m = 3,22 \text{ MPa}$ η μέση θλιπτική αντοχή της ενισχυμένης τοιχοποιίας (§1.3.8.2)
- $CF_{EG2} = 1,20$ ο συντελεστής εμπιστοσύνης για στάθμη γνώσης “Κανονική”
- $\gamma_M = 1,80$ ο συντελεστής ασφαλείας για σεισμική ανάλυση

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας είναι ίση με:

$$f_d = \frac{f_m}{CF_{EG2}} = \frac{3,22}{1,20} = 2,68 \text{ MPa}$$

- $N_1 = 733,4 \text{ KN}$ (1959), $N_2 = 711,9 \text{ KN}$ (1985) και $N_3 = 397,0 \text{ KN}$ (EC8-1) οι δρώσες θλιπτικές αξονικές δυνάμεις για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού επομένως

$$v_{d,1} = \frac{N_1}{D \cdot t \cdot f_d} = \frac{733,4}{4,0 \cdot 0,6 \cdot 2680} = 0,114 \quad (1959)$$

$$v_{d,2} = \frac{N_2}{D \cdot t \cdot f_d} = \frac{711,9}{4,0 \cdot 0,6 \cdot 2680} = 0,111 \quad (1985)$$

$$v_{d,3} = \frac{N_3}{D \cdot t \cdot f_d} = \frac{397,0}{4,0 \cdot 0,6 \cdot 2680} = 0,062 \quad (\text{EC8-1})$$

- Με βάση τις διαστάσεις του πεσσού προκύπτει ο συντελεστής K ο οποίος ισούται με

$$K = 1 - 0,5 \cdot \frac{H}{L} = 1 + 0,5 \cdot \frac{2,80}{4,0} = 1,35 \quad (1,0 \leq K \leq 1,5)$$

- $f_{vm0} = 0,056 \text{ MPa}$ η μέση αρχική διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας άρα

$$f_{vd0} = \frac{f_{vm0}}{CF_{EG2} \cdot \gamma_M} = \frac{56,0}{1,20 \cdot 1,80} = 25,93 \text{ KPa}$$

- $f_{wtd} = 1,5 \cdot f_{vd0} = 1,5 \cdot 25,93 = 38,9 \text{ KPa}$ άρα

$$f_{vd,t,1} = \frac{1}{1,35} \sqrt{f_{wtd}(f_{wtd} + v_d f_d)} = \frac{1}{1,35} \sqrt{38,9(38,9 + 0,114 \cdot 2680)} = 85,7 \text{ KPa}$$

$$f_{vd,t,2} = \frac{1}{1,35} \sqrt{f_{wtd}(f_{wtd} + v_d f_d)} = \frac{1}{1,35} \sqrt{38,9(38,9 + 0,111 \cdot 2680)} = 84,6 \text{ KPa}$$

$$f_{vd,t,3} = \frac{1}{1,35} \sqrt{f_{wtd}(f_{wtd} + v_d f_d)} = \frac{1}{1,35} \sqrt{38,9(38,9 + 0,062 \cdot 2680)} = 66,0 \text{ KPa}$$

επομένως, σύμφωνα με την αρχική σχέση, προκύπτει αντοχή για κάθε σεισμό σχεδιασμού ίση με

$$V_{f,1} = f_{vd,t,1} \cdot D \cdot t = 85,7 \cdot 4,0 \cdot 0,6 = 205,8 \text{ KN} \quad (1959)$$

$$V_{f,2} = f_{vd,t,2} \cdot D \cdot t = 84,6 \cdot 4,0 \cdot 0,6 = 203,1 \text{ KN} \quad (1985)$$

$$V_{f,3} = f_{vd,t,3} \cdot D \cdot t = 66,0 \cdot 4,0 \cdot 0,6 = 158,5 \text{ KN} \quad (\text{EC8-1})$$

Παρατήρηση 13^η: Μετά τους υπολογισμούς των διατμητικών αντοχών έναντι κάμψης και διαγώνιας διατμητικής αστοχίας, για κάθε σεισμό σχεδιασμού, εξετάζεται ποια από τις δύο είναι μικρότερη. Αυτή θα συγκριθεί με τη δρώσα διατμητική δύναμη.

$$V_{f,1} = \min\{227,63 ; 205,8\} = 205,8 \text{ KN} \quad (1959)$$

$$V_{f,2} = \min\{274,96 ; 203,1\} = 203,1 \text{ KN} \quad (1985)$$

$$V_{f,3} = \min\{243,47 ; 158,5\} = 158,5 \text{ KN} \quad (\text{EC8-1})$$

Από τις αναλύσεις για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού προκύπτει ότι

$$V_{Ed,1} = 154,4 \text{ KN} \quad (1959)$$

$$V_{Ed,2} = 180,9 \text{ KN} \quad (1985)$$

$$V_{Ed,3} = 434,2 \text{ KN} \quad (\text{EC8-1})$$

επομένως

$$V_{f,1} = 205,8 \text{ KN} > V_{Ed,1} = 154,4 \text{ KN} \quad (1959)$$

$$V_{f,2} = 203,1 \text{ KN} > V_{Ed,2} = 180,9 \text{ KN} \quad (1985)$$

$$V_{f,3} = 158,5 \text{ KN} < V_{Ed,3} = 434,2 \text{ KN} \quad (\text{EC8-1})$$

Παρατήρηση 14^η: Από τις παραπάνω συγκρίσεις προκύπτει ότι ο έλεγχος επάρκειας του πεσσού Π1 κατά EC8 για στάθμη επιτελεστικότητας “Περιορισμού Βλαβών” (DL) **ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ** για τους σεισμούς σχεδιασμού του 1959 και του 1985. Για αυτούς τους σεισμούς επομένως θα υποστεί **Περιορισμένες Βλάβες (DL)**. Αντιθέτως ο έλεγχος **ΔΕΝ ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ** για το σεισμό σχεδιασμού του EC8-1 και θα πραγματοποιηθεί επιπλέον έλεγχος για τη στάθμη επιτελεστικότητας “Σημαντικών Βλαβών” (SD).

Έλεγχος για στάθμη επιτελεστικότητας “Σημαντικών Βλαβών” (SD)

Από την ανάλυση του φορέα για το σεισμό σχεδιασμού του EC8-1 προέκυψαν οι εξής μετακινήσεις στα άκρα του πεσσού:

$$u_j = -0,51 \text{ mm} \quad u_j = -0,04 \text{ mm} \quad (\text{EC8-1})$$

Με βάση τις παραπάνω μετακινήσεις και το συνολικό ύψος του πεσσού ($H = 2,80\text{m}$) υπολογίζεται η σχετική μετακίνησή του:

$$\delta = \frac{|u_j - u_i|}{H} = \frac{|-0,51 + 0,04|}{2800} = 0,00017 \quad (\text{EC8-1})$$

η οποία παρατηρείται ότι, για πρωτεύοντα στοιχεία (πεσσούς) που ελέγχονται από τη διάτμηση (η διάτμηση προέκυψε δυσμενέστερη παραπάνω) δεν υπερβαίνει τη μέγιστη επιτρεπόμενη σχετική μετακίνηση $\delta_u = 0,004$.

$$\delta = 0,00017 < \delta_u = 0,004 \quad (\text{EC8-1})$$

Ο έλεγχος για τη στάθμη “Σημαντικών Βλαβών” (SD) ικανοποιείται και έτσι ο πεσσός Π1 θα υποστεί **Σημαντικές Βλάβες (SD)** κατά το σεισμό σχεδιασμού του EC8-1.

Έλεγχος έναντι εκτός επιπέδου κάμψης

- 1) Εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς με θεώρηση ανενεργού περιοχής:

Όπως αποδείχθη στην §1.3.7.1.2, ο έλεγχος του πεσσού Π1 για εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς ικανοποιείται για μη ενισχυμένη τοιχοποιία και για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού (1959, 1985 και EC8-1). Επομένως, η αναλυτική παρουσίαση του ελέγχου αυτού για ενισχυμένη τοιχοποιία παραλείπεται.

- 2) Εκτός επιπέδου κάμψη κάθετα στους οριζόντιους αρμούς με κλασσική θεώρηση:

Όπως αποδείχθη στην §1.3.7.1.2, ο έλεγχος του πεσσού Π1 για εκτός επιπέδου κάμψη για σεισμική ανάλυση κάθετα στους οριζόντιους αρμούς ικανοποιείται για μη ενισχυμένη τοιχοποιία και για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού (1959, 1985 και EC8-1). Επομένως, η αναλυτική παρουσίαση του ελέγχου αυτού για ενισχυμένη τοιχοποιία παραλείπεται.

Έλεγχος έναντι κατακορύφων φορτίων:

Όπως αποδείχθη στην §1.3.7.1.2, ο έλεγχος του πεσσού Π1 έναντι κατακορύφων φορτίων για σεισμική ανάλυση ικανοποιείται για μη ενισχυμένη τοιχοποιία και για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού (1959, 1985 και EC8-1). Επομένως, η αναλυτική παρουσίαση του ελέγχου αυτού για ενισχυμένη τοιχοποιία παραλείπεται.

1.3.9.4 Έλεγχοι επάρκειας υπερθύρου Υ1 με ομογενοποίηση

Στην παράγραφο αυτή ελέγχεται η επάρκεια του υπερθύρου Υ1 με ομογενοποίηση για στατική και σεισμική ανάλυση. Οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται είναι οι ακόλουθοι:

- Ικανότητα έναντι εντός επιπέδου ορθής κάμψης
- Ικανότητα έναντι διάτμησης

1.3.9.4.1 Στατική ανάλυση υπερθύρου Υ1

Η στατική ανάλυση του υπερθύρου πραγματοποιείται για το στατικό συνδυασμό φόρτισης $1,35 \cdot G + 1,50 \cdot Q$.

Έλεγχος έναντι ορθής κάμψης (με κλασσική θεώρηση)

Όλες οι παρακάτω σχέσεις περιέχονται τόσο στο Παράρτημα C του EC8-3 όσο και στον ΚΑΔΕΤ (§7.1.2.3).

Η διατμητική ικανότητα του υπερθύρου, για κάμψη υπό αξονικό φορτίο N , λαμβάνεται ίση με:

$$V_f = \frac{D \cdot N}{2 \cdot H_0} \cdot (1 - 1,15 \cdot v_d)$$

όπου

- $D = 1,1 \text{ m}$ το πλάτος του υπερθύρου
- $t = 0,6 \text{ m}$ το πάχος του υπερθύρου
- $f_m = 3,22 \text{ MPa}$ η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας με ενίσχυση (§1.3.8.2)
- $CF_{EG2} = 1,20$ ο συντελεστής εμπιστοσύνης για στάθμη γνώσης “Κανονική”
- $H_0 = 1,71 \text{ m}$ η απόσταση μεταξύ της διατομής ελέγχου και του σημείου μηδενισμού των ροπών

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας είναι ίση με:

$$f_d = \frac{f_m}{CF_{EG2}} = \frac{3,22}{1,20} = 2,68 \text{ MPa}$$

- $N = 4,5 \text{ KN}$ η δρώσα θλιπτική αξονική δύναμη επομένως, το ανηγμένο αξονικό φορτίο είναι ίσο με:

$$v_d = \frac{N}{D \cdot t \cdot f_d} = \frac{4,5}{4,0 \cdot 0,6 \cdot 2680} = 0,0025$$

Σύμφωνα με όλα τα παραπάνω επομένως, προκύπτει:

$$V_f = \frac{1,1 \cdot 4,5}{2 \cdot 1,71} \cdot (1 - 1,15 \cdot 0,0025) = 1,44 \text{ KN}$$

Παρατήρηση 1^η: Από τη σύγκριση της παραπάνω διατμητικής ικανότητας με τη δρώσα διατμητική δύναμη προκύπτει ότι το υπέρθυρο Y1 αστοχεί σε κάμψη.

$$V_f = 1,44 \text{ KN} < V_{Ed} = 37,4 \text{ KN}$$

Παρατήρηση 2^η: Πρέπει να τονιστεί ότι κατά τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής σχεδιασμού η μέση θλιπτική αντοχή δε διαιρείται με το συντελεστή ασφαλείας για στατική ανάλυση γ_M .

Εναλλακτικά, σύμφωνα με την §6.6 του ΚΑΔΕΤ, μπορεί να υπολογιστεί η καμπτική αντοχή σχεδιασμού του υπερθύρου με θεώρηση αδρανούς περιοχής ως εξής:

$$M_R = \frac{1}{2} \cdot l^2 \cdot t_w \cdot \sigma_0 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{f_c}\right)$$

όπου

- $l = 1,1 \text{ m}$ το μήκος της διατομής
- $t_w = 0,60 \text{ m}$ το πάχος της διατομής
- $N = 4,5 \text{ KN}$ η δρώσα θλιπτική αξονική δύναμη επομένως, η θλιπτική τάση λόγω αξονικής δράσεως στην διατομή ελέγχου είναι ίση με

$$\sigma_0 = \frac{N}{l \cdot t_w} = \frac{4,5}{4,0 \cdot 0,6} = 6,82 \text{ KPa}$$

- $f_m = 3,22 \text{ MPa}$ η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας (§1.3.8.2)
- $CF_{EG2} = 1,20$ ο συντελεστής εμπιστοσύνης για στάθμη γνώσης “Κανονική”
- $\gamma_M = 2,70$ ο συντελεστής ασφαλείας για στατική ανάλυση
- $f_c = 0,85 \cdot f_m / CF_{EG2} = 0,85 \cdot 3220 / 1,2 = 2280,83 \text{ KPa}$ η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας επομένως

$$M_R = \frac{1}{2} \cdot 1,1^2 \cdot 0,60 \cdot 6,82 \cdot \left(1 - \frac{6,82}{2280,83}\right) = 2,47 \text{ KNm}$$

Παρατήρηση 3^η: Πρέπει να τονιστεί ότι κατά τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής σχεδιασμού η μέση θλιπτική αντοχή δε διαιρείται με το συντελεστή ασφαλείας για στατική ανάλυση γ_M .

Παρατήρηση 4^η: Εάν πολλαπλασιαστεί η διατμητική ικανότητα έναντι κάμψης V_f που υπολογίστηκε παραπάνω με το ύψος H_0 προκύπτει ροπή αντοχής περίπου ίση με αυτή που υπολογίστηκε σύμφωνα με την §6.6 του ΚΑΔΕΤ.

$$V_f \cdot H_0 = 1,44 \cdot 1,71 = 2,462 \text{ KNm} \approx M_R = 2,47 \text{ KNm}$$

Έλεγχος έναντι διάτμησης

Όλες οι παρακάτω σχέσεις περιέχονται τόσο στο Παράρτημα C του EC8-3 όσο και στον ΚΑΔΕΤ (§7.1.2.3).

Η διατμητική ικανότητα του υπερθύρου έναντι τέμνουσας είναι ίση με:

$$V_f = f_{vd} \cdot D' \cdot t$$

όπου

- $D' = 1,1 \text{ m}$ το θλιβόμενο μήκος του υπερθύρου
- $t = 0,6 \text{ m}$ το πάχος του υπερθύρου
- $f_{vm0} = 0,056 \text{ MPa}$ η μέση αρχική διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας
- $N = 4,5 \text{ KN}$ η δρώσα θλιπτική αξονική δύναμη
- $CF_{EG2} = 1,20$ ο συντελεστής εμπιστοσύνης για στάθμη γνώσης “Κανονική”
- $\gamma_M = 2,70$ ο συντελεστής ασφαλείας για στατική ανάλυση

Σύμφωνα με τα παραπάνω, η διατμητική αντοχή σχεδιασμού του υπερθύρου λόγω ευμενούς επίδρασης του αξονικού φορτίου είναι ίση με:

$$f_{vd} = \frac{f_{vm0}}{CF_{EG2} \cdot \gamma_M} + 0,4 \frac{N}{D' \cdot t} = \frac{56,0}{1,20 \cdot 2,70} + 0,4 \frac{4,5}{4,0 \cdot 0,6} = 20,01 \text{ KPa}$$

η οποία δεν υπερβαίνει τη μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή

$$f_{vd,max} = \frac{0,065 \cdot f_m}{CF_{EG2} \cdot \gamma_M} = \frac{0,065 \cdot 3220}{1,20 \cdot 2,70} = 64,6 \text{ KPa}$$

άρα η τελική διατμητική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας είναι ίση με $20,01 \text{ KPa}$ και έτσι ισχύει:

$$V_f = 20,01 \cdot 1,1 \cdot 0,6 = 13,21 \text{ KN}$$

Παρατήρηση 5^η: Η παραπάνω σχέση υπολογισμού της διατμητικής ικανότητας ενός υπερθύρου έναντι τέμνουσας δεν ενδείκνυται για αργολιθοδομή. Ο ενδεδειγμένος έλεγχος δίνεται ακολούθως.

Έλεγχος έναντι διαγώνιας εφελκυστικής αστοχίας

Σύμφωνα με την §7.1.2.3 του *KADET*, μπορεί να υπολογιστεί η διατμητική αντοχή ενός τοίχου έναντι διαγώνιας εφελκυστικής αστοχίας από τη σχέση

$$V_f = f_{vd,t} \cdot D \cdot t$$

όπου

- $D = 1,1 \text{ m}$ το πλάτος του υπερθύρου
- $H = 1,2 \text{ m}$ το ύψος του υπερθύρου
- $t = 0,6 \text{ m}$ το πάχος του υπερθύρου
- $f_m = 3,22 \text{ MPa}$ η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

- $CF_{EG2} = 1,20$ ο συντελεστής εμπιστοσύνης για στάθμη γνώσης “Κανονική”
- $\gamma_M = 2,70$ ο συντελεστής ασφαλείας για στατική ανάλυση

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας είναι ίση με:

$$f_d = \frac{f_m}{CF_{EG2}} = \frac{3,22}{1,20} = 2,68 \text{ MPa}$$

- $N = 4,5 \text{ KN}$ η δρώσα θλιπτική αξονική δύναμη επομένως

$$v_d = \frac{N}{D \cdot t \cdot f_d} = \frac{4,5}{4,0 \cdot 0,6 \cdot 2680} = 0,0025$$

- Με βάση τις διαστάσεις του πεσσού προκύπτει ο συντελεστής K ο οποίος ισούται με

$$K = 1 - 0,5 \cdot \frac{H}{L} = 1 + 0,5 \cdot \frac{1,2}{1,1} = 1,55 \quad (1,0 \leq K \leq 1,5)$$

άρα ο συντελεστής K λαμβάνει τη μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή που είναι 1,50

- $f_{vm0} = 0,056 \text{ MPa}$ η μέση αρχική διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας άρα

$$f_{vd0} = \frac{f_{vm0}}{CF_{EG2} \cdot \gamma_M} = \frac{56,0}{1,20 \cdot 2,70} = 17,28 \text{ KPa}$$

- $f_{wtd} = 1,5 \cdot f_{vd0} = 1,5 \cdot 17,28 = 25,92 \text{ KPa}$ άρα

$$f_{vd,t} = \frac{1}{1,5} \sqrt{f_{wtd}(f_{wtd} + v_d f_d)} = \frac{1}{1,5} \sqrt{25,92(25,92 + 0,0025 \cdot 2680)} = 19,42 \text{ KPa}$$

επομένως, σύμφωνα με την αρχική σχέση, προκύπτει αντοχή ίση με

$$V_f = f_{vd,t} \cdot D \cdot t = 19,42 \cdot 1,1 \cdot 0,6 = 12,82 \text{ KN}$$

Παρατήρηση 6^η: Μετά τους υπολογισμούς των διατμητικών αντοχών έναντι κάμψης και διαγώνιας διατμητικής αστοχίας εξετάζεται ποια από τις δύο είναι μικρότερη. Αυτή θα συγκριθεί με τη δρώσα διατμητική δύναμη.

$$V_f = \min\{1,44 ; 12,82\} = 1,44 \text{ KN}$$

Από τη στατική ανάλυση προκύπτει ότι

$$V_{Ed} = 37,4 \text{ KN}$$

επομένως

$$V_f = 1,44 \text{ KN} < V_{Ed} = 37,4 \text{ KN}$$

Παρατήρηση 7^η: Από την παραπάνω σύγκριση προκύπτει ότι ο έλεγχος επάρκειας του υπερθύρου Y1 για στατική ανάλυση **ΔΕΝ ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ**.

1.3.9.4.2 Σεισμική ανάλυση υπερθύρου Y1 για Κανονισμό 1959,1985 και EC8-1

Η σεισμική ανάλυση του υπερθύρου πραγματοποιείται για το σεισμικό συνδυασμό φόρτισης $E_d = \Sigma G_{k,j} + "P" + "A_{Ed}" + "\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$.

Έλεγχος για στάθμη επιτελεστικότητας “Περιορισμού Βλαβών” (DL)

Έλεγχος έναντι ορθής κάμψης (με κλασσική θεώρηση)

Όλες οι παρακάτω σχέσεις περιέχονται τόσο στο Παράρτημα C του EC8-3 όσο και στον ΚΑΔΕΤ (§7.1.2.3)

Η διατμητική ικανότητα του υπερθύρου, για κάμψη υπό αξονικό φορτίο N , λαμβάνεται ίση με:

$$V_f = \frac{D \cdot N}{2 \cdot H_0} \cdot (1 - 1,15 \cdot v_d)$$

όπου

- $D = 1,1 \text{ m}$ το πλάτος του υπερθύρου
- $t = 0,6 \text{ m}$ το πάχος του υπερθύρου
- $f_m = 3,22 \text{ MPa}$ η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας με ενίσχυση (§1.3.8.2)
- $CF_{EG2} = 1,20$ ο συντελεστής εμπιστοσύνης για στάθμη γνώσης “Κανονική”
- $H_{0,1} = 2,4 \text{ m}$ (1959), $H_{0,2} = 2,4 \text{ m}$ (1985) και $H_{0,3} = 1,84 \text{ m}$ (EC8-1) οι αποστάσεις μεταξύ των διατομών ελέγχου και των σημείων μηδενισμού των ροπών για τους τρεις σεισμικούς σχεδιασμού

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας είναι ίση με:

$$f_d = \frac{f_m}{CF_{EG2}} = \frac{3,22}{1,20} = 2,68 \text{ MPa}$$

- $N_1 = 0,8 \text{ KN}$ (1959), $N_2 = 0,9 \text{ KN}$ (1985) και $N_3 = 2,0 \text{ KN}$ (EC8-1) οι δρώσες θλιπτικές αξονικές δυνάμεις για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού επομένως, το ανηγμένο αξονικό φορτίο για καθέναν από αυτούς είναι ίσο με:

$$v_{d,1} = \frac{N}{D \cdot t \cdot f_d} = \frac{0,8}{4,0 \cdot 0,6 \cdot 1530} = 0,0005 \quad (1959)$$

$$v_{d,2} = \frac{N}{D \cdot t \cdot f_d} = \frac{0,9}{4,0 \cdot 0,6 \cdot 1530} = 0,0005 \quad (1985)$$

$$v_{d,3} = \frac{N}{D \cdot t \cdot f_d} = \frac{2,0}{4,0 \cdot 0,6 \cdot 1530} = 0,0011 \quad (\text{EC8-1})$$

Σύμφωνα με όλα τα παραπάνω επομένως, ισχύει:

$$V_{f,1} = \frac{4,0 \cdot 0,8}{2 \cdot 2,4} \cdot (1 - 1,15 \cdot 0,0005) = 0,18 \text{ KN} \quad (1959)$$

$$V_{f,2} = \frac{4,0 \cdot 0,9}{2 \cdot 2,4} \cdot (1 - 1,15 \cdot 0,0005) = 0,21 \text{ KN} \quad (1985)$$

$$V_{f,3} = \frac{4,0 \cdot 2,0}{2 \cdot 1,84} \cdot (1 - 1,15 \cdot 0,0011) = 0,60 \text{ KN} \quad (\text{EC8-1})$$

$$V_{f,1} = 0,18 \text{ KN} < V_{Ed,1} = 21,6 \text{ KN} \quad (1959)$$

$$V_{f,2} = 0,21 \text{ KN} < V_{Ed,2} = 21,0 \text{ KN} \quad (1985)$$

$$V_{f,3} = 0,60 \text{ KN} < V_{Ed,3} = 37,2 \text{ KN} \quad (\text{EC8-1})$$

Παρατήρηση 8^η: Από τη σύγκριση των παραπάνω διατμητικών ικανοτήτων με τις δρώσες διατμητικές δυνάμεις προκύπτει ότι το υπέρθυρο Υ1 αστοχεί σε κάμψη και για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού.

Παρατήρηση 9^η: Πρέπει να τονιστεί ότι κατά τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής σχεδιασμού η μέση θλιπτική αντοχή δε διαιρείται με το συντελεστή ασφαλείας για σεισμική ανάλυση γ_M .

Εναλλακτικά, σύμφωνα με την §6.6 του *KADET*, μπορεί να υπολογιστεί η καμπτική αντοχή σχεδιασμού του υπερθύρου με θεώρηση αδρανούς περιοχής ως εξής:

$$M_R = \frac{1}{2} \cdot l^2 \cdot t_w \cdot \sigma_0 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{f_c}\right)$$

όπου

- $l = 1,1 \text{ m}$ το μήκος της διατομής
- $t_w = 0,60 \text{ m}$ το πάχος της διατομής
- $N_1 = 0,8 \text{ KN}$ (1959), $N_2 = 0,9 \text{ KN}$ (1985) και $N_3 = 2,0 \text{ KN}$ (EC8-1) οι δρώσες θλιπτικές δυνάμεις για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού επομένως, οι θλιπτικές τάσεις λόγω αξονικής δράσεως στην διατομή ελέγχου είναι ίσες με

$$\sigma_{0,1} = \frac{N}{l \cdot t_w} = \frac{0,8}{4,0 \cdot 0,6} = 1,21 \text{ KPa} \quad (1959)$$

$$\sigma_{0,2} = \frac{N}{l \cdot t_w} = \frac{0,9}{4,0 \cdot 0,6} = 1,36 \text{ KPa} \quad (1985)$$

$$\sigma_{0,3} = \frac{N}{l \cdot t_w} = \frac{2,0}{4,0 \cdot 0,6} = 3,03 \text{ KPa} \quad (\text{EC8-1})$$

- $f_m = 3,22 \text{ MPa}$ η μέση θλιπτική αντοχή της ενισχυμένης τοιχοποιίας (§1.3.8.2)
- $CF_{EG2} = 1,20$ ο συντελεστής εμπιστοσύνης για στάθμη γνώσης “Κανονική”
- $\gamma_M = 1,80$ ο συντελεστής ασφαλείας για σεισμική ανάλυση
- $f_c = 0,85 \cdot f_m / CF_{EG2} = 0,85 \cdot 3220 / 1,20 = 2280,33 \text{ KPa}$ η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας επομένως

$$M_{R,1} = \frac{1}{2} \cdot 4,0^2 \cdot 0,60 \cdot 1,21 \cdot \left(1 - \frac{1,21}{2280,33}\right) = 0,44 \text{ KNm} \quad (1959)$$

$$M_{R,2} = \frac{1}{2} \cdot 4,0^2 \cdot 0,60 \cdot 1,36 \cdot \left(1 - \frac{1,36}{2280,33}\right) = 0,49 \text{ KNm} \quad (1985)$$

$$M_{R,3} = \frac{1}{2} \cdot 4,0^2 \cdot 0,60 \cdot 3,03 \cdot \left(1 - \frac{3,03}{2280,33}\right) = 1,10 \text{ KNm} \quad (\text{EC8-1})$$

Παρατήρηση 10^η: Πρέπει να τονιστεί ότι κατά τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής σχεδιασμού η μέση θλιπτική αντοχή δε διαιρείται με το συντελεστή ασφαλείας για σεισμική ανάλυση γ_M .

Παρατήρηση 11^η: Εάν πολλαπλασιαστούν οι διατμητικές ικανότητες έναντι κάμψης V_f που υπολογίστηκαν παραπάνω με το ύψος H_0 προκύπτουν ροπές αντοχής περίπου ίσες με αυτές που υπολογίστηκαν σύμφωνα με την §6.6 του ΚΑΔΕΤ.

$$V_{f,1} \cdot H_{0,1} = 0,18 \cdot 2,40 = 0,43 \text{ KNm} \approx M_R = 0,44 \text{ KNm} \quad (1959)$$

$$V_{f,2} \cdot H_{0,2} = 0,21 \cdot 2,40 = 0,50 \text{ KNm} \approx M_R = 0,49 \text{ KNm} \quad (1985)$$

$$V_{f,3} \cdot H_{0,3} = 0,60 \cdot 1,84 = 1,10 \text{ KNm} \approx M_R = 1,10 \text{ KNm} \quad (\text{EC8-1})$$

Έλεγχος έναντι διάτμησης

Όλες οι παρακάτω σχέσεις περιέχονται τόσο στο Παράρτημα C του EC8-3 όσο και στον ΚΑΔΕΤ (§7.1.2.3)

Η διατμητική ικανότητα του υπερθύρου έναντι τέμνουσας λαμβάνεται ίση με:

$$V_f = f_{vd} \cdot D' \cdot t$$

όπου

- $D' = 1,1 \text{ m}$ το θλιβόμενο μήκος του υπερθύρου
- $t = 0,6 \text{ m}$ το πάχος του υπερθύρου
- $f_{vm0} = 0,056 \text{ MPa}$ η μέση αρχική διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας
- $N_1 = 0,8 \text{ KN}$ (1959), $N_2 = 0,9 \text{ KN}$ (1985) και $N_3 = 2,0 \text{ KN}$ (EC8-1) οι δρώσες θλιπτικές αξονικές δυνάμεις για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού
- $CF_{EG2} = 1,20$ ο συντελεστής εμπιστοσύνης για στάθμη γνώσης “Κανονική”
- $\gamma_M = 1,80$ ο συντελεστής ασφαλείας για σεισμική ανάλυση

Σύμφωνα με τα παραπάνω, η διατμητική αντοχή σχεδιασμού του υπερθύρου λόγω ευμενούς επίδρασης του αξονικού φορτίου για κάθε σεισμό σχεδιασμού είναι ίση με:

$$f_{vd,1} = \frac{f_{vm0}}{CF_{EG2} \cdot \gamma_M} + 0,4 \frac{N}{D' \cdot t} = \frac{56,0}{1,20 \cdot 1,8} + 0,4 \frac{0,8}{4,0 \cdot 0,6} = 26,41 \text{ KPa} \quad (1959)$$

$$f_{vd,2} = \frac{f_{vm0}}{CF_{EG2} \cdot \gamma_M} + 0,4 \frac{N}{D' \cdot t} = \frac{56,0}{1,20 \cdot 1,8} + 0,4 \frac{0,9}{4,0 \cdot 0,6} = 26,47 \text{ KPa} \quad (1985)$$

$$f_{vd,3} = \frac{f_{vm0}}{CF_{EG2} \cdot \gamma_M} + 0,4 \frac{N}{D' \cdot t} = \frac{56,0}{1,20 \cdot 1,8} + 0,4 \frac{2,0}{4,0 \cdot 0,6} = 27,14 \text{ KPa} \quad (\text{EC8-1})$$

η οποία σε καμία περίπτωση δεν υπερβαίνει τη μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή η οποία είναι ίση με

$$f_{vd,max} = \frac{0,065 \cdot f_m}{CF_{EG2} \cdot \gamma_M} = \frac{0,065 \cdot 3220}{1,20 \cdot 1,8} = 96,9 \text{ KPa}$$

και έτσι ισχύει:

$$V_{f,1} = 26,41 \cdot 1,1 \cdot 0,6 = 17,43 \text{ KN} \quad (1959)$$

$$V_{f,2} = 26,47 \cdot 1,1 \cdot 0,6 = 17,47 \text{ KN} \quad (1985)$$

$$V_{f,3} = 27,14 \cdot 1,1 \cdot 0,6 = 17,91 \text{ KN} \quad (\text{EC8-1})$$

Παρατήρηση 12^η: Η παραπάνω σχέση υπολογισμού της διατμητικής ικανότητας ενός υπερθύρου έναντι τέμνουσας δεν ενδείκνυται για αργολιθοδομή. Ο ενδεδειγμένος έλεγχος δίνεται ακολούθως.

Έλεγχος έναντι διαγώνιας εφελκυστικής αστοχίας

Σύμφωνα με την §7.1.2.3 του ΚΑΔΕΤ, μπορεί να υπολογιστεί η διατμητική αντοχή ενός τοίχου έναντι διαγώνιας εφελκυστικής αστοχίας από τη σχέση

$$V_f = f_{vd,t} \cdot D \cdot t$$

όπου

- $D = 1,1 \text{ m}$ το πλάτος του υπερθύρου
- $H = 1,2 \text{ m}$ το ύψος του υπερθύρου
- $t = 0,6 \text{ m}$ το πάχος του υπερθύρου
- $f_m = 3,22 \text{ MPa}$ η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας (§1.3.8.2)
- $CF_{EG2} = 1,20$ ο συντελεστής εμπιστοσύνης για στάθμη γνώσης “Κανονική”
- $\gamma_M = 1,80$ ο συντελεστής ασφαλείας για σεισμική ανάλυση

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας είναι ίση με:

$$f_d = \frac{f_m}{CF_{EG2}} = \frac{3,22}{1,20} = 2,68 \text{ MPa}$$

- $N_1 = 0,8 \text{ KN}$ (1959), $N_2 = 0,9 \text{ KN}$ (1985) και $N_3 = 2,0 \text{ KN}$ (EC8-1) οι δρώσες θλιπτικές αξονικές δυνάμεις για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού επομένως

$$v_{d,1} = \frac{N_1}{D \cdot t \cdot f_d} = \frac{0,8}{4,0 \cdot 0,6 \cdot 2680} = 0,0005 \quad (1959)$$

$$v_{d,2} = \frac{N_2}{D \cdot t \cdot f_d} = \frac{0,9}{4,0 \cdot 0,6 \cdot 2680} = 0,0005 \quad (1985)$$

$$v_{d,3} = \frac{N_3}{D \cdot t \cdot f_d} = \frac{2,0}{4,0 \cdot 0,6 \cdot 2680} = 0,0011 \quad (\text{EC8-1})$$

- Με βάση τις διαστάσεις του υπερθύρου προκύπτει ο συντελεστής K ο οποίος ισούται με

$$K = 1 - 0,5 \cdot \frac{H}{L} = 1 + 0,5 \cdot \frac{1,2}{1,1} = 1,55 \quad (1,0 \leq K \leq 1,5)$$

άρα ο συντελεστής K λαμβάνει τη μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή 1,5

- $f_{vm0} = 0,028 \text{ MPa}$ η μέση αρχική διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας άρα

$$f_{vdo} = \frac{f_{vm0}}{CF_{EG2} \cdot \gamma_M} = \frac{56,0}{1,20 \cdot 1,80} = 25,93 \text{ KPa}$$

- $f_{wtd} = 1,5 \cdot f_{vdo} = 1,5 \cdot 25,93 = 38,9 \text{ KPa}$ άρα

$$f_{vd,t,1} = \frac{1}{1,5} \sqrt{f_{wtd}(f_{wtd} + v_d f_d)} = \frac{1}{1,5} \sqrt{38,9(38,9 + 0,0030 \cdot 1530)} = 26,33 \text{ KPa}$$

$$f_{vd,t,2} = \frac{1}{1,5} \sqrt{f_{wtd}(f_{wtd} + v_d f_d)} = \frac{1}{1,5} \sqrt{38,9(38,9 + 0,0012 \cdot 1530)} = 26,38 \text{ KPa}$$

$$f_{vd,t,3} = \frac{1}{1,5} \sqrt{f_{wtd}(f_{wtd} + v_d f_d)} = \frac{1}{1,5} \sqrt{38,9(38,9 + 0,0004 \cdot 1530)} = 26,92 \text{ KPa}$$

επομένως, σύμφωνα με την αρχική σχέση προκύπτει αντοχή για κάθε σεισμό σχεδιασμού ίση με

$$V_{f,1} = f_{vd,t,1} \cdot D \cdot t = 26,33 \cdot 1,1 \cdot 0,6 = 17,38 \text{ KN} \quad (1959)$$

$$V_{f,2} = f_{vd,t,2} \cdot D \cdot t = 26,38 \cdot 1,1 \cdot 0,6 = 17,41 \text{ KN} \quad (1985)$$

$$V_{f,3} = f_{vd,t,3} \cdot D \cdot t = 26,92 \cdot 1,1 \cdot 0,6 = 17,77 \text{ KN} \quad (\text{EC8-1})$$

Παρατήρηση 13^η: Μετά τους υπολογισμούς των διατμητικών αντοχών έναντι κάμψης και διαγώνιας διατμητικής αστοχίας, για κάθε σεισμό σχεδιασμού, εξετάζεται ποια από τις δύο είναι μικρότερη. Αυτή θα συγκριθεί με τη δρώσα διατμητική δύναμη.

$$V_{f,1} = \min\{0,18 ; 17,38\} = 0,18 \text{ KN} \quad (1959)$$

$$V_{f,2} = \min\{0,21 ; 17,41\} = 0,21 \text{ KN} \quad (1985)$$

$$V_{f,3} = \min\{0,60 ; 17,77\} = 0,60 \text{ KN} \quad (\text{EC8-1})$$

Από τις αναλύσεις για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού προκύπτει ότι

$$V_{Ed,1} = 21,6 \text{ KN} \quad (1959)$$

$$V_{Ed,2} = 21,0 \text{ KN} \quad (1985)$$

$$V_{Ed,3} = 37,2 \text{ KN} \quad (\text{EC8-1})$$

επομένως

$$V_{f,1} = 0,18 \text{ KN} < V_{Ed,1} = 21,6 \text{ KN} \quad (1959)$$

$$V_{f,2} = 0,21 \text{ KN} < V_{Ed,2} = 21,0 \text{ KN} \quad (1985)$$

$$V_{f,3} = 0,60 \text{ KN} < V_{Ed,3} = 37,2 \text{ KN} \quad (\text{EC8-1})$$

Παρατήρηση 14^η: Από τις παραπάνω συγκρίσεις προκύπτει ότι ο έλεγχος επάρκειας του πεσσού Π1 κατά EC8 για στάθμη επιτελεστικότητας “Περιορισμού Βλαβών” (DL) **ΔΕΝ ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ** για κανένα σεισμό σχεδιασμού. Ο έλεγχος επάρκειας του πεσσού για τους σεισμούς σχεδιασμού αυτούς θα συνεχιστεί για στάθμη επιτελεστικότητας “Σημαντικών Βλαβών” (SD).

Έλεγχος για στάθμη επιτελεστικότητας “Σημαντικών Βλαβών” (SD)

Από τη σεισμική ανάλυση του φορέα προέκυψαν οι εξής μετακινήσεις στα άκρα του υπερθύρου για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού:

$$u_j = -0,59 \text{ mm} \quad u_i = +0,00 \text{ mm} \quad (1959)$$

$$u_j = -0,64 \text{ mm} \quad u_i = +0,00 \text{ mm} \quad (1985)$$

$$u_j = -0,71 \text{ mm} \quad u_i = +0,00 \text{ mm} \quad (\text{EC8-1})$$

Με βάση τις παραπάνω μετακινήσεις και το συνολικό ύψος του υπερθύρου ($H = 1,20 \text{ m}$) υπολογίζονται οι σχετικές μετακινήσεις του ως εξής:

$$\delta_1 = \frac{|u_j - u_i|}{H} = \frac{|-0,59 + 0,00|}{1200} = 0,00049 \quad (1959)$$

$$\delta_2 = \frac{|u_j - u_i|}{H} = \frac{|-0,64 + 0,01|}{1200} = 0,00053 \quad (1985)$$

$$\delta_3 = \frac{|u_j - u_i|}{H} = \frac{|-0,71 + 0,00|}{1200} = 0,00059 \quad (\text{EC8-1})$$

οι οποίες παρατηρείται ότι, για δευτερεύοντα στοιχεία (υπέρθυρα) που ελέγχονται από την κάμψη (η κάμψη προέκυψε δυσμενέστερη παραπάνω) δεν υπερβαίνουν τη μέγιστη επιτρεπόμενη σχετική μετακίνηση. Αναλυτικά:

$$\delta_1 = 0,00049 < \delta_u = 0,012 \cdot \frac{H_0}{D} = 0,012 \cdot \frac{2,4}{1,1} = 0,026 \quad (1959)$$

$$\delta_2 = 0,00053 < \delta_u = 0,012 \cdot \frac{H_0}{D} = 0,012 \cdot \frac{2,4}{1,1} = 0,026 \quad (1985)$$

$$\delta_3 = 0,00059 < \delta_u = 0,012 \cdot \frac{H_0}{D} = 0,012 \cdot \frac{2,4}{1,1} = 0,026 \quad (\text{EC8-1})$$

επομένως ικανοποιείται ο έλεγχος για τη στάθμη “Σημαντικών Βλαβών” (SD) και το υπέρθυρο Υ1 θα υποστεί Σημαντικές Βλάβες (SD) κατά τους σεισμούς σχεδιασμού του 1959, του 1985 και του EC8-1.

1.3.10 Συμπεράσματα – Σχόλια

Στην παράγραφο αυτή παρουσιάζονται ορισμένα συμπεράσματα τα οποία προκύπτουν από την πραγματοποίηση των απαιτούμενων ελέγχων επάρκειας των στοιχείων του φορέα (πριν και μετά την ενίσχυσή του) για τους τρεις σεισμούς σχεδιασμού (1959, 1985 και EC8-1).

Πριν την εφαρμογή της ενίσχυσης – Σεισμός σχεδιασμού του 1959:

Το κτήριο το οποίο μελετάται, όπως φαίνεται στα σχήματα Π.44 έως Π.48 του παραρτήματος, αποτελείται από τέσσερις όψεις με συνολικά 147 πεσσούς και 136 υπέρθυρα. Σύμφωνα με το σχήμα Π.44 του παραρτήματος, πριν την εφαρμογή της ενίσχυσης και για το σεισμό σχεδιασμού του κανονισμού του 1959, 83 πεσσοί (57% του συνολικού αριθμού των πεσσών) ικανοποιούν τους απαιτούμενους ελέγχους επάρκειας και επομένως θα υποστούν περιορισμένες βλάβες (Στάθμη “Περιορισμού Βλαβών” (DL)). Οι υπόλοιποι 64 πεσσοί (43% του συνολικού αριθμού των πεσσών) αστοχούν είτε σε κάμψη είτε σε διάτμηση (το σύνολό τους αστοχεί σε διάτμηση) αλλά ικανοποιούν τη στάθμη επιτελεστικότητας “Σημαντικών Βλαβών” (SD). Οι πεσσοί αυτοί επομένως, θα υποστούν σημαντικές βλάβες για το σεισμό σχεδιασμού του κανονισμού του 1959, στάθμη η οποία είναι αποδεκτή για το συγκεκριμένο κτήριο. Όσον αφορά στα υπέρθυρα, σύμφωνα με τους πίνακες Π.4 έως Π.11 του παραρτήματος, μόλις για 5 από αυτά (3% του συνόλου) ικανοποιούνται οι απαιτούμενοι έλεγχοι επάρκειας και επομένως θα υποστούν περιορισμένες βλάβες (Στάθμη “Περιορισμού Βλαβών” (DL)). Για τα υπόλοιπα 131 υπέρθυρα δεν ικανοποιούνται οι έλεγχοι επάρκειας για τη στάθμη “Περιορισμού Βλαβών” (DL). Ωστόσο, ικανοποιείται η στάθμη επιτελεστικότητας “Σημαντικών Βλαβών” (SD) και επομένως θα υποστούν σημαντικές βλάβες για το σεισμό σχεδιασμού του 1959.

Πριν την εφαρμογή της ενίσχυσης – Σεισμός σχεδιασμού του EC8-1:

Από την πραγματοποίηση των ελέγχων επάρκειας των στοιχείων πριν την εφαρμογή της ενίσχυσης και για το σεισμό σχεδιασμού του EC8-1, σύμφωνα με το σχήμα Π.45 του παραρτήματος, προκύπτει ότι μόλις 39 από τους 147 πεσσούς (27% του συνόλου) ικανοποιούν τους απαιτούμενους ελέγχους επάρκειας και επομένως θα υποστούν περιορισμένες βλάβες (Στάθμη “Περιορισμού Βλαβών” (DL)). Οι υπόλοιποι 108 πεσσοί (44 πεσσοί περισσότεροι σε σχέση με το σεισμό σχεδιασμού του 1959) αστοχούν είτε σε κάμψη είτε σε διάτμηση (13 από αυτούς αστοχούν σε κάμψη και 95 σε διάτμηση) αλλά ικανοποιούν τη στάθμη επιτελεστικότητας “Σημαντικών Βλαβών” (SD). Οι πεσσοί αυτοί, επομένως, θα υποστούν σημαντικές βλάβες για το συγκεκριμένο σεισμό σχεδιασμού, στάθμη η οποία είναι αποδεκτή για το συγκεκριμένο κτήριο. Όσον αφορά στα υπέρθυρα, σύμφωνα με τους πίνακες Π.12 έως Π.19 του παραρτήματος, μόλις για 6 από αυτά (3% του συνόλου) ικανοποιούνται οι απαιτούμενοι έλεγχοι επάρκειας και επομένως θα υποστούν περιορισμένες βλάβες (Στάθμη “Περιορισμού Βλαβών” (DL)). Για τα υπόλοιπα 130 υπέρθυρα δεν ικανοποιούνται οι έλεγχοι

επάρκειας για τη στάθμη “Περιορισμού Βλαβών” (DL). Ωστόσο, ικανοποιείται η στάθμη επιτελεστικότητας “Σημαντικών Βλαβών” (SD) και επομένως θα υποστούν σημαντικές βλάβες για το σεισμό σχεδιασμού του EC8-1.

Μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης – Σεισμός σχεδιασμού του 1959:

Από την πραγματοποίηση των ελέγχων επάρκειας μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης και για το σεισμό σχεδιασμού του 1959, σύμφωνα με το σχήμα Π.46 του παραρτήματος, προκύπτει ότι 101 από τους 147 πεσσούς (69% του συνόλου) ικανοποιούν τους απαιτούμενους ελέγχους επάρκειας και επομένως θα υποστούν περιορισμένες βλάβες (Στάθμη “Περιορισμού Βλαβών” (DL)). Οι υπόλοιποι 46 πεσσοί (18 πεσσοί λιγότεροι σε σχέση με το φορέα πριν την ενίσχυση για το σεισμό σχεδιασμού του 1959) αστοχούν είτε σε κάμψη είτε σε διάτμηση (1 από αυτούς αστοχεί σε κάμψη και 45 σε διάτμηση) αλλά ικανοποιούν τη στάθμη επιτελεστικότητας “Σημαντικών Βλαβών” (SD). Οι πεσσοί αυτοί, επομένως, θα υποστούν σημαντικές βλάβες για το σεισμό σχεδιασμού του 1959, στάθμη η οποία είναι αποδεκτή για το συγκεκριμένο κτήριο. Όσον αφορά στα υπέρθυρα, σύμφωνα με τους πίνακες Π.20 έως Π.27 του παραρτήματος, μόλις για 7 από αυτά (3% του συνόλου) ικανοποιούνται οι απαιτούμενοι έλεγχοι επάρκειας και επομένως θα υποστούν περιορισμένες βλάβες (Στάθμη “Περιορισμού Βλαβών” (DL)). Για τα υπόλοιπα 129 υπέρθυρα δεν ικανοποιούνται οι έλεγχοι επάρκειας για τη στάθμη “Περιορισμού Βλαβών” (DL). Ωστόσο, ικανοποιείται η στάθμη επιτελεστικότητας “Σημαντικών Βλαβών” (SD) και επομένως θα υποστούν σημαντικές βλάβες για το σεισμό σχεδιασμού του 1959.

Μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης – Σεισμός σχεδιασμού του 1985:

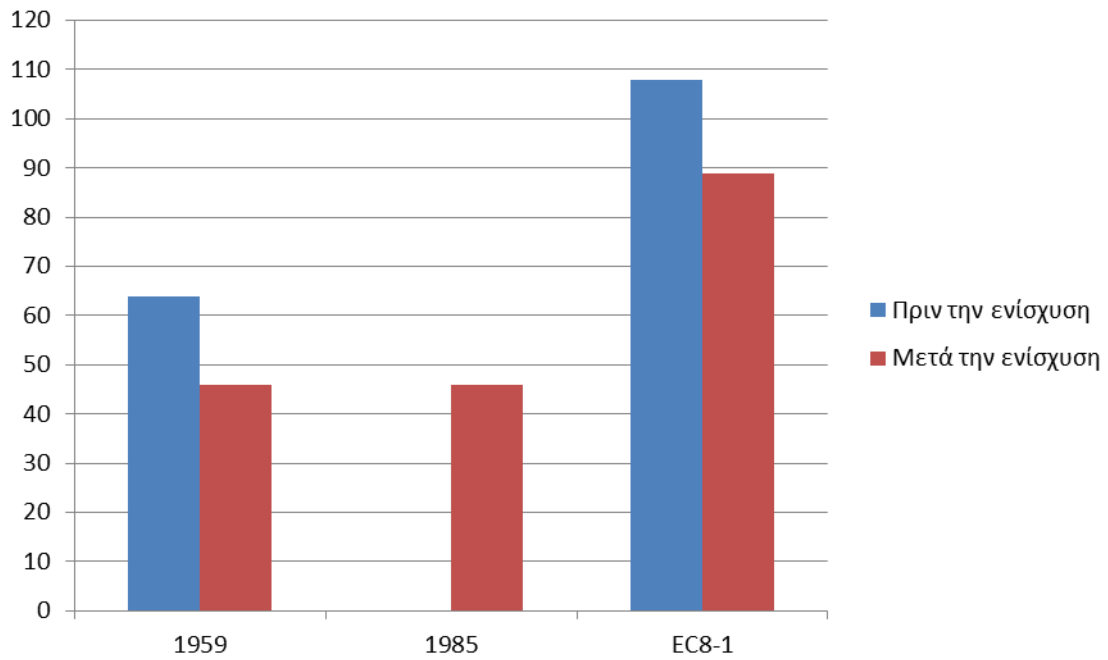
Με βάση τους ελέγχους επάρκειας μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης και για το σεισμό σχεδιασμού του 1985, σύμφωνα με το σχήμα Π.47 του παραρτήματος, προκύπτει ότι 101 από τους 147 πεσσούς (69% του συνόλου) ικανοποιούν τους απαιτούμενους ελέγχους επάρκειας και επομένως θα υποστούν περιορισμένες βλάβες (Στάθμη “Περιορισμού Βλαβών” (DL)). Οι υπόλοιποι 46 πεσσοί αστοχούν είτε σε κάμψη είτε σε διάτμηση (1 από αυτούς αστοχεί σε κάμψη και 45 σε διάτμηση) αλλά ικανοποιούν τη στάθμη επιτελεστικότητας “Σημαντικών Βλαβών” (SD). Οι πεσσοί αυτοί, επομένως, θα υποστούν σημαντικές βλάβες για το σεισμό σχεδιασμού του 1959, στάθμη η οποία είναι αποδεκτή για το συγκεκριμένο κτήριο. Πρέπει να τονιστεί ότι για το σεισμό αυτό σχεδιασμού (1985) αστοχούν οι ίδιοι ακριβώς πεσσοί με το σεισμό σχεδιασμού του 1959. Ο συντελεστής επάρκειας, ωστόσο, των στοιχείων είναι μικρότερος για αυτό το σεισμό. Όσον αφορά στα υπέρθυρα, σύμφωνα με τους πίνακες Π.28 έως Π.35 του παραρτήματος, μόλις για 7 από αυτά (3% του συνόλου) ικανοποιούνται οι απαιτούμενοι έλεγχοι επάρκειας και επομένως θα υποστούν περιορισμένες βλάβες (Στάθμη “Περιορισμού Βλαβών” (DL)). Για τα υπόλοιπα 129 υπέρθυρα δεν ικανοποιούνται οι έλεγχοι επάρκειας για τη στάθμη “Περιορισμού Βλαβών” (DL). Ωστόσο, ικανοποιείται η στάθμη

επιτελεστικότητας “Σημαντικών Βλαβών” (SD) και επομένως θα υποστούν σημαντικές βλάβες για το σεισμό σχεδιασμού του 1985.

Μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης – Σεισμός σχεδιασμού του EC8-1:

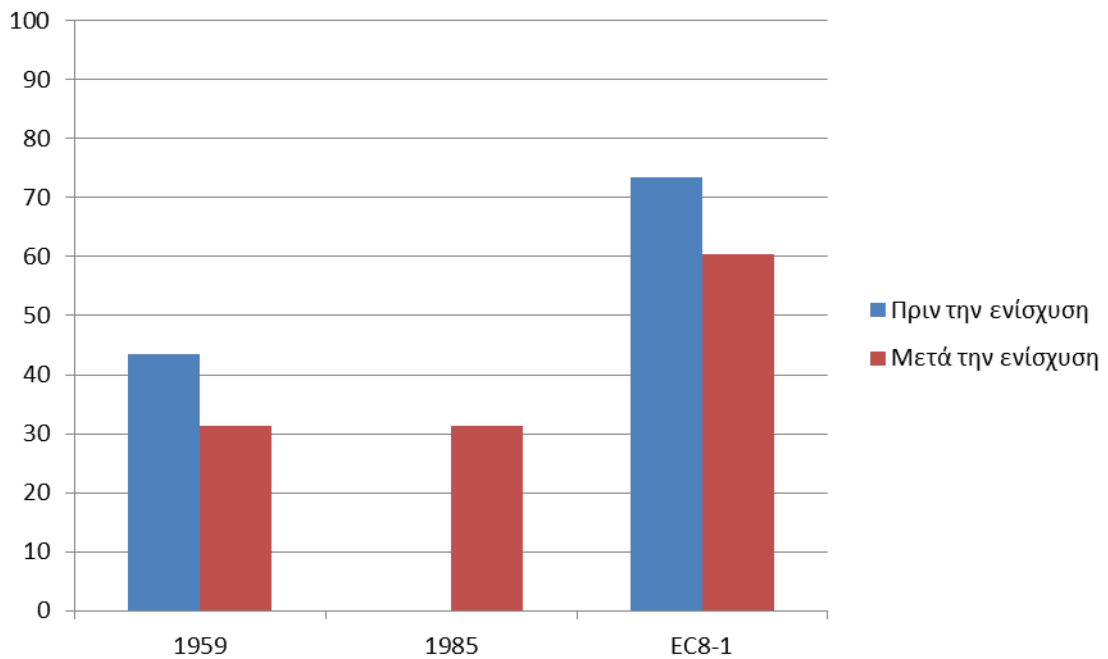
Με βάση τους ελέγχους επάρκειας μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης και για το σεισμό σχεδιασμού του EC8-1, σύμφωνα με το σχήμα Π.48 του παραρτήματος, προκύπτει ότι 58 από τους 147 πεσσούς (39% του συνόλου) ικανοποιούν τους απαιτούμενους ελέγχους επάρκειας και επομένως θα υποστούν περιορισμένες βλάβες (Στάθμη “Περιορισμού Βλαβών” (DL)). Οι υπόλοιποι 89 πεσσοί (43 πεσσοί περισσότεροι σε σχέση με το σεισμό σχεδιασμού του 1959 και 1985) αστοχούν είτε σε κάμψη είτε σε διάτμηση (21 από αυτούς αστοχούν σε κάμψη και 68 σε διάτμηση) αλλά ικανοποιούν τη στάθμη επιτελεστικότητας “Σημαντικών Βλαβών” (SD). Οι πεσσοί αυτοί, επομένως, θα υποστούν σημαντικές βλάβες για το σεισμό σχεδιασμού του EC8-1, στάθμη η οποία είναι αποδεκτή για το συγκεκριμένο κτήριο. Όσον αφορά στα υπέρθυρα, σύμφωνα με τους πίνακες Π.36 έως Π.43 του παραρτήματος, μόλις για 5 από αυτά (4% του συνόλου) ικανοποιούνται οι απαιτούμενοι έλεγχοι επάρκειας και επομένως θα υποστούν περιορισμένες βλάβες (Στάθμη “Περιορισμού Βλαβών” (DL)). Για τα υπόλοιπα 131 υπέρθυρα δεν ικανοποιούνται οι έλεγχοι επάρκειας για τη στάθμη “Περιορισμού Βλαβών” (DL). Ωστόσο, ικανοποιείται η στάθμη επιτελεστικότητας “Σημαντικών Βλαβών” (SD) και επομένως θα υποστούν σημαντικές βλάβες για το σεισμό σχεδιασμού του EC8-1.

Αστοχίες πεσσών κτηρίου (συνολικός αριθμός)



(α)

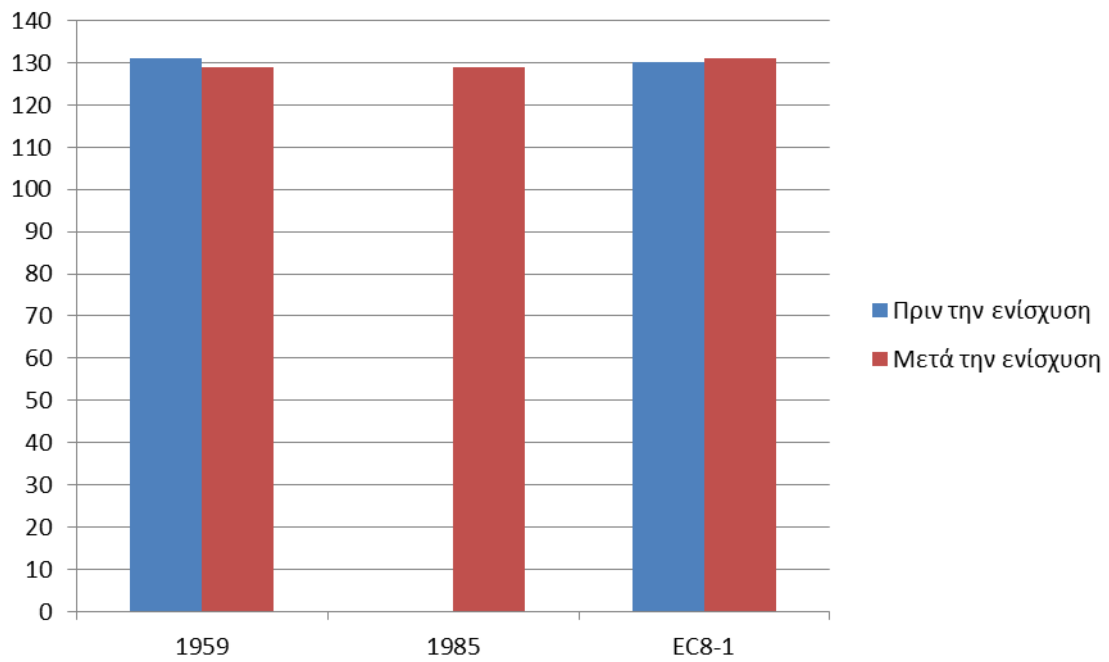
Αστοχίες πεσσών κτηρίου (ποσοστό %)



(β)

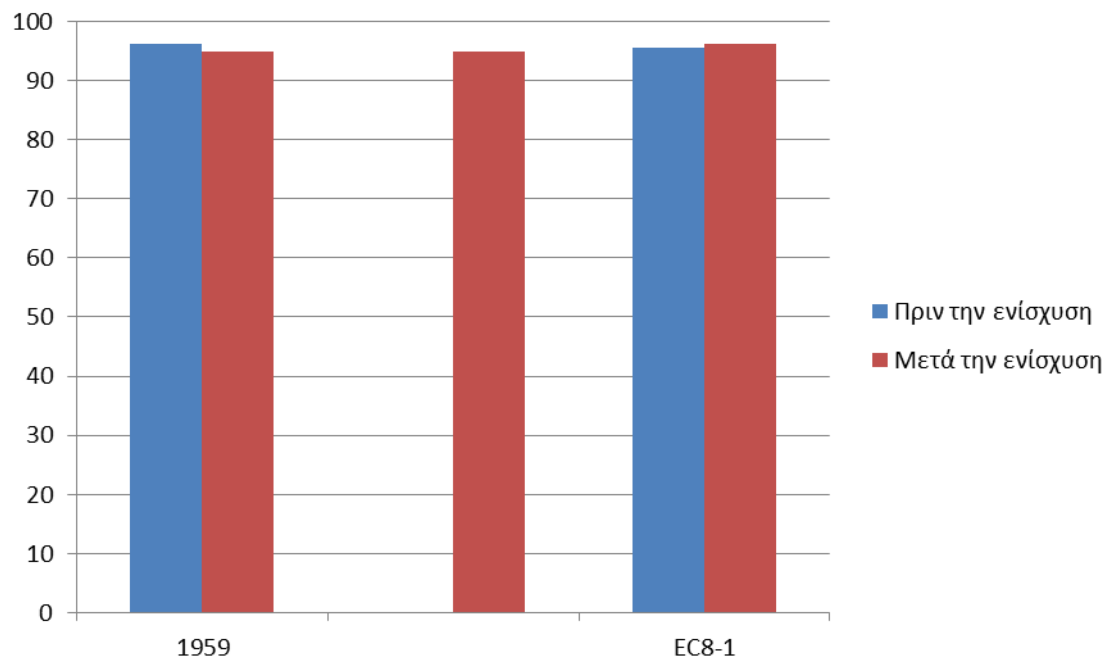
Σχήμα 1.3.4. Αστοχίες πεσσών κτηρίου. (α) συνολικός αριθμός, (β) ποσοστό %

Αστοχίες υπερθύρων κτηρίου (συνολικός αριθμός)



(α)

Αστοχίες υπερθύρων κτηρίου (%)



(β)

Σχήμα 1.3.5. Αστοχίες υπερθύρων κτηρίου. (α) συνολικός αριθμός, (β) ποσοστό %

1.3.11 Υπολογισμός συνολικής ποσότητας ενέματος - αρμολογήματος

Στην παράγραφο αυτή υπολογίζονται οι συνολικοί όγκοι του ενέματος μάζας και του αρμολογήματος που απαιτούνται για την εφαρμογή της ενίσχυσης της τοιχοποιίας. Ένεμα μάζας εισάγεται σε όλους τους φέροντες τοίχους ενώ αρμολόγημα εφαρμόζεται τόσο στις εσωτερικές όσο και στις εξωτερικές επιφάνειες του κτηρίου. Αναλυτικά:

Υπολογισμός ενέματος μάζας τοιχοποιίας

- Από μετρήσεις προκύπτει ότι ο συνολικός όγκος τοιχοποιίας είναι ίσος με $V_{\text{τοιχ}} = 952,5 \text{ m}^3$
- Το ποσοστό των κενών λαμβάνεται ίσο με 20% επομένως
- Ο συνολικός απαιτούμενος όγκος ενέματος μάζας είναι ίσος με $V_{\text{ενεμ}} = 0,2 \cdot 952,5 = 190,5 \text{ m}^3$

Υπολογισμός αρμολογήματος τοιχοποιίας

- Από μετρήσεις προκύπτει ότι η συνολική εξωτερική επιφάνεια της τοιχοποιίας είναι ίση με $A_{\text{εξωτ}} = 1300,0 \text{ m}^2$
- Επίσης προκύπτει ότι η συνολική εσωτερική επιφάνεια της τοιχοποιίας είναι ίση με $A_{\text{εσωτ}} = 1827,8 \text{ m}^2$
- Το ποσοστό των αρμών επί της επιφάνειας της τοιχοποιίας λαμβάνεται ίσο με 20%
- Το βάθος του αρμολογήματος επιλέγεται ίσο με 5 cm επομένως
- Ο συνολικός απαιτούμενος όγκος αρμολογήματος είναι ίσος με

$$V_{\text{αρμ}} = (1300,0 + 1827,8) \cdot 0,2 \cdot 0,05 = 31,3 \text{ m}^3$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

2 Αρχαία ελληνική οχυρωματική κατασκευή από τοιχοποιία

Σε αυτό το μέρος της εργασίας, όπως αναφέρθηκε και στην περίληψη, μελετάται η σεισμική απόκριση ενός αρχαίου ελληνικού οχυρωματικού έργου από τοιχοποιία. Η κατασκευή είναι ο πύργος με ονομασία Π3 του αρχαίου ελληνικού φρουρίου των Αιγιοσθενών που βρίσκεται στην τοποθεσία “Πόρτο Γερμενό” στην Αττική. Στην πραγματικότητα μελετάται η σεισμική απόκριση τμήματος του πύργου που σώζεται μέχρι σήμερα σε σεισμικά φορτία που έχουν καταγραφεί και διερευνάται η ευστάθειά του. Στόχος είναι η βαθύτερη κατανόηση της κινηματικής συμπεριφοράς κατασκευών αυτού του είδους.

2.1 Ιστορικά στοιχεία

2.1.1 Γενικά ιστορικά στοιχεία οχυρώσεων στην αρχαία Ελλάδα (*Ο πόλεμος στην αρχαία Ελλάδα – Γεώργιος Σταϊνχάουερ, 2000*)

Για την ελληνική σκέψη η αναγνώριση της αναγκαιότητας του πολέμου ως προϋπόθεση της ελεύθερης ύπαρξης του ανθρώπου είναι δεδομένη. Ο πόλεμος στην κλασική εποχή δεν είχε ως σκοπό να καταστρέψει την ισορροπία, οικονομική, πολιτική και στρατιωτική του ελληνικού κόσμου, απλώς μέσω αυτού επιδιωκόταν η μετατόπιση των αντιπάλων.

Η μάχη της φάλαγγας έχει αγωνιστικό χαρακτήρα και διατηρεί τα χαρακτηριστικά του αθλητικού αγώνος. Η σύγκρουση πραγματοποιείται μετά από συμφωνία των δύο αντιπάλων ως προς τον κατάλληλο τόπο και το χρόνο της σύγκρουσης. Η μάχη συνεπώς αποφασίζεται όταν και οι δύο αντίπαλοι είναι έτοιμοι. Ακόμα και τον 2^ο αι. π.Χ. θεωρείται άδικη και αγενής πολεμική συμπεριφορά η μη κατά πρόσωπο αντιμετώπιση του αντιπάλου. Η προσφυγή στις αντίθετες προς το πνεύμα της κλασικής παράταξης πρακτικές του αιφνιδιασμού και της ενέδρας είναι σπάνια. Η μορφή και τα όρια αυτά ανταποκρίνονται στον περιορισμένο κόσμο της αρχαίας πόλης.

Στην Ελλάδα του 6^{ου} - 4^{ου} αι. μπορεί να γίνει λόγος για στρατηγική σε μεγάλη κλίμακα μόνο στις περιπτώσεις της μεγάλης χερσαίας δύναμης της Πελοποννήσου, της Σπάρτης και των ναυτικών και εμπορικών δυνάμεων της Κορίνθου και της Αθήνας. Η στρατηγική με τη μορφή εποχιακών επιδρομών εξελίσσεται σύντομα σε μια στρατηγική συστηματικής κύκλωσης του αντιπάλου με τον επιτειχισμό, τη δημιουργία δηλαδή μιας σειράς οχυρών στα σύνορα ή στα παράλια της ξένης χώρας, ένα είδος μόνιμης πολιορκίας, αποφασιστικής για την εξουθένωση του αντιπάλου. Με τη δημιουργία, χάρη στις οχυρώσεις της Αθήνας, του Πειραιά και των Μακρών Τειχών, μιας ασφαλούς νησίδας για τον πληθυσμό της Αττικής, αντιστρέφεται η παραδοσιακή στρατηγική. Η Περίκλεια στρατηγική συνίσταται στη συστηματική αποφυγή της αναμέτρησης και την παράλληλη ανάπτυξη ενός νέου συστήματος άμυνας που στηρίζεται στην εγκατάλειψη της χώρας χάριν του άστεως. Κάτω από αυτές τις συνθήκες, η αποφασιστική

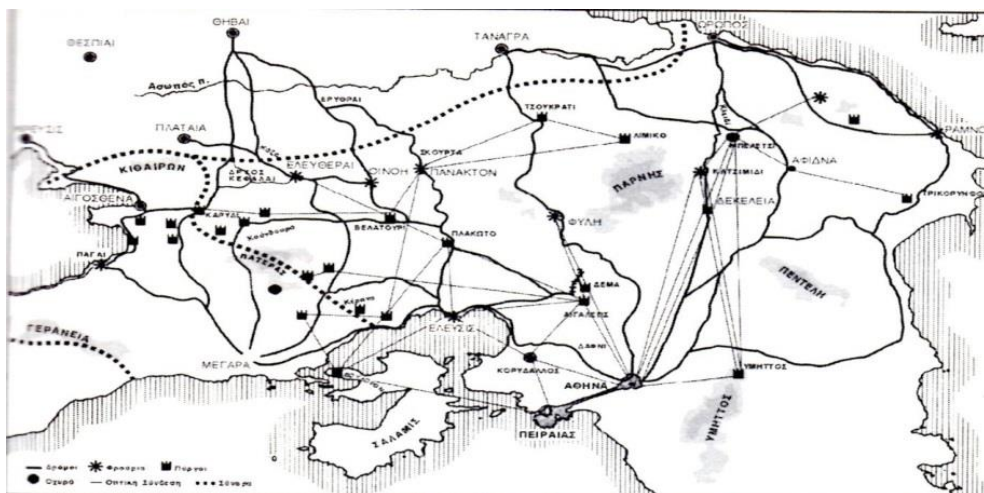
ένοπλη αναμέτρηση, θα χάσει τη σημασία που είχε ως αποκλειστικός τρόπος επίλυσης των διαφορών.

Ωστόσο, μετά την κατάρρευση, το 404 π.Χ., του αθηναϊκού οικοδομήματος, εγκαταλείπεται και η αμυντική στρατηγική του Περικλή. Κύριο χαρακτηριστικό της αθηναϊκής στρατηγικής του 4^{ου} αι. αποτελεί η επέκταση της αμυντικής στρατηγικής πέρα από τα στενά όρια της πόλης. Η εμπειρία ήταν τραυματική όταν οι Αθηναίοι υποχρεώθηκαν να ζήσουν ως παθητικοί παρατηρητές την καταστροφή της Αττικής στον Πελοποννησιακό πόλεμο. Το θέμα της λεηλασίας της χώρας έγινε κοινός τόπος, τόσο για τους ρήτορες – από τον Λυσία και τον Ανδοκίδη, έως τον Ισοκράτη και τον Αισχίνη - όσο και για τους φιλοσόφους. Τον 4^ο αιώνα, κανείς δεν διαφωνεί ότι εκείνο που προέχει είναι η εξασφάλιση των συνόρων. Οι Αθηναίοι οπλίτες περιορίζονται πλέον στην υπεράσπιση των συνόρων και σε όσες εκστρατείες σε γειτονικές περιοχές κρίνονται αναγκαίες για αυτό το σκοπό. Παρά τις προσπάθειες του Δημοσθένη να πείσει για την αναγκαιότητα αντιμετώπισης του Φιλίππου, η σκοπιμότητα για μακρινές εκστρατείες αμφισβητείται ήδη από τον Λυσία και αυτές, αποτελούν πλέον έργο, κυρίως των μισθοφόρων.

Ο πόλεμος του 4^{ου} αι. θέτει τελείως διαφορετικούς στόχους, τείνει πλέον να γίνει ολοκληρωτικός. Ο σκοπός του είναι η εξόντωση και η πλήρης υποταγή του αντιπάλου. Η μάχη παίρνει έναν ακραίο χαρακτήρα, όπως απόλυτο είναι και το τίμημα της νίκης. Η νέα στρατηγική απαιτεί όχι μόνο την επέκταση των επιχειρήσεων έξω από τα στενά τοπικά όρια (τον κλασικό κάμπο) και το χρονικό όριο μερικών εβδομάδων, αλλά συγχρόνως και την εγκατάλειψη του “αγωνιστικού” ηθικού πλαισίου της από παρατάξης μάχης. Κύρια χαρακτηριστικά ενός τέτοιου πολέμου είναι συνεπώς όχι η συμπεφωνημένη αναμέτρηση, αλλά ο αιφνιδιασμός, η ενέδρα και η έφοδος για την κατάληψη της ξένης πόλης (η τειχομαχία) και η καταδίωξη του αντιπάλου. Ο τύπος αυτός του πολέμου, δεν γνωρίζει πλέον χρονικά και τοπικά όρια ή ηθικούς φραγμούς. Η εφαρμογή αυτής της στρατηγικής προϋποθέτει αφενός μεν παρατεταμένες εκστρατείες και μόνιμη επάνδρωση ενός αμυντικού συστήματος κι αφετέρου την τελειοποίηση της τεχνικής της μάχης και της πολιορκίας. Τούτο συνεπάγεται τη δημιουργία μόνιμων επαγγελματικών στρατών, δηλαδή μισθοφόρων, αλλά και μιας επαγγελματικής στρατιωτικής διοίκησης.

Αντίστοιχες είναι και οι διαφορές ως προς την αξιολόγηση της άμυνας της χώρας και της πόλης, από τους ιστορικούς του 5^{ου} αι. (Ηρόδοτο, Θουκυδίδη) και του 4^{ου} αι. (Ισοκράτη, Αριστοτέλη, Πλάτωνα). Τον Πλάτωνα ενδιαφέρει αποκλειστικά η οχύρωση της χώρας που την μοιράζει σε 12 μοίρες, κάθε μία να διοικείται από 5 φρουράρχους και 60 αγρονόμους, με έργο τους την οχύρωση και αξιοποίησή της, ενώ η σύνδεση των πολιτών με τη χώρα επιτυγχάνεται με κατανομή κλήρων έτσι ώστε καθένας να έχει έναν κοντά στην πόλη και έναν άλλο στην περιοχή των συνόρων. Ο Αριστοτέλης, πιο ρεαλιστής, δεν αμφισβητεί την αναγκαιότητα της οχύρωσης της πόλεως, ενώ η μέριμνα για την προστασία της χώρας στηρίζεται και εδώ στην

κατανομή των κλήρων σε δύο μέρη. Το πνεύμα της νέας στρατηγικής κυριαρχεί στα συγγράμματα του Ξενοφώντα και του Αινεία του Τακτικού. Ο Ξενοφών, συμφωνεί με την Περίκλεια στρατηγική και ως λύση για την προστασία της Αττικής προτείνει τη δημιουργία ενός συστήματος οχυρών θέσεων και μιας ευέλικτης στρατηγικής σύμφωνης προς το έδαφος και το συσχετισμό δυνάμεων. Για τον Αινεία σκοπός της στρατηγικής είναι να μην εγκαταλειφθεί η χώρα σε λεηλασία, ούτε να διακινδυνεύσει τα πάντα η πόλη σε μία μάχη. Ως στόχο θέτει, (α) τη δημιουργία εμποδίων στην εισβολή, στην εγκατάσταση και στην τροφοδοσία του εχθρού (διάβαση ποταμών, δολεύματα σε αμμώδεις ή βραχώδεις όχθες), (β) την κατάληψη στρατηγικών σημείων και περασμάτων στα σύνορα ή οχυρών θέσεων στο εσωτερικό κατά μήκος των προσβάσεων στην πόλη με σύστημα οπτικής επικοινωνίας μεταξύ τους και (γ) την οργάνωση της εκκένωσης της χώρας πριν από την άφιξη του εχθρού. Η εφαρμογή επιθετικής τακτικής συνιστάται μόνο εφόσον το επιτρέπουν οι συσχετισμοί δυνάμεων. Ο εχθρός που αποχωρεί αφού έχει ήδη προλάβει να ολοκληρώσει τη λεηλασία της χώρας, αντιμετωπίζεται με το συνδυασμό κλεφτοπολέμου κατά την πορεία του και μιας μεγάλης εκτάσεως ενέδρας στα σύνορα. Παράλληλα παρατηρείται η αναβίωση στρατηγικών γνωστών από τα Μηδικά, όπως η προληπτική επίθεση και η ανακοπή του εχθρού πριν αυτός φθάσει στα σύνορα, ή η σύγκρουση στα (φυσικά ή τεχνητά) σύνορα της πόλεως, όπως στα Τέμπη, τις Θερμοπύλες και τον Ισθμό, τέλος η αντίσταση εντός των συνόρων, με τη μορφή μιας ελαστικής άμυνας, που βασίζεται είτε σε ένα σύστημα οχυρών θέσεων, είτε σε δυνάμεις όπως το ιππικό των Σκυθών (Ηρόδοτος). Μέσα σ' αυτές εντάσσεται η οχύρωση των περασμάτων σε ευρύτερες αγροτικές περιοχές, όπως η οχύρωση των Συρακουσών, του Ισθμού το 371 π.Χ., των Βοιωτών που αντιμετωπίζει ο Αγησίλαος το 378 π.Χ. και πιθανώς το συγγενικό με αυτές «Δέμα» μεταξύ Πάρνηθας και Αιγάλεω, τα καταφύγια για ανθρώπους και ζώα (Αιτωλία, Ακαρνανία), καθώς και τα τείχη κατά των βαρβάρων στη Χερσόνησο και στην Κριμαία. Η εγκατάλειψη της χώρας και η άμυνα στα τείχη του άστεως παραμένει, ως τελευταία λύση.



Σχήμα 2.1.1. Το αμυντικό σύστημα της Αττικής τον 4^ο αι. π.Χ.

Η νέα στρατηγική βασίζεται επομένως, στον πολλαπλασιασμό, τη διαφοροποίηση και την οργάνωση σε σύστημα των σημείων αντίστασης σε ολόκληρη την έκταση της χώρας, η οποία γίνεται, θέατρο πολύπλοκων και μακράς διάρκειας επιχειρήσεων από τα οχυρά των συνόρων έως το τελευταίο καταφύγιο, που είναι η ίδια η πόλη. Ελάχιστες είναι πλέον οι μάχες όπου παίζονται όλα για όλα. Είναι βέβαιο ότι ήδη στην αρχή του Πελοποννησιακού πολέμου η Αττική καλυπτόταν από φρούρια. Σύμφωνα με τον Περικλή η Αθήνα διέθετε στην αρχή του πολέμου 13.000 οπλίτες, πέραν αυτών που ήταν στα φρούρια. Από αυτά είναι γνωστή αρχαιολογικά η οχύρωση της Ελευσίνας και αναφέρονται ονομαστικά η Οινόη, το Βούδουρον της Σαλαμίνας που καταλαμβάνουν οι Πελοποννήσιοι το 429 π.Χ., και το Πάνακτο που καταστρέφεται από τους Βοιωτούς το 420 π.Χ.. Άλλα κατασκευάστηκαν κατά τη διάρκεια του πολέμου. Μετά την εγκατάσταση των Πελοποννησίων στη Δεκέλεια το 412 π.Χ. οχυρώνονται το Σούνιο, ο Θορικός και ο Ραμνούς.

Πριν από τον 4^ο αι., τα φρούρια δεν αποτελούσαν κάποιο οχυρωματικό σύστημα και ο στρατηγικός ρόλος τους συνδεόταν περισσότερο με την άμυνα και την εξασφάλιση της τροφοδοσίας της πόλης, παρά με την προστασία της χώρας. Τα παραθαλάσσια οχυρά (Βούδουρον, Σούνιον, Θορικόν, Ραμνούς), που συμπληρώνονταν με σειρά παρατηρητηρίων κατά μήκος της ακτής, είχαν ως σκοπό την εποπτεία των θαλασσίων δρόμων, των φορτηγίδων που μετέφεραν το στάρι στο άστυ, ιδιαίτερα από την στιγμή που η κατάληψη της Δεκέλειας από τους Σπαρτιάτες έκανε αδύνατη τη χρήση του χερσαίου δρόμου από την Εύβοια στην Αθήνα. Όσο για τα χερσαία οχυρά (Οινόη, Πάνακτον), αυτά έπαιζαν ρόλο παρατηρητηρίων που ειδοποιούσαν, ώστε ο πληθυσμός της Αττικής να προλάβει να συγκεντρωθεί στο άστυ. Αντίθετα, αρχίζοντας από τον Κορινθιακό πόλεμο και κυρίως μεταξύ 380 π.Χ. και 340 π.Χ., οργανώνεται ένα σύστημα φρουρίων που ελέγχει όλες τις εισόδους της Αττικής από τη Βοιωτία και τη Μεγαρίδα. Παράλληλα, το σύστημα των δρόμων εισόδου στη χώρα, οι οποίοι τώρα συνδέουν τα φρούρια αυτά με το άστυ, βελτιώνεται και ενισχύεται με μία σειρά από πύργους (και φρυκτωρίες) που επιτρέπουν τη γρήγορη επικοινωνία τους με την πόλη. Το δυτικότερο στην αλυσίδα αυτή των φρουρίων, το οχυρό των Ελευθερών (Γυφτόκαστρο) με ένα σύστημα πύργων που φθάνουν έως τα σύνορα, ελέγχει το κύριο πέρασμα από τη Βοιωτία (Δρυός Κεφαλαί, σήμερα πέρασμα της Κάζας), συγχρόνως δε και την είσοδο στην Αττική από τη Βόρεια Μεγαρίδα. Τα υπόλοιπα περάσματα ανατολικά του κυρίως όγκου της Πάρνηθας προστατεύονται από τον οχυρό οικισμό της Οινόης και το φρούριο του Πανάκτου. Τη δεύτερη σειρά άμυνας παρέχουν οι οχυρώσεις της Ελευσίνας και για τους δρόμους της Πάρνηθας το φρούριο της Φυλής. Τέλος, η είσοδος στο λεκανοπέδιο των Αθηνών στο σημείο αυτό, αποκλείστηκε μέσα στην ίδια περίοδο με ένα τείχος, το ονομαζόμενο «Δέμα», που ελέγχει κάθε πρόσβαση από το Θριάσιον πεδίων (Ελευσίνα – Ασπρόπυργος), στην περιοχή των Αχαρνών. Τούτο, αποτελείται από ανεξάρτητα, σε λοξή διάταξη τμήματα, με διόδους μεταξύ των για την έξοδο των αμυνομένων. Η ομοιότητα της σχεδίασης και της λειτουργίας με άλλα αμυντικά έργα

της περιόδου, συνηγορεί για τη χρονολόγησή του στο πρώτο τέταρτο του 4^{ου} αι. Οι τρεις είσοδοι στην ανατολική Αττική από την Ωρωπία, ελέγχονται επίσης από μία σειρά οχυρών. Αρχίζοντας από τα δυτικά, αυτά είναι τα φρούρια στο Κατσιμίδι και τη Δεκέλεια, οι Αφίδνες και ανατολικά μία σειρά πύργων που μαζί με την οχυρή πόλη του Ραμνούντος, ελέγχουν την παραθαλάσσια (κατά μήκος του Ευβοϊκού) είσοδο στην Αττική. Το σύστημα συμπληρώνεται και πάλι, με σειρά φρουρίων και παρατηρητηρίων σε όλο το μήκος της παραλίας αλλά και σε επίκαιρα σημεία στο εσωτερικό (Υμηττός), καθώς και με καταφύγια και οχυρές αγροικίες. Ταυτόχρονα, θεσπίζονται μέτρα για την επάνδρωση των φρουρίων και την οργάνωση της άμυνας. Πρόκειται για την οργάνωση της εφηβείας, με υποχρεωτική για όλους τους νέους, θητεία στη φύλαξη των συνοριακών φρουρίων της Αττικής, τη μεταρρύθμιση του τρόπου επιστρατεύσεως, τον ορισμό στρατηγών ειδικά για την «φυλακήν της χώρας» και τέλος την αναδιοργάνωση των οικονομικών. Την επιτυχία του αμυντικού συστήματος την Αθηνών μαρτυρεί το γεγονός ότι η Αττική δεν γνώρισε ξένη εισβολή έως το Λαμιακό πόλεμο (323 π.Χ. - 322 π.Χ.), τη σύγκρουση μεταξύ της Μακεδονίας και επαναστατημένων πόλεων - κρατών της νότιας Ελλάδας αμέσως μετά τον θάνατο του Μεγάλου Αλεξάνδρου.

Το μέσο αντιμετώπισης του εμποδίου της οχύρωσης από τον επιτιθέμενο, η πολιορκία, (Θουκυδίδης), έγκειται στον αποκλεισμό της οχυρής πόλης ή και ολόκληρης της χώρας. Η οχύρωση απαντά πάντα σε μία συγκεκριμένη πολιορκητική τεχνική και οι προϋποθέσεις για την ίδρυση και την αποτελεσματική λειτουργία της, αφορούν πρώτ' απ' όλα στην καταλληλότητα του χώρου (θέση οχυρή από τη φύση της, με δυνατότητα επαρκούς φρουράς, αποθηκών τροφίμων και δεξαμενών νερού). Ακολουθεί η κτηριακή υποστήριξη σε καίρια σημεία της οχύρωσης, τον περίβολο και τις πύλες, με την σχεδίαση του τρόπου κατασκευής τους. Η αμυντική ικανότητα ως προς τον περίβολο, ενισχύεται με την αύξηση του ύψους και του πάχους, ενώ προστίθενται προστατευτικά έργα, όπως οι τάφροι, τα προτειγίσματα κλπ. Έτσι αντιμετωπίζονται οι πολιορκητικές μηχανές (σκάλες, πύργοι, καταπέλτες) και η υπονόμηση των τειχών. Ιδιαίτερη φροντίδα δίνεται στα ισχυρά σημεία των πύργων και των προμαχώνων. Το πιο ευάλωτο σημείο της οχύρωσης είναι οι πύλες, δεδομένου ότι πρόκειται για ανοίγματα στο συνεχές τείχος, τα οποία μάλιστα πρέπει να είναι αρκετά ευρύχωρα ώστε να εξασφαλίζουν την άνετη προσπέλαση, ιδιαίτερα κατά τη μαζική είσοδο των κατοίκων και των ποιμνίων τους σε περίπτωση εχθρικής εισβολής. Η εξέλιξη συνίσταται στην ενίσχυση της δύναμης αντίστασης των πυλών με την προσθήκη πύργων, τάφρων και υπονόμων, έτσι ώστε αυτές τελικά να αποτελέσουν το πιο ισχυρό σημείο του τείχους.

Τον 5^ο αι., μετά τα Μηδικά και ίσως ως συνέπεια αυτών, όλες οι πόλεις πλέον είναι οχυρές. Ωστόσο η συντήρηση των οχυρώσεων είναι ελλιπέστατη, με φανερή έλλειψη διαρκούς φροντίδας έτσι ώστε την ώρα της πολιορκίας συχνά να βρίσκονται σε κακή κατάσταση. Τούτο ήταν έργο ειδικής επιτροπής με ειδικό προϋπολογισμό. Οι τειχοποιοί των Αθηνών του έτους

443, οι οποίοι είναι πιθανόν ότι συνδέονταν με την κατασκευή, στα χρόνια αυτά, των Μακρών Τειχών, δεν αναφέρονται ξανά. Συμβαίνει μάλιστα τα οικοδομικά υλικά που έχουν εγκαταλειφθεί μπροστά στο τείχος, να βοηθούν ενδεχομένως τον εχθρό να μπει στην πόλη. Η απλή τεχνική των οχυρώσεων του 5^{ου} αι. συνδεόταν με μία παθητική αντίληψη της πολιορκητικής, την πρακτική αντίληψη του αποκλεισμού, όταν οι έφοδοι ήσαν ακόμα σπάνιες και η πολιορκία καταντούσε μία δοκιμασία αντοχής ανάμεσα σε δύο αντιπάλους.

Εξέλιξη οχυρώσεων

Το τείχος

Το πρώτο νέο στοιχείο στην εξέλιξη των οχυρώσεων, είναι η δημιουργία του μεγάλου τείχους που χρησιμοποιεί, τη μορφή του εδάφους. Η υψηλή θέση εξασφαλίζει στον αμυνόμενο την εποπτεία του τοπίου και καθιστά δύσκολη την προσπέλαση και τη χρήση πολιορκητικών μηχανών. Σαν αποτέλεσμα, η έκταση της οχύρωσης, υπερβαίνει κατά πολύ την κατοικημένη περιοχή (π.χ. η Κόρινθος). Με τους Συρακούσιους να προηγούνται, η πρακτική αυτή εφαρμόζεται σε όλο και περισσότερες οχυρώσεις, αυτής και της επόμενης περιόδου, αρχίζοντας με τις κατασκευές των Εκατομνιδών σε Αλικαρνασσό, Αλίνδα, Αλάβανδα, Μύνδο και συνεχίζοντας μ' εκείνες των Διαδόχων στην Αλεξάνδρεια της Τρωάδος, τη Δημητριάδα, τις οχυρώσεις του Λυσιμάχου στην Ηράκλεια του Λάτμου και την Έφεσο, τέλος στη Σελεύκεια Πιερίας. Λόγω κόστους, αυτές οι κατασκευές είναι συνήθως έργο των μεγάλων δυναστών της περιόδου. Στις πόλεις, όπου τη δαπάνη της οχύρωσης φέρουν οι πολίτες, απλώς αυξάνεται το πλάτος του απειλούμενου από κάποιο ύψωμα τμήματος του τείχους, ή ακολουθείται η πρακτική του διατειχίσματος, ενός εσωτερικού τείχους που χρησιμεύει ως σημείο αναδίπλωσης των πολιορκούμενων. Το ίδιο ισχύει και για τη σύγχρονη βελτίωση της αμυντικής κάλυψης του τείχους. Για τις μικρές πόλεις, η έλλειψη καταπελτών κάνει περιττούς τους πύργους, οπότε ενισχύουν την οχύρωση με πιο οικονομικό τρόπο όπως την οδοντωτή χάραξη (Β. Ελλάδα, Γορτυνία). Παράλληλα, βελτιώνεται η κατασκευή του ίδιου του τείχους. Οι επάλξεις είτε ενισχύονται με αντηρίδες, για μεγαλύτερη αντοχή στα βλήματα καταπελτών, είτε αντικαθίστανται από ένα συνεχή τοίχο με πολεμίστρες, για την καλύτερη προστασία των πολεμιστών. Υπάρχει τάση επέκτασης και στο πάνω μέρος του τείχους, της εμπλέκτου (διπλού τοίχου με εσωτερικό γέμισμα) και της συμπαγούς λίθινης κατασκευής, η οποία αντικαθιστά πλέον την πλίνθινη (Γόρτυνα), για λόγους αντοχής και γιατί δεν χρειάζεται συντήρηση. Η διατήρηση του απέργου στην όψη των λίθων και η λοξή διαμόρφωση της βάσης του τείχους, σκοπό έχουν την προστασία των αρμών από τον κριό (Χαιρώνεια, «πυραμίδες» Αργολίδος).

Οι πύργοι

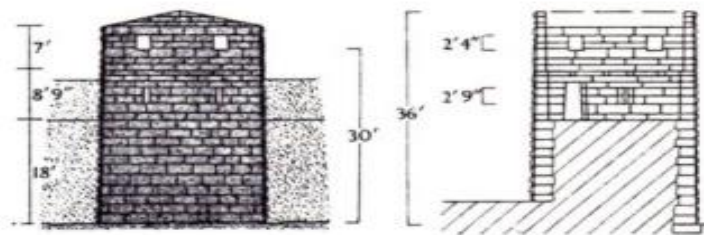
Η βελτίωση της άμυνας απαιτεί πυκνότερη διάταξη των πύργων, με μεγαλύτερη αυτονομία, ώστε να μην κινδυνεύει το τείχος να συμπαρασυρθεί από ενδεχόμενη πτώση τους. Την ραγδαία εξέλιξη της μορφής των προσδιορίζει η εμφάνιση του καταπέλτη από τις Συρακούσες και η βαλλιστική ικανότητά του. Τα κύρια χαρακτηριστικά της είναι η αύξηση του ύψους, του εμβαδού και του αριθμού των θυρωμάτων, συνεπώς και του αριθμού καταπελτών που μπορεί να φέρουν, όπως και η στέγασή τους για την καλύτερη προστασία των υπερασπιστών και των μηχανημάτων. Οι περισσότερες οχυρώσεις της Αττικής, της Βοιωτίας και της Μεσσηνίας, ανήκουν στο δεύτερο και τρίτο τέταρτο του 4^{ου} αι. και δίνουν μία αρκετά σαφή εικόνα του τύπου μορφής πύργου που αναπτύχθηκε, σε τρεις φάσεις εξέλιξης.

Στην πρώτη, που διαπιστώνεται στο αρχαιότερο τμήμα οχύρωσης της Μεσσήνης και της Αιτωλικής Χαλκίδος, οι πύργοι έχουν ακόμη, ένα μόνο όροφο πάνω από τον περιδρόμο. Το δωμάτιο έχει μπροστά, δύο πολυγωνικά ανοίγματα εσωτερικού πλάτους ενός ποδός, κάτι μεταξύ πολεμιστρών (τοξικών) και κανονικών παραθύρων (θυρίδων), στα πλάγια, θύρες για επικοινωνία με τον περιδρόμο και πάνω, ταράτσα με επάλξεις.

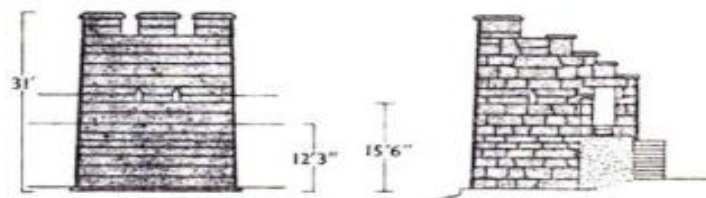
Στην δεύτερη φάση ανήκει η νεότερη οχύρωση της Μεσσήνης, οι πύργοι της Τιθορέας, της Λιλαίας και των Αιγισθένων και όλοι οι πύργοι είναι πλέον διώροφοι. Ο πρώτος όροφος βρίσκεται στο επίπεδο του περιδρόμου, προορίζεται για τοξότες κι έχει 4 πολεμίστρες, ανά μία στα πλάγια και μία εμπρός. Στο δεύτερο όροφο, που προέκυψε από τη στέγαση της ταράτσας, είναι εγκατεστημένο το πυροβολικό (4-6 μικροί οξυβελείς). Στην όψη του υπάρχουν τώρα δύο ορθογώνια παράθυρα με ανοίγματα κατάλληλα μόνο για μικρού μεγέθους καταπέλτες.

Η εξέλιξη της μορφής του πύργου τον 4ο αι.

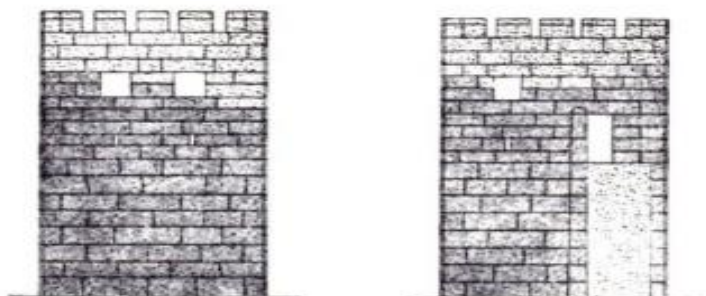
1η φάση: αρχαιότερο τμήμα οχύρωσης Μεσοήνης.



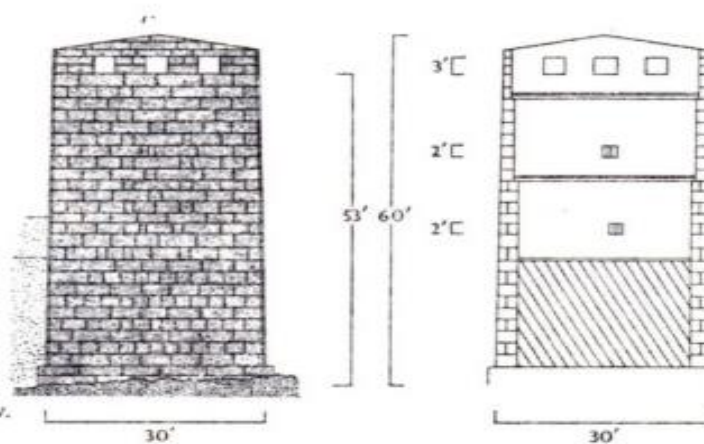
2η φάση: νεώτερο τμήμα οχύρωσης Μεσοήνης.



πύργος Τιθορέας.



3η φάση: πύργος Αιγιοσθένων.



Σχήμα 2.1.2. Μορφή πύργων

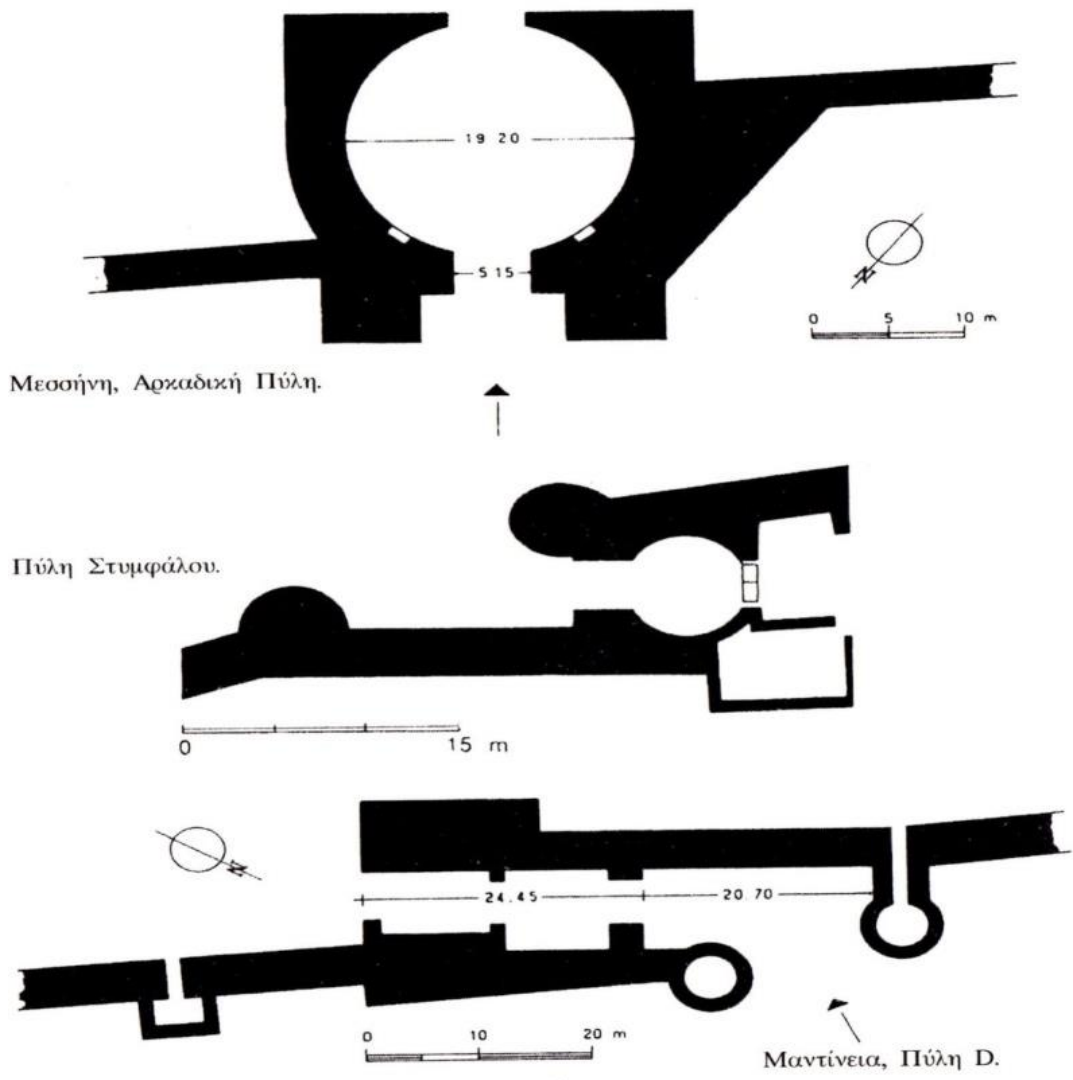
Με την αύξηση του ύψους, στο τέλος της περιόδου, (300 π.Χ.), επιτυγχάνεται αισθητή αύξηση του βεληνεκούς. Εδώ ανήκει (κατά τον Marsden) ο τριώροφος πύργος των Αιγιοσθένων. Στον τρίτο όροφο, με τρία πλέον παράθυρα, όμοια με τα δύο του δεύτερου ορόφου, ήταν εγκατεστημένοι 9 μικροί καταπέλτες, οξυβελείς τρισπίθαμοι και λιθοβόλοι. Τριώροφους πύργους έχουμε και στο οχυρό των Ελευθερών, όπως και στην ακρόπολη της Λιλαίας. Από το περιορισμένο εμβαδόν του δωματίου του «πυροβολείου», (50 – 100 m²) και το μικρό πάχος των τοίχων (μία σειρά λίθων πάχους 0,40m – 0,60m στο πάνω όροφο), χαρακτηριστικά όλης της περιόδου, όπως και η αναλογία του εμβαδού δωματίων προς των αριθμό παραθύρων, συμπεραίνεται ότι οι πύργοι αυτοί θα χρησιμοποιούσαν και θα αντιμετώπιζαν μόνο τον απλό μικρής ισχύος καταπέλτη.

Καθώς η άμυνα των πολιορκούμενων παίρνει όλο και πιο ενεργητική, επιθετική μορφή, με αιφνίδιες εξόδους για τη διάρρηξη της συνοχής του πολιορκητικού μηχανισμού, ή για να εμποδίσουν τη διάβαση της τάφρου, γίνεται αισθητή η ανάγκη διάνοιξης πυλίδων στα πλευρά των πύργων.

Πύλες

Η περίοδος χαρακτηρίζεται από την τελειοποίηση του τύπου της πύλης, με τις κατασκευές του Διονυσίου στις Συρακούσες και του Επαμεινώνδα στη Μαντινεία και τη Μεσσήνη να κυριαρχούν. Οι δύο βασικοί τύποι κλασσικής πύλης διακρίνονται από την τοποθέτηση του διαδρόμου της εισόδου, κάθετα ή παράλληλα προς τη γραμμή του τείχους. Η παραλλαγή της τανάλιας, με καμπύλες πλευρές που καταλήγουν σε πύργους συναντάται στη Μαντινεία και προσφέρει χώρο εισόδου χωρίς νεκρά σημεία, με μνημειώδη χαρακτήρα. Απαντάται επίσης, η δημιουργία κυκλικής εσωτερικής αυλής, για πλέον αποτελεσματική περικύκλωση του εισβολέα, με χαρακτηριστικά παραδείγματα αυτά της Στυμφάλου, της πύλης της Ηλέκτρας στη Θήβα και της περίφημης «αρκαδικής πύλης» της Μεσσήνης. Η τελειοποίηση συνίσταται στον πολλαπλασιασμό των εσωτερικών αυλών, τη δημιουργία δύο διαδοχικών χώρων υποδοχής του εισβολέα, ή στην τοποθέτηση της πύλης στο βάθος της χοάνης που δημιουργείται από εσοχή του τείχους (Γόρτυνα, Οινιάδες). Εξελιγμένο δείγμα του πρώτου- κλασσικού-τύπου αποτελεί η πύλη D της Μαντινείας, συνολικού μήκους 52μ., με διαδοχή μιας εξωτερικής τανάλιας, (που ελέγχουν δύο πύργοι) και δύο συνεχόμενες αυλές. Στην πύλη της Στυμφάλου, εμφανίζεται ολοκληρωμένος ο τύπος αυτός, με συνδυασμό και των δύο κλασσικών, η πύλη σε εσοχή του τείχους και η διαδοχή μιας κυκλικής και μιας τετράγωνης αυλής.

Η πρακτική της πολιορκητικής και η καθημερινή αγωνία για την προστασία της πόλης οδήγησε στη γενίκευση του ενδιαφέροντος για τα πράγματα αυτά.



Σχήμα 2.1.3. Είδη πυλών

2.1.2 Ιστορικά στοιχεία πύργου Αιγιοσθενών (ιστορία, τοπογραφία)

Το φρούριο των Αιγιοσθενών είναι στο Πόρτο Γερμενό της Αττικής, 450 μέτρα από τη θάλασσα. Είναι αρχαίο φρούριο που χρησιμοποιήθηκε και κατά τους Βυζαντινούς χρόνους. Θεωρείται το καλύτερα διατηρημένο φρούριο της αρχαιότητας στην Ελλάδα.

Ιστορία φρουρίου

Την κλασική περίοδο, εποχή που χτίζεται το φρούριο, τα Αιγιοσθένα αποτελούσαν κόμη των Μεγάρων. Η ακριβής χρονολόγηση κατασκευής του φρουρίου κυμαίνεται ανάμεσα στον πρώιμο 4ο έως τον πρώιμο 3ο αι. π.Χ. Σύμφωνα με την τελευταία έρευνα φαίνεται πολύ πιθανό να κτίστηκε το 343 π.Χ., με την βοήθεια των Αθηναίων έπειτα από τη συμμαχία τους με τους Μεγαρείς για την αντιμετώπιση του Θηβαϊκού κινδύνου. Στο φρούριο εγκαταστάθηκε για τον σκοπό αυτό, αθηναϊκή φρουρά.

Η θέση πάντως πρέπει να είχε οχυρωθεί και παλαιότερα, καθώς η πόλη των Αιγιοσθενών γνώρισε μεγάλη ακμή γύρω στο 1500 π.Χ. ως το 700 π.Χ.

Λόγω της παραμεθόριας θέσης της η πόλη ανήκε κατά καιρούς στους Μεγαρείς και τους Αθηναίους. Υπήρξε μέλος της Αχαϊκής Συμπολιτείας και για σύντομη χρονική περίοδο του Κοινού των Βοιωτών.

Δομικά, Αρχιτεκτονικά, Οχυρωματικά Στοιχεία

Την κορυφή του λόφου στη θέση Αιγιοσθένα καταλαμβάνει η ακρόπολη της, έκτασης 190m x 80m, που ορίζεται περιμετρικά από περίβολο με πύργους. Η ανατολική πλευρά σώζεται σε εντυπωσιακό ύψος, ενισχύεται από τέσσερις πύργους και έχει μικρή πυλίδα. Οι πύργοι έχουν ισόδομη τοιχοδομία ενώ το τείχος έχει άλλοτε τραπεζιόσχημη, πολυγωνική ή και ακανόνιστη.

Το πλέον εντυπωσιακό χαρακτηριστικό του φρουρίου είναι ο πύργος της νοτιοανατολικής γωνίας της ακρόπολης. Είναι τετράγωνος, πλευράς 8,9 m και ύψους 20 m περίπου. Μία είσοδος στην βόρεια πλευρά του επέτρεπε την επικοινωνία του με τον περιδρόμο του τείχους.

Στο εσωτερικό του πύργου, δοκοθήκες για τη στήριξη ξύλινων πατωμάτων υποδηλώνουν τρεις ορόφους. Τοξοθυρίδες έχουν ανοιχτεί στις τρεις ευάλωτες πλευρές ενώ στον τελευταίο όροφο, που στεγαζόταν με δίρριχτη στέγη, τρία παράθυρα για καταπέλτες, ενίσχυαν τον αμυντικό χαρακτήρα του πύργου. Συνολικά διατηρούνται 16 από τους πύργους της οχύρωσης.

Η ακρόπολη συνδεόταν με το λιμάνι με μακρά τείχη από τα οποία μόνο το βόρειο είναι σήμερα ορατό, με τουλάχιστον δύο πύλες, ενισχυμένο από οκτώ πύργους.

Στα Αιγόςθενα μαρτυρείται λατρεία του ήρωα και μάντη Μελάμποδα, το ιερό του οποίου εκτιμάται ότι βρίσκεται κάτω από την ακρόπολη, στον εντός των μακρών τειχών χώρο.

Ένδειξη για τη συνέχιση της κατοίκησης κατά τους παλαιοχριστιανικούς χρόνους αποτελεί η πεντάκλιτη βασιλική του 5ου αι. μ.Χ. με ψηφιδωτό δάπεδο, δίπλα στο νεότερο μικρό εκκλησάκι της Παναγίας, που κτίστηκε με αρχαίο οικοδομικό υλικό, συμπεριλαμβανομένων και επιγραφών. Στην ύστερη μεταβυζαντινή περίοδο ο χώρος της ακρόπολης φιλοξένησε μοναστήρι, από το οποίο σώζονται τα ερείπια κελιών καθώς και το καθολικό, ο μικρός ναός του Αγ. Γεωργίου.

2.2 Προσομοίωση πύργου Π3

2.2.1 Γενικά για το λογισμικό

Όπως έχει ήδη αναφερθεί στην αρχή του τεύχους αυτού και συγκεκριμένα στην εισαγωγή, για την προσομοίωση του εναπομείναντος τμήματος του Πύργου Π3 του φρουρίου των Αιγοςθενών χρησιμοποιείται το λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS. Στην παράγραφο αυτή πραγματοποιείται μία περιγραφή του λογισμικού αυτού.

Το ABAQUS (η έκδοση του προγράμματος που χρησιμοποιήθηκε σε αυτή τη διπλωματική εργασία είναι η 6.14), είναι ένα γενικό πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων, το οποίο χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό των τάσεων αλλά και των μετακινήσεων σε κατασκευές. Η ονομασία του προέρχεται από την ελληνική λέξη “άβαξ”. Είναι μία ακολουθία από ισχυρά προγράμματα προσομοίωσης εφαρμοσμένης μηχανικής, η οποία μπορεί με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων να επιλύσει προβλήματα που κυμαίνονται από τις σχετικά πολύ απλές γραμμικές αναλύσεις, ως τις πιο απαιτητικές μη γραμμικές αναλύσεις.

Το ABAQUS χρησιμοποιεί αριθμητικές μεθόδους για την ολοκλήρωση και τον υπολογισμό ποσοτήτων (τάσεις, παραμορφώσεις, μετακινήσεις) σε οποιοδήποτε σημείο του όγκου κάθε στοιχείου. Το πρόγραμμα υπολογίζει την αντίδραση του υλικού σε κάθε σημείο της ολοκλήρωσης κάθε στοιχείου. Όταν χρησιμοποιούνται solid elements (στοιχεία όγκου), δίνεται η επιλογή πλήρους ή μειωμένης ολοκλήρωσης. Αυτή η δυνατότητα ενδέχεται να είναι μία απόφαση που θα πάρει ο χρήστης και η οποία μπορεί να έχει σημαντική επίδραση στην ακρίβεια του στοιχείου για ένα συγκεκριμένο μοντέλο και πρόβλημα.

Το ABAQUS περιέχει μία εκτενή βιβλιοθήκη στοιχείων, τα οποία μπορούν να προσομοιώσουν ουσιαστικά οποιαδήποτε γεωμετρία. Ακόμα όμως και για χρήστες οι οποίοι δεν είναι εξοικειωμένοι με τον σχεδιασμό μέσω του προγράμματος αυτού, υπάρχει η δυνατότητα σχεδιασμού των μοντέλων εκτός λογισμικού (για παράδειγμα με τη βοήθεια του Autocad) και η εισαγωγή τους στο πρόγραμμα κατόπιν σχεδιασμού. Το ABAQUS έχει έναν εξίσου εκτενή

κατάλογο πρότυπων υλικών, τα οποία μπορούν να προσομοιώσουν τη συμπεριφορά των περισσότερων χαρακτηριστικών υλικών της εφαρμοσμένης μηχανικής.

Σχεδιασμένο ως εργαλείο προσομοίωσης γενικής χρήσης, το Abaqus μπορεί να χρησιμοποιηθεί για να μελετηθούν προβλήματα σε πολλές διαφορετικές φορτίσεις, όπως για παράδειγμα η απόκριση μίας κατασκευής έναντι σεισμικών φορτίων.

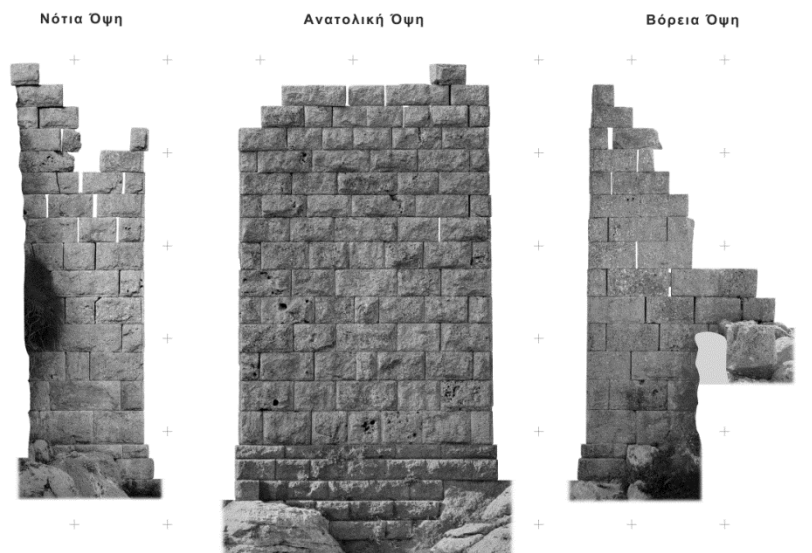
Πεπερασμένα στοιχεία και άκαμπτα σώματα είναι αυτά που αποτελούν τα θεμελιώδη συστατικά ενός μοντέλου του Abaqus. Τα πεπερασμένα στοιχεία είναι παραμορφώσιμα, ενώ τα άκαμπτα σώματα μετακινούνται στον χώρο χωρίς να αλλάζει το σχήμα τους. Ακόμα κι αν οι χρήστες των προγραμμάτων ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων (όχι απαραίτητα του Abaqus) έχουν μια γνώση γύρω από το αντικείμενο των πεπερασμένων στοιχείων, η γενική αρχή των άκαμπτων σωμάτων μέσα σε ένα πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων πιθανόν να είναι κάτι καινούριο για αυτούς.

Λαμβάνοντας υπόψη τα κύρια χαρακτηριστικά της λειτουργίας του λογισμικού αυτού, με σκοπό την προσομοίωση της κατασκευής που μελετάται, την πραγματοποίηση αναλύσεων και την εξαγωγή αποτελεσμάτων απαιτείται η γνώση των παρακάτω στοιχείων:

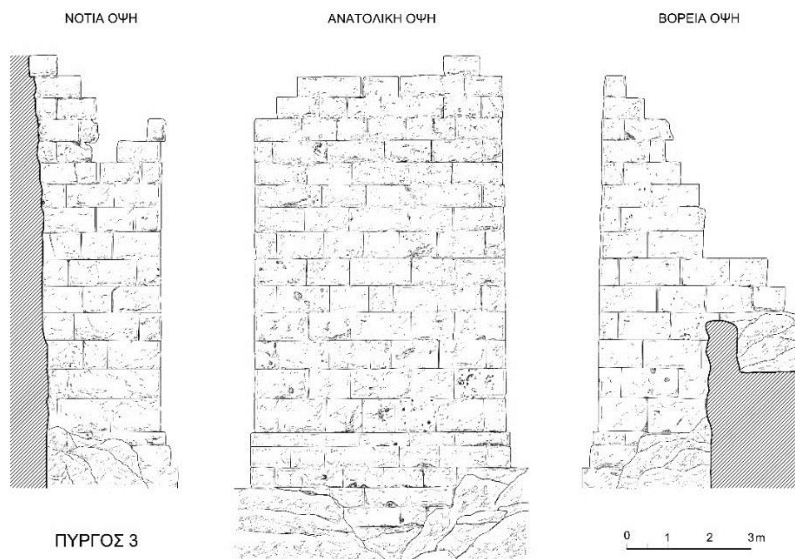
- Γεωμετρία φορέα
- Υλικά κατασκευής
- Είδος επαφής μεταξύ των στοιχείων του φορέα
- Σεισμικές δράσεις

2.2.2 Γεωμετρία

Στην παράγραφο αυτή παρουσιάζεται η μορφή και η γεωμετρία του φορέα με τη βοήθεια εικόνων και σχεδίων. Στην πραγματικότητα έχουν ληφθεί φωτογραφίες με τις τρεις όψεις του φορέα και στη συνέχεια έχουν εισαχθεί στο λογισμικό Autocad με σκοπό την αποτύπωση των διαστάσεων τόσο του συνολικού φορέα όσο και των επιμέρους στοιχείων που τον απαρτίζουν. Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι εικόνες των όψεων, τα αντίστοιχα σχέδια που προκύπτουν μέσω του Autocad αλλά και κάποιες άλλες φωτογραφίες της κατασκευής. Τέλος, καθορίζεται ένα σύστημα ονοματολογίας (το οποίο αναγράφεται στα σχέδια του Autocad) των επιμέρους στοιχείων της κατασκευής (λίθων) με σκοπό την ευκολότερη και ακριβέστερη αναγνώρισή τους.



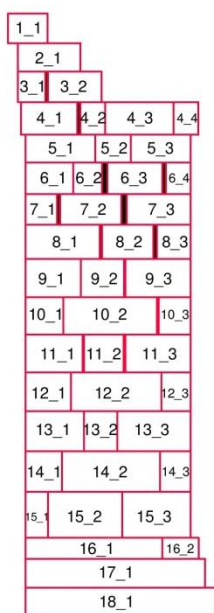
(α)



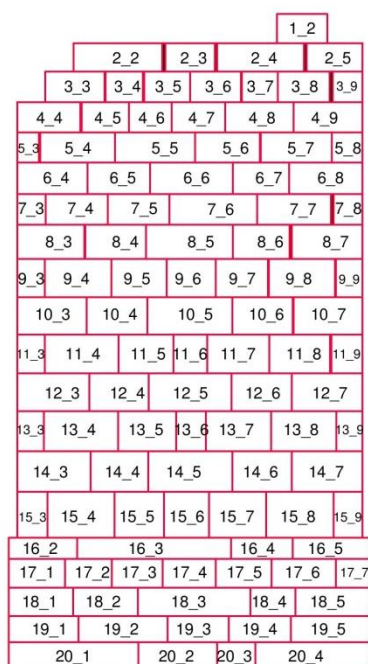
(β)

Σχήμα 2.2.1. Εικόνες όψεων πύργου Π3 (α) πραγματική φωτογραφία, (β) ψηφιακή άποψη πραγματικής φωτογραφίας.

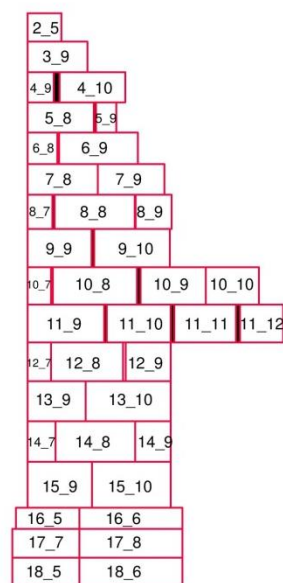
Νότια Όψη



Ανατολική Όψη



Βόρεια Όψη



Σχήμα 2.2.2. Σχέδιο πύργου στο Autocad

Στο σημείο αυτό αναλύεται το σύστημα ονοματολογίας των επιμέρους στοιχείων του πύργου που έχει επιλεγθεί. Όπως φαίνεται στο σχέδιο αλλά και στις φωτογραφίες, το εναπομείναν τμήμα του πύργου αποτελείται από είκοσι δόμους (στάθμες) λίθων. Επίσης κάθε δόμος αποτελείται από ένα σύνολο λίθων οριζόντια διατεταγμένων ο ένας δίπλα στον άλλο. Κάθε επιμέρους στοιχείο (λίθος) χαρακτηρίζεται από δύο αριθμούς. Ο πρώτος αριθμός αντιστοιχεί στο δόμο στον οποίο ανήκει (επιλέγεται ο αριθμός 1 να δοθεί στον ανώτερο δόμο) ενώ ο δεύτερος αριθμός αντιστοιχεί στη θέση του στοιχείου κατά την οριζόντια διεύθυνση μέσα στο δόμο (επιλέγεται ο αριθμός 1 να δοθεί στον πρώτο από αριστερά λίθο της νότιας όψης του πύργου). Επομένως, για παράδειγμα, ο γωνιακός λίθος της νοτιοανατολικής όψης του δομού 4 χαρακτηρίζεται από την κωδική ονομασία 4_4.

2.2.3 Υλικά κατασκευής

Στην παράγραφο αυτή παρουσιάζονται τα υλικά κατασκευής των δομικών στοιχείων (λίθων) του πύργου. Στη συνέχεια καθορίζονται οι μηχανικές ιδιότητες των υλικών αυτών οι οποίες και εισάγονται στο λογισμικό. Τέλος, οι μηχανικές ιδιότητες των υλικών που εισήχθησαν στο λογισμικό αντιστοιχίζονται στα διάφορα στοιχεία του προσομοιώματος.

Ο πύργος Π3 της ακροπόλεως των Αιγιοσθενών είναι οικοδομημένος με λίθους από κροκαλοπαγή - λατυποπαγή ασβεστόλιθο προερχόμενο από πετρώματα της ευρύτερης περιοχής

του. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά του πετρώματος αυτού, τα οποία εισάγονται στο λογισμικό, παρατίθενται στον Πίνακα που ακολουθεί.

Φαινόμενο βάρος (kN/m ³)	25.493 ± 3% (24.800 - 26.940)
Θλιπτική αντοχή (MPa)	56.967 ± 12% (48.900 – 66.700)
Εφελκυστική αντοχή από διάρρηξη (MPa)	2.846 ± 22% (2.120 – 3.550)
Μέτρο ελαστικότητας (MPa)	85476 ± 22% (62408 – 105425)
Ταχύτητα υπερήχων (m/s)	4957 ± 6% (4519 – 5359)
Πορώδες η (%)	2.596 ± 35% (1.530 – 3.860)

Πίνακας 2.2.1. Μηχανικά χαρακτηριστικά υλικών κατασκευής

2.2.4 Προσδιορισμός είδους επαφής

Οι λίθοι του πύργου που εξετάζεται προσομοιώνονται ως ξεχωριστά στοιχεία, όπως θα παρουσιαστεί αναλυτικά στην επόμενη ενότητα. Τα στοιχεία αυτά στο σύνολό τους αποτελούν το προσομοίωμα της κατασκευής στο λογισμικό. Η γεωμετρία του προσομοιώματος δεν διαφοροποιείται από αυτή του πραγματικού φορέα. Όσον αφορά στις μηχανικές ιδιότητες των στοιχείων, έχει γίνει αναλυτική περιγραφή στην προηγούμενη παράγραφο. Αυτό που έχει ιδιαίτερη σημασία και αναλύεται σε αυτή την παράγραφο είναι η προσομοίωση των αρμών μεταξύ των λίθων.

Περιγραφή επαφής (Contact):

Γενικά επαφή ονομάζεται η συμπεριφορά παραμορφώσιμων στερεών σωμάτων που αλληλεπιδρούν μεταξύ τους σε τουλάχιστον ένα σημείο. Ένα τρισδιάστατο αντικείμενο μπορεί να έρχεται σε επαφή με άλλα αντικείμενα είτε σε ένα (η περισσότερα) σημείο είτε σε μία (ή περισσότερες) επιφάνεια. Η μηχανική της επαφής, βασισμένη στη θεωρία του συνεχούς μέσου αλλά και στη μηχανική των υλικών, περιγράφει τις πιέσεις προσκόλλησης (κάθετες) και τριβής (εφαπτομενικές) που αναπτύσσονται όταν δύο παραμορφώσιμα στερεά σώματα έρχονται σε επαφή μέσω των επιφανειών τους.

Αναλόγως της γεωμετρίας αλλά και των ιδιοτήτων των υλικών των παραμορφώσιμων στερεών σωμάτων, η επαφή μπορεί να είναι ένα ιδιαίτερα μη γραμμικό φαινόμενο. Αναλυτική μελέτη της επαφής πραγματοποιήθηκε για πρώτη φορά το 1882 από τον Hertz (1857 – 1894) ο οποίος μελέτησε προβλήματα επαφής μεταξύ ελαστικών σωμάτων.

Η υπολογιστική προσομοίωση της επαφής είναι ένα ιδιαίτερα απαιτητικό πρόβλημα το οποίο ακόμα και σήμερα βρίσκεται υπό μελέτη. Ωστόσο, ευτυχώς το φαινόμενο αυτό αντιμετωπίζεται

από το ABAQUS με ικανοποιητική ακρίβεια και αποτελεσματικότητα μέσω ειδικών αλγορίθμων.

Καθορισμός επαφής μέσω επιφανειών:

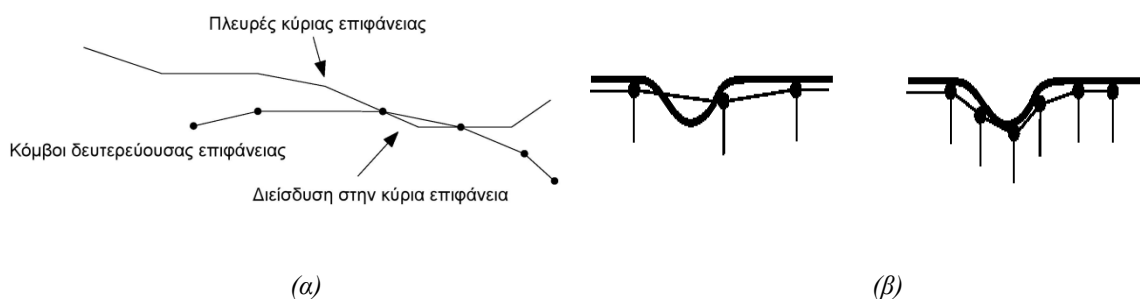
Ο καθορισμός ενός είδους επαφής μεταξύ επιφανειών απαιτεί τα εξής:

- τον καθορισμό των στοιχείων τα οποία ενδεχομένως θα έρθουν σε επαφή
- τον καθορισμό των επιφανειών οι οποίες θα έρθουν σε επαφή
- τον καθορισμό των ιδιοτήτων της αλληλεπίδρασης αυτής

Καθορισμός κύριας (Master) και δευτερεύουσας (Slave) επιφάνειας:

Κατά τον καθορισμό ενός είδους επαφής στο ABAQUS απαιτείται ο καθορισμός της κύριας και της δευτερεύουσας επαφής σύμφωνα με τα εξής:

- οι κόμβοι της δευτερεύουσας επιφάνειας δεν πρέπει να διαπερνούν την κύρια επιφάνεια (βλέπε σχήμα 2.2.3(α))
- η μικρότερη από τις δύο επιφάνειες θα πρέπει να ορίζεται ως δευτερεύουσα
- η κύρια επιφάνεια θα πρέπει να είναι λεία
- η δευτερεύουσα επιφάνεια θα πρέπει να είναι πυκνά διακριτοποιημένη (πυκνό Mesh) όπως φαίνεται στο σχήμα 2.2.3(β)



Σχήμα 2.2.3. Βασικά χαρακτηριστικά κύριας και δευτερεύουσας επιφάνειας

Είδη επαφής:

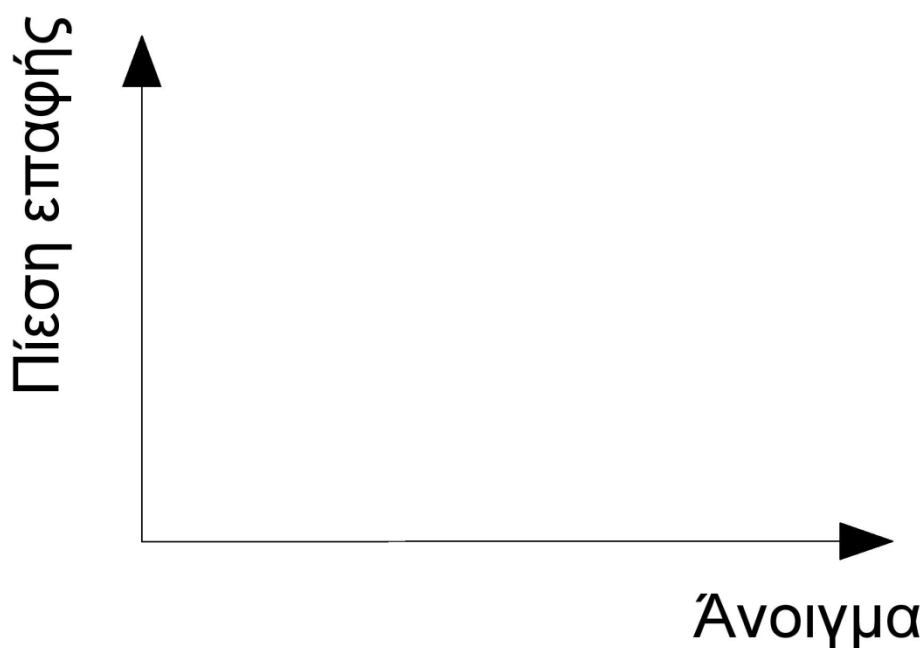
Όπως μπορεί εύκολα να γίνει αντιληπτό, το ABAQUS είναι ένα εξαιρετικά προηγμένο λογισμικό το οποίο μπορεί να προσομοιώσει ένα μεγάλο εύρος επιφανειών. Ωστόσο, στο σημείο αυτό θα πραγματοποιηθεί λεπτομερής περιγραφή μόνο του είδους της επαφής που λαμβάνεται υπόψη κατά τη δημιουργία του προσομοιώματος της κατασκευής που εξετάζεται.

Το είδος επαφής που επιλέγεται είναι μεταξύ επιφανειών (Surface to surface contact). Αυτό το είδος επαφής χαρακτηρίζεται από δύο στοιχεία, την επαφή κάθετα στο επίπεδο των επιφανειών

(hard contact) και την επαφή παράλληλα στο επίπεδο των επιφανειών (friction). Καθεμία από τις δύο παραμέτρους αυτές περιγράφεται λεπτομερώς στη συνέχεια.

“Σκληρή επαφή” (Hard contact):

Η σκληρή επαφή, όπως έχει ήδη αναφερθεί και φαίνεται στο σχήμα (α), χαρακτηρίζεται κυρίως από την αδυναμία οποιουδήποτε κόμβου της δευτερεύουσας επιφάνειας να διαπεράσει την κύρια επιφάνεια. Επιπλέον, ένα άλλο κύριο γνώρισμα της “σκληρής επαφής” είναι ο τρόπος μεταφοράς των τάσεων από τη μία επιφάνεια στην άλλη όταν αυτές βρίσκονται σε επαφή. Συγκεκριμένα, όταν οι δύο επιφάνειες δε βρίσκονται σε επαφή αλλά σε απόσταση μεταξύ τους (το κενό αυτό ονομάζεται “Clearance”) τότε δεν υπάρχει καμία αλληλεπίδραση μεταξύ τους. Στην περίπτωση αυτή οι μεταφερόμενη τάση από τη μία επιφάνεια στην άλλη είναι μηδενική. Όταν όμως το κενό αυτό μηδενίζεται και οι δύο επιφάνειες έρχονται σε επαφή, υπάρχει πλήρης αλληλεπίδραση μεταξύ τους με ακαριαία μεταφορά τάσεων. Το φαινόμενο αυτό περιγράφεται μέσω του παρακάτω σχήματος.



Σχήμα 2.2.4. Συνάρτηση πίεσης επαφής – κενού στη “σκληρή επαφή”

Μοντέλο τριβής (friction model):

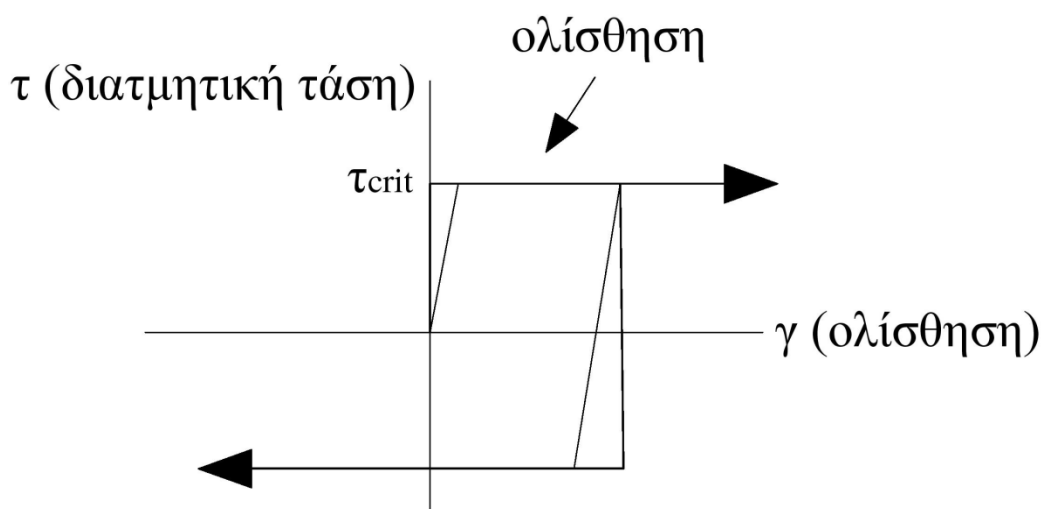
Ένα ιδιαίτερα σημαντικό στοιχείο κατά την προσομοίωση της επαφής των επιφανειών δύο στοιχείων του προσομοιώματος είναι η σχετική ολίσθηση μεταξύ τους. Η προσομοίωση και ο υπολογισμός της ολίσθησης είναι μία ιδιαίτερα πολύπλοκη και απαιτητική διαδικασία. Ωστόσο, ο υπολογισμός μίας σχετικά “μικρής” ολίσθησης μεταξύ δύο επιφανειών είναι αρκετά ευκολότερος σε σχέση με τον υπολογισμό μίας “μεγάλης” ολίσθησης.

Όταν δύο επιφάνειες βρίσκονται σε επαφή μεταξύ τους, εκτός από κάθετες δυνάμεις μεταφέρονται και διατμητικές δυνάμεις από τη μία στην άλλη. Επομένως, κατά την ανάλυση απαιτείται να υπολογιστούν οι δυνάμεις τριβής που αναπτύσσονται και αντιστέκονται στη σχετική κίνηση μεταξύ των δύο επιφανειών. Για τον υπολογισμό των δυνάμεων αυτών χρησιμοποιείται το μοντέλο τριβής του Coulomb. Το μοντέλο αυτό χαρακτηρίζεται από ένα συντελεστή τριβής μεταξύ δύο επιφανειών ο οποίος συμβολίζεται με μ .

Ο αρχικός συντελεστής τριβής ισούται με μηδέν. Η μεταφερόμενη διατμητική δύναμη είναι μηδενική μέχρι η τιμή της διάτμησης να φτάσει μία οριακή τιμή, η οποία εξαρτάται από την κατακόρυφη τάση σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση:

$$\tau_{crit} = \mu \cdot p$$

όπου μ ο συντελεστής τριβής και p η κάθετη τάση μεταξύ των επιφανειών. Η σχέση αυτή δίνει την οριακή τάση μεταξύ δύο επιφανειών. Οι επιφάνειες αυτές αδυνατούν να ολισθήσουν (η μία ως προς την άλλη) μέχρι η διάτμηση παράλληλα στην κοινή τους επιφάνεια να γίνει ίση με αυτή την οριακή τιμή. Για τις περισσότερες επιφάνειες η τιμή του συντελεστή μ είναι μικρότερη της μονάδας. Στο παρακάτω σχήμα απεικονίζεται η συμπεριφορά του μοντέλου τριβής Coulomb όπως περιγράφηκε παραπάνω.



Σχήμα 2.2.5. Μοντέλο τριβής κατά Coulomb

Επιλογή είδους επαφής μεταξύ των επιφανειών προσομοιώματος:

Λαμβάνοντας λοιπόν υπόψη όλα όσα αναφέρθηκαν παραπάνω για την προσομοίωση της επαφής, καταλήγουμε στην ακόλουθη λύση προσομοίωσης των επαφών του προσομοιώματος:

- Στη διεύθυνση κάθετα στις επιφάνειες επαφής μεταξύ δύο γειτονικών στοιχείων του προσομοιώματος επιλέγεται η λύση της “σκληρής επαφής”. Οι ιδιότητες της θεώρησης αυτής παρουσιάστηκαν παραπάνω.
- Στη διεύθυνση παράλληλα στις επιφάνειες επαφής μεταξύ δύο γειτονικών στοιχείων του προσομοιώματος επιλέγεται η λύση του μοντέλου επαφής κατά Coulomb. Η γωνία τριβής λαμβάνεται ίση με $\varphi=36,87^\circ$ και αντιστοιχεί σε συντελεστή τριβής $\mu=0,65$.

2.2.5 Δημιουργία προσομοιώματος

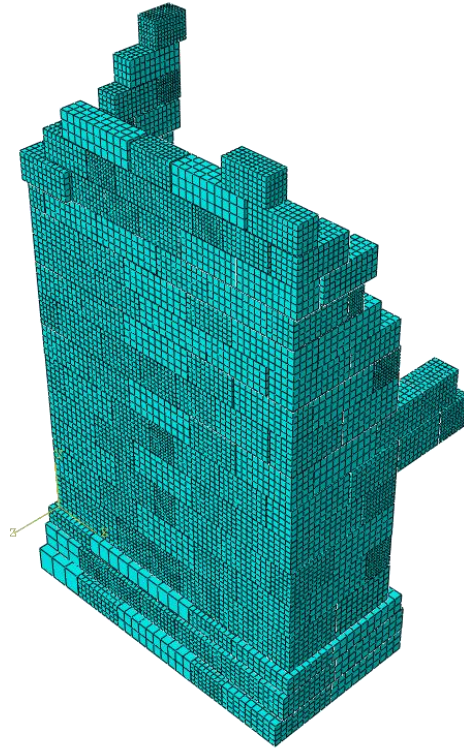
Στην παράγραφο αυτή, και αφού έχουν οριστεί προηγουμένως οι παράμετροι που αφορούν στη γεωμετρία του φορέα, στα υλικά κατασκευής και στο είδος της επαφής μεταξύ των επιφανειών τριβής των στοιχείων, παρουσιάζεται η διαδικασία δημιουργίας του τρισδιάστατου προσομοιώματος του φορέα στο λογισμικό.

Τα στοιχεία τα οποία δημιουργούνται στο λογισμικό και προσομοιώνουν τους επιμέρους λίθους του πύργου αποτελούν τρισδιάστατα οκταεδρικά παραμορφώσιμα πεπερασμένα στοιχεία (3D Deformable Elements). Τα στοιχεία αυτά, καθένα από τα οποία αντιστοιχεί σε ένα λίθο της κατασκευής και άρα έχει ακριβείς διαστάσεις, εισάγονται ένα - ένα στις σωστές θέσεις (μέσω απόλυτων συντεταγμένων που προκύπτουν από τα σχέδια στο Autocad) και έτσι δημιουργείται το συνολικό προσομοίωμα της κατασκευής.

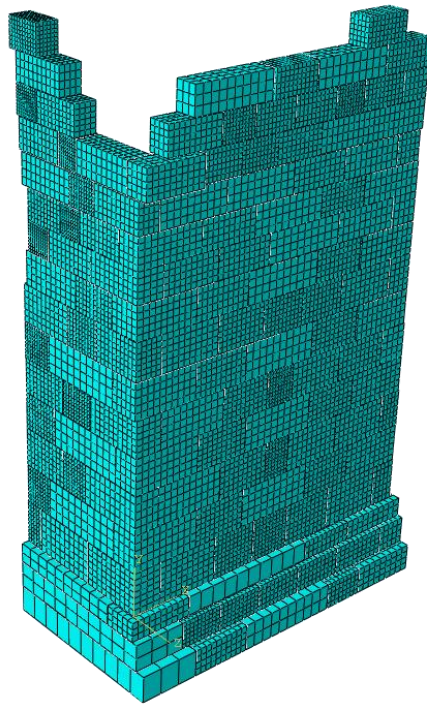
Σε καθένα από τα στοιχεία αυτά αντιστοιχίζονται οι μηχανικές ιδιότητες που ορίστηκαν στην §2.2.3 όπως για παράδειγμα η μάζα (Mass Density) και το Μέτρο Ελαστικότητας (Young Modulus). Στη συνέχεια μεταξύ των στοιχείων αυτών ορίζονται οι πιθανές επιφάνειες επαφής (Interactions) με τις αντίστοιχες ιδιότητες (Interaction Properties), όπως αυτές ορίστηκαν στην §2.2.4.

Στη συνέχεια, στη βάση του φορέα εισάγονται οι αρχικές συνθήκες στήριξης. Στην περίπτωση του φορέα που εξετάζεται, εισάγεται πάκτωση στις επιφάνειες της βάσης (ENCASTRE) μέσω της οποίας δεσμεύονται όλες οι μετακινήσεις και οι στροφές ($U_1 = U_2 = U_3 = UR_1 = UR_2 = UR_3 = 0$).

Το τελευταίο στάδιο της προσομοίωσης του φορέα που εξετάζεται, πριν την εισαγωγή των σεισμικών φορτίσεων και την πραγματοποίηση των αναλύσεων, είναι η πύκνωση των πεπερασμένων στοιχείων του προσομοιώματος (Mesh). Σκοπός της διαδικασίας αυτής είναι η δημιουργία όσο το δυνατόν μεγαλύτερου αριθμού πεπερασμένων στοιχείων τα οποία, μετά την πραγματοποίηση των αναλύσεων, θα παρέχουν περισσότερο ακριβή αποτελέσματα. Με βάση τα παραπάνω επομένως, επιλέγεται το μήκος πεπερασμένων στοιχείων που καθορίζεται αυτόματα από το ίδιο το λογισμικό με βάση το μέγεθος του εκάστοτε στοιχείου.



(α)

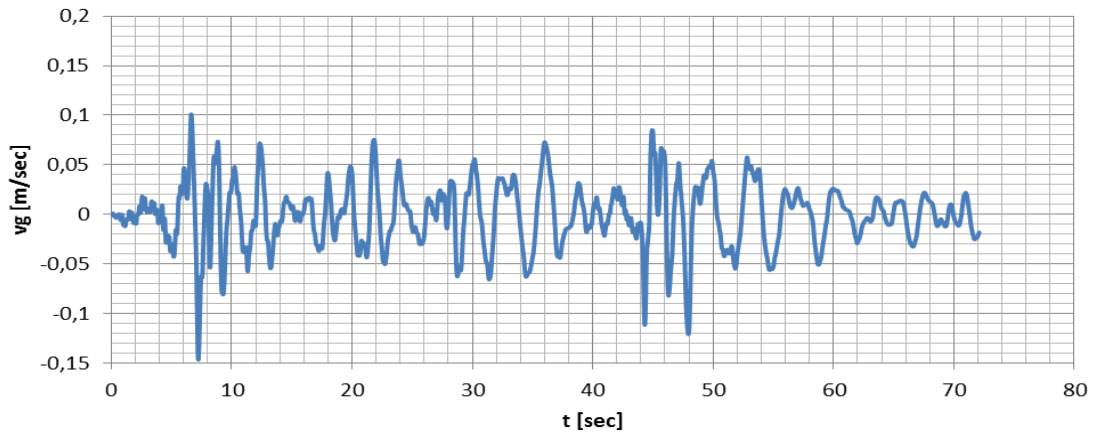


(β)

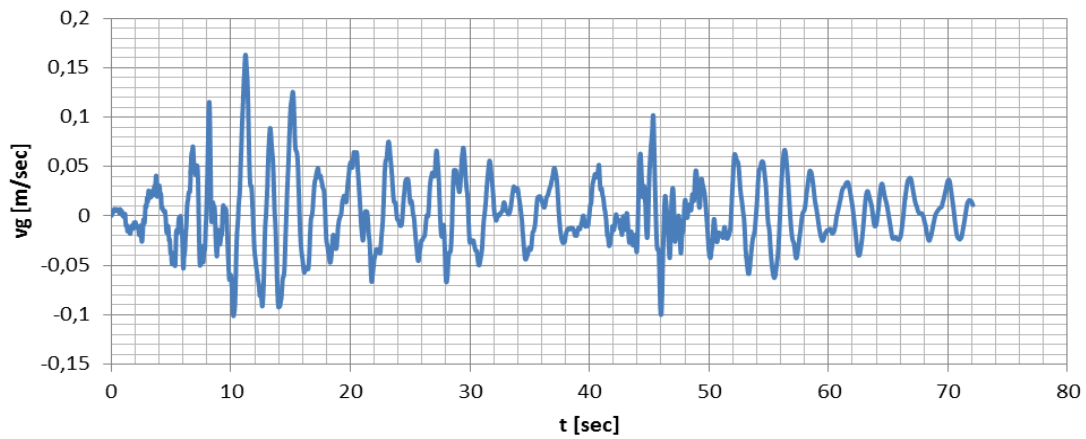
Σχήμα 2.2.6. Τελική μορφή προσομοιώματος. (α) βορειοανατολική όψη, (β) νοτιοανατολική όψη.

2.2.6 Σεισμικές καταγραφές

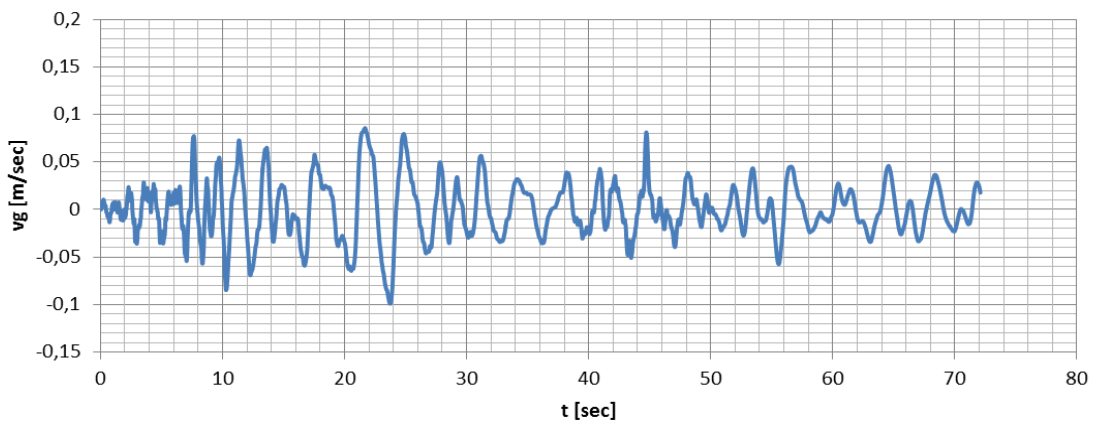
2.2.6.1 Σεισμός Bisaccia 1980



(α)



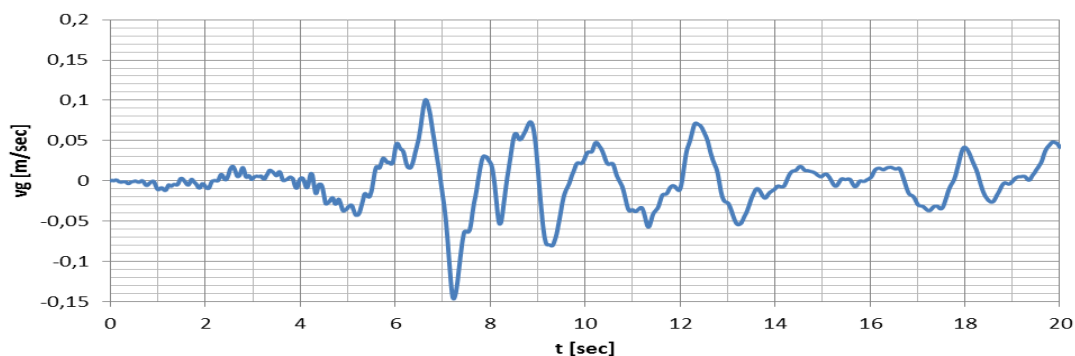
(β)



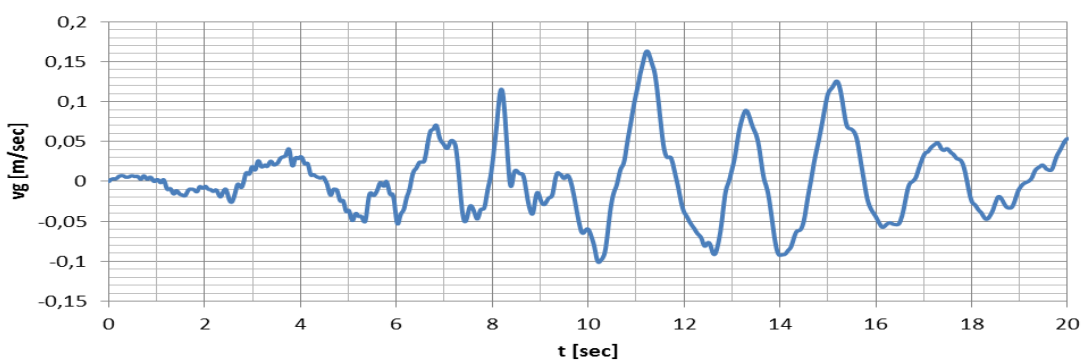
(γ)

Σχήμα 2.2.7. Σεισμικές καταγραφές για το σεισμό στη Bisaccia. (α) καταγραφή για οριζόντια διεύθυνση 1, (β) καταγραφή για οριζόντια διεύθυνση 3, (γ) καταγραφή για κατακόρυφη διεύθυνση 2.

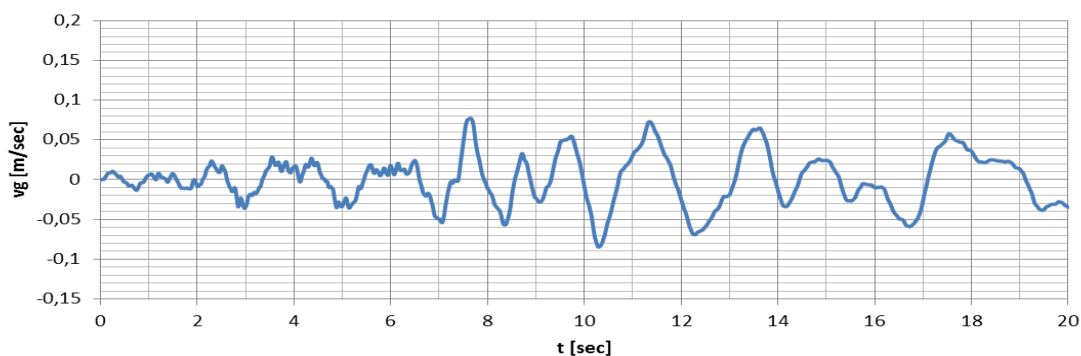
Παρατηρείται ότι η καταγραφή αυτή έχει αρκετά μεγάλη διάρκεια. Συγκεκριμένα, η διάρκειά της είναι ίση με 70sec. Ωστόσο, λόγω υπερβολικά μεγάλου απαιτούμενου υπολογιστικού χρόνου, επιλέγεται να απομονωθεί το διάστημα των πρώτων 20sec και να πραγματοποιηθεί η ανάλυση για τις τιμές του διαστήματος αυτού. Η επιλογή αυτή έγινε με κριτήριο το γεγονός ότι στο διάστημα αυτό, και στις τρεις διευθύνσεις, η εδαφική ταχύτητα παρουσιάζει τις μέγιστες τιμές της. Παρακάτω παρουσιάζονται οι τιμές των καταγραφών των πρώτων 20sec.



(α)



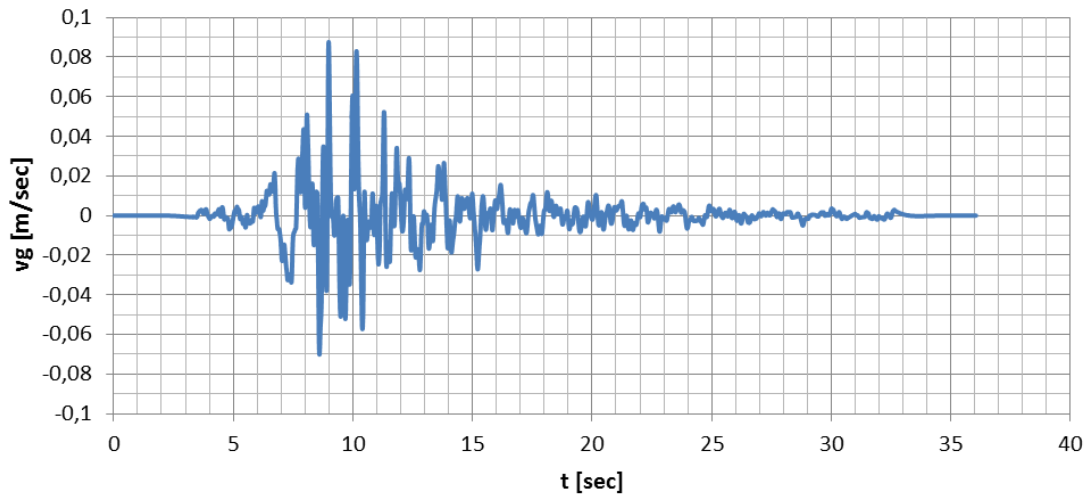
(β)



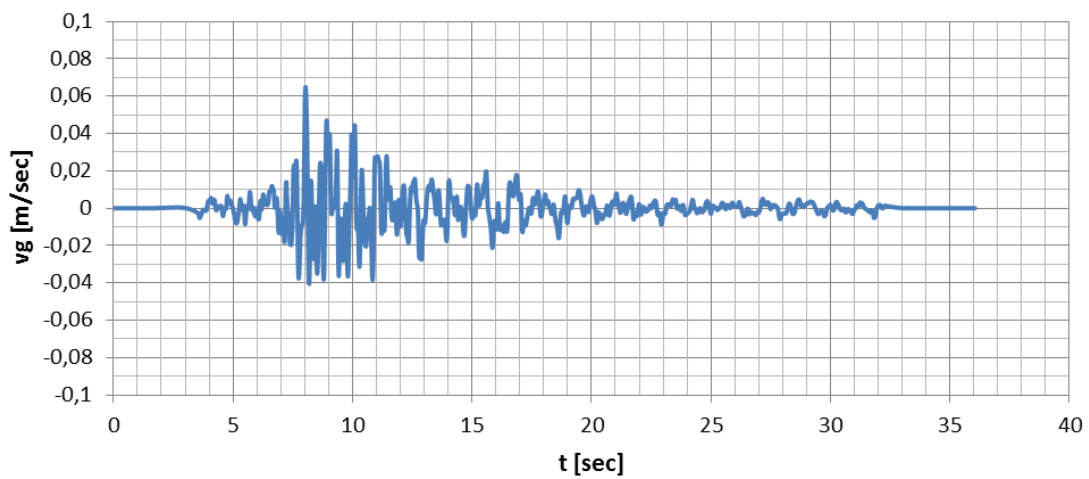
(γ)

Σχήμα 2.2.8. Σεισμικές καταγραφές διαστήματος 20 sec για το σεισμό στη Bisaccia. (α) καταγραφή για οριζόντια διεύθυνση 1, (β) καταγραφή για οριζόντια διεύθυνση 3, (γ) καταγραφή για κατακόρυφη διεύθυνση 2.

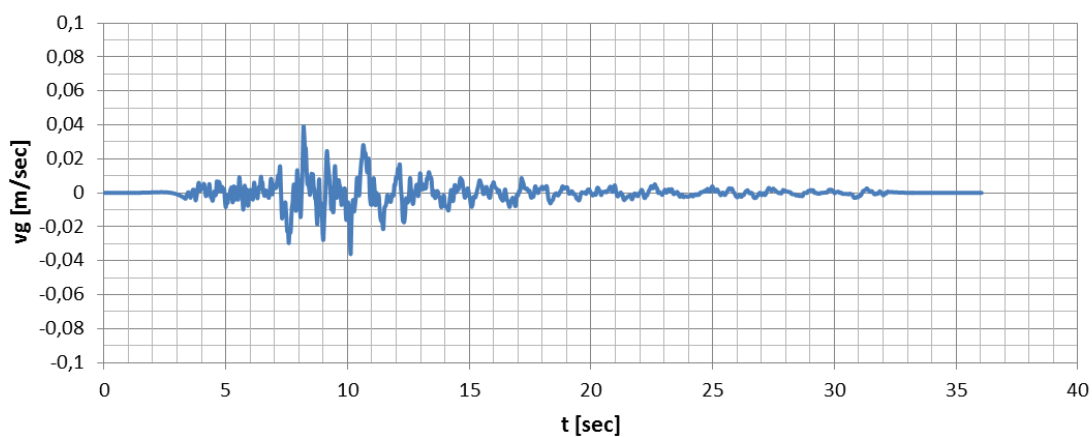
2.2.6.2 Σεισμός Κοζάνης 1995



(α)



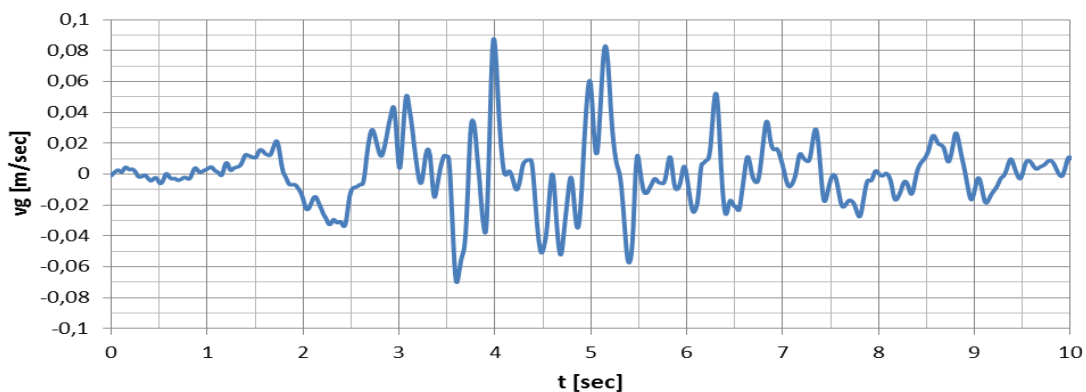
(β)



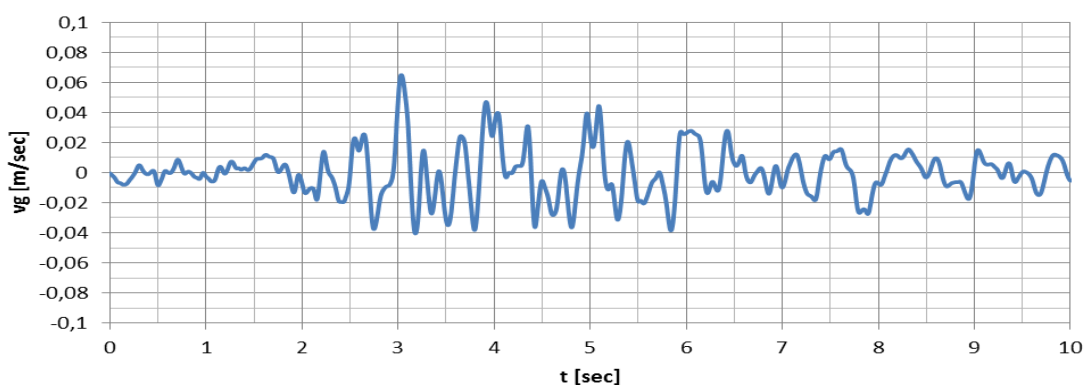
(γ)

Σχήμα 2.2.9. Σεισμικές καταγραφές για το σεισμό στην Κοζάνη. (α) καταγραφή για οριζόντια διεύθυνση 1, (β) καταγραφή για οριζόντια διεύθυνση 3, (γ) καταγραφή για κατακόρυφη διεύθυνση 2.

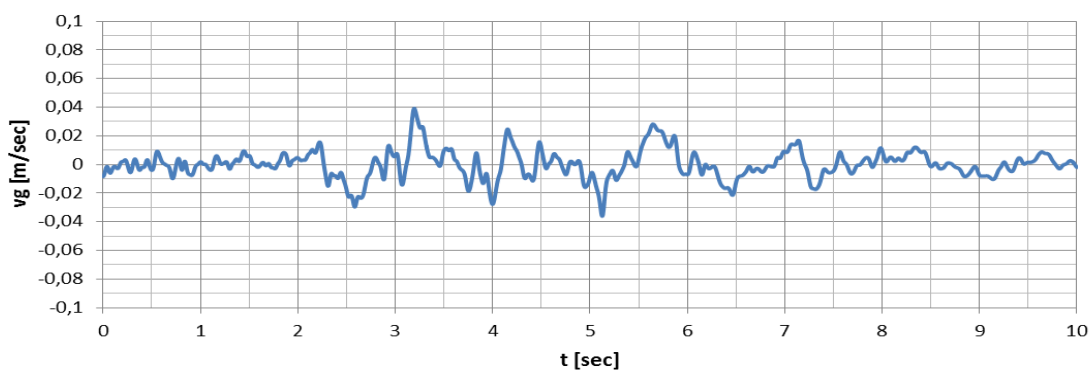
Παρατηρείται ότι η καταγραφή αυτή έχει αρκετά μεγάλη διάρκεια και συγκεκριμένα είναι ίση με 35sec. Επιλέγεται να απομονωθεί το διάστημα 5sec - 15sec συνολικής διάρκειας 10sec και να πραγματοποιηθεί η ανάλυση για τις τιμές του διαστήματος αυτού. Η επιλογή αυτή έγινε με κριτήριο το γεγονός ότι στο διάστημα αυτό, και στις τρεις διευθύνσεις, η εδαφική ταχύτητα παρουσιάζει τις μέγιστες τιμές της. Παρακάτω παρουσιάζονται οι τιμές των καταγραφών του διαστήματος των 10sec.



(α)



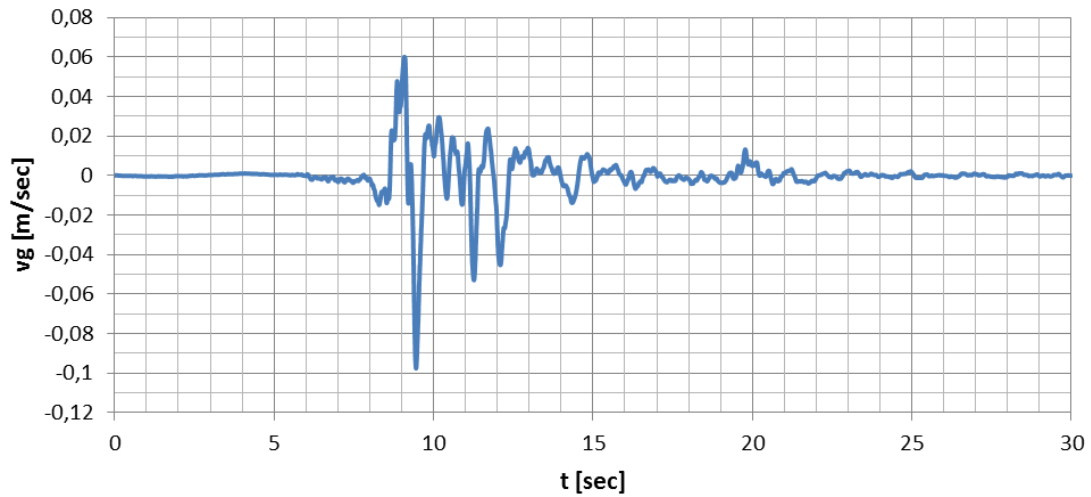
(β)



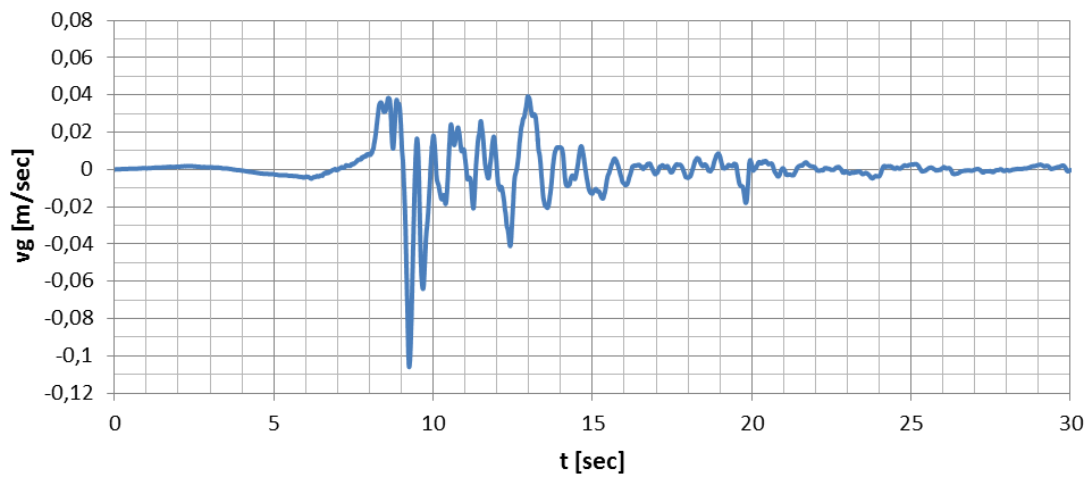
(γ)

Σχήμα 2.2.10. Σεισμικές καταγραφές διαστήματος 10 sec για το σεισμό στην Κοζάνη. (α) καταγραφή για οριζόντια διεύθυνση 1, (β) καταγραφή για οριζόντια διεύθυνση 3, (γ) καταγραφή για κατακόρυφη διεύθυνση 2.

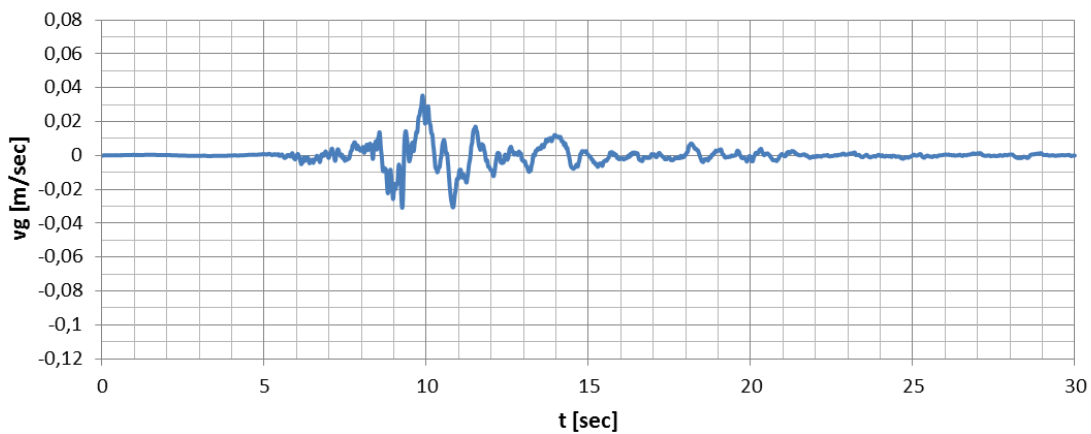
2.2.6.3 Σεισμός Αθήνας 1999



(α)



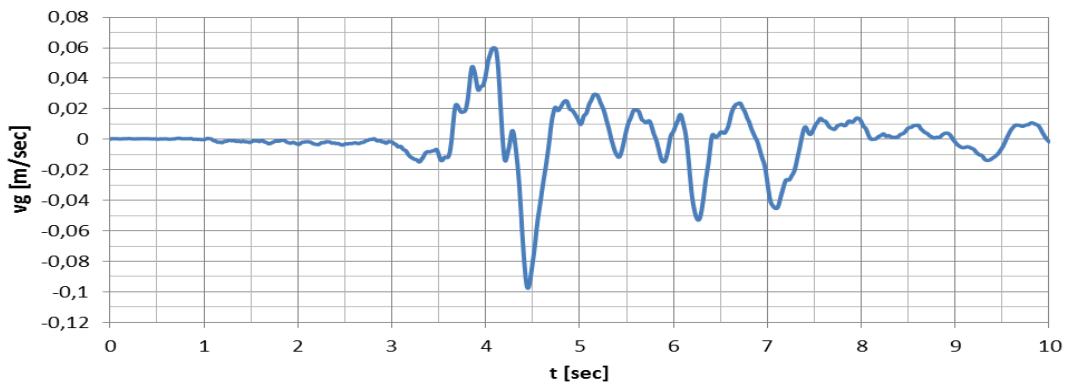
(β)



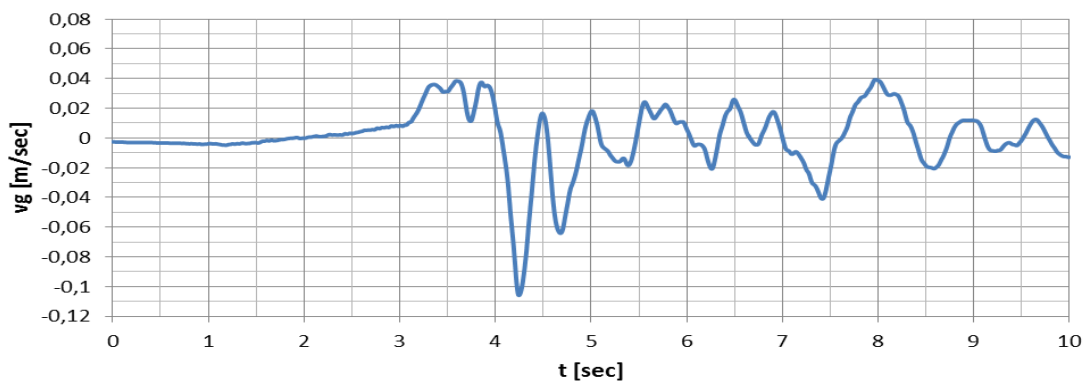
(γ)

Σχήμα 2.2.11. Σεισμικές καταγραφές για το σεισμό στην Κοζάνη. (α) καταγραφή για οριζόντια διεύθυνση 1, (β) καταγραφή για οριζόντια διεύθυνση 3, (γ) καταγραφή για κατακόρυφη διεύθυνση 2.

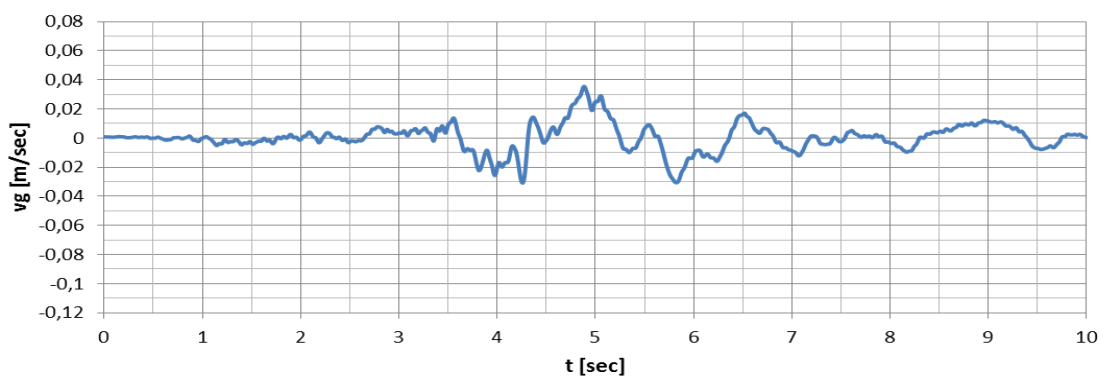
Παρατηρείται ότι η καταγραφή αυτή έχει αρκετά μεγάλη διάρκεια και συγκεκριμένα είναι ίση με 35sec. Επιλέγεται να απομονωθεί το διάστημα 5sec - 15sec συνολικής διάρκειας 10sec και να πραγματοποιηθεί η ανάλυση για τις τιμές του διαστήματος αυτού. Η επιλογή αυτή έγινε με κριτήριο το γεγονός ότι στο διάστημα αυτό, και στις τρεις διευθύνσεις, η εδαφική ταχύτητα παρουσιάζει τις μέγιστες τιμές της. Παρακάτω παρουσιάζονται οι τιμές των καταγραφών του διαστήματος των 10sec.



(α)



(β)



(γ)

Σχήμα 2.2.12. Σεισμικές καταγραφές διαστήματος 10 sec για το σεισμό στην Κοζάνη. (α) καταγραφή για οριζόντια διεύθυνση 1, (β) καταγραφή για οριζόντια διεύθυνση 3, (γ) καταγραφή για κατακόρυφη διεύθυνση 2.

2.2.6.4 Κλιμάκωση σεισμικών καταγραφών

Στην παράγραφο αυτή αναλύεται η μεθοδολογία προσομοίωσης των σεισμικών δράσεων. Η μεθοδολογία αυτή εμπεριέχεται στον *EC8-1* και συγκεκριμένα στην §3.2.3.1. Στην πραγματικότητα αναλύεται η διαδικασία που ακολουθείται για να προκύψουν τα τελικά επιταχυνσιογραφήματα της ανάλυσης με βάση τις καταγραφές που παρουσιάστηκαν στην προηγούμενη ενότητα.

2.2.6.4.1 Κλιμάκωση κατά EC8-1

Σύμφωνα με την §3.2.3.1 του *EC8-1*, η σεισμική δράση μπορεί να προσομοιωθεί σε όρους χρονοϊστοριών εδαφικής επιτάχυνσης αλλά και αντίστοιχων μεγεθών (ταχύτητα και μετακίνηση). Όταν κατασκευάζεται το χωρικό προσομοίωμα της κατασκευής, η σεισμική κίνηση αποτελείται από τρία επιταχυνσιογραφήματα που δρουν ταυτόχρονα. Το ίδιο επιταχυνσιογράφημα, ωστόσο, δεν μπορεί να χρησιμοποιείται ταυτόχρονα στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις. Ανάλογα με τη φύση της κατασκευής και τα διαθέσιμα στοιχεία, η περιγραφή της σεισμικής κίνησης μπορεί να γίνει με τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα (§3.2.3.1.2) καθώς και καταγραφές ή προσομοιώσεις επιταχυνσιογραφημάτων (§3.2.3.1.3).

Τα *τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα* πρέπει να παράγονται ώστε να είναι συμβατά με τα φάσματα ελαστικής απόκρισης που δίνονται στις §3.2.2.2 και 3.2.2.3 του *EC8-1* για 5% ιξώδη απόσβεση ($\xi = 5\%$). Η διάρκεια των επιταχυνσιογραφημάτων θα πρέπει να είναι συμβατή με το μέγεθος και τα άλλα σχετικά χαρακτηριστικά του σεισμικού γεγονότος που υπεισέρχεται ουσιαστικά στον καθορισμό του a_g . Όταν δεν είναι διαθέσιμα στοιχεία για την συγκεκριμένη περιοχή, η ελάχιστη διάρκεια T_s του στάσιμου μέρους των επιταχυνσιογραφημάτων πρέπει να είναι ίση με 10s. Η ομάδα των τεχνητών επιταχυνσιογραφημάτων πρέπει να τηρεί τους ακόλουθους κανόνες:

- 1) πρέπει κατ' ελάχιστον να χρησιμοποιούνται τρία επιταχυνσιογραφήματα
- 2) η μέση τιμή της επιτάχυνσης φασματικής απόκρισης μηδενικής περιόδου (που υπολογίζεται από τις μεμονωμένες χρονοϊστορίες) δεν θα είναι μικρότερη από την τιμή $a_g \cdot S$ για την θέση που εξετάζεται.
- 3) στην περιοχή περιόδων μεταξύ $0,2T_1$ και $2T_1$, όπου T_1 είναι η θεμελιώδης περίοδος του φορέα στην διεύθυνση όπου θα εφαρμοστεί το επιταχυνσιογράφημα, καμία τιμή του μέσου ελαστικού φάσματος απόσβεσης 5%, που υπολογίζεται από όλες τις χρονοϊστορίες, δεν πρέπει να είναι μικρότερη από το 90% της αντίστοιχης τιμής του ελαστικού φάσματος απόκρισης, με απόσβεση 5%.

2.2.6.4.2 Κλιμάκωση ως προς τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση

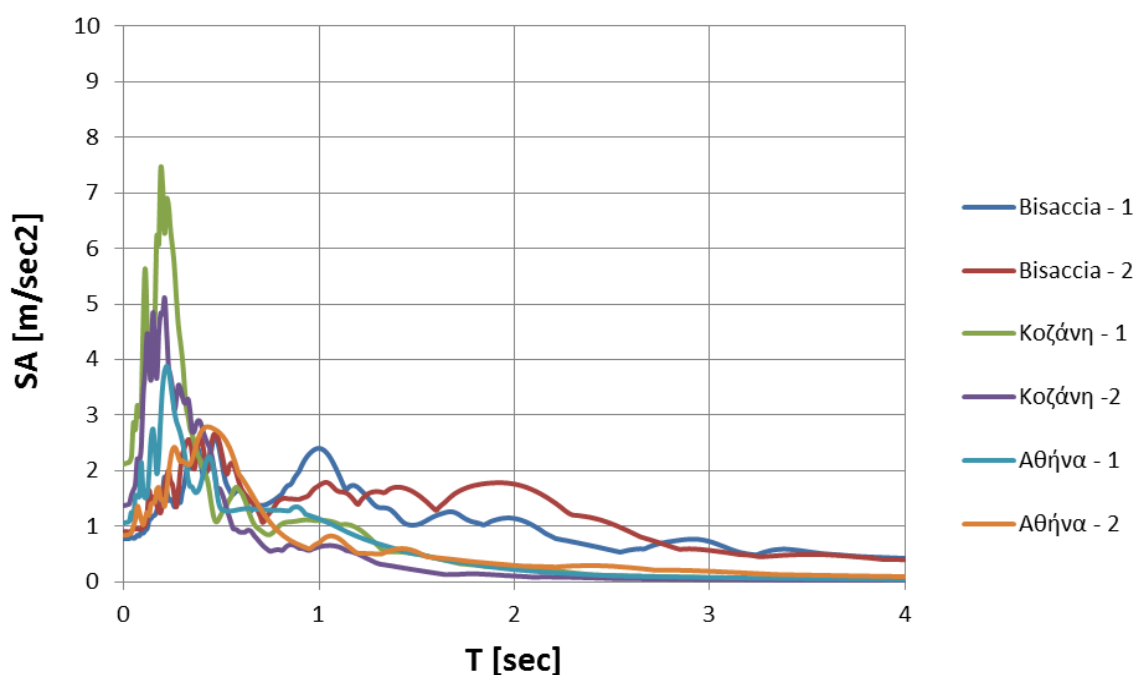
Με βάση τη θεώρηση αυτή, τα επιταχυνσιογραφήματα κανονικοποιούνται ώστε όλες οι συνιστώσες να παρουσιάζουν κοινή μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA , ίση με την τιμή – στόχο που προβλέπει ο Κανονισμός ($EC8-1$) για τη συγκεκριμένη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας. Για το σκοπό αυτό, υπολογίζονται οι πολλαπλασιαστές για κάθε διαθέσιμη συνιστώσα. Ο κάθε πολλαπλασιαστής προκύπτει από το λόγο της εδαφικής επιτάχυνσης – στόχου προς την υφιστάμενη.

2.2.6.4.3 Κλιμάκωση ως προς τη φασματική τιμή της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου

Με βάση τη θεώρηση αυτή, τα επιταχυνσιογραφήματα κανονικοποιούνται ώστε όλες οι συνιστώσες να παρουσιάζουν κοινή φασματική επιτάχυνση, ίση με την προβλεπόμενη από το ελαστικό φάσμα του Κανονισμού, για τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της κατασκευής. Για το σκοπό αυτό, υπολογίζονται οι πολλαπλασιαστές για κάθε μία διαθέσιμη συνιστώσα. Ο κάθε πολλαπλασιαστής προκύπτει από το λόγο της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού προς την επιτάχυνση απόκρισης της συγκεκριμένης καταγραφής.

2.2.6.4.4 Εφαρμογή κλιμάκωσης κατά EC8-1

Με βάση τις επιλεγμένες καταγραφές που παρουσιάστηκαν στις παραγράφους 2.2.6.1, 2.2.6.2 και 2.2.6.3 (Bisaccia, Κοζάνη και Αθήνα), προκύπτουν τα ακόλουθα ελαστικά φάσματα:

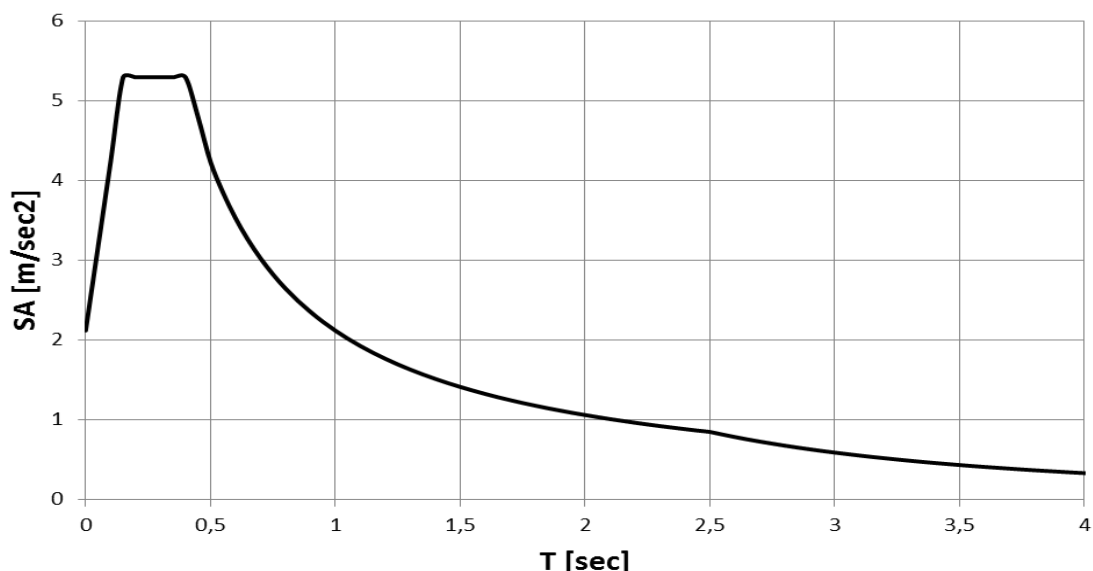


Σχήμα 2.2.13. Ελαστικά φάσματα καταγραφών Bisaccia, Κοζάνης και Αθήνας για τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις. (1) οριζόντια διεύθυνση 1, (2) οριζόντια διεύθυνση 2.

Στο σημείο αυτό κατασκευάζεται και το ελαστικό φάσμα του *EC8-1* για τη συγκεκριμένη περιοχή. Οι παράμετροι που λαμβάνονται υπόψη είναι οι ακόλουθες:

- Για τη δυτική Αττική (τοποθεσία κατασκευής) σύμφωνα με την §3.2.1 του Εθνικού Προσαρτήματος του *EC8-1* λαμβάνεται εδαφική επιτάχυνση $a_{gR} = 0,24g$
- Για έδαφος A σύμφωνα με την §3.2.2.2 του *EC8-1* λαμβάνονται $S = 1,0$, $T_B = 0,15 \text{ sec}$ και $T_C = 0,40 \text{ sec}$

Ελαστικό φάσμα EC8-1

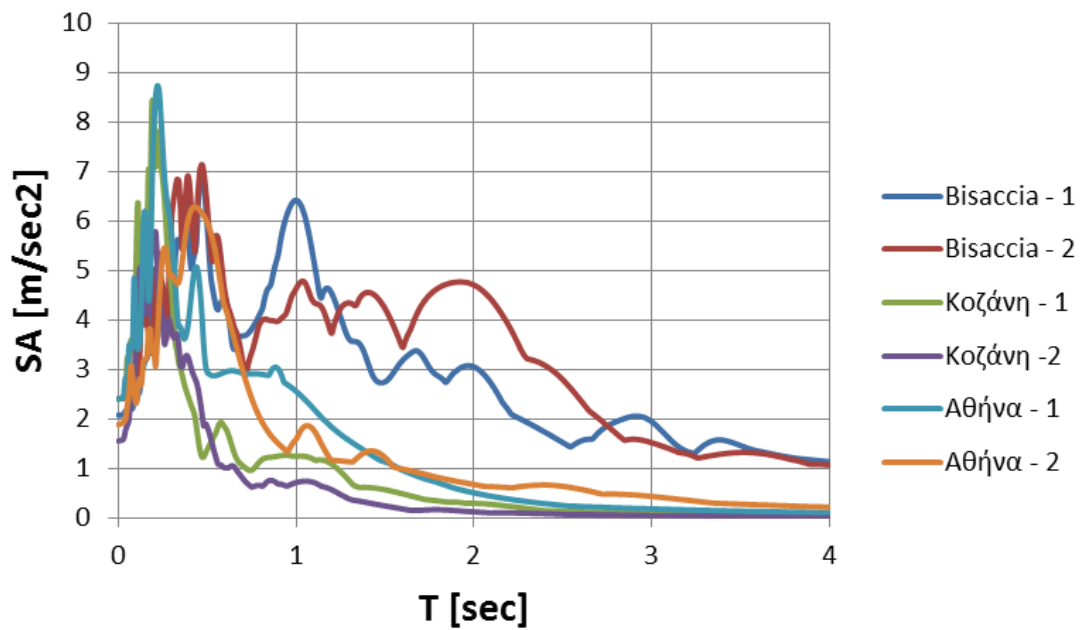


Σχήμα 2.2.14. Ελαστικό φάσμα EC8-1

Σύμφωνα με το κριτήριο (β) της προηγούμενης παραγράφου, η μέση τιμή της επιτάχυνσης φασματικής απόκρισης μηδενικής περιόδου ($T=0 \text{ sec}$) για κάθε μία καταγραφή δε θα πρέπει να είναι μικρότερη από την τιμή $a_g \cdot S$ για την θέση που εξετάζεται, δηλαδή $0,24g$. Με βάση τα σχήματα 1 και 2, προκύπτουν οι ακόλουθοι συντελεστές κλιμάκωσης για τις τρεις καταγραφές:

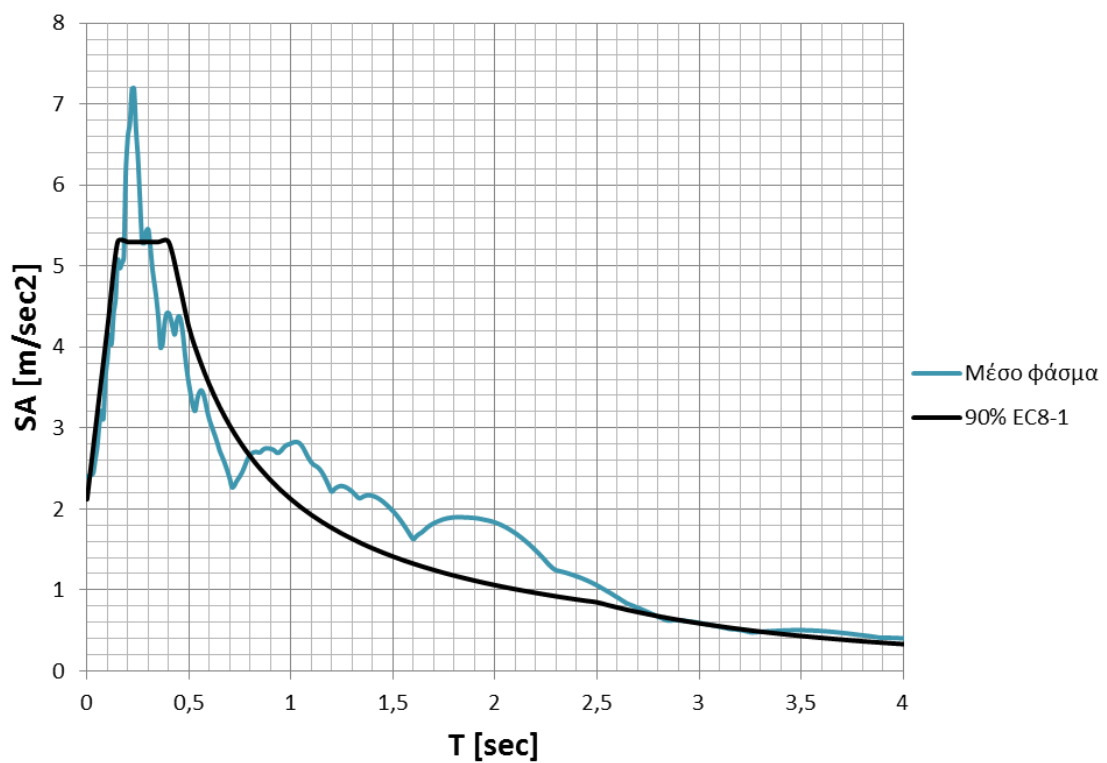
Σεισμός Bisaccia 1980	$C_1 = 0,24 \cdot 9,81/0,903 = 2,60$
Σεισμός Κοζάνης 1985	$C_2 = 0,24 \cdot 9,81/2,12 = 1,13$
Σεισμός Αθήνας 1999	$C_3 = 0,24 \cdot 9,81/1,065 = 2,25$
<i>Πίνακας 2.2.2. Συντελεστές κλιμάκωσης για τις τρεις σεισμικές καταγραφές</i>	

Στη συνέχεια τοποθετούνται στο ίδιο διάγραμμα τα ελαστικά φάσματα των καταγραφών που παρουσιάστηκαν παραπάνω (σχήμα) με τις φασματικές τους τιμές πολλαπλασιασμένες με τους αντίστοιχους συντελεστές κλιμάκωσης.



Σχήμα 2.2.15. Ελαστικά φάσματα καταγραφών με τιμές πολλαπλασιασμένες με τους συντελεστές κλιμάκωσης

Στη συνέχεια, με βάση τα ελαστικά φάσματα του σχήματος, υπολογίζεται ένα μέσο φάσμα. Το φάσμα αυτό τοποθετείται στο ίδιο σχήμα με το 90% του ελαστικού φάσματος του EC8-1 και εξετάζεται εάν ικανοποιείται το κριτήριο (γ) της §2.2.6.4.1. Αναλυτικά:



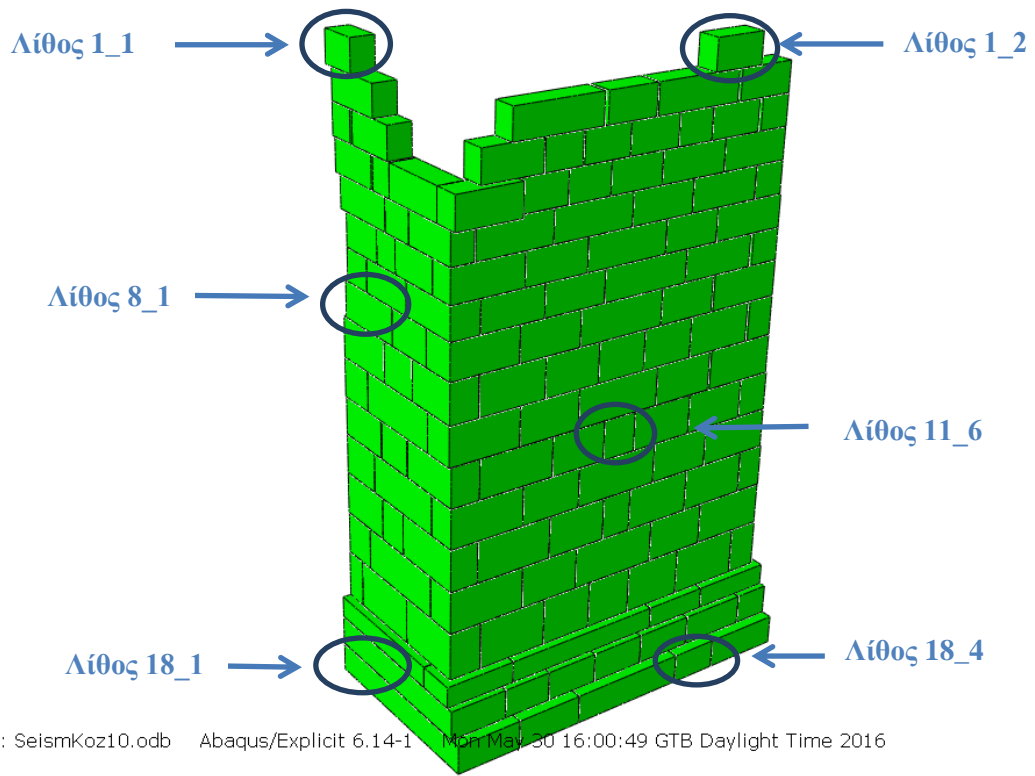
Σχήμα 2.2.16. Μέσο ελαστικό φάσμα καταγραφών και 90% του ελαστικού φάσματος του EC8-1

Από ιδιομορφικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν προέκυψε ότι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής είναι $T_1 = 0,04 \text{ sec}$. Παρατηρείται ότι στο διάστημα $0,2 \cdot T_1 = 0,008 \text{ sec}$ έως $2 \cdot T_1 = 0,08 \text{ sec}$ το μέσο ελαστικό φάσμα έχει ίδιες τιμές με το 90% του ελαστικού φάσματος του EC8-1. Επομένως, δεν απαιτείται επιπλέον κλιμάκωση των καταγραφών πέραν των συντελεστών που υπολογίστηκαν παραπάνω. Συνοψίζοντας, τα επιταχυνσιογραφήματα των τριών σεισμικών καταγραφών (Bisaccia, Κοζάνη και Αθήνα) υφίστανται κλιμάκωση με βάση τους ακόλουθους συντελεστές:

Σεισμός Bisaccia 1980	$C_1 = 2,60$
Σεισμός Κοζάνης 1985	$C_2 = 1,13$
Σεισμός Αθήνας 1999	$C_3 = 2,25$
<i>Πίνακας 2.2.3. Τελικοί συντελεστές κλιμάκωσης για τις τρεις σεισμικές καταγραφές</i>	

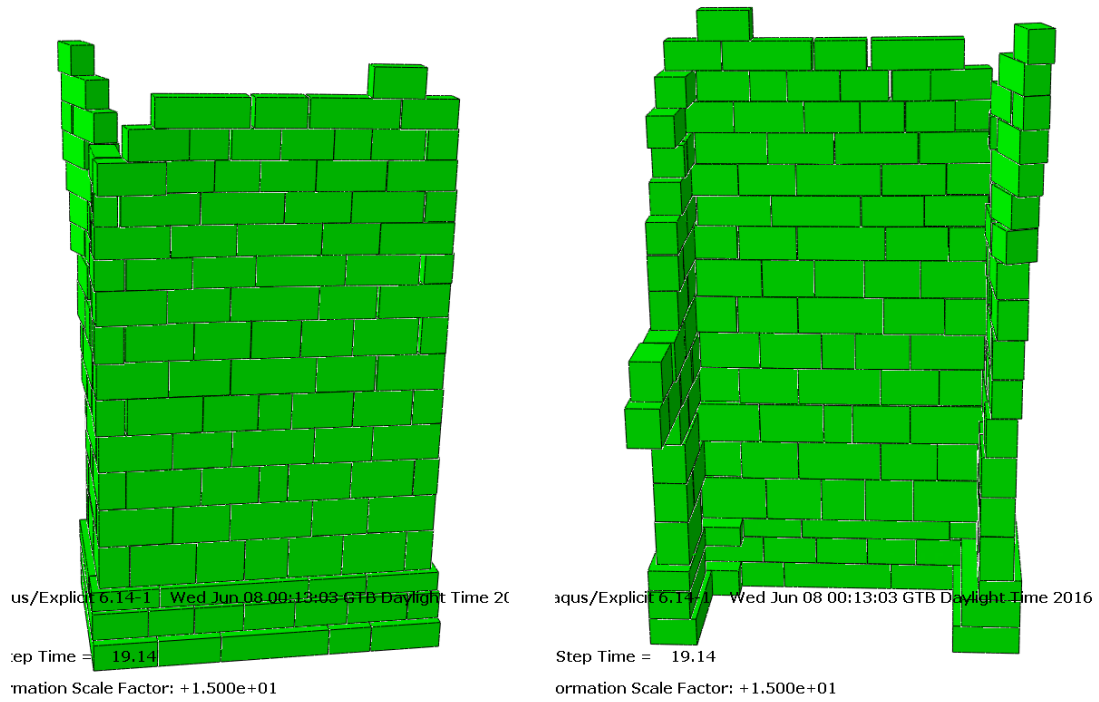
2.3 Αποτελέσματα αναλύσεων

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν για τις τρεις σεισμικές καταγραφές που παρουσιάστηκαν παραπάνω. Επειδή κύριος στόχος των αναλύσεων αλλά και της εργασίας γενικότερα είναι η αποτίμηση της ευστάθειας των λίθων του πύργου σε ενδεχόμενη σεισμική διέγερση, καθοριστικό μέγεθος είναι η μετακίνησή τους. Στις επόμενες τρεις παραγράφους, γίνεται λεπτομερής παρουσίαση της απόκρισης του φορέα έναντι των σεισμικών φορτίσεων των καταγραφών. Αυτό επιτυγχάνεται παρουσιάζοντας τα εξής: α) την παραμορφωμένη κατάσταση του φορέα στο τέλος της σεισμικής διέγερσης από διάφορες οπτικές γωνίες, β) τις μέγιστες συνολικές μετακινήσεις αλλά και τις συνιστώσες των μετακινήσεων στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις ($U1$ και $U3$), γ) τη σεισμική απόκριση των μετακινήσεων επιλεγμένων λίθων για τους οποίους παρατηρήθηκε η μεγαλύτερη ευπάθεια έναντι σεισμού και δ) τη σχετική μετακίνηση μεταξύ των παραπάνω επιλεγμένων λίθων. Οι λίθοι αυτοί, οι οποίοι σημειώνονται στο παρακάτω σχήμα, είναι οι εξής: 1_1, 1_2, 8_1, 11_6, 18_1 και 18_4.



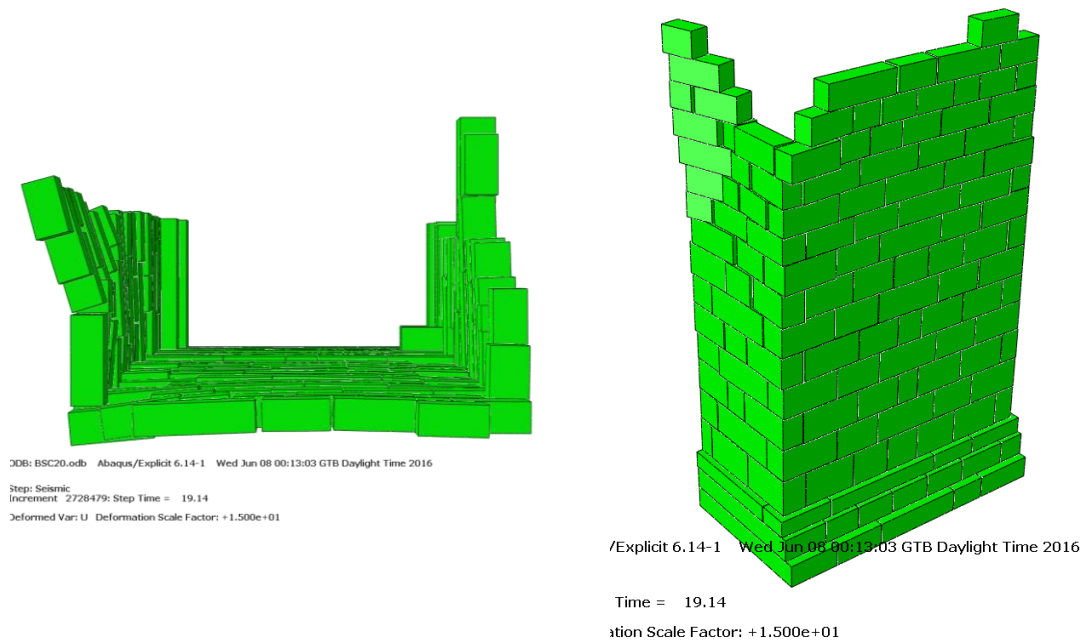
Σχήμα 2.3.1. Εξεταζόμενοι λίθοι ιδιαίτερης σημασίας

2.3.1 Σεισμός Bisaccia 1980



(α)

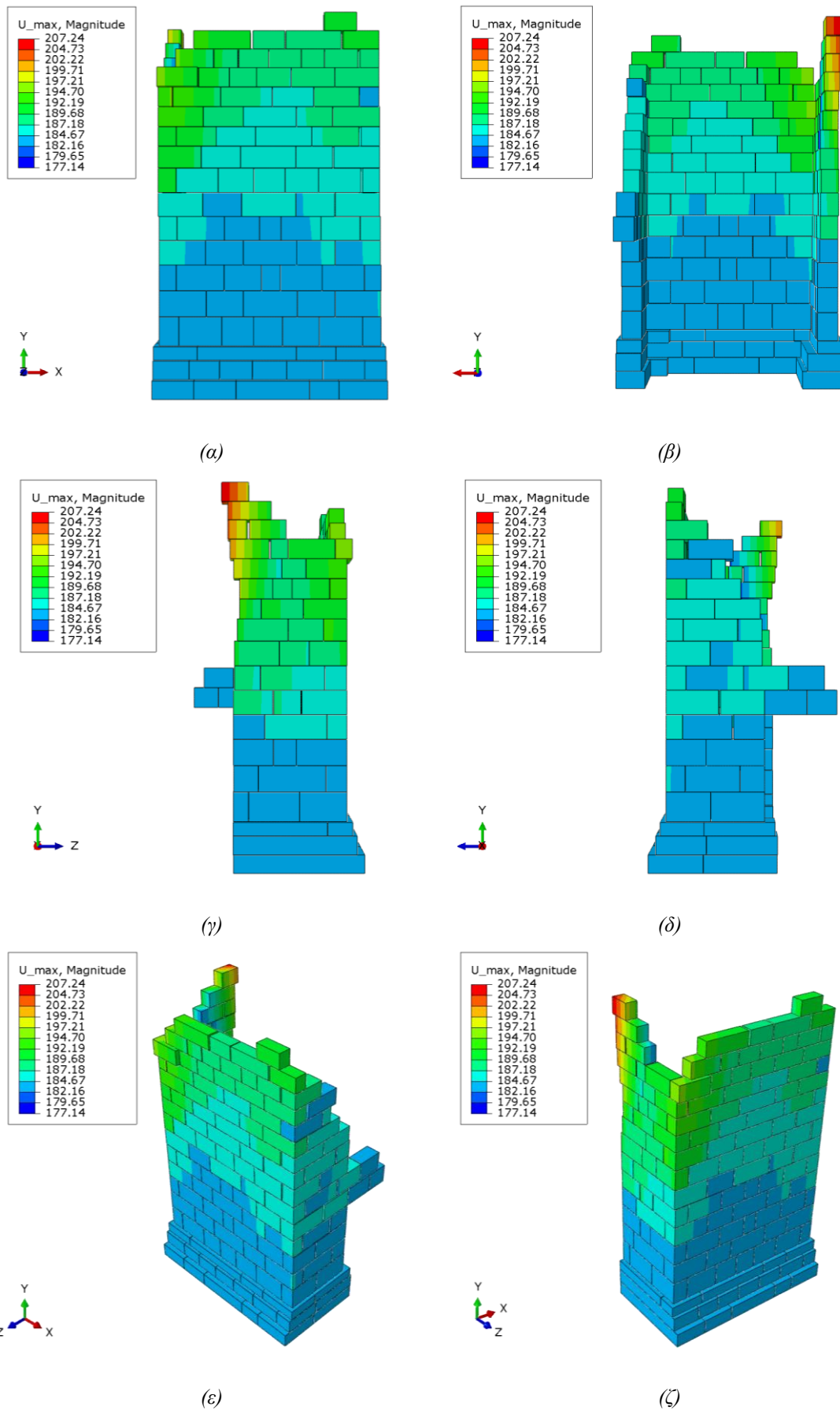
(β)



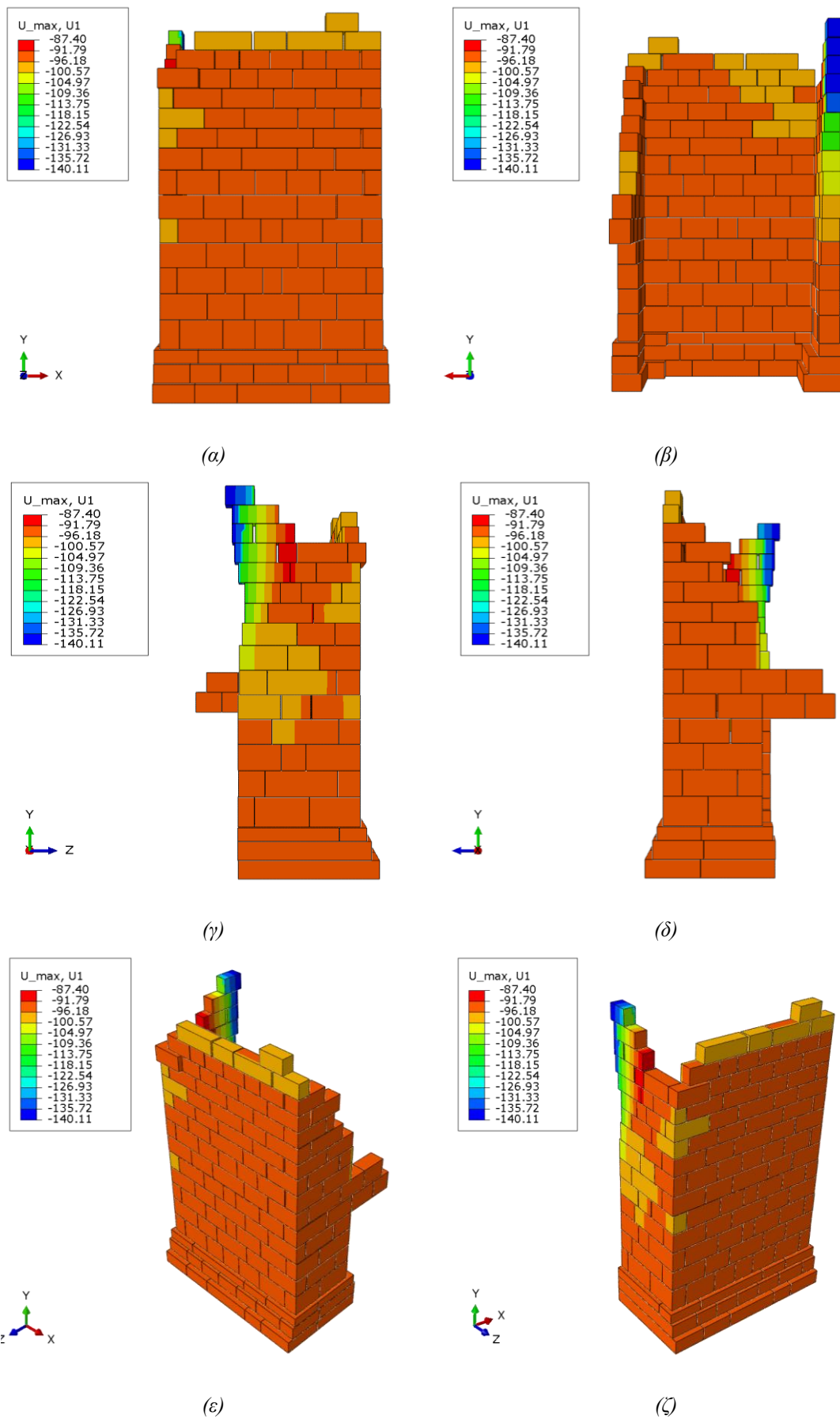
(γ)

(δ)

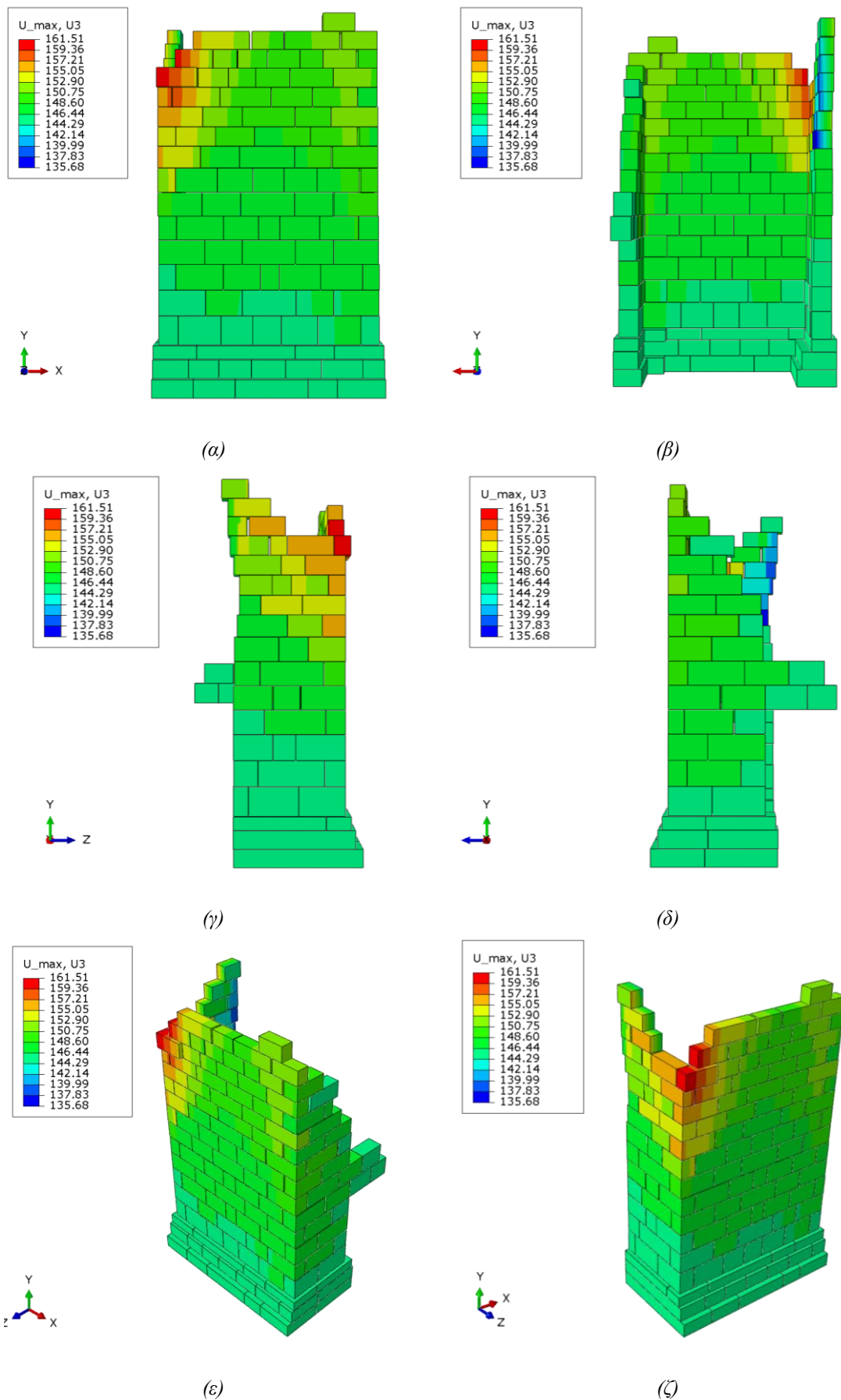
Σχήμα 2.3.2. Παραμορφωμένος φορέας στο τέλος της ανάλυσης. α) ανατολική όψη, β) δυτική όψη, γ) εικόνα πάνω από το φορέα, δ) νοτιοανατολική όψη. Συντελεστής οπτικής μεγέθυνσης ίσος με 15.



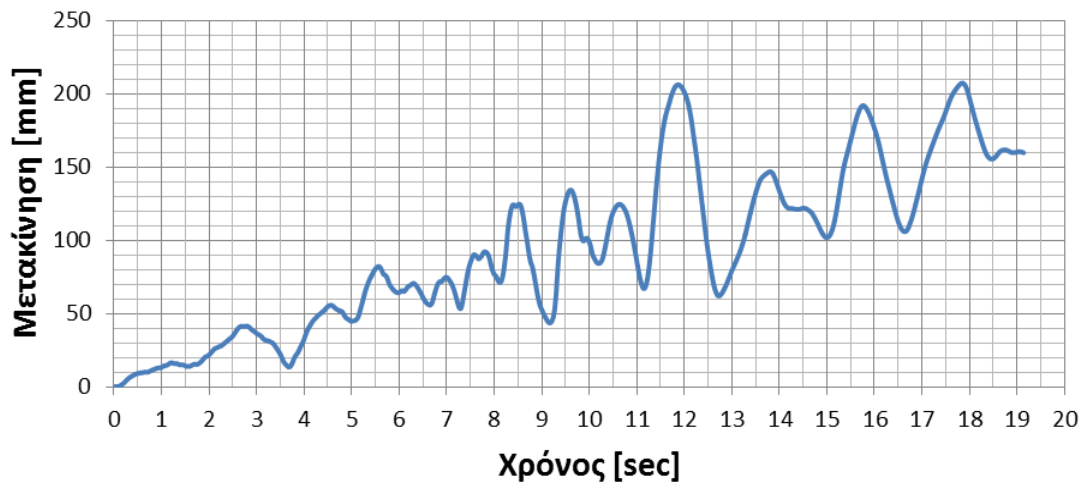
Σχήμα 2.3.3. Μέγιστες συνολικές μετακινήσεις του κάθε λίθου. (α) ανατολική όψη, (β) δυτική όψη, (γ) νότια όψη, (δ) βόρεια όψη, (ε) βορειοανατολική όψη, (ζ) νοτιοανατολική όψη.



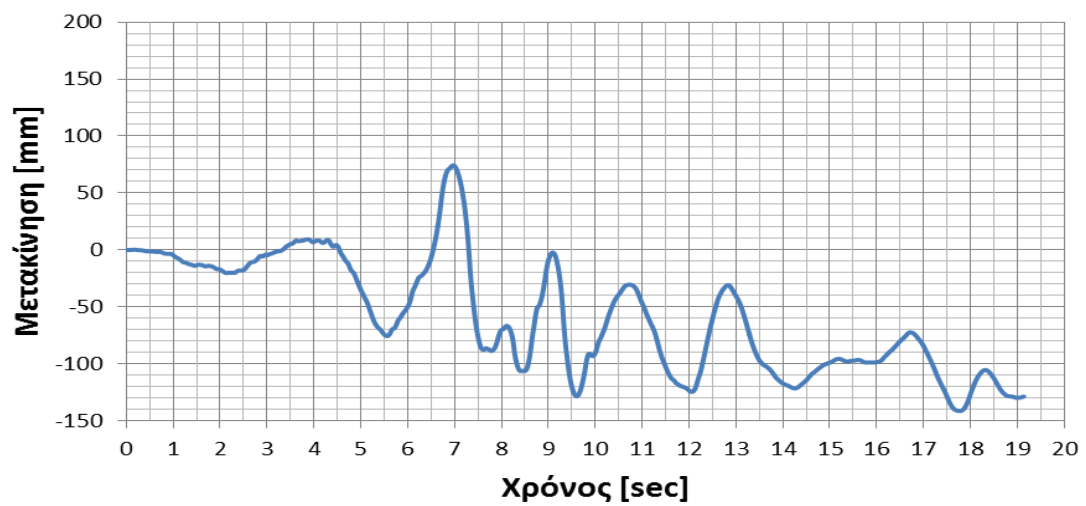
Σχήμα 2.3.4. Μέγιστες μετακινήσεις του κάθε λίθου κατά την οριζόντια διεύθυνση I (x-x). (α) ανατολική όψη, (β) δυτική όψη, (γ) νότια όψη, (δ) βόρεια όψη, (ε) βορειοανατολική όψη, (ζ) νοτιοανατολική όψη.



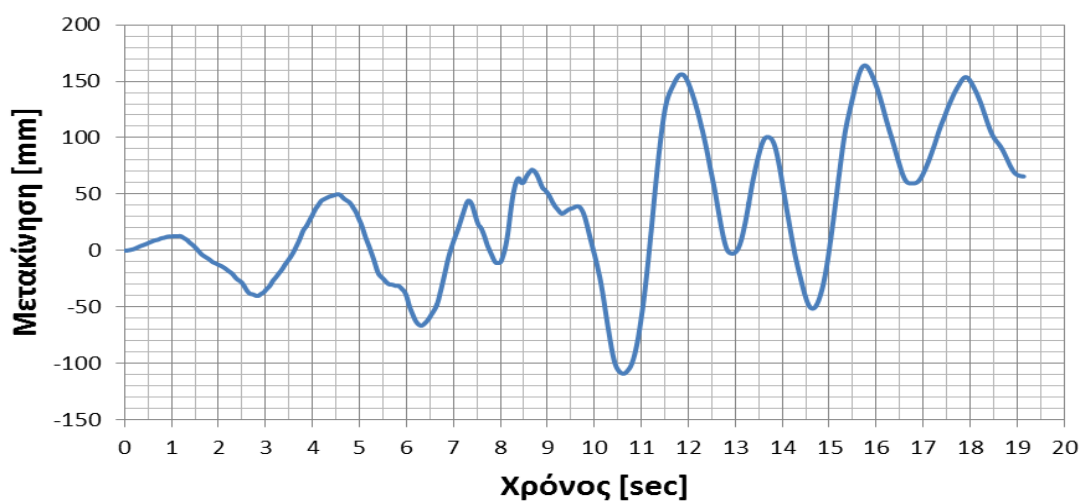
Σχήμα 2.3.5. Μέγιστες μετακινήσεις του κάθε λίθου κατά την οριζόντια διεύθυνση 3 (z-z). (α) ανατολική όψη, (β) δυτική όψη, (γ) νότια όψη, (δ) βόρεια όψη, (ε) βορειοανατολική όψη, (ζ) νοτιοανατολική όψη.



(α)

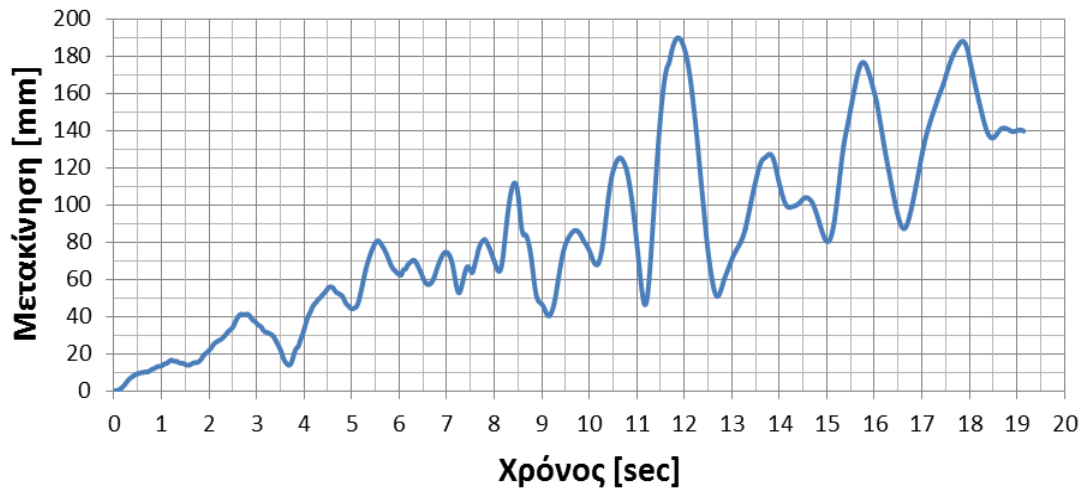


(β)

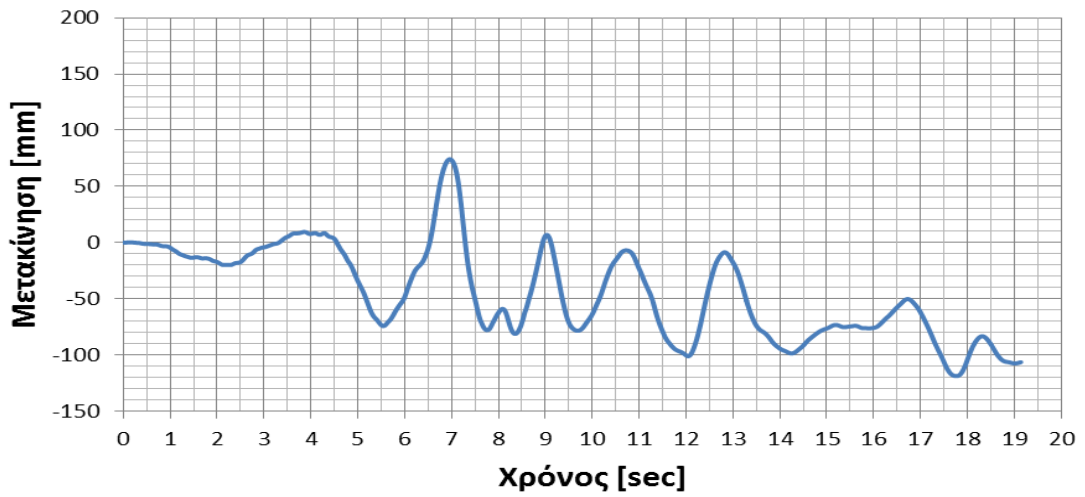


(γ)

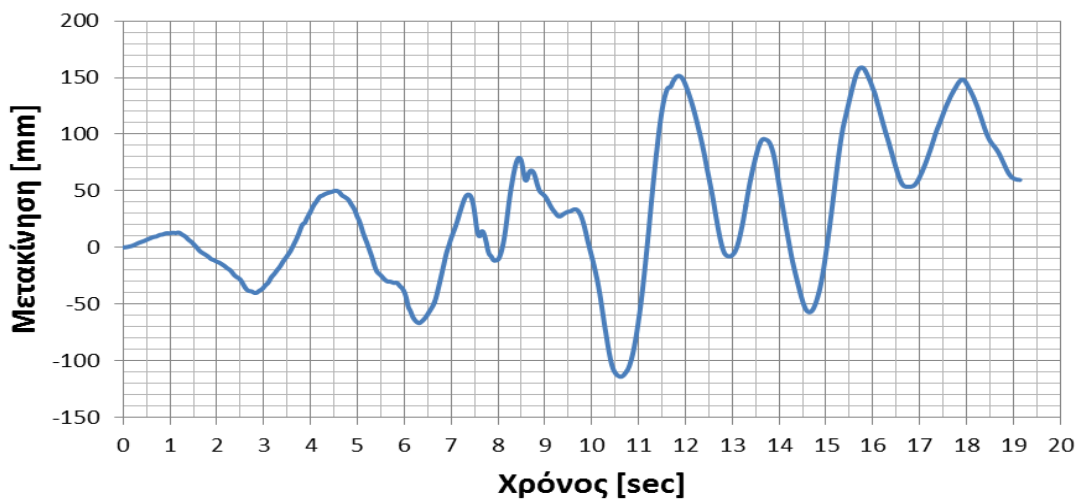
Σχήμα 2.3.6. Χρονοϊστορία απόκρισης μετακινήσεων για το λίθο 1_1. (α) συνολική μετακίνηση (β) κατά την οριζόντια διεύθυνση 1 (x-x), (γ) κατά την οριζόντια διεύθυνση 3 (z-z).



(α)

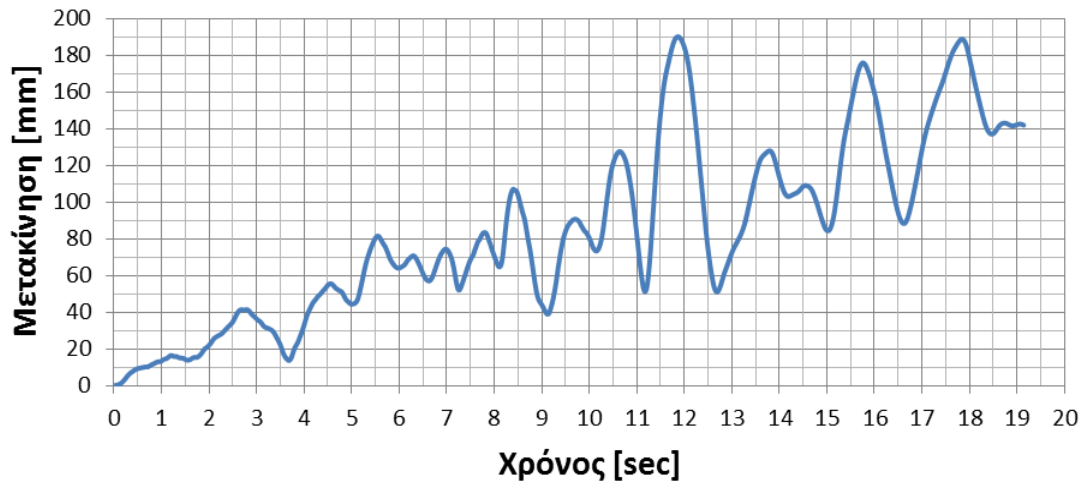


(β)

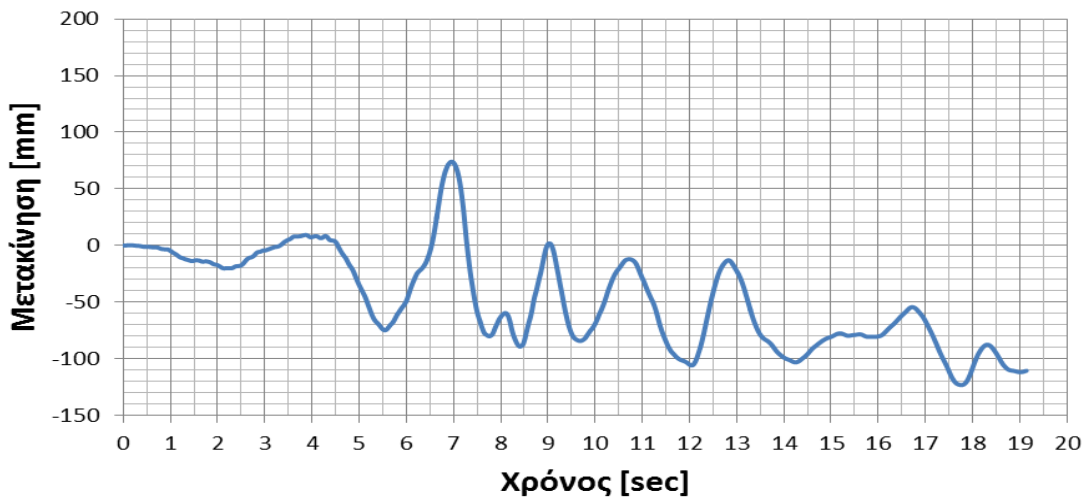


(γ)

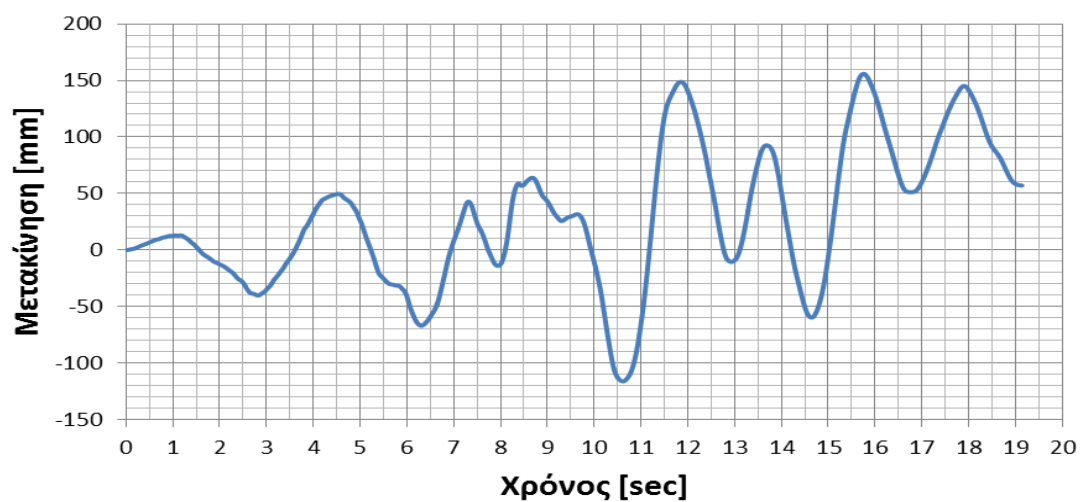
Σχήμα 2.3.7. Χρονοϊστορία απόκρισης μετακινήσεων για το λίθο 1_2. (α) συνολική μετακίνηση (β) κατά την οριζόντια διεύθυνση 1 (x-x), (γ) κατά την οριζόντια διεύθυνση 3 (z-z).



(α)

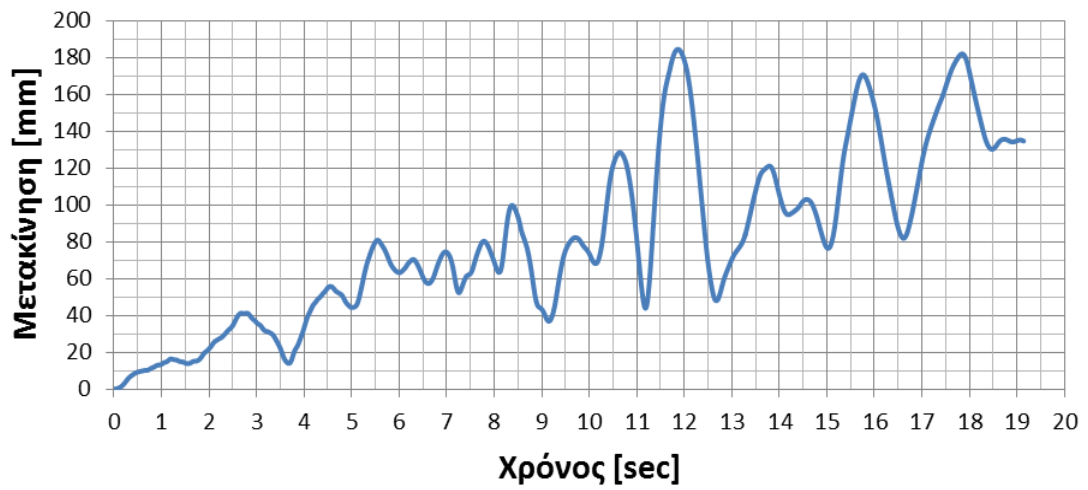


(β)

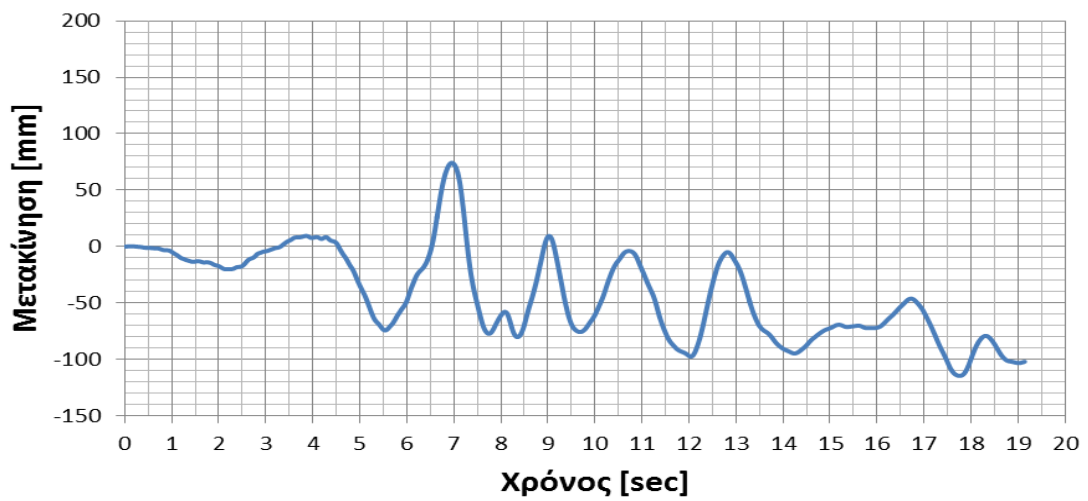


(γ)

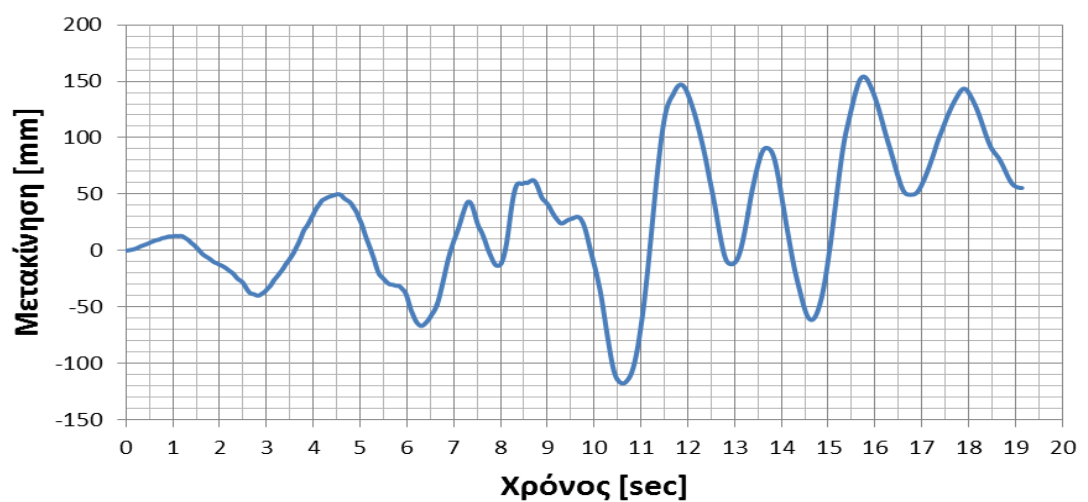
Σχήμα 2.3.8. Χρονοϊστορία απόκρισης μετακινήσεων για το λίθο 8_1. (α) συνολική μετακίνηση (β) κατά την οριζόντια διεύθυνση 1 (x-x), (γ) κατά την οριζόντια διεύθυνση 3 (z-z).



(α)

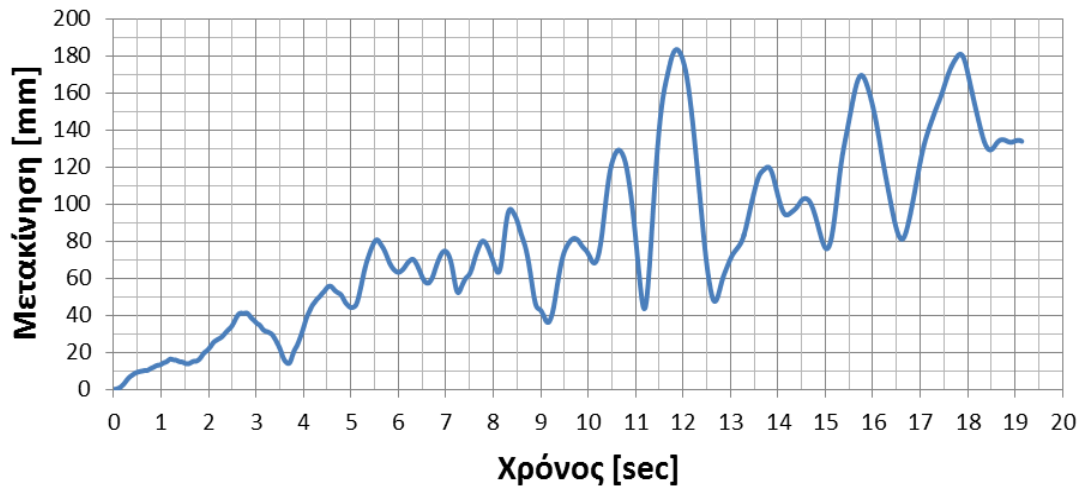


(β)

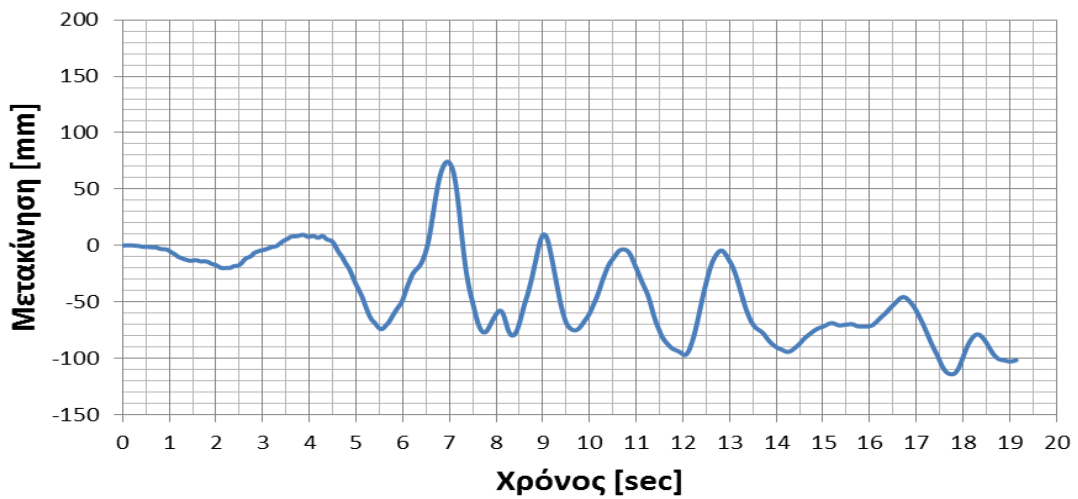


(γ)

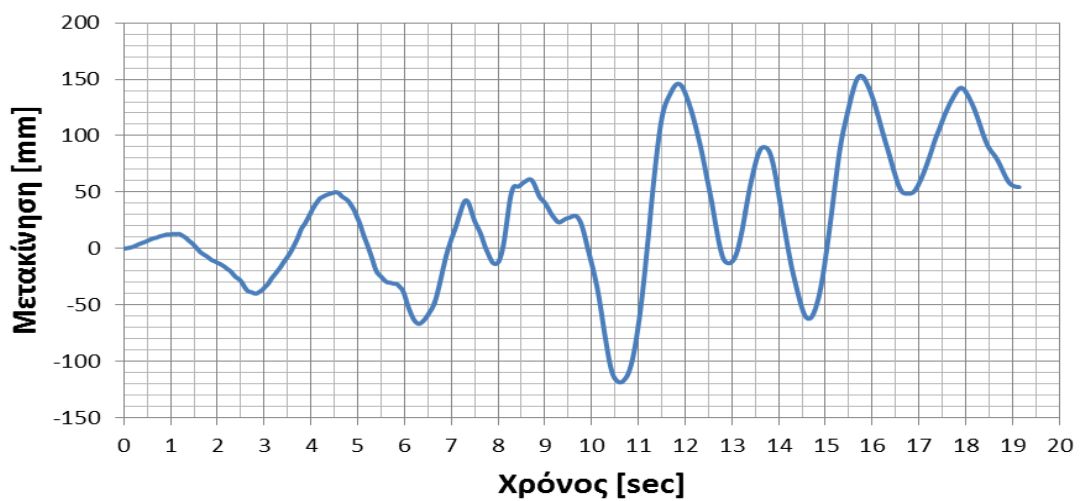
Σχήμα 2.3.9. Χρονοϊστορία απόκρισης μετακινήσεων για το λίθο 11_6. (α) συνολική μετακίνηση (β) κατά την οριζόντια διεύθυνση 1 (x-x), (γ) κατά την οριζόντια διεύθυνση 3 (z-z).



(α)

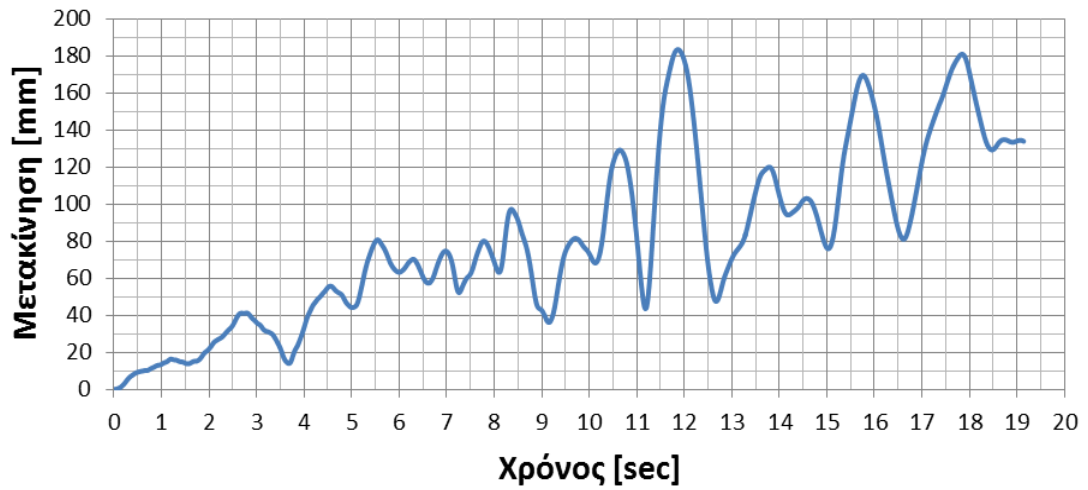


(β)

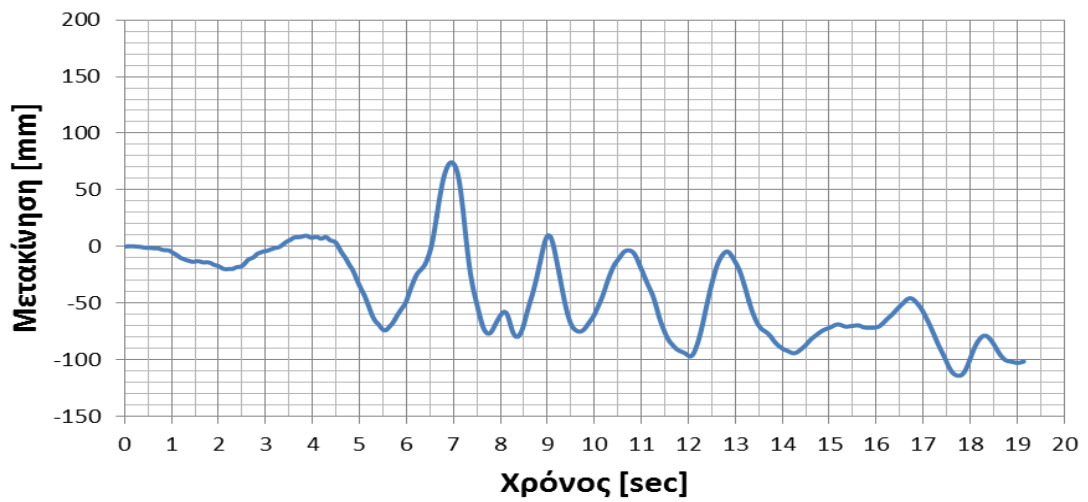


(γ)

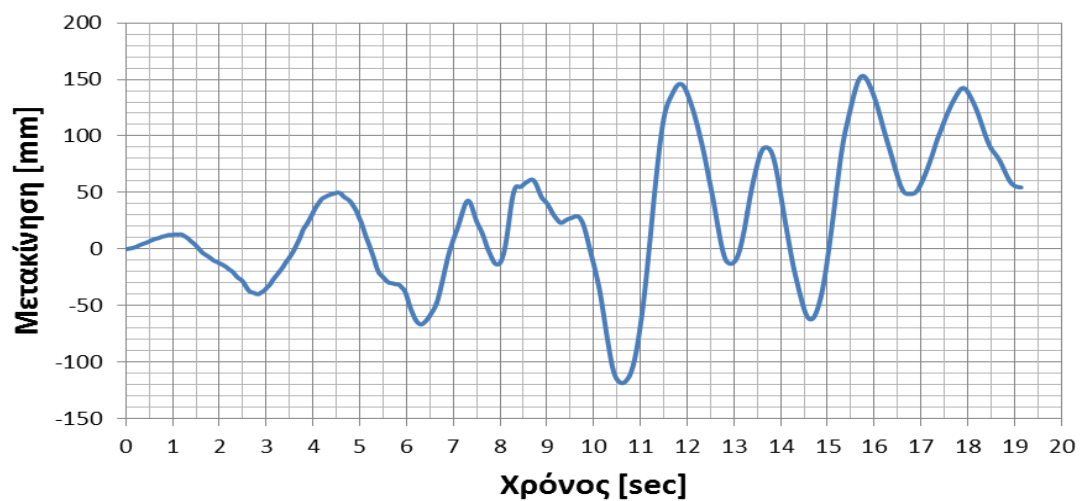
Σχήμα 2.3.10. Χρονοϊστορία απόκρισης μετακινήσεων για το λίθο 18_1. (α) συνολική μετακίνηση (β) κατά την οριζόντια διεύθυνση 1 (x-x), (γ) κατά την οριζόντια διεύθυνση 3 (z-z).



(α)

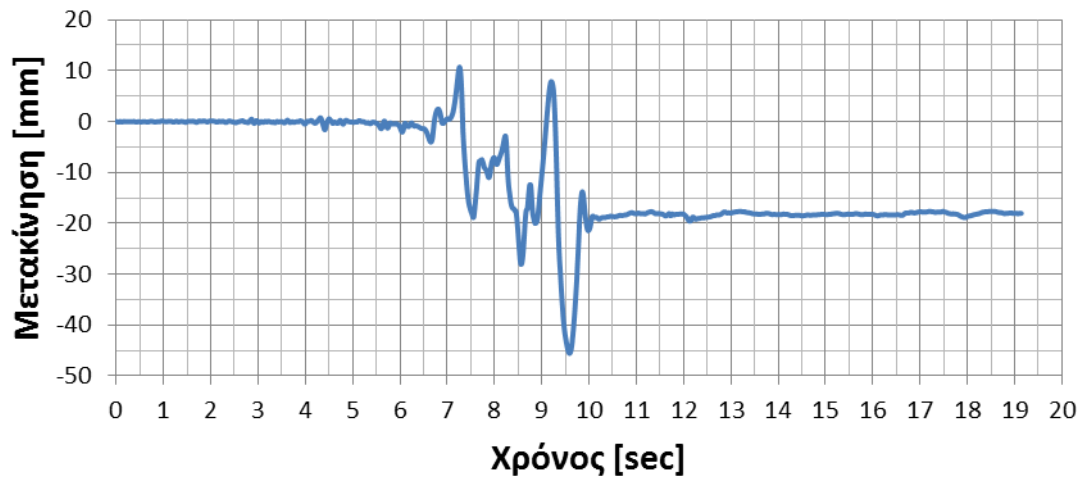


(β)

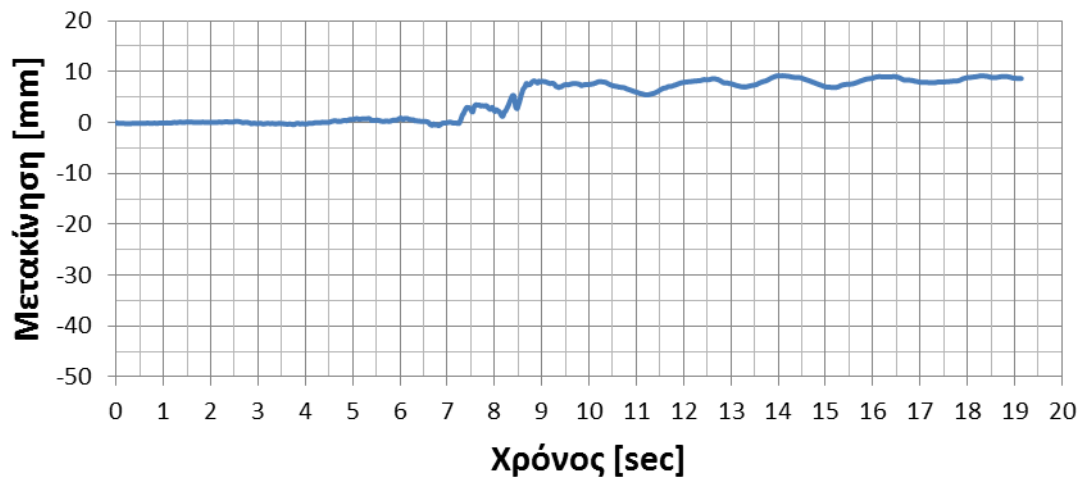


(γ)

Σχήμα 2.3.11. Χρονοϊστορία απόκρισης μετακινήσεων για το λίθο 18_4. (α) συνολική μετακίνηση (β) κατά την οριζόντια διεύθυνση 1 (x-x), (γ) κατά την οριζόντια διεύθυνση 3 (z-z).

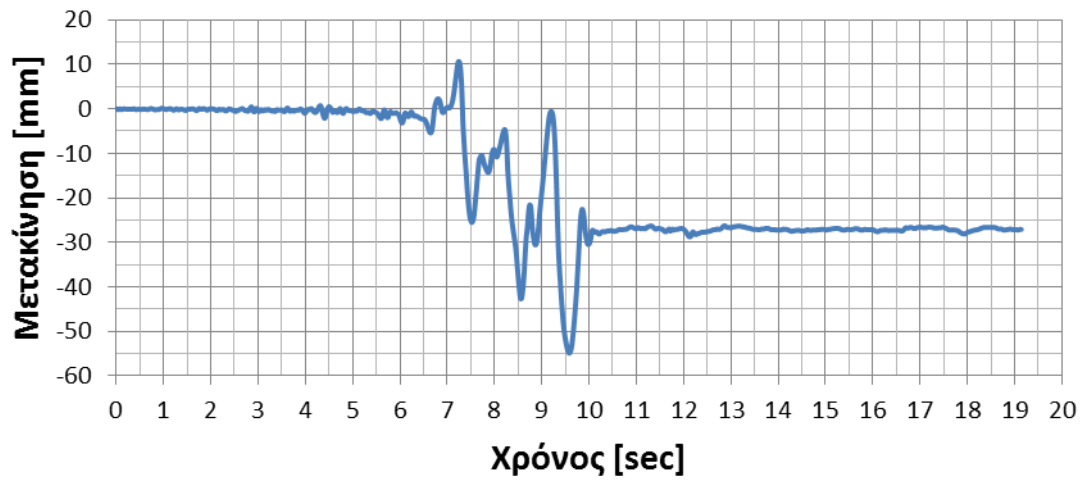


(α)

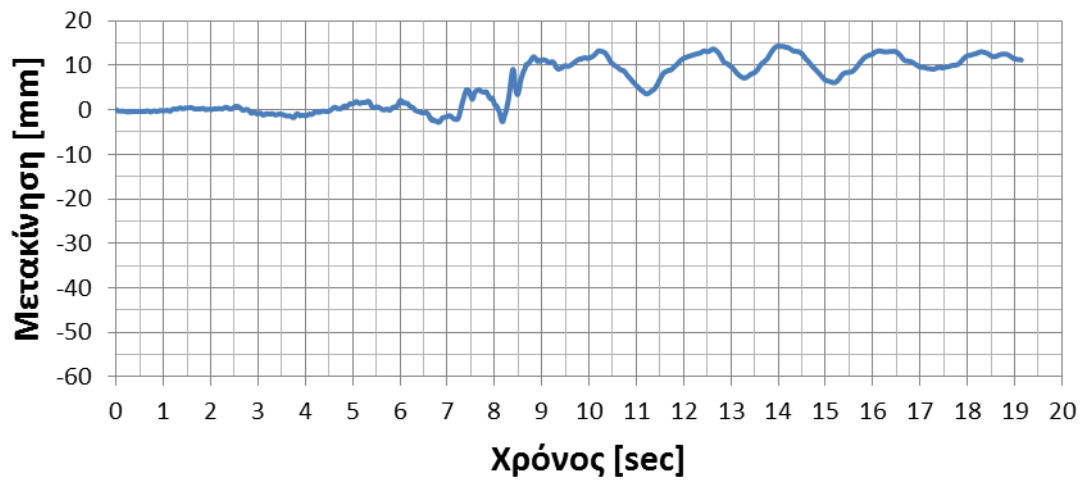


(β)

Σχήμα 2.3.12. Σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των λίθων 1_1 και 8_1. (α) κατά τη διεύθυνση 1 (x-x) (β) κατά τη διεύθυνση 3 (z-z).

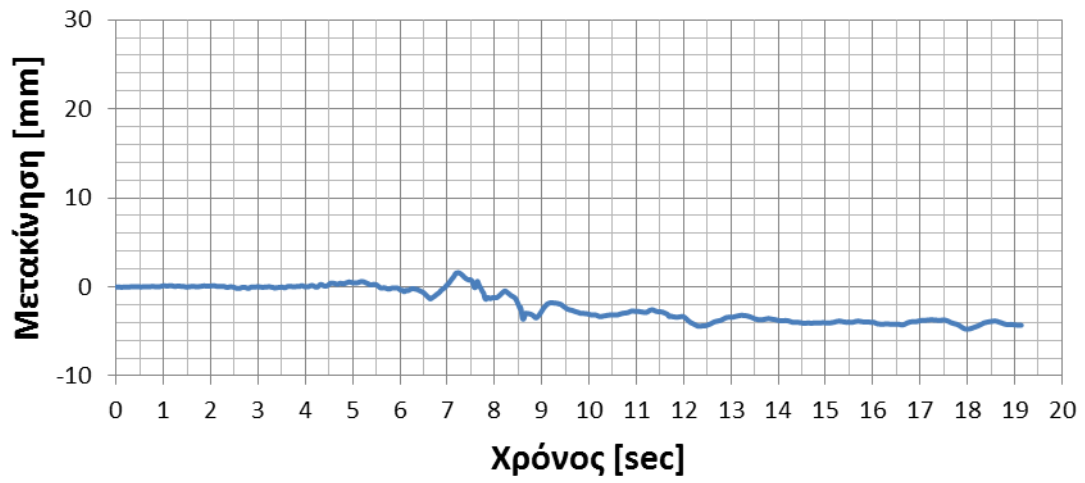


(α)

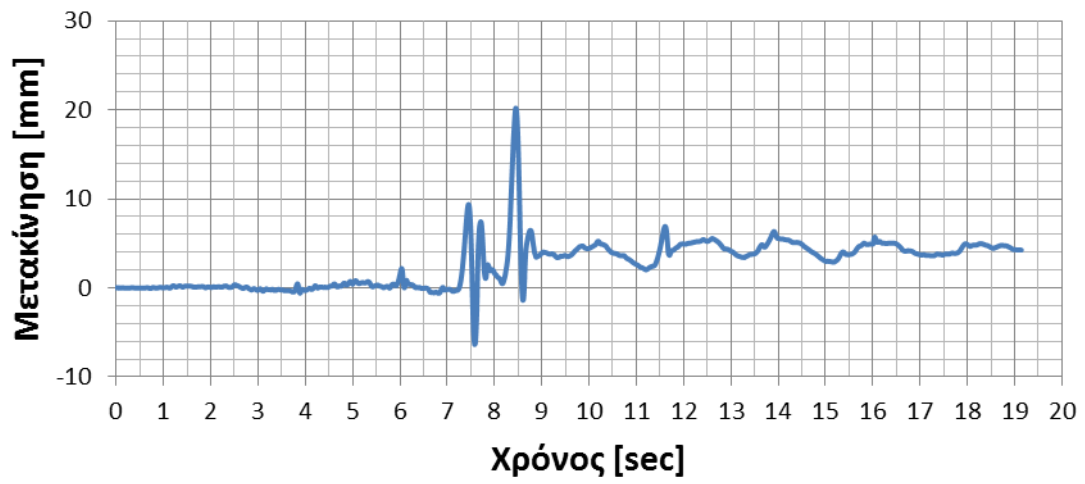


(β)

Σχήμα 2.3.13. Σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των λίθων 1_1 και 18_1. (α) κατά τη διεύθυνση 1 (x-x) (β) κατά τη διεύθυνση 3 (z-z).

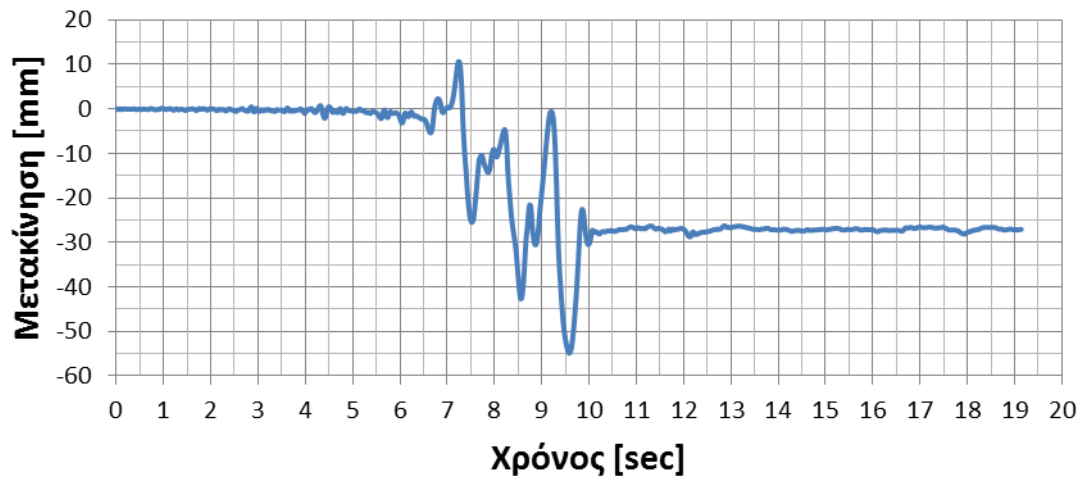


(α)

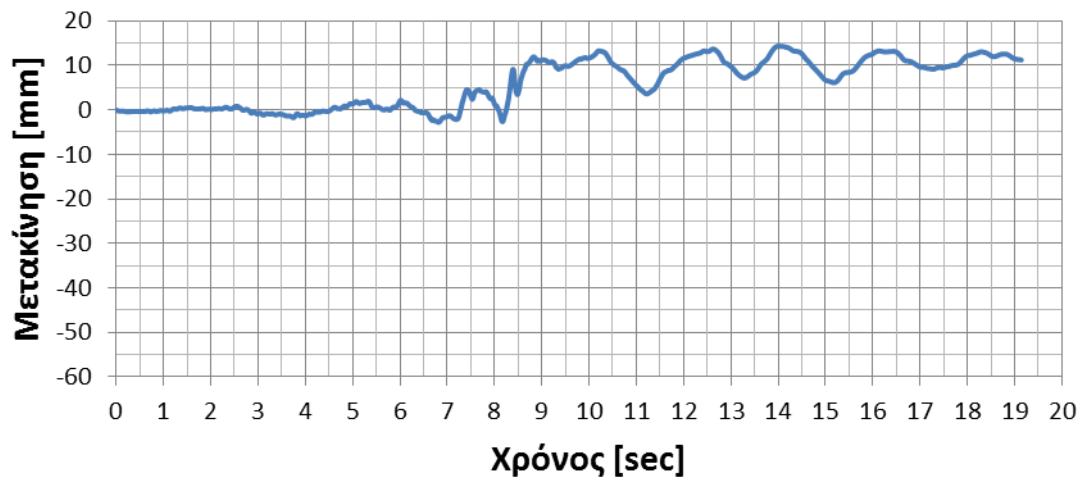


(β)

Σχήμα 2.3.14. Σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των λίθων 1_2 και 11_6. (α) κατά τη διεύθυνση 1 (x-x) (β) κατά τη διεύθυνση 3 (z-z).



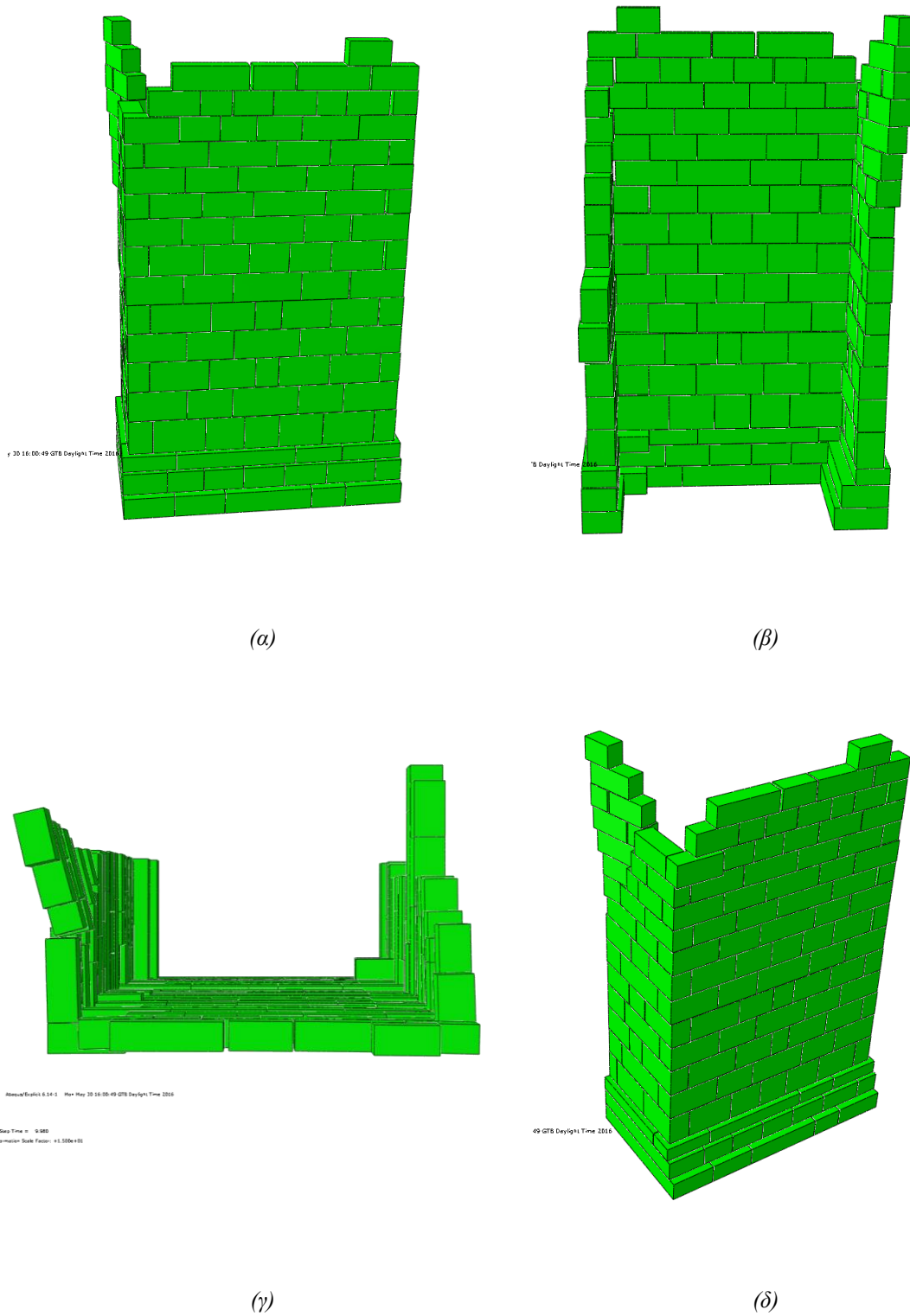
(α)



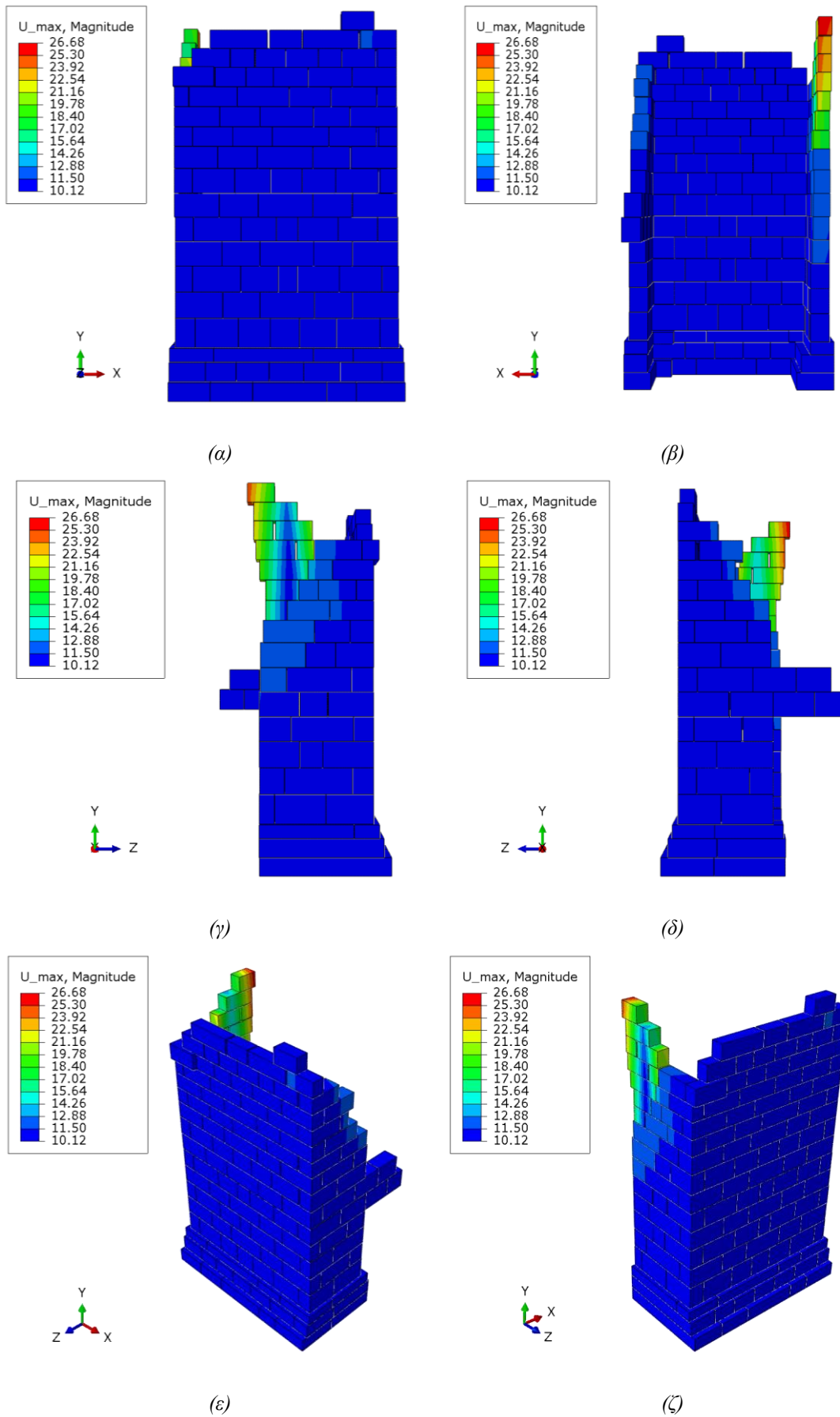
(β)

Σχήμα 2.3.15. Σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των λίθων 1_2 και 18_4. (α) κατά τη διεύθυνση 1 (x-x) (β) κατά τη διεύθυνση 3 (z-z).

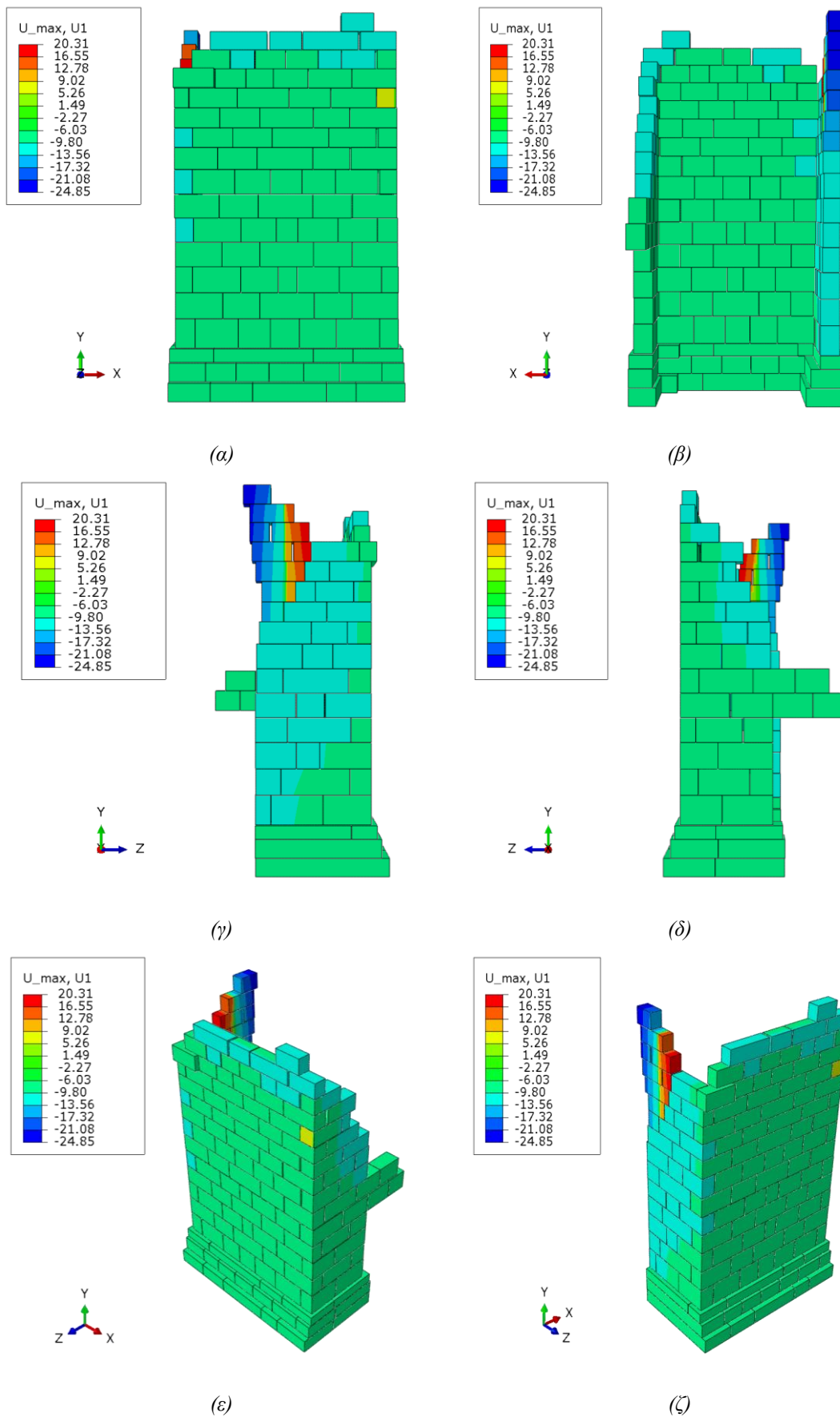
2.3.2 Σεισμός Κοζάνης 1995



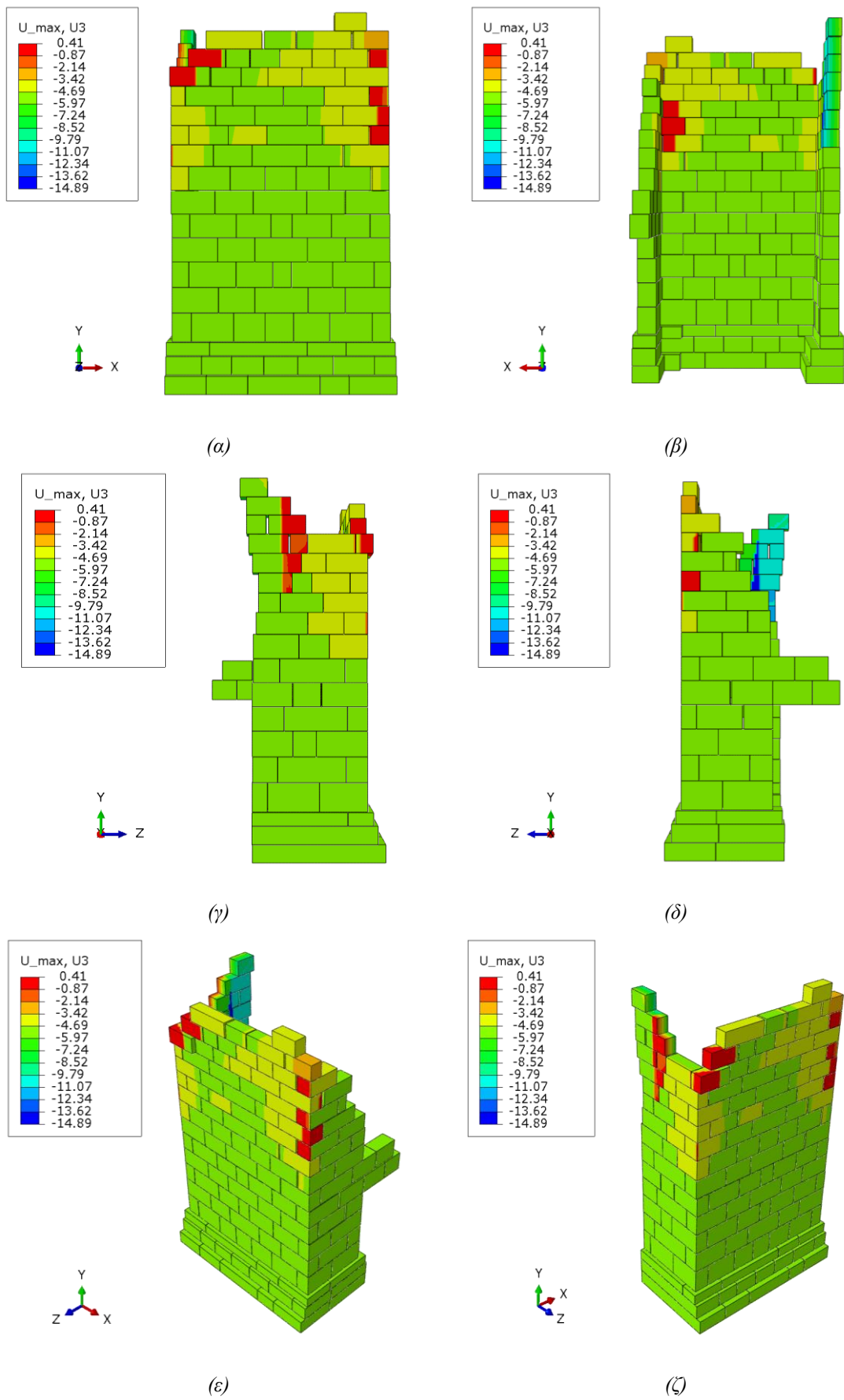
Σχήμα 2.3.16. Παραμορφωμένος φορέας στο τέλος της ανάλυσης. α) ανατολική όψη, (β) δυτική όψη, (γ) εικόνα πάνω από το φορέα, (δ) νοτιοανατολική όψη. Συντελεστής οπτικής μεγέθυνσης ίσος με 15.



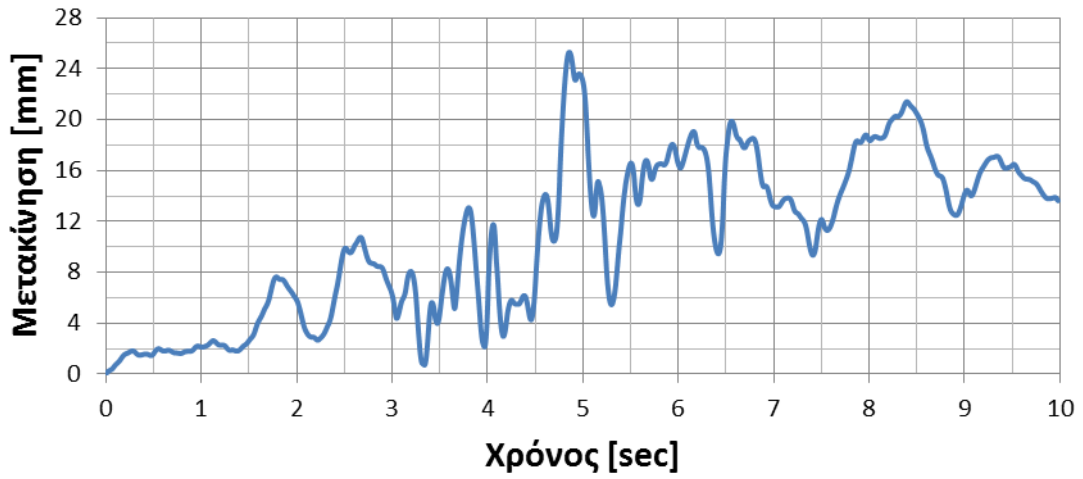
Σχήμα 2.3.17. Μέγιστες συνολικές μετακινήσεις του κάθε λίθου. (α) ανατολική όψη, (β) δυτική όψη, (γ) νότια όψη, (δ) βόρεια όψη, (ε) βορειοανατολική όψη, (ζ) νοτιοανατολική όψη.



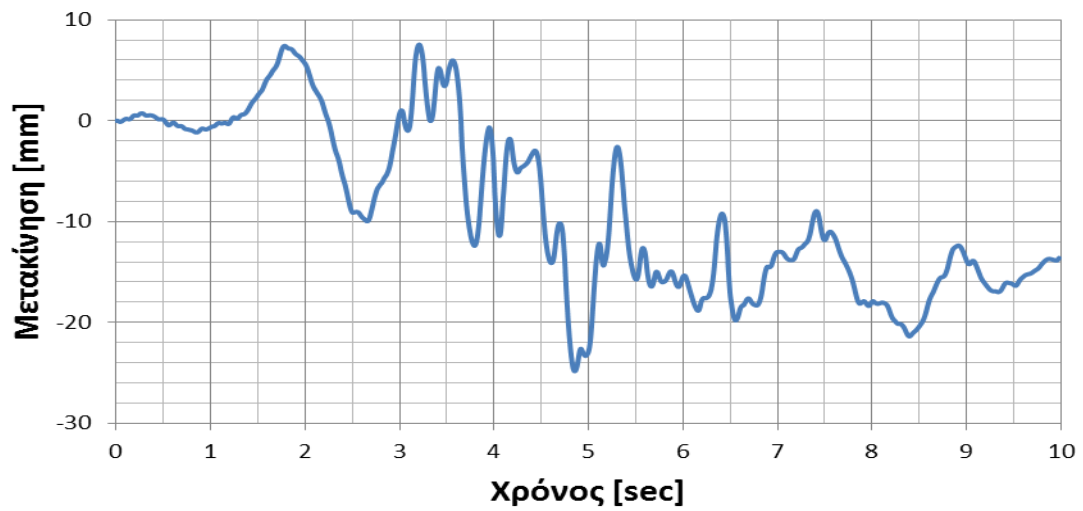
Σχήμα 2.3.18. Μέγιστες μετακινήσεις του κάθε λίθου κατά την οριζόντια διεύθυνση 1 (x-x). (α) ανατολική όψη, (β) δυτική όψη, (γ) νότια όψη, (δ) βόρεια όψη, (ε) βορειοανατολική όψη, (ζ) νοτιοανατολική όψη.



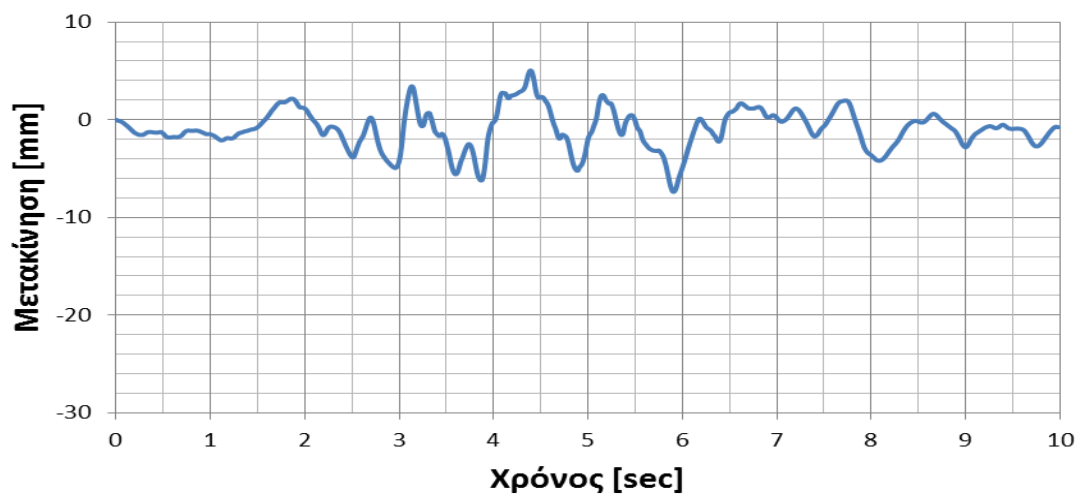
Σχήμα 2.3.19. Μέγιστες μετακινήσεις του κάθε λίθου κατά την οριζόντια διεύθυνση 3 (z-z). (α) ανατολική όψη, (β) δυτική όψη, (γ) νότια όψη, (δ) βόρεια όψη, (ε) βορειοανατολική όψη, (ζ) νοτιοανατολική όψη.



(α)

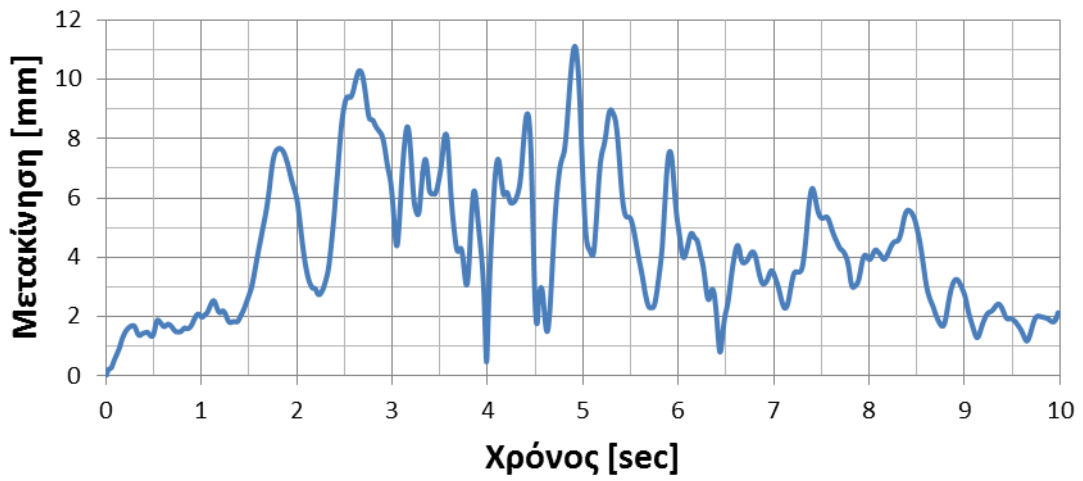


(β)

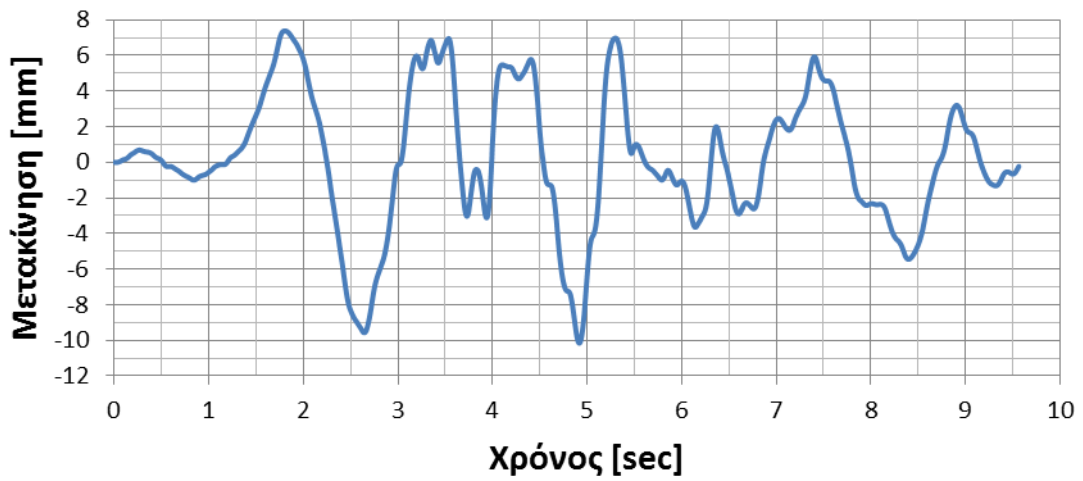


(γ)

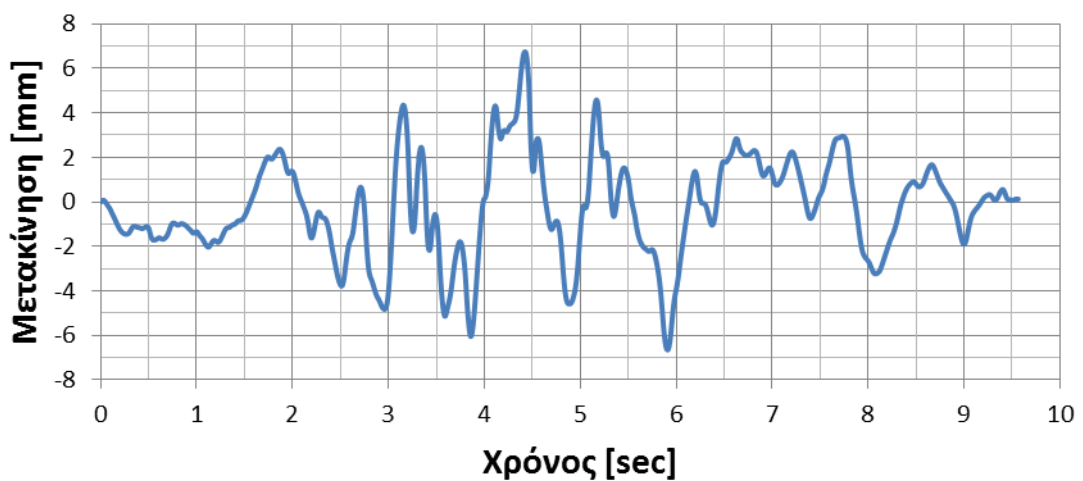
Σχήμα 2.3.20. Χρονοϊστορία απόκρισης μετακινήσεων για το λίθο 1_1. (α) συνολική μετακίνηση (β) κατά την οριζόντια διεύθυνση 1 (x-x), (γ) κατά την οριζόντια διεύθυνση 3 (z-z).



(α)

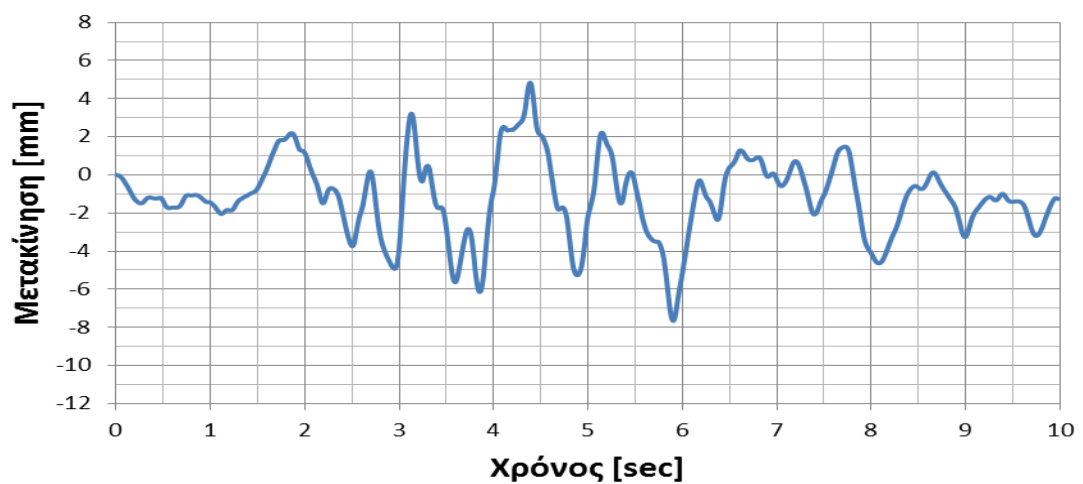
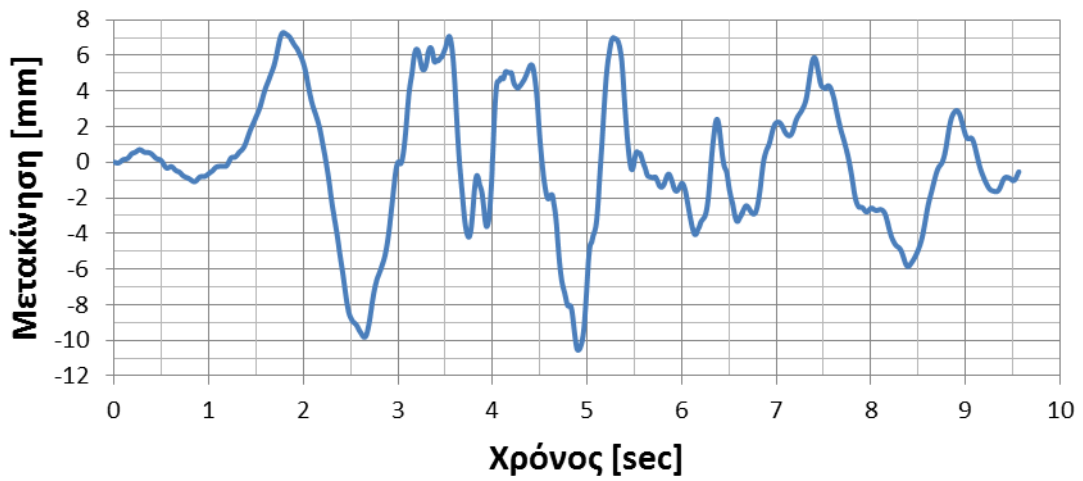
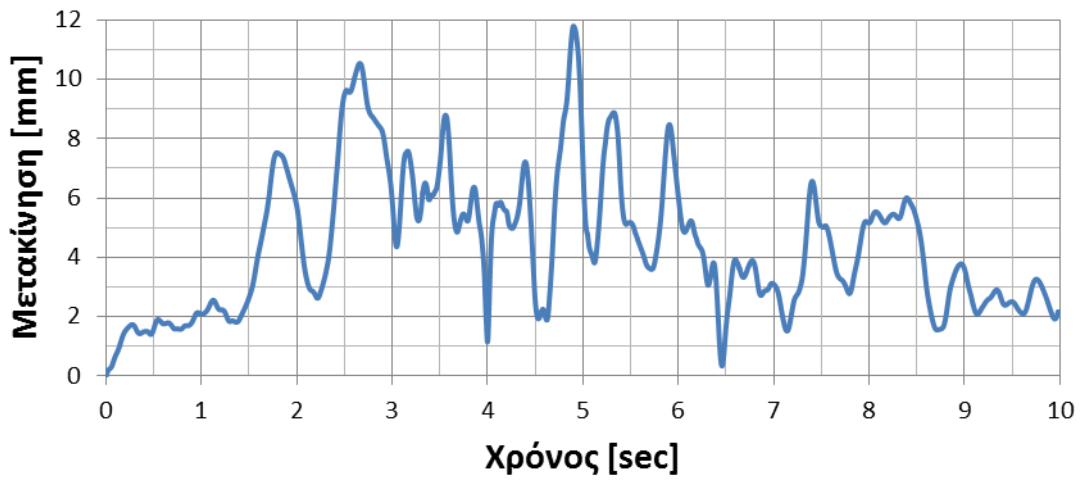


(β)

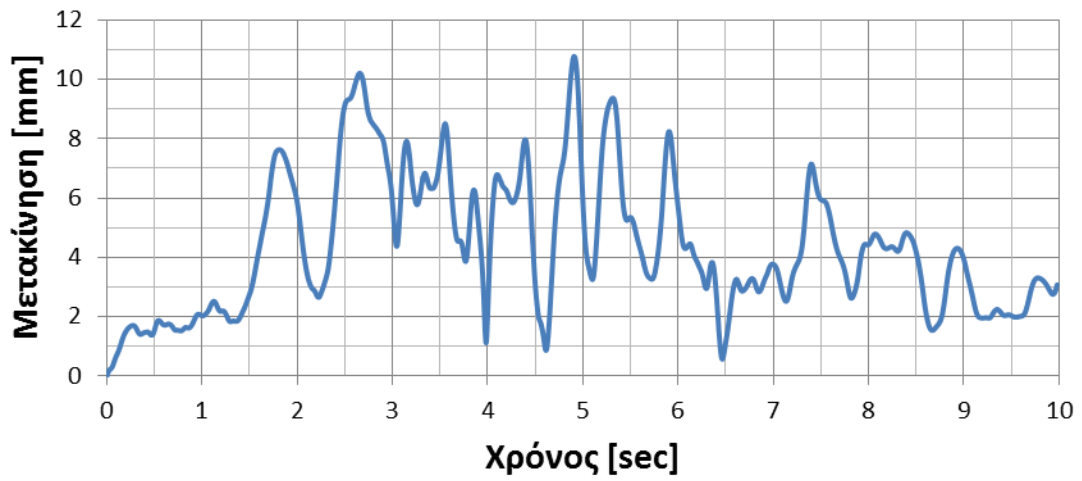


(γ)

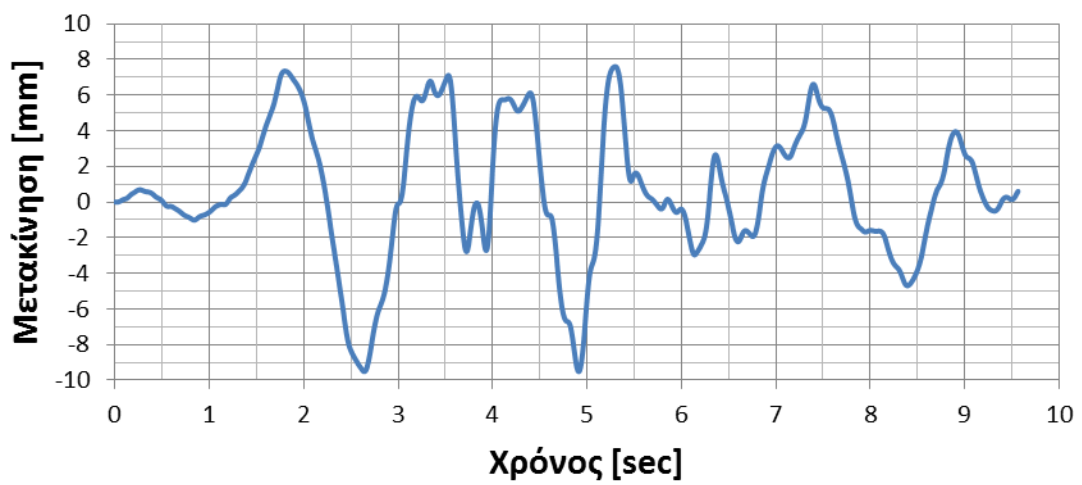
Σχήμα 2.3.21. Χρονοϊστορία απόκρισης μετακινήσεων για το λίθο 1_2. (α) συνολική μετακίνηση (β) κατά την οριζόντια διεύθυνση 1 (x-x), (γ) κατά την οριζόντια διεύθυνση 3 (z-z).



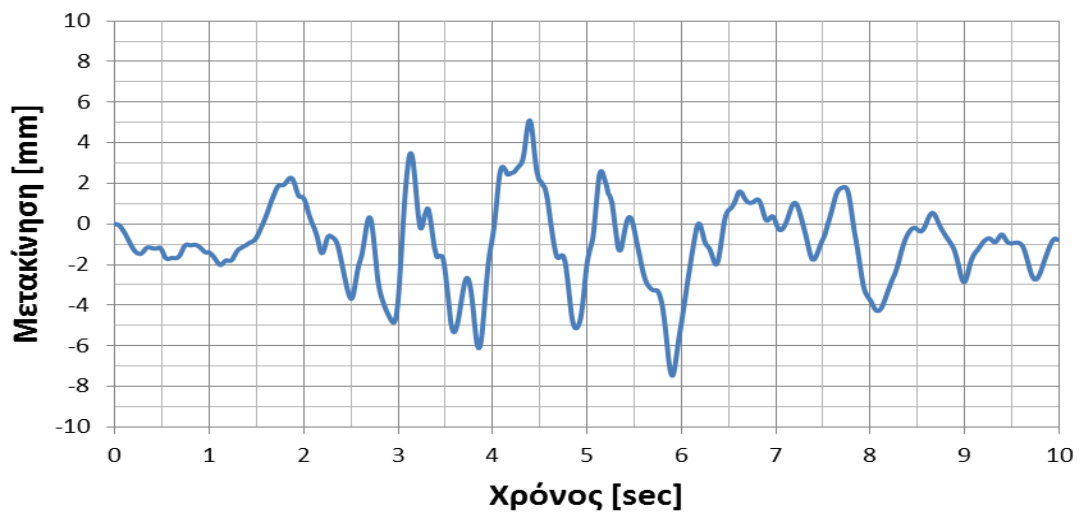
Σχήμα 2.3.22. Χρονοϊστορία απόκρισης μετακινήσεων για το λίθο 8_1. (α) συνολική μετακίνηση (β) κατά την οριζόντια διεύθυνση 1 (x-x), (γ) κατά την οριζόντια διεύθυνση 3 (z-z).



(α)

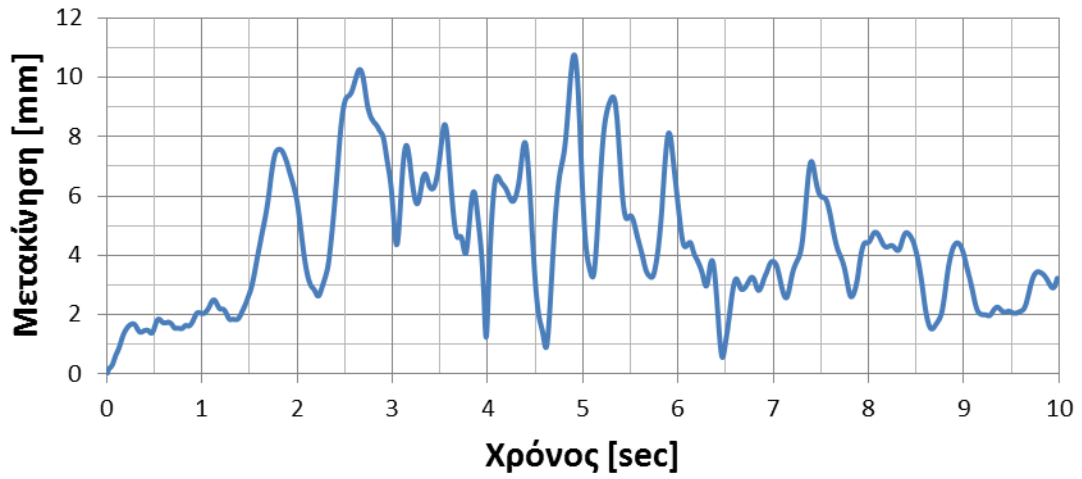


(β)

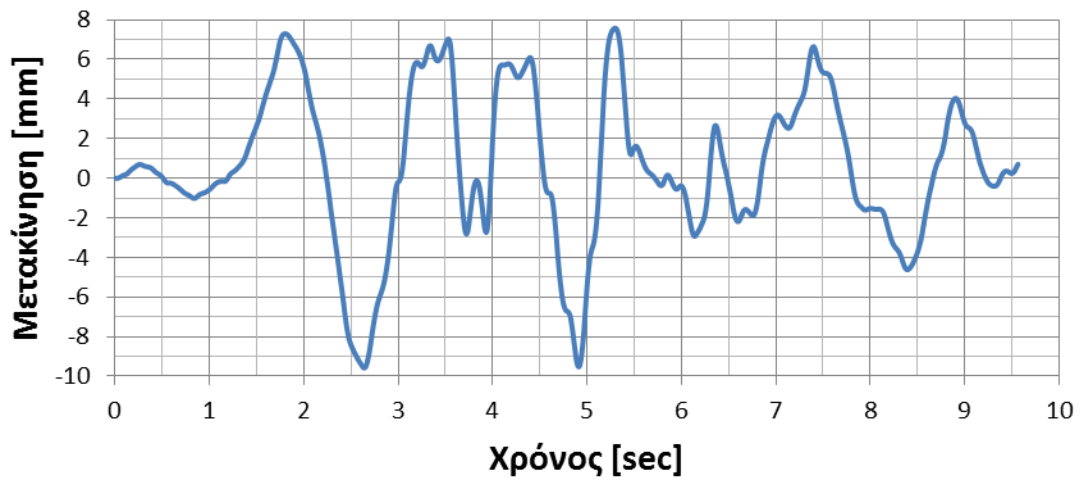


(γ)

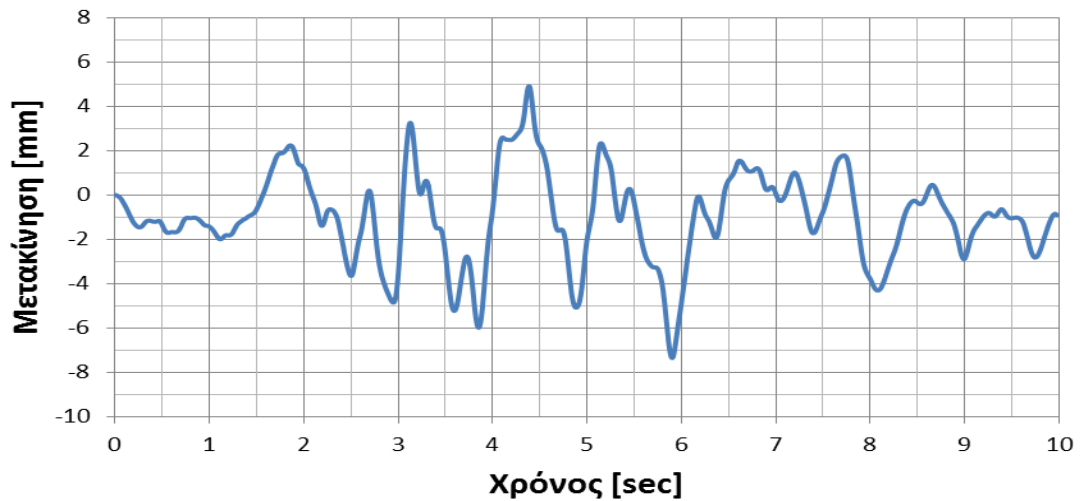
Σχήμα 2.3.23. Χρονοϊστορία απόκρισης μετακινήσεων για το λίθο 11_6. (α) συνολική μετακίνηση (β) κατά την οριζόντια διεύθυνση 1 (x-x), (γ) κατά την οριζόντια διεύθυνση 3 (z-z).



(α)

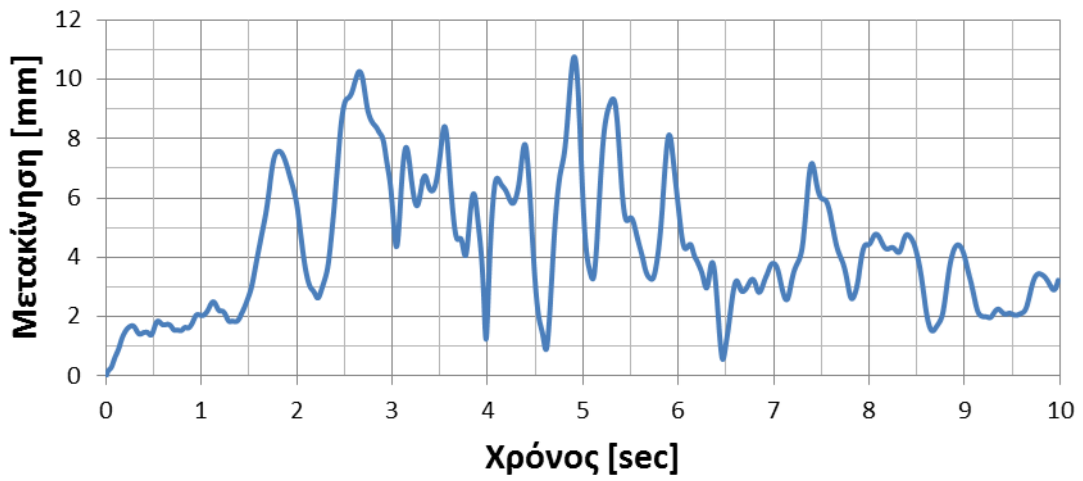


(β)

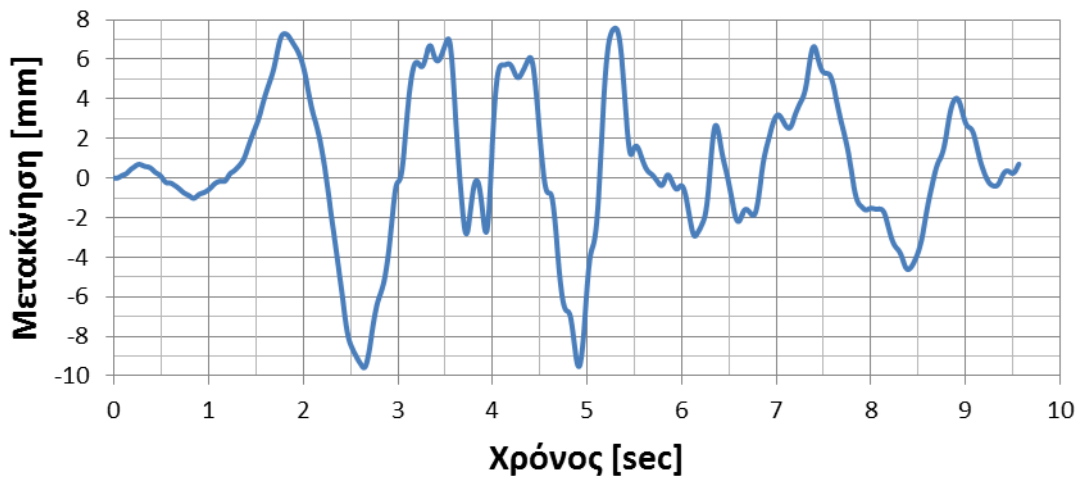


(γ)

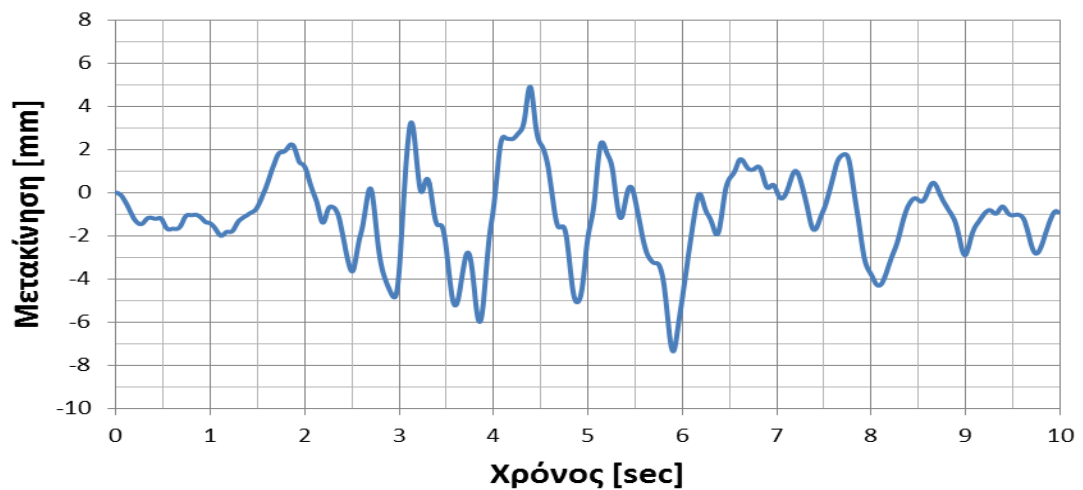
Σχήμα 2.3.24. Χρονοϊστορία απόκρισης μετακινήσεων για το λίθο 18_1. (α) συνολική μετακίνηση (β) κατά την οριζόντια διεύθυνση 1 (x-x), (γ) κατά την οριζόντια διεύθυνση 3 (z-z).



(α)

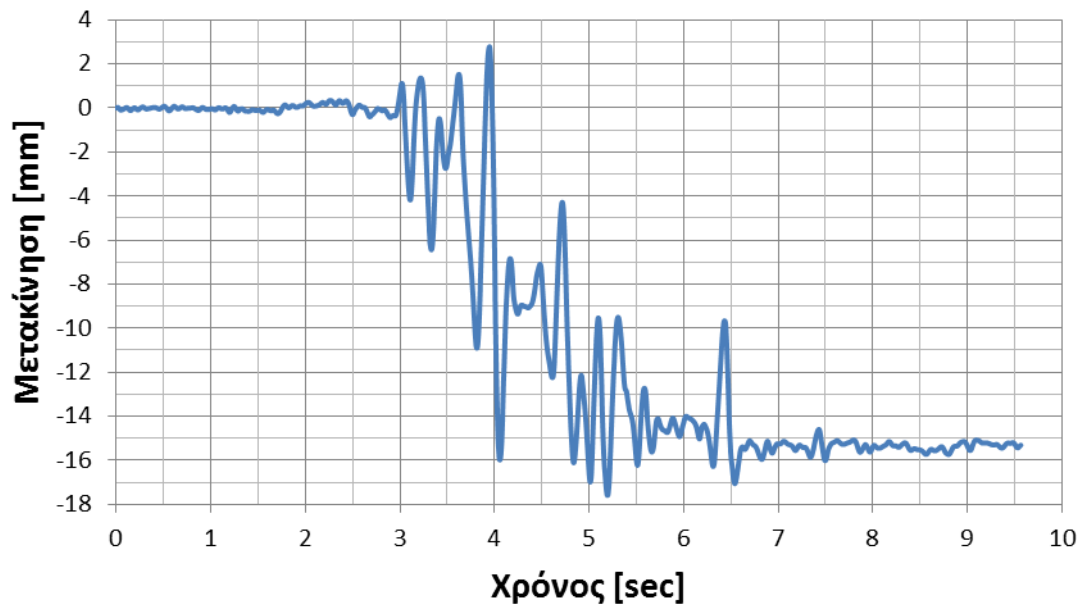


(β)

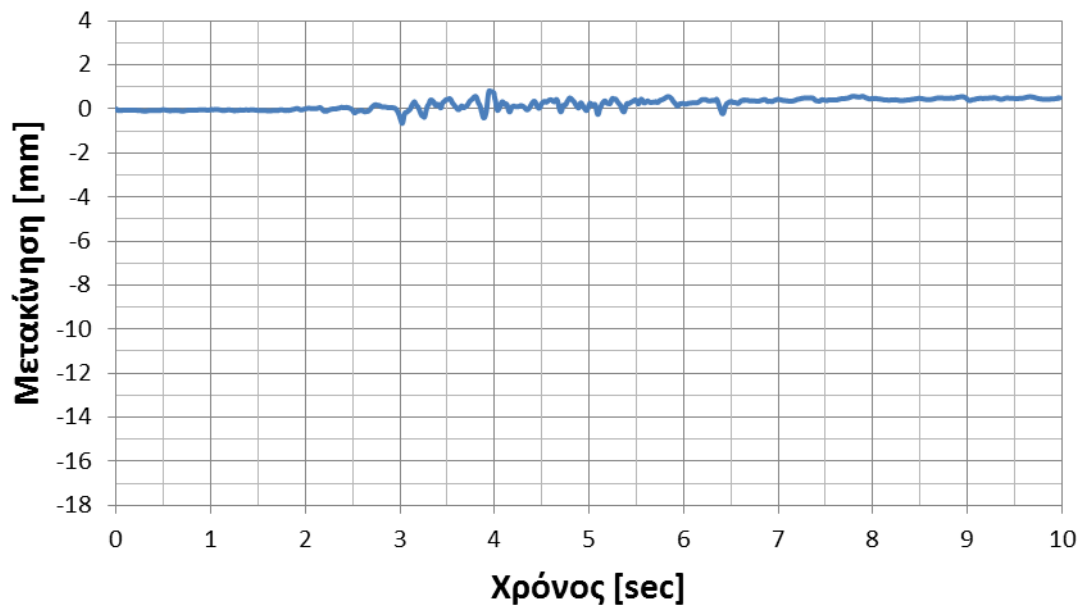


(γ)

Σχήμα 2.3.25. Χρονοϊστορία απόκρισης μετακινήσεων για το λίθο 18_4. (α) συνολική μετακίνηση (β) κατά την οριζόντια διεύθυνση 1 (x-x), (γ) κατά την οριζόντια διεύθυνση 3 (z-z).

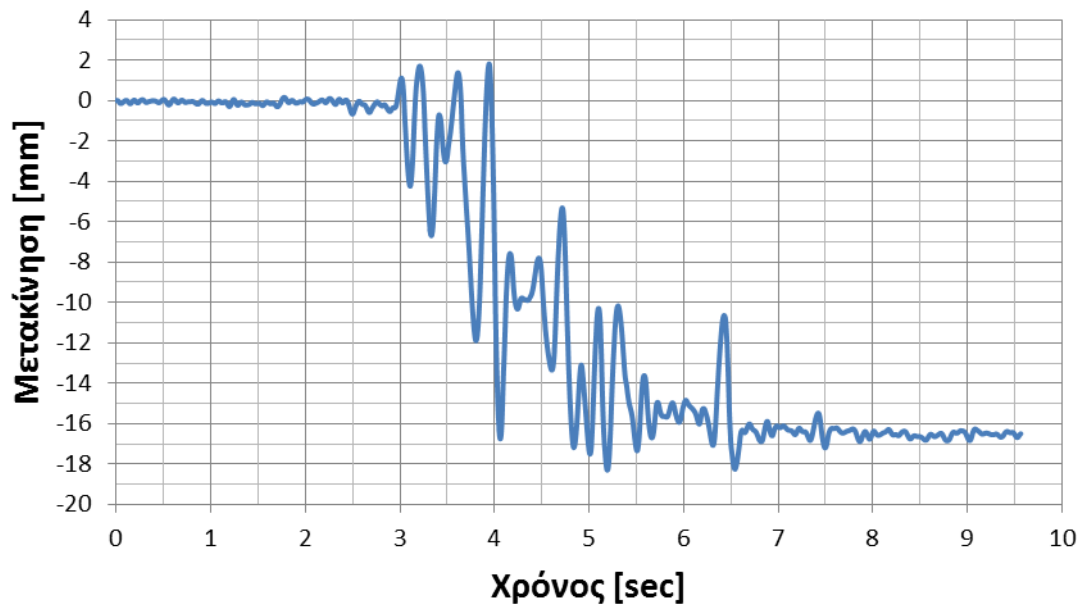


(α)

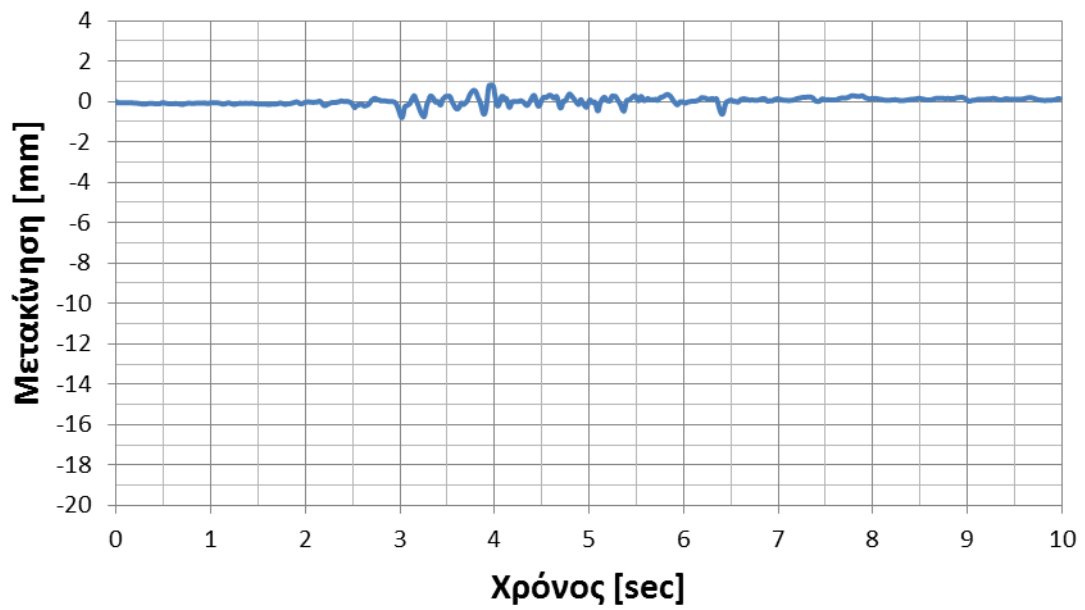


(β)

Σχήμα 2.3.26. Σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των λίθων I_1 και δ_1 . (α) κατά τη διεύθυνση 1 (x-x) (β) κατά τη διεύθυνση 3 (z-z).

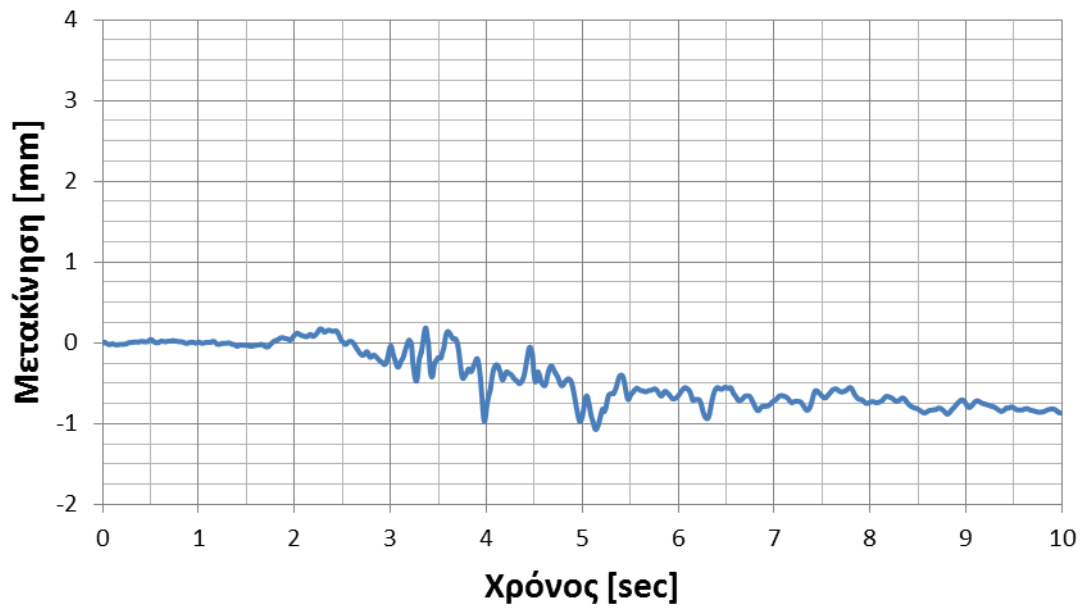


(α)

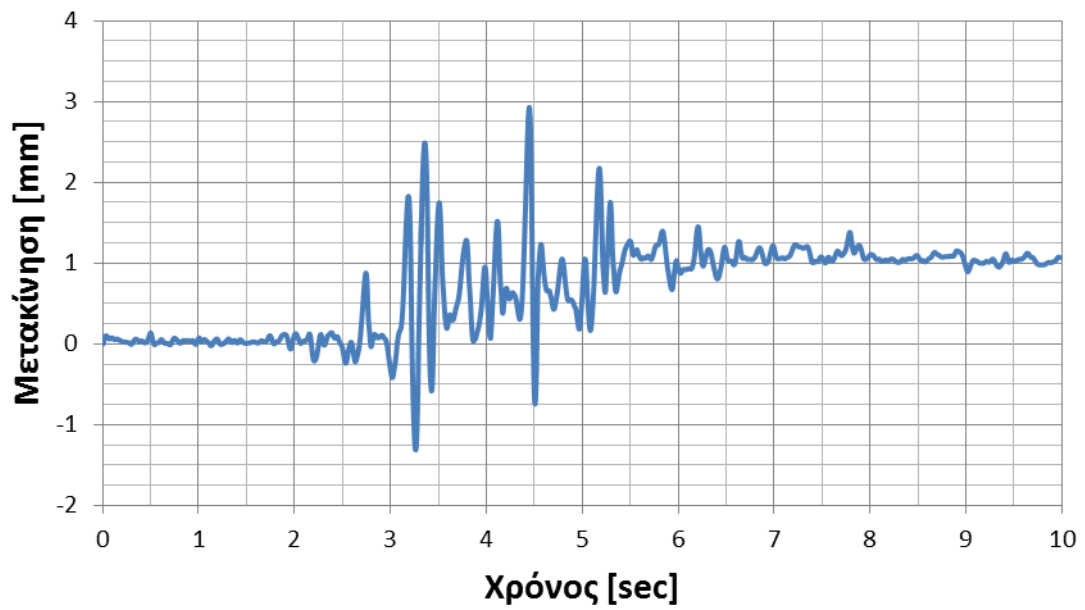


(β)

Σχήμα 2.3.27. Σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των λίθων 1_1 και 18_1. (α) κατά τη διεύθυνση 1 (x-x) (β) κατά τη διεύθυνση 3 (z-z).

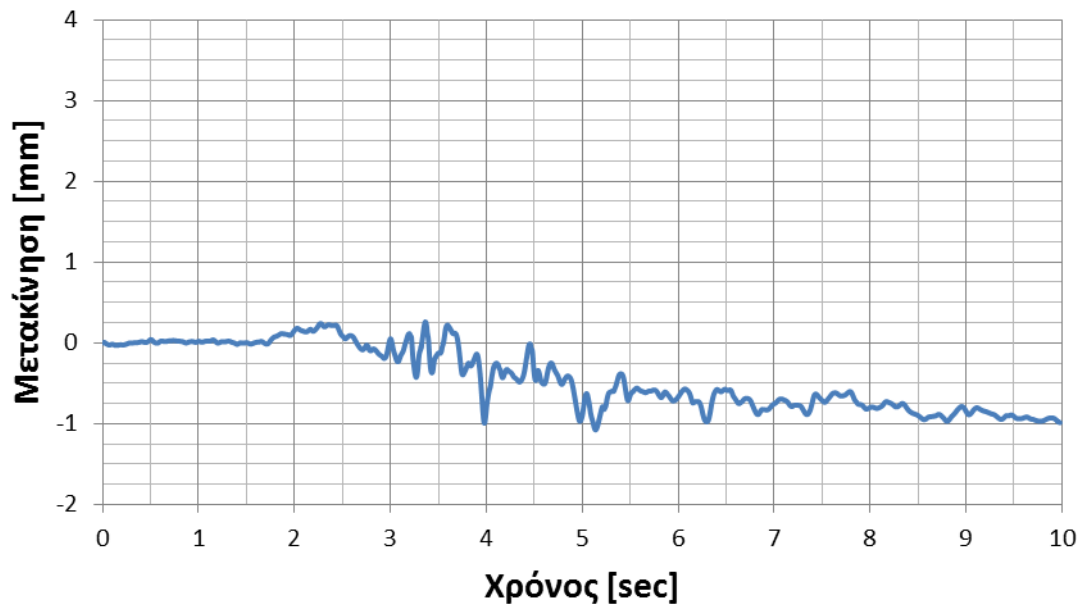


(α)

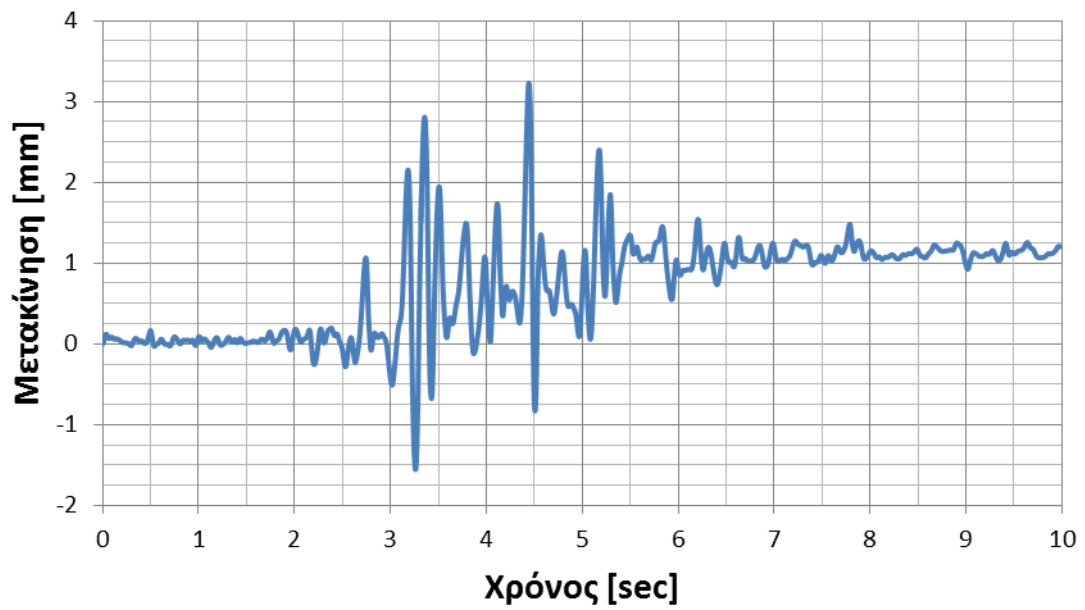


(β)

Σχήμα 2.3.28. Σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των λίθων 1_2 και 11_6. (α) κατά τη διεύθυνση 1 (x-x) (β) κατά τη διεύθυνση 3 (z-z).



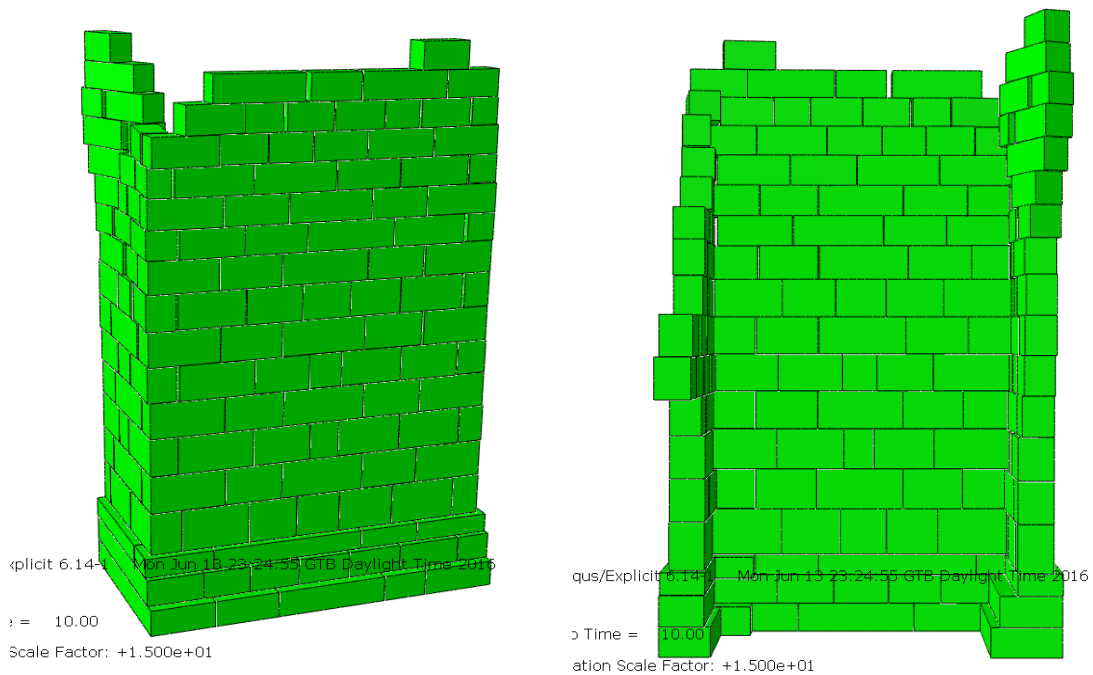
(α)



(β)

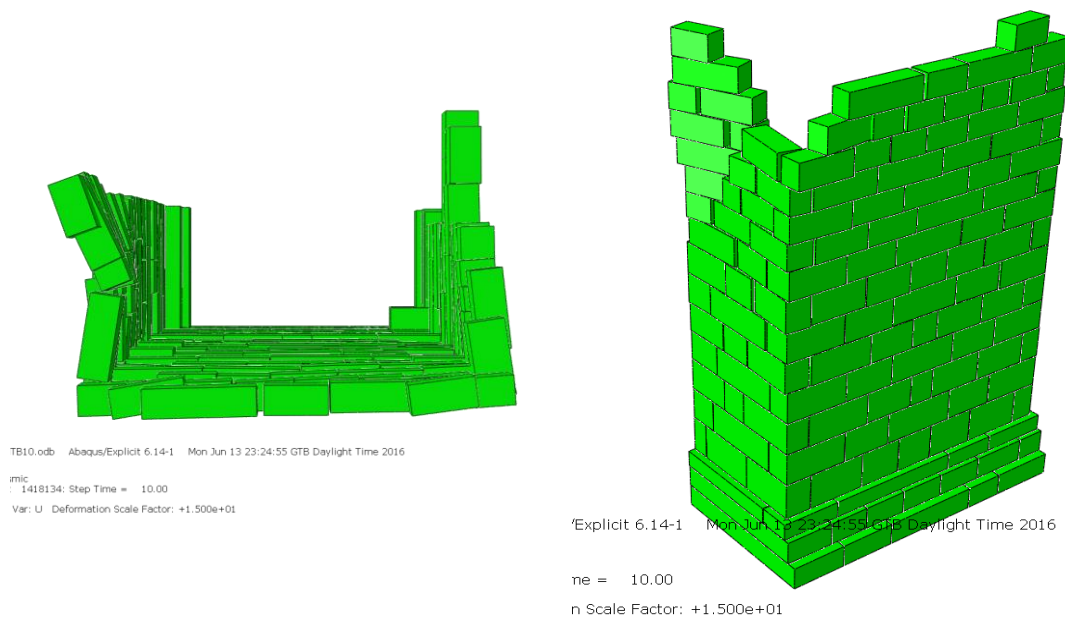
Σχήμα 2.3.29. Σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των λίθων 1_2 και 18_4. (α) κατά τη διεύθυνση 1 (x-x) (β) κατά τη διεύθυνση 3 (z-z).

2.3.3 Σεισμός Αθηνών 1999 – Καταγραφή στο σταθμό “Σύνταγμα”



(α)

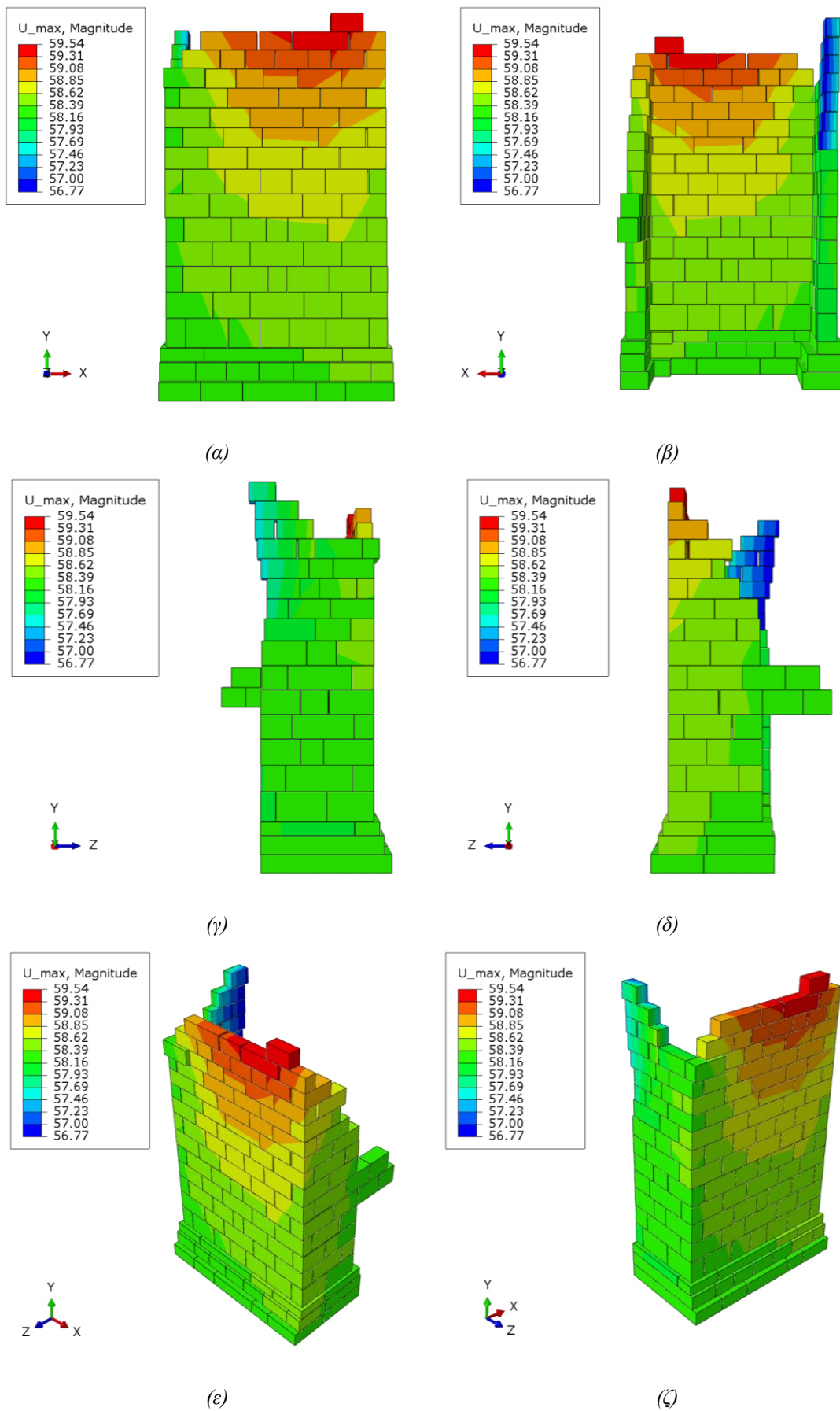
(β)



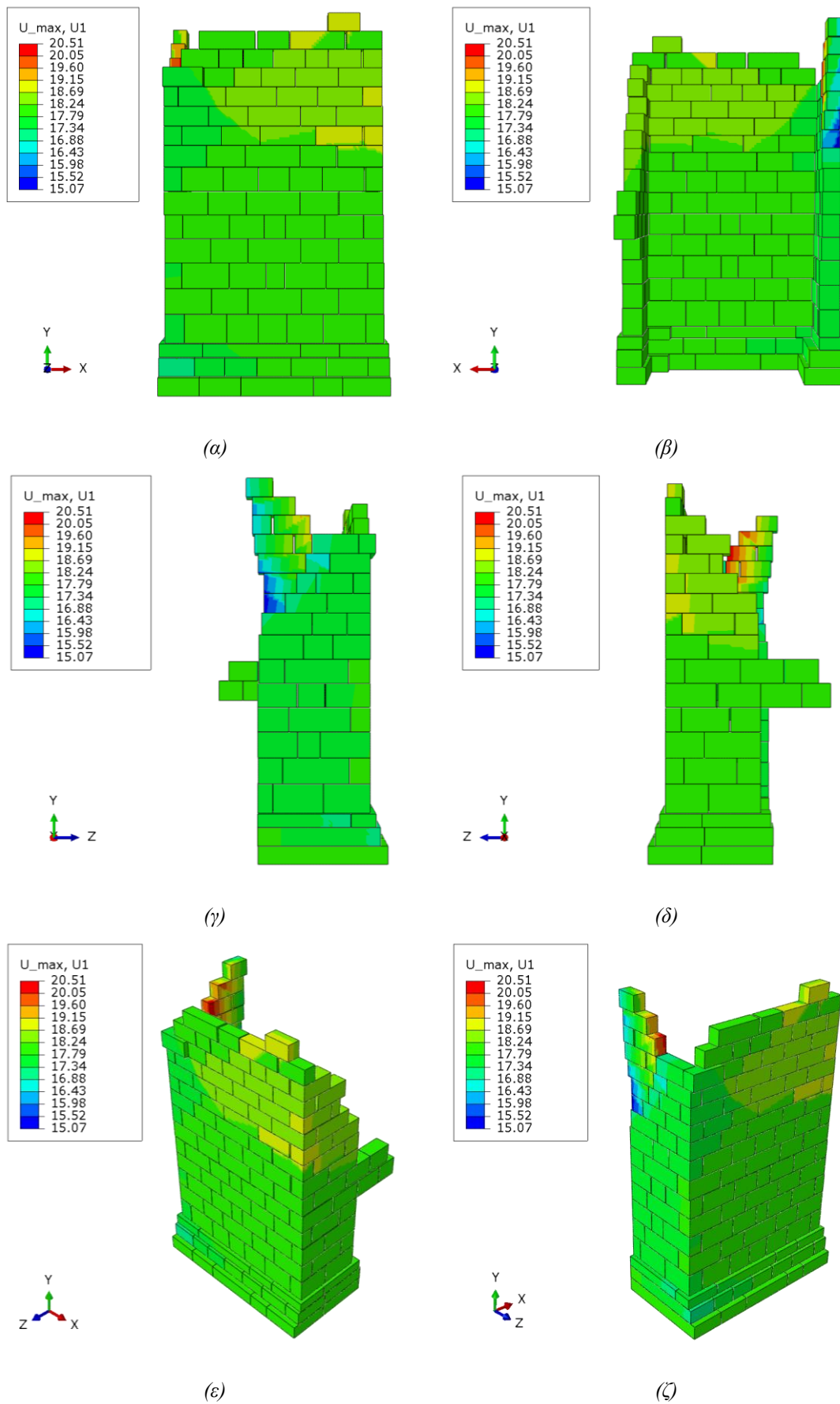
(γ)

(δ)

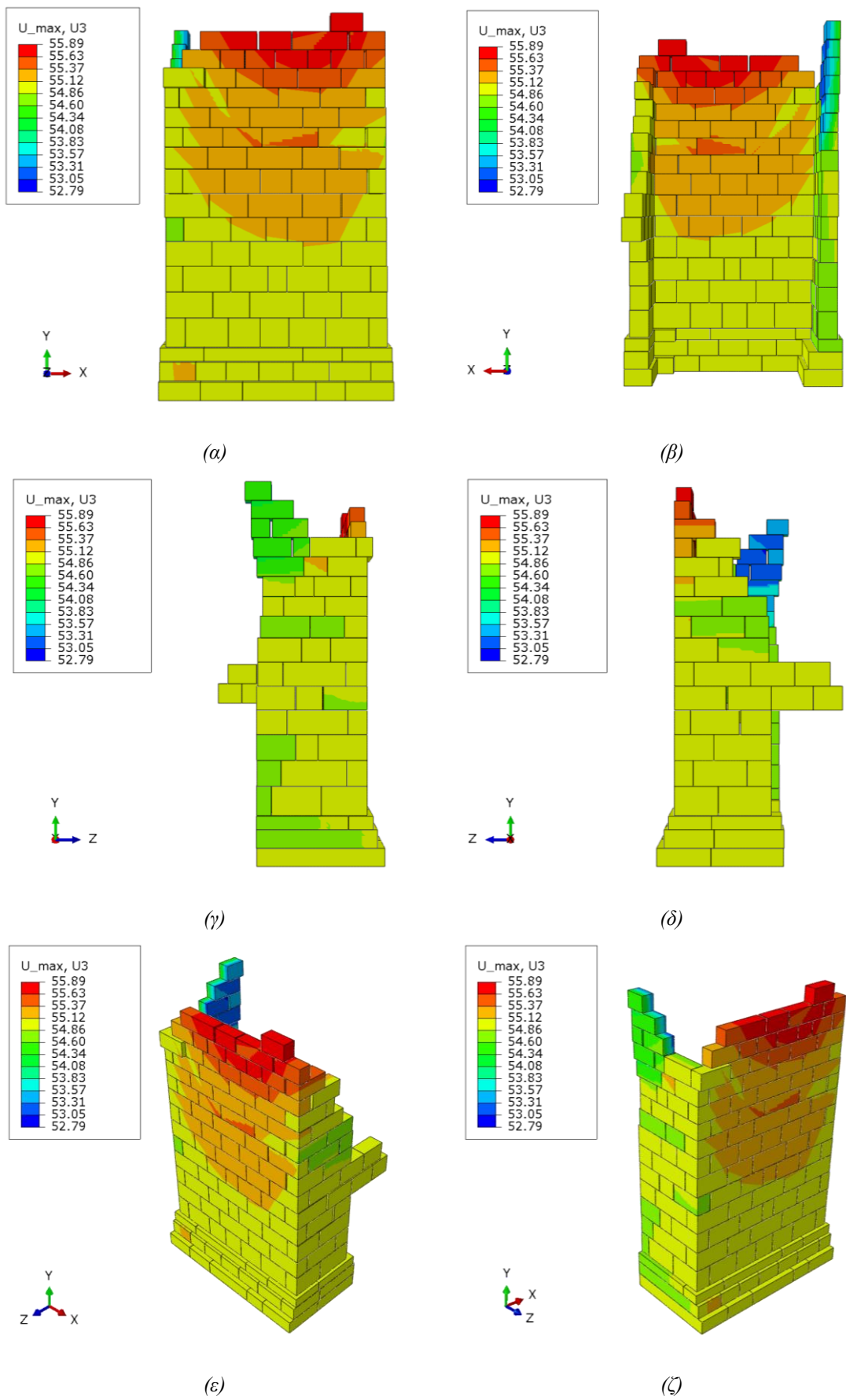
Σχήμα 2.3.30. Παραμορφωμένος φορέας στο τέλος της ανάλυσης. α) ανατολική όψη, β) δυτική όψη, γ) εικόνα πάνω από το φορέα, δ) νοτιοανατολική όψη. Συντελεστής οπτικής μεγέθυνσης ίσος με 15.



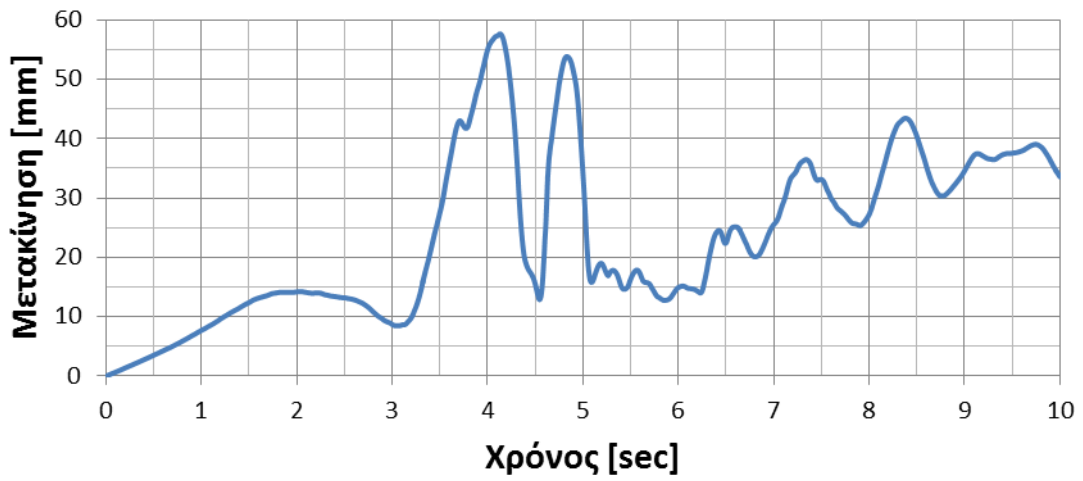
Σχήμα 2.3.31. Μέγιστες συνολικές μετακινήσεις του κάθε λίθου. (α) ανατολική όψη, (β) δυτική όψη, (γ) νότια όψη, (δ) βόρεια όψη, (ε) βορειοανατολική όψη, (ζ) νοτιοανατολική όψη.



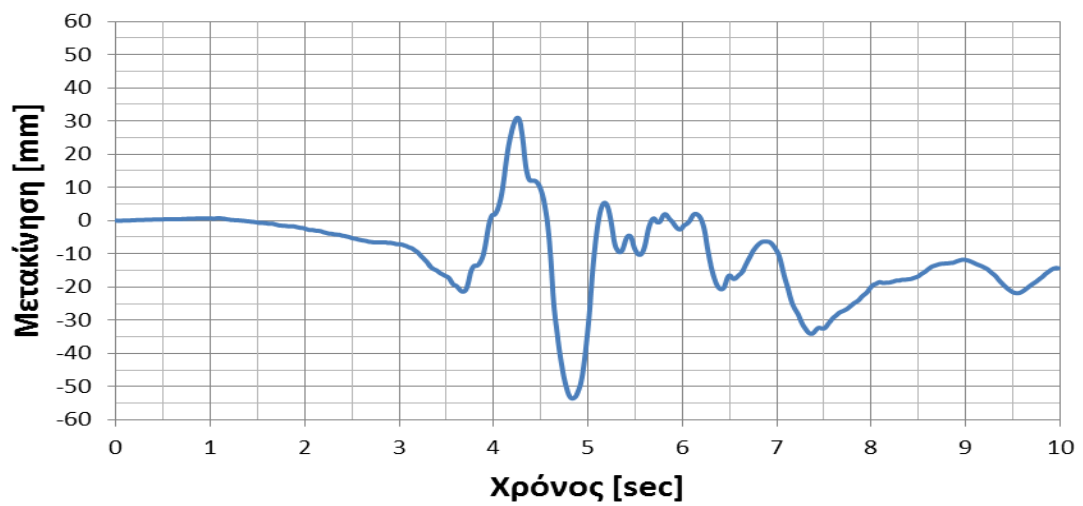
Σχήμα 2.3.32. Μέγιστες μετακινήσεις του κάθε λίθου κατά την οριζόντια διεύθυνση I ($x-x$). (α) ανατολική όψη, (β) δυτική όψη, (γ) νότια όψη, (δ) βόρεια όψη, (ε) βορειοανατολική όψη, (ζ) νοτιοανατολική όψη.



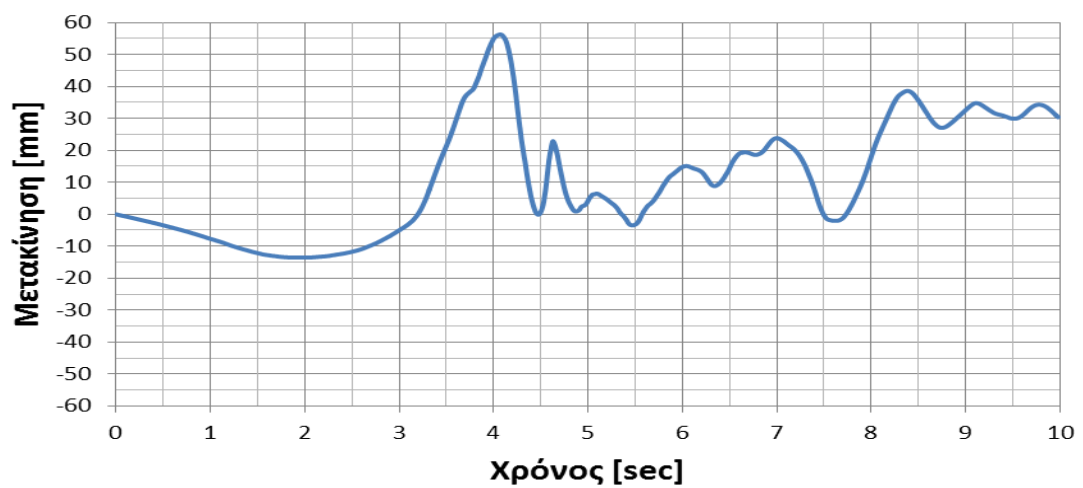
Σχήμα 2.3.33. Μέγιστες μετακινήσεις του κάθε λίθου κατά την οριζόντια διεύθυνση 3 (z-z). (α) ανατολική όψη, (β) δυτική όψη, (γ) νότια όψη, (δ) βόρεια όψη, (ε) βορειοανατολική όψη, (ζ) νοτιοανατολική όψη.



(α)

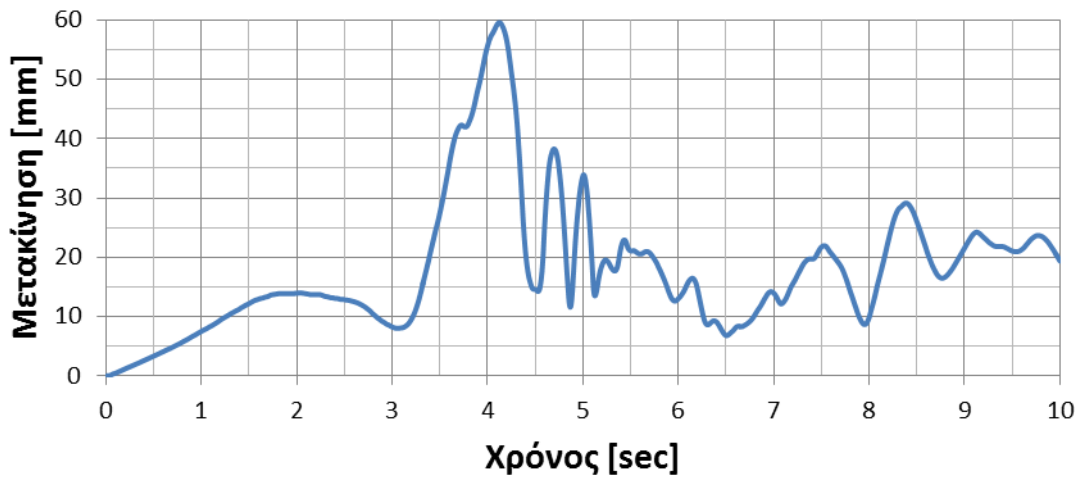


(β)

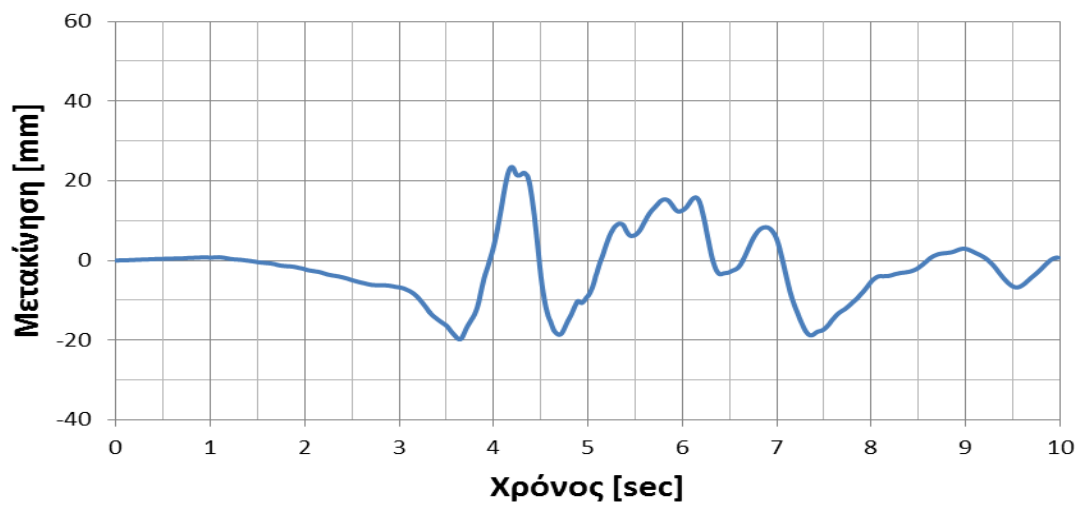


(γ)

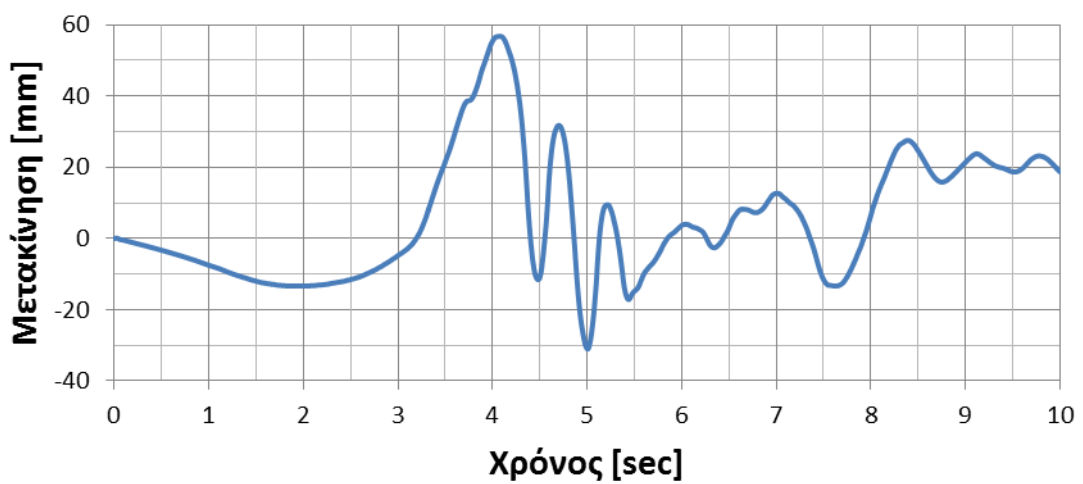
Σχήμα 2.3.34. Χρονοϊστορία απόκρισης μετακινήσεων για το λίθο 1_1. (α) συνολική μετακίνηση (β) κατά την οριζόντια διεύθυνση 1 (x-x), (γ) κατά την οριζόντια διεύθυνση 3 (z-z).



(α)

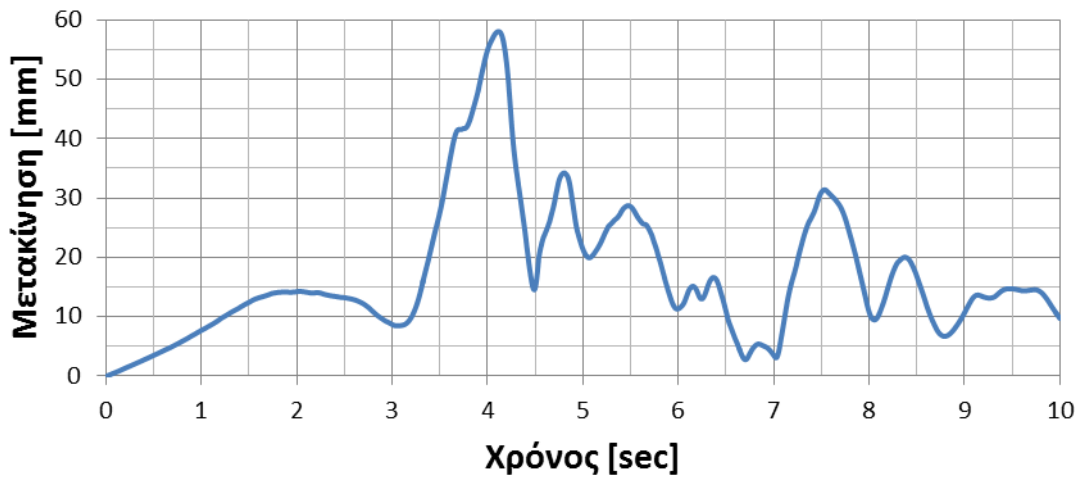


(β)

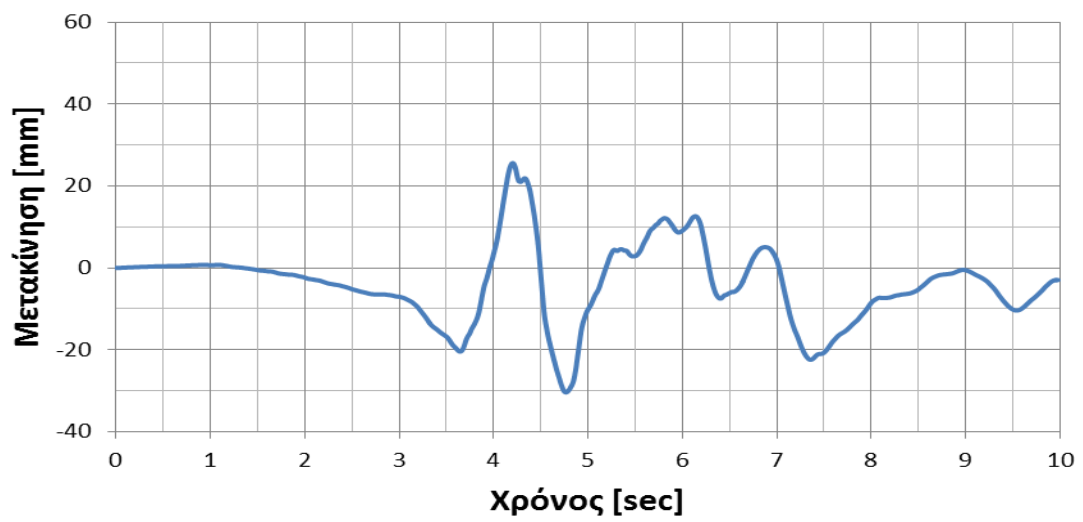


(γ)

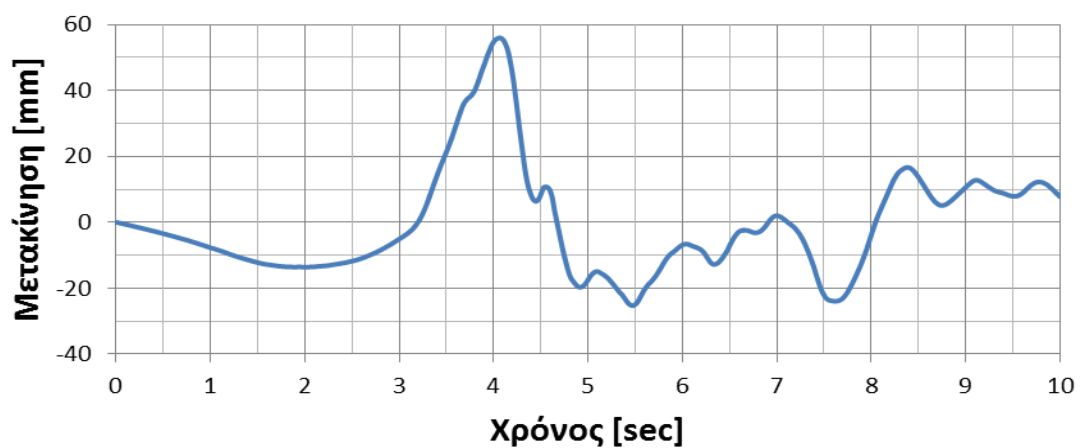
Σχήμα 2.3.35. Χρονοϊστορία απόκρισης μετακινήσεων για το λίθο 1_2. (α) συνολική μετακίνηση (β) κατά την οριζόντια διεύθυνση 1 (x-x), (γ) κατά την οριζόντια διεύθυνση 3 (z-z).



(α)

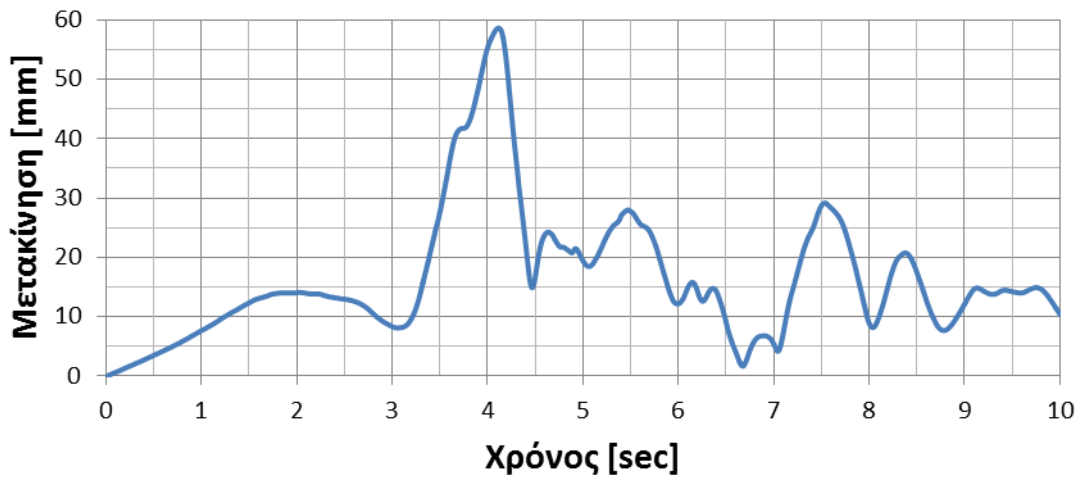


(β)

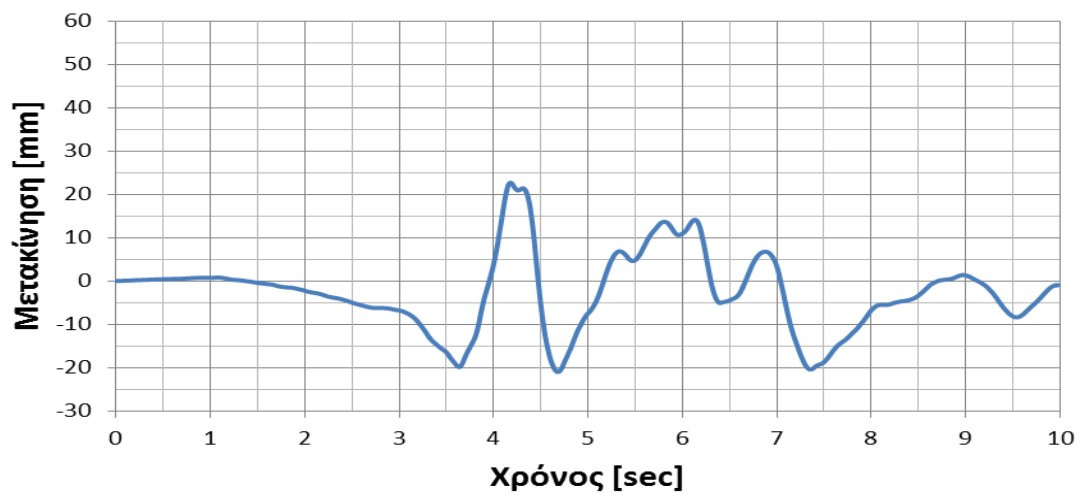


(γ)

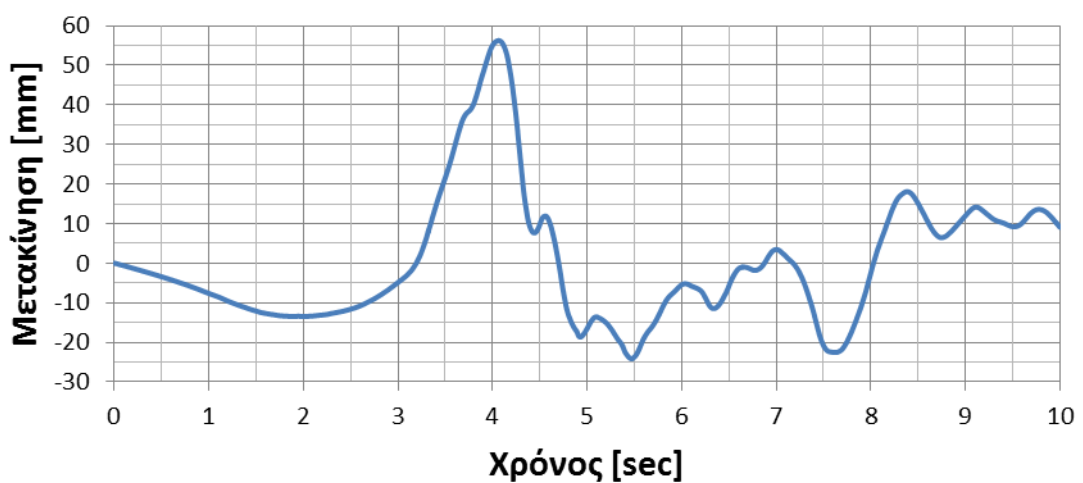
Σχήμα 2.3.36. Χρονοϊστορία απόκρισης μετακινήσεων για το λίθο 8_1. (α) συνολική μετακίνηση (β) κατά την οριζόντια διεύθυνση 1 (x-x), (γ) κατά την οριζόντια διεύθυνση 3 (z-z).



(α)

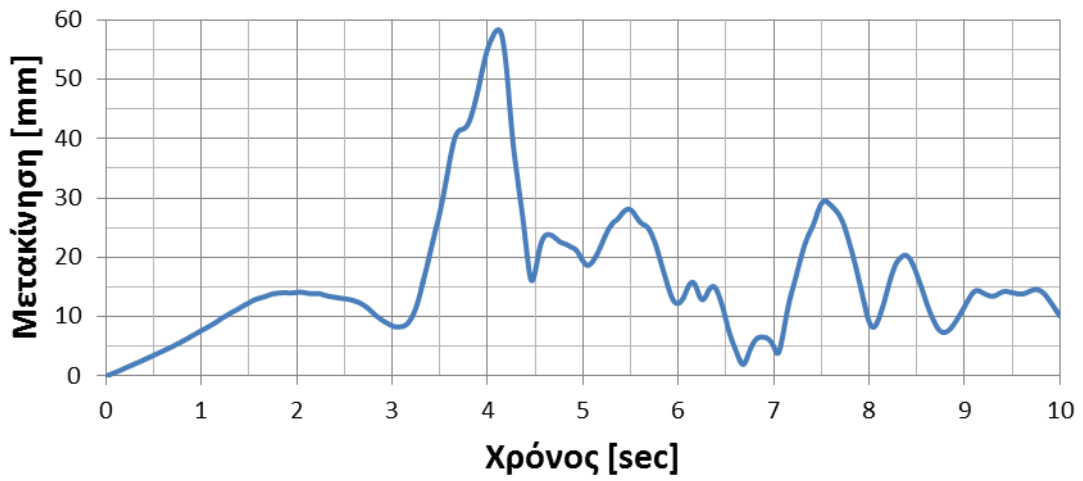


(β)

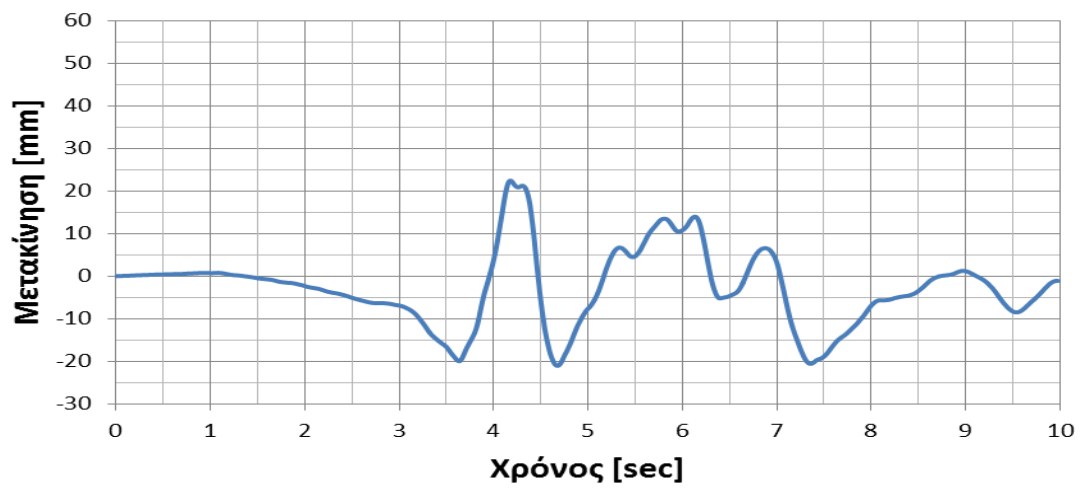


(γ)

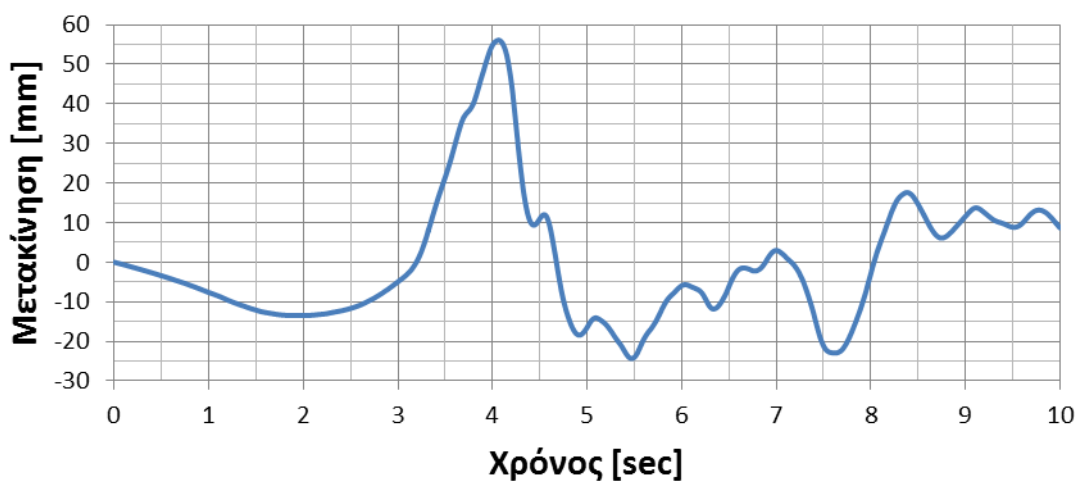
Σχήμα 2.3.37. Χρονοϊστορία απόκρισης μετακινήσεων για το λίθο 11_6. (α) συνολική μετακίνηση (β) κατά την οριζόντια διεύθυνση 1 (x-x), (γ) κατά την οριζόντια διεύθυνση 3 (z-z).



(α)

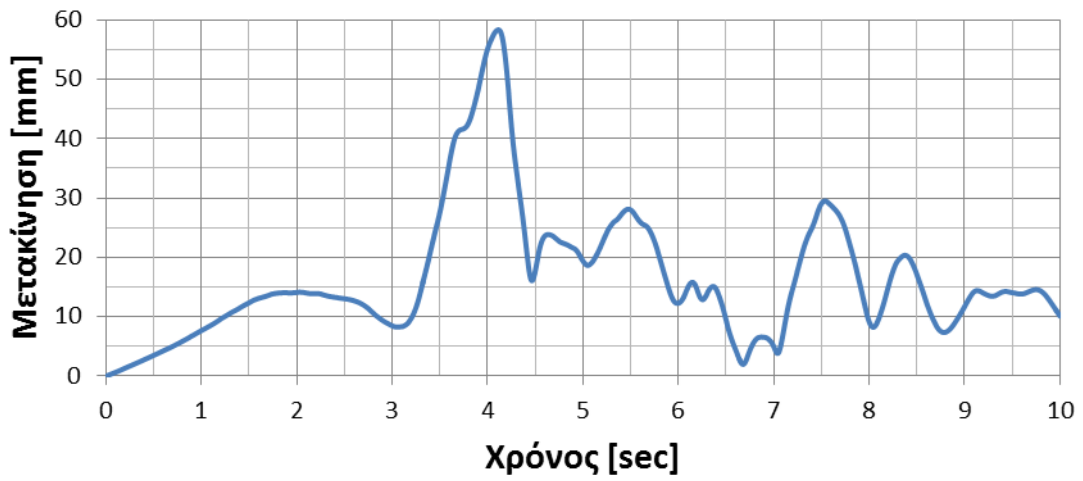


(β)

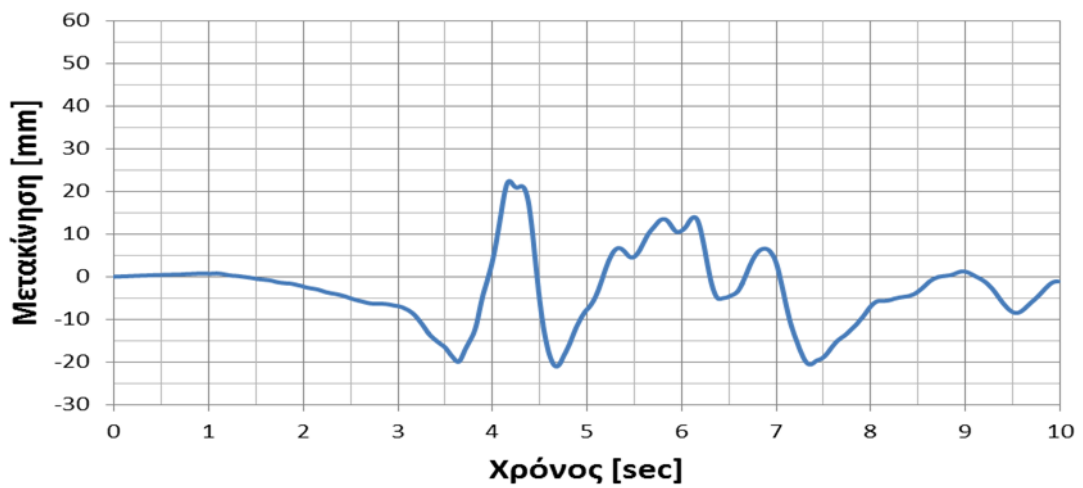


(γ)

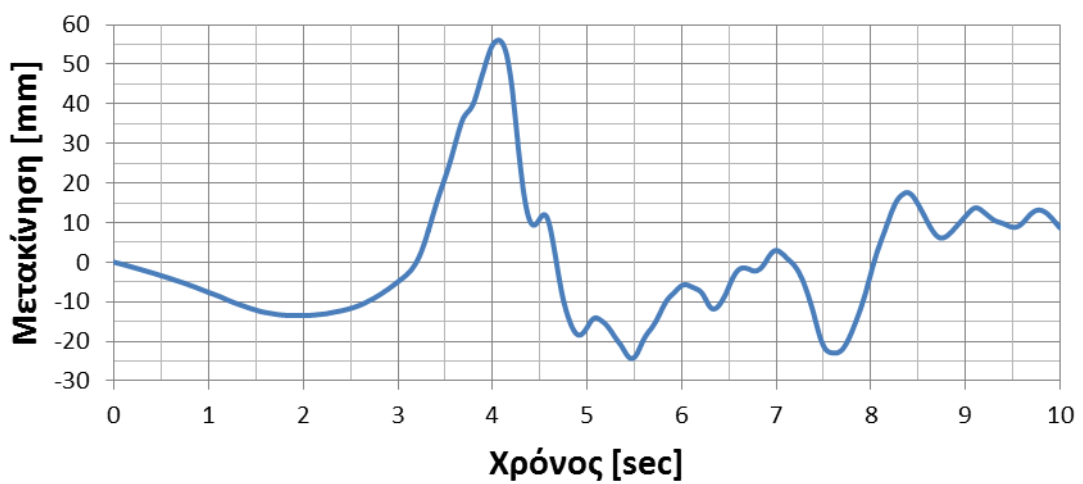
Σχήμα 2.3.38. Χρονοϊστορία απόκρισης μετακινήσεων για το λίθο 18_1. (α) συνολική μετακίνηση (β) κατά την οριζόντια διεύθυνση 1 (x-x), (γ) κατά την οριζόντια διεύθυνση 3 (z-z).



(α)

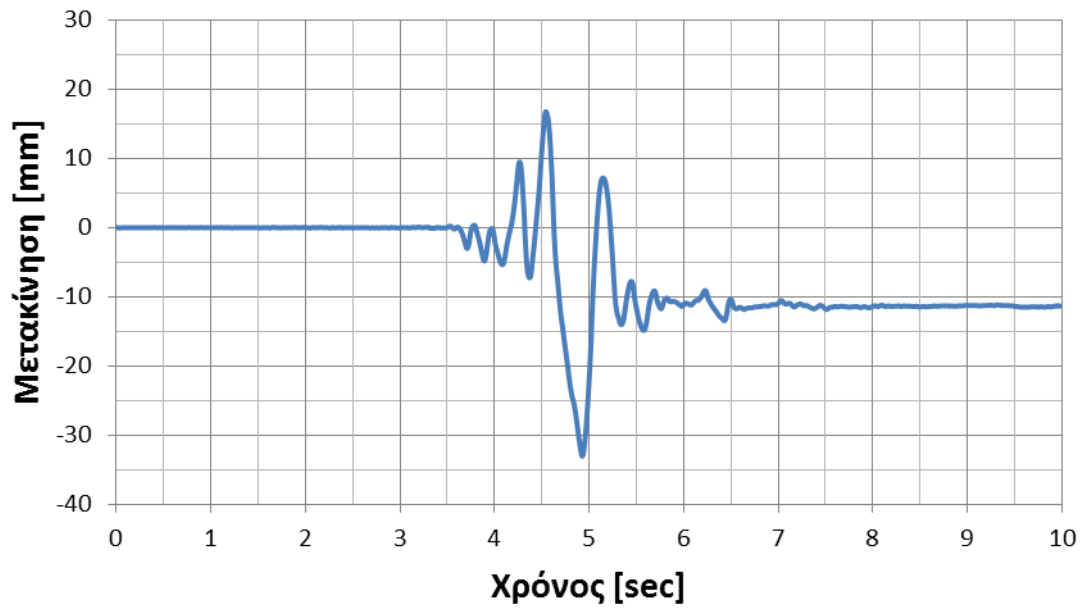


(β)

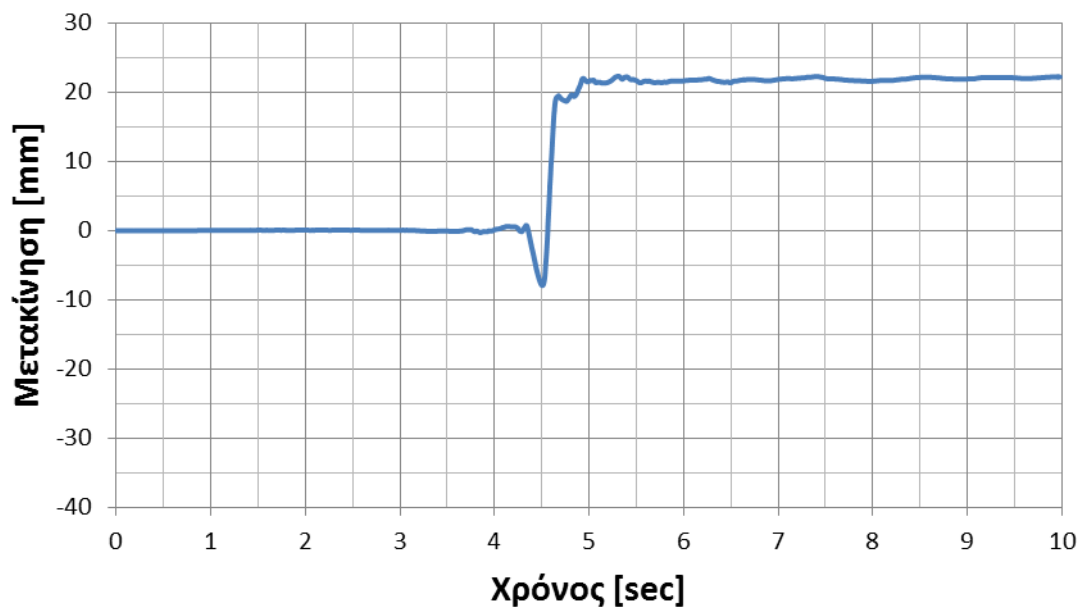


(γ)

Σχήμα 2.3.39. Χρονοϊστορία απόκρισης μετακινήσεων για το λίθο 18_4. (α) συνολική μετακίνηση (β) κατά την οριζόντια διεύθυνση 1 (x-x), (γ) κατά την οριζόντια διεύθυνση 3 (z-z).

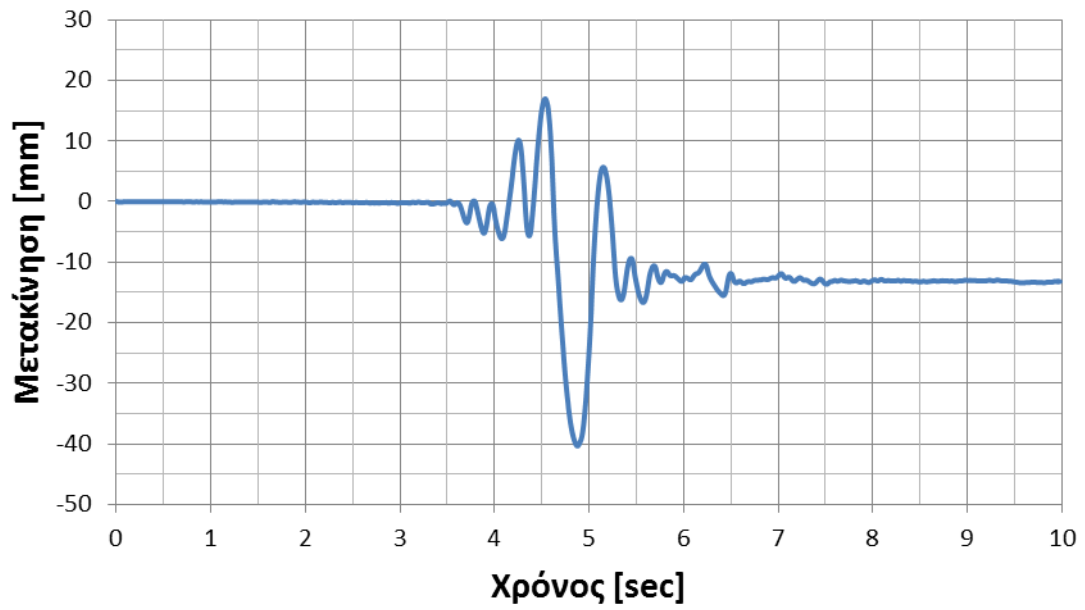


(α)

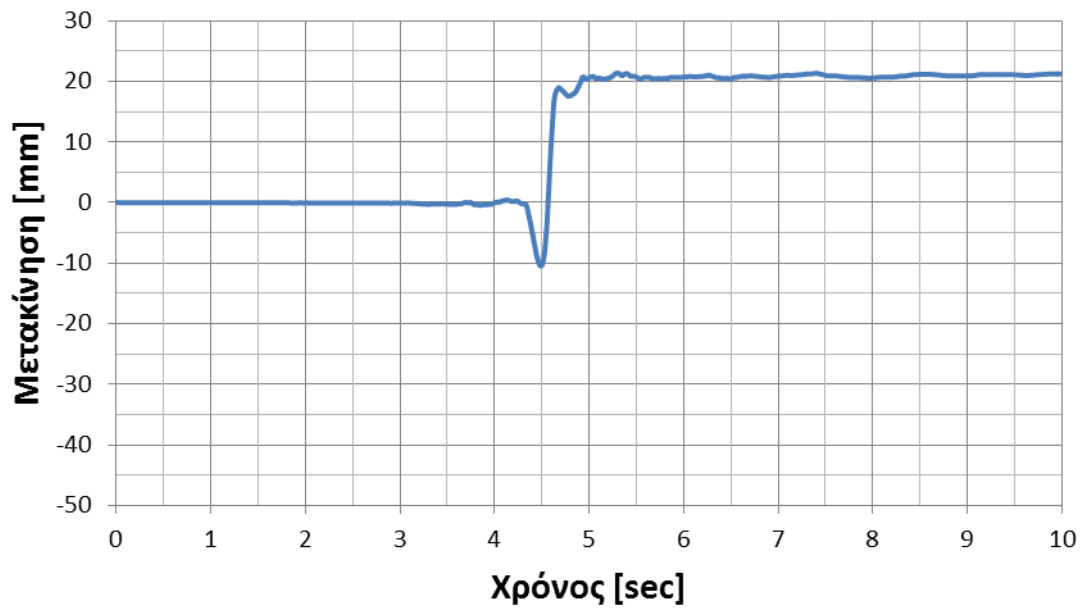


(β)

Σχήμα 2.3.40. Σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των λίθων I_1 και δ_1 . (α) κατά τη διεύθυνση 1 (x-x) (β) κατά τη διεύθυνση 3 (z-z).

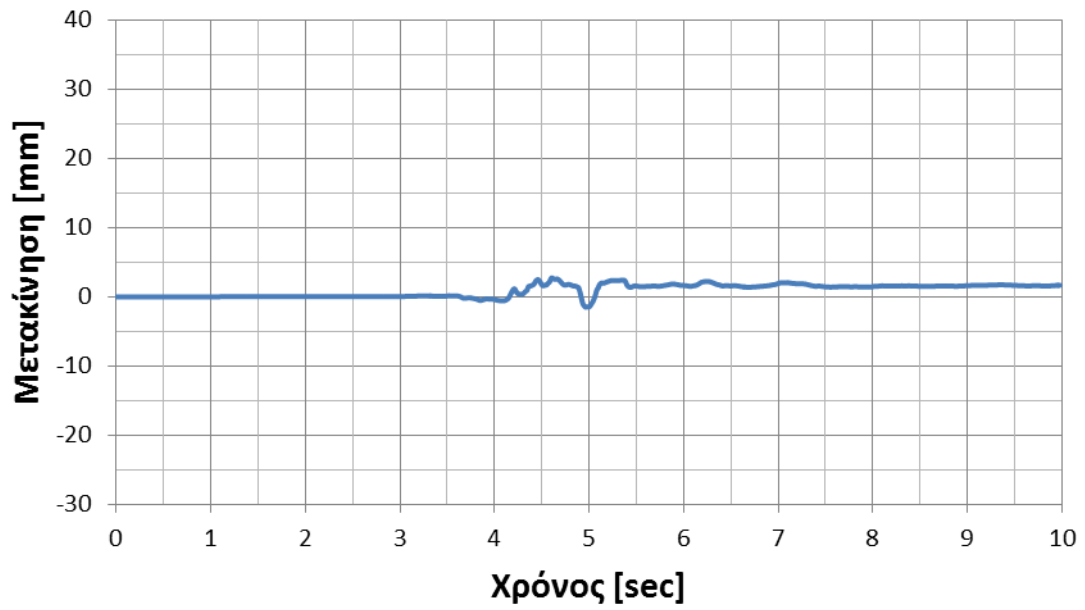


(α)

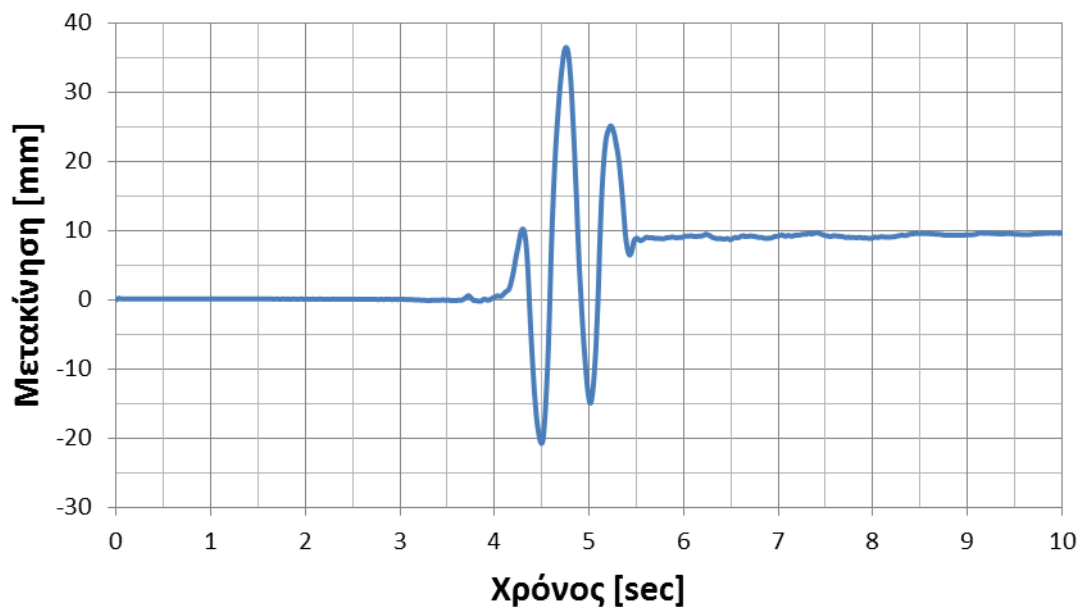


(β)

Σχήμα 2.3.41. Σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των λίθων 1_1 και 18_1. (α) κατά τη διεύθυνση 1 (x-x) (β) κατά τη διεύθυνση 3 (z-z).

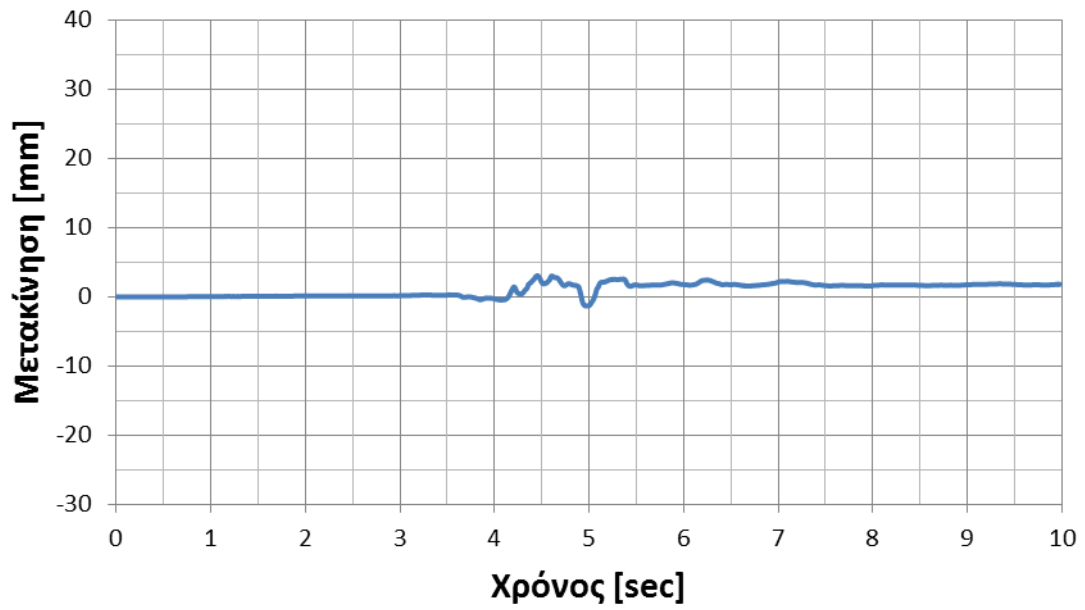


(α)

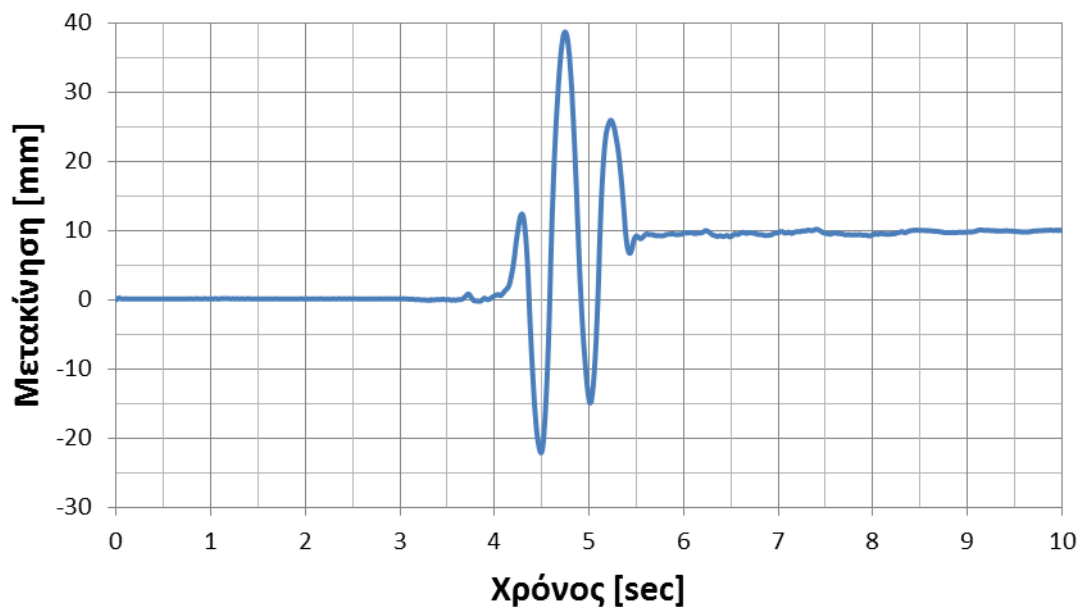


(β)

Σχήμα 2.3.42. Σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των λίθων 1_2 και 11_6. (α) κατά τη διεύθυνση 1 (x-x) (β) κατά τη διεύθυνση 3 (z-z).



(α)



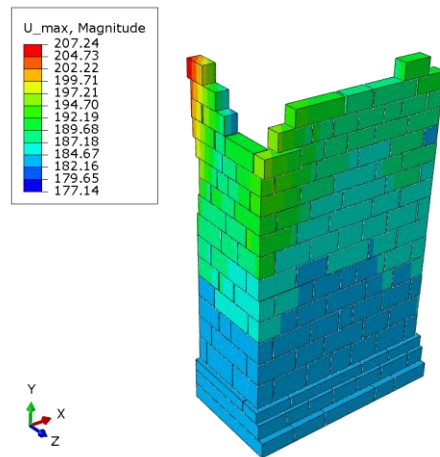
(β)

Σχήμα 2.3.43. Σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των λίθων 1_2 και 18_4. (α) κατά τη διεύθυνση 1 (x-x) (β) κατά τη διεύθυνση 3 (z-z).

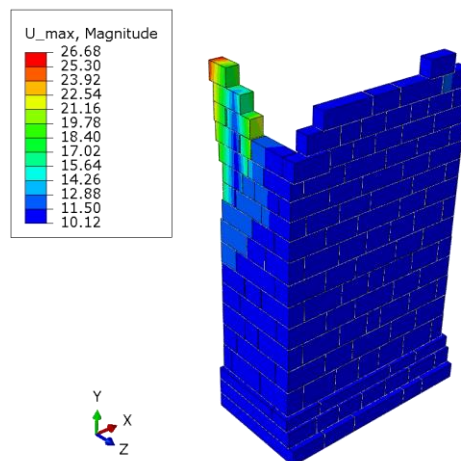
2.4 Συμπεράσματα – σχόλια - παρατηρήσεις

Στην παράγραφο αυτή, και αφού έχουν ολοκληρωθεί οι αναλύσεις του προσομοιώματος για τις τρεις σεισμικές καταγραφές και η παρουσίαση των αποτελεσμάτων, παρουσιάζονται διάφορες παρατηρήσεις και εξάγονται συμπεράσματα σχετικά με τη σημασία των σεισμικών καταγραφών αλλά και την ευστάθεια του φορέα έναντι σεισμικών φορτίσεων. Οι παρατηρήσεις αυτές βασίζονται σε γενικά στοιχεία όπως η παραμορφωμένη κατάσταση του φορέα στο τέλος των σεισμικών φορτίσεων αλλά κυρίως σε συγκεκριμένα στοιχεία όπως οι μέγιστες μετακινήσεις των λίθων και οι σχετικές μετακινήσεις μεταξύ επιλεγμένων λίθων. Πιο αναλυτικά:

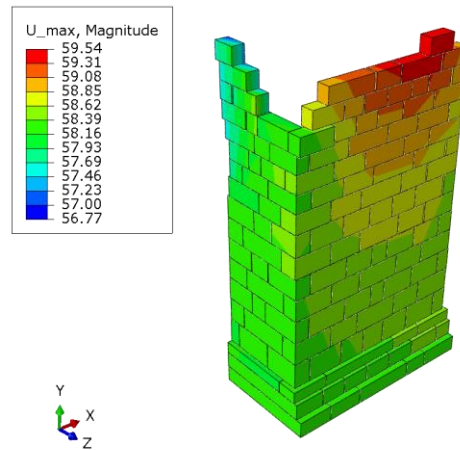
1. Παρατηρείται ότι η δυσμενέστερη για το φορέα σεισμική καταγραφή είναι αυτή της *Bisaccia*. Αυτό αποδεικνύεται μέσω των μεγίστων συνολικών μετακινήσεων των λίθων κατά τη διάρκεια των τριών αυτών καταγραφών και παρουσιάζεται στο ακόλουθο σχήμα.



(α)



(β)



(γ)

Σχήμα 2.4.1. Μέγιστες μετακινήσεις του κάθε λίθου για τις τρεις σεισμικές καταγραφές. α) σεισμός *Bisaccia* 1980, β) σεισμός *Κοζάνης* 1995, γ) σεισμός *Αθήνας* 1999.

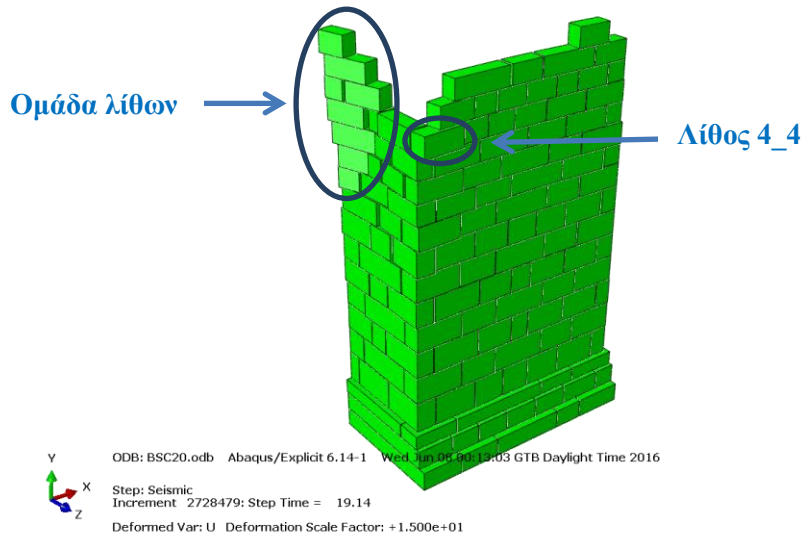
Είναι προφανές ότι η σεισμική καταγραφή της *Bisaccia* προκαλεί στο φορέα τις μεγαλύτερες μετακινήσεις. Πιο συγκεκριμένα, για την καταγραφή αυτή οι λίθοι του φορέα αναπτύσσουν μέγιστες μετακινήσεις της τάξης των 207 mm έναντι 26 mm για την καταγραφή της *Κοζάνης* και 59 mm για την καταγραφή της *Αθήνας* αντίστοιχα.

Το φαινόμενο αυτό μπορεί να ερμηνευτεί μέσω της συνολικής διάρκειας της καταγραφής αλλά και των συνολικών κύκλων φόρτισης. Πιο αναλυτικά, όπως φαίνεται στα σχήματα 2.2.8, 2.2.10 και 2.2.12 της §2.2.6, για την καταγραφή της *Bisaccia* επιλέγεται να πραγματοποιηθεί η ανάλυση για ένα διάστημα 20 sec σε αντίθεση με τις άλλες δύο καταγραφές για τις οποίες επιλέγεται διάστημα 10 sec . Η μεγαλύτερη διάρκεια της καταγραφής είναι ιδιαίτερα σημαντικός παράγοντας και επηρεάζει αρνητικά την ευστάθεια του φορέα. Επιπλέον, με βάση τα παραπάνω σχήματα, παρατηρείται ότι η σεισμική καταγραφή της *Bisaccia* αποτελείται από περισσότερους κύκλους φόρτισης μεγάλης σεισμικής ταχύτητας σε σχέση με τις άλλες δύο καταγραφές. Μεγαλύτερος αριθμός κύκλων φόρτισης είναι επίσης ιδιαίτερα σημαντικός παράγοντας που επηρεάζει αρνητικά την ευστάθεια του φορέα.

2. Στο σημείο αυτό πραγματοποιείται η παρουσίαση των στοιχείων του φορέα που εμφανίζουν τη μεγαλύτερη ευπάθεια λόγω σεισμού. Μία πρώτη εκτίμηση των περιοχών αυτών γίνεται μέσω των σχημάτων του παραμορφωμένου φορέα στο τέλος της σεισμικής διέγερσης. Ωστόσο, λόγω της ύπαρξης του συντελεστή οπτικής μεγέθυνσης (η τιμή του για όλες τις καταγραφές είναι ίση με 15), ακριβής εκτίμηση της επικινδυνότητας των περιοχών αυτών πραγματοποιείται μέσω των τιμών της σχετικής μετακίνησης μεταξύ επιλεγμένων λίθων. Με βάση την τελική μορφή του φορέα στο τέλος της κάθε σεισμικής διέγερσης (σχήματα 2.3.2, 2.3.16 και 2.3.30) προκύπτουν προσεγγιστικά οι εξής περιοχές υψηλής

επικινδυνότητας οι οποίες φαίνονται και στο σχήμα 2.4.2:

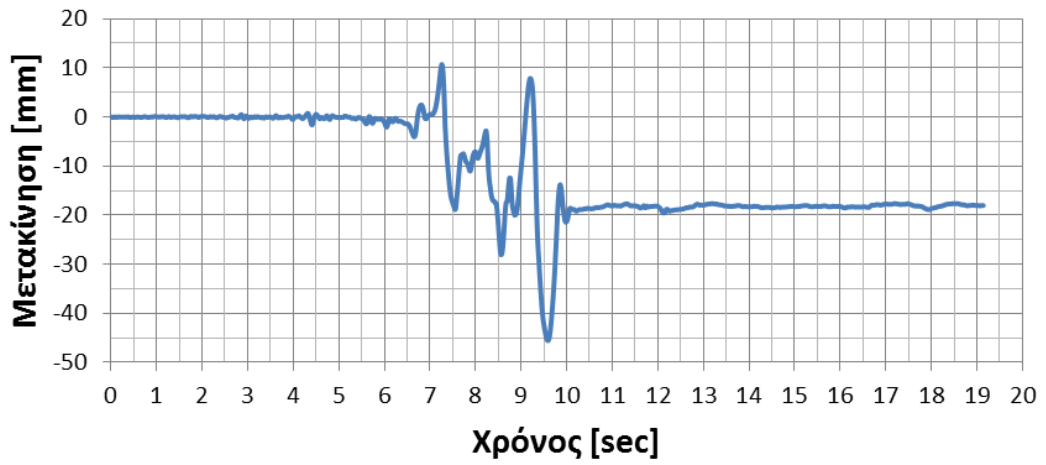
- Ομάδα (συστάδα) λίθων που αποτελείται από τους λίθους 1_1, 2_1, 3_1, 3_2, 4_1, 5_1, 6_1 και 7_1 η οποία φαίνεται ότι μετακινείται και περιστρέφεται ως ένα ενιαίο σώμα και
- Λίθος 4_4 ο οποίος φαίνεται ότι μετακινείται κατά την οριζόντια διεύθυνση 3 και απομακρύνεται από το λίθο 4_3.



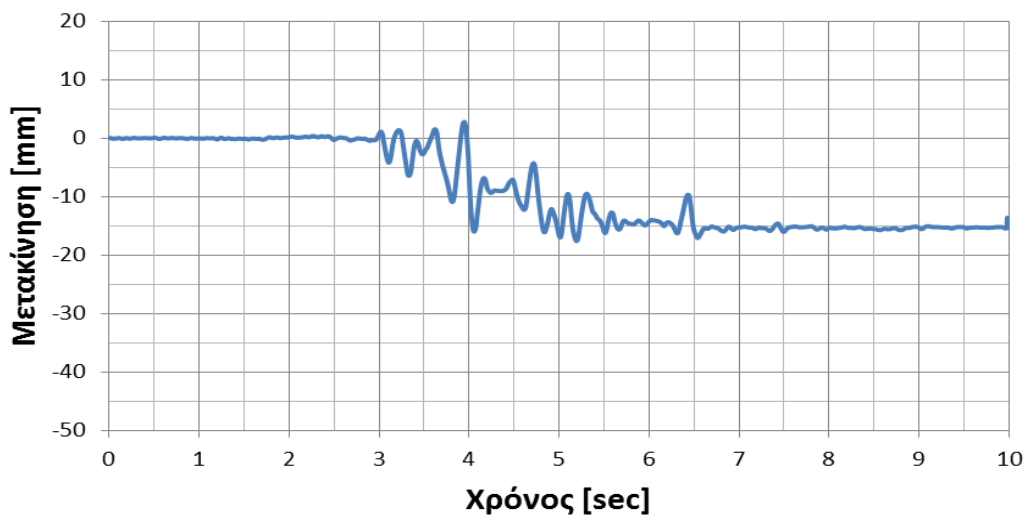
Σχήμα 2.4.2. Ομάδες λίθων υψηλής διακινδύνευσης

Ομάδα λίθων

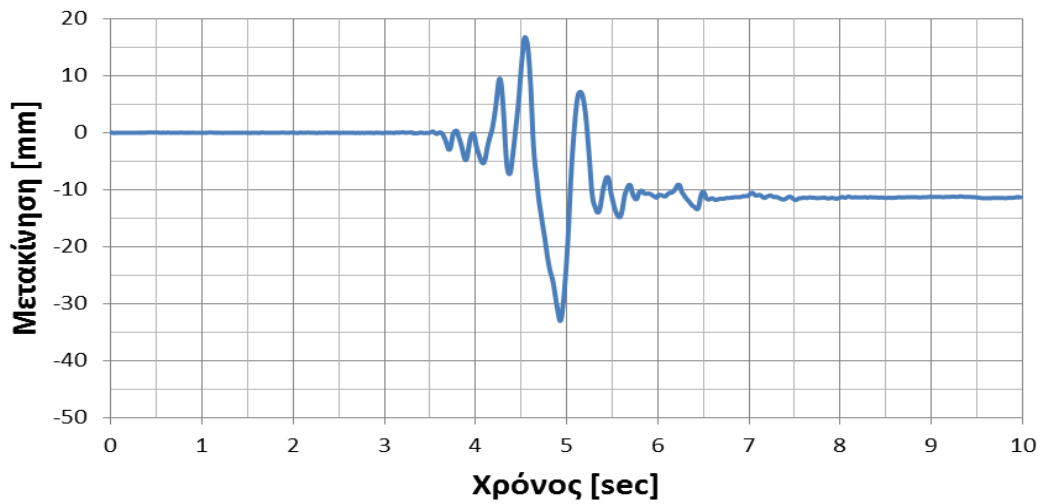
Όσον αφορά την ομάδα των λίθων της νότιας όψης του πύργου που αναφέρθηκε παραπάνω, παρατηρείται ότι κατά τη διάρκεια του σεισμού περιστρέφεται και μετακινείται ως ένα ενιαίο σώμα. Μία ικανοποιητική εκτίμηση της επικινδυνότητας επιτυγχάνεται μέσω του υπολογισμού των σχετικών μετακινήσεων μεταξύ των λίθων 1_1 και 8_1 κατά την οριζόντια διεύθυνση 1. Οι σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των δύο αυτών λίθων, για τις τρεις σεισμικές καταγραφές, παρουσιάζονται στο παρακάτω σχήμα:



(α)



(β)



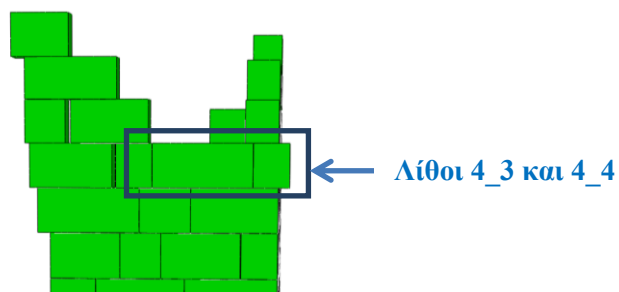
(γ)

Σχήμα 2.4.3. Σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των λίθων 1_1 και 8_1 κατά την οριζόντια διεύθυνση 1. α) σεισμός Bisaccia 1980, β) σεισμός Κοζάνης 1995, γ) σεισμός Αθήνας 1999

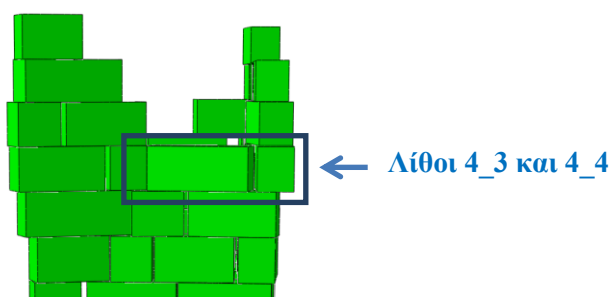
Με βάση το παραπάνω σχήμα παρατηρείται ότι κατά τη διάρκεια των τριών αυτών σεισμικών διεγέρσεων αναπτύσσονται σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των δύο λίθων που φτάνουν έως και τα 46 mm (για το σεισμό της *Bisaccia*). Η τιμή αυτή της σχετικής μετακίνησης είναι ιδιαίτερα υψηλή εάν αναλογιστεί κανείς ότι το συνολικό πλάτος έδρασης των λίθων της ομάδας αυτής στο λίθο δ_1 είναι περίπου ίσο με 500 mm (σχετική μετακίνηση ίση περίπου με το 10% του πλάτους του λίθου δ_1). Επιπλέον, αν και κατά τη διάρκεια του σεισμού αυτού δεν πραγματοποιείται ανατροπή κάποιου λίθου, η επαναλαμβανόμενη έκθεση του φορέα σε σεισμικές διεγέρσεις (αρχαίο μνημείο με μεγάλη διάρκεια ζωής) θα οδηγήσει μελλοντικά σε αθροιστικά μεγάλες σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των λίθων και ενδεχομένως σε ανατροπή της ομάδας αυτής.

Λίθος 4_4

Όσον αφορά το λίθο 4_4 , παρατηρείται ότι στο τέλος των σεισμικών διεγέρσεων έχει απομακρυνθεί από το λίθο 4_3 , όπως φαίνεται στο σχήμα 2.4.4. Ωστόσο, λόγω της ύπαρξης του συντελεστή κλιμάκωσης (η τιμή του για όλες τις καταγραφές είναι ίση με 15), ακριβής εκτίμηση της απομάκρυνσης αυτής επιτυγχάνεται μέσω του υπολογισμού των τιμών της σχετικής μετακίνησης μεταξύ των λίθων αυτών κατά την οριζόντια διεύθυνση z ($z-z$). Οι τιμές της σχετικής μετακίνησης μεταξύ των δύο αυτών λίθων κατά τη διάρκεια των τριών σεισμικών διεγέρσεων παρουσιάζονται στο σχήμα 2.4.5.

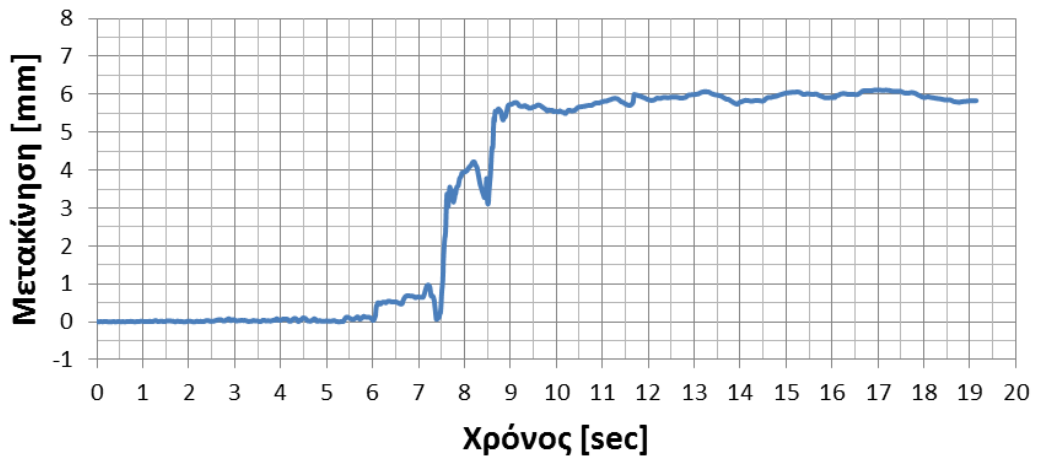


(α)

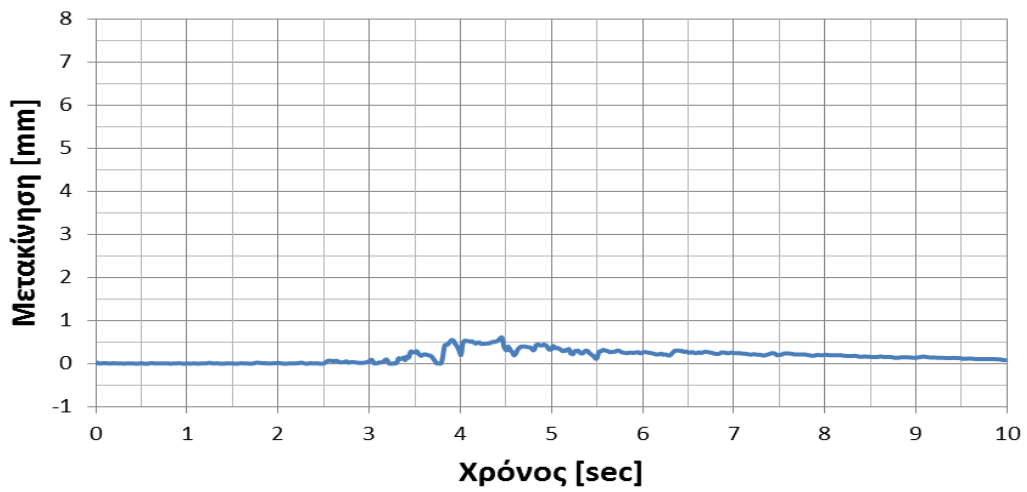


(β)

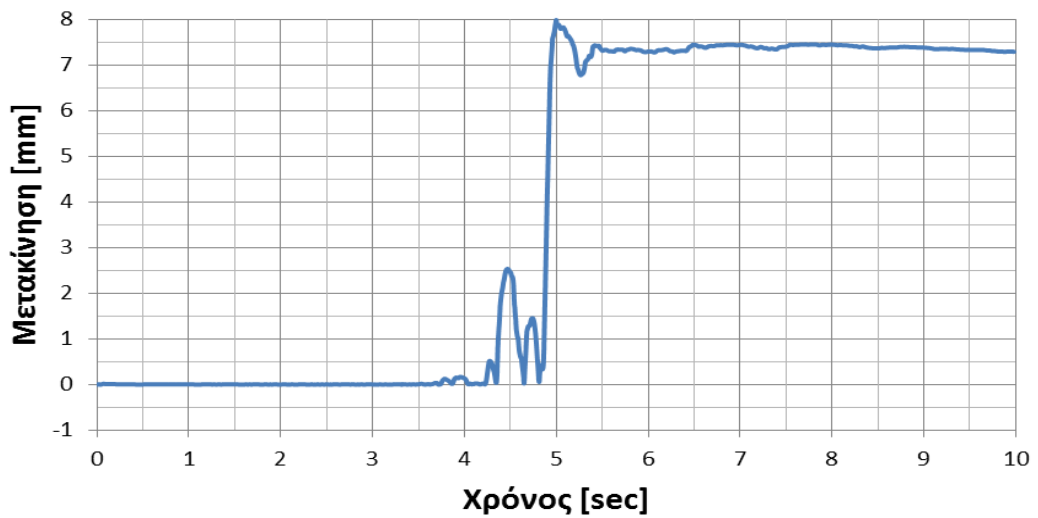
Σχήμα 2.4.4. Θέση λίθων 4_3 και 4_4 . α) πριν το σεισμό, β) μετά το σεισμό.



(α)



(β)



(γ)

Σχήμα 2.4.5. Σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των λίθων 4_3 και 4_4 κατά την οριζόντια διεύθυνση 3 (z-z). α) σεισμός Bisaccia 1980, β) σεισμός Κοζάνης 1995, γ) σεισμός Αθήνας 1999

Με βάση το παραπάνω σχήμα παρατηρείται ότι κατά τη διάρκεια των τριών αυτών σεισμικών διεγέρσεων αναπτύσσονται σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των δύο λίθων που φτάνουν έως και τα 8 mm (για το σεισμό της Αθήνας). Η τιμή αυτή της απομάκρυνσης μεταξύ των δύο λίθων δεν είναι ιδιαίτερα μεγάλη εκ πρώτης όψεως. Ωστόσο, λόγω της ιδιότητας του φορέα (αρχαίο μνημείο με μεγάλη διάρκεια ζωής), η επαναλαμβανόμενη έκθεσή του σε σεισμικές διεγέρσεις θα οδηγήσει μελλοντικά σε αθροιστικά μεγάλες σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των λίθων και ενδεχομένως σε ανατροπή του λίθου 4_4.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

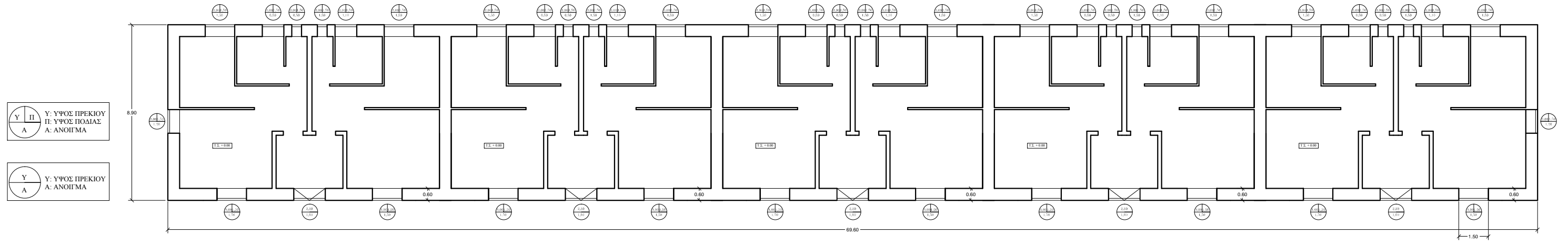
Μηχανικά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας

<u>Τύπος τοιχοποιίας</u>	<u>Σχηματική απεικόνιση</u>	f_{vm0} (MPa)
Διαταραγμένη λιθοδομή (βότσαλα, πέτρες με ακανόνιστη μορφή)		0,020 – 0,032
Λαξευτή τοιχοποιία από ακατέργαστα τεμάχια, με κατακόρυφα τμήματα περιορισμένου πάχους και εσωτερικό πυρήνα		0,035 – 0,051
Τοιχοποιία από κατεργασμένες πέτρες με καλή υφή		0,056 – 0,074
Τοιχοποιία από μπλοκ μαλακής πέτρας (ηφαιστειακή τέφρα, ασβεστόλιθος, κλπ.)		0,028 – 0,042
Ορθογωνικοί ογκόλιθοι τοιχοποιίας		0,090 – 0,120
Τοιχοποιία από τούβλα και ασβεστοκονίαμα		0,060 – 0,092
Τοιχοποιίας από συμπαγή τούβλα με τσιμεντοκονία		0,240 – 0,320
Τοιχοποιία από ημιστερεά μπλοκ, με ξηρό κατακόρυφο αρμό (ποσοστό διάτρησης <45%)		0,100 - 0,130

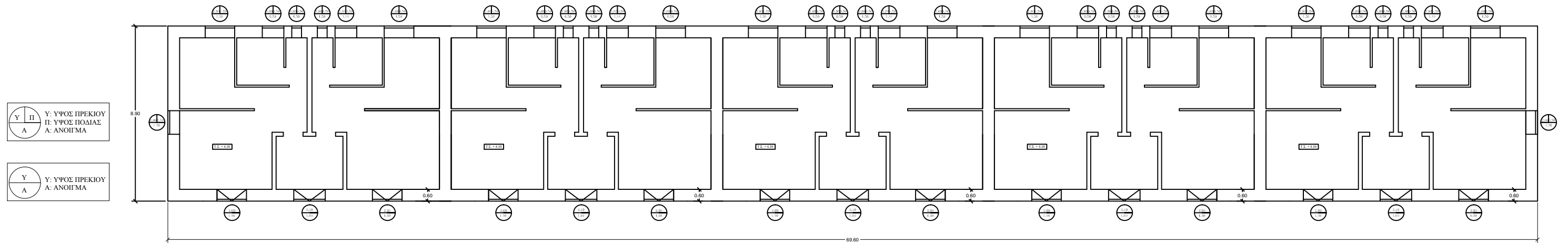
Πίνακας Π.1. Είδη τοιχοποιίας και διατημητική αντοχή σύμφωνα με τον Ιταλικό Κανονισμό

Αρχιτεκτονικά σχέδια

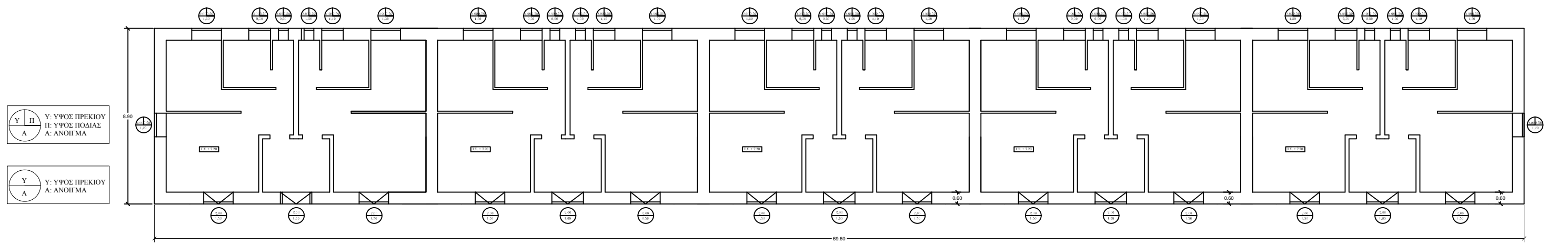
Σχέδιο Π.2 Κατόψεις κτηρίου



Κάτοψη 1ου ορόφου

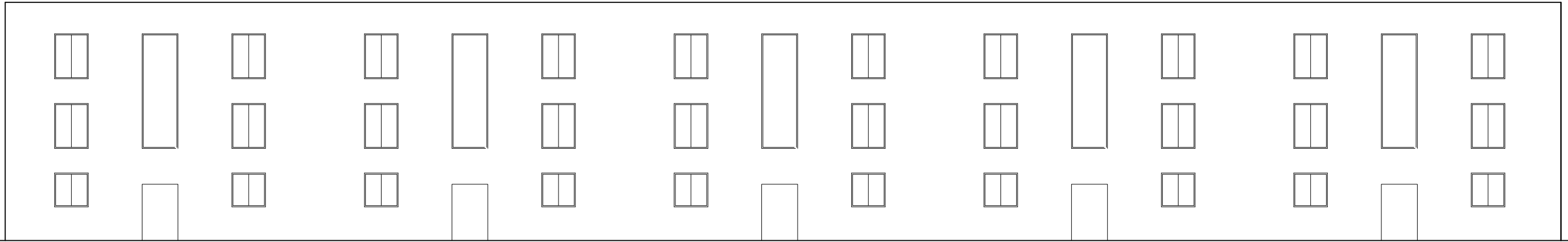


Κάτοψη 2ου ορόφου

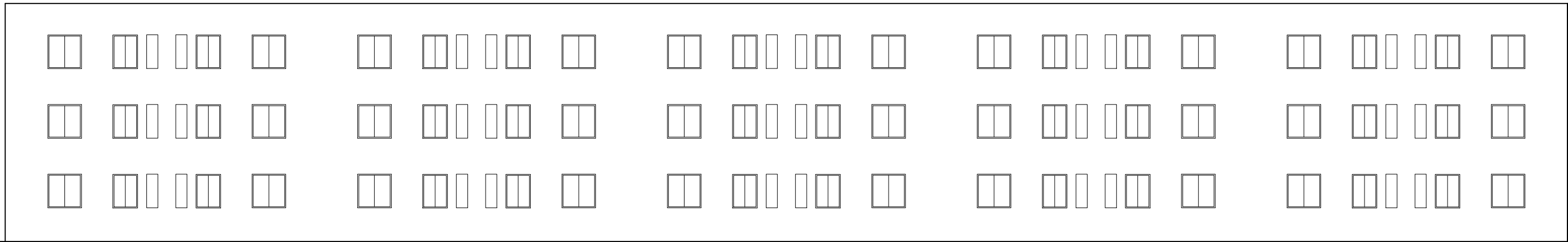


Κάτοψη 2ου ορόφου

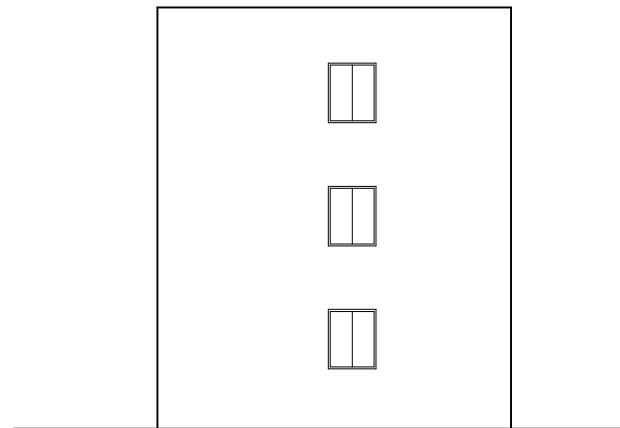
Σχέδιο Π.3 Όψεις κτηρίου



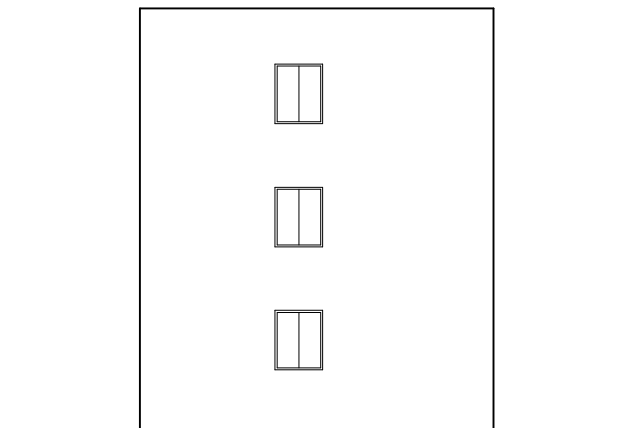
Νότια όψη



Βόρεια όψη



Δυτική όψη



Ανατολική όψη

Έλεγχοι επάρκειας χωρίς ενίσχυση για το σεισμό σχεδιασμού του 1959

Όψη 1								
Μέλος	$V_{f,b}$ (KN)	$V_{f,s}$ (KN)	$V_{f,λοξ}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεστικότητας
Π1	206,43	132,89	142,07	156,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,91	SD
Π2	511,18	102,99	112,21	76,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,48	DL
Π3	372,31	132,89	139,65	72,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,92	DL
Π4	263,12	102,99	108,39	41,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,60	DL
Π5	251,49	119,15	85,42	88,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,97	SD
Π6	100,53	93,27	62,33	48,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,30	DL
Υ1	0,73	9,84	9,56	38,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ2	0,00	8,56	8,56	49,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	SD
Υ3	0,20	11,17	11,68	74,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	SD

(α)

Όψη 2								
Μέλος	$V_{f,b}$ (KN)	$V_{f,s}$ (KN)	$V_{f,λοξ}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεστικότητας
Π1	158,10	48,70	85,74	52,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,65	DL
Π2	129,30	56,10	95,86	98,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,98	SD
Π3	244,60	53,30	97,32	4,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	19,86	DL
Π4	134,20	73,10	88,18	25,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	3,53	DL
Π5	302,20	48,70	68,79	70,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,98	SD
Π6	95,70	51,50	79,96	39,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,01	DL
Π7	103,90	51,80	83,76	3,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	27,02	DL
Π8	332,20	48,70	88,87	35,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,52	DL
Π9	139,00	43,30	43,83	76,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,57	SD
Π10	182,30	53,20	71,44	51,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,38	DL
Π11	209,80	53,20	65,81	34,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,91	DL
Π12	109,90	48,70	44,01	87,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,50	SD
Υ1	11,20	5,80	13,12	100,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,11	SD
Υ2	12,20	8,40	16,87	66,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,18	SD
Υ3	10,20	5,80	10,33	69,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,15	SD
Υ4	22,10	5,80	16,96	94,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,18	SD
Υ5	11,20	5,80	12,87	70,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,16	SD
Υ6	4,70	11,10	13,61	76,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,06	SD
Υ7	1,30	11,10	12,70	61,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ8	19,10	7,40	15,37	117,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,13	SD

(β)

Πίνακας Π.4. Έλεγχοι επάρκειας στοιχείων φορέα. (α) Όψη 1, (β) Όψη 2.

Όψη 3								
Μέλος	$V_{f,b}$ (KN)	$V_{f,s}$ (KN)	$V_{f,λος}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεστικότητας
Π1	160,60	48,70	89,31	62,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,43	DL
Π2	145,70	56,10	96,81	87,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,11	DL
Π3	238,90	53,30	97,45	9,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	10,15	DL
Π4	133,60	73,10	87,85	20,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	4,33	DL
Π5	279,30	48,70	72,85	53,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,37	DL
Π6	137,90	51,50	80,73	31,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,54	DL
Π7	99,20	51,80	83,91	3,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	27,07	DL
Π8	339,50	48,70	72,18	35,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,02	DL
Π9	153,40	48,70	43,23	63,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,69	SD
Π10	145,00	53,20	71,31	57,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,25	DL
Π11	172,70	53,20	65,67	24,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,70	DL
Π12	159,00	48,70	43,79	77,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,57	SD
Υ1	14,90	5,80	13,86	106,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,13	SD
Υ2	10,20	8,40	17,35	63,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,16	SD
Υ3	10,80	5,80	10,24	68,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,15	SD
Υ4	20,80	5,80	16,50	93,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,18	SD
Υ5	12,20	5,80	12,87	69,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,18	SD
Υ6	16,40	7,40	14,41	112,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,13	SD
Υ7	1,80	11,10	13,01	65,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,03	SD
Υ8	16,90	7,40	14,74	111,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,13	SD

(α)

Όψη 4								
Μέλος	$V_{f,b}$ (KN)	$V_{f,s}$ (KN)	$V_{f,λος}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεστικότητας
Π1	160,60	48,70	89,09	58,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,53	DL
Π2	152,40	56,10	96,81	84,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,15	DL
Π3	236,00	53,30	97,45	11,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	8,19	DL
Π4	133,60	73,10	88,01	15,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	5,64	DL
Π5	274,00	48,70	72,85	53,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,37	DL
Π6	151,30	51,50	80,73	31,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,54	DL
Π7	99,20	51,80	83,91	1,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	46,62	DL
Π8	344,00	48,70	72,18	37,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,94	DL
Π9	156,30	48,70	43,23	72,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,60	SD
Π10	114,40	53,20	71,31	64,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,10	DL
Π11	149,50	53,20	65,67	16,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	3,93	DL
Π12	157,00	48,70	43,79	70,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,62	SD
Υ1	14,90	5,80	13,86	106,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,13	SD
Υ2	10,20	8,40	17,35	63,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,16	SD
Υ3	10,80	5,80	10,24	68,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,15	SD
Υ4	20,80	5,80	16,50	93,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,18	SD
Υ5	12,20	5,80	12,87	69,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,18	SD
Υ6	16,40	7,40	14,41	112,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,13	SD
Υ7	1,80	11,10	13,01	65,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,03	SD
Υ8	16,90	7,40	14,74	111,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,13	SD

(β)

Πίνακας Π.5. Έλεγχος επάρκειας στοιχείων φορέα. (α) Όψη 3, (β) Όψη 4.

Όψη 5								
Μέλος	$V_{f,b}$ (KN)	$V_{f,s}$ (KN)	$V_{f,λοξ}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεσματικότητας
Π1	160,60	48,70	89,09	54,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,64	DL
Π2	158,30	56,10	96,81	81,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,19	DL
Π3	231,00	53,30	97,58	14,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	6,68	DL
Π4	147,90	73,10	96,45	10,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	9,55	DL
Π5	270,40	48,70	72,40	53,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,36	DL
Π6	165,00	51,50	80,32	33,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,43	DL
Π7	99,20	51,80	84,30	1,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	76,64	DL
Π8	350,10	48,70	72,57	38,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,90	DL
Π9	158,80	48,70	43,23	79,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,55	SD
Π10	114,40	53,20	70,91	72,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,98	SD
Π11	117,80	53,20	65,39	8,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	7,78	DL
Π12	153,50	48,70	43,42	60,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,71	SD
Υ1	14,90	5,80	13,86	106,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,13	SD
Υ2	10,20	8,40	17,35	63,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,16	SD
Υ3	10,80	5,80	10,24	68,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,15	SD
Υ4	20,80	5,80	16,50	93,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,18	SD
Υ5	12,20	5,80	12,87	69,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,18	SD
Υ6	16,40	7,40	14,41	112,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,13	SD
Υ7	1,80	11,10	13,01	65,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,03	SD
Υ8	16,90	7,40	14,74	111,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,13	SD

(α)

Όψη 6								
Μέλος	$V_{f,b}$ (KN)	$V_{f,s}$ (KN)	$V_{f,λοξ}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεσματικότητας
Π1	160,60	48,70	89,09	48,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,83	DL
Π2	167,60	56,10	96,81	76,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,27	DL
Π3	220,80	53,30	96,77	26,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	3,64	DL
Π4	129,00	73,10	85,48	14,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	5,98	DL
Π5	263,90	48,70	72,40	53,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,36	DL
Π6	203,70	51,50	80,32	32,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,44	DL
Π7	99,20	51,80	83,56	10,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	8,11	DL
Π8	270,20	73,10	69,11	19,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	3,58	DL
Π9	162,80	48,70	43,23	88,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,49	SD
Π10	94,90	53,20	62,38	114,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,55	SD
Π11	76,70	79,70	68,02	4,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	14,79	DL
Π12	138,70	43,90	44,32	69,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,64	SD
Υ1	12,90	5,80	13,12	101,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,13	SD
Υ2	5,40	12,70	18,39	45,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,12	SD
Υ3	9,10	5,80	9,88	64,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,14	SD
Υ4	22,40	5,80	16,96	94,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,18	SD
Υ5	12,00	5,80	12,87	70,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,17	SD
Υ6	34,50	7,40	16,37	128,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,13	SD
Υ7	8,20	11,10	13,98	79,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,10	SD
Υ8	4,00	11,10	13,43	58,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,07	SD

(β)

Πίνακας Π.6. Έλεγχοι επάρκειας στοιχείων φορέα. (α) Όψη 5, (β) Όψη 6.

Όψη 7								
Μέλος	V _{f,b} (KN)	V _{f,s} (KN)	V _{f,λοξ} (KN)	V _{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεσματικότητας
Π1	306,50	68,70	125,45	134,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,93	SD
Π2	1134,80	132,90	179,56	74,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,41	DL
Π3	206,90	103,00	112,35	52,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,12	DL
Π4	814,70	88,60	138,59	83,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,66	DL
Π5	233,40	68,70	71,73	41,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,73	DL
Π6	433,70	88,60	100,45	104,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,96	SD
Υ1	0,60	8,70	9,38	44,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ2	4,70	8,70	11,54	50,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,09	SD
Υ3	0,20	11,10	11,68	74,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	SD

(α)

Όψη 8								
Μέλος	V _{f,b} (KN)	V _{f,s} (KN)	V _{f,λοξ} (KN)	V _{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεσματικότητας
Π1	114,20	35,40	56,74	106,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,53	SD
Π2	95,60	31,00	61,01	29,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,10	DL
Π3	55,50	17,70	37,44	3,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	10,70	DL
Π4	69,80	31,00	53,36	92,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,58	SD
Π5	150,10	35,40	62,58	13,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	4,50	DL
Π6	74,40	35,40	46,42	11,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	4,22	DL
Π7	205,20	31,00	49,08	35,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,39	DL
Π8	45,80	17,70	27,50	44,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,62	SD
Π9	114,40	31,00	44,88	84,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,53	SD
Π10	172,80	35,40	48,53	56,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,86	SD
Π11	102,00	28,70	33,48	55,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,60	SD
Π12	167,00	46,50	41,78	5,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	8,19	DL
Π13	31,80	17,70	22,21	30,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,73	SD
Π14	130,20	31,00	36,33	71,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,51	SD
Π15	84,20	35,40	31,88	71,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,45	SD
Υ1	2,40	8,70	10,53	5,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,46	SD
Υ2	2,40	8,70	11,36	47,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,05	SD
Υ3	86,70	5,80	19,50	64,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,30	SD
Υ4	134,20	5,80	29,95	22,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,33	DL
Υ5	20,40	5,80	14,36	111,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,13	SD
Υ6	2,80	8,70	11,81	61,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,05	SD
Υ7	14,10	5,80	13,62	80,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,17	SD
Υ8	2,50	8,70	10,31	40,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,06	SD
Υ9	1,00	8,70	10,78	38,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,03	SD
Υ10	1,00	8,70	10,82	27,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,04	SD
Υ11	10,40	5,80	10,65	94,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,11	SD
Υ12	19,20	5,80	15,66	89,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,18	SD
Υ13	9,70	7,40	11,99	81,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,12	SD
Υ14	0,70	11,10	12,32	36,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ15	1,20	11,10	14,19	5,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,21	SD
Υ16	62,10	7,40	18,40	77,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,24	SD
Υ17	1,80	11,10	13,59	73,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ18	32,60	7,40	19,60	127,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,15	SD

(β)

Πίνακας Π.7. Έλεγχοι επάρκειας στοιχείων φορέα. (α) Όψη 7, (β) Όψη 8.

Όψη 9								
Μέλος	$V_{f,b}$ (KN)	$V_{f,s}$ (KN)	$V_{f,λοξ}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεστικότητας
Π1	116,90	35,40	60,24	91,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,66	SD
Π2	55,90	31,00	61,59	37,40	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	1,49	DL
Π3	47,30	17,70	37,49	1,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	25,00	DL
Π4	105,50	31,00	53,37	92,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,57	SD
Π5	146,40	35,40	62,51	17,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	3,61	DL
Π6	58,20	35,40	41,02	39,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,03	DL
Π7	185,30	31,00	49,58	45,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,09	DL
Π8	45,00	17,70	27,51	45,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,61	SD
Π9	112,40	31,00	44,97	84,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,53	SD
Π10	163,50	35,40	48,69	57,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,85	SD
Π11	103,80	35,40	32,23	50,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,63	SD
Π12	184,90	31,00	37,01	17,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,12	DL
Π13	36,80	17,70	22,29	28,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,77	SD
Π14	125,80	31,00	36,43	66,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,55	SD
Π15	80,80	35,40	31,70	64,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,49	SD
Υ1	3,30	8,70	11,51	11,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,30	SD
Υ2	4,60	5,80	10,22	72,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,06	SD
Υ3	97,70	5,80	19,81	63,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,31	SD
Υ4	134,30	5,80	30,01	21,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,38	DL
Υ5	22,30	5,80	14,81	112,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,13	SD
Υ6	3,50	8,70	12,28	62,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,06	SD
Υ7	14,00	5,80	13,45	76,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,18	SD
Υ8	2,70	8,70	10,56	40,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,07	SD
Υ9	0,30	8,70	10,54	3,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,09	SD
Υ10	1,30	8,70	10,93	26,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,05	SD
Υ11	11,20	5,80	10,95	94,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,12	SD
Υ12	19,30	5,80	15,70	88,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,18	SD
Υ13	19,20	7,40	15,63	97,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,16	SD
Υ14	1,50	11,10	12,86	41,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,04	SD
Υ15	0,90	11,10	14,11	2,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,45	SD
Υ16	49,70	7,40	17,73	73,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,24	SD
Υ17	1,70	11,10	13,56	67,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,03	SD
Υ18	29,50	7,40	18,85	122,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,15	SD

Πίνακας Π.8. Έλεγχοι επάρκειας στοιχείων φορέα. Όψη 9.

Όψη 10								
Μέλος	$V_{f,b}$ (KN)	$V_{f,s}$ (KN)	$V_{f,λοξ}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεστικότητας
Π1	113,80	35,40	60,09	95,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,63	SD
Π2	56,00	31,00	61,55	39,80	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	1,41	DL
Π3	50,30	26,60	38,78	1,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	35,26	DL
Π4	125,40	31,00	53,37	94,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,57	SD
Π5	143,20	35,40	62,43	20,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	3,09	DL
Π6	58,00	35,40	40,93	39,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,03	DL
Π7	184,90	31,00	49,51	44,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,11	DL
Π8	45,70	17,70	27,52	44,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,62	SD
Π9	109,30	31,00	45,04	83,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,54	SD
Π10	155,60	35,40	48,80	56,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,86	SD
Π11	107,50	35,40	32,44	56,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,57	SD
Π12	184,80	31,00	37,05	14,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,65	DL
Π13	40,20	17,70	22,37	27,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,82	SD
Π14	122,50	31,00	36,50	63,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,58	SD
Π15	78,50	35,40	31,57	60,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,52	SD
Υ1	3,00	8,70	11,59	11,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,26	SD
Υ2	4,60	5,80	10,22	71,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,06	SD
Υ3	98,90	5,80	19,85	63,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,31	SD
Υ4	133,90	5,80	29,96	21,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,40	DL
Υ5	23,00	5,80	14,93	113,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,13	SD
Υ6	8,20	5,80	12,56	88,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,09	SD
Υ7	14,80	5,80	13,77	77,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,18	SD
Υ8	2,80	8,70	10,61	39,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,07	SD
Υ9	0,40	8,70	10,54	3,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,12	SD
Υ10	1,30	8,70	10,93	25,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,05	SD
Υ11	10,90	5,80	10,85	94,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,11	SD
Υ12	19,00	5,80	15,57	88,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,18	SD
Υ13	20,30	7,40	16,01	100,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,16	SD
Υ14	1,80	11,10	13,02	42,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,04	SD
Υ15	2,10	11,10	15,08	2,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,91	SD
Υ16	44,80	7,40	17,30	71,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,24	SD
Υ17	1,80	11,10	13,62	64,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,03	SD
Υ18	27,80	7,40	18,40	118,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,16	SD

Πίνακας Π.9. Έλεγχοι επάρκειας στοιχείων φορέα. Όψη 10.

Όψη 11								
Μέλος	$V_{f,b}$ (KN)	$V_{f,s}$ (KN)	$V_{f,λοξ}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεστικότητας
Π1	111,30	35,40	59,93	97,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,61	SD
Π2	64,90	46,50	61,62	32,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,88	DL
Π3	43,00	17,70	36,71	0,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	40,79	DL
Π4	141,80	31,00	53,36	95,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,56	SD
Π5	139,10	35,40	62,29	23,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,61	DL
Π6	57,80	35,40	40,83	39,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,04	DL
Π7	184,90	31,00	49,47	43,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,13	DL
Π8	46,30	17,70	27,54	44,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,62	SD
Π9	106,60	31,00	45,10	84,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,54	SD
Π10	147,90	35,40	48,97	57,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,85	SD
Π11	110,40	35,40	32,63	60,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,54	SD
Π12	184,90	31,00	37,11	10,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	3,44	DL
Π13	43,10	17,70	22,45	25,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,87	SD
Π14	118,10	31,00	36,61	59,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,62	SD
Π15	75,30	35,40	31,43	54,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,57	SD
Υ1	2,70	8,70	11,61	11,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,23	SD
Υ2	4,20	8,70	13,04	57,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,07	SD
Υ3	98,70	5,80	19,86	63,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,31	SD
Υ4	133,40	5,80	29,88	21,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,42	DL
Υ5	23,20	5,80	15,00	114,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,13	SD
Υ6	8,90	5,80	12,68	90,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,10	SD
Υ7	15,10	5,80	13,91	77,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,18	SD
Υ8	2,70	8,70	10,56	39,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,07	SD
Υ9	0,30	8,70	10,54	3,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,09	SD
Υ10	1,40	8,70	10,93	24,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,06	SD
Υ11	10,00	5,80	10,49	95,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,11	SD
Υ12	18,20	5,80	15,29	87,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,17	SD
Υ13	21,50	7,40	16,39	103,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,16	SD
Υ14	2,30	11,10	13,21	43,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,05	SD
Υ15	1,90	7,40	10,36	4,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,40	SD
Υ16	43,70	7,40	17,05	68,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,25	SD
Υ17	2,60	11,10	14,14	17,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,15	SD
Υ18	26,50	7,40	18,01	114,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,16	SD

Πίνακας Π.10. Έλεγχοι επάρκειας στοιχείων φορέα. Όψη 11.

Όψη 12								
Μέλος	$V_{f,b}$ (KN)	$V_{f,s}$ (KN)	$V_{f,λοξ}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεστικότητας
Π1	107,80	35,40	59,72	100,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,59	SD
Π2	64,80	46,50	61,65	35,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,73	DL
Π3	55,30	17,70	36,65	2,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	12,64	DL
Π4	167,30	31,00	52,65	97,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,54	SD
Π5	84,50	35,40	58,37	66,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,88	SD
Π6	57,00	35,40	40,44	38,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,05	DL
Π7	183,30	31,00	49,40	43,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,14	DL
Π8	45,30	17,70	27,50	44,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,62	SD
Π9	117,60	31,00	44,23	90,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,49	SD
Π10	174,00	35,40	46,04	64,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,71	SD
Π11	114,70	35,40	32,91	67,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,49	SD
Π12	135,00	46,50	37,74	10,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	3,66	DL
Π13	46,00	17,70	22,58	24,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,94	SD
Π14	127,50	31,00	37,19	63,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,58	SD
Π15	79,00	29,00	32,55	67,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,49	SD
Υ1	2,40	8,70	11,49	11,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,21	SD
Υ2	3,90	8,70	12,80	59,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,07	SD
Υ3	93,20	5,80	19,70	63,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,31	SD
Υ4	130,90	5,80	29,46	20,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,41	DL
Υ5	21,10	5,80	14,35	114,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,13	SD
Υ6	3,10	8,70	11,00	57,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,05	SD
Υ7	14,80	5,80	13,85	78,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,18	SD
Υ8	2,60	8,70	10,36	39,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,07	SD
Υ9	0,10	8,70	6,97	4,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ10	0,90	8,70	10,82	24,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,04	SD
Υ11	3,60	8,70	10,69	66,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,05	SD
Υ12	18,70	5,80	15,46	90,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,17	SD
Υ13	23,90	7,40	16,98	108,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,16	SD
Υ14	3,10	11,10	13,50	45,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,07	SD
Υ15	1,30	11,10	14,64	5,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,24	SD
Υ16	41,70	7,40	16,25	66,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,24	SD
Υ17	4,40	11,10	14,25	15,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,29	SD
Υ18	11,70	7,40	12,86	108,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,11	SD

Πίνακας Π.11. Έλεγχοι επάρκειας στοιχείων φορέα. Όψη 12.

Έλεγχοι επάρκειας χωρίς ενίσχυση για το σεισμό σχεδιασμού του EC8-1

Όψη 1								
Μέλος	$V_{f,b}$ (KN)	$V_{f,s}$ (KN)	$V_{f,λoξ}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεστικότητας
Π1	263,10	132,89	106,93	448,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	OXI	0,24	SD
Π2	74,27	102,99	76,65	359,10	ΚΑΜΨΗ	OXI	0,21	SD
Π3	130,61	132,89	103,74	415,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	OXI	0,25	SD
Π4	674,20	102,99	128,71	289,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	OXI	0,44	SD
Π5	227,66	114,91	83,70	302,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	OXI	0,28	SD
Π6	33,01	60,55	48,63	99,50	ΚΑΜΨΗ	OXI	0,33	SD
Υ1	0,09	8,72	8,69	91,40	ΚΑΜΨΗ	OXI	0,00	SD
Υ2	0,05	8,60	8,59	71,20	ΚΑΜΨΗ	OXI	0,00	SD
Υ3	0,91	11,77	12,18	112,80	ΚΑΜΨΗ	OXI	0,01	SD

(α)

Όψη 2								
Μέλος	$V_{f,b}$ (KN)	$V_{f,s}$ (KN)	$V_{f,λoξ}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεστικότητας
Π1	51,60	69,10	50,99	103,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	OXI	0,49	SD
Π2	129,30	56,10	95,89	98,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	OXI	0,98	SD
Π3	73,40	79,90	47,63	49,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	OXI	0,96	SD
Π4	61,30	71,10	82,67	136,40	ΚΑΜΨΗ	OXI	0,45	SD
Π5	108,80	73,10	46,43	118,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	OXI	0,39	SD
Π6	95,70	51,50	79,99	39,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	NAI	2,01	DL
Π7	205,20	77,70	45,75	39,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	NAI	1,17	DL
Π8	139,20	73,10	67,05	125,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	OXI	0,54	SD
Π9	104,10	61,70	43,15	122,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	OXI	0,35	SD
Π10	182,30	53,20	71,48	51,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	NAI	1,39	DL
Π11	109,10	79,70	84,82	71,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	NAI	1,19	DL
Π12	101,50	73,10	53,77	168,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	OXI	0,32	SD
Υ1	11,20	5,80	12,37	100,30	ΚΑΜΨΗ	OXI	0,11	SD
Υ2	2,60	12,70	15,58	64,70	ΚΑΜΨΗ	OXI	0,04	SD
Υ3	10,20	5,80	10,33	69,60	ΚΑΜΨΗ	OXI	0,15	SD
Υ4	22,10	5,80	16,76	94,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	OXI	0,18	SD
Υ5	2,60	8,70	10,66	34,60	ΚΑΜΨΗ	OXI	0,08	SD
Υ6	3,00	11,10	12,85	85,10	ΚΑΜΨΗ	OXI	0,04	SD
Υ7	0,90	11,10	11,54	77,40	ΚΑΜΨΗ	OXI	0,01	SD
Υ8	1,00	11,10	11,60	65,70	ΚΑΜΨΗ	OXI	0,02	SD

(β)

Πίνακας Π.12. Έλεγχοι επάρκειας στοιχείων φορέα. (α) Όψη 1, (β) Όψη 2.

Όψη 3								
Μέλος	$V_{f,b}$ (KN)	$V_{f,s}$ (KN)	$V_{f,λοξ}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεσματικότητας
Π1	55,60	73,10	52,54	119,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,44	SD
Π2	145,70	56,10	96,81	87,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,11	DL
Π3	312,20	79,90	113,21	18,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	6,22	DL
Π4	50,90	61,80	46,31	126,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,37	SD
Π5	128,30	73,10	48,12	111,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,43	SD
Π6	137,90	51,50	80,76	31,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,54	DL
Π7	142,50	77,70	67,72	35,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,90	DL
Π8	131,80	71,20	44,07	127,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,35	SD
Π9	100,70	53,60	38,61	135,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,29	SD
Π10	56,70	79,70	57,91	92,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,62	SD
Π11	173,20	79,70	85,24	57,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,47	DL
Π12	93,20	73,10	53,74	163,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,33	SD
Υ1	1,70	8,70	10,03	75,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ2	3,50	12,70	16,51	50,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,07	SD
Υ3	10,80	5,80	10,35	68,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,15	SD
Υ4	2,50	8,70	10,61	79,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,03	SD
Υ5	0,00	8,70	8,56	62,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	SD
Υ6	5,10	11,10	14,11	91,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,06	SD
Υ7	1,60	11,10	12,79	68,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ8	1,20	11,10	11,69	70,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD

(α)

Όψη 4								
Μέλος	$V_{f,b}$ (KN)	$V_{f,s}$ (KN)	$V_{f,λοξ}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεσματικότητας
Π1	43,20	64,30	46,67	144,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,30	SD
Π2	152,40	56,10	96,75	84,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,15	DL
Π3	235,50	53,30	97,51	11,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	8,19	DL
Π4	43,40	64,30	46,79	107,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,41	SD
Π5	108,90	72,00	44,37	129,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,34	SD
Π6	151,30	51,50	80,50	32,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,50	DL
Π7	59,70	77,70	67,64	34,10	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	1,75	DL
Π8	131,40	72,50	44,50	120,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,37	SD
Π9	155,80	73,10	47,77	116,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,41	SD
Π10	82,10	79,70	57,89	107,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,54	SD
Π11	190,50	79,70	85,29	47,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,78	DL
Π12	91,20	73,10	53,39	153,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,35	SD
Υ1	14,60	5,80	13,73	104,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,13	SD
Υ2	10,30	8,40	17,42	62,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,16	SD
Υ3	11,00	5,80	10,31	67,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,15	SD
Υ4	1,30	8,70	9,71	89,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ5	0,20	8,70	8,69	57,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	SD
Υ6	5,40	11,10	14,24	97,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,06	SD
Υ7	1,90	11,10	12,68	71,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,03	SD
Υ8	1,30	11,10	11,82	70,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD

(β)

Πίνακας Π.13. Έλεγχος επάρκειας στοιχείων φορέα. (α) Όψη 3, (β) Όψη 4.

Όψη 5								
Μέλος	$V_{f,b}$ (KN)	$V_{f,s}$ (KN)	$V_{f,λοξ}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεσματικότητας
Π1	52,00	62,50	46,33	158,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,29	SD
Π2	158,30	56,10	96,74	81,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,19	DL
Π3	231,70	53,30	97,59	14,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	6,68	DL
Π4	58,00	73,10	53,60	77,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,69	SD
Π5	110,90	71,10	44,05	138,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,32	SD
Π6	165,00	51,50	80,34	33,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,43	DL
Π7	71,10	77,70	75,49	4,70	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	15,13	DL
Π8	148,40	73,10	47,99	103,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,47	SD
Π9	153,60	73,10	47,87	124,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,38	SD
Π10	86,70	79,70	57,73	120,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,48	SD
Π11	132,70	79,70	84,67	37,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,27	DL
Π12	94,30	73,10	52,67	133,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,39	SD
Υ1	14,00	5,80	13,55	103,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,13	SD
Υ2	10,10	8,40	17,31	61,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,16	SD
Υ3	10,90	5,80	10,20	66,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,15	SD
Υ4	0,60	8,70	9,14	96,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ5	0,00	8,70	8,56	29,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	SD
Υ6	19,40	7,40	15,52	122,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,13	SD
Υ7	1,30	11,10	12,27	80,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ8	1,80	11,10	12,09	66,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,03	SD

(α)

Όψη 6								
Μέλος	$V_{f,b}$ (KN)	$V_{f,s}$ (KN)	$V_{f,λοξ}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεσματικότητας
Π1	61,90	70,50	50,60	160,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,32	SD
Π2	167,60	56,10	96,66	76,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,26	DL
Π3	220,80	53,30	96,78	26,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	3,64	DL
Π4	55,20	72,30	52,33	75,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,70	SD
Π5	118,10	73,10	46,61	136,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,34	SD
Π6	203,70	51,50	80,17	32,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,44	DL
Π7	99,00	51,80	83,60	10,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	8,12	DL
Π8	132,90	73,10	45,74	81,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,56	SD
Π9	162,80	48,70	43,53	88,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,49	SD
Π10	94,90	53,20	62,38	114,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,55	SD
Π11	108,00	79,70	84,16	31,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,67	DL
Π12	95,70	70,30	50,89	116,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,44	SD
Υ1	3,70	8,70	11,46	71,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,05	SD
Υ2	6,90	12,70	19,70	52,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,13	SD
Υ3	9,10	5,80	9,88	64,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,14	SD
Υ4	0,30	8,70	8,85	100,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	SD
Υ5	1,30	8,70	9,65	35,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,04	SD
Υ6	22,50	7,40	16,37	128,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,13	SD
Υ7	1,40	11,10	11,88	93,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ8	2,10	11,10	12,33	66,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,03	SD

(β)

Πίνακας Π.14. Έλεγχος επάρκειας στοιχείων φορέα. (α) Όψη 5, (β) Όψη 6.

Όψη 7								
Μέλος	$V_{f,b}$ (KN)	$V_{f,s}$ (KN)	$V_{f,loc}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεστικότητας
Π1	150,50	103,00	93,57	446,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,21	SD
Π2	387,60	132,90	122,88	531,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,23	SD
Π3	256,40	103,00	80,18	319,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,25	SD
Π4	424,60	132,90	118,21	492,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,24	SD
Π5	129,00	63,40	55,92	156,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,36	SD
Π6	419,20	118,50	93,43	342,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,27	SD
Υ1	0,10	8,70	8,65	98,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	SD
Υ2	1,20	8,70	9,35	199,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ3	0,20	7,40	7,83	60,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	SD

(α)

Όψη 8								
Μέλος	$V_{f,b}$ (KN)	$V_{f,s}$ (KN)	$V_{f,loc}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεστικότητας
Π1	33,40	28,70	28,32	139,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,20	SD
Π2	95,60	31,00	61,01	29,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,10	DL
Π3	80,20	26,60	40,54	13,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	3,07	DL
Π4	69,80	31,00	53,36	92,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,58	SD
Π5	32,80	39,70	27,34	139,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,20	SD
Π6	86,50	53,20	37,31	65,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,57	SD
Π7	205,20	31,00	49,08	35,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,39	DL
Π8	45,80	17,70	27,50	44,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,62	SD
Π9	114,40	31,00	44,88	84,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,53	SD
Π10	66,70	53,20	36,36	134,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,27	SD
Π11	60,00	45,50	38,70	91,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,42	SD
Π12	116,50	43,70	34,48	35,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,97	SD
Π13	31,80	17,70	22,21	30,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,73	SD
Π14	130,20	31,00	36,33	71,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,51	SD
Π15	51,30	37,60	26,91	132,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,20	SD
Υ1	0,00	8,70	8,56	5,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	SD
Υ2	1,50	8,70	10,14	57,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,03	SD
Υ3	86,70	5,80	19,50	64,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,30	SD
Υ4	134,20	5,80	29,95	22,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,33	DL
Υ5	20,40	5,80	14,36	111,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,13	SD
Υ6	0,90	8,70	9,29	68,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ7	1,20	8,70	9,56	23,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,05	SD
Υ8	1,60	8,70	9,56	35,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,05	SD
Υ9	0,00	8,70	10,46	39,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	SD
Υ10	0,60	8,70	10,66	30,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ11	1,10	8,70	9,26	74,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ12	0,10	8,70	8,62	111,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	SD
Υ13	3,40	11,10	13,10	43,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,08	SD
Υ14	0,40	11,10	12,11	30,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ15	1,40	7,40	14,72	5,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,28	SD
Υ16	62,10	7,40	18,40	77,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,24	SD
Υ17	3,20	7,40	14,31	70,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,05	SD
Υ18	1,50	11,10	11,94	146,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD

(β)

Πίνακας Π.15. Έλεγχος επάρκειας στοιχείων φορέα. (α) Όψη 7, (β) Όψη 8.

Όψη 9								
Μέλος	V _{f,b} (KN)	V _{f,s} (KN)	V _{f,λοξ} (KN)	V _{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεσματικότητας
Π1	38,80	42,60	31,00	142,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,22	SD
Π2	55,90	31,00	61,59	37,40	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	1,49	DL
Π3	80,40	26,60	40,91	10,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	4,09	DL
Π4	105,50	31,00	53,37	92,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,57	SD
Π5	22,10	28,30	23,06	138,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,16	SD
Π6	80,00	53,20	37,17	80,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,46	SD
Π7	185,30	31,00	49,58	45,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,09	DL
Π8	45,00	17,70	27,51	45,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,61	SD
Π9	112,40	31,00	44,97	84,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,53	SD
Π10	59,90	53,20	35,34	137,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,26	SD
Π11	37,40	53,20	38,92	105,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,35	SD
Π12	105,70	41,10	32,53	39,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,83	SD
Π13	14,40	26,60	20,38	27,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,53	SD
Π14	125,80	31,00	36,43	66,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,55	SD
Π15	50,10	36,50	26,58	129,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,21	SD
Υ1	0,30	8,70	8,82	84,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	SD
Υ2	2,20	8,70	11,11	62,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,04	SD
Υ3	97,70	5,80	19,81	63,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,31	SD
Υ4	134,30	5,80	30,01	21,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,38	DL
Υ5	22,30	5,80	14,81	112,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,13	SD
Υ6	1,70	8,70	9,97	67,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,03	SD
Υ7	0,70	8,70	9,20	64,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ8	3,00	8,70	11,90	45,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,07	SD
Υ9	0,50	8,70	10,66	42,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ10	0,90	8,70	10,78	28,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,03	SD
Υ11	2,00	8,70	9,80	73,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,03	SD
Υ12	0,20	8,70	8,69	110,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	SD
Υ13	19,20	7,40	15,63	97,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,16	SD
Υ14	0,30	11,10	12,05	31,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ15	1,30	7,40	14,60	1,10	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	1,18	DL
Υ16	49,70	7,40	17,73	73,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,24	SD
Υ17	2,00	7,40	9,79	66,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,03	SD
Υ18	1,60	11,10	11,97	144,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD

Πίνακας Π.16. Έλεγχοι επάρκειας στοιχείων φορέα. Όψη 9.

Όψη 10								
Μέλος	$V_{f,b}$ (KN)	$V_{f,s}$ (KN)	$V_{f,λοξ}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	Καθοριστική ασοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεστικότητας
Π1	31,00	22,60	26,26	167,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,16	SD
Π2	56,00	31,00	61,55	39,80	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	1,41	DL
Π3	20,10	26,60	41,10	8,30	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	2,42	DL
Π4	125,40	31,00	53,37	94,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,57	SD
Π5	22,30	29,30	23,21	130,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,17	SD
Π6	77,30	53,20	36,00	94,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,38	SD
Π7	147,40	46,50	41,08	73,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,56	SD
Π8	45,70	17,70	27,52	44,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,62	SD
Π9	109,30	31,00	45,04	83,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,54	SD
Π10	61,50	53,20	35,55	131,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,27	SD
Π11	38,20	53,20	39,80	120,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,32	SD
Π12	112,80	43,10	33,74	55,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,61	SD
Π13	40,20	17,70	22,37	27,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,82	SD
Π14	122,50	31,00	36,50	63,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,58	SD
Π15	50,00	36,80	26,76	122,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,22	SD
Υ1	0,40	8,70	8,91	93,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	SD
Υ2	2,10	8,70	11,00	39,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,05	SD
Υ3	98,90	5,80	19,85	63,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,31	SD
Υ4	133,90	5,80	29,96	21,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,40	DL
Υ5	23,00	5,80	14,93	113,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,13	SD
Υ6	0,00	8,70	8,59	80,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	SD
Υ7	0,80	8,70	9,23	71,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ8	2,20	8,70	9,91	33,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,07	SD
Υ9	0,80	8,70	10,78	44,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ10	0,90	8,70	10,82	27,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,03	SD
Υ11	3,40	8,70	10,61	71,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,05	SD
Υ12	0,70	8,70	9,14	105,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ13	20,30	7,40	16,01	100,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,16	SD
Υ14	0,40	11,10	11,98	33,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ15	4,00	11,10	16,10	4,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,82	SD
Υ16	44,80	7,40	17,30	71,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,24	SD
Υ17	2,20	11,10	13,68	21,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,10	SD
Υ18	1,20	11,10	11,75	138,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD

Πίνακας Π.17. Έλεγχοι επάρκειας στοιχείων φορέα. Όψη 10.

Όψη 11								
Μέλος	$V_{f,b}$ (KN)	$V_{f,s}$ (KN)	$V_{f,λοξ}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	Καθοριστική ασοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεσματικότητας
Π1	31,20	21,40	26,32	183,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,14	SD
Π2	159,60	46,50	59,36	37,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,57	DL
Π3	81,50	26,60	33,63	9,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	3,43	DL
Π4	141,80	31,00	53,36	95,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,56	SD
Π5	7,60	21,70	20,37	59,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,13	SD
Π6	78,70	53,20	35,95	99,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,36	SD
Π7	148,20	46,20	41,05	81,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,50	SD
Π8	46,30	17,70	27,54	44,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,62	SD
Π9	106,60	31,00	45,10	84,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,54	SD
Π10	70,80	53,20	36,83	117,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,31	SD
Π11	38,80	53,20	40,14	126,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,31	SD
Π12	110,10	42,80	33,38	58,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,57	SD
Π13	43,10	17,70	22,45	25,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,87	SD
Π14	118,10	31,00	36,61	59,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,62	SD
Π15	51,10	38,50	27,43	108,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,25	SD
Υ1	0,50	8,70	9,01	99,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ2	2,90	8,70	11,83	45,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,06	SD
Υ3	98,70	5,80	19,86	63,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,31	SD
Υ4	133,40	5,80	29,88	21,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,42	DL
Υ5	23,20	5,80	15,00	114,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,13	SD
Υ6	0,10	8,70	8,65	77,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	SD
Υ7	0,80	8,70	9,23	74,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ8	0,90	8,70	9,23	31,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,03	SD
Υ9	0,70	8,70	10,74	47,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ10	0,00	8,70	10,46	29,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	SD
Υ11	10,00	5,80	10,49	95,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,11	SD
Υ12	1,50	8,70	9,86	95,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ13	21,50	7,40	16,39	103,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,16	SD
Υ14	0,40	11,10	11,94	34,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ15	1,90	7,40	10,36	4,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,40	SD
Υ16	43,70	7,40	17,05	68,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,25	SD
Υ17	2,60	11,10	14,34	59,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,04	SD
Υ18	0,90	11,10	11,47	129,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD

Πίνακας Π.18. Έλεγχοι επάρκειας στοιχείων φορέα. Όψη 11.

Όψη 12								
Μέλος	$V_{f,b}$ (KN)	$V_{f,s}$ (KN)	$V_{f,λοξ}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεστικότητας
Π1	42,40	35,10	30,20	189,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,16	SD
Π2	155,00	46,50	59,39	42,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,41	DL
Π3	82,40	26,60	33,90	13,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,57	DL
Π4	167,30	31,00	52,65	97,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,54	SD
Π5	14,90	36,00	25,87	94,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,16	SD
Π6	83,30	53,20	36,92	97,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,38	SD
Π7	150,00	46,10	41,64	85,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,49	SD
Π8	45,30	17,70	27,50	44,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,62	SD
Π9	117,60	31,00	44,23	90,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,49	SD
Π10	68,00	53,20	36,69	114,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,32	SD
Π11	44,90	53,20	40,09	128,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,31	SD
Π12	109,70	42,80	33,42	57,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,59	SD
Π13	46,00	17,70	22,58	24,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,94	SD
Π14	127,50	31,00	37,19	63,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,58	SD
Π15	58,30	43,00	31,54	99,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,32	SD
Υ1	0,40	8,70	8,88	101,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	SD
Υ2	2,60	8,70	11,59	44,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,06	SD
Υ3	93,20	5,80	19,70	63,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,31	SD
Υ4	130,90	5,80	29,46	20,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,41	DL
Υ5	21,10	5,80	14,35	114,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,13	SD
Υ6	0,20	8,70	8,72	70,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	SD
Υ7	0,60	8,70	9,10	74,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ8	0,10	8,70	8,59	29,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	SD
Υ9	0,10	8,70	10,50	48,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	SD
Υ10	0,60	8,70	10,66	27,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ11	1,90	8,70	9,74	71,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,03	SD
Υ12	2,90	8,70	10,87	90,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,03	SD
Υ13	23,90	7,40	16,98	108,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,16	SD
Υ14	0,40	11,10	11,98	33,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ15	2,30	7,40	10,55	9,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,24	SD
Υ16	41,70	7,40	16,25	66,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,24	SD
Υ17	3,70	11,10	13,77	54,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,07	SD
Υ18	0,00	11,10	10,92	110,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	SD

Πίνακας Π.19. Έλεγχοι επάρκειας στοιχείων φορέα. Όψη 12.

Έλεγχοι επάρκειας με ενίσχυση για το σεισμό σχεδιασμού του 1959

Όψη 1								
Μέλος	$V_{f,b}$ (KN)	$V_{f,s}$ (KN)	$V_{f,λοξ}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεστικότητας
Π1	227,63	232,56	205,76	154,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,33	DL
Π2	602,60	180,23	162,21	74,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,17	DL
Π3	445,55	232,56	203,02	72,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,79	DL
Π4	346,80	180,23	157,12	42,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	3,73	DL
Π5	240,61	148,82	130,18	86,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,51	DL
Π6	95,94	115,98	94,78	46,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,03	DL
Υ1	0,18	17,43	17,38	21,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ2	0,00	17,11	17,11	47,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	SD
Υ3	0,61	22,62	23,59	51,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD

(α)

Όψη 2								
Μέλος	$V_{f,b}$ (KN)	$V_{f,s}$ (KN)	$V_{f,λοξ}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεστικότητας
Π1	208,70	85,30	122,45	56,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,18	DL
Π2	182,70	98,10	137,08	100,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,36	DL
Π3	340,40	139,90	146,74	5,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	25,74	DL
Π4	157,40	127,90	127,25	26,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	4,80	DL
Π5	391,60	85,30	98,53	69,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,41	DL
Π6	124,60	90,10	115,14	41,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,77	DL
Π7	133,30	90,60	120,11	5,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	21,45	DL
Π8	417,60	85,30	103,14	32,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	3,18	DL
Π9	136,40	75,70	63,56	67,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,94	SD
Π10	244,70	93,00	103,72	44,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,35	DL
Π11	233,10	93,00	95,78	35,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,68	DL
Π12	170,60	85,30	64,67	91,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,70	SD
Υ1	7,50	17,00	23,02	69,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,11	SD
Υ2	7,90	24,70	31,82	45,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,17	SD
Υ3	5,30	17,00	21,03	47,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,11	SD
Υ4	22,20	11,30	24,73	94,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,23	SD
Υ5	6,30	17,00	22,19	42,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,15	SD
Υ6	4,90	21,60	24,42	72,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,07	SD
Υ7	1,70	21,60	24,21	69,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ8	22,10	14,40	24,25	117,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,19	SD

(β)

Πίνακας Π.20. Έλεγχοι επάρκειας στοιχείων φορέα. (α) Όψη 1, (β) Όψη 2.

Όψη 3								
Μέλος	V _{f,b} (KN)	V _{f,s} (KN)	V _{f,λoς} (KN)	V _{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεσματικότητας
Π1	220,90	85,30	127,62	63,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,01	DL
Π2	221,30	98,10	138,49	87,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,59	DL
Π3	384,60	93,20	139,33	9,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	14,36	DL
Π4	156,70	127,90	126,91	20,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	6,22	DL
Π5	354,40	85,30	104,33	54,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,92	DL
Π6	165,30	90,10	116,08	32,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	3,57	DL
Π7	133,70	90,60	120,38	4,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	28,66	DL
Π8	428,30	85,30	103,29	33,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	3,05	DL
Π9	157,90	85,30	63,43	65,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,97	SD
Π10	183,10	93,00	103,46	52,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,96	DL
Π11	182,70	93,00	95,39	22,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	4,18	DL
Π12	163,80	85,30	64,21	80,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,80	SD
Υ1	15,00	11,30	20,97	106,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,14	SD
Υ2	6,80	24,70	32,82	40,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,17	SD
Υ3	6,00	17,00	21,06	45,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,13	SD
Υ4	22,50	11,30	24,99	93,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,24	SD
Υ5	6,40	17,00	22,32	43,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,15	SD
Υ6	8,80	21,60	26,69	81,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,11	SD
Υ7	2,90	21,60	24,92	67,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,04	SD
Υ8	18,50	14,40	23,15	109,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,17	SD

(α)

Όψη 4								
Μέλος	V _{f,b} (KN)	V _{f,s} (KN)	V _{f,λoς} (KN)	V _{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεσματικότητας
Π1	220,00	85,30	127,23	58,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,17	DL
Π2	231,70	98,10	138,33	84,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,64	DL
Π3	379,00	93,20	139,40	11,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	11,81	DL
Π4	157,30	127,90	127,18	16,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	7,90	DL
Π5	345,70	85,30	103,82	54,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,89	DL
Π6	177,00	90,10	115,60	33,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	3,48	DL
Π7	134,10	90,60	120,60	2,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	57,43	DL
Π8	433,50	85,30	103,51	35,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,88	DL
Π9	160,70	85,30	63,48	75,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,84	SD
Π10	134,80	93,00	103,10	60,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,71	DL
Π11	88,60	139,50	103,00	14,60	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	6,07	DL
Π12	161,30	85,30	63,99	73,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,87	SD
Υ1	15,10	11,30	20,97	103,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,15	SD
Υ2	7,20	24,70	33,13	39,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,18	SD
Υ3	6,40	17,00	21,06	44,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,14	SD
Υ4	24,00	11,30	25,56	93,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,26	SD
Υ5	6,20	17,00	22,19	42,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,14	SD
Υ6	9,50	21,60	27,12	85,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,11	SD
Υ7	4,00	21,60	25,01	70,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,06	SD
Υ8	8,10	21,60	26,61	65,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,12	SD

(β)

Πίνακας Π.21. Έλεγχος επάρκειας στοιχείων φορέα. (α) Όψη 3, (β) Όψη 4.

Όψη 5								
Μέλος	V _{f,b} (KN)	V _{f,s} (KN)	V _{f,λοξ} (KN)	V _{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεστικότητας
Π1	219,60	85,30	126,96	55,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,29	DL
Π2	240,60	98,10	138,17	82,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,68	DL
Π3	372,80	93,20	138,35	14,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	9,61	DL
Π4	183,40	127,90	123,82	11,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	10,96	DL
Π5	333,30	85,30	103,37	58,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,77	DL
Π6	187,50	90,10	115,03	35,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	3,29	DL
Π7	101,00	135,90	120,18	1,00	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	101,00	DL
Π8	465,60	85,30	98,66	14,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	6,95	DL
Π9	168,40	85,30	63,95	93,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,68	SD
Π10	107,70	93,00	91,10	113,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,80	SD
Π11	83,60	139,50	100,61	8,10	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	10,32	DL
Π12	136,30	76,40	64,14	60,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,06	DL
Υ1	7,50	17,00	22,16	70,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,11	SD
Υ2	10,60	16,40	31,16	58,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,18	SD
Υ3	6,70	17,00	20,42	44,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,15	SD
Υ4	24,70	11,30	25,89	94,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,26	SD
Υ5	5,70	17,00	22,40	43,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,13	SD
Υ6	21,00	14,40	25,50	121,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,17	SD
Υ7	5,20	21,60	25,92	75,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,07	SD
Υ8	7,20	21,60	24,18	63,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,11	SD

(α)

Όψη 6								
Μέλος	V _{f,b} (KN)	V _{f,s} (KN)	V _{f,λοξ} (KN)	V _{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεστικότητας
Π1	219,40	85,30	126,96	48,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,60	DL
Π2	259,00	98,10	138,17	75,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,83	DL
Π3	342,90	93,20	138,35	28,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	4,82	DL
Π4	150,00	127,90	123,82	10,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	11,57	DL
Π5	173,40	85,30	99,94	90,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,11	DL
Π6	255,00	90,10	115,03	36,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	3,19	DL
Π7	133,40	90,60	120,18	11,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	10,93	DL
Π8	446,90	85,30	92,88	12,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	7,61	DL
Π9	211,70	80,00	66,37	104,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,64	SD
Π10	338,30	93,00	92,26	115,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,80	SD
Π11	387,70	93,00	96,29	6,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	15,53	DL
Π12	158,90	70,70	66,73	66,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,00	DL
Υ1	6,30	17,00	22,16	69,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,09	SD
Υ2	5,30	24,70	31,16	43,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,12	SD
Υ3	6,10	17,00	20,42	44,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,14	SD
Υ4	24,70	11,30	25,89	95,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,26	SD
Υ5	6,60	17,00	22,40	46,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,14	SD
Υ6	25,70	14,40	25,50	128,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,20	SD
Υ7	7,70	21,60	25,92	83,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,09	SD
Υ8	3,90	21,60	24,18	55,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,07	SD

(β)

Πίνακας Π.22. Έλεγχοι επάρκειας στοιχείων φορέα. (α) Όψη 5, (β) Όψη 6.

Όψη 7								
Μέλος	$V_{f,b}$ (KN)	$V_{f,s}$ (KN)	$V_{f,λοξ}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεσματικότητας
Π1	390,20	120,20	178,75	133,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,34	DL
Π2	1300,90	232,60	259,23	71,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	3,64	DL
Π3	269,90	180,20	163,21	50,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	3,23	DL
Π4	963,80	155,00	198,27	86,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,29	DL
Π5	167,60	138,80	118,66	49,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,38	DL
Π6	428,70	155,00	146,11	104,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,40	DL
Υ1	0,50	17,00	17,86	37,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ2	4,50	17,00	20,14	50,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,09	SD
Υ3	0,90	21,60	23,93	74,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD

(α)

Όψη 8								
Μέλος	$V_{f,b}$ (KN)	$V_{f,s}$ (KN)	$V_{f,λοξ}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεσματικότητας
Π1	155,50	62,00	81,15	102,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,80	SD
Π2	207,50	54,30	87,10	26,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	3,29	DL
Π3	142,70	31,00	53,46	4,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	13,04	DL
Π4	95,40	54,30	76,36	92,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,82	SD
Π5	217,90	62,00	89,20	13,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	6,51	DL
Π6	62,20	93,00	72,24	15,20	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	4,09	DL
Π7	276,90	54,30	70,42	36,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,92	DL
Π8	59,40	31,00	39,48	45,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,87	SD
Π9	147,40	54,30	64,49	86,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,75	SD
Π10	214,80	62,00	69,46	58,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,19	DL
Π11	101,80	50,10	48,21	49,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,98	SD
Π12	224,70	54,30	54,21	26,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,06	DL
Π13	21,70	46,50	33,56	24,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,89	SD
Π14	149,90	54,30	52,93	72,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,73	SD
Π15	89,00	62,00	46,76	75,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,62	SD
Υ1	3,50	11,30	14,23	7,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,47	SD
Υ2	2,30	17,00	19,97	46,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,05	SD
Υ3	86,30	11,30	29,25	66,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,44	SD
Υ4	146,40	11,30	43,51	22,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,95	DL
Υ5	20,10	11,30	21,58	110,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,18	SD
Υ6	2,90	17,00	20,42	61,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,05	SD
Υ7	13,50	11,30	20,44	79,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,17	SD
Υ8	2,20	17,00	18,61	39,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,06	SD
Υ9	0,80	17,00	21,24	39,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ10	0,90	17,00	21,28	28,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,03	SD
Υ11	4,90	17,00	20,11	66,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,07	SD
Υ12	20,60	11,30	23,96	90,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,23	SD
Υ13	5,20	21,60	24,77	48,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,11	SD
Υ14	1,60	21,60	24,06	35,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,05	SD
Υ15	2,90	21,60	29,00	8,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,34	SD
Υ16	41,70	21,60	36,51	53,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,68	SD
Υ17	3,60	21,60	26,14	73,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,05	SD
Υ18	34,50	14,40	29,23	128,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,23	SD

(β)

Πίνακας Π.23. Έλεγχος επάρκειας στοιχείων φορέα. (α) Όψη 7, (β) Όψη 8.

Όψη 9								
Μέλος	V _{f,b} (KN)	V _{f,s} (KN)	V _{f,λοξ} (KN)	V _{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεσματικότητας
Π1	163,90	62,00	86,04	90,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,95	SD
Π2	109,50	54,30	87,99	37,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,36	DL
Π3	120,00	31,00	53,55	1,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	35,70	DL
Π4	159,70	54,30	76,38	93,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,82	SD
Π5	210,00	62,00	89,07	17,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	5,00	DL
Π6	64,90	62,00	59,11	39,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,50	DL
Π7	251,40	54,30	71,11	45,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,55	DL
Π8	58,70	31,00	39,50	45,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,86	SD
Π9	142,70	54,30	64,63	85,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,76	SD
Π10	200,00	62,00	69,68	58,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,19	DL
Π11	108,40	62,00	47,17	53,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,89	SD
Π12	213,10	54,30	53,79	19,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,82	DL
Π13	42,90	31,00	32,26	29,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,10	DL
Π14	143,20	54,30	53,05	66,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,80	SD
Π15	84,60	62,00	46,41	67,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,69	SD
Υ1	3,60	17,00	20,42	10,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,34	SD
Υ2	4,80	11,30	16,64	71,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,07	SD
Υ3	99,90	11,30	29,73	64,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,46	SD
Υ4	146,90	11,30	43,66	21,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,07	DL
Υ5	23,70	11,30	22,56	111,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,20	SD
Υ6	3,90	17,00	21,27	62,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,06	SD
Υ7	14,90	11,30	20,99	76,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,19	SD
Υ8	2,40	17,00	19,01	39,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,06	SD
Υ9	0,10	17,00	20,95	2,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,04	SD
Υ10	1,30	17,00	21,40	27,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,05	SD
Υ11	6,20	17,00	20,87	66,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,09	SD
Υ12	21,00	11,30	24,17	89,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,23	SD
Υ13	19,70	14,40	23,99	95,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,21	SD
Υ14	2,20	21,60	24,61	40,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,05	SD
Υ15	2,40	21,60	28,59	3,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,65	SD
Υ16	66,80	14,40	26,99	48,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,56	SD
Υ17	1,70	21,60	25,28	68,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ18	29,50	14,40	27,82	122,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,23	SD

Πίνακας Π.24. Έλεγχοι επάρκειας στοιχείων φορέα. Όψη 9.

Όψη 10								
Μέλος	V _{f,b} (KN)	V _{f,s} (KN)	V _{f,λοξ} (KN)	V _{Ed} (KN)	Καθοριστική ασοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεσματικότητας
Π1	158,70	62,00	85,76	93,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,92	SD
Π2	109,40	54,30	87,90	39,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,20	DL
Π3	78,50	46,50	55,73	1,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	42,87	DL
Π4	184,70	54,30	76,40	94,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,81	SD
Π5	205,10	62,00	88,98	20,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	4,34	DL
Π6	63,70	62,00	58,51	38,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,52	DL
Π7	251,30	54,30	71,00	44,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,60	DL
Π8	60,10	31,00	39,52	45,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,88	SD
Π9	137,20	54,30	64,72	84,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,76	SD
Π10	189,10	62,00	69,81	57,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,21	DL
Π11	112,80	62,00	47,50	59,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,80	SD
Π12	212,80	54,30	53,81	15,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	3,52	DL
Π13	47,30	31,00	32,37	27,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,17	DL
Π14	139,20	54,30	53,13	62,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,84	SD
Π15	82,20	62,00	46,22	63,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,73	SD
Υ1	3,30	17,00	20,70	11,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,29	SD
Υ2	3,50	17,00	21,35	47,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,07	SD
Υ3	101,40	11,30	29,85	64,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,46	SD
Υ4	146,50	11,30	43,62	20,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,11	DL
Υ5	24,70	11,30	22,78	112,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,20	SD
Υ6	4,50	17,00	21,72	62,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,07	SD
Υ7	16,20	11,30	21,63	77,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,21	SD
Υ8	2,60	17,00	19,16	39,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,07	SD
Υ9	0,20	17,00	20,95	3,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,06	SD
Υ10	1,30	17,00	21,40	25,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,05	SD
Υ11	6,40	17,00	20,97	65,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,10	SD
Υ12	20,60	11,30	23,96	88,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,23	SD
Υ13	20,80	14,40	24,49	99,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,21	SD
Υ14	2,50	21,60	24,78	41,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,06	SD
Υ15	2,10	21,60	28,47	1,90	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	1,11	DL
Υ16	91,30	14,40	29,36	68,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,43	SD
Υ17	2,10	21,60	25,68	65,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,03	SD
Υ18	27,60	14,40	27,24	118,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,23	SD

Πίνακας Π.25. Έλεγχοι επάρκειας στοιχείων φορέα. Όψη 10.

Όψη 11								
Μέλος	$V_{f,b}$ (KN)	$V_{f,s}$ (KN)	$V_{f,λος}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεστικότητας
Π1	155,40	62,00	85,54	95,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,89	SD
Π2	99,60	81,40	88,70	33,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,67	DL
Π3	75,40	46,50	53,63	1,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	35,75	DL
Π4	208,70	54,30	76,41	96,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,80	SD
Π5	197,60	62,00	88,80	24,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	3,57	DL
Π6	65,20	93,00	74,06	34,20	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	1,91	DL
Π7	252,00	54,30	70,96	42,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,65	DL
Π8	61,40	31,00	39,57	44,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,89	SD
Π9	131,90	54,30	64,86	84,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,76	SD
Π10	176,50	62,00	70,12	57,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,22	DL
Π11	115,90	62,00	47,77	64,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,75	SD
Π12	213,10	54,30	53,92	12,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	4,49	DL
Π13	50,90	31,00	32,51	26,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,25	DL
Π14	133,60	54,30	53,32	58,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,91	SD
Π15	78,50	62,00	46,02	57,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,80	SD
Υ1	3,20	17,00	20,73	11,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,27	SD
Υ2	4,20	17,00	22,06	57,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,07	SD
Υ3	100,80	11,30	29,79	64,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,46	SD
Υ4	145,80	11,30	43,49	20,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,13	DL
Υ5	24,40	11,30	22,73	113,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,20	SD
Υ6	5,10	17,00	22,14	63,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,08	SD
Υ7	16,50	11,30	21,84	79,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,21	SD
Υ8	2,60	17,00	19,10	39,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,07	SD
Υ9	0,20	17,00	20,95	3,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,06	SD
Υ10	1,40	17,00	21,40	24,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,06	SD
Υ11	5,70	17,00	20,56	65,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,09	SD
Υ12	19,30	11,30	23,37	87,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,22	SD
Υ13	22,30	14,40	25,00	102,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,22	SD
Υ14	3,10	21,60	24,98	42,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,07	SD
Υ15	4,60	21,60	30,43	3,20	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	1,44	DL
Υ16	61,40	14,40	26,44	45,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,58	SD
Υ17	2,60	21,60	26,20	60,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,04	SD
Υ18	26,40	14,40	26,69	114,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,23	SD

Πίνακας Π.26. Έλεγχοι επάρκειας στοιχείων φορέα. Όψη 11.

Όψη 12								
Μέλος	$V_{f,b}$ (KN)	$V_{f,s}$ (KN)	$V_{f,λοξ}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεσματικότητας
Π1	148,90	62,00	85,18	100,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,85	SD
Π2	88,00	81,40	88,76	36,80	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	2,39	DL
Π3	129,60	31,00	52,36	3,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	14,96	DL
Π4	250,70	54,30	75,28	99,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,76	SD
Π5	113,80	62,00	83,10	69,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,19	DL
Π6	64,40	93,00	73,58	33,40	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	1,93	DL
Π7	249,30	54,30	70,88	42,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,67	DL
Π8	60,40	31,00	39,52	44,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,88	SD
Π9	142,40	54,30	63,65	91,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,70	SD
Π10	189,40	62,00	65,92	64,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,02	DL
Π11	121,70	61,70	48,26	72,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,67	SD
Π12	148,00	81,40	55,98	10,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	5,38	DL
Π13	55,80	31,00	32,73	23,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,39	DL
Π14	138,10	54,30	53,98	59,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,91	SD
Π15	77,80	50,90	47,02	60,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,78	SD
Υ1	2,70	17,00	20,34	11,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,24	SD
Υ2	3,80	17,00	21,59	59,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,06	SD
Υ3	93,10	11,30	29,52	65,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,45	SD
Υ4	141,50	11,30	42,69	20,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,12	DL
Υ5	21,20	11,30	21,61	115,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,18	SD
Υ6	3,50	17,00	20,06	58,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,06	SD
Υ7	15,80	11,30	21,58	80,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,20	SD
Υ8	2,50	17,00	18,92	39,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,06	SD
Υ9	0,10	17,00	20,91	5,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ10	0,90	17,00	21,24	24,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,04	SD
Υ11	2,60	17,00	18,76	66,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,04	SD
Υ12	18,40	11,30	22,91	90,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,20	SD
Υ13	26,00	14,40	26,10	108,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,24	SD
Υ14	4,90	21,60	25,55	45,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,11	SD
Υ15	2,50	21,60	28,96	3,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,64	SD
Υ16	7,60	14,40	20,26	18,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,42	SD
Υ17	3,00	21,60	26,58	55,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,05	SD
Υ18	6,10	21,60	25,35	74,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,08	SD

Πίνακας Π.27. Έλεγχοι επάρκειας στοιχείων φορέα. Όψη 12.

Έλεγχοι επάρκειας με ενίσχυση για το σεισμό σχεδιασμού του 1985

Όψη 1								
Μέλος	V _{f,b} (KN)	V _{f,s} (KN)	V _{f,λοξ} (KN)	V _{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεστικότητας
Π1	274,96	232,56	203,07	180,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,12	DL
Π2	433,03	180,23	139,56	131,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,06	DL
Π3	409,32	232,56	199,52	97,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,05	DL
Π4	399,27	180,23	159,27	59,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,67	DL
Π5	246,20	147,18	129,32	97,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,33	DL
Π6	98,44	117,82	95,68	54,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,75	DL
Υ1	0,21	17,47	17,41	21,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ2	0,55	17,59	17,51	41,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ3	0,84	22,94	23,86	80,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD

(α)

Όψη 2								
Μέλος	V _{f,b} (KN)	V _{f,s} (KN)	V _{f,λοξ} (KN)	V _{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεστικότητας
Π1	208,70	85,30	122,45	56,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,18	DL
Π2	182,70	98,10	137,08	100,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,36	DL
Π3	350,60	139,90	147,88	7,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	19,72	DL
Π4	150,80	127,90	124,19	35,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	3,53	DL
Π5	391,60	85,30	98,53	69,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,41	DL
Π6	124,60	90,10	115,14	41,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,77	SD
Π7	133,30	90,60	120,11	5,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	21,45	SD
Π8	417,60	85,30	103,14	32,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	3,18	SD
Π9	136,40	75,70	63,56	67,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,94	DL
Π10	244,70	93,00	103,72	44,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,35	DL
Π11	233,10	93,00	95,78	35,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,68	DL
Π12	170,60	85,30	64,67	91,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,70	DL
Υ1	7,40	17,00	22,95	69,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,11	DL
Υ2	7,70	24,70	31,56	47,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,16	DL
Υ3	4,80	17,00	21,06	47,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,10	DL
Υ4	22,20	11,30	24,73	94,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,23	DL
Υ5	4,90	17,00	21,19	40,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,12	DL
Υ6	4,10	21,60	24,15	73,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,06	DL
Υ7	1,20	21,60	23,57	68,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	DL
Υ8	22,10	14,40	24,25	117,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,19	DL

(β)

Πίνακας Π.28. Έλεγχοι επάρκειας στοιχείων φορέα. (α) Όψη 1, (β) Όψη 2.

Όψη 3								
Μέλος	V _{f,b} (KN)	V _{f,s} (KN)	V _{f,λoς} (KN)	V _{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεσματικότητας
Π1	220,90	85,30	127,62	63,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,01	DL
Π2	221,30	98,10	138,49	87,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,59	DL
Π3	384,60	93,20	139,33	9,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	14,36	DL
Π4	149,50	127,90	123,59	28,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	4,35	DL
Π5	354,40	85,30	104,33	54,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,92	DL
Π6	165,30	90,10	116,08	32,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	3,57	DL
Π7	115,50	135,90	129,51	6,10	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	18,93	DL
Π8	428,30	85,30	103,29	33,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	3,05	SD
Π9	157,90	85,30	63,43	65,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,97	DL
Π10	183,10	93,00	103,46	52,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,96	DL
Π11	182,70	93,00	95,39	22,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	4,18	SD
Π12	163,80	85,30	64,21	80,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,80	SD
Υ1	15,00	11,30	20,97	106,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,14	SD
Υ2	6,60	24,70	32,54	41,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,16	SD
Υ3	5,40	17,00	21,08	45,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,12	SD
Υ4	22,50	11,30	24,99	93,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,24	SD
Υ5	5,20	17,00	21,43	40,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,13	SD
Υ6	7,30	21,60	26,11	83,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,09	SD
Υ7	2,40	21,60	24,45	68,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,04	SD
Υ8	7,50	21,60	26,39	64,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,12	DL

(α)

Όψη 4								
Μέλος	V _{f,b} (KN)	V _{f,s} (KN)	V _{f,λoς} (KN)	V _{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεσματικότητας
Π1	220,00	85,30	127,23	58,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,17	DL
Π2	231,70	98,10	138,33	84,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,64	DL
Π3	379,00	93,20	139,40	11,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	11,81	DL
Π4	150,20	127,90	123,89	23,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	5,36	DL
Π5	345,70	85,30	103,82	54,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,89	DL
Π6	177,00	90,10	115,60	33,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	3,48	DL
Π7	107,70	135,90	129,53	3,10	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	34,74	DL
Π8	433,50	85,30	103,51	35,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,88	DL
Π9	160,70	85,30	63,48	75,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,84	SD
Π10	134,80	93,00	103,10	60,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,71	DL
Π11	89,10	139,50	103,70	17,30	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	5,15	DL
Π12	161,30	85,30	63,99	73,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,87	SD
Υ1	7,30	17,00	22,85	71,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,10	SD
Υ2	7,30	24,70	33,30	40,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,18	SD
Υ3	5,90	17,00	21,06	44,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,13	SD
Υ4	24,00	11,30	25,56	93,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,26	SD
Υ5	5,10	17,00	21,38	41,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,12	SD
Υ6	8,00	21,60	26,53	88,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,09	SD
Υ7	3,00	21,60	24,54	71,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,04	SD
Υ8	6,60	21,60	26,00	62,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,11	SD

(β)

Πίνακας Π.29. Έλεγχος επάρκειας στοιχείων φορέα. (α) Όψη 3, (β) Όψη 4.

Όψη 5								
Μέλος	V _{f,b} (KN)	V _{f,s} (KN)	V _{f,λοξ} (KN)	V _{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεσματικότητας
Π1	219,60	85,30	127,07	55,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,29	DL
Π2	240,60	98,10	138,29	82,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,69	DL
Π3	372,80	93,20	139,59	14,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	9,69	DL
Π4	188,90	127,90	141,94	16,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	8,65	DL
Π5	342,00	85,30	103,57	56,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,83	DL
Π6	187,50	90,10	115,32	35,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	3,29	DL
Π7	99,70	135,90	123,80	1,30	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	76,69	DL
Π8	444,10	85,30	103,98	37,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,76	DL
Π9	163,20	85,30	63,62	82,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,77	SD
Π10	75,40	139,50	95,89	79,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,95	SD
Π11	88,60	139,50	103,40	9,20	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	9,63	DL
Π12	158,30	85,30	63,81	63,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,01	DL
Υ1	6,50	17,00	22,34	70,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,09	SD
Υ2	10,60	16,40	27,42	58,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,18	SD
Υ3	6,40	17,00	20,97	43,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,15	SD
Υ4	24,70	11,30	25,86	94,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,26	SD
Υ5	4,80	17,00	21,22	42,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,11	SD
Υ6	8,90	21,60	26,99	92,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,10	SD
Υ7	3,70	21,60	24,77	75,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,05	SD
Υ8	5,80	21,60	25,66	60,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,10	SD

(α)

Όψη 6								
Μέλος	V _{f,b} (KN)	V _{f,s} (KN)	V _{f,λοξ} (KN)	V _{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεσματικότητας
Π1	219,40	85,30	126,96	48,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,60	DL
Π2	259,00	98,10	138,17	75,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,83	DL
Π3	342,90	93,20	138,35	28,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	4,82	DL
Π4	144,20	127,90	121,17	14,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	8,13	DL
Π5	333,30	85,30	103,37	58,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,77	DL
Π6	255,00	90,10	115,03	36,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	3,19	DL
Π7	133,40	90,60	120,18	11,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	10,93	DL
Π8	316,70	127,90	98,70	24,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	4,10	DL
Π9	168,40	85,30	63,95	93,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,68	SD
Π10	107,70	93,00	91,10	113,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,80	SD
Π11	82,70	139,50	100,06	9,10	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	9,09	DL
Π12	136,30	76,40	64,14	60,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,06	DL
Υ1	5,20	17,00	21,33	70,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,07	SD
Υ2	5,80	24,70	31,74	46,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,13	SD
Υ3	6,10	17,00	20,40	45,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,14	SD
Υ4	24,70	11,30	25,89	95,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,26	SD
Υ5	6,10	17,00	22,06	45,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,13	SD
Υ6	25,70	14,40	25,50	128,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,20	SD
Υ7	5,50	21,60	25,27	84,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,06	SD
Υ8	2,80	21,60	23,88	53,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,05	SD

(β)

Πίνακας Π.30. Έλεγχοι επάρκειας στοιχείων φορέα. (α) Όψη 5, (β) Όψη 6.

Όψη 7								
Μέλος	V _{f,b} (KN)	V _{f,s} (KN)	V _{f,λoς} (KN)	V _{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεστικότητας
Π1	390,20	120,20	178,75	133,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,34	DL
Π2	1184,30	232,60	254,24	103,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,47	DL
Π3	219,60	180,20	160,58	70,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,29	DL
Π4	634,50	232,60	203,91	138,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,47	DL
Π5	171,00	141,80	120,33	61,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,97	DL
Π6	305,20	170,10	155,31	118,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,31	DL
Υ1	0,30	17,00	17,54	23,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ2	4,00	17,00	19,83	61,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,07	SD
Υ3	0,90	21,60	23,86	80,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD

(α)

Όψη 8								
Μέλος	V _{f,b} (KN)	V _{f,s} (KN)	V _{f,λoς} (KN)	V _{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεστικότητας
Π1	155,50	62,00	81,15	102,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,80	SD
Π2	207,50	54,30	87,10	26,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	3,29	DL
Π3	142,70	31,00	53,46	4,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	13,04	DL
Π4	95,40	54,30	76,36	92,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,82	SD
Π5	130,60	93,00	84,32	23,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	3,53	DL
Π6	63,60	93,00	73,11	19,50	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	3,26	DL
Π7	276,90	54,30	70,42	36,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,92	DL
Π8	59,40	31,00	39,48	45,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,87	SD
Π9	147,40	54,30	64,49	86,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,75	SD
Π10	214,80	62,00	69,46	58,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,19	DL
Π11	101,80	50,10	48,21	49,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,98	SD
Π12	224,70	54,30	54,21	26,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,06	DL
Π13	20,10	46,50	33,25	25,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,80	SD
Π14	149,90	54,30	52,93	72,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,73	SD
Π15	89,00	62,00	46,76	75,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,62	SD
Υ1	2,60	17,00	19,36	5,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,44	SD
Υ2	2,10	17,00	19,77	45,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,05	SD
Υ3	86,30	11,30	29,25	66,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,44	SD
Υ4	146,40	11,30	43,51	22,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,95	DL
Υ5	20,10	11,30	21,58	110,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,18	SD
Υ6	2,20	17,00	19,30	64,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,03	SD
Υ7	6,90	17,00	22,57	49,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,14	SD
Υ8	2,10	17,00	18,58	38,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,05	SD
Υ9	0,80	17,00	21,20	39,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ10	0,80	17,00	21,24	30,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,03	SD
Υ11	4,10	17,00	19,66	67,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,06	SD
Υ12	20,60	11,30	23,96	90,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,23	SD
Υ13	4,40	21,60	24,48	46,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,09	SD
Υ14	0,50	21,60	23,88	35,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ15	1,90	21,60	28,30	9,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,20	SD
Υ16	30,80	21,60	35,76	55,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,56	SD
Υ17	1,80	21,60	25,45	75,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ18	34,50	14,40	29,23	128,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,23	SD

(β)

Πίνακας Π.31. Έλεγχος επάρκειας στοιχείων φορέα. (α) Όψη 7, (β) Όψη 8.

Όψη 9								
Μέλος	V _{f,b} (KN)	V _{f,s} (KN)	V _{f,λοξ} (KN)	V _{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεσματικότητας
Π1	163,90	62,00	86,04	90,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,95	SD
Π2	109,50	54,30	87,99	37,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,36	DL
Π3	121,40	46,50	56,01	2,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	20,75	DL
Π4	159,70	54,30	76,38	93,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,82	SD
Π5	210,00	62,00	89,07	17,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	5,00	DL
Π6	64,90	62,00	59,11	39,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,50	DL
Π7	251,40	54,30	71,11	45,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,55	DL
Π8	58,70	31,00	39,50	45,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,86	SD
Π9	142,70	54,30	64,63	85,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,76	SD
Π10	200,00	62,00	69,68	58,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,19	DL
Π11	108,40	62,00	47,17	53,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,89	SD
Π12	213,10	54,30	53,79	19,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,82	DL
Π13	42,90	31,00	32,26	29,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,10	DL
Π14	143,20	54,30	53,05	66,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,80	SD
Π15	84,60	62,00	46,41	67,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,69	SD
Υ1	3,80	17,00	20,89	12,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,32	SD
Υ2	4,80	11,30	16,64	71,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,07	SD
Υ3	99,90	11,30	29,73	64,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,46	SD
Υ4	146,90	11,30	43,66	21,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,07	DL
Υ5	23,70	11,30	22,56	111,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,20	SD
Υ6	3,40	17,00	20,31	64,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,05	SD
Υ7	6,50	17,00	22,11	44,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,15	SD
Υ8	2,30	17,00	18,95	39,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,06	SD
Υ9	2,20	17,00	21,40	39,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,06	SD
Υ10	1,10	17,00	21,32	28,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,04	SD
Υ11	5,50	17,00	20,45	66,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,08	SD
Υ12	21,00	11,30	24,17	89,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,23	SD
Υ13	19,70	14,40	23,99	95,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,21	SD
Υ14	1,40	21,60	24,47	40,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,03	SD
Υ15	1,30	21,60	28,10	4,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,29	SD
Υ16	66,80	14,40	36,73	48,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,76	SD
Υ17	2,00	21,60	25,65	68,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,03	SD
Υ18	29,50	14,40	27,82	122,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,23	SD

Πίνακας Π.32. Έλεγχοι επάρκειας στοιχείων φορέα. Όψη 9.

Όψη 10								
Μέλος	V _{f,b} (KN)	V _{f,s} (KN)	V _{f,λοξ} (KN)	V _{Ed} (KN)	Καθοριστική ασοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεστικότητας
Π1	158,70	62,00	85,54	93,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,91	SD
Π2	109,40	54,30	87,63	39,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,20	DL
Π3	80,10	46,50	53,47	1,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	29,70	DL
Π4	184,70	54,30	76,41	94,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,81	SD
Π5	205,10	62,00	88,80	20,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	4,33	DL
Π6	63,70	62,00	74,60	38,50	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	1,65	DL
Π7	251,30	54,30	70,96	44,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,60	DL
Π8	60,10	31,00	39,57	45,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,88	SD
Π9	137,20	54,30	64,86	84,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,76	SD
Π10	189,10	62,00	70,12	57,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,22	DL
Π11	112,80	62,00	47,77	59,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,80	SD
Π12	212,80	54,30	53,92	15,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	3,52	DL
Π13	47,30	31,00	32,51	27,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,18	DL
Π14	139,20	54,30	53,32	62,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,85	SD
Π15	57,50	65,10	49,00	59,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,82	SD
Υ1	3,60	17,00	21,41	13,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,27	SD
Υ2	4,10	17,00	21,96	57,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,07	SD
Υ3	101,40	11,30	29,79	64,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,46	SD
Υ4	146,50	11,30	43,49	20,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,10	DL
Υ5	24,70	11,30	22,73	112,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,20	SD
Υ6	4,00	17,00	21,51	64,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,06	SD
Υ7	16,20	11,30	21,84	77,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,21	SD
Υ8	2,50	17,00	18,95	39,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,06	SD
Υ9	2,20	17,00	21,36	39,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,06	SD
Υ10	1,20	17,00	21,36	26,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,05	SD
Υ11	5,80	17,00	20,37	66,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,09	SD
Υ12	20,60	11,30	23,37	88,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,23	SD
Υ13	20,80	14,40	25,00	99,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,21	SD
Υ14	1,70	21,60	24,78	40,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,04	SD
Υ15	1,10	21,60	28,14	2,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,38	SD
Υ16	91,30	14,40	26,44	68,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,39	SD
Υ17	2,00	21,60	26,30	64,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,03	SD
Υ18	27,60	14,40	26,69	118,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,22	SD

Πίνακας Π.33. Έλεγχοι επάρκειας στοιχείων φορέα. Όψη 10.

Όψη 11								
Μέλος	$V_{f,b}$ (KN)	$V_{f,s}$ (KN)	$V_{f,λος}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεστικότητας
Π1	155,40	62,00	85,54	95,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,89	SD
Π2	152,10	81,40	87,63	35,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,50	DL
Π3	30,80	46,50	53,47	1,50	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	20,53	DL
Π4	208,70	54,30	76,41	96,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,80	SD
Π5	197,60	62,00	88,80	24,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	3,57	DL
Π6	66,20	93,00	74,60	32,30	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	2,05	DL
Π7	252,00	54,30	70,96	42,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,65	DL
Π8	61,40	31,00	39,57	44,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,89	SD
Π9	131,90	54,30	64,86	84,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,76	SD
Π10	176,50	62,00	70,12	57,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,22	DL
Π11	115,90	62,00	47,77	64,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,75	SD
Π12	213,10	54,30	53,92	12,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	4,49	DL
Π13	50,90	31,00	32,51	26,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,25	DL
Π14	133,60	54,30	53,32	58,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,91	SD
Π15	54,90	65,20	49,00	53,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,91	SD
Υ1	3,40	17,00	21,41	14,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,24	SD
Υ2	4,10	17,00	21,96	58,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,07	SD
Υ3	100,80	11,30	29,79	64,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,46	SD
Υ4	145,80	11,30	43,49	20,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,13	DL
Υ5	24,40	11,30	22,73	113,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,20	SD
Υ6	4,60	17,00	21,51	64,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,07	SD
Υ7	16,50	11,30	21,84	79,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,21	SD
Υ8	2,30	17,00	18,95	38,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,06	SD
Υ9	2,10	17,00	21,36	40,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,05	SD
Υ10	1,30	17,00	21,36	25,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,05	SD
Υ11	5,30	17,00	20,37	65,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,08	SD
Υ12	19,30	11,30	23,37	87,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,22	SD
Υ13	22,30	14,40	25,00	102,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,22	SD
Υ14	2,10	21,60	24,78	41,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,05	SD
Υ15	1,40	21,60	28,14	1,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	1,00	SD
Υ16	61,40	14,40	26,44	45,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,58	SD
Υ17	2,70	21,60	26,30	60,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,04	SD
Υ18	26,40	14,40	26,69	114,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,23	SD

Πίνακας Π.34. Έλεγχοι επάρκειας στοιχείων φορέα. Όψη 11.

Όψη 12								
Μέλος	$V_{f,b}$ (KN)	$V_{f,s}$ (KN)	$V_{f,λοξ}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεσματικότητας
Π1	148,90	62,00	85,18	100,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,85	SD
Π2	135,00	81,40	87,78	39,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,24	DL
Π3	129,60	31,00	52,36	3,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	14,96	DL
Π4	250,70	54,30	75,28	99,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,76	SD
Π5	113,80	62,00	83,10	69,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,19	DL
Π6	65,10	93,00	73,98	31,70	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	2,05	DL
Π7	249,30	54,30	70,88	42,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,67	DL
Π8	60,40	31,00	39,52	44,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,88	SD
Π9	142,40	54,30	63,65	91,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,70	SD
Π10	189,40	62,00	65,92	64,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,02	DL
Π11	121,70	61,70	48,26	72,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,67	SD
Π12	143,20	81,40	55,12	13,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	4,24	DL
Π13	55,80	31,00	32,73	23,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,39	DL
Π14	138,10	54,30	53,98	59,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,91	SD
Π15	77,80	50,90	47,02	60,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,78	SD
Υ1	2,90	17,00	20,97	14,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,20	SD
Υ2	3,70	17,00	21,49	61,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,06	SD
Υ3	93,10	11,30	29,52	65,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,45	SD
Υ4	141,50	11,30	42,69	20,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,12	DL
Υ5	21,20	11,30	21,61	115,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,18	SD
Υ6	3,20	17,00	19,83	59,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,05	SD
Υ7	15,80	11,30	21,58	80,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,20	SD
Υ8	2,20	17,00	18,73	38,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,06	SD
Υ9	0,00	17,00	20,91	5,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	SD
Υ10	0,80	17,00	21,20	25,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,03	SD
Υ11	2,40	17,00	18,64	67,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,04	SD
Υ12	18,40	11,30	22,91	90,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,20	SD
Υ13	26,00	14,40	26,10	108,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,24	SD
Υ14	3,30	21,60	25,18	44,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,07	SD
Υ15	2,90	21,60	29,41	4,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,63	SD
Υ16	7,60	14,40	20,26	18,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,42	SD
Υ17	3,00	21,60	26,20	54,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,05	SD
Υ18	5,20	21,60	25,03	76,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,07	SD

Πίνακας Π.35. Έλεγχοι επάρκειας στοιχείων φορέα. Όψη 12.

Έλεγχοι επάρκειας με ενίσχυση για το σεισμό σχεδιασμού του EC8-1

Όψη 1								
Μέλος	$V_{f,b}$ (KN)	$V_{f,s}$ (KN)	$V_{f,λοξ}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεστικότητας
Π1	514,80	232,60	186,26	296,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,63	SD
Π2	92,20	180,20	122,34	229,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,40	SD
Π3	189,00	232,60	171,33	267,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,64	SD
Π4	666,90	180,20	174,80	193,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,91	SD
Π5	374,20	165,10	138,75	224,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,62	SD
Π6	117,60	130,60	102,27	115,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,89	SD
Υ1	1,10	17,00	19,64	53,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ2	0,20	17,00	18,77	115,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	SD
Υ3	0,80	21,60	23,83	80,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD

(α)

Όψη 2								
Μέλος	$V_{f,b}$ (KN)	$V_{f,s}$ (KN)	$V_{f,λοξ}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεστικότητας
Π1	92,60	127,90	96,92	81,40	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	1,14	SD
Π2	182,70	98,10	169,26	100,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,68	SD
Π3	417,70	139,90	126,42	21,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	5,88	SD
Π4	94,40	127,90	97,80	101,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,93	SD
Π5	391,60	85,30	98,53	69,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,41	SD
Π6	124,60	90,10	115,14	41,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,77	SD
Π7	158,40	135,90	105,24	37,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,79	SD
Π8	201,30	125,20	82,37	95,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,86	SD
Π9	95,80	81,70	66,77	90,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,74	SD
Π10	244,70	93,00	103,72	44,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,35	DL
Π11	130,10	139,50	109,32	62,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,74	DL
Π12	117,60	114,20	78,21	139,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,56	DL
Υ1	6,70	17,00	22,47	70,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,09	DL
Υ2	5,90	24,70	29,66	58,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,10	DL
Υ3	4,80	17,00	21,03	47,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,10	DL
Υ4	22,20	11,30	24,73	94,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,23	DL
Υ5	0,00	17,00	17,14	22,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	SD
Υ6	0,40	21,60	22,08	87,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	DL
Υ7	0,90	21,60	23,14	66,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	DL
Υ8	0,40	21,60	22,34	44,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	DL

(β)

Πίνακας Π.36. Έλεγχοι επάρκειας στοιχείων φορέα. (α) Όψη 1, (β) Όψη 2.

Όψη 3								
Μέλος	$V_{f,b}$ (KN)	$V_{f,s}$ (KN)	$V_{f,λοξ}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεσματικότητας
Π1	97,40	127,90	99,25	97,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	1,00	SD
Π2	221,30	98,10	138,49	87,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,59	DL
Π3	417,40	139,90	156,89	15,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	9,93	DL
Π4	87,70	127,90	94,48	90,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,97	SD
Π5	191,70	127,90	84,92	89,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,95	SD
Π6	165,30	90,10	116,08	32,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	3,57	DL
Π7	82,60	135,90	105,99	31,80	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	2,60	DL
Π8	200,80	119,80	80,36	97,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,83	SD
Π9	100,30	73,70	62,41	109,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,57	SD
Π10	69,00	136,40	92,18	80,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,86	SD
Π11	120,70	139,50	120,84	48,70	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	2,48	DL
Π12	109,20	113,30	77,84	129,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,60	SD
Υ1	3,80	17,00	20,31	74,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,05	SD
Υ2	4,80	24,70	30,63	46,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,10	SD
Υ3	5,00	17,00	21,03	45,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,11	SD
Υ4	5,70	17,00	21,72	74,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,08	SD
Υ5	0,20	17,00	17,28	24,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ6	1,50	21,60	22,82	103,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ7	1,80	21,60	23,72	72,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ8	0,30	21,60	22,17	39,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD

(α)

Όψη 4								
Μέλος	$V_{f,b}$ (KN)	$V_{f,s}$ (KN)	$V_{f,λοξ}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεσματικότητας
Π1	87,80	127,90	94,54	114,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,76	SD
Π2	231,70	98,10	138,33	84,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,64	DL
Π3	379,00	93,20	139,40	11,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	11,81	DL
Π4	89,10	127,90	95,17	77,00	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	1,16	DL
Π5	175,50	122,70	81,45	103,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,78	SD
Π6	177,00	90,10	115,60	33,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	3,48	DL
Π7	72,50	135,90	104,43	31,30	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	2,32	DL
Π8	204,20	121,60	81,00	92,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,87	SD
Π9	101,30	70,80	61,27	124,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,49	SD
Π10	65,00	130,10	89,77	95,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,68	SD
Π11	120,90	139,50	120,94	40,80	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	2,96	DL
Π12	109,20	113,20	77,79	123,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,63	SD
Υ1	1,00	17,00	18,02	72,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ2	6,90	24,70	32,87	40,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,17	SD
Υ3	5,20	17,00	21,06	44,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,12	SD
Υ4	4,60	17,00	20,92	80,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,06	SD
Υ5	0,40	17,00	17,47	28,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ6	1,20	21,60	22,63	111,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ7	1,90	21,60	23,51	74,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,03	SD
Υ8	0,30	21,60	22,17	38,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD

(β)

Πίνακας Π.37. Έλεγχοι επάρκειας στοιχείων φορέα. (α) Όψη 3, (β) Όψη 4.

Όψη 5								
Μέλος	V _{f,b} (KN)	V _{f,s} (KN)	V _{f,λοξ} (KN)	V _{Ed} (KN)	Καθοριστική ασοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεστικότητας
Π1	86,80	127,90	94,05	123,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,70	SD
Π2	240,60	98,10	138,29	82,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,69	DL
Π3	372,80	93,20	139,59	14,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	9,69	DL
Π4	99,60	127,90	100,32	53,10	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	1,88	DL
Π5	175,00	121,10	80,84	110,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,73	SD
Π6	187,50	90,10	115,32	35,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	3,29	DL
Π7	89,10	135,90	116,26	4,00	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	22,28	DL
Π8	228,10	127,90	84,71	79,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,06	DL
Π9	102,80	70,20	61,09	132,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,46	SD
Π10	66,70	128,60	89,16	105,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,63	SD
Π11	119,70	139,50	120,29	32,50	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	3,68	DL
Π12	109,10	110,60	76,77	107,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,71	SD
Υ1	0,00	17,00	17,14	72,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	SD
Υ2	10,60	16,40	27,42	58,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,18	SD
Υ3	5,70	17,00	21,06	43,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,13	SD
Υ4	3,90	17,00	20,40	86,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,05	SD
Υ5	0,80	17,00	17,93	34,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ6	1,20	21,60	22,66	116,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ7	1,30	21,60	23,26	81,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ8	0,60	21,60	22,56	42,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD

(α)

Όψη 6								
Μέλος	V _{f,b} (KN)	V _{f,s} (KN)	V _{f,λοξ} (KN)	V _{Ed} (KN)	Καθοριστική ασοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεστικότητας
Π1	94,00	127,90	97,35	125,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,75	SD
Π2	259,00	98,10	138,17	75,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,83	DL
Π3	342,90	93,20	138,35	28,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	4,82	DL
Π4	95,90	127,90	98,51	46,50	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	2,06	DL
Π5	173,00	126,20	82,72	110,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,75	SD
Π6	255,00	90,10	115,03	36,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	3,19	DL
Π7	133,40	90,60	120,18	11,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	10,93	DL
Π8	244,20	127,90	84,84	54,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,55	DL
Π9	106,60	71,80	61,80	140,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,44	SD
Π10	78,50	128,60	89,19	118,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,66	SD
Π11	75,10	139,50	95,70	17,10	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	4,39	DL
Π12	94,50	100,30	73,33	83,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,88	SD
Υ1	3,90	17,00	20,37	70,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,06	SD
Υ2	5,40	24,70	31,30	45,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,12	SD
Υ3	6,10	17,00	20,31	49,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,12	SD
Υ4	2,90	17,00	19,57	90,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,03	SD
Υ5	2,90	17,00	19,63	41,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,07	SD
Υ6	1,50	21,60	22,88	122,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ7	1,60	21,60	23,01	95,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ8	1,20	21,60	23,29	49,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD

(β)

Πίνακας Π.38. Έλεγχοι επάρκειας στοιχείων φορέα. (α) Όψη 5, (β) Όψη 6.

Όψη 7								
Μέλος	$V_{f,b}$ (KN)	$V_{f,s}$ (KN)	$V_{f,λοξ}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεστικότητας
Π1	214,80	180,20	158,85	298,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,53	SD
Π2	609,70	232,60	212,34	345,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,61	SD
Π3	263,30	163,50	130,21	207,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,63	SD
Π4	513,20	232,60	185,93	343,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,54	SD
Π5	128,40	97,50	96,05	92,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,04	DL
Π6	412,20	145,60	141,67	241,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,59	SD
Υ1	0,40	17,00	17,70	39,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ2	0,40	17,00	17,41	141,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	SD
Υ3	0,80	21,60	23,86	79,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD

(α)

Όψη 8								
Μέλος	$V_{f,b}$ (KN)	$V_{f,s}$ (KN)	$V_{f,λοξ}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεστικότητας
Π1	62,20	93,00	61,13	118,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,52	SD
Π2	207,50	54,30	87,10	26,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	3,29	DL
Π3	129,30	46,50	56,51	12,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	4,67	DL
Π4	95,40	54,30	76,36	92,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,82	SD
Π5	39,70	88,80	58,47	113,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,35	SD
Π6	66,00	93,00	74,49	29,80	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	2,21	DL
Π7	276,90	54,30	70,42	36,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,92	DL
Π8	23,50	46,50	38,34	36,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,65	SD
Π9	147,40	54,30	64,49	86,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,75	SD
Π10	107,30	93,00	60,33	108,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,56	SD
Π11	62,50	77,00	55,23	67,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,82	SD
Π12	224,70	54,30	54,21	26,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,06	DL
Π13	11,70	46,50	30,83	30,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,38	SD
Π14	149,90	54,30	52,93	72,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,73	SD
Π15	55,80	52,90	44,50	110,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,40	SD
Υ1	3,40	17,00	20,23	10,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,31	SD
Υ2	1,70	17,00	19,24	56,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,03	SD
Υ3	86,30	11,30	29,25	66,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,44	SD
Υ4	146,40	11,30	43,51	22,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,95	DL
Υ5	20,10	11,30	21,58	110,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,18	SD
Υ6	0,00	17,00	17,11	82,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	SD
Υ7	2,80	17,00	19,48	35,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,08	SD
Υ8	1,40	17,00	18,15	36,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,04	SD
Υ9	0,70	17,00	21,16	40,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ10	0,10	17,00	20,95	38,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	SD
Υ11	0,60	17,00	17,54	73,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ12	1,80	17,00	18,70	97,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ13	0,50	21,60	22,17	32,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ14	0,30	21,60	23,77	36,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ15	0,80	21,60	27,97	10,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,08	SD
Υ16	22,30	21,60	33,87	64,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,34	SD
Υ17	1,30	21,60	24,92	76,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ18	4,50	21,60	24,83	126,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,04	SD

(β)

Πίνακας Π.39. Έλεγχος επάρκειας στοιχείων φορέα. (α) Όψη 7, (β) Όψη 8.

Όψη 9								
Μέλος	V _{f,b} (KN)	V _{f,s} (KN)	V _{f,λοξ} (KN)	V _{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεσματικότητας
Π1	81,90	93,00	63,51	119,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,53	SD
Π2	109,50	54,30	87,99	37,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,36	DL
Π3	135,00	46,50	58,26	6,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	8,44	DL
Π4	159,70	54,30	76,38	93,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,82	SD
Π5	36,40	83,10	56,34	111,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,33	SD
Π6	64,90	62,00	73,86	39,40	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	1,65	DL
Π7	251,40	54,30	71,11	45,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,55	DL
Π8	58,70	31,00	39,50	45,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,86	SD
Π9	142,70	54,30	64,63	85,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,76	SD
Π10	101,10	91,30	59,42	109,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,54	SD
Π11	53,70	83,70	56,59	86,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,62	SD
Π12	118,20	77,90	50,49	33,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,53	DL
Π13	19,60	46,50	31,26	27,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,71	SD
Π14	143,20	54,30	53,05	66,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,80	SD
Π15	54,20	51,50	43,89	105,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,42	SD
Υ1	0,10	17,00	17,21	7,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ2	3,00	17,00	20,78	59,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,05	SD
Υ3	99,90	11,30	29,73	64,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,46	SD
Υ4	146,90	11,30	43,66	21,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,07	DL
Υ5	23,70	11,30	22,56	111,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,20	SD
Υ6	0,10	17,00	17,21	80,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	SD
Υ7	1,30	17,00	18,05	26,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,05	SD
Υ8	1,60	17,00	18,46	36,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,04	SD
Υ9	0,10	17,00	20,95	4,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ10	0,30	17,00	21,04	34,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ11	1,70	17,00	18,21	72,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ12	2,00	17,00	18,79	96,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ13	1,70	21,60	22,95	34,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,05	SD
Υ14	0,70	21,60	24,20	36,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ15	0,20	21,60	27,80	6,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,03	SD
Υ16	66,80	14,40	26,99	48,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,56	SD
Υ17	1,60	21,60	25,18	66,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ18	3,50	21,60	24,12	122,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,03	SD

Πίνακας Π.40. Έλεγχοι επάρκειας στοιχείων φορέα. Όψη 9.

Όψη 10								
Μέλος	V _{f,b} (KN)	V _{f,s} (KN)	V _{f,λοξ} (KN)	V _{Ed} (KN)	Καθοριστική ασοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεστικότητας
Π1	84,10	93,00	60,03	139,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,43	SD
Π2	109,40	54,30	87,90	39,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,20	DL
Π3	90,30	46,50	58,45	5,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	11,24	DL
Π4	184,70	54,30	76,40	94,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,81	SD
Π5	30,10	72,40	52,08	55,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,54	SD
Π6	101,20	92,50	59,84	66,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,90	SD
Π7	251,30	54,30	71,00	44,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,60	DL
Π8	60,10	31,00	39,52	45,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,88	SD
Π9	137,20	54,30	64,72	84,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,76	SD
Π10	99,30	92,10	59,70	105,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,57	SD
Π11	53,10	86,20	57,51	97,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,55	SD
Π12	115,30	73,90	49,31	35,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,38	DL
Π13	47,30	31,00	32,37	27,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,17	DL
Π14	139,20	54,30	53,13	62,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,84	SD
Π15	54,10	51,40	43,93	101,00	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,43	SD
Υ1	0,30	17,00	17,41	82,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	SD
Υ2	3,10	17,00	20,89	65,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,05	SD
Υ3	101,40	11,30	29,85	64,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,46	SD
Υ4	146,50	11,30	43,62	20,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,11	DL
Υ5	24,70	11,30	22,78	112,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,20	SD
Υ6	0,20	17,00	17,24	75,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	SD
Υ7	0,70	17,00	17,44	20,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,03	SD
Υ8	1,50	17,00	18,46	35,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,04	SD
Υ9	0,10	17,00	20,91	4,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ10	0,40	17,00	21,04	31,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ11	2,60	17,00	18,76	71,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,04	SD
Υ12	2,20	17,00	19,04	92,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ13	1,30	21,60	22,69	32,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,04	SD
Υ14	0,40	21,60	23,88	37,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ15	0,30	21,60	27,80	4,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,06	SD
Υ16	91,30	14,40	29,36	68,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,43	SD
Υ17	1,80	21,60	25,45	64,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,03	SD
Υ18	3,00	21,60	23,85	118,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,03	SD

Πίνακας Π.41. Έλεγχοι επάρκειας στοιχείων φορέα. Όψη 10.

Όψη 11								
Μέλος	$V_{f,b}$ (KN)	$V_{f,s}$ (KN)	$V_{f,λος}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεστικότητας
Π1	88,30	92,40	59,79	149,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,40	SD
Π2	165,00	81,40	86,59	40,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,14	DL
Π3	30,20	46,50	52,67	5,40	ΚΑΜΨΗ	ΝΑΙ	5,59	DL
Π4	208,70	54,30	76,41	96,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,80	SD
Π5	42,30	87,60	58,04	47,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,89	SD
Π6	102,10	92,10	59,68	68,80	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,87	SD
Π7	179,10	81,40	64,47	67,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,95	SD
Π8	61,40	31,00	39,57	44,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,89	SD
Π9	131,90	54,30	64,86	84,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,76	SD
Π10	100,00	93,00	60,90	95,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,64	SD
Π11	55,50	87,30	57,93	101,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,55	SD
Π12	136,30	81,40	52,75	42,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,23	DL
Π13	50,90	31,00	32,51	26,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,25	DL
Π14	133,60	54,30	53,32	58,70	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,91	SD
Π15	54,50	53,00	44,60	89,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,50	SD
Υ1	0,40	17,00	17,44	85,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	SD
Υ2	4,10	17,00	21,93	62,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,07	SD
Υ3	100,80	11,30	29,79	64,30	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,46	SD
Υ4	145,80	11,30	43,49	20,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,13	DL
Υ5	24,40	11,30	22,73	113,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,20	SD
Υ6	0,20	17,00	17,31	72,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	SD
Υ7	0,80	17,00	17,77	58,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ8	0,70	17,00	17,93	32,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ9	1,10	17,00	21,32	45,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ10	0,60	17,00	21,16	28,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ11	2,60	17,00	18,76	68,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,04	SD
Υ12	2,70	17,00	19,45	84,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,03	SD
Υ13	1,40	21,60	22,76	32,60	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,04	SD
Υ14	0,70	21,60	24,26	39,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ15	0,00	21,60	27,72	4,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	SD
Υ16	61,40	14,40	26,44	45,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,58	SD
Υ17	1,90	21,60	25,55	61,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,03	SD
Υ18	2,90	21,60	23,79	110,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,03	SD

Πίνακας Π.42. Έλεγχοι επάρκειας στοιχείων φορέα. Όψη 11.

Όψη 12								
Μέλος	$V_{f,b}$ (KN)	$V_{f,s}$ (KN)	$V_{f,λοξ}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	Καθοριστική αστοχία	Επάρκεια μέλους	Συντελεστής επάρκειας	Στάθμη επιτελεστικότητας
Π1	102,30	93,00	62,50	155,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,40	SD
Π2	302,00	81,40	80,30	55,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,46	DL
Π3	115,50	46,50	50,90	12,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	4,17	DL
Π4	250,70	54,30	75,28	99,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,76	SD
Π5	31,00	73,80	52,64	76,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,40	SD
Π6	106,80	93,00	60,62	68,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,89	SD
Π7	178,60	81,40	64,95	70,50	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,92	SD
Π8	60,40	31,00	39,52	44,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,88	SD
Π9	142,40	54,30	63,65	91,20	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,70	SD
Π10	189,40	62,00	65,92	64,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,02	DL
Π11	62,80	87,90	58,14	107,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,54	SD
Π12	137,10	80,80	53,18	39,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,36	DL
Π13	55,80	31,00	32,73	23,60	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	1,39	DL
Π14	138,10	54,30	53,98	59,40	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,91	SD
Π15	57,40	59,20	48,52	74,90	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,65	SD
Υ1	0,20	17,00	17,31	88,20	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	SD
Υ2	3,60	17,00	15,48	63,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,06	SD
Υ3	93,10	11,30	29,52	65,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΟΧΙ	0,45	SD
Υ4	141,50	11,30	42,69	20,10	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΝΑΙ	2,12	DL
Υ5	21,20	11,30	28,25	115,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,18	SD
Υ6	1,40	17,00	18,33	65,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ7	0,60	17,00	17,60	58,50	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ8	0,20	17,00	17,34	31,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ9	0,60	17,00	21,16	42,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ10	0,40	17,00	21,08	30,70	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD
Υ11	1,10	17,00	17,86	69,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,02	SD
Υ12	5,00	17,00	21,16	78,30	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,06	SD
Υ13	2,10	21,60	23,20	38,00	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,06	SD
Υ14	1,70	21,60	24,92	42,80	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,04	SD
Υ15	0,00	21,60	27,72	0,10	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,00	SD
Υ16	18,90	21,60	32,99	53,90	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,35	SD
Υ17	3,30	21,60	26,80	57,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,06	SD
Υ18	1,10	21,60	22,56	91,40	ΚΑΜΨΗ	ΟΧΙ	0,01	SD

Πίνακας Π.43. Έλεγχοι επάρκειας στοιχείων φορέα. Όψη 12.

Αστοχίες μελών φορέα

Σχέδιο Π.44. Χωρίς ενίσχυση - Σεισμός σχεδιασμού κανονισμού 1959

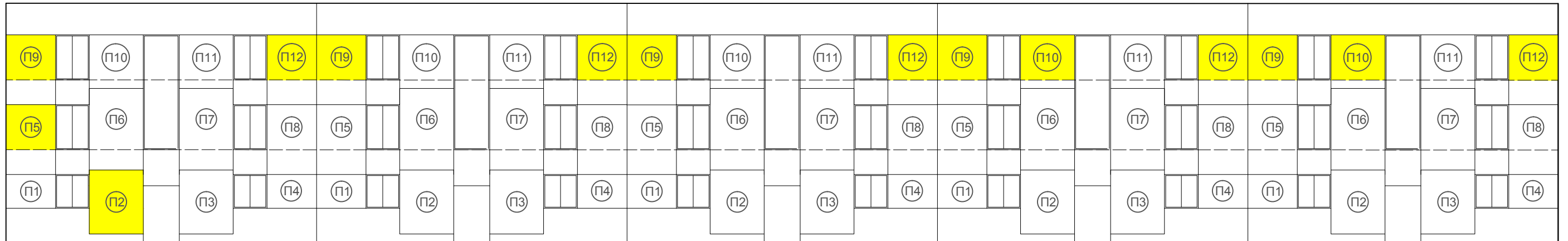
Όψη 2

Όψη 3

Όψη 4

Όψη 5

Όψη 6



Νότια όψη

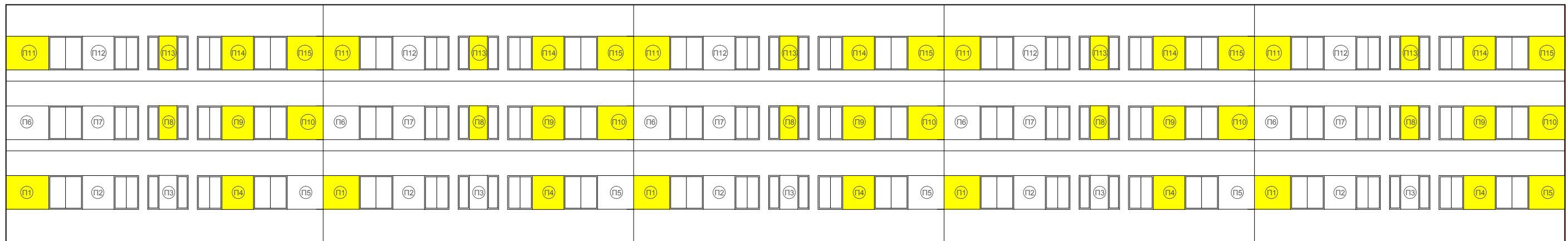
Όψη 8

Όψη 9

Όψη 10

Όψη 11

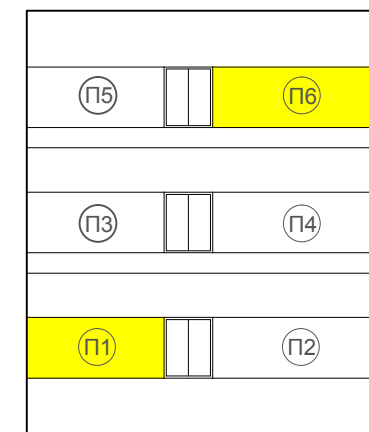
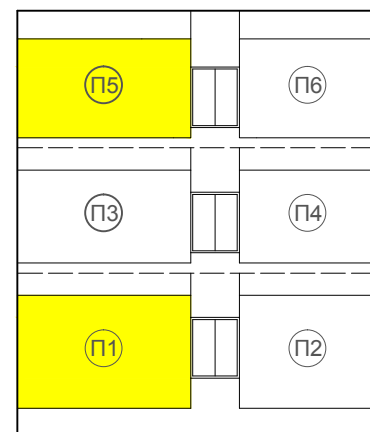
Όψη 12



Βόρεια όψη

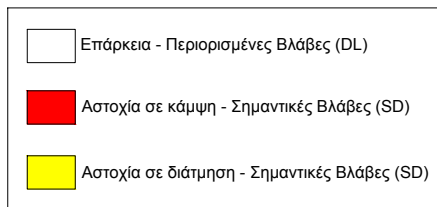
Όψη 1

Όψη 7



Δυτική όψη

Ανατολική όψη



Σχέδιο Π.45. Χωρίς ενίσχυση - Σεισμός σχεδιασμού EC8-1

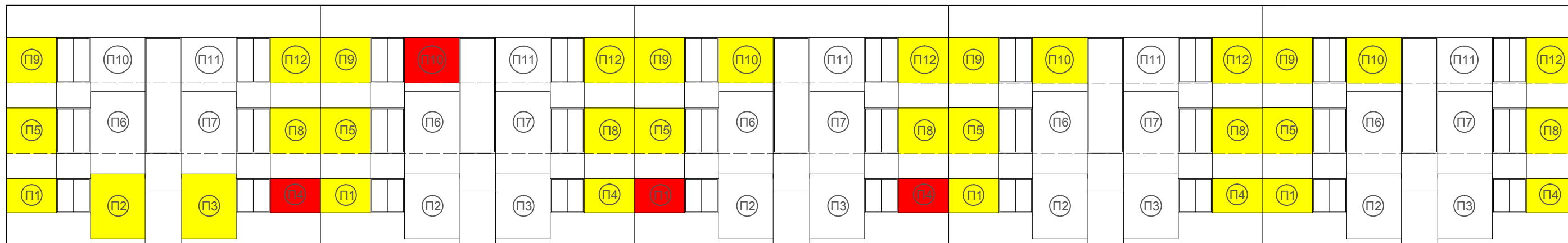
Όψη 2

Όψη 3

Όψη 4

Όψη 5

Όψη 6



Νότια όψη

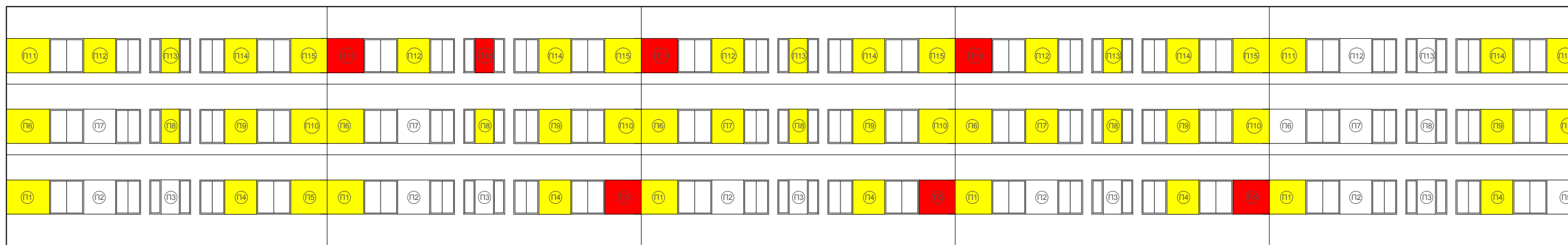
Όψη 8

Όψη 9

Όψη 10

Όψη 11

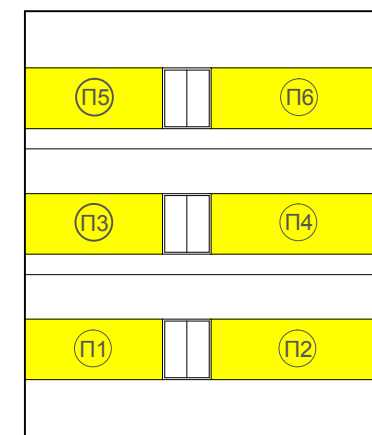
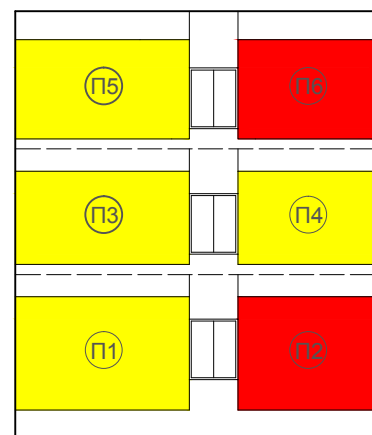
Όψη 12



Βόρεια όψη

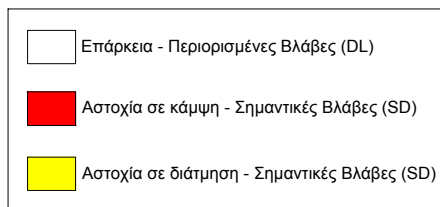
Όψη 1

Όψη 7

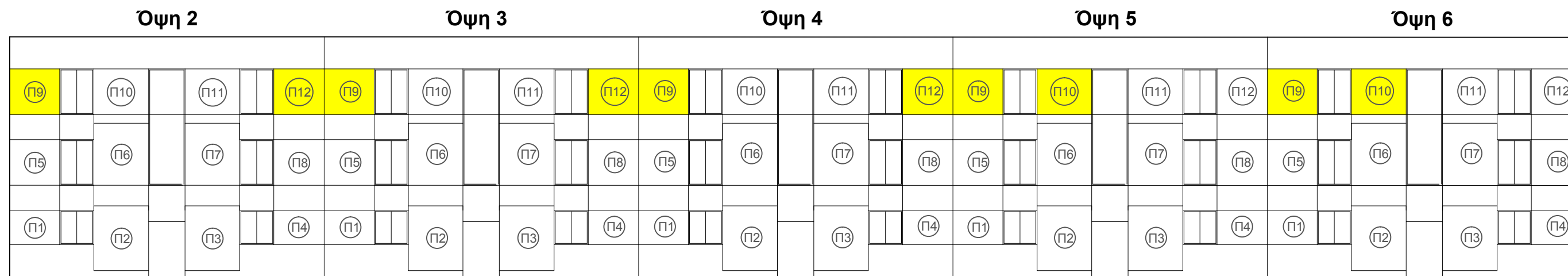


Δυτική όψη

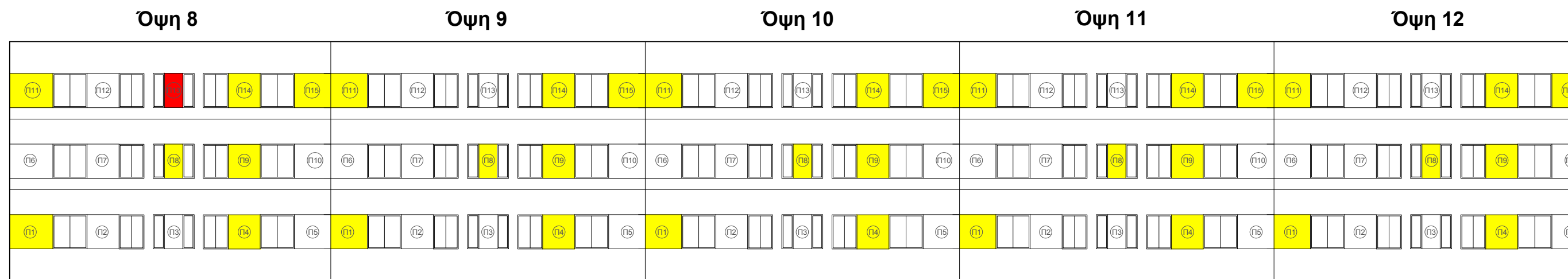
Ανατολική όψη



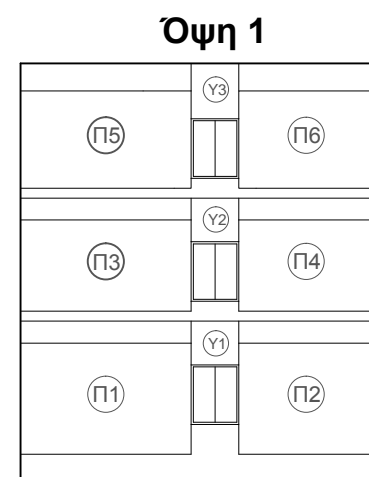
Σχέδιο Π.46. Με ενίσχυση - Σεισμός σχεδιασμού κανονισμού 1959



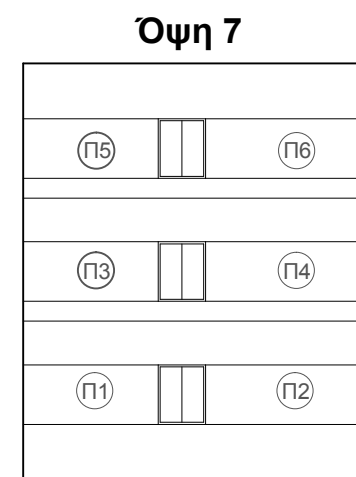
Νότια όψη



Βόρεια όψη



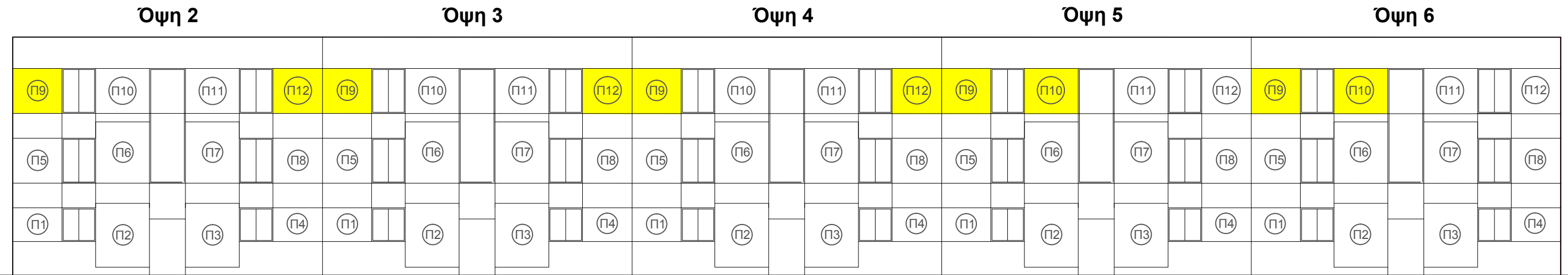
Δυτική όψη



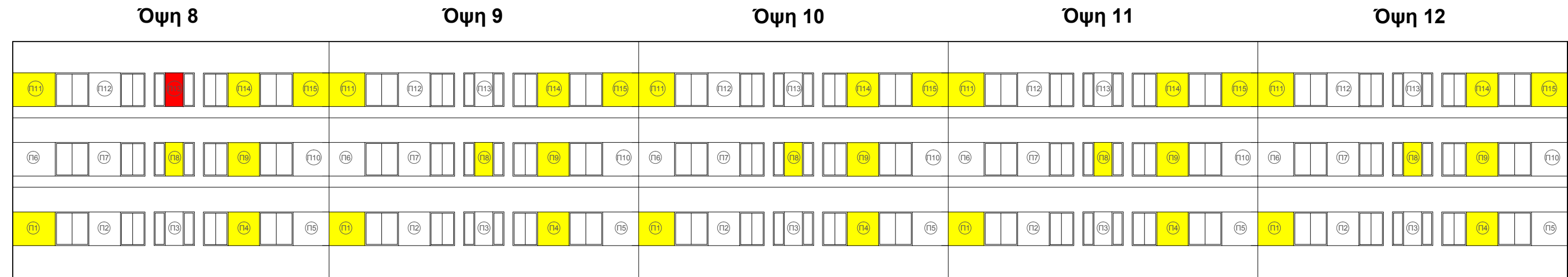
Ανατολική όψη

Επάρκεια - Περιορισμένες Βλάβες (DL)
 Αστοχία σε κάμψη - Σημαντικές Βλάβες (SD)
 Αστοχία σε διάτμηση - Σημαντικές Βλάβες (SD)

Σχέδιο Π.47. Με ενίσχυση - Σεισμός σχεδιασμού κανονισμού 1985



Νότια όψη

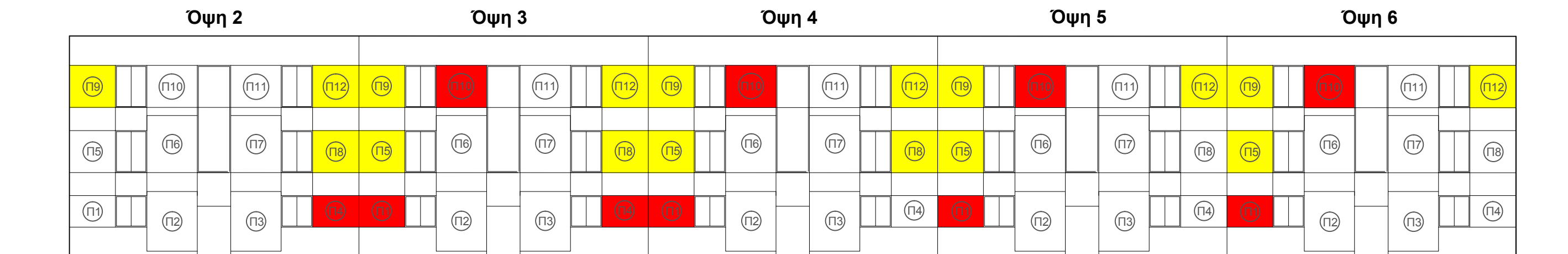


Βόρεια όψη

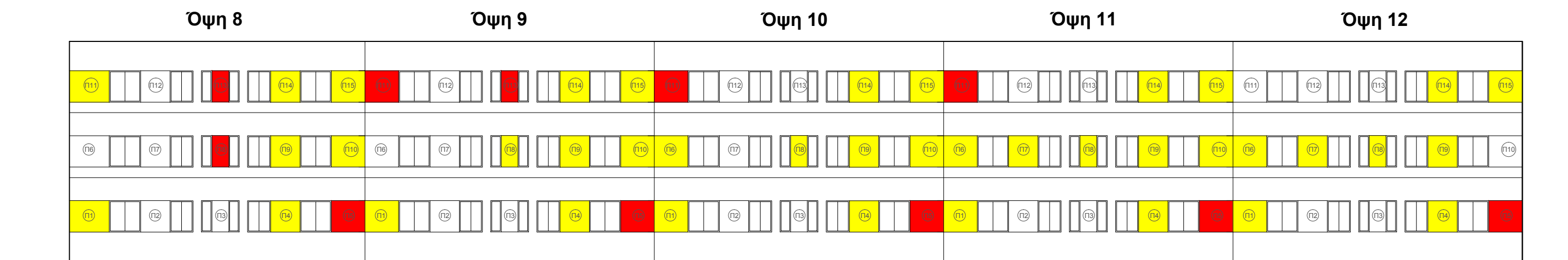


Επάρκεια - Περιορισμένες Βλάβες (DL)
 Αστοχία σε κάμψη - Σημαντικές Βλάβες (SD)
 Αστοχία σε διάτμηση - Σημαντικές Βλάβες (SD)

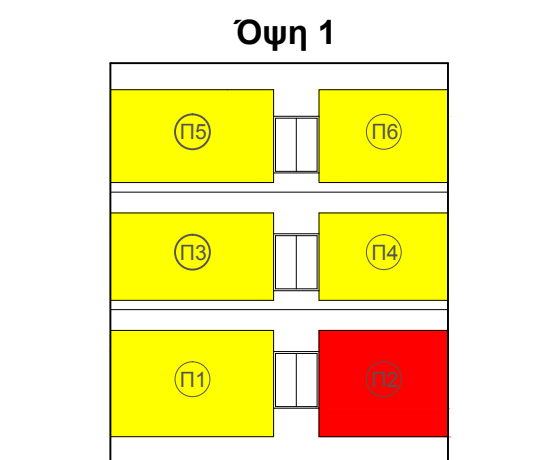
Σχέδιο Π.48. Με ενίσχυση - Σεισμός σχεδιασμού EC8-1



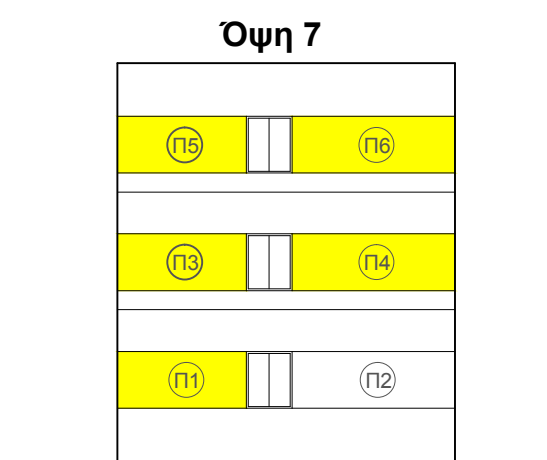
Νότια όψη



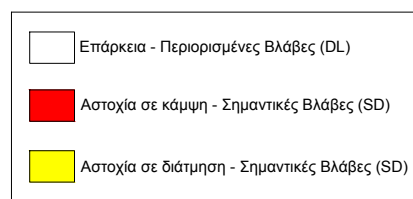
Βόρεια όψη



Δυτική όψη



Ανατολική όψη



Βιβλιογραφικές αναφορές

- [1] Ευρωκώδικας 1, EN 1991-1-1:2002 «Γενικές δράσεις – Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια»
- [2] Ευρωκώδικας 1, EN 1991-1-1:2002 «Γενικές δράσεις – Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια», Εθνικό Προσάρτημα
- [3] Ευρωκώδικας 6, EN 1996-1-1: 2005 «Σχεδιασμός Κατασκευών από Τοιχοποιία», Μέρος 1 «Γενικοί κανόνες για οπλισμένη και άοπλη τοιχοποιία»
- [4] Ευρωκώδικας 6, EN 1996-1-1: 2005 «Σχεδιασμός Κατασκευών από Τοιχοποιία», Μέρος 1 «Γενικοί κανόνες για οπλισμένη και άοπλη τοιχοποιία», Εθνικό Προσάρτημα
- [5] Ευρωκώδικας 8, EN 1998:2004 «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1 «Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια»
- [6] Ευρωκώδικας 8, EN 1998:2004 «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1 «Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια», Εθνικό προσάρτημα
- [7] Ευρωκώδικας 8, EN 1998:2004 «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 3 «Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και ενισχύσεις κτιρίων»
- [8] Υπό ανάπτυξη Κανονισμός για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας, (ΚΑΔΕΤ)
- [9] Ο πόλεμος στην αρχαία Ελλάδα, Γεώργιος Σταϊνχάουερ, 2000, Εκδόσεις Παπαδήμα
- [10] Σπυράκος (2004) "Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία", Έκδοση Τεχνικού Επιμελητηρίου Ελλάδας, Αθήνα
- [11] Spyarakos C.C. and Raftoyannis J. (1997) "Linear and Nonlinear Finite Element Analysis in Engineering Practice", Algor Publishing Division, Pittsburg, PA, USA
- [12] Spyarakos C.C. (1995) "Finite Element Modeling in Engineering Practice", Algor Publishing Division, Pittsburg, PA, USA