



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
“ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ”
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ
ΜΟΝΩΣΗΣ ΣΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΔΙΩΡΟΦΗΣ
ΛΙΘΙΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΕΝΑΝΤΙ ΣΕΙΣΜΩΝ
ΕΓΓΥΣ ΠΕΔΙΟΥ**

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ ΤΟΥ
ΔΗΜΟΥΔΗ ΒΑΣΙΛΕΙΟΥ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ
ΨΥΧΑΡΗΣ ΙΩΑΝΝΗΣ, ΑΝΑΠΛ. ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ ΕΜΠ

ΑΘΗΝΑ
ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2011

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Θα ήθελα να εκφράσω στο σημείο αυτό τις θερμές μου ευχαριστίες στον κ. Ψυχάρη Ιωάννη, Αναπληρωτή Καθηγητή στο Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π, για την ουσιαστική καθοδήγηση, υποστήριξη και συμβολή του στην ολοκλήρωση της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας. Ιδιαίτερες ευχαριστίες εκφράζονται επίσης στους κυρίους Ταφλαμπά Ιωάννη και Μίμογλου Πέτρο για τη χρήσιμη συνεισφορά τους στις περιπτώσεις που ήταν αναγκαία.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Σελ.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ	11
<u>ΚΕΦ. 1 : ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΔΙΕΓΕΡΣΕΩΝ ΕΓΓΥΣ ΠΕΔΙΟΥ</u>	
1.1 Γενικά	13
1.2 Παραμετροποίηση της εδαφικής κίνησης εγγύς πεδίου	16
1.2.1 Γενικά	16
1.2.2 Αναπαράσταση της εδαφικής κίνησης	17
1.2.3 Κλιμάκωση των φασμάτων απόκρισης διεγέρσεων εγγύς πεδίου βάσει του μεγέθους του σεισμού	20
1.2.4 Εξάρτηση της μέγιστης εδαφικής ταχύτητας και της περιόδου του παλμού από το μέγεθος της διέγερσης	24
1.2.4.1 Μέγιστη οριζόντια εδαφική ταχύτητα (PHV)	24
<u>ΚΕΦ. 2 : Η ΜΕΘΟΔΟΣ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ ΒΑΣΗΣ</u>	
2.1 Γενικά	28
2.2 Αρχές και στόχοι της μεθόδου σεισμικής μόνωσης	29
2.3 Επίδραση της σεισμικής μόνωσης στην απόκριση των κατασκευών	35
2.4 Συστήματα σεισμικής μόνωσης	37
2.4.1 Ελαστομερή συστήματα	37
2.4.1.1 Εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης (LDRB)	38
2.4.1.2 Εφέδρανα υψηλής απόσβεσης (HDRB)	39
2.4.1.3 Εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (LRB)	41
2.4.2 Συστήματα τριβής	42
2.4.2.1 Συστήματα με επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης	43
2.4.2.2 Συστήματα με σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης	44

ΚΕΦ.6 : ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΙΕΓΕΡΣΕΙΣ

6.1 Γενικά	88
6.2 Διεγέρσεις στα πλαίσια της παρούσας εργασίας	88
6.3 Χρονοϊστορίες διεγέρσεων και φάσματα απόκρισης	92
6.3.1 Σεισμός “Imperial Valley, CA, USA (15/10/1979)”	92
I. El Centro Array 5, James Rd (E05)	92
II. Calexico Fire Station (CXO)	95
III. Compuertas (CMP)	98
6.3.2 Σεισμός “Northridge, CA, USA (17/01/1994)”	101
I. Sylmar Converter Station East (SCH)	101
II. LA Fire Station 99 (LF6)	104
III. Arleta Nordhoff Fire Station 99 (SFY)	107
6.3.3 Σεισμός “Gazli, USSR (17/05/1976)”	110
I. Karakyr Point (KAR)	110
6.3.4 Σεισμός “Tabas, Iran (16/09/1978)”	113
I. Tabas (TAB)	113
6.3.5 Σεισμός “Λευκάδας (16/08/2003)”	116
I. Lefkada (LEF)	116

ΚΕΦ.7 : ΔΥΝΑΜΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΚΤΙΡΙΟΥ Ι – Μ.Ε.Λ.Τ

7.1 Γενικά	121
7.2 Αρχικός φορέας – Αρθρωμένη βάση	121
7.3 Σεισμικά μονωμένος φορέας – Εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης (LDRB)	124
7.4 Σεισμικά μονωμένος φορέας – Εφέδρανα υψηλής απόσβεσης (HDRB)	127

**ΚΕΦ.8 : ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ – ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟΙ ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ
ΤΗΣ ΔΙΟΡΘΩΜΗΣ ΚΑΙ ΜΕΓΕΘΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ**

8.1 Γενικά	130
8.2 Απαιτούμενοι έλεγχοι επάρκειας φέροντος οργανισμού	130
8.2.1 Έλεγχοι έναντι κατακόρυφων φορτίων	130
8.2.2 Έλεγχοι έναντι συνδυασμών με σεισμό	133
8.2.2.1 Έλεγχοι έναντι τέμνουσας	133
8.2.2.2 Έλεγχοι έναντι κάμψης εκτός επιπέδου	138
8.3 Μεγέθη απόκρισης	141
8.3.1 Ολική επιτάχυνση ορόφου και κορυφής	142
8.3.2 Μετακινήσεις ανωδομής και εφεδράνων	142

**ΚΕΦ.9 : ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΓΙΑ ΤΟ ΣΕΙΣΜΟ “IMPERIAL VALLEY,
CA, USA (1979)”**

9.1 Γενικά	144
9.2 El Centro Array 5, James Rd (E05)	145
9.2.1 Χρονοϊστορίες-E05	145
9.2.2 Φάσματα απόκρισης-E05	146
9.2.3 Επιταχύνσεις ανωδομής-E05	147
9.2.4 Μετακινήσεις ανωδομής και εφεδράνων-E05	149
9.2.5 Έλεγχοι διάτμησης-E05	151
9.2.6 Έλεγχοι εκτός επιπέδου κάμψης-E05	155
9.3 Compuertas (CMP)	160
9.3.1 Χρονοϊστορίες-CMP	160
9.3.2 Φάσματα απόκρισης-CMP	161
9.3.3 Επιταχύνσεις ανωδομής-CMP	162
9.3.4 Μετακινήσεις ανωδομής και εφεδράνων-CMP	164
9.3.5 Έλεγχοι διάτμησης-CMP	166

9.3.6 Έλεγχοι εκτός επιπέδου κάμψης-CMP	168
9.4 Calexico Fire Station (CXO)	171
9.4.1 Χρονοϊστορίες-CXO	171
9.4.2 Φάσματα απόκρισης-CXO	172
9.4.3 Επιταχύνσεις ανωδομής-CXO	173
9.4.4 Μετακινήσεις ανωδομής και εφεδράνων-CXO	175
9.4.5 Έλεγχοι διάτμησης-CXO	177
9.4.6 Έλεγχοι εκτός επιπέδου κάμψης-CXO	180
9.5 Σύνοψη αποτελεσμάτων αναλύσεων για το σεισμό του Imperial Valley – Συμπεράσματα	183

ΚΕΦ.10 : ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΓΙΑ ΤΟ ΣΕΙΣΜΟ “NORTHRIDGE, CA, USA (1994)”

10.1 Γενικά	186
10.2 Sylmar Converter Station East (SCH)	187
10.2.1 Χρονοϊστορίες-SCH	187
10.2.2 Φάσματα απόκρισης-SCH	188
10.2.3 Επιταχύνσεις ανωδομής-SCH	189
10.2.4 Μετακινήσεις ανωδομής και εφεδράνων-SCH	191
10.2.5 Έλεγχοι διάτμησης-SCH	193
10.2.6 Έλεγχοι εκτός επιπέδου κάμψης-SCH	195
10.3 LA Fire Station 99 (LF6)	198
10.3.1 Χρονοϊστορίες-LF6	198
10.3.2 Φάσματα απόκρισης-LF6	199
10.3.3 Επιταχύνσεις ανωδομής-LF6	200
10.3.4 Μετακινήσεις ανωδομής και εφεδράνων-LF6	202
10.3.5 Έλεγχοι διάτμησης-LF6	204
10.3.6 Έλεγχοι εκτός επιπέδου κάμψης-LF6	206

10.4 Arleta Nordhoff Fire Station 99 (SFY)	209
10.4.1 Χρονοϊστορίες-SFY	209
10.4.2 Φάσματα απόκρισης-SFY	210
10.4.3 Επιταχύνσεις ανωδομής-SFY	211
10.4.4 Μετακινήσεις ανωδομής και εφεδράνων-SFY	213
10.4.5 Έλεγχοι διάτμησης-SFY	215
10.4.6 Έλεγχοι εκτός επιπέδου κάμψης-SFY	217
10.5 Σύνοψη αποτελεσμάτων αναλύσεων για το σεισμό του Northridge – Συμπεράσματα	220

ΚΕΦ.11 : ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΓΙΑ ΤΟ ΣΕΙΣΜΟ “GAZLI, USSR (1976)”

11.1 Γενικά	223
11.2 Karakyr Point (KAR)	224
11.2.1 Χρονοϊστορίες-KAR	224
11.2.2 Φάσματα απόκρισης-KAR	225
11.2.3 Επιταχύνσεις ανωδομής-KAR	226
11.2.4 Μετακινήσεις ανωδομής και εφεδράνων-KAR	228
11.2.5 Έλεγχοι διάτμησης-KAR	230
11.2.6 Έλεγχοι εκτός επιπέδου κάμψης-KAR	233
11.3 Σύνοψη αποτελεσμάτων αναλύσεων για το σεισμό του Gazli – Συμπεράσματα	236

ΚΕΦ.12 : ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΓΙΑ ΤΟ ΣΕΙΣΜΟ “TABAS, IRAN (1978)”

12.1 Γενικά	238
12.2 Tabas (TAB)	239
12.2.1 Χρονοϊστορίες-TAB	239
12.2.2 Φάσματα απόκρισης-TAB	240
12.2.3 Επιταχύνσεις ανωδομής-TAB	241
12.2.4 Μετακινήσεις ανωδομής και εφεδράνων-TAB	243
12.2.5 Έλεγχοι διάτμησης-TAB	245

12.2.6 Έλεγχοι εκτός επιπέδου κάμψης-TAB	248
12.3 Σύνοψη αποτελεσμάτων αναλύσεων για το σεισμό του Tabas – Συμπεράσματα	251

ΚΕΦ.13 : ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΓΙΑ ΤΟ ΣΕΙΣΜΟ ΤΗΣ ΛΕΥΚΑΔΑΣ (2003)

13.1 Γενικά	254
13.2 Lefkada (LEF)	255
13.2.1 Χρονοϊστορίες-LEF	255
13.2.2 Φάσματα απόκρισης-LEF	256
13.2.3 Επιταχύνσεις ανωδομής-LEF	257
13.2.4 Μετακινήσεις ανωδομής και εφεδράνων-LEF	259
13.2.5 Έλεγχοι διάτμησης-LEF	261
13.2.6 Έλεγχοι εκτός επιπέδου κάμψης-LEF	263
13.3 Σύνοψη αποτελεσμάτων αναλύσεων για το σεισμό της Λευκάδας – Συμπεράσματα	266

ΚΕΦ.14 : ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΩΝ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΩΝ ΣΤΗΝ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΕΝΤΑΣΗ

14.1 Γενικά	268
14.2 Σεισμός Imperial Valley – E05	269
14.3 Σεισμός Northridge – SFY	277
14.4 Σεισμός Λευκάδας – LEF	283
14.5 Συμπεράσματα	287

ΚΕΦ.15 : ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΗΣ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΕΝΔΟΣΙΜΟΤΗΤΑΣ ΤΩΝ ΕΦΕΔΡΑΝΩΝ LDRB ΣΤΙΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΤΗΣ ΑΝΩΔΟΜΗΣ

15.1 Γενικά	288
15.2 Ορισμός δυσκαμψιών στο SAP2000	288
15.3 Αποτελέσματα αναλύσεων	290
15.3.1 Σεισμός Imperial Valley-E05	290

15.3.2 Σεισμός Northridge-SCH	292
15.3.3 Σεισμός Northridge-LF6	293
15.3.4 Σεισμός Northridge-SFY	294
15.3.5 Σεισμός Gazli-KAR	295
15.4 Συμπεράσματα	296
<u>ΚΕΦ.16 : ΣΥΝΟΛΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ Ι –</u>	
<u>Μ.Ε.Δ.Τ ΣΤΙΣ ΔΙΕΓΕΡΣΕΙΣ ΕΓΓΥΣ ΠΕΔΙΟΥ ΚΑΙ ΤΗΝ ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ</u>	
<u>ΒΑΣΗΣ</u>	297
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ : ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΑ ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΤΩΝ ΕΛΕΓΧΩΝ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	301

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Στόχος της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας είναι να διερευνηθεί αναλυτικά η επίδραση που έχει η εφαρμογή συστημάτων σεισμικής μόνωσης βάσης στη συμπεριφορά έναντι σεισμικών κραδασμών εγγύς πεδίου μιας πραγματικής υφιστάμενης διώροφης κατασκευής από φέρουσα λιθοδομή. Η εργασία διαρθρώνεται σε 16 κεφάλαια ως εξής :

Στο 1^ο Κεφάλαιο αναφέρονται τα βασικά χαρακτηριστικά των κραδασμών εγγύς πεδίου, οι κατηγορίες κατευθυντικότητας καθώς και ο διαχωρισμός των συνιστωσών της εδαφικής κίνησης. Παράλληλα αναφέρονται μέθοδοι αναπαράστασης των πραγματικών καταγραφών με παλμούς ταχυτήτων και διατυπώνεται η ανάγκη κλιμάκωσης των φασμάτων απόκρισης βάσει του μεγέθους του σεισμού.

Στο 2^ο Κεφάλαιο παρουσιάζεται η σεισμική μόνωση βάσης ως εναλλακτική μέθοδος αντισεισμικού σχεδιασμού, παρατίθενται οι βασικές της αρχές και οι στόχοι της καθώς και η επίδρασή της στη σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών. Αναφέρονται επίσης οι κυριότεροι τύποι συστημάτων σεισμικής μόνωσης καθώς και παραδείγματα κατασκευών όπου έχει εφαρμοσθεί η εν λόγω μέθοδος.

Στο 3^ο Κεφάλαιο περιγράφεται το κτίριο που αποτελεί το αντικείμενο ανάλυσης στην εργασία αυτή. Παρουσιάζεται η γεωμετρία του βάσει σχεδίων και περιγράφεται η υπάρχουσα κατάστασή του με τις υφιστάμενες φθορές και βλάβες, η οποία τεκμηριώνεται από φωτογραφίες που ελήφθησαν από τον συντάκτη της εργασίας.

Στο 4^ο Κεφάλαιο δίνονται στοιχεία για την προσομοίωση του φορέα στο λογισμικό SAP2000 v.14.0.0. Περιγράφεται το προσομοίωμα της κατασκευής με όλες τις παραδοχές για τη γεωμετρία του φορέα, το είδος των πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιούνται, τα επιβαλλόμενα φορτία, καθώς και τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας.

Στο 5^ο Κεφάλαιο περιγράφεται αναλυτικά η διαδικασία σχεδιασμού των συστημάτων μόνωσης που εφαρμόζονται στον μελετούμενο φορέα σύμφωνα με τις Οδηγίες Σεισμικής Μόνωσης (Ο.Σ.Μ) του Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ. Επιλέγεται η χρήση ελαστομεταλλικών εφεδράνων χαμηλής (LDRB) και υψηλής (HDRB) απόσβεσης.

Στο 6^ο Κεφάλαιο παρουσιάζονται οι σεισμικές διεγέρσεις εγγύς πεδίου που λαμβάνονται υπόψη στις αναλύσεις της παρούσας εργασίας. Παρατίθενται στοιχεία όπως το μέγεθος, ο μηχανισμός διάρρηξης, η κατευθυντικότητα, ενώ προσδιορίζονται βάσει του λογισμικού SeismoSignal οι παράμετροι της εδαφικής κίνησης, καθώς τα φάσματα απόκρισης επιταχύνσεων, ταχυτήτων και μετακινήσεων.

Στο 7^ο Κεφάλαιο δίνονται τα δυναμικά χαρακτηριστικά του μελετούμενου φορέα πριν και μετά τη μόνωση. Υπολογίζονται οι ιδιοπερίοδοι για κάθε περίπτωση, όπως επίσης και τα ποσοστά των δρυσών ιδιομορφικών μαζών ανά διεύθυνση.

Στο 8^ο Κεφάλαιο περιγράφονται οι διενεργούμενοι έλεγχοι επάρκειας του φορέα καθώς και τα μεγέθη απόκρισης που απαιτούνται για τη μελέτη της συμπεριφοράς του.

Στα Κεφάλαια 9-13 παρουσιάζονται εκτενώς τα αποτελέσματα των ελαστικών και ανελαστικών αναλύσεων χρονοϊστορίας του φορέα για τις υπόψη διεγέρσεις κοντινού πεδίου βάσει των όσων αναφέρονται στο Κεφάλαιο 8.

Στο 14^ο Κεφάλαιο διερευνάται η επίδραση των διαφραγμάτων στην εκτός επιπέδου ένταση της τοιχοποιίας για ροπές τόσο ως προς τον οριζόντιο όσο και κατακόρυφο άξονα.

Στο 15^ο Κεφάλαιο διερευνάται η επίδραση της αξονικής ενδοσιμότητας των εφεδράνων LDRB στις μετακινήσεις της κορυφής της κατασκευής.

Τέλος, στο 16^ο Κεφάλαιο παρατίθενται τα συνολικά συμπεράσματα που προκύπτουν από τις αναλύσεις των Κεφαλαίων 9 έως 13.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΔΙΕΓΕΡΣΕΩΝ ΕΓΓΥΣ ΠΕΔΙΟΥ

1.1 Γενικά

Με τον όρο «εγγύς πεδίο» χαρακτηρίζονται εκείνες οι περιοχές οι οποίες θεωρείται τυπικά ότι βρίσκονται εντός μίας ζώνης ακτίνας 20 έως 60 χιλιομέτρων από τη σεισμική πηγή. Ως σεισμική πηγή αναφέρεται το επίπεδο του ρήγματος, η αλληλουχία των διαρρήξεων σε πολλά σημεία του οποίου αποτελεί την αιτία έναρξης ενός σεισμικού γεγονότος.

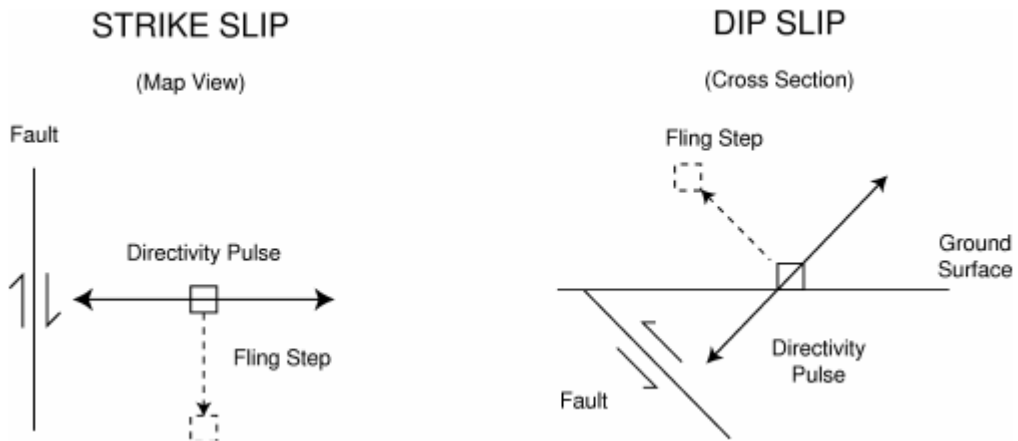
Η εδαφική κίνηση στις περιοχές εγγύς πεδίου εμφανίζει χαρακτηριστικά που διαφέρουν σημαντικά από εκείνα σε περιοχές με μεγάλη απόσταση από την πηγή και σχετίζονται κυρίως με το μηχανισμό διάρρηξης, την κατεύθυνση διάδοσης της διάρρηξης σε σχέση με την περιοχή ενδιαφέροντος αλλά και πιθανές μόνιμες εδαφικές μετατοπίσεις ως αποτέλεσμα της σχετικής ολίσθησης στο επίπεδο του ρήγματος. Οι παράγοντες αυτοί διαμορφώνουν το λεγόμενο *φαινόμενο της κατευθυντικότητας* (rupture-directivity effect) και είναι απαραίτητο να λαμβάνονται υπόψη για την εκτίμηση της κίνησης του εδάφους στις περιοχές κοντινού πεδίου.

Το φαινόμενο της κατευθυντικότητας διακρίνεται στην *έμπροσθεν* και *όπισθεν* κατευθυντικότητα (forward and backward directivity) με κριτήριο το αν η διάρρηξη του ρήγματος κατευθύνεται προς ή απομακρύνεται από την περιοχή που εξετάζεται. Στην πρώτη περίπτωση, η διάρρηξη διαδίδεται προς μία θέση η οποία βρίσκεται μακριά από το επίκεντρο του σεισμού και η κατεύθυνση της ολίσθησης επάνω στο ρήγμα είναι επίσης προς τη θέση αυτή με αποτέλεσμα τη δημιουργία ενός φαινομένου αντίστοιχου με το φαινόμενο Doppler. Όπως είναι γνωστό, η διάρρηξη γίνεται σταδιακά σε επιμέρους περιοχές του ρήγματος και κατά τη διάρκεια κάθε τέτοιας διάρρηξης παράγεται ένας παλμός ταχύτητας, ο οποίος διαδίδεται ως διατμητικό κύμα με ταχύτητα σχεδόν ίση με την ταχύτητα της διάρρηξης. Η σύμπτωση αυτή των δύο ταχυτήτων έχει ως αποτέλεσμα να προστίθενται οι παλμοί ταχύτητας των επιμέρους διαρρήξεων δημιουργώντας έναν παλμό με συνολικά μεγάλο εύρος στις μεσαίες και μεγάλες περιόδους και μικρή διάρκεια που εμφανίζεται στην αρχή της καταγραφής.

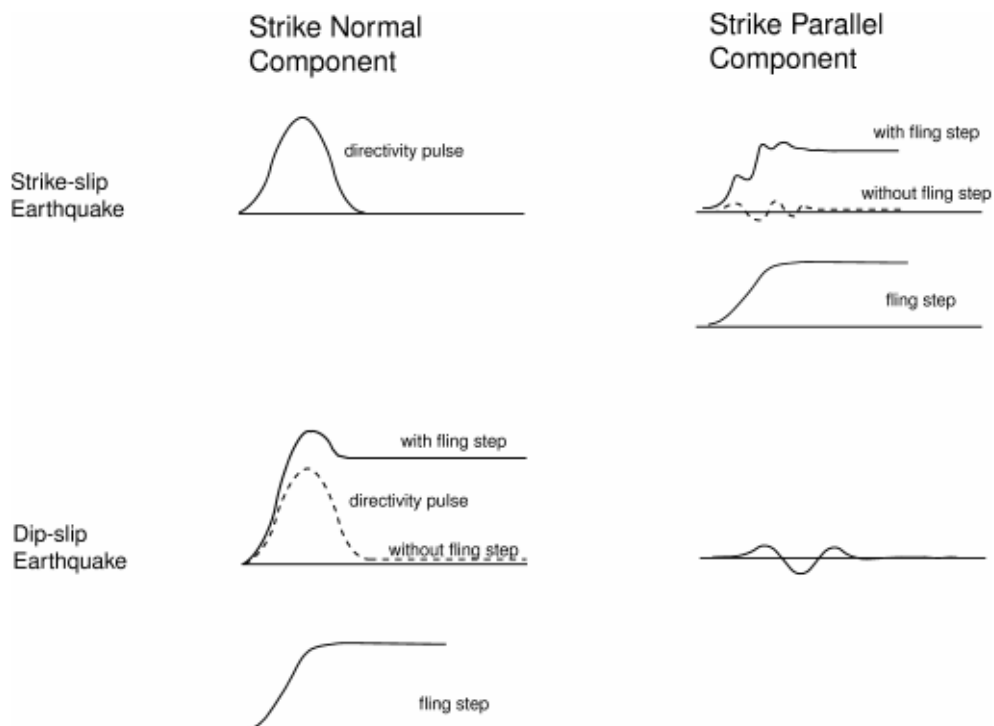
Στην περίπτωση της όπισθεν κατευθυντικότητας, λ.χ. εάν η θέση βρίσκεται κοντά στο επίκεντρο του σεισμού οπότε η διάρρηξη απομακρύνεται από αυτή, οι

παλμοί ακολουθούν ο ένας τον άλλο με αποτέλεσμα τη δημιουργία μιας σειράς παλμών μικρού εύρους και συνολικά μεγάλης διάρκειας. Τέλος, αναφέρεται και η περίπτωση της *ουδέτερης κατευθυντικότητας* (neutral directivity) στην οποία η διάρρηξη δεν εμφανίζεται να κατευθύνεται προς ή να απομακρύνεται από την περιοχή ενδιαφέροντος, αλλά έχει διεύθυνση η οποία δεν εμπίπτει αμιγώς σε κάποια από τις δύο παραπάνω περιπτώσεις. Επισημαίνεται ότι στα πλαίσια της παρούσας εργασίας εξετάζονται σεισμικές διεγέρσεις που εμπίπτουν και στις τρεις προαναφερθείσες περιπτώσεις κατευθυντικότητας, με ταυτόχρονη παράθεση και επεξήγηση των ιδιαίτερων χαρακτηριστικών της καθεμίας σε συνδυασμό με τη σεισμική μόνωση που εφαρμόζεται στη βάση της κατασκευής.

Απαραίτητος είναι επίσης ο διαχωρισμός των συνιστωσών της εδαφικής κίνησης, δηλαδή της κίνησης που παρατηρείται τόσο κάθετα όσο και παράλληλα στη διάρρηξη του ρήγματος. Στην περίπτωση της έμπροσθεν κατευθυντικότητας, η συνιστώσα κάθετα στο ρήγμα εκδηλώνεται ως παλμός και εμφανίζει σημαντικά μεγαλύτερο εύρος σε σχέση με την οριζόντια, εισάγοντας κατά συνέπεια μεγάλες απαιτήσεις στις κατασκευές. Το φαινόμενο αυτό παρατηρείται τόσο για τα κατακόρυφα ρήγματα (dip-slip faults) όσο και για τα οριζόντια (strike-slip faults) και οφείλεται στο γεγονός ότι η ενέργεια που εκπέμπεται από τη σεισμική πηγή κατά τη διάρρηξη υπό μορφή διατμητικών παραμορφώσεων δημιουργεί παλμούς κάθετα στο επίπεδο του ρήγματος. Αντίθετα, στη διεύθυνση παράλληλα στην ολίσθηση του ρήγματος εκδηλώνονται μόνιμες εδαφικές μετακινήσεις, οι οποίες αποδίδονται διεθνώς με τον όρο “fling step”, ως αποτέλεσμα της σχετικής ολίσθησης στο επίπεδο του ρήγματος. Οι μετακινήσεις αυτές πραγματοποιούνται εντός χρονικού διαστήματος μερικών δευτερολέπτων, όσο απαιτείται δηλαδή για να ολοκληρωθεί η ολίσθηση στο ρήγμα, και είναι ασύζευκτες με τις προαναφερθείσες δυναμικές μετακινήσεις των παλμών κατευθυντικότητας κάθετα στο ρήγμα. Στις εικόνες που ακολουθούν παρουσιάζονται ο προσανατολισμός των παλμών κατευθυντικότητας καθώς και των μόνιμων μετακινήσεων (fling step) για κατακόρυφα και οριζόντια ρήγματα αντιστοίχως, όπως επίσης και χρονοϊστορίες μετακινήσεων στις οποίες παρουσιάζεται ταυτόχρονα ή ξεχωριστά η συμβολή των δύο παραπάνω φαινομένων.



Εικ.1.1 : Προσανατολισμός μόνιμων μετακινήσεων και παλμών κατευθυντικότητας για οριζόντιο και κατακόρυφο ρήγμα.

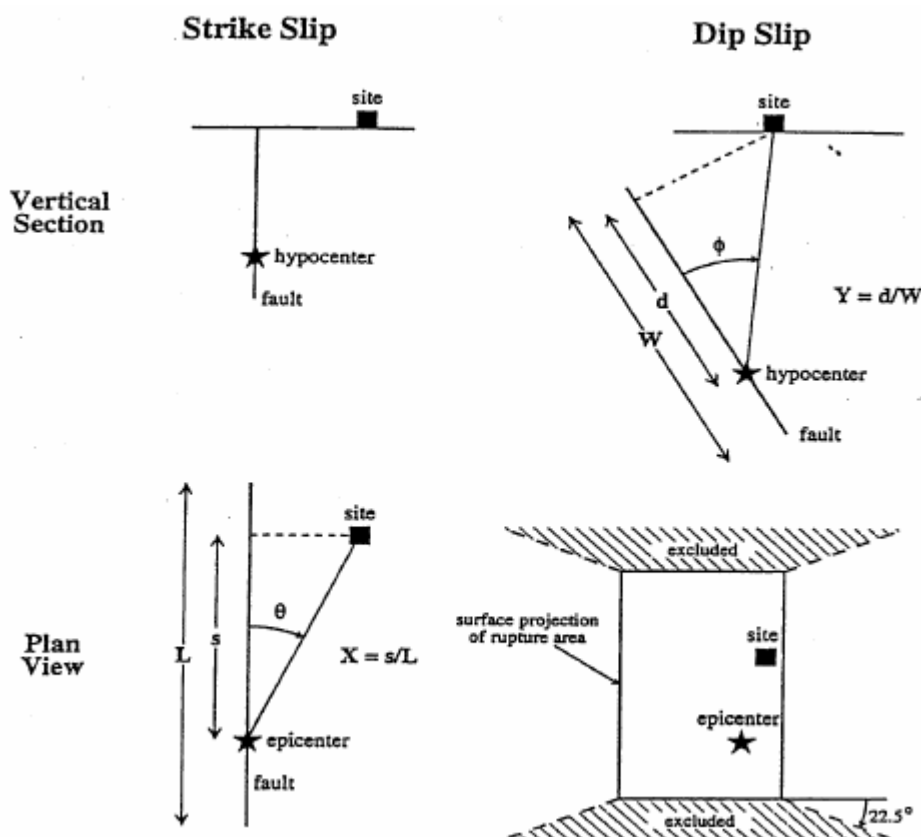


Εικ.1.2 : Χρονοϊστορίες μετακινήσεων κάθετα και παράλληλα στο ρήγμα με ταυτόχρονη ή ξεχωριστή συμβολή των παλμών κατευθυντικότητας και των μόνιμων μετακινήσεων για οριζόντιο και κατακόρυφο ρήγμα.

1.2 Παραμετροποίηση της εδαφικής κίνησης εγγύς πεδίου

1.2.1 Γενικά

Η διαπίστωση σύμφωνα τα όσα αναφέρθηκαν προηγούμενα ότι η εδαφική κίνηση στις περιοχές κοντά σε ρήγματα εξαρτάται από τα φαινόμενα κατευθυντικότητας, επιβάλλει τον καταρχήν προσδιορισμό και εν συνεχεία την ποσοτικοποίηση των παραμέτρων εκείνων που διαμορφώνουν τα χαρακτηριστικά της κίνησης αυτής. Μια από τις πρώτες προσπάθειες αποδίδεται στους Somerville et al. (1997), οι οποίοι παραμετροποίησαν τις συνθήκες που οδηγούν στην έμπροσθεν και όπισθεν κατευθυντικότητα. Σύμφωνα με την έρευνά τους, η χωρική διαφοροποίηση των φαινομένων κατευθυντικότητας εξαρτάται αφενός από τη γωνία που σχηματίζεται ανάμεσα στο ρήγμα και την ευθεία θέσης – επικέντρου (θ για τα οριζόντια ρήγματα και ϕ για τα κατακόρυφα ρήγματα) κι αφετέρου από το λόγο του τμήματος της ρηγμάτωσης μεταξύ της θέσης και του επικέντρου προς το συνολικό μήκος της ρηγμάτωσης (X για τα οριζόντια ρήγματα και Y για τα κατακόρυφα ρήγματα).



Εικ.1.3 : Υιοθετούμενες παράμετροι για τον προσδιορισμό των συνθηκών κατευθυντικότητας.

Συνεπώς, η εδαφική ταχύτητα σε μια θέση εκφράζεται από τις σχέσεις :

$$v_{\theta} = v_g \cdot \frac{s}{L} \cdot \cos \theta \quad (1.1)$$

$$v_{\varphi} = v_g \cdot \frac{d}{W} \cdot \cos \varphi , \quad (1.2)$$

για οριζόντια και κατακόρυφα ρήγματα αντιστοίχως, όπου v_g είναι η μέγιστη εδαφική ταχύτητα.

Όπως φαίνεται από τις παραπάνω σχέσεις, τα φαινόμενα κατευθυντικότητας είναι περισσότερο έντονα όσο μικρότερη είναι η γωνία μεταξύ ρήγματος και ευθείας θέσης – επικέντρου, αλλά και όσο μεγαλύτερος είναι ο λόγος του τμήματος της ρηγμάτωσης μεταξύ της θέσης και του επικέντρου προς το συνολικό μήκος της ρηγμάτωσης. Αξίζει να αναφερθεί πως σε μερικές περιπτώσεις, παρόλο που ικανοποιούνται οι γεωμετρικές συνθήκες για την άμεση κατευθυντικότητα, το φαινόμενο ενδέχεται να μην εκδηλωθεί. Κάτι τέτοιο μπορεί να συμβεί εάν ο σταθμός καταγραφής βρίσκεται στο πέρας του ρήγματος και η διάρρηξη κατευθύνεται προς αυτόν, αλλά η ολίσθηση είναι συγκεντρωμένη κοντά στο πέρας του ρήγματος όπου και είναι τοποθετημένος ο σταθμός (Steward, 2001).

1.2.2 Αναπαράσταση της εδαφικής κίνησης

Έρευνες σχετικά με την απόκριση των κατασκευών σε εδαφικές κινήσεις κοντινού πεδίου έδειξαν ότι είναι προτιμότερη η αναπαράσταση των κινήσεων αυτών μέσω χρονοϊστοριών παρά μέσω φασμάτων απόκρισης (βλ. σχετικά Somerville 1998, Alavi and Krawinkler 2000, Sasani and Bertero 2000, Rodriguez-Marek 2000). Η διαπίστωση αυτή έγκειται στο γεγονός ότι ο χαρακτηρισμός της εδαφικής κίνησης με βάση τη συχνότητα, όπως συμβαίνει με τα φάσματα απόκρισης, υποδηλώνει μια στοχαστική διαδικασία η οποία βασίζεται στη θεώρηση σχετικά ομοιόμορφης κατανομής της ενέργειας καθ' όλη τη διάρκεια της κίνησης. Στην περίπτωση των καταγραφών κοντινού πεδίου όμως, όπου η ενέργεια συγκεντρώνεται σε μερικούς μόνο παλμούς, το φαινόμενο το οποίο επιλέχθηκε να αναπαρασταθεί μέσω φασμάτων απόκρισης ενδέχεται να μην διαθέτει επαρκή χρόνο για να αναπτυχθεί, οπότε η επιλογή των φασμάτων δεν κρίνεται δόκιμη.

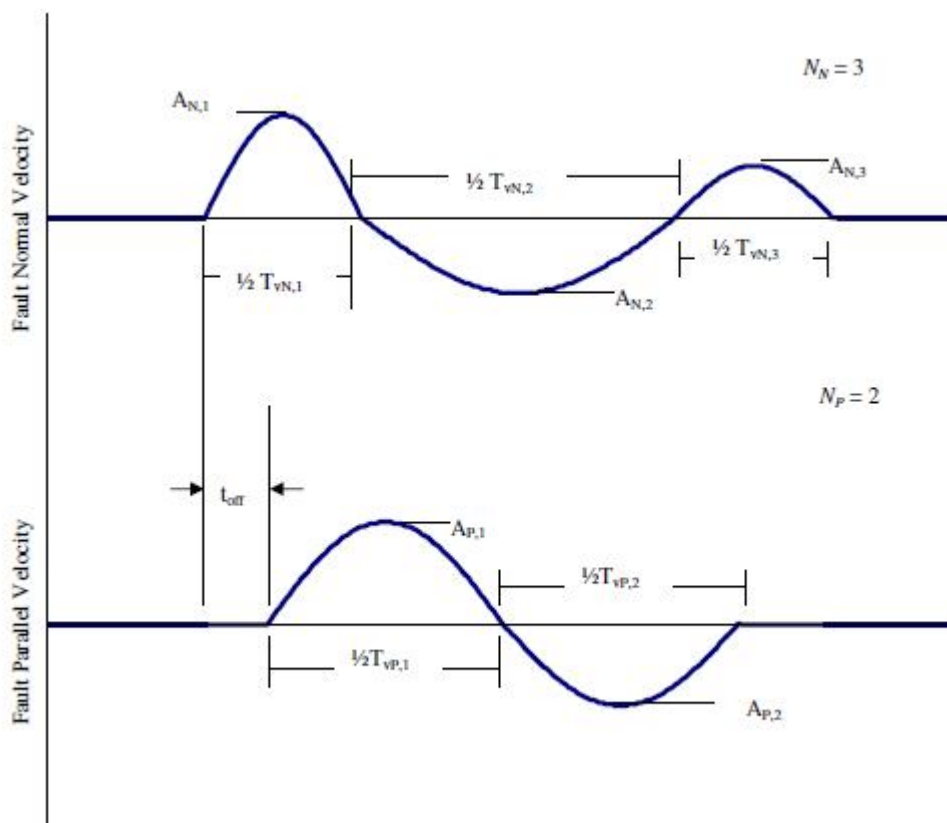
Η χρησιμοποίηση χρονοϊστοριών (μετακινήσεων, ταχυτήτων ή επιταχύνσεων), αν και απαραίτητη σύμφωνα με τα προηγούμενα, εμφανίζει το σημαντικό μειονέκτημα του υψηλού υπολογιστικού φόρτου, ιδιαίτερα στις

περιπτώσεις όπου διενεργούνται μη-γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας όπως αυτές που διενεργούνται στα πλαίσια της παρούσας εργασίας, οπότε προκύπτει η ανάγκη απλοποίησης των υπολογισμών. Προς την κατεύθυνση αυτή στράφηκαν αρκετοί ερευνητές στο πρόσφατο παρελθόν (Krawinkler and Alavi 1998, Sasani and Bertero 2000), οι οποίοι απέδειξαν ότι απλοποιημένες αναπαραστάσεις των πραγματικών χρονοϊστοριών με παλμούς ταχυτήτων μπορούν να αποδώσουν τα κυριότερα γνωρίσματα της απόκρισης των κατασκευών που υποβάλλονται σε διεγέρσεις κοντινού πεδίου. Πλέον συνήθης τύπος παλμών που χρησιμοποιείται είναι οι ημιτονικοί παλμοί ταχυτήτων, οι οποίοι προσδιορίζονται από το πλήθος των ισοδύναμων ημίκυκλων, την περίοδο κάθε ημίκυκλου, καθώς και από το αντίστοιχο εύρος (βλ. εικ.1.4). Επίσης, για την αναπαράσταση των διεγέρσεων σε δύο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις απαιτείται ένας ημιτονικός παλμός που θα υποδηλώνει την παράλληλη στο ρήγμα συνιστώσα μαζί με τη χρονική του υστέρηση σε σχέση με την έναρξη του παλμού στην άλλη διεύθυνση (κάθετα στο ρήγμα). Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζονται οι ορισμοί των συνηθέστερα χρησιμοποιούμενων παραμέτρων για τις εδαφικές κινήσεις κοντινού πεδίου, ενώ οι παράμετροι αυτές φαίνονται και σχηματικά στην εικ.1.4.

Παράμετρος	Συνομογραφία	Μεθοδολογία προσδιορισμού παραμέτρου
Πλήθος σημαντικών παλμών	N	Πλήθος παλμών μισού κύκλου στην χρονοϊστορία ταχυτήτων με εύρος τουλάχιστον ίσο με το 50% της μέγιστης εδαφικής ταχύτητας της καταγραφής
Περίοδος παλμού	$T_{v,i}$	Για κάθε ημιτονικό ημίκυκλο, $T_{v,i}=2(t_2-t_1)$, όπου t_1 και t_2 είναι είτε οι χρόνοι που μηδενίζεται το εύρος, είτε οι χρόνοι όπου η ταχύτητα ισούται με το 10% της μέγιστης ταχύτητας του παλμού εάν αυτός ο χρόνος διαφέρει σημαντικά από εκείνον για μηδενικό εύρος. Η περίοδος T_v αναφέρεται στον παλμό με το μέγιστο εύρος και είναι αντιπροσωπευτική αυτού
Δεσπόζουσα περίοδος από το φάσμα ταχυτήτων	T_{p-v}	Η περίοδος που αντιστοιχεί στο ολικό μέγιστο του φάσματος ψευδοταχυτήτων για απόσβεση 5%
Εύρος παλμού	A_i	Για κάθε ημιτονικό ημίκυκλο, η μέγιστη εδαφική ταχύτητα στο διάστημα $[t_1, t_2]$
Μέγιστη εδαφική ταχύτητα	PHV	Η μέγιστη ταχύτητα που προσδιορίζεται από τη μέγιστη τιμή του A_i . Σημειώνεται ότι σε ελάχιστες περιπτώσεις η PHV δεν εμφανίζεται ταυτόχρονα στις δύο κάθετες μεταξύ τους συνιστώσες του παλμού
Λόγος εύρους παράλληλα προς εύρος κάθετα στο ρήγμα	$PHV_{P/N}$	Προκύπτει από το λόγο του μέγιστου A_P προς το μέγιστο A_N , όπου οι δείκτες P και N υποδηλώνουν τις κινήσεις

		παράλληλα και κάθετα στο ρήγμα αντιστοίχως
Χρονική υστέρηση μεταξύ των παλμών κάθετα και παράλληλα στο ρήγμα	t_{off}	Η διαφορά των χρόνων έναρξης του παράλληλου και του κάθετου στο ρήγμα παλμού

Πιν.1.1 : Χρησιμοποιούμενες παράμετροι για τον προσδιορισμό των απλοποιημένων ημιτονικών παλμών ταχυτήτων (κατά Rodriguez-Marek, 2000).



Εικ.1.4 : Παράμετροι για τον προσδιορισμό των συνιστωσών των απλοποιημένων παλμών ταχύτητας κάθετα και παράλληλα στο ρήγμα. Οι δείκτες N και P αναφέρονται στην κάθετη και την παράλληλη συνιστώσα αντίστοιχα (κατά Rodriguez-Marek, 2000).

Ένας απλός χαρακτηρισμός της εδαφικής κίνησης είναι δυνατός με τη χρήση της μέγιστης οριζόντιας εδαφικής ταχύτητας PHV , της προσεγγιστικής περιόδου T_v του δεσπόζοντος παλμού και του πλήθους των σημαντικών ημίκυκλων της κίνησης στην διεύθυνση κάθετα στο ρήγμα. Ο προσδιορισμός της περιόδου του παλμού γίνεται είτε μέσω των χρόνων όπου μηδενίζεται η ταχύτητα στην χρονοϊστορία φόρτισης είτε μέσω των χρόνων στους οποίους η ταχύτητα ισούται με το 10% της μέγιστης τιμής για τον συγκεκριμένο παλμό. Ωστόσο, υπεισέρχεται ένας βαθμός

υποκειμενικότητας στην όλη διαδικασία που μπορεί να οδηγήσει σε αποκλίσεις στην εκτίμηση της περιόδου T_v , αποκλίσεις οι οποίες συγκρινόμενες με την αβεβαιότητα που σχετίζεται με την πρόβλεψη της T_v από σεισμολογικές μεταβλητές είναι σημαντικά μικρότερες κι άρα αποδεκτές.

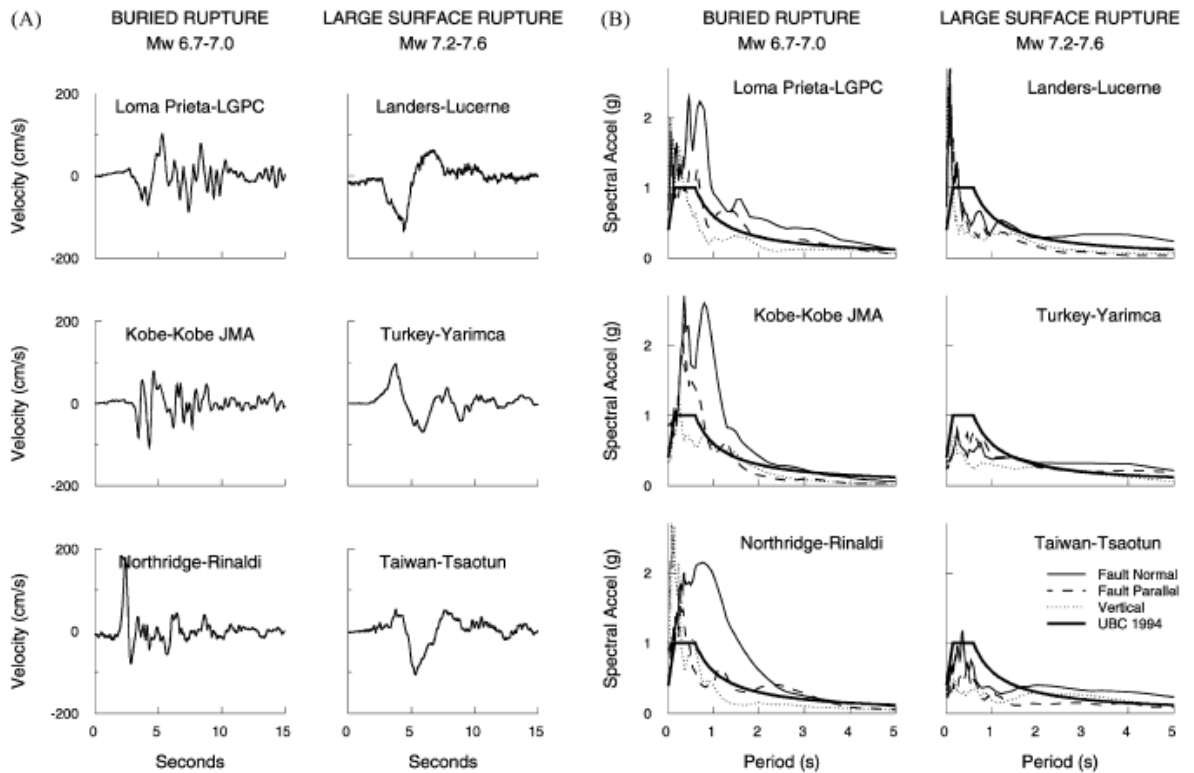
Οι Krawinkler and Alavi (1998) αναγνωρίζουν τον παλμό ταχύτητας από ένα ξεκάθαρο και καθολικό μέγιστο στο φάσμα ταχυτήτων της εδαφικής κίνησης, οπότε η εκτίμηση της ισοδύναμης περιόδου T_{v-p} του παλμού είναι σε μεγάλο βαθμό ακριβής. Για διεγέρσεις που περιέχουν έναν παλμό, αυτοί οι διαφορετικοί ορισμοί της περιόδου παρέχουν περίπου ισοδύναμα αποτελέσματα, αλλά για περισσότερο σύνθετες καταγραφές μπορεί να διαφέρουν σημαντικά. Σύμφωνα με τους Rodriguez-Marek (2000), ο λόγος ανάμεσα στις περιόδους T_v και T_{v-p} είναι 0.84 με μία σταθερή απόκλιση ίση με 0.28. Σε γενικές γραμμές μπορεί συνεπώς να ειπωθεί ότι ενδεχόμενη σύμπτωση των τιμών των περιόδων T_v και T_{v-p} για μία σεισμική διέγερση υποδηλώνει πως ο παλμός της ταχύτητας περιέχει ενέργεια σε ένα μικρό εύρος περιόδων.

1.2.3 Κλιμάκωση των φασμάτων απόκρισης διεγέρσεων εγγύς πεδίου βάσει του μεγέθους του σεισμού

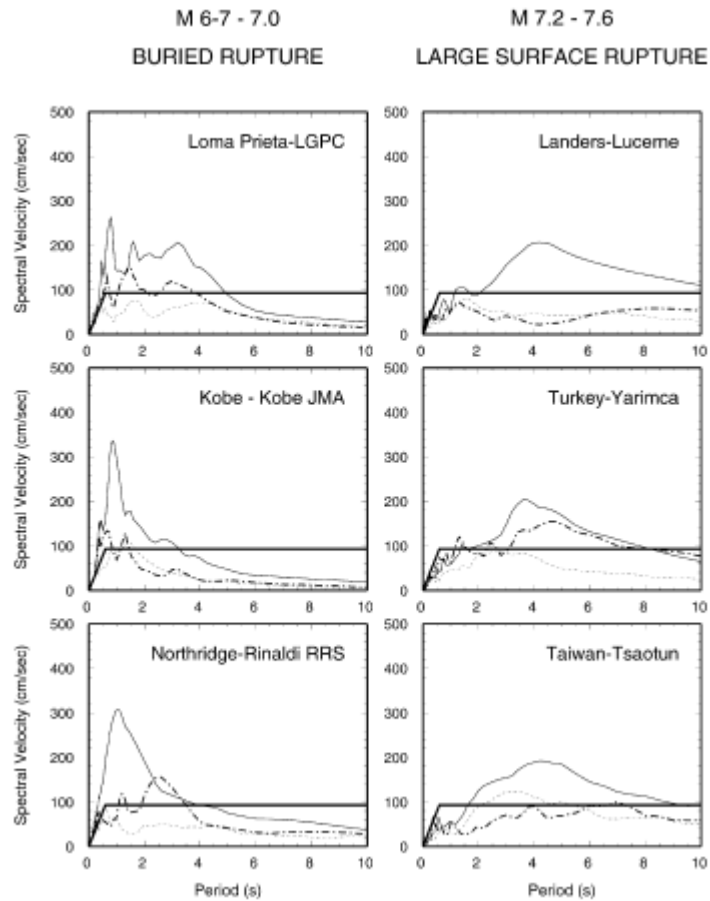
Οι παλμοί των διεγέρσεων εγγύς πεδίου, όπως έχει προκύψει και από τις καταγραφές πρόσφατων ισχυρών σεισμικών γεγονότων (Τουρκία 1999, Ταϊβάν 1999), είναι παλμοί που περιλαμβάνουν μικρό εύρος συχνοτήτων και των οποίων η ιδιοπερίοδος αυξάνεται με την αύξηση του μεγέθους της δόνησης. Οι σεισμοί αυτοί εμφανίζουν επιπλέον σημαντικά ασθενέστερες εδαφικές κινήσεις στην περιοχή των μικρών και μέσων περιόδων (0.1-3 sec), σε σχέση με εκείνες μικρότερων σεισμών μεγέθους $M_w=6.7-7.0$. Τα συμπεράσματα αυτά απαιτούν συνεπώς την επανεκτίμηση της επιρροής του μεγέθους των δονήσεων στα υπάρχοντα μοντέλα των κινήσεων κοντινού πεδίου καθώς και των διαφόρων σχέσεων που βασίζονται στα χαρακτηριστικά της σεισμικής πηγής (Somerville et al, 1999).

Στην εικ.1.5 συγκρίνονται οι παλμοί κατευθυντικότητας διεγέρσεων μεγέθους 6.7-7.0 με εκείνους που αντιστοιχούν σε διεγέρσεις μεγέθους 7.2-7.6 και είναι εμφανής η αισθητά μεγαλύτερη ιδιοπερίοδος των τελευταίων. Όπως φαίνεται επίσης, το μικρό εύρος συχνοτήτων αυτών των παλμών έχει ως αποτέλεσμα την εμφάνιση διακριτών μεγίστων στα ελαστικά φάσματα απόκρισης. Για τις συνιστώσες κάθετα στο ρήγμα (συνεχής γραμμή), τα φάσματα απόκρισης εμφανίζονται σημαντικά

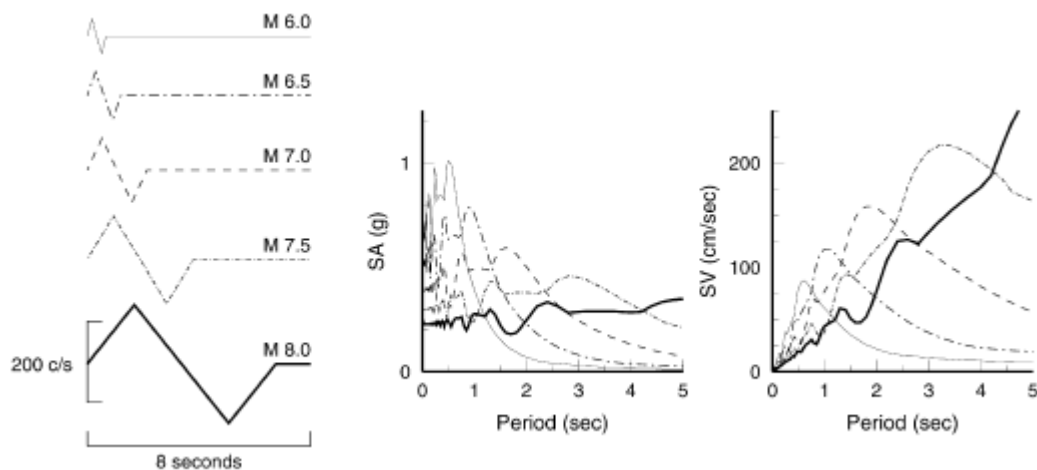
ενισχυμένα σε σχέση με εκείνα των παράλληλων συνιστωσών (διακεκομμένη γραμμή) για τις μεγάλες περιόδους, τόσο για τις ισχυρές όσο και για τις ασθενέστερες διεγέρσεις. Για τους ισχυρούς σεισμούς συγκεκριμένα, τα φάσματα απόκρισης είναι συμβατά με εκείνα του κανονισμού (UBC-1994) για τις μεσαίες περιόδους –μεταξύ 0.5 και 2.5 sec- αλλά σημαντικά μεγαλύτερα για περιόδους περί τα 4 sec. Αντιθέτως, τα φάσματα των μικρότερων σεισμών είναι αρκετά πιο ενισχυμένα για το εύρος των περιόδων μεταξύ 0.5 και 2.5 sec, ενώ είναι συμβατά με τα αντίστοιχα φάσματα του κανονισμού για τις μεγαλύτερες περιόδους. Τα παραπάνω συμπεράσματα επιβεβαιώνονται με πλέον ξεκάθαρο τρόπο και από τα φάσματα ταχυτήτων για τις ίδιες διεγέρσεις, όπως αυτά παρουσιάζονται στην εικ.1.6. Τέλος, στην εικ.1.7 συνοψίζονται οι προηγούμενες διαπιστώσεις σχετικά με την επιρροή του μεγέθους στη μορφή των φασμάτων απόκρισης. Παρατηρεί κανείς την εμφανή αύξηση της περιόδου του παλμού με την αύξηση του μεγέθους του σεισμού και το γεγονός ότι τα φάσματα παρουσιάζουν μέγιστα σε περιόδους που σχετίζονται με αυτές των παλμών. Ως εκ τούτου, οι φασματικές τιμές δεν αυξάνονται μονοτονικά σε όλες τις περιόδους όπως στα συμβατικά μοντέλα, αλλά παρατηρείται ότι αυξανόμενου του μεγέθους τα μέγιστα μετατοπίζονται προς μεγαλύτερες περιόδους, δημιουργώντας κατ' αυτό τον τρόπο εύρη περιόδων όπου η απόκριση σε ασθενέστερες διεγέρσεις είναι μεγαλύτερη από εκείνη που αντιστοιχεί σε διεγέρσεις μεγαλύτερου μεγέθους.



Εικ.1.5 : (A) Παλμοί ταχυτήτων κάθετα στο ρήγμα από καταγραφές δονήσεων μικρού μεγέθους (αριστερά) και μεγαλύτερου μεγέθους (δεξιά). (B) Προκύπτοντα φάσματα επιταχύνσεων, όπου παρατίθεται ως μέγεθος αναφοράς η καμπύλη του Κανονισμού UBC-1994. Με συνεχή γραμμή αποδίδεται η κάθετη συνιστώσα, ενώ με διακεκομμένη η αντίστοιχη παράλληλα στη διάρρηξη.



Εικ.1.6 : Φάσματα ταχυτήτων για την κάθετη συνιστώσα για την περίπτωση σεισμών μεσαίου μεγέθους (αριστερά) και μεγαλύτερου μεγέθους (δεξιά). Με συνεχή γραμμή αποδίδεται η κάθετη συνιστώσα, ενώ με διακεκομμένη η συνιστώσα παράλληλα στη διάρρηξη.



Εικ.1.7 : Κλιμάκωση με βάση το μέγεθος τριγωνικών παλμών ταχυτήτων που αντιπροσωπεύουν κινήσεις εγγύς πεδίου (αριστερά) και τα προκύπτοντα φάσματα επιταχύνσεων και ταχυτήτων.

Η κλιμάκωση με βάση το μέγεθος της διέγερσης, όπως προκύπτει από τα δεδομένα των διεγέρσεων στις εικόνες 1.5 και 1.6, είναι αντίθετη προς όλα τα ισχύοντα μοντέλα προσδιορισμού των φασμάτων απόκρισης, τα οποία υποθέτουν ότι οι φασματικές τιμές αυξάνονται μονοτονικά σε ολόκληρο το εύρος των περιόδων. Το γεγονός ωστόσο ότι η αύξηση των φασματικών τιμών δεν είναι στην πραγματικότητα μονοτονική αλλά εξαρτάται από το μέγεθος του σεισμού, είναι φυσική συνέπεια του μικρού εύρους συχνοτήτων που χαρακτηρίζει τους παλμούς των εδαφικών κινήσεων κοντινού πεδίου. Η περίοδος του παλμού σχετίζεται με παραμέτρους της σεισμικής πηγής -όπως οι διαστάσεις του ρήγματος, ο χρόνος που απαιτείται για την ολίσθηση σε ένα σημείο αυτού- οι οποίες γενικώς αυξάνονται με το μέγεθος του σεισμού. Κατά συνέπεια, οι εδαφικές κινήσεις εγγύς πεδίου και η απόκριση των κατασκευών σε αυτές δεν μπορούν να περιγραφούν αποτελεσματικά μεταβάλλοντας κατά την ίδια ποσότητα τις τεταγμένες των φασμάτων σε όλες τις περιόδους, καθώς η μορφή της απόκρισης ιδιαίτερα στις μεσαίες και μεγάλες περιόδους μεταβάλλεται καθώς αυξάνονται το επίπεδο του φάσματος και το μέγεθος της δόνησης.

1.2.4 Εξάρτηση της μέγιστης εδαφικής ταχύτητας και της περιόδου του παλμού από το μέγεθος της διέγερσης

1.2.4.1 *Μέγιστη οριζόντια εδαφική ταχύτητα (PHV)*

Η κορυφαία τιμή της οριζόντιας συνιστώσας της ταχύτητας του εδάφους επηρεάζεται σε σημαντικό βαθμό από το μέγεθος του σεισμού, την απόσταση της θέσης από την πηγή, καθώς και από τις τοπικές εδαφικές συνθήκες. Ο Somerville (1998) πρότεινε τη χρησιμοποίηση μιας διγραμμικής σχέσης μεταξύ του λογαρίθμου της μέγιστης εδαφικής ταχύτητας, του μεγέθους της δόνησης και του λογαρίθμου της απόστασης, η οποία προέκυψε από παλινδρομική ανάλυση των δεδομένων 15 πραγματικών καταγραφών και 12 συνθετικών χρονοϊστοριών φόρτισης. Οι καταγραφές αντιστοιχούν σε μεγέθη $M_w=6.2-7.5$ και αποστάσεις $r=3-10$ km, όπου το κατώτατο όριο των 3 km τέθηκε προκειμένου να αποφευχθούν μη ρεαλιστικές εκτιμήσεις της ταχύτητας σε μικρές αποστάσεις από τη σεισμική πηγή. Η σχέση γράφεται ως εξής :

$$\ln(PHV) = -2,31 + 1,15 * M_w - 0,5 * \ln(r) \quad (1.3)$$

Βασιζόμενοι στα ίδια δεδομένα με τον Somerville, οι Alavi and Krawinkler (2000) πρότειναν μια εναλλακτική σχέση για τον προσδιορισμό της μέγιστης εδαφικής ταχύτητας από το μέγεθος της διέγερσης και την απόσταση από τη σεισμική πηγή, η οποία δίνεται από την έκφραση :

$$\ln(PHV) = -5,11 + 1,59 * M_w - 0,58 * \ln(r) \quad (1.4)$$

Επιπλέον, οι Rodriguez-Marek (2000) διενήργησαν αναλύσεις παλινδρόμησης σε δεδομένα από 48 χρονοϊστορίες ταχυτήτων προερχόμενες από 11 σεισμικά γεγονότα. Τα δεδομένα αφορούσαν εγγύς πεδίου περιοχές με αποστάσεις από την πηγή μικρότερες των 20 km και μεγέθη $M_w=6.1-7.4$. Διαφορετικές αναλύσεις διενεργήθηκαν για τις καταγραφές σε βράχο και έδαφος αντίστοιχα, καθώς και για όλες τις καταγραφές μαζί. Η σχέση υπολογισμού της μέγιστης οριζόντιας εδαφικής ταχύτητας που προτείνεται από τους συγκεκριμένους ερευνητές γράφεται :

$$\ln(PHV) = a + b * M_w + c * \ln(r^2 + d^2) + \eta_i + \varepsilon_{ij} \quad (1.5)$$

όπου η PHV εκφράζεται σε cm/sec, a , b , c και d είναι παράμετροι του μοντέλου, r είναι η ελάχιστη απόσταση από το ρήγμα, η_i όρος που αναφέρεται στο σεισμικό γεγονός i και ε_{ij} όρος που αντιπροσωπεύει τις αποκλίσεις μεταξύ των γεγονότων, όπου ο δείκτης j αντιπροσωπεύει τη μεμονωμένη καταγραφή και ο δείκτης i το σεισμικό γεγονός. Οι δύο τελευταίοι όροι θεωρούνται ως ανεξάρτητες τυχαίες μεταβλητές που ακολουθούν κανονική κατανομή με διακύμανση τ^2 και σ^2 αντίστοιχα, οπότε το συστηματικό σφάλμα που προκύπτει στην εκτίμηση της μέγιστης οριζόντιας εδαφικής ταχύτητας PHV είναι ίσο με :

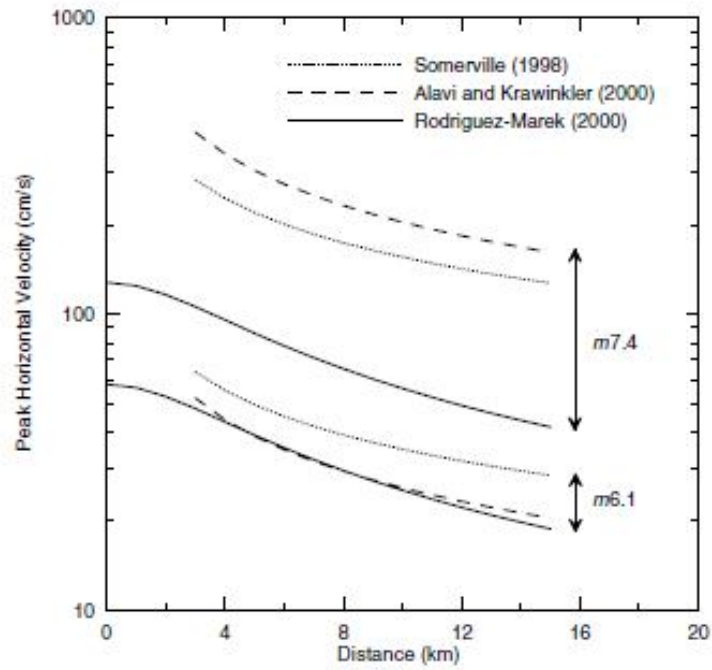
$$\sigma_{total}^2 = \tau^2 + \sigma^2 \quad (1.6)$$

Οι τιμές των παραμέτρων του προσομοιώματος των Rodriguez-Marek παρατίθενται στον πιν.1.2 που ακολουθεί.

Δεδομένα για	a	b	c	d	σ	τ	σ_{total}	$Var(\sigma^2)$	$Var(\tau^2)$	$Cov(\sigma^2, \tau^2)$
Όλες τις καταγραφές	2,44	0,50	-0,41	3,93	0,47	0,41	0,62	0,0026	0,011	0,00082
Έδαφος	3,86	0,30	-0,42	3,93	0,43	0,41	0,59	0,014	0,0026	0,00086
Βράχο	1,46	0,61	-0,38	3,93	0,53	0,25	0,59	0,023	0,019	-0,0120

Πιν. 1.2 : Παράμετροι των παλινδρομικών αναλύσεων για τον προσδιορισμό της μέγιστης οριζόντιας εδαφικής ταχύτητας (Rodriguez-Marek, 2000).

Στην εικ.1.8, συγκρίνονται η σχέση των Rodriguez-Marek (2000) για όλες τις θέσεις με αυτές που αναπτύχθηκαν προηγουμένως από τον Somerville (1998) και τους Alavi and Krawinkler (2000). Οι σχέσεις αυτές διαφοροποιούνται κυρίως όσον αφορά την κλιμάκωση των αποτελεσμάτων αναφορικά με το μέγεθος της διέγερσης, όπου προκύπτει ότι οι Somerville (1998) και Alavi and Krawinkler (2000) προτείνουν μια σημαντικά μεγαλύτερη μεταβολή της μέγιστης οριζόντιας εδαφικής ταχύτητας PHV συναρτήσει του μέγεθους. Η μεταβολή αυτή κατά τον Stewart (2001) οφείλεται πιθανότατα στο μεγαλύτερο πλήθος δεδομένων στην πιο πρόσφατη έρευνα των Rodriguez-Marek (2000) κι όχι τόσο στη χρησιμοποίηση των επιπρόσθετων συνθετικών χρονοϊστοριών στην εργασία του Somerville, καθώς όπως σημειώνει και ο ίδιος, η μέγιστη οριζόντια εδαφική ταχύτητα PHV των πραγματικών καταγραφών αυξάνεται γρηγορότερα με το μέγεθος του σεισμού σε σχέση με τις συνθετικές χρονοϊστορίες.



Εικ.1.8 : Σύγκριση των αποτελεσμάτων των παλινδρομικών αναλύσεων για τη μέγιστη οριζόντια εδαφική ταχύτητα (PHV) τριών διαφορετικών εργασιών από μια βάση δεδομένων καταγραφών εγγύς πεδίου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

Η ΜΕΘΟΔΟΣ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ ΒΑΣΗΣ

2.1 Γενικά

Η συμβατική τεχνική που ακολουθείται για τον αντισεισμικό σχεδιασμό νέων κατασκευών περιλαμβάνει την εφαρμογή όλων εκείνων των μεθοδολογιών που προτείνονται στους ισχύοντες Κανονισμούς με σκοπό την επίτευξη επαρκούς αντοχής στα δομικά μέλη, όπως επίσης ικανότητας παραμόρφωσης και απορρόφησης ενέργειας, ώστε αυτά να ανθίστανται επιτυχώς και με ασφάλεια στις απαιτήσεις των ισχυρών σεισμικών δονήσεων. Αντίστοιχα, ο ανασχεδιασμός ή/και η ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών που είτε έχουν υποστεί βλάβες από προγενέστερους σεισμούς είτε απλώς δεν πληρούν τις απαιτήσεις των σύγχρονων Κανονισμών, επιβάλλει την αύξηση της αντοχής των μελών που αναλαμβάνουν τις σεισμικές δράσεις με ένα πολύ σημαντικό όμως κι αναπόφευκτο μειονέκτημα · την αύξηση των μαζών κι άρα και των αδρανειακών δυνάμεων που ασκούνται στην κατασκευή. Κατασκευές σχεδιασμένες βάσει των παραπάνω είναι πολύ πιθανό να αντέξουν έναν μεγάλο σεισμό, εκδηλώνοντας όμως παράλληλα μεγάλης έκτασης βλάβες τόσο στον φέροντα οργανισμό όσο και στον εσωτερικό τους εξοπλισμό με αποτέλεσμα διακοπή της λειτουργικότητάς τους και υψηλό οικονομικό κόστος.

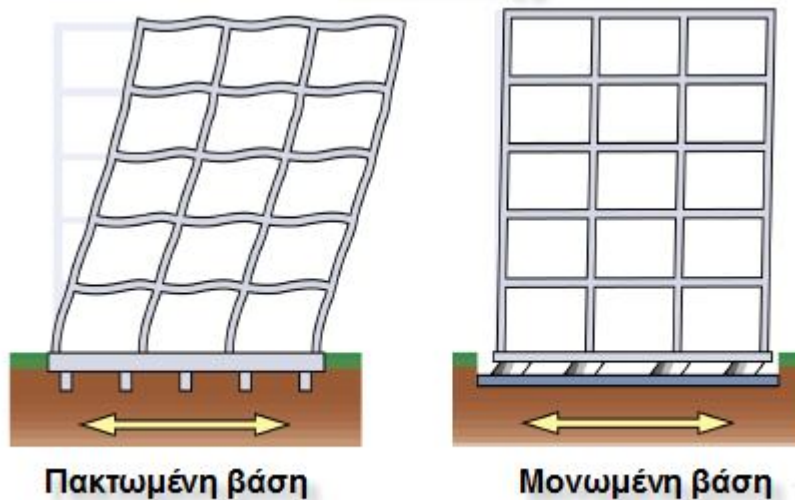
Μια εναλλακτική και συγχρόνως ελκυστική για τα πλεονεκτήματά της μέθοδος αντισεισμικού σχεδιασμού είναι η εφαρμογή μέσων ελέγχου (παθητικών ή/και ενεργητικών) της δόνησης της κατασκευής κατά τη διάρκεια ενός ισχυρού σεισμικού κραδασμού που υλοποιείται με την τοποθέτηση στη διεπιφάνεια ανωδομής-θεμελίωσης στοιχείων εύκαμπτων σε οριζόντιες μετακινήσεις, τους μονωτήρες. Η μέθοδος αυτή, η οποία έχει εξελιχθεί αρκετά και έχει εφαρμοστεί επιτυχώς σε κατασκευές διαφόρων τύπων (κτιριακές, γέφυρες, δεξαμενές κ.ά) τις δύο τελευταίες δεκαετίες, αποσκοπεί στη μείωση της σεισμικής απαίτησης που εισάγεται μέσω των μηχανισμών που περιγράφονται στη συνέχεια και έχει ως αποτέλεσμα οικονομικότερες και πιο ελαφρές κατασκευές. Η σημαντική μείωση των σεισμικών απαιτήσεων αφενός αποτρέπει την κατάρρευση της κατασκευής σε ισχυρούς σεισμούς, αλλά επιπλέον περιορίζει τις βλάβες σε περιπτώσεις σειμών μέτριας έντασης.

Στις παραγράφους που ακολουθούν παρατίθενται οι αρχές στις οποίες βασίζεται αλλά και οι στόχοι της μεθόδου σεισμικής μόνωσης βάσης, η επίδρασή της στη σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών, οι κυριότεροι τύποι συστημάτων σεισμικής μόνωσης, καθώς και παραδείγματα κατασκευών όπου έχει εφαρμοσθεί η εν λόγω μέθοδος.

2.2 Αρχές και στόχοι της μεθόδου σεισμικής μόνωσης

Η εφαρμογή των μεθόδων παθητικής σεισμικής μόνωσης βάσης έχει ως κύριο άξονα τον διαχωρισμό της κίνησης της ανωδομής από την ισχυρή κίνηση του εδάφους κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος με σκοπό να ελαχιστοποιηθεί η ενέργεια που εισάγεται στην κατασκευή, εν μέρει αντανακλώντας την και εν μέρει αποσβένοντάς την στο επίπεδο της θεμελίωσης. Το σύνολο της μετακίνησης καλείται να παραληφθεί από διακριτούς μονωτήρες των οποίων τα δυναμικά χαρακτηριστικά επιλέγονται έτσι ώστε να ανεξαρτητοποιήσουν την κατασκευή από την εδαφική κίνηση στη βάση.

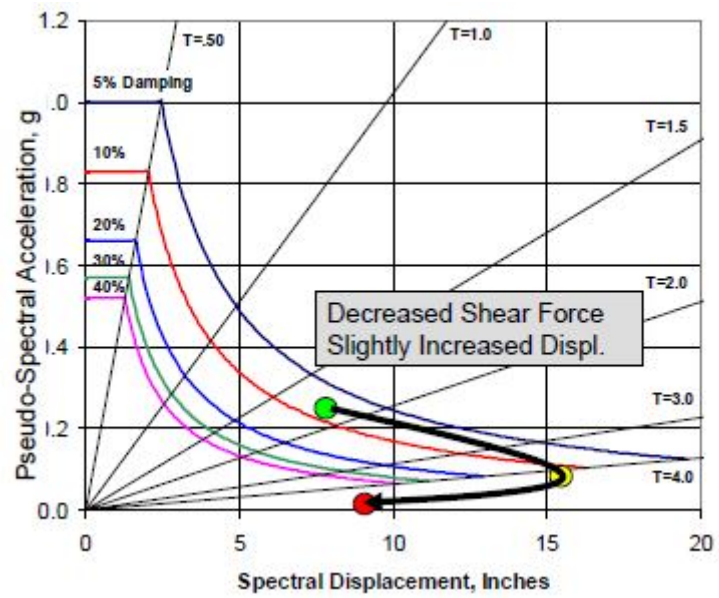
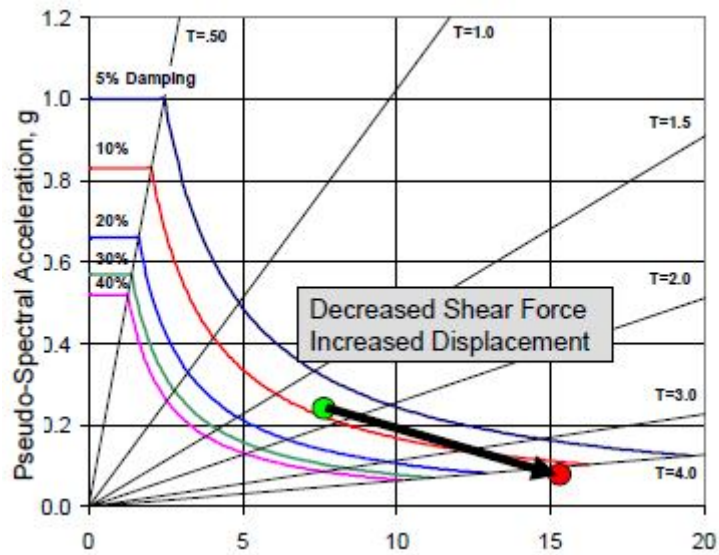
Στόχος της σεισμικής μόνωσης είναι η μείωση ή βελτίωση της απόκρισης της ανωδομής που οφείλεται στις οριζόντιες σεισμικές δράσεις συγκεντρώνοντας τις μετακινήσεις και τις όποιες διαρροές στη στάθμη του συστήματος μόνωσης. Με τον τρόπο αυτό ελαχιστοποιούνται κατά το δυνατόν οι παραμορφώσεις στις κρίσιμες διατομές των στοιχείων του φέροντος οργανισμού περιορίζοντας σημαντικά τις βλάβες και κάνοντας την ανωδομή να συμπεριφέρεται σχεδόν ως άκαμπτο στερεό σώμα. Είναι χαρακτηριστική η διαφοροποίηση στην εικόνα παραμόρφωσης του φορέα μεταξύ της πακτωμένης και της μονωμένης κατασκευής, όπως φαίνεται στην εικ.2.1.



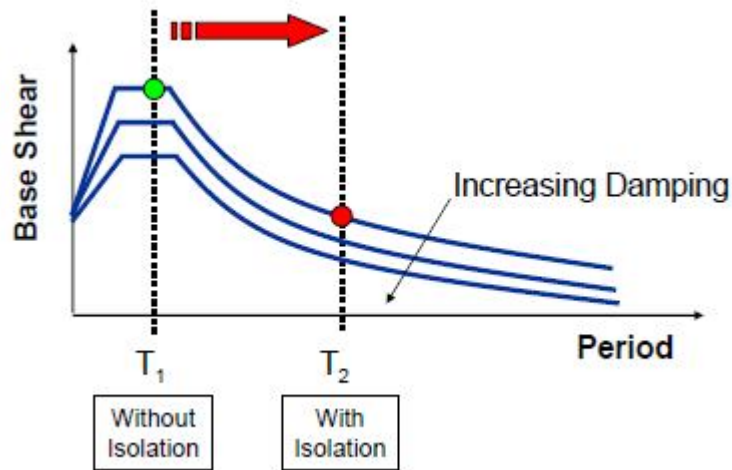
Εικ.2.1 : Εικόνες παραμόρφωσης συμβατικής κατασκευής και κατασκευής με μονωμένη βάση.

Η μείωση της απόκρισης μέσω των συστημάτων σεισμικής μόνωσης επιτυγχάνεται με τους ακόλουθους τρόπους :

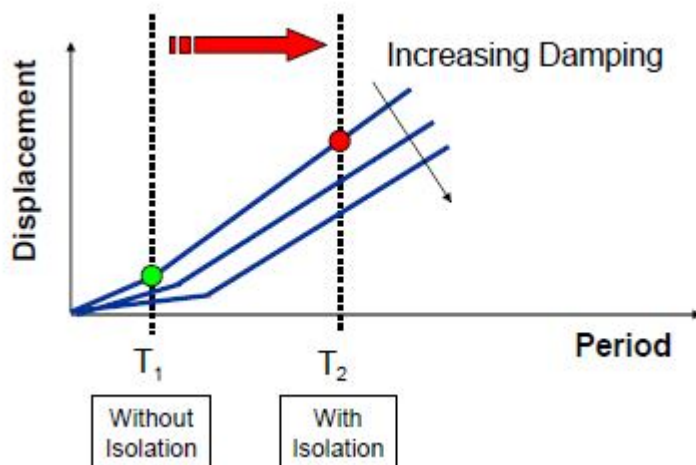
- α) Με επιμήκυνση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου της κατασκευής (ευνοϊκή επίδραση της μετάθεσης της ιδιοπεριόδου στο φάσμα σχεδιασμού), με την οποία επιτυγχάνεται μείωση των σεισμικών δυνάμεων, αλλά και παράλληλη αύξηση των μετακινήσεων (οι οποίες όμως συγκεντρώνονται στο επίπεδο της μόνωσης)
- β) Με αύξηση της ικανότητας απόσβεσης, με την οποία επιτυγχάνεται μείωση των μετακινήσεων και ενδεχομένως και των σεισμικών δυνάμεων
- γ) Με συνδυασμό – κατά προτίμηση – των ευνοϊκών επιδράσεων και των δύο παραπάνω παραγόντων.



Εικ. 2.2 : Επίδραση της αύξησης της ιδιοπεριόδου στην απόκριση της κατασκευής χωρίς ή με σύγχρονη αύξηση της απόσβεσης (φάσμα ADRS) [8].



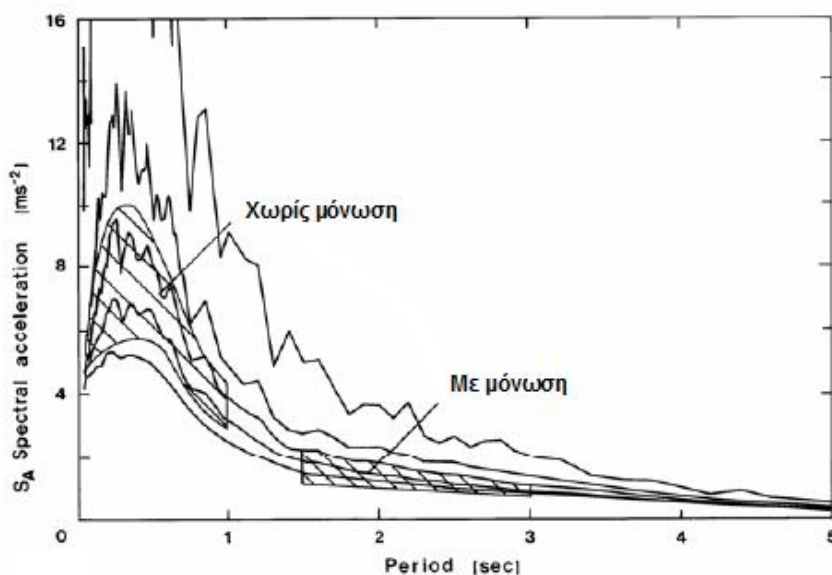
Εικ. 2.3 : Επίδραση της αύξησης της ιδιοπεριόδου στην τέμνουσα βάσης σχεδιασμού (φάσμα επιταχύνσεων) [8].



Εικ. 2.4 : Επίδραση της αύξησης της ιδιοπεριόδου στις μετακινήσεις σχεδιασμού (φάσμα μετακινήσεων) [8].

Από τα παραπάνω γίνεται σαφές ότι τα συστήματα σεισμικής μόνωσης που μπορούν να αποδειχθούν αποτελεσματικά στην πράξη πρέπει να είναι σε θέση να παρέχουν σε ικανοποιητικό βαθμό τόσο μείωση των σεισμικών δυνάμεων που εισάγονται στην κατασκευή, όσο και περιορισμό εντός των επιτρεπόμενων ορίων των μετακινήσεων των ίδιων των μονωτήρων. Κάτι τέτοιο είναι εφικτό εξασφαλίζοντας σημαντική ικανότητα απόσβεσης στο σύστημα μόνωσης παράλληλα με την αυξημένη οριζόντια ευκαμψία κάνοντας χρήση μονωτήρων με υστερητική συμπεριφορά ή/και πρόσθετων αποσβεστήρων.

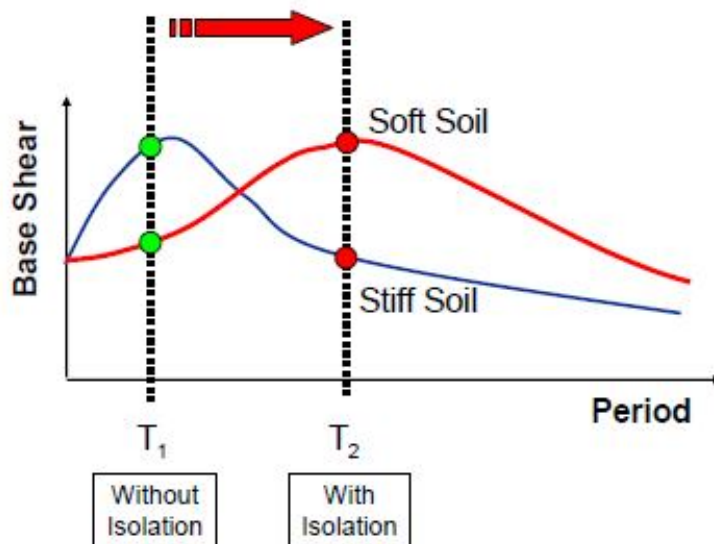
Στο σημείο αυτό κρίνεται σκόπιμο να αναφερθεί πως η σεισμική μόνωση βάσης στις περισσότερες των περιπτώσεων συνιστά μια αποτελεσματική λύση αντιμετώπισης του σεισμικού κινδύνου, χωρίς όμως μια τέτοια διαπίστωση να μπορεί να γενικευθεί δίχως περαιτέρω κρίση από την πλευρά του μελετητή. Σύμφωνα με τη διεθνή βιβλιογραφία [9], τα επιταχυνσιογραφήματα τυπικών σεισμών παρουσιάζουν δεσπόζουσες περιόδους 0.1-1 sec με δυσμενέστερες επιταχύνσεις στο εύρος 0.2-0.6 sec, πράγμα που σημαίνει ότι κατασκευές με θεμελιώδεις ιδιοπεριόδους $T=0.1-1$ sec είναι περισσότερο ευάλωτες στις δονήσεις του εδάφους και εμφανίζουν αυξημένες σεισμικές απαιτήσεις. Στις περιπτώσεις αυτές, η αύξηση της οριζόντιας ευκαμψίας μέσω εφαρμογής των συστημάτων μόνωσης αυξάνει τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της κατασκευής οδηγώντας την αρκετά μακριά από τη δεσπόζουσα περίοδο του κραδασμού, μειώνοντας με τον τρόπο αυτό τις επιταχύνσεις στην ανωδομή.



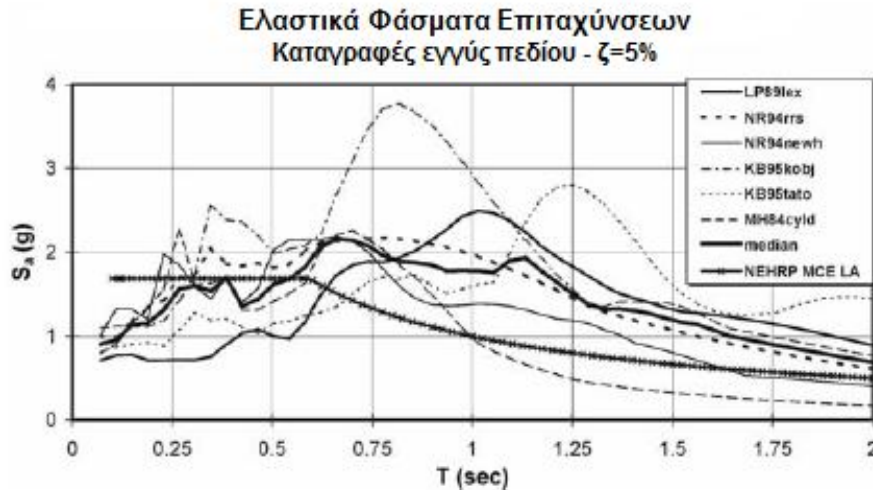
Εικ. 2.5 : Φάσμα απόκρισης επιταχύνσεων τυπικών σεισμικών δονήσεων (μέσος όρος οχτώ επιταχυνσιογραφήματων – El Centro 1934, El Centro 1940, Olympia 1949, Taft 1952) [9].

Υπάρχουν όμως ενίοτε και περιπτώσεις σεισμών όπου η μέγιστη επιτάχυνση εμφανίζεται στις μεγάλες περιόδους, όπως όταν στη θέση της κατασκευής συναντώνται στρώσεις μαλακού εδάφους με μεγάλο πάχος (βλ. περίπτωση Πόλης του Μεξικού) οι οποίες ενισχύουν τις μακροπερίοδες συνιστώσες των διεγέρσεων (βλ. εικ.2.6) ή στις περιπτώσεις όπου η κατασκευή βρίσκεται εντός της επικεντρικής περιοχής και η εδαφική κίνηση χαρακτηρίζεται από έντονα φαινόμενα κατευθυντικότητας. Στην τελευταία αυτή περίπτωση τα φάσματα απόκρισης

επιταχύνσεων εμφανίζουν μεγάλες τιμές σε περιόδους μεγαλύτερες του 1.0 sec (βλ. εικ.2.7), κατά πολύ δυσμενέστερες σε σχέση με το φάσμα σχεδιασμού. Η λύση της σεισμικής μόνωσης με μονωτήρες χαμηλής και μέσης απόσβεσης ενδέχεται να αυξήσει παρά να μειώσει την απόκριση της κατασκευής (όπως θα φανεί και από ορισμένα αποτελέσματα αναλύσεων που διενεργήθηκαν στα πλαίσια της παρούσας εργασίας), καθώς η αυξημένη ιδιοπερίοδος του εύκαμπτου φορέα εμπίπτει στα εύρη περιόδων των φασμάτων απόκρισης όπου η επιτάχυνση έχει μεγάλη τιμή. Η πρόβλεψη υψηλής απόσβεσης στα συστήματα μόνωσης ή/και η χρήση αποσβεστήρων αποτελούν απαραίτητα μέσα προστασίας από την ενδεχόμενη εκδήλωση τέτοιων σεισμικών γεγονότων.



Εικ. 2.6 : Ευμενής ή δυσμενής επίδραση της σεισμικής μόνωσης στην τέμνουσα βάσης ανάλογα με τις εδαφικές συνθήκες [8].



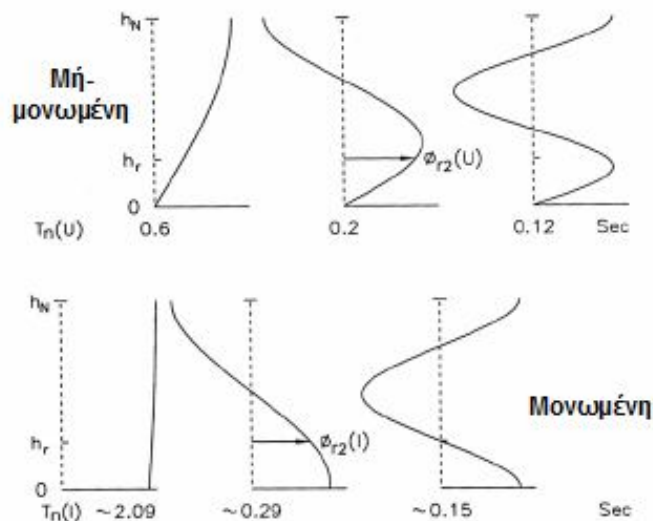
Εικ. 2.7 : Ελαστικά φάσματα επιταχύνσεων καταγραφών εγγύς πεδίου (συνιστώσες κάθετα στο ρήγμα).

2.3 Επίδραση της σεισμικής μόνωσης στην απόκριση των κατασκευών

Η εφαρμογή των συστημάτων σεισμικής μόνωσης έχει ως αποτέλεσμα τη μεταβολή της 1^{ης} ιδιομορφής των κατασκευών, η οποία διαφέρει σημαντικά από τις υπόλοιπες ιδιομορφές που έχουν κοινά μεταξύ τους χαρακτηριστικά. Η αναφορά μας πλέον στην 1^η ιδιομορφή γίνεται ξεχωριστά από τις υπόλοιπες, οι οποίες θα αναφέρονται ως «άνωτερες ιδιομορφές». Η ιδιοπερίοδος και η απόσβεση που αντιστοιχούν στην 1^η ιδιομορφή μιας σεισμικά μονωμένης κατασκευής, και κατ' επέκταση η απόκρισή της, προσδιορίζονται πρωτίστως από τα χαρακτηριστικά του συστήματος μόνωσης και δεν σχετίζονται με την περίοδο και την απόσβεση της ανωδομής.

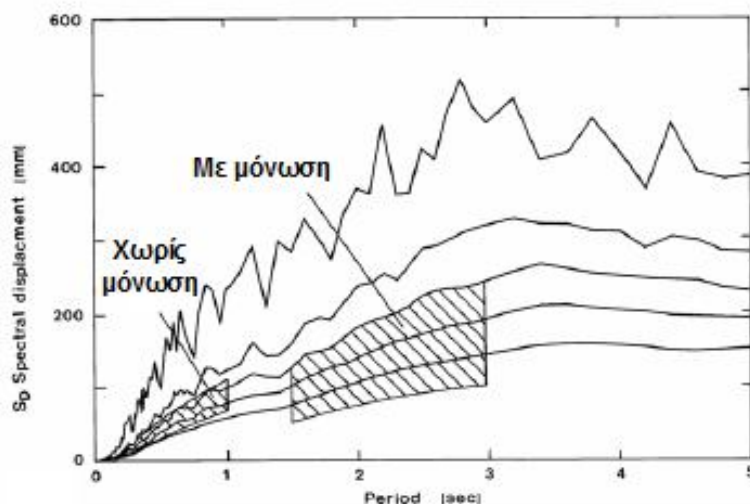
Το κύριο χαρακτηριστικό της 1^{ης} ιδιομορφής μιας μονωμένης κατασκευής είναι η σχεδόν ομοιόμορφη (ορθογωνική) καθ' ύψος κατανομή των οριζόντιων μετακινήσεων και επιταχύνσεων, όπως φαίνεται και στην εικ.2.8. Ως αποτέλεσμα αυτού, κατά την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς μιας τέτοιας κατασκευής, η κίνηση της ανωδομής μπορεί να θεωρηθεί με πολύ καλή προσέγγιση ως κίνηση ενός άκαμπτου στερεού σώματος (βλ. εικ.2.1, σελ.20). Στις συνήθεις εφαρμογές, η απόκριση μιας κατασκευής με γραμμικούς (ελαστικούς) μονωτήρες μπορεί να περιγραφεί βάσει φασμάτων απόκρισης και λαμβάνοντας υπόψη μόνο την 1^η ιδιομορφή, ενώ στις περιπτώσεις όπου η συμπεριφορά του συστήματος μόνωσης είναι μη-γραμμική, αν και τα περισσότερα χαρακτηριστικά της απόκρισης μπορούν να

προσδιορισθούν με επαρκή ακρίβεια μέσω της 1^{ης} ιδιομορφής, εντούτοις μπορεί και οι ανώτερες ιδιομορφές να παίζουν ρόλο.



Εικ. 2.8 : Επίδραση της μόνωσης στις τρεις πρώτες ιδιομορφές ταλάντωσης ενός διαμητικού κτιρίου [9].

Από την εικ.2.8 φαίνεται με ξεκάθαρο τρόπο ότι σε μια μονωμένη κατασκευή το σύνολο πρακτικά της απαίτησης σε μετακινήσεις συγκεντρώνεται στη βάση της, στα στοιχεία δηλαδή που αποτελούν το σύστημα μόνωσης. Οι μετακινήσεις αυτές συνήθως είναι σημαντικές (της τάξης των 20-30 cm), όπως προκύπτει από τα φάσματα μετακινήσεων τυπικών σεισμικών κραδασμών της διεθνούς βιβλιογραφίας [9] (βλ. εικ.2.9) και αποτελούν μια από τις σημαντικότερες παραμέτρους σχεδιασμού των μονωτήρων (βλ. Κεφ. 5). Οι αναμενόμενες μετακινήσεις των μονωτήρων διαμορφώνουν σε σημαντικό βαθμό το κόστος εφαρμογής της λύσης της σεισμικής μόνωσης, γι' αυτό κι ο περιορισμός τους αυξάνοντας το ποσοστό απόσβεσης αποτελεί βασική επιδίωξη του σχεδιασμού.



Εικ. 2.9 : Φάσμα απόκρισης μετακινήσεων τυπικών σεισμικών δονήσεων (μέσος όρος οχτώ επιταχυνσιογραφημάτων – El Centro 1934, El Centro 1940, Olympia 1949, Taft 1952) [9].

2.4 Συστήματα σεισμικής μόνωσης

Στην παρούσα παράγραφο περιγράφονται οι πλέον κοινοί τύποι συστημάτων σεισμικής μόνωσης που χρησιμοποιούνται ευρέως σε έργα ανά τον κόσμο. Γενικά, τα συστήματα αυτά κατατάσσονται σε δύο κατηγορίες : α) στα ελαστομερή συστήματα και β) στα συστήματα τριβής (ή ολίσθησης). Στα ελαστομερή συστήματα περιλαμβάνονται : i) τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης (Low Damping Rubber Bearings – LDRB), ii) τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης (High Damping Rubber Bearings – HDRB) και iii) τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (Lead Rubber Bearings – LRB). Τα συστήματα τριβής περιλαμβάνουν : i) μηχανισμούς με σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης (Friction Pendulum Systems – FPS) και ii) μηχανισμούς με επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης (Friction Sliding Systems – FSS).

2.4.1 Ελαστομερή συστήματα

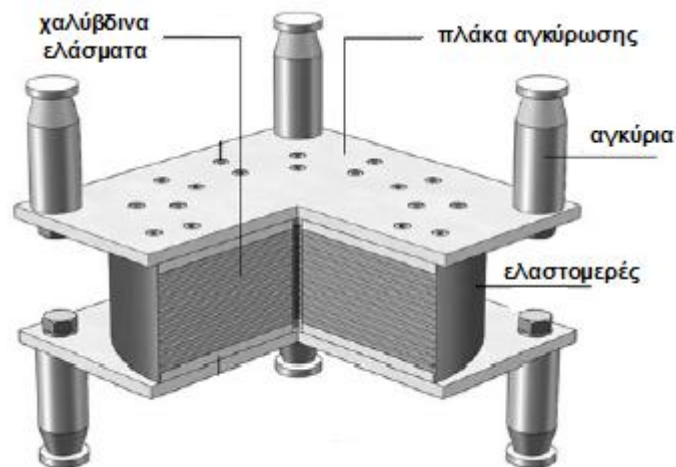
Συνιστούν τον συνηθέστερο τύπο συστημάτων που έχουν χρησιμοποιηθεί σε εφαρμογές σεισμικής μόνωσης. Αποτελούνται από επάλληλες στρώσεις ελαστομερούς υλικού (Neoprene) - ειδικά επεξεργασμένου (vulcanized) ώστε να καταστεί ανθεκτικότερο στις περιβαλλοντικές επιδράσεις – στο οποίο συγκολλώνται και εγκιβωτίζονται πλήρως λεπτά χαλύβδινα φύλλα προκειμένου να εξασφαλισθεί

υψηλή δυσκαμψία στην κατακόρυφη διεύθυνση για την ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων και να περιοριστούν σημαντικά οι πλευρικές παραμορφώσεις (λόγω φαινομένου Poisson) του ελαστομερούς. Η σύνδεση των εφεδράνων αυτών με την ανωδομή και τη θεμελίωση επιτυγχάνεται μέσω μεταλλικών πλακών πάνω στις οποίες κοχλιώνονται βλήτρα τοποθετημένα στα στοιχεία σύνδεσης πάνω και κάτω από τα εφέδρανα. Διατίθενται τόσο σε ορθογωνικές όσο και κυκλικές διατομές διαφόρων διαστάσεων ανάλογα με τον σχεδιασμό και τις απαιτήσεις που καλούνται να καλύψουν. Στην εικ.2.10 φαίνεται μια τυπική διατομή ενός τέτοιου εφεδράνου.

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα διακρίνονται ανάλογα με το ποσοστό της απόσβεσης που προσδίδουν στο σύστημα μόνωσης και κατηγοριοποιούνται σε εφέδρανα χαμηλής και υψηλής απόσβεσης. Η απόσβεση (εκφρασμένη ως ποσοστό % της κρίσιμης τιμής) προσδίδεται από το ελαστομερές, το οποίο παράλληλα προσφέρει υψηλή πλευρική ευκαμψία και την απαιτούμενη δύναμη επαναφοράς στο εφέδρανο για την επανακέντρωσή του μετά την επιβολή οριζόντιας μετακίνησης, ενώ στα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου η (υψηλή) τιμή της απόσβεσης οφείλεται στην παρουσία του μολύβδου. Ακολουθώντας, αναφέρονται επιγραμματικά τα μηχανικά χαρακτηριστικά των τριών τύπων ελαστομερών συστημάτων μόνωσης, ο τρόπος προσομοίωσης της συμπεριφοράς τους σε δυναμική φόρτιση καθώς και τα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα που παρουσιάζουν.

2.4.1.1 Εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης (LDRB)

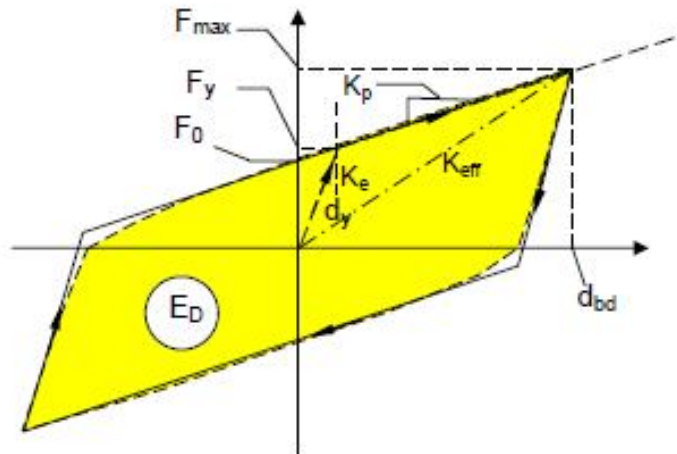
Σύμφωνα με τις Οδηγίες Σεισμικής Μόνωσης (Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ, 2007), τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης έχουν ισοδύναμο λόγο ιξώδους απόσβεσης ζ μικρότερο του 6%, με συνηθέστερα θεωρούμενη τιμή το 5%. Η ανακυκλική συμπεριφορά τέτοιων εφεδράνων είναι παρόμοια με την υστερητική με λεπτούς βρόχους. Η συμπεριφορά τους μπορεί να προσεγγιστεί σαν συμπεριφορά γραμμικών ελαστικών στοιχείων με ισοδύναμη ελαστική δυσκαμψία $G_b \cdot A_b / t_e$ για διατμητικές παραμορφώσεις ίσες ή και μεγαλύτερες του 100%, όπου G_b είναι το μέτρο διάτμησης του ελαστομερούς, A_b η επιφάνειά του και t_e το συνολικό του πάχος. Στα πλεονεκτήματα όσον αφορά τη χρήση τους περιλαμβάνονται η εύκολη και τυποποιημένη πλέον παραγωγή τους, η απλότητα στην προσομοίωσή τους στη φάση του σχεδιασμού και το ότι η απόκρισή τους δεν είναι ευαίσθητη σε επιδράσεις του περιβάλλοντος αλλά ούτε και σε παραμέτρους όπως η ταχύτητα και η ιστορία της φόρτισης. Βασικό τους μειονέκτημα αποτελεί η χαμηλή απόσβεση που προσφέρουν με αποτέλεσμα μεγάλες απαιτήσεις μετακινήσεων στο σύστημα μόνωσης που καθιστούν απαραίτητη τη χρήση πρόσθετων μέσων απόσβεσης.



Εικ. 2.10 : Τυπική διατομή ελαστομεταλλικών εφεδράνων χαμηλής ή υψηλής απόσβεσης χωρίς πυρήνα μολύβδου.

2.4.1.2 Εφέδρανα υψηλής απόσβεσης (HDRB)

Πρόκειται για συστήματα αντίστοιχα με τα προαναφερθέντα ελαστομεταλλικά εφέδρανα, τα οποία όμως εμφανίζουν το σημαντικό πλεονέκτημα της υψηλής ικανότητας απόσβεσης του ελαστομερούς που τα αποτελεί. Ο ισοδύναμος λόγος ιξώδους απόσβεσης ζ κυμαίνεται μεταξύ 10%-20% για διαμητική παραμόρφωση ίση με 100%. Τα εφέδρανα αυτού του τύπου εμφανίζουν ουσιαστικούς υστερητικούς βρόχους υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση και προσομοιώνονται ως μη-γραμμικά στοιχεία μέσω της διγραμμικής καμπύλης δύναμης – μετακίνησης της εικ.2.11. Η ενεργός τους δυσκαμψία K_{eff} και η ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση ζ_{eff} επηρεάζονται από παράγοντες όπως η θερμοκρασία, η ιστορία και ταχύτητα της φόρτισης, αλλά και από τα χαρακτηριστικά του ελαστομερούς.



Εικ. 2.11 : Διγραμμικό διάγραμμα δύναμης-μετακίνησης μονωτήρων με μη-γραμμική υστερητική συμπεριφορά [11].

Οι παράμετροι της διγραμμικής προσομοίωσης εφεδράνων υψηλής απόσβεσης είναι οι εξής :

d_{bd} : μετακίνηση σχεδιασμού του μονωτήρα που αντιστοιχεί στη μετακίνηση σχεδιασμού d_{cd} του συστήματος μόνωσης

F_{max} : μέγιστη δύναμη του μονωτήρα που αντιστοιχεί στη μετακίνηση σχεδιασμού d_{bd}

d_y : μετακίνηση διαρροής του μονωτήρα

F_y : δύναμη διαρροής του μονωτήρα υπό μονοτονική φόρτιση

F_0 : δύναμη σε μηδενική μετακίνηση υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση ίση με $F_y - K_p \cdot d_y$

K_e : αρχική ελαστική δυσκαμψία υπό μονοτονική φόρτιση ίση με F_y/d_y . Ισούται επιπλέον και με τη δυσκαμψία κατά την αποφόρτιση σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση

K_p : μετελαστική δυσκαμψία του μονωτήρα που προσδιορίζεται από τη σχέση $(F_{max} - F_y)/(d_{bd} - d_y)$

E_D : ενέργεια που αποσβένεται ανά κύκλο στη μετακίνηση σχεδιασμού d_{bd} του μονωτήρα, η οποία ισούται με το εμβαδόν του υστερητικού βρόχου και υπολογίζεται από τη σχέση $4 \cdot (F_y \cdot d_{bd} - F_{max} \cdot d_y)$.

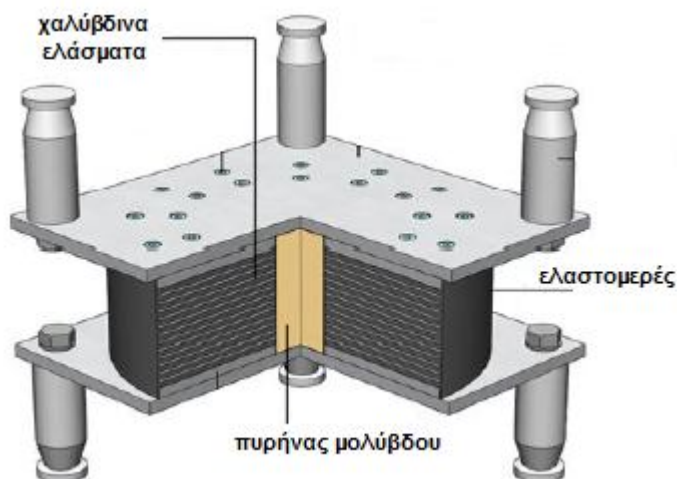
Η μη-γραμμική συμπεριφορά των παραπάνω μονωτήρων μπορεί να εκφραστεί και με τις ακόλουθες ισοδύναμες ελαστικές παραμέτρους :

K_{eff} : ισοδύναμη ελαστική (ενεργός) δυσκαμψία που υπολογίζεται ως η τέμνουσα δυσκαμψία στη μετακίνηση σχεδιασμού d_{bd} του μονωτήρα και ισούται με F_{max}/d_{bd} .

ζ_{eff} : ισοδύναμη ιξώδης (ενεργός) απόσβεση αντιστοιχούσα στη μετακίνηση σχεδιασμού d_{bd} του μονωτήρα που δίνεται από τη σχέση $1/2\pi \cdot (E_D / K_{eff} \cdot d_{bd}^2)$

2.4.1.3 Εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (LRB)

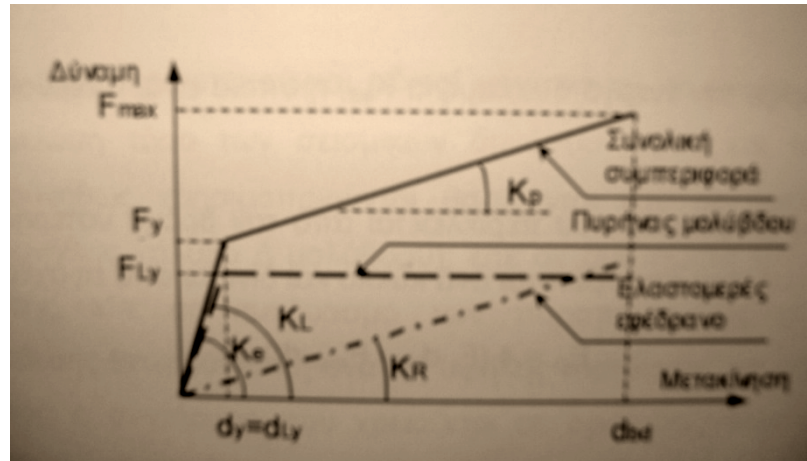
Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου αποτελούνται από συνήθη εφέδρανα με ελαστομερές χαμηλής απόσβεσης στα οποία προστίθεται ένας κυλινδρικός πυρήνας μολύβδου, όπως φαίνεται και στην παρακάτω εικόνα.



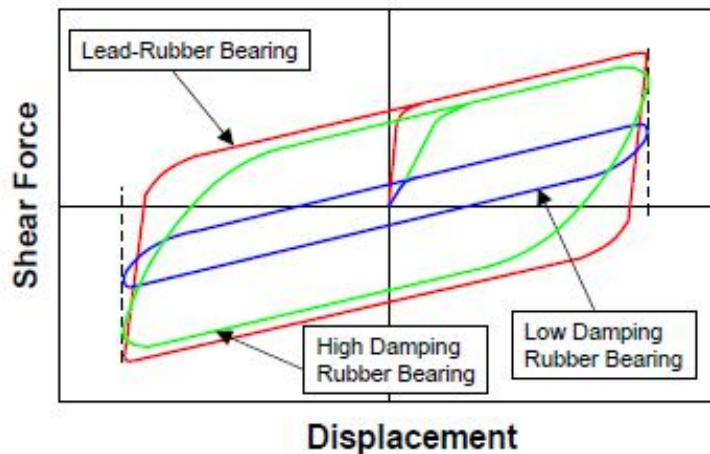
Εικ. 2.12 : Τυπική διατομή ελαστομεταλλικών εφεδράνων με πυρήνα μολύβδου.

Η συμπεριφορά του μολύβδου είναι ελαστική-απολύτως πλαστική με δυσκαμψία K_L στον ελαστικό κλάδο και μηδενική δυσκαμψία μετά τη διαρροή, ενώ το ελαστομεταλλικό εφέδρανο συμπεριφέρεται ελαστικά με δυσκαμψία K_R (βλ. εικ.2.13). Συνεπώς, η συνολική ανελαστική συμπεριφορά των συγκεκριμένων εφεδράνων μπορεί να περιγραφεί από τον διγραμμικοποιημένο βρόχο υστέρησης της εικ.2.11, όπου η ελαστική δυσκαμψία είναι ίση με $K_e = K_L + K_R$ και η δυσκαμψία μετά τη διαρροή $K_p = K_R$. Η δύναμη διαρροής δίνεται από τη σχέση $F_y = F_{Ly}^*(1 + K_R/K_L)$, όπου

$F_{Ly} = K_L \cdot d_{Ly}$ είναι η δύναμη που διαρρέει ο μολύβδος. Συνήθως, η ελαστική δυσκαμψία του μολύβδου είναι κατά πολύ μεγαλύτερη αυτής του ελαστομερούς ($K_L \gg K_R$) οπότε θεωρείται με επαρκή ακρίβεια ότι $K_e = K_L$ και $F_y = F_{Ly}$.



Εικ. 2.13 : Συμπεριφορά επιμέρους στοιχείων και συνολικά για ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου.



Εικ. 2.14 : Σύγκριση βρόχων υστέρησης για τους τρεις τύπους ελαστομεταλλικών εφεδράνων [8].

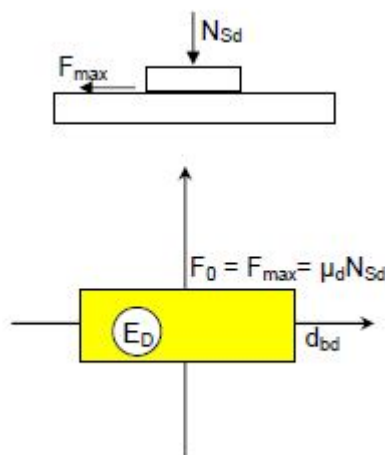
2.4.2 Συστήματα τριβής

Τα συστήματα τριβής (ή συστήματα ολίσθησης) διακρίνονται σε δύο τύπους ανάλογα με το αν οι επιφάνειες ολίσθησης, που είναι κατασκευασμένες από

ανοξειδωτο χάλυβα, είναι επίπεδες ή σφαιρικές. Η σχετική μετακίνηση των επιφανειών αυτών έχει ως αποτέλεσμα την ανάπτυξη δυνάμεων τριβής μέσω των οποίων αποσβένεται μέρος της εισαγόμενης σεισμικής ενέργειας. Οι δυνάμεις τριβής είναι ανάλογες του συντελεστή δυναμικής τριβής, ο οποίος εξαρτάται από τη σύνθεση των επιφανειών ολίσθησης, τη χρήση ή μη λιπαντικού, την πίεση στην επιφάνεια ολίσθησης και την ταχύτητα κίνησης.

2.4.2.1 Συστήματα με επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης

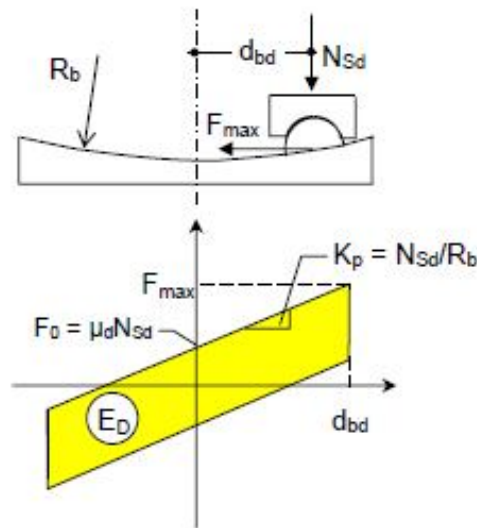
Στην περίπτωση των συστημάτων αυτών, η δύναμη τριβής είναι ίση με $F_{max} = \mu_d \cdot N_{sd}$, όπου μ_d είναι ο συντελεστής δυναμικής τριβής και N_{sd} η κατακόρυφη δύναμη στο μονωτήρα. Οι μονωτήρες με επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης δεν αυξάνουν τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της κατασκευής όπως οι ελαστομεταλλικοί, απλά περιορίζουν τις οριζόντιες δυνάμεις που μεταφέρονται στην ανωδομή περιορίζοντας με τον τρόπο αυτό τη σεισμική απαίτηση, αλλά οι προκύπτουσες μετακινήσεις είναι μεγάλες. Επιπλέον, οι σημαντικές παραμένουσες μετακινήσεις επιβάλλουν τη χρήση παράλληλα με τα εν λόγω συστήματα, άλλων συστημάτων που θα εξασφαλίζουν την ανάπτυξη δυνάμεων επαναφοράς για τον περιορισμό τους. Σημειώνεται τέλος, ότι τα συστήματα αυτά χρησιμοποιούνται σχετικά σπάνια σε κτιριακές κατασκευές.



Εικ. 2.15 : Σχηματική απεικόνιση συστήματος με επίπεδες επιφάνειες ολίσθησης και διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης [11].

2.4.2.2 Συστήματα με σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης

Τα συστήματα αυτά εξασφαλίζουν μέσω της ανάπτυξης οριζόντιων δυνάμεων την επαναφορά της ανωδομής στην αρχική της θέση. Εάν N_{sd} είναι το κατακόρυφο φορτίο στον μονωτήρα και R_b η ακτίνα καμπυλότητας της σφαιρικής επιφάνειας ολίσθησης, τότε ο μονωτήρας εμφανίζει οριζόντια δυσκαμψία $K_p = N_{sd}/R_b$, οπότε για σχετική μετακίνηση d_d του μονωτήρα η ενεργοποιούμενη δύναμη επαναφοράς ισούται με $K_p \cdot d_d$. Στη μετακίνηση σχεδιασμού d_{bd} του μονωτήρα αναπτύσσεται η μέγιστη δύναμη, η οποία λαμβάνει την τιμή $F_{max} = \mu_d \cdot N_{sd} + K_p \cdot d_{bd}$. Από δυναμικής άποψης, ο συγκεκριμένος μηχανισμός συμπεριφέρεται ως εκκρεμές με ιδιοπερίοδο $T = 2\pi \cdot (R_b/g)^{1/2}$.



Εικ. 2.16 : Σχηματική απεικόνιση συστήματος με σφαιρικές επιφάνειες ολίσθησης και διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης [11].

Σε αμφότερα τα συστήματα τριβής, η ενέργεια που απορροφάται σε κάθε κύκλο φόρτισης προκύπτει από τη σχέση :

$$E_D = 4 \cdot \mu_d \cdot N_{sd} \cdot d_{bd} \quad (2.1)$$

Συνεπώς, η ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση είναι ίση με :

$$\zeta_{eff} = 1/2\pi \cdot (E_D / K_p \cdot d_{bd}^2) \quad (2.2)$$

Σημειώνεται στο σημείο αυτό ότι στις περιπτώσεις όπου οι επιφάνειες ολίσθησης είναι λείες ή χρησιμοποιείται λιπαντικό, ο συντελεστής δυναμικής τριβής μ_d είναι πολύ μικρός ($\mu_d < 0.01$), οπότε θεωρείται ότι το σύστημα μόνωσης δεν προσφέρει απόσβεση ενέργειας παρά μόνο αύξηση της ιδιοπεριόδου της κατασκευής.

2.5 Παραδείγματα εφαρμογής συστημάτων σεισμικής μόνωσης

Η εφαρμογή συστημάτων σεισμικής μόνωσης βάσης έχει εφαρμοσθεί σε πολλές χώρες παγκοσμίως τα τελευταία 25 χρόνια τόσο στην κατασκευή νέων κτιρίων όσο και στα πλαίσια στρατηγικών επένδυσης σε υφιστάμενες κατασκευές. Η επιλογή της μόνωσης βάσης ως μεθόδου βελτίωσης της σεισμικής συμπεριφοράς αφορά κατασκευές, η διασφάλιση της λειτουργίας των οποίων είναι μεγάλης σημασίας τόσο κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος όσο και μετά από αυτό. Τέτοιες κατασκευές είναι κτίρια νοσοκομείων, παραγωγής ενέργειας, τηλεπικοινωνιών, κτίρια δημοσίων επιτελικών υπηρεσιών (λ.χ υπουργεία, κτίρια διοίκησης σωμάτων ασφαλείας κλπ), καθώς και κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (μουσεία) ή έχουν πολύ μεγάλη ιστορική αξία (λ.χ μνημεία). Επιπλέον, μια άλλη σημαντική κατηγορία έργων όπου έχει εφαρμοσθεί και εφαρμόζεται η σεισμική μόνωση είναι οι γέφυρες, η λειτουργία των οποίων πρέπει επίσης να διασφαλίζεται μετά από έναν ισχυρό σεισμό. Οι περισσότερες εφαρμογές τέτοιων συστημάτων έχουν γίνει σε χώρες όπως οι Η.Π.Α, η Ιαπωνία, η Νέα Ζηλανδία, η Ιταλία και η Γαλλία, ενώ στη χώρα μας απαντώνται κυρίως σε γέφυρες των νέων οδικών δικτύων (λ.χ Εγνατία Οδός, Ιωνία Οδός), στη γέφυρα ζεύξης Ρίου-Αντιρρίου και σε επεμβάσεις κτιρίων, εκκλησιών και μονών που κρίνονται διατηρητέα λόγω της ιστορικής τους αξίας.

Στην παρούσα παράγραφο παρουσιάζονται τρία παραδείγματα κτιριακών έργων όπου έχει εφαρμοσθεί η σεισμική μόνωση βάσης, με διαθέσιμα τεχνικά στοιχεία αναφορικά με τις εφαρμογές αυτές (πηγή: βλ. Βιβλιογραφία, [8]). Για περισσότερα παραδείγματα σεισμικά μονωμένων κατασκευών στις Η.Π.Α, την Νέα Ζηλανδία και την Ιαπωνία με εκτενείς και αναλυτικές τεχνικές περιγραφές προτείνεται στον αναγνώστη να ανατρέξει στο βιβλίο με τίτλο *“Seismic Isolation for Designers and Structural Engineers”* των R.Ivan Skinner, Trevor E. Kelly and Bill (W.H) Robinson, chapter 8.

1. *Foothill Community Law and Justice Center, Rancho Cucamonga, CA, USA*

Πρόκειται για την πρώτη εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης σε νέα κατασκευή στις Η.Π.Α το έτος 1985. Είναι ένα κτίριο 4 ορόφων με δώμα με μεταλλικό φέροντα οργανισμό, το οποίο απέχει μόλις 12 μίλια από το ρήγμα του Αγ. Ανδρέα στην Καλιφόρνια και το οποίο σχεδιάστηκε για να αντέχει σεισμό μεγέθους μέχρι και $M_w=8.3$. Το σύστημα μόνωσης αποτελείται από 98 ελαστομεταλλικά εφεδράνα υψηλής απόσβεσης με ικανότητα παραμόρφωσης +/- 16 ίντσες (περίπου 41 cm), η απόσβεση των οποίων κυμαίνεται από 10% έως 20% (εξαρτώμενη από τη διαμητική παραμόρφωση). Η επιτυγχανόμενη θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του μονωμένου φορέα είναι περί τα 2 sec.

2. *Los Angeles County Fire Command & Control Facility, CA, USA*

Για τη μόνωση της βάσης της παρούσας κατασκευής χρησιμοποιήθηκε το ίδιο σύστημα ελαστομεταλλικών εφεδράνων υψηλής απόσβεσης με το προηγούμενο παράδειγμα. Η κατασκευή του εν λόγω κτιρίου ολοκληρώθηκε το 1990.

3. *U.S Court of Appeals, San Francisco, CA, USA*

Πρόκειται για επέμβαση με σκοπό την ενίσχυση της σεισμικής ικανότητας του Εφετείου του San Francisco, ενός κτιρίου με μεγάλη ιστορική και αρχιτεκτονική αξία καθώς η κατασκευή του χρονολογείται στο 1905. Το κτίριο αυτό που αποτελείται από μεταλλικό πλαίσιακό φ.ο είχε υποστεί ζημιές στο σεισμό της Loma Prieta (1989) και ενίσχυσή του περιελάμβανε την εφαρμογή 256 εφεδράνων επίπεδης επιφάνειας ολίσθησης με ικανότητα παραμόρφωσης +/- 14 ίντσες (περίπου 36 cm).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ Ι - Μ.Ε.Λ.Τ

Πριν γίνει η οποιαδήποτε αναφορά στην κατασκευή η οποία αποτελεί το αντικείμενο των αναλύσεων της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας, κρίνεται σκόπιμο εκ μέρους του συντάκτη αυτής να εκφραστούν θερμές ευχαριστίες στην κυρία Βλάχου Ευλαμπία, Πολιτικό Μηχανικό, για την παροχή του συνόλου των στοιχείων – όπως σχέδια, πληροφορίες για τα φορτία και τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας, ιστορικά στοιχεία – και λοιπών διευκρινήσεων που αφορούν τη συγκεκριμένη κατασκευή. Τα στοιχεία αυτά αποτελούν μέρος της μελέτης «Αποκατάσταση κτιρίων του Μουσείου Ελληνικής Λαϊκής Τέχνης – Άρεως, Αδριανού, Βρυσακίου, Κλάδου και Κλάδου 9, Κλάδου 5 - Αδριανού 45 στην Πλάκα».

3.1 Γενική περιγραφή του κτιρίου

Η κατασκευή που αναλύεται στα πλαίσια της παρούσας εργασίας είναι το κτίριο Ι του νέου συγκροτήματος του Μουσείου Ελληνικής Λαϊκής Τέχνης (Μ.Ε.Λ.Τ), το οποίο έχει χαρακτηριστεί διατηρητέο με το υπ' αριθμόν Π.Δ α/24.10.1980 (ΦΕΚ 617α/Δ/08.11.1980). Βρίσκεται στον Δήμο Αθηναίων, στην περιοχή της Πλάκας, στο οικοδομικό τετράγωνο που ορίζεται από τις οδούς Κλάδου, Βρυσακίου, Άρεως και Ποικίλης και έχει όψη στην οδό Κλάδου, αρ.5. Πρόκειται για ένα δόμημα χαρακτηριστικό της εποχής την οποία κατασκευάστηκε και αποτελεί αντιπροσωπευτικό δείγμα των κτιρίων του ιστορικού κέντρου της Αθήνας.

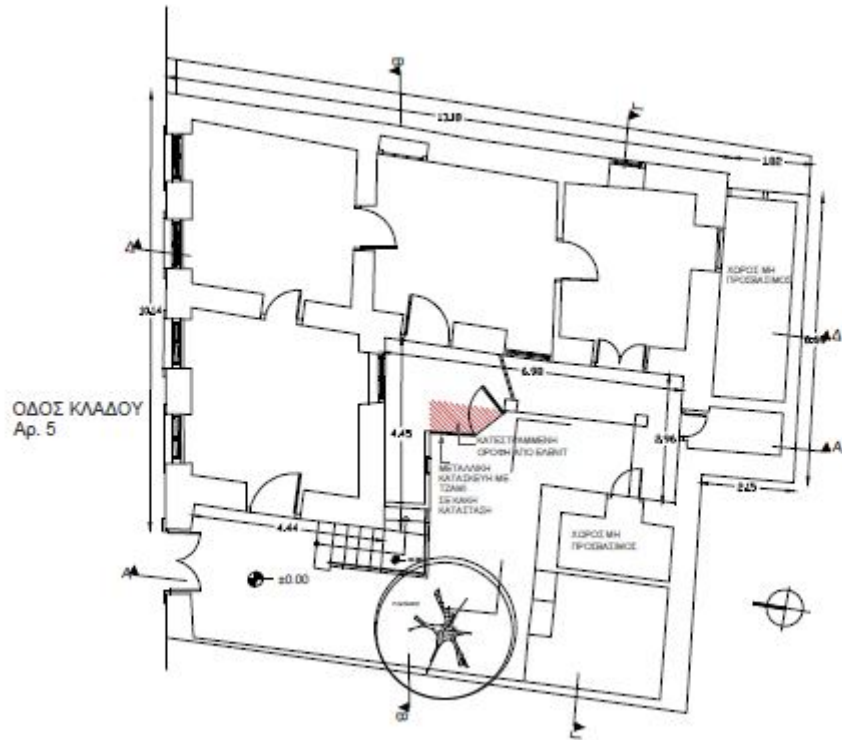
3.2 Ιστορικά στοιχεία [13]

Το Μουσείο Ελληνικής Λαϊκής Τέχνης (Μ.Ε.Λ.Τ) είναι δημόσια υπηρεσία εποπτευόμενη από τη Διεύθυνση Νεώτερης Πολιτιστικής Κληρονομιάς του Υπουργείου Πολιτισμού και αποτελεί το μόνο κρατικό μουσείο που φιλοξενεί έργα της νεώτερης ελληνικής πολιτιστικής κληρονομιάς. Ιδρύθηκε το 1918 από τον ποιητή Γεώργιο Δροσίνη και μια ομάδα πνευματικών ανθρώπων της εποχής με την ονομασία «Μουσείον Ελληνικών Χειροτεχνημάτων» και στεγάσθηκε στο Τζαμί Τζισταράκη στην πλατεία Μοναστηρακίου. Το 1923 μετονομάσθηκε σε «Εθνικόν Μουσείον Κοσμητικών Τεχνών» και το 1959 έλαβε την ονομασία που διατηρεί μέχρι

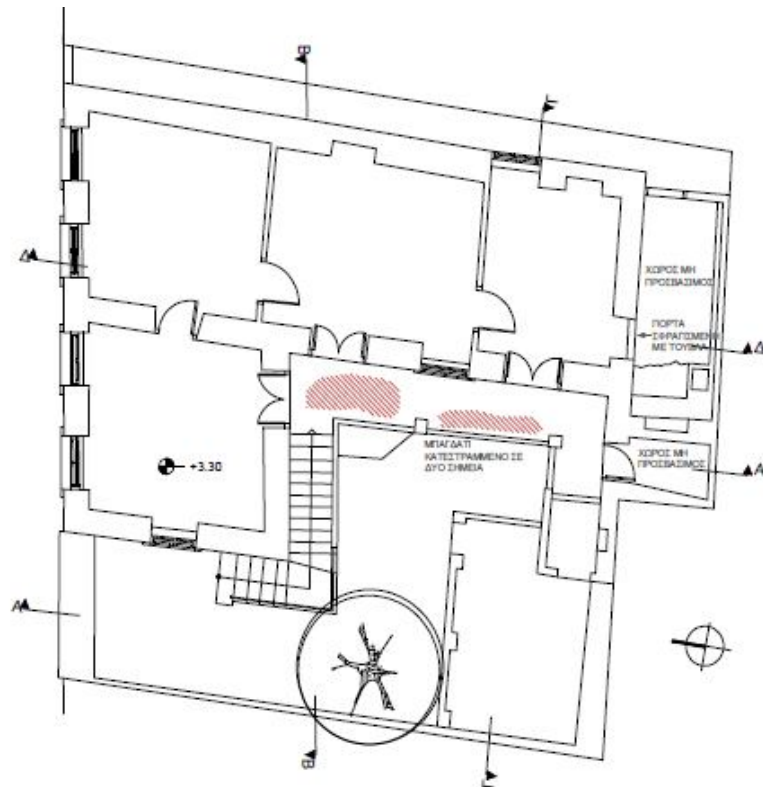
και σήμερα. Η μεταστέγαση του Μ.Ε.Λ.Τ από το Τζαμί Τζισταράκη στο κτίριο της οδού Κυδαθηναίων 17 στην Πλάκα πραγματοποιήθηκε το 1973. Το 1988, το Υπουργείο Πολιτισμού παραχωρεί με τη σύμφωνη γνώμη των Α' και Β' Εφορειών Προϊστορικών και Κλασικών Αρχαιοτήτων, 12 ήδη απαλλοτριωμένα κτίρια ιδιοκτησίας του στο Μ.Ε.Λ.Τ στο οικοδομικό τετράγωνο που ορίζεται από τις οδούς Άρεως, Αδριανού, Βρυσσακίου, Κρεββατά και Κλάδου. Το 1989, το Μ.Ε.Λ.Τ εκπονεί σχέδιο μουσειολογικού προγράμματος για τη χρήση των χώρων, ενώ το 1990 συντάσσεται σε συνεργασία με τη Διεύθυνση Αναστήλωσης Νεωτέρων και Σύγχρονων Μνημείων (Δ.Α.Ν.Σ.Μ) το πρώτο κτιριολογικό πρόγραμμα στέγασης του μουσείου, το οποίο τροποποιείται το 1993. Το 1994, η Δ.Α.Ν.Σ.Μ αρχίζει τη διαδικασία δημοπράτησης του έργου και το 1999 το έργο «*Αποκατάσταση κτιρίων του Μουσείου Ελληνικής Λαϊκής Τέχνης – Άρεως, Αδριανού, Βρυσσακίου, Κλάδου και Κλάδου 9, Κλάδου 5 - Αδριανού 45 στην Πλάκα*» εντάσσεται στο Β' Κ.Π.Σ. Την περίοδο 2002-2003, η Δ.Α.Ν.Σ.Μ συντάσσει το φάκελο για την εκπόνηση της αρχιτεκτονικής, στατικής, ηλεκτρομηχανολογικής και μουσειολογικής μελέτης, ενώ το 2008 ανατίθεται η μελέτη σε ανάδοχο γραφείο μελετών, η οποία και ολοκληρώνεται το 2009. Από το 2010 προβλέπεται η διαδικασία δημοπράτησης για την κατασκευή του έργου.

3.3 Γεωμετρία του κτιρίου Ι – Μ.Ε.Λ.Τ

Το υπ' όψη κτίριο αποτελείται από ισόγειο και πρώτο όροφο χωρίς υπόγειο. Στις παρακάτω εικόνες παρουσιάζονται οι κατόψεις του ισογείου και του πρώτου ορόφου, όπως επίσης μία όψη και τρεις χαρακτηριστικές τομές.



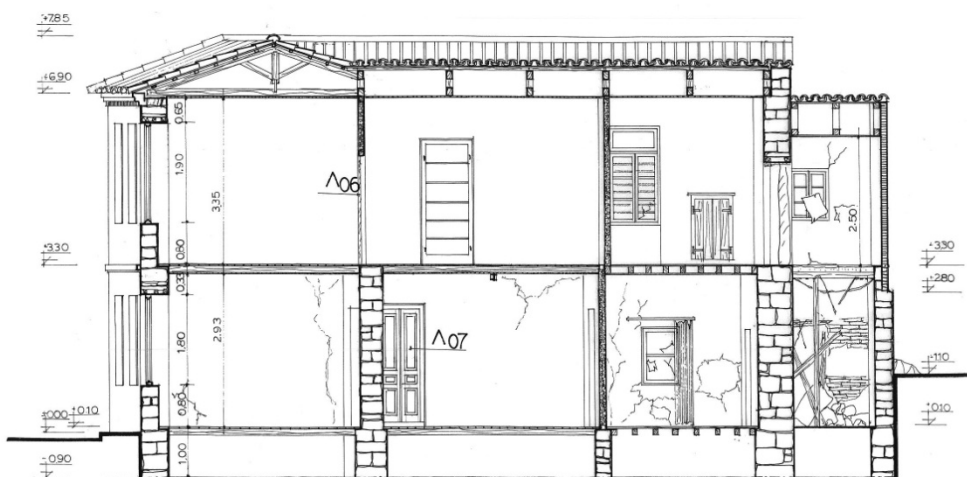
Εικ. 3.1 : Κάτοψη ισογείου κτιρίου Ι - Μ.Ε.Λ.Τ



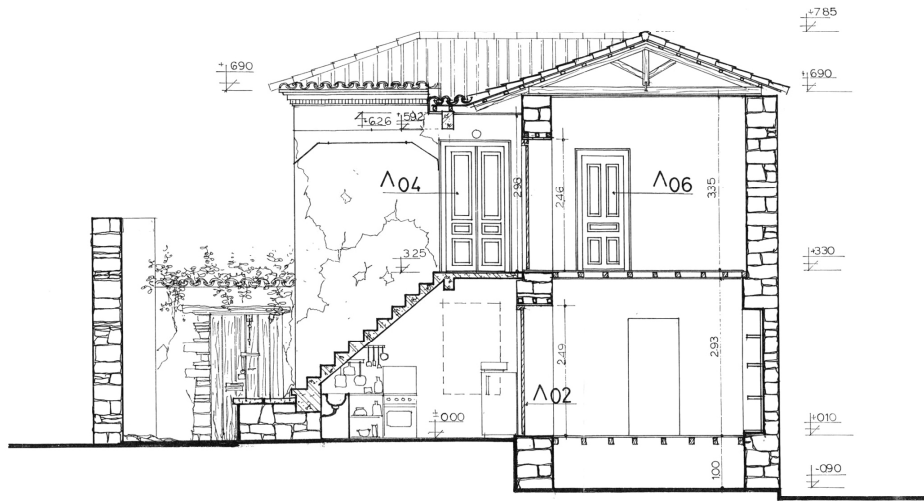
Εικ. 3.2 : Κάτοψη 1^{ου} ορόφου κτιρίου Ι - Μ.Ε.Λ.Τ



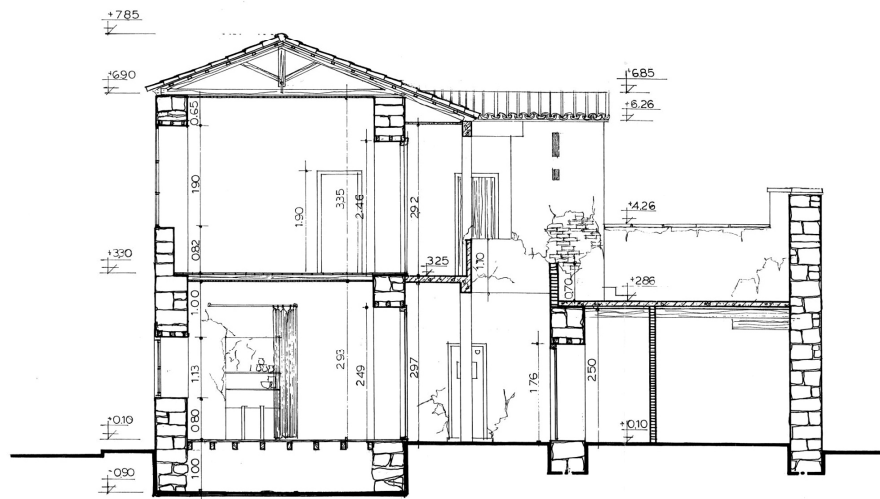
Εικ. 3.3 : Δυτική όψη κτιρίου Ι - Μ.Ε.Λ.Τ



Εικ. 3.4 : Τομή Α-Α κτιρίου Ι - Μ.Ε.Λ.Τ



Εικ. 3.5 : Τομή Β-Β κτιρίου Ι - Μ.Ε.Λ.Τ



Εικ. 3.6 : Τομή Γ-Γ κτιρίου Ι - Μ.Ε.Λ.Τ

Από τις τομές του κτιρίου προκύπτει ότι το μέγιστο ύψος της τοιχοποιίας πάνω από την επιφάνεια του εδάφους είναι 6.90 m (θέση έδρασης της στέγης) και η στάθμη του ορόφου βρίσκεται στα 3.30 m , ενώ η θεμελίωση βρίσκεται σε βάθος 1.0 m. Σε κάτοψη το κτίριο είναι μορφής «Γ» με διαστάσεις περίπου 15.0*9.0 m. Η πρόσβαση στον πρώτο όροφο επιτυγχάνεται με εξωτερική κλίμακα από Ω.Σ, ενώ υπάρχει και περιμετρικός εξώστης που εδράζεται τόσο στη λιθοδομή όσο και σε δύο υποστυλώματα από Ω.Σ. Ακολούθως, δίνονται επιγραμματικά στοιχεία για τη διαμόρφωση του κτιρίου ανά όροφο.

Ισόγειο

- Η φέρουσα τοιχοποιία έχει πάχος μεταξύ 50-60 cm. Σε ορισμένες θέσεις υπάρχουν κάποιες εσοχές, οι οποίες όμως δεν λαμβάνονται υπόψη.
- Οι εσωτερικοί μη φέροντες τοίχοι είναι τσατμαδότοιχοι.
- Οι ποδιές των παραθύρων είναι διαμορφωμένες με μπατική οπτοπλινθοδομή
- Τα δάπεδα είναι ξύλινα και εδράζονται σε ξύλινες δοκούς τοποθετημένες σε φωλιές εντός της λιθοδομής.

Όροφος

- Η φέρουσα τοιχοποιία έχει πάχος μεταξύ 50-60 cm.
- Τμήμα του ορόφου είναι κατασκευασμένο από μπατική οπτοπλινθοδομή.
- Οι εσωτερικοί μη φέροντες τοίχοι είναι τσατμαδότοιχοι.
- Οι ποδιές των παραθύρων είναι διαμορφωμένες με μπατική οπτοπλινθοδομή.
- Τα δάπεδα είναι ξύλινα και εδράζονται σε ξύλινες δοκούς τοποθετημένες σε φωλιές εντός της λιθοδομής.
- Ο εξώστης όπως και τα υποστυλώματα στα οποία εδράζεται – διαστάσεων 0.25*0.25 m – είναι από ωπλισμένο σκυρόδεμα.

Στέγη

- Οι κορυφές των υποστυλωμάτων συνδέονται με δοκό από Ω.Σ.
- Η στέγη είναι τρίριχτη και εδράζεται στους περιμετρικούς τοίχους και στη δοκό σύνδεσης των υποστυλωμάτων.

3.4 Υφιστάμενη κατάσταση

Γενικά η υπάρχουσα κατάσταση της κατασκευής κρίνεται μέτρια και επισκευάσιμη υπό την έννοια ότι είναι εμφανείς αρκετές φθορές στη λιθοδομή, οι οποίες όμως δεν θέτουν σε αμφισβήτηση την επάρκεια του φέροντος οργανισμού και μπορούν να επισκευασθούν. Η μελέτη που έχει συνταχθεί προβλέπει αναλυτικά τεχνικές επισκευές των υφιστάμενων βλαβών και βελτίωση της συμπεριφοράς της κατασκευής, οι οποίες όμως είναι εκτός των πλαισίων της εργασίας αυτής και δεν αναφέρονται. Γίνεται μια απλή και συνοπτική παράθεση των φθορών που έχουν παρατηρηθεί, μερικές από τις οποίες μπορούν να διακριθούν και στις φωτογραφίες που παρουσιάζονται. Σημειώνεται για λόγους πληρότητας, ότι οι φωτογραφίες ελήφθησαν από τον συντάκτη της παρούσας εργασίας τον Ιούλιο του 2011 και συνεπώς απεικονίζουν την κατάσταση του κτιρίου όπως ακριβώς είναι σήμερα.

Οι παρατηρηθείσες βλάβες είναι επιγραμματικά οι εξής :

- Τα επιχρίσματα των τοίχων έχουν σε μεγάλη έκταση καταρρεύσει.
- Στην πρόσοψη του κτιρίου επί της οδού Κλάδου εμφανίζονται κάθετες ρωγμές ανοίγματος περί τα 5-10mm στα υπέρθυρα τόσο του ισογείου όσο και του ορόφου, οι οποίες οφείλονται αφενός στις σεισμικές δράσεις που έχει υποστεί η κατασκευή κατά τη διάρκεια της ζωής της κι αφετέρου στον τρόπο δόμησης της τοιχοποιίας (ισχυροί πεσσοί – ασθενή υπέρθυρα).
- Απόπλυση κονιάματος σε τμήμα από τις ποδιές των παραθύρων του ισογείου. Καθίσταται εμφανής και ο τρόπος δομήσεως της τοιχοποιίας.
- Το τμήμα του ορόφου που έχει κατασκευασθεί από μπατική οπτοπλινθοδομή έχει ρηγματωθεί.
- Τα ξύλινα δοκάρια των δαπέδων έχουν υποστεί φθορές.
- Η ξύλινη στέγη έχει υποστεί φθορές και έχει υποστρωθεί για να μην καταρρεύσει.

Ακολουθούν φωτογραφίες στις οποίες απεικονίζεται η υπάρχουσα κατάσταση του κτιρίου Ι – Μ.Ε.Λ.Τ. Σημειώνεται ότι λόγω αδυναμίας πρόσβασης από την κύρια είσοδο της οδού Κλάδου οι φωτογραφίες περιορίζονται στην πρόσοψη του κτιρίου.



Φωτ.1 : Πρόσοψη του κτιρίου επί της οδού Κλάδου.



Φωτ.2, 3 : Κατάρρευση των επιχρισμάτων και κατακόρυφες ρωγμές στα υπέρθυρα.



Φωτ.4 : Άνοιγμα ρωγμής σε ένα από τα υπέρθυρα του ισογείου.



Φωτ.5 : Κατάρρευση επιχρίσματος και απόπλυση του κονιάματος σε τμήμα του ισογείου.



Φωτ.6, 7 : Λεπτομέρειες της λιθοδομής όπου φαίνεται ο βαθμός απόπλυσης του κονιάματος.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΣΤΟ SAP2000

4.1 Γενικά

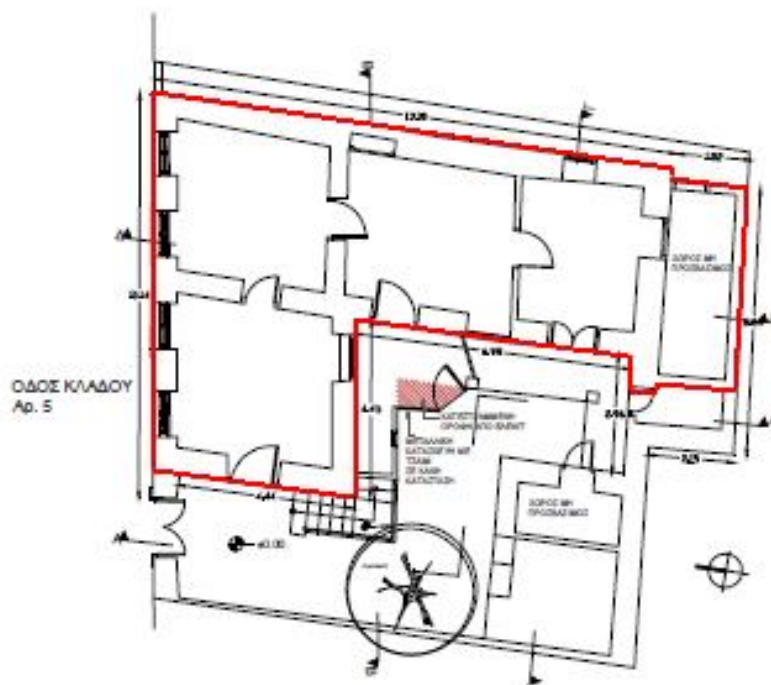
Όπως αναφέρθηκε και στην περίληψη, σκοπός της παρούσας εργασίας είναι η μελέτη της συμπεριφοράς μιας σεισμικά μονωμένης, αρχικά δύσκαμπτης, κατασκευής σε σεισμικούς κραδασμούς εγγύς πεδίου που χαρακτηρίζονται από φαινόμενα κατευθυντικότητας. Η εξαγωγή συμπερασμάτων για τη συμπεριφορά του κτιρίου καθίσταται δυνατή μετά από κατάλληλη προσομοίωση και ανάλυσή του για τις φορτίσεις που καλείται να αναλάβει.

Η προσομοίωση είναι ίσως το σημαντικότερο και πιο κρίσιμο σκέλος της όλης διαδικασίας, μιας και η απόκτηση σωστών αποτελεσμάτων μέσω των αναλύσεων που διενεργούνται προϋποθέτει καταρχήν τη δημιουργία ενός άρτιου μοντέλου της πραγματικής κατασκευής. Η αρτιότητα του μοντέλου αυτού εξαρτάται από πλήθος παραγόντων, όπως την ικανότητα του μελετητή να κάνει σωστά τις απαραίτητες παραδοχές και απλοποιήσεις για τη συμπεριφορά της κατασκευής, ιδιαίτερα σε περιπτώσεις δύσκολων διαμορφώσεων που απαιτούν κατάλληλες γνώσεις και εμπειρία, το βαθμό κατά τον οποίο οι απλοποιήσεις αυτές επιδρούν στα τελικά αποτελέσματα και ενδεχομένως – σε περιπτώσεις σχετικά εξεζητημένων αναλύσεων – την καταλληλότητα του λογισμικού που επιλέγεται. Το σύνολο των παραγόντων αυτών έχει ως συνέπεια το προκύπτον προσομοίωμα να αποκλίνει λιγότερο ή περισσότερο από την πραγματική κατασκευή, γεγονός όμως που είναι αναπόφευκτο. Σε κάθε περίπτωση ωστόσο, η προσομοίωση είναι μια διαδικασία απαραίτητη που απαιτεί την εις βάθος κατανόηση από την πλευρά του μηχανικού της συμπεριφοράς της κατασκευής που καλείται να αναλύσει.

Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας, η διαμόρφωση του προσομοιώματος του κτιρίου Ι του Μ.Ε.Λ.Τ και οι αναλύσεις για τη διερεύνηση της σεισμικής του συμπεριφοράς πραγματοποιήθηκαν με το λογισμικό SAP2000 v14.0.0 της εταιρείας CSI. Στις παραγράφους που ακολουθούν περιγράφεται το προσομοίωμα της κατασκευής που εξετάζεται με όλες τις παραδοχές για τη γεωμετρία του φορέα, τη στατική και δυναμική συμπεριφορά επιμέρους στοιχείων του, τα επιβαλλόμενα φορτία, καθώς και τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιΐας.

4.2 Γεωμετρία του φορέα

Η διαμόρφωση του φορέα του κτιρίου Ι – Μ.Ε.Λ.Τ βασίσθηκε στα σχέδια που παραχωρήθηκαν στον συντάκτη της εργασίας από την κα. Βλάχου Ευλαμπία, Πολ.Μηχ/κό, και τα οποία αποτελούν μέρος της μελέτης «Αποκατάσταση κτιρίων του Μουσείου Ελληνικής Λαϊκής Τέχνης – Άρεως, Αδριανού, Βρυσακίου, Κλάδου και Κλάδου 9, Κλάδου 5 - Αδριανού 45 στην Πλάκα». Από τις κατόψεις προκύπτουν οι οριζόντιες διαστάσεις του κτιρίου στο ισόγειο και στον όροφο, καθώς και οι θέσεις και οι διαστάσεις των ανοιγμάτων, ενώ από την όψη και τις τομές καθορίζονται και τα αντίστοιχα ύψη. Η στάθμη του ορόφου βρίσκεται στα 3.30 m και η στέψη του, δηλαδή η στάθμη έδρασης της στέγης, στα 6.90 m, ενώ προσομοιώνεται και το υπόγειο μέχρι το -1.0 m. Στην εικ.4.1 δείχνεται το τμήμα της κάτοψης που επελέγη να προσομοιωθεί. Σχετικά με τα πάχη των τοίχων, αγνοούνται οι τοπικές διαφοροποιήσεις (παρουσία εσοχών σε ορισμένες θέσεις) και λαμβάνονται ενιαία πάχη 0.55 m για τις τοιχοποιίες του κυρίως κτιρίου και 0.30 m για την οπτοπλινθοδομή της προσθήκης (βλ. εικ.4.2) που διατηρούνται σταθερά καθ' ύψος. Η εισαγωγή των τοίχων στο SAP και η προσομοίωσή τους γίνεται με χρήση του μέσου επιπέδου τους, οπότε η διαμόρφωση του φορέα στο χώρο επιτυγχάνεται προσδιορίζοντας τις συντεταγμένες των σημείων τομής των παραπάνω επιπέδων.



Εικ. 4.1 : Τμήμα της κάτοψης που προσομοιώνεται στο SAP2000.



Εικ. 4.2 : Χρωματική απεικόνιση των παχών της τοιχοποιίας –
Μπλε χρώμα : $t_w=0.55$ m, Πράσινο χρώμα : $t_w=0.30$ m

4.3 Στοιχεία του φορέα στο SAP2000

4.3.1 Είδη στοιχείων

Η μέθοδος που ακολουθήθηκε για την προσομοίωση του φορέα στο SAP2000 είναι αυτή των πεπερασμένων στοιχείων (Finite Element Method), η οποία χρησιμοποιείται ευρύτατα σε περιπτώσεις επιφανειακών φορέων, όπως λ.χ των κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία. Τα επιφανειακά στοιχεία που συνθέτουν το μοντέλο της κατασκευής είναι *τετράκομβα ορθογωνικά στοιχεία κελύφους* (Four-node Quadrilateral Shell Elements) με διαστάσεις που κυμαίνονται από 0.30 m έως 0.50 m, τα οποία έχουν τη δυνατότητα παραλαβής φορτίων τόσο εντός του επιπέδου τους όσο και κάθετα σε αυτό. Η καταλληλότητά τους για την προσομοίωση φορέων από φέρουσα τοιχοποιία έγκειται στο ότι οι φορείς αυτοί εντείνονται αφενός εντός του επιπέδου τους από κατακόρυφα φορτία, όπως το ίδιο βάρος τους αλλά και πρόσθετα μόνιμα και ωφέλιμα φορτία, κι αφετέρου από φορτία κάθετα στο επίπεδό τους, τα κυριότερα από τα οποία είναι τα οριζόντια σεισμικά φορτία. Αν και η αντοχή της τοιχοποιίας είναι ένα μέγεθος κρίσιμα εξαρτώμενο από παράγοντες όπως το σύστημα δόμησης, τα μηχανικά και γεωμετρικά χαρακτηριστικά των λιθοσωμάτων και των αρμών κονιάματος, όπως επίσης η διεύθυνση των επιβαλλόμενων φορτίων σε σχέση με τους οριζόντιους αρμούς, εντούντοις θεωρείται ικανοποιητική η προσέγγιση της συμπεριφοράς της με επιφανειακά στοιχεία κελύφους που παρουσιάζουν ομοιογένεια και ιστροπία.

Εκτός από τα στοιχεία κελύφους που απαρτίζουν τον φορέα της τοιχοποιΐας, χρησιμοποιήθηκαν και γραμμικά στοιχεία δοκού (Frame Elements) για την προσομοίωση των δοκών έδρασης των δαπέδων και της στέγης, καθώς και των υποστυλωμάτων του εξώστη. Η διακριτοποίηση των στοιχείων αυτών ακολουθεί εκείνη των επιφανειακών στοιχείων κελύφους. Τέλος, αναφέρεται πως στο σύνολό του το προσομοίωμα της υπό εξέταση κατασκευής αποτελείται από 3214 επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία, 464 γραμμικά στοιχεία και 3517 κόμβους.

Τα συστήματα μόνωσης που εφαρμόστηκαν για τη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς του υπό μελέτη φορέα αποτελούνται από ελαστομεταλλικά εφέδρανα. Εξετάζονται δύο τύποι αυτής της κατηγορίας μονωτήρων · ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής (LDRB) και υψηλής (HDRB) απόσβεσης. Η προσομοίωση των εφεδράνων γίνεται με *Link Elements* ενός κόμβου (1-joint elements), δηλαδή με στοιχεία τα οποία συνδέουν απευθείας τη θεμελίωση της κατασκευής με το έδαφος.

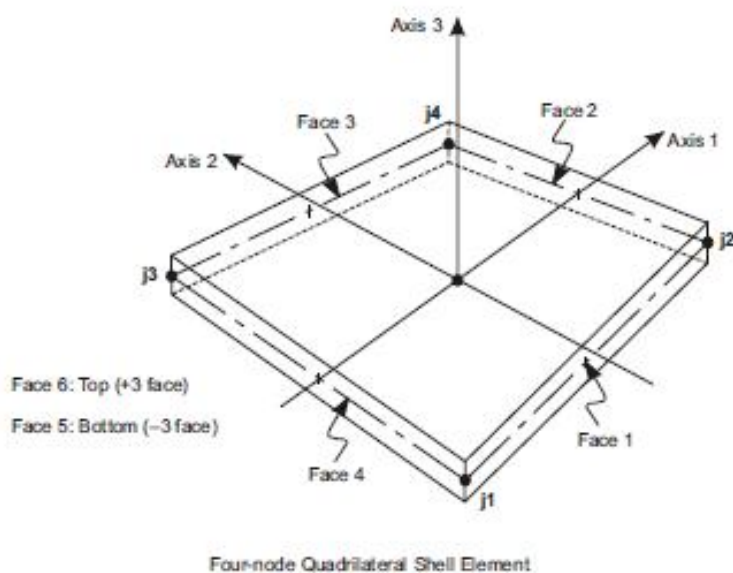
4.3.2 Συμβάσεις τοπικών αξόνων, όψεων Π.Σ και εντατικών μεγεθών

Το SAP2000 ακολουθεί συγκεκριμένες συμβάσεις σχετικά με τον καθορισμό των τοπικών αξόνων των επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων βάσει των οποίων ορίζονται οι ιδιότητες των υλικών, τα ασκούμενα φορτία και ως προς τους οποίους αναφέρονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων (τάσεις, δυνάμεις, ροπές, μετακινήσεις). Οι άξονες αυτοί χαρακτηρίζονται με τους αριθμούς 1,2 και 3. Οι άξονες 1,2 βρίσκονται εντός του επιπέδου που ορίζεται από τους κόμβους του στοιχείου και η διεύθυνσή τους μπορεί να καθοριστεί από τον χρήστη, ενώ ο άξονας 3 είναι πάντα κάθετος στο επίπεδο του στοιχείου. Το τοπικό σύστημα συντεταγμένων κάθε στοιχείου ορίζεται σε σχέση με το καθολικό σύστημα X, Y, Z, με την προεπιλεγμένη (default) διεύθυνση των αξόνων 1,2 να καθορίζεται με βάση τη σχέση του τοπικού άξονα 3 με τον καθολικό Z ως εξής :

- Το τοπικό 3-2 επίπεδο λαμβάνεται κατακόρυφο, δηλαδή παράλληλο στον άξονα Z.
- Ο τοπικός άξονας 2 θεωρείται πως έχει φορά προς τα πάνω (+Z), εκτός εάν το στοιχείο είναι οριζόντιο οπότε η φορά του είναι προς τα θετικά του άξονα Y.
- Ο τοπικός άξονας 1 είναι οριζόντιος, δηλαδή βρίσκεται στο επίπεδο X-Y.

Τέλος, αναφέρεται ότι και τα δύο συστήματα συντεταγμένων ακολουθούν τον κανόνα του δεξιού χεριού, ενώ στην περίπτωση που είναι σκόπιμη η περιστροφή του τοπικού συστήματος σε σχέση με την προκαθορισμένη του διεύθυνση λαμβάνεται υπόψη ότι οι θετικές γωνίες υποδηλώνουν αριστερόστροφη (αντιωρολογιακή) φορά περιστροφής του επιπέδου 1-2 γύρω από τον άξονα 3.

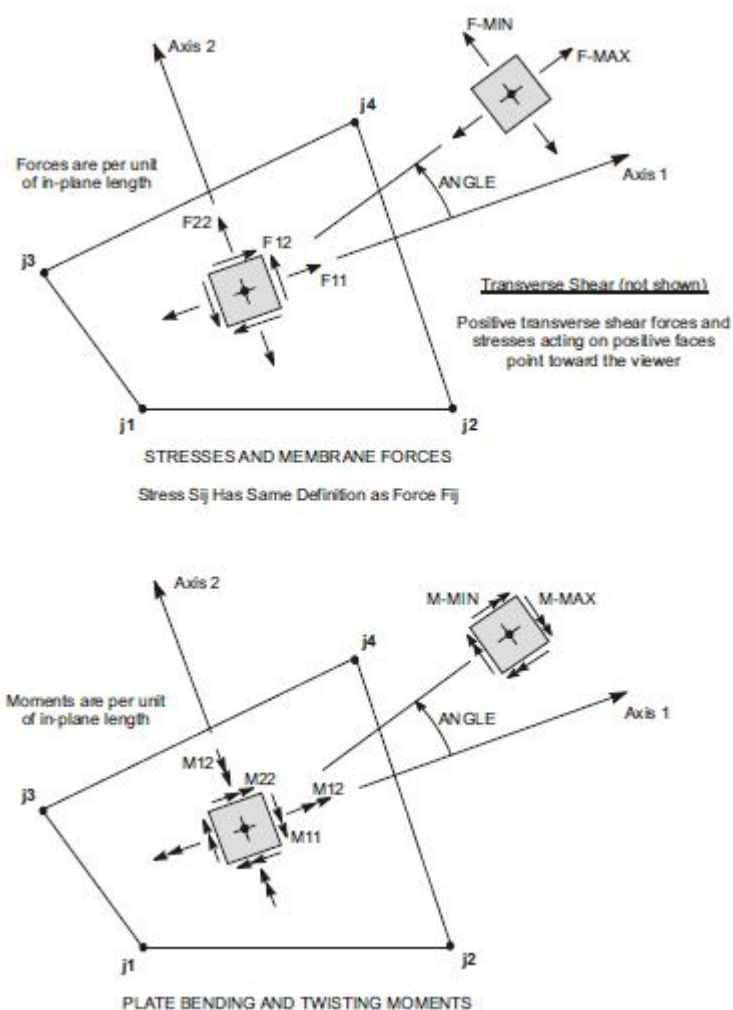
Ιδιαίτερης σημασίας είναι επίσης η σύμβαση που ακολουθείται σχετικά με την αρίθμηση των όψεων των πεπερασμένων στοιχείων, καθώς είναι απαραίτητη τόσο για τον προσδιορισμό των επιφανειακών φορτίων που ασκούνται στα στοιχεία όσο και για την ερμηνεία των αποτελεσμάτων των αναλύσεων, όταν λ.χ ενδιαφέρουν οι τάσεις στις δύο όψεις των στοιχείων. Όπως φαίνεται στην εικ.4.3, η άνω όψη (Top face) των Π.Σ είναι αυτή που βρίσκεται προς τα θετικά του κάθετου σε αυτή άξονα 3, ενώ η κάτω όψη (Bottom face) βρίσκεται προς τα αρνητικά του ίδιου άξονα.



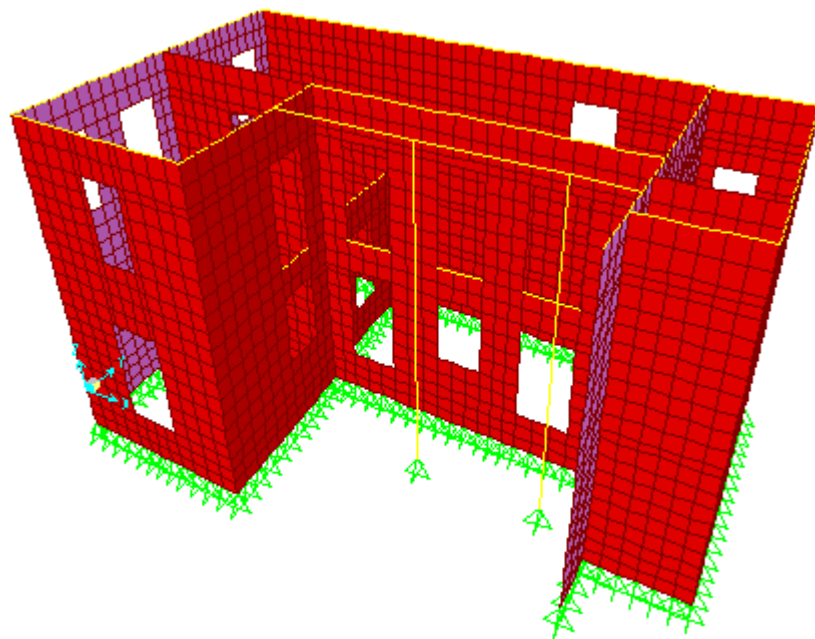
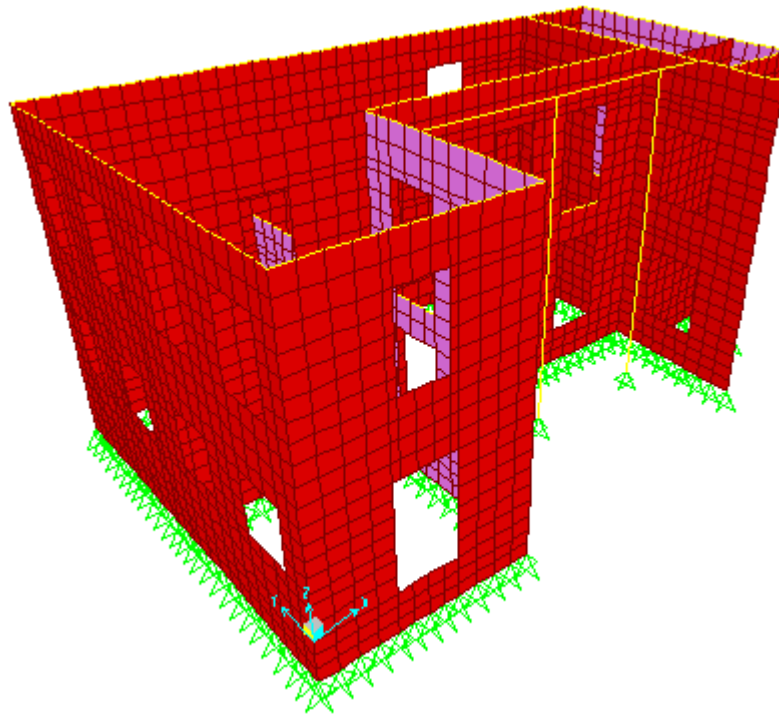
Εικ. 4.3 : Σύμβαση για το τοπικό σύστημα συντεταγμένων και τις όψεις τετράκομβων επιφανειακών Π.Σ σύμφωνα με το SAP2000.

Τα εντατικά μεγέθη (τάσεις, δυνάμεις και ροπές) ορίζονται κατ' ακολουθία με το τοπικό σύστημα συντεταγμένων, όπως προκύπτει και από την εικ.4.4. Οι τάσεις που δρουν σε μια θετική όψη (face) του στοιχείου προσανατολίζονται προς τα θετικά των τοπικών αξόνων, ενώ αντίθετα οι τάσεις που δρουν σε μια αρνητική όψη (face) προσανατολίζονται προς τα αρνητικά των αξόνων αυτών. Το ίδιο ισχύει αντίστοιχα και για τις δυνάμεις. Σχετικά με τις ροπές, αυτές που ενδιαφέρουν είναι οι εκτός επιπέδου ροπές M11 και M22, τα διανύσματα των οποίων είναι κάθετα στους άξονες

όπου αναφέρονται οι ροπές (δηλ. το διάνυσμα της M_{11} είναι κάθετο στον άξονα 1), με θετικές εκείνες που εφελκύνουν την κάτω όψη (Bottom face) του στοιχείου. Οι εσωτερικές δυνάμεις και ροπές κάθε πεπερασμένου προκύπτουν από ολοκλήρωση των αντίστοιχων τάσεων κατά το πάχος dx_3 του στοιχείου, στις περιπτώσεις των ομοιογενών επιφανειακών στοιχείων όπως αυτά που χρησιμοποιήθηκαν στην παρούσα εργασία και μάς αφορούν. Είναι σημαντικό να διευκρινισθεί πως οι εσωτερικές δυνάμεις και ροπές είναι μεγέθη ανά μονάδα μήκους του στοιχείου και έχουν τιμές σε κάθε σημείο της μέσης επιφάνειας του στοιχείου.



Εικ. 4.4 : Σύμβαση για τα εσωτερικά εντατικά μεγέθη τετράκομβων επιφανειακών Π.Σ σύμφωνα με το SAP2000.



Εικ. 4.5 : Χωρικό προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων του κτιρίου Ι – Μ.Ε.Λ.Τ στο SAP2000.

4.4 Μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιΐας

Οι πληροφορίες για τα μηχανικά χαρακτηριστικά της φέρουσας τοιχοποιΐας του υπό μελέτη κτιρίου ελήφθησαν από τη μεταπτυχιακή εργασία της κυρίας Βλάχου Ευλαμπίας [13]. Σύμφωνα με αυτή, βάσει μελέτης διερεύνησης των υλικών δόμησης από ανάδοχο γραφείο μελετών, η λιθοδομή του κτιρίου Ι – Μ.Ε.Λ.Τ έχει ως δομικό υλικό τον ασβεστόλιθο, γεγονός που τεκμηριώνεται επί τόπου αλλά κι από το ότι ο λόφος της Ακρόπολης, αλλά και όλες οι λοφοσειρές της Αθήνας, δομούνται γεωλογικά από κρητιδικούς ασβεστόλιθους. Ο ασβεστόλιθος έχει στη σύνθεσή του ως σχεδόν αποκλειστικό ορυκτό τον ασβεστίτη, με αποτέλεσμα να παρουσιάζει υψηλή ανθεκτικότητα στη διάβρωση λόγω επιδράσεων του περιβάλλοντος. Τα λιθосώματα που δομούν την τοιχοποιΐα δεν εμφανίζονται διαβρωμένα κι αποσαθρωμένα, οπότε δεν κρίθηκε σκόπιμο από τη μελέτη να ελεγχθεί η αντοχή τους.

Με βάση τα χαρακτηριστικά των υλικών δόμησης και δεδομένα της βιβλιογραφίας για τις ελληνικές τοιχοποιΐες, προκύπτουν για την αργολιθοδομή του υπό εξέταση κτιρίου τα μηχανικά χαρακτηριστικά που παρατίθενται στον πιν.4.1.

α/α	Μηχανικά χαρακτηριστικά	Τιμή
1	Ειδικό βάρος	21.5 kN/m ³
2	Θλιπτική αντοχή κάθετα στους αρμούς	3000 kPa
3	Εφελκυστική αντοχή κάθετα στους αρμούς	120 kPa
4	Θλιπτική αντοχή παράλληλα στους αρμούς	1500 kPa
5	Εφελκυστική αντοχή παράλληλα στους αρμούς	240 kPa
6	Μέτρο ελαστικότητας	3.0*10 ⁶ kPa
7	Μέτρο διάτμησης	1.2*10 ⁶ kPa
8	Λόγος Poisson	0.25

Πιν. 4.1 : Μηχανικά χαρακτηριστικά τοιχοποιΐας του κτιρίου Ι – Μ.Ε.Λ.Τ.

4.5 Φορτία προσομοιώματος

Τα φορτία (Load Patterns) που λαμβάνονται υπόψη στο προσομοίωμα της κατασκευής διακρίνονται στα στατικά και τα δυναμικά. Στα στατικά φορτία περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία, δηλαδή το ίδιο βάρος της τοιχοποιΐας και τα εξωτερικά ασκούμενα μόνιμα και ωφέλιμα φορτία. Τα δυναμικά φορτία είναι οι αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται από τις χρονοϊστορίες των σεισμών που εισάγονται, οι οποίες περιγράφονται διεξοδικά στο Κεφάλαιο 6. Για τα στατικά φορτία έχουμε αναλυτικά :

➤ *Ίδιο βάρος τοιχοποιΐας*

Το ίδιο βάρος της κατασκευής υπολογίζεται αυτόματα από το SAP2000, λαμβάνοντας υπόψη το ειδικό βάρος της λιθοδομής – το οποίο προσδιορίζεται κατά τον ορισμό του υλικού της τοιχοποιΐας – και το συνολικό όγκο των στοιχείων που απαρτίζουν το προσομοίωμα. Στο SAP2000 χαρακτηρίζονται ως *DEAD*.

➤ *Μόνιμα φορτία*

Πρόκειται για τα μόνιμα φορτία (ίδια βάρη, επικαλύψεις) του δαπέδου του πρώτου ορόφου και της στέγης, τα οποία ασκούνται στις δοκούς έδρασης αυτών. Οι τιμές τους έχουν προκύψει έπειτα από αναγωγή τους από επιφανειακά σε γραμμικά φορτία ανάλογα με τις επιφάνειες επιρροής των δαπέδων και της στέγης. Για τις δοκούς του ορόφου είναι ίσα με 2 kN/m, ενώ για τις δοκούς έδρασης της στέγης 6 kN/m. Στο SAP2000 χαρακτηρίζονται ως *monima*.

➤ *Ωφέλιμα φορτία*

Αντίστοιχα, πρόκειται για τα κινητά φορτία του δαπέδου του πρώτου ορόφου και της στέγης, τα οποία εκφράζονται - όπως και τα μόνιμα - ανά μέτρο μήκους των δοκών στις οποίες ασκούνται. Για τις δοκούς του ορόφου είναι ίσα με 8 kN/m, ενώ για τις δοκούς έδρασης της στέγης 3 kN/m. Στο SAP2000 χαρακτηρίζονται ως *kinita*.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ

5.1 Γενικά

Όπως έχει αναφερθεί, η βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς του υπό μελέτη κτιρίου επιδιώκεται με την εφαρμογή συστήματος σεισμικής μόνωσης στη βάση του. Εξετάζονται δύο τύποι συστημάτων μόνωσης · ο πρώτος αποτελείται από ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης (LDRB), τα οποία αποτελούν εδώ και χρόνια την πλέον συνήθη και οικεία επιλογή τόσο στους μελετητές μηχανικούς, όσο και στους κατασκευαστές αλλά και τους ιδιοκτήτες κατασκευών, ενώ ο δεύτερος τύπος είναι επίσης ελαστομεταλλικά εφέδρανα που αποτελούνται όμως από ειδικό ελαστομερές υψηλής απόσβεσης (HDRB), με στόχο την περαιτέρω απορρόφηση ενέργειας και μείωση των σεισμικών απαιτήσεων που εισάγονται στην κατασκευή. Ο σχεδιασμός των εφεδράνων που περιγράφεται αναλυτικά στη συνέχεια, πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με τις Οδηγίες Σεισμικής Μόνωσης του Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ [11], ενώ η τελική επιλογή των διαστάσεων των εφεδράνων βασίσθηκε στους πίνακες της εταιρείας ALGA.

5.2 Βασικές αρχές σχεδιασμού – Φάσμα σχεδιασμού EC-8

Τα στοιχεία που αποτελούν το σύστημα μόνωσης σχεδιάζονται έτσι ώστε να είναι σε θέση να παραλάβουν τόσο τα κατακόρυφα φορτία που τους αντιστοιχούν, αλλά κυρίως να μπορούν να λειτουργούν με ασφάλεια στις συνολικές μέγιστες μετακινήσεις. Η απαίτηση για μετακινήσεις, στα πλαίσια της εργασίας αυτής, θεωρείται ότι οφείλεται αποκλειστικά στη δράση του σεισμού, οπότε και ενδιαφέρουν οι σεισμικές μετακινήσεις σχεδιασμού. Για το σκοπό αυτό, γίνεται χρήση του φάσματος σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8 για τον σεισμό σχεδιασμού (Design Earthquake – DE) με τις εξής παραδοχές :

α) Το έδαφος θεμελίωσης της κατασκευής κατατάσσεται στην κατηγορία Β, χωρίς να είναι διαθέσιμα γεωτεχνικά δεδομένα για τη συγκεκριμένη θέση, υποθέτοντας απλά πως μια τέτοια παραδοχή είναι γενικά συμβατή με τις γεωλογικές συνθήκες που έχουν κατά καιρούς τεκμηριωθεί για την ευρύτερη περιοχή.

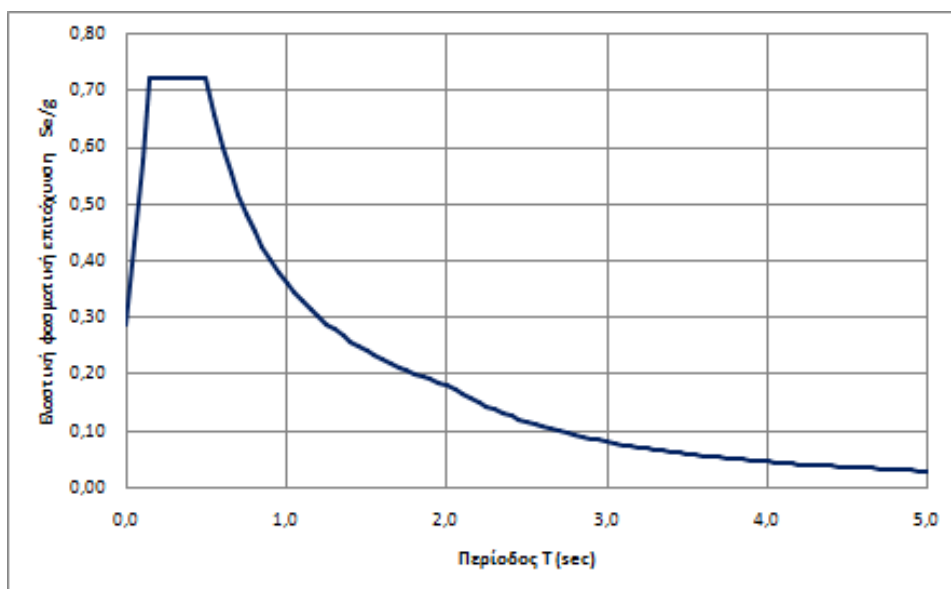
β) Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση για έδαφος κατηγορίας Β λαμβάνεται ίση με 0.24g με βάση τη ζώνη επικινδυνότητας για την περιοχή του κέντρου της Αθήνας.

γ) Το φάσμα ελαστικής απόκρισης είναι τύπου 1, καθώς θεωρήθηκε πως οι σεισμοί που συμβάλλουν στην επικινδυνότητα της περιοχής μπορεί να έχουν μέγεθος κύματος επιφανείας M_S μεγαλύτερο του 5.5.

Βάσει των ανωτέρω προκύπτουν οι τιμές των παραμέτρων του πιν.5.1, οι οποίες χρησιμοποιούνται για τη διαμόρφωση του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού επιταχύνσεων ($S_a - T$) της εικ.5.1.

α/α	Παράμετροι Φάσματος Σχεδιασμού	Τιμή
1	Συντελεστής εδάφους S	1.20
2	Περίοδος T_B	0.15 sec
3	Περίοδος T_c	0.50 sec
4	Περίοδος T_D	2.00 sec

Πιν. 5.1 : Παράμετροι φάσματος σχεδιασμού επιταχύνσεων EC-8.



Εικ. 5.1 : Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού κατά EC-8.

Οι οριζόντιες συνιστώσες του ελαστικού φάσματος επιταχύνσεων σχεδιασμού ορίζονται από τις ακόλουθες σχέσεις :

$$\text{Για } 0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (5.1)$$

$$\text{Για } T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (5.2)$$

$$\text{Για } T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (5.3)$$

$$\text{Για } T_D \leq T \leq 4sec : S_e(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (5.4)$$

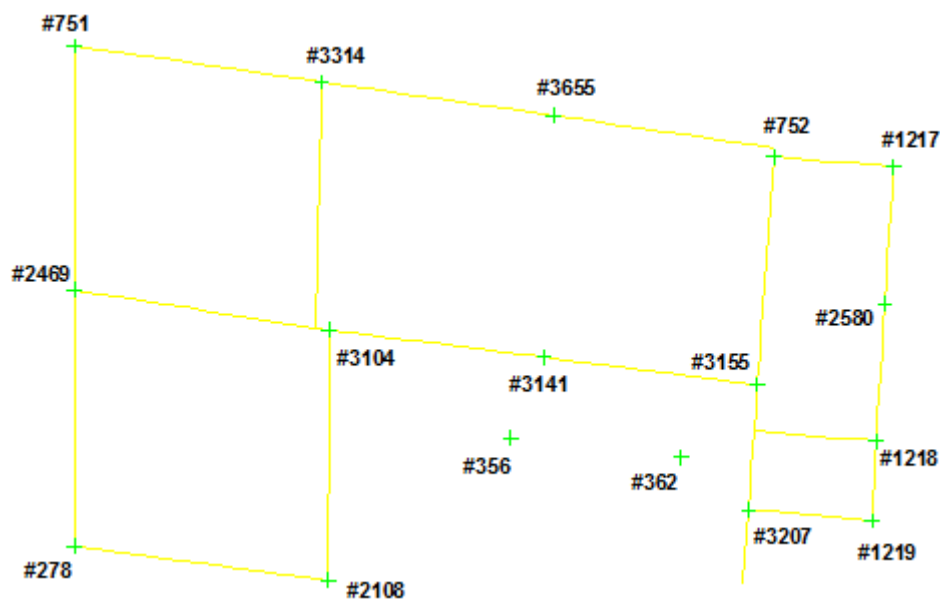
5.3 Σχεδιασμός ελαστομεταλλικών εφεδράνων χαμηλής απόσβεσης (LDRB)

Ο σχεδιασμός των εφεδράνων αυτών βασίζεται σε ελαστικές επιλύσεις του προσομοιώματος για τα κατακόρυφα φορτία και το φάσμα σχεδιασμού του EC-8, καθώς η συμπεριφορά των εφεδράνων χαμηλής απόσβεσης είναι ουσιαστικά γραμμική (βλ. παρ. 2.4.4.2, σελ. 28) και η ανωδομή θεωρείται ότι συμπεριφέρεται επίσης ελαστικά, γεγονός που δικαιολογεί τη χρήση συντελεστή συμπεριφοράς $q=1.0$ στο φάσμα επιταχύνσεων. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά των εφεδράνων λαμβάνονται από κατάλληλους πίνακες της εταιρείας ALGA ανάλογα με τις διαστάσεις που επιλέγονται (διάμετρος και συνολικό ύψος ελαστομερούς). Η διαδικασία του σχεδιασμού συνοψίζεται στα ακόλουθα βήματα :

Βήμα 1 :

Καθορίζονται ο αριθμός και οι θέσεις των εφεδράνων στην κατασκευή. Κριτήρια για την επιλογή αυτή αποτελούν τόσο η γεωμετρία του φορέα, η οποία «υποδεικνύει» υποψήφιες θέσεις επιλογής (λ.χ θέσεις συμβολής δύο τοίχων, το μέσον ενός τοίχου μεγάλου μήκους), όσο και η απαίτηση για οικονομία που οδηγεί τον μελετητή στη βέλτιστη λύση λαμβάνοντας ταυτόχρονα υπόψη δύο σημαντικές παραμέτρους · την κατά το δυνατόν ομοιόμορφη κατανομή των κατακόρυφων δυνάμεων στα εφέδρανα με περιορισμό των υψηλών τιμών και την αποφυγή επιλογής μεγάλου αριθμού μονωτήρων, η οποία ενώ έχει ως αποτέλεσμα μικρές αξονικές δυνάμεις στα εφέδρανα, αυξάνει το κόστος του συστήματος μόνωσης. Βάσει των ανωτέρω επελέγη η τοποθέτηση 17 εφεδράνων, όπως φαίνεται στην εικ.5.2. Οι κατακόρυφες δυνάμεις που δρουν στα εφέδρανα υπό τον σεισμικό συνδυασμό 1.0G+0.3Q, υπολογίζονται θεωρώντας αρθρώσεις στις θέσεις των εφεδράνων

(άπειρη κατακόρυφη δυστένεια), παραδοχή που δεν απέχει πολύ από την πραγματικότητα καθώς και για τα εφέδρανα η κατακόρυφη δυστένεια έχει πολύ υψηλή τιμή. Οι δυνάμεις αυτές δίνονται στον πίν.5.2.



Εικ. 5.2 : Διαμόρφωση του συστήματος σεισμικής μόνωσης - Θέσεις εφεδράνων και αρίθμηση των αντίστοιχων κόμβων του προσομοιώματος.

α/α κόμβου στάθμης z=-1 m	Συνδυασμός φόρτισης	Θλιπτική δύναμη Fz (kN)
278	1.0G + 0.3Q	583.47
356	1.0G + 0.3Q	108.36
362	1.0G + 0.3Q	106.25
751	1.0G + 0.3Q	547.73
752	1.0G + 0.3Q	625.95
1217	1.0G + 0.3Q	167.32
1218	1.0G + 0.3Q	286.25
1219	1.0G + 0.3Q	163.80
2108	1.0G + 0.3Q	596.04
2469	1.0G + 0.3Q	903.39
2580	1.0G + 0.3Q	226.06
3104	1.0G + 0.3Q	1000.11
3141	1.0G + 0.3Q	443.36
3155	1.0G + 0.3Q	656.43
3207	1.0G + 0.3Q	426.70
3314	1.0G + 0.3Q	885.62

3655	1.0G + 0.3Q	580.78
------	-------------	--------

Πιν. 5.2 : Κατακόρυφες δυνάμεις εφεδράνων για τον σεισμικό συνδυασμό 1.0G+0.3Q.

Βήμα 2 :

Επιλέγονται τα αρχικά γεωμετρικά δεδομένα των εφεδράνων από τους πίνακες της εταιρείας ALGA με βάση την κατακόρυφη δύναμη σχεδιασμού V_{Ed} . Στο σημείο αυτό, είναι σκόπιμο να αναφερθεί πως επιλέχθηκε η τοποθέτηση εφεδράνων μικρότερης διαμέτρου στις θέσεις των υποστυλωμάτων, καθώς η μέγιστη κατακόρυφη δύναμη σε αυτά υπολείπεται σημαντικά της αντίστοιχης δύναμης στις υπόλοιπες θέσεις του φορέα της τοιχοποιΐας. Επομένως, η διαστασιολόγηση των εφεδράνων πραγματοποιείται για τις εξής τιμές των κατακόρυφων δυνάμεων :

- Για τα εφέδρανα του φορέα από τοιχοποιΐα : $V_{Ed}=1000.11$ kN
- Για τα εφέδρανα των υποστυλωμάτων Ω.Σ : $V_{Ed}=108.36$ kN

Από τους πίνακες ALGA επιλέγονται εκείνα τα εφέδρανα που έχουν φέρουσα ικανότητα έναντι κατακορύφων φορτίων V μεγαλύτερη της δύναμης σχεδιασμού V_{Ed} , ωστόσο η κρίσιμη παράμετρος για το σχεδιασμό είναι η οριζόντια σεισμική μετακίνηση που υπολογίζεται σύμφωνα με το βήμα 3 παρακάτω, με αποτέλεσμα να απαιτείται μια διαδικασία δοκιμών και διορθώσεων για τις διαστάσεις των εφεδράνων. Επιλέγονται δηλαδή εφέδρανα με $V \geq V_{Ed}$, αλλά η ικανοποίηση των απαιτήσεων σε μετακινήσεις σύμφωνα με τις σχέσεις (5.7), (5.8) του βήματος 4 καθορίζει κατά πόσο οι διαστάσεις είναι επαρκείς κι άρα αποδεκτές. Τέλος, από τους πίνακες ALGA λαμβάνεται και η οριζόντια ελαστική δυσκαμψία K_{el} από τη σχέση $K_{el} = G \cdot A / t_e$, όπου το μέτρο διάτμησης G θεωρείται ίσο με 0.9 MPa.

Βήμα 3 :

Για το προσομοίωμα της μονωμένης κατασκευής με τιμές για τις δυσκαμψίες των εφεδράνων όπως προκύπτουν από το βήμα 2 και ποσοστό απόσβεσης $\zeta=5\%$, υπολογίζονται οι οριζόντιες σεισμικές μετακινήσεις των εφεδράνων $d_{bi,d}$ ύστερα από ανάλυση για το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του EC-8, θεωρώντας ότι ασκείται το 100% των φασματικών επιταχύνσεων στη διεύθυνση X και το 30% στη διεύθυνση Y. Οι μετακινήσεις αυτές είναι μικρότερες για τα δύο εφέδρανα των υποστυλωμάτων του εξώστη σε σχέση με τις μετακινήσεις των υπόλοιπων εφεδράνων. Σύμφωνα με τις

Οδηγίες Σεισμικής Μόνωσης (ΟΣΜ), η αυξημένη αξιοπιστία για το σύστημα μόνωσης απαιτεί τον σχεδιασμό των στοιχείων αυτού με αυξημένες σεισμικές μετακινήσεις σχεδιασμού $d_{bi,a}$ σε σχέση με εκείνες που προκύπτουν από την ανάλυση ($d_{bi,d}$) κατά 50%, δηλαδή $d_{bi,a} = 1,5 \cdot d_{bi,d}$.

Βήμα 4 :

Ακολουθεί ο έλεγχος σε πρώτη φάση σχετικά με την επάρκεια των διαστάσεων των επιλεγέντων εφεδράνων (διάμετρος και ύψος ελαστομερούς) για την ανάληψη των μετακινήσεων σχεδιασμού $d_{bi,a}$, σύμφωνα με τις Οδηγίες Σεισμικής Μόνωσης (ΟΣΜ). Αναφέρεται λοιπόν ότι, για την εξασφάλιση της ευστάθειας των εφεδράνων πρέπει να ικανοποιούνται οι ακόλουθες ανισότητες :

$$D \geq 4 \cdot t_e \quad \text{και} \quad (5.5)$$

$$\varepsilon_{s,d} = \frac{d_{bi,a}}{t_e} \leq 2,0 \quad (5.6)$$

Οι σχέσεις (5.5), (5.6) μπορούν να γραφούν ισοδύναμα :

$$D \geq 2 \cdot d_{bi,a} \quad \text{και} \quad (5.7)$$

$$t_e \geq \frac{1}{2} \cdot d_{bi,a} \quad (5.8)$$

Στην περίπτωση όπου η διάμετρος D του εφεδράνου και το συνολικό ύψος t_e του ελαστομερούς ικανοποιούν τις σχέσεις (5.7), (5.8) προχωράμε στο βήμα 5. Σε αντίθετη περίπτωση απαιτείται αλλαγή των D , t_e έτσι ώστε να ικανοποιείται και η απαίτηση του βήματος 2, λαμβάνονται οι αντίστοιχες τιμές για τα K_{ei} και επαναλαμβάνεται η διαδικασία από το βήμα 3 κι έπειτα.

Βήμα 5 :

Στο βήμα αυτό συμπληρώνονται οι έλεγχοι των ελαστομεταλλικών εφεδράνων σύμφωνα με τους κανόνες που προβλέπονται στην παράγραφο 6.2.2 των ΟΣΜ. Υπολογίζεται η μέγιστη ισοδύναμη διατμητική παραμόρφωση $\varepsilon_{b,d}$ ως το άθροισμα των ακόλουθων μεγεθών που αντιστοιχούν στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού :

$$\varepsilon_{b,d} = \varepsilon_{s,d} + \varepsilon_{c,d} + \varepsilon_{a,d} \quad (5.9)$$

όπου :

$\varepsilon_{s,d}$ είναι η διατμητική παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη συνολική μέγιστη μετακίνηση $d_{bi,a}$ του εφεδράνου και υπολογίζεται από τη σχέση (5.6).

$\varepsilon_{c,d}$ είναι η διατμητική παραμόρφωση σχεδιασμού που οφείλεται στην αξονική θλίψη.

$\varepsilon_{a,d}$ είναι η διατμητική παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη συνολική στροφή σχεδιασμού του εφεδράνου. Στα πλαίσια του σχεδιασμού των εφεδράνων στην παρούσα εργασία η εν λόγω παραμόρφωση δεν λαμβάνεται υπόψη.

Η ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω θλίψης υπολογίζεται από τη σχέση :

$$\varepsilon_{c,d} = \frac{1,5}{S} \cdot \frac{\sigma_e}{G} \quad (5.10)$$

όπου :

G είναι το μέτρο διάτμησης του ελαστομερούς που είναι ίσο με 0.9 MPa.

σ_e είναι η μέγιστη ενεργή ορθή τάση του εφεδράνου ίση με N_{sd}/A_r , με N_{sd} το μέγιστο θλιπτικό φορτίο υπό τον σεισμικό συνδυασμό και A_r την ελάχιστη ενεργό επιφάνεια του εφεδράνου, η οποία για κυκλικά εφέδρανα υπολογίζεται από τη σχέση :

$$A_r = (\delta - \sin \delta) \cdot \frac{D^2}{4} \quad (5.11)$$

$$\text{όπου } \delta = 2 \cdot \cos^{-1}(d_{bi,a}/D) \quad (5.12)$$

S είναι ο συντελεστής σχήματος του εφεδράνου, ο οποίος για κυκλικά εφέδρανα ισούται με $D/4 \cdot t_i$, όπου t_i είναι το τυπικό πάχος μιας μεμονωμένης στρώσης του ελαστομερούς.

Οι έλεγχοι οι οποίοι είναι απαραίτητο να διενεργηθούν κατά τις ΟΣΜ είναι οι εξής :

α) Η μέγιστη ισοδύναμη διατμητική παραμόρφωση σχεδιασμού πρέπει να ικανοποιεί την ακόλουθη σχέση :

$$\varepsilon_{b,d} \leq \frac{\varepsilon_{u,k}}{\gamma_m} = \frac{7,0}{1,15} = 6,09 \quad (5.13)$$

β) Πρέπει να ικανοποιείται η σχέση (5.6).

γ) Για την εξασφάλιση της ευστάθειας του εφεδράνου πρέπει να ικανοποιείται μία εκ των σχέσεων (5.5) ή (5.14) :

$$\sigma_e \leq \frac{2 \cdot D}{3 \cdot t_e} \cdot G \cdot S \quad (5.14)$$

Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα προαναφερθέντα βήματα με συγκεκριμένες τιμές για όλα τα μεγέθη, όπως προέκυψαν για τη διαστασιολόγηση των εφεδράνων χαμηλής απόσβεσης του κτιρίου Ι – Μ.Ε.Λ.Τ.

5.3.1 Διαστασιολόγηση ελαστομεταλλικών εφεδράνων χαμηλής απόσβεσης (LDRB) κτιρίου Ι – Μ.Ε.Λ.Τ

Βήμα 1 :

- Καθορισμός θέσεων και αριθμού εφεδράνων – Υπολογισμός αξονικών δυνάμεων σχεδιασμού V_{Ed} υπό τον συνδυασμό 1.0G+0.3Q.

Τα αποτελέσματα του βήματος αυτού παρουσιάζονται στην εικ.5.2 και στον πίν.5.2 (σελ. 60).

Βήμα 2 :

- Επιλογή διαστάσεων (D , t_e) των εφεδράνων από τους πίνακες ALGA με βάση τις αξονικές δυνάμεις σχεδιασμού V_{Ed} .

Για τον κυρίως φορέα επιλέγονται (15) εφέδρανα **NBC 450x174 ($t_e=121$ mm)**, δηλαδή κυκλικά εφέδρανα διαμέτρου 450 mm και συνολικού πάχους 174 mm (ελαστομερές + χαλύβδινα ελάσματα). Το μέγιστο αξονικό φορτίο για τα εφέδρανα αυτά ισούται με $V=2420$ kN > $V_{Ed}=1000.11$ kN, ενώ η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση είναι ίση με $s=126$ mm.

Για τα υποστυλώματα του εξώστη επιλέγονται αντίστοιχα (2) εφέδρανα **NBC 250x107 ($t_e=72$ mm)**. Το μέγιστο αξονικό φορτίο για τα εφέδρανα αυτά ισούται με $V=479$ kN > $V_{Ed}=108.36$ kN, ενώ η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση είναι ίση με $s=77$ mm.

Βήμα 3 :

- Υπολογισμός οριζόντιων σεισμικών μετακινήσεων $d_{bi,d}$ εφεδράνων για το φάσμα σχεδιασμού του EC-8 και για $E_x+0.3E_y$. Προσαύξηση αυτών κατά 50%

για τον προσδιορισμό των μετακινήσεων σχεδιασμού $d_{bi,a}$ βάσει των οποίων γίνονται οι έλεγχοι επάρκειας κατά ΟΣΜ.

Οι μετακινήσεις αυτές προκύπτουν για ποσοστό απόσβεσης $\zeta=5\%$ και για οριζόντιες ελαστικές δυσκαμψίες για μεν τα εφέδρανα του κυρίως φορέα ίσες με $K_{ei}=1182.97 \text{ kN/m}$ και για τα εφέδρανα των υποστυλωμάτων $K_{ei}=613.59 \text{ kN/m}$.

Προκύπτουν οι τιμές :

Εφέδρανα κυρίως φορέα : $d_{bi,d}=0.106 \text{ m}$ άρα $d_{bi,a}=1.5 \cdot 0.106=0.159 \text{ m}$

Εφέδρανα υποστ/των : $d_{bi,d}=0.065 \text{ m}$ άρα $d_{bi,a}=1.5 \cdot 0.065=0.098 \text{ m}$

Βήμα 4 :

- Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων εφεδράνων για την ανάληψη των μετακινήσεων σχεδιασμού $d_{bi,a}$ κατά τις ΟΣΜ.

Εφέδρανα κυρίως φορέα :

$$D \geq 2 \cdot d_{bi,a} \rightarrow 0,45 \text{ m} \geq 2 \cdot 0,159 = 0,318 \text{ m}$$

$$t_e \geq \frac{1}{2} \cdot d_{bi,a} \rightarrow 0,121 \text{ m} \geq \frac{0,159}{2} = 0,0795 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \text{Διαστάσεις επαρκείς}$$

Εφέδρανα υποστ/των :

$$D \geq 2 \cdot d_{bi,a} \rightarrow 0,25 \text{ m} \geq 2 \cdot 0,098 = 0,196 \text{ m}$$

$$t_e \geq \frac{1}{2} \cdot d_{bi,a} \rightarrow 0,072 \text{ m} \geq \frac{0,098}{2} = 0,049 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \text{Διαστάσεις επαρκείς}$$

Βήμα 5 :

- Έλεγχος βάσει ΟΣΜ για τη μέγιστη ισοδύναμη διατμητική παραμόρφωση $\varepsilon_{b,d}$, την παραμόρφωση λόγω οριζόντιων μετακινήσεων $\varepsilon_{s,d}$ και τη μέγιστη ενεργή ορθή τάση σ_e των εφεδράνων.

Εφέδρανα κυρίως φορέα :

α) Έλεγχος της $\varepsilon_{s,d}$

$$\varepsilon_{s,d} = \frac{d_{bi,a}}{t_e} = \frac{0,159 \text{ m}}{0,121 \text{ m}} = 1,31 \leq 2,0$$

β) Έλεγχος της $\varepsilon_{b,d}$

$$\varepsilon_{b,d} = \varepsilon_{s,d} + \varepsilon_{c,d} \leq \frac{\varepsilon_{u,k}}{\gamma_m} = \frac{7,0}{1,15} = 6,09 \quad (\text{αγνοείται η συμβολή της } \varepsilon_{a,d})$$

$$N_{sd} = 1000,11 \text{ kN}$$

$$\delta = 2 \cdot \cos^{-1}(0,159/0,45) = 2,42$$

$$A_r = (2,42 - \sin 2,42) \cdot \frac{0,45^2}{4} = 0,089 \text{ m}^2$$

$$\sigma_e = \frac{1000,11 \text{ kN}}{0,089 \text{ m}^2} = 11220 \text{ kPa}$$

$$S = \frac{0,45 \text{ m}}{4 \cdot 0,015 \text{ m}} = 7,5$$

$$\varepsilon_{c,d} = \frac{1,5}{7,5} \cdot \frac{11220 \text{ kPa}}{900 \text{ kPa}} = 2,49 \quad \rightarrow \quad \varepsilon_{b,d} = 1,31 + 2,49 = 3,80 < 6,09$$

γ) Έλεγχος της σ_e

$$\sigma_e \leq \frac{2 \cdot D}{3 \cdot t_e} \cdot G \cdot S \quad \rightarrow \quad 11220 \text{ kPa} \leq \frac{2 \cdot 0,45}{3 \cdot 0,121} \cdot 900 \cdot 7,5 = 16735 \text{ kPa}$$

Εφέδρανα υποστ/των :

α) Έλεγχος της $\varepsilon_{s,d}$

$$\varepsilon_{s,d} = \frac{d_{bi,a}}{t_e} = \frac{0,098 \text{ m}}{0,072 \text{ m}} = 1,36 \leq 2,0$$

β) Έλεγχος της $\varepsilon_{b,d}$

$$\varepsilon_{b,d} = \varepsilon_{s,d} + \varepsilon_{c,d} \leq \frac{\varepsilon_{u,k}}{\gamma_m} = \frac{7,0}{1,15} = 6,09 \quad (\text{αγνοείται η συμβολή της } \varepsilon_{a,d})$$

$$N_{sd} = 108,36 \text{ kN}$$

$$\delta = 2 \cdot \cos^{-1}(0,098/0,25) = 2,34$$

$$A_r = (2,34 - \sin 2,34) \cdot \frac{0,25^2}{4} = 0,025 \text{ m}^2$$

$$\sigma_e = \frac{108,36 \text{ kN}}{0,025 \text{ m}^2} = 4281 \text{ kPa}$$

$$S = \frac{0,25 \text{ m}}{4 \cdot 0,01 \text{ m}} = 6,25$$

$$\varepsilon_{c,d} = \frac{1,5}{6,25} \cdot \frac{4281 \text{ kPa}}{900 \text{ kPa}} = 1,14 \quad \rightarrow \quad \varepsilon_{b,d} = 1,36 + 1,14 = 2,50 < 6,09$$

γ) Έλεγχος της σ_e

$$\sigma_e \leq \frac{2 \cdot D}{3 \cdot t_e} \cdot G \cdot S \quad \rightarrow \quad 4281 \text{ kPa} \leq \frac{2 \cdot 0,25}{3 \cdot 0,072} \cdot 900 \cdot 6,25 = 13020 \text{ kPa}$$

	D (mm)	t _e (mm)	K _{ei} (kN/m)	ζ
Εφέδρανα κυρίως φορέα	450	121	1182.97	0.05
Εφέδρανα υποστ/των	250	72	613.59	0.05

Πιν. 5.3 : Γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά των επιλεγέντων εφεδράνων LDRB.

5.4 Σχεδιασμός ελαστομεταλλικών εφεδράνων υψηλής απόσβεσης (HDRB)

Η συμπεριφορά των εφεδράνων αυτών, όπως έχει αναφερθεί εκτενώς στην παράγραφο 2.4.1.2, είναι έντονα μη-γραμμική καθώς εμφανίζει ουσιαστικούς υστερητικούς βρόχους υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Ο σχεδιασμός των εφεδράνων αυτών προϋποθέτει καταρχήν τον προσδιορισμό της διγραμμικής καμπύλης δύναμης – μετακίνησης και με αυτή δεδομένη βασίζεται σε διαδοχικές ελαστικές επιλύσεις του προσομοιώματος για τα κατακόρυφα φορτία και το φάσμα σχεδιασμού του EC-8, κάνοντας χρήση των ισοδύναμων ελαστικών παραμέτρων K_{eff} (ενεργός δυσκαμψία στη μετακίνηση σχεδιασμού) και ζ_{eff} (ενεργός απόσβεση στη μετακίνηση σχεδιασμού). Η επαναληπτική διαδικασία σταματάει όταν επιτευχθεί σύγκλιση των μετακινήσεων σύμφωνα με συγκεκριμένο κριτήριο που περιγράφεται στη συνέχεια. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά των εφεδράνων λαμβάνονται από κατάλληλους πίνακες της εταιρείας ALGA – αντίστοιχους με εκείνους των εφεδράνων χαμηλής απόσβεσης

- ανάλογα με τις διαστάσεις που επιλέγονται (διάμετρος και συνολικό ύψος ελαστομερούς). Η διαδικασία του σχεδιασμού συνοψίζεται στα ακόλουθα βήματα :

Βήμα 1 :

Καθορίζονται ο αριθμός και οι θέσεις των εφεδράνων στην κατασκευή βάσει του ίδιου ακριβώς σκεπτικού που αναφέρθηκε και για την περίπτωση του σχεδιασμού των εφεδράνων χαμηλής απόσβεσης. Προκύπτει η ίδια κατανομή των εφεδράνων σε κάτοψη με την τοποθέτηση 17 εφεδράνων, όπως φαίνεται στην εικ.5.2. Οι κατακόρυφες δυνάμεις των εφεδράνων υπολογίζονται για τον σεισμικό συνδυασμό φόρτισης $1.0G+0.3Q$ με θεώρηση αρθρώσεων στις θέσεις των εφεδράνων (άπειρη κατακόρυφη δυστένεια) και προκύπτουν οι ίδιες τιμές με εκείνες που αντιστοιχούν στα εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης (βλ. πιν.5.2).

Βήμα 2 :

Αντίστοιχα με τη διαδικασία σχεδιασμού των εφεδράνων χαμηλής απόσβεσης, επιλέγονται τα αρχικά γεωμετρικά δεδομένα των εφεδράνων από τους πίνακες της εταιρείας ALGA με βάση την κατακόρυφη δύναμη σχεδιασμού V_{Ed} . Εδώ, για λόγους απλοποίησης της όλης διαδικασίας, καθώς ο υπολογισμός των μετακινήσεων σχεδιασμού απαιτεί διαδοχικές επαναλήψεις (βλ. βήμα 3 παρακάτω), υποθέτουμε ίδια εφέδρανα τόσο στον κυρίως φορέα όσο και στα υποστυλώματα.

Η επιλογή των διαστάσεων γίνεται με τρόπο ώστε τα εφέδρανα να έχουν φέρουσα ικανότητα έναντι κατακορύφων φορτίων V_{max} μεγαλύτερη της δύναμης σχεδιασμού V_{Ed} , ωστόσο η κρίσιμη παράμετρος για το σχεδιασμό είναι η οριζόντια σεισμική μετακίνηση που υπολογίζεται σύμφωνα με την επαναληπτική διαδικασία του βήματος 4. Αυτό σημαίνει ότι προϋπόθεση για την αποδοχή των διαστάσεων αποτελεί η ικανοποίηση των απαιτήσεων σε μετακινήσεις σύμφωνα με τις σχέσεις (5.7), (5.8) της σελ.62. Τέλος, από τους πίνακες ALGA λαμβάνεται και η τιμή της τέμνουσας (ενεργού) δυσκαμψίας K_{eff} για διατμητική παραμόρφωση $\gamma=100\%$, η οποία χρειάζεται για τον προσδιορισμό της διγραμμικής καμπύλης $F-\delta$ των εφεδράνων.

Βήμα 3 :

Στο βήμα αυτό προσδιορίζεται η διγραμμική καμπύλη οριζόντιας δύναμης F – οριζόντιας μετακίνησης δ των εφεδράνων που έχουν επιλεγεί στο βήμα 2, η γνώση της οποίας είναι απαραίτητη για τον υπολογισμό της μετακίνησης σχεδιασμού σύμφωνα με την επαναληπτική διαδικασία του βήματος 4. Ο προσδιορισμός της διγραμμικής καμπύλης F - δ συνίσταται στον υπολογισμό της δύναμης διαρροής F_y των εφεδράνων, της αντίστοιχης μετακίνησης δ_y και της αρχικής ελαστικής δυσκαμψίας K_{el} με δεδομένα τα μεγέθη : δ_{max} που είναι η μετακίνηση του εφεδράνου για $\gamma=100\%$, δηλαδή $\delta_{max}=t_e$ (όπου t_e το συνολικό πάχος του ελαστομερούς), την ενεργό δυσκαμψία K_{eff} (ή K_r όπως δίνεται στους πίνακες ALGA) στη μετακίνηση δ_{max} και τέλος, την ενεργό απόσβεση ζ_{eff} για την ίδια μετακίνηση. Ο υπολογισμός των ζητούμενων μεγεθών F_y , δ_y και K_{el} βασίζεται στην ακόλουθη διαδικασία :

1. Με γνωστά τα μεγέθη K_{eff} , δ_{max} υπολογίζεται η μέγιστη δύναμη του εφεδράνου F_{max} από τη σχέση :

$$F_{max} = K_{eff} \cdot \delta_{max} \quad (5.15)$$

2. Η F_{max} υπολογίζεται επιπλέον από τη σχέση :

$$\begin{aligned} F_{max} &= F_y + a \cdot K_{el} \cdot (\delta_{max} - \delta_y) = K_{el} \cdot \delta_y + a \cdot K_{el} \cdot (\delta_{max} - \delta_y) \rightarrow \\ \rightarrow F_{max} &= K_{el} \cdot [\delta_y + a \cdot (\delta_{max} - \delta_y)] \end{aligned} \quad (5.16)$$

όπου a είναι ο λόγος της μετελαστικής προς την ελαστική δυσκαμψία (K_p/K_{el}) και λαμβάνεται ίσος με 0,10.

3. Επιλύεται η σχέση (5.16) ως προς K_{el} οπότε προκύπτει :

$$K_{el} = \frac{F_{max}}{\delta_y + a \cdot (\delta_{max} - \delta_y)} \quad (5.17)$$

4. Λαμβάνοντας $\zeta_{eff}=0,10$ και με γνωστά τα μεγέθη K_{eff} , δ_{max} , υπολογίζεται η αποσβενόμενη ενέργεια E_D για μετακίνηση $\delta=\delta_{max}$:

$$\zeta_{eff} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{E_D}{K_{eff} \cdot \delta_{max}^2} = 0,10 \rightarrow E_D = 0,10 \cdot 2\pi \cdot K_{eff} \cdot \delta_{max}^2 \quad (5.18)$$

5. Η ενέργεια E_D δίνεται άλλωστε από τη σχέση :

$$E_D = 4 \cdot (F_y \cdot \delta_{max} - F_{max} \cdot \delta_y) = 4 \cdot (K_{el} \cdot \delta_y \cdot \delta_{max} - F_{max} \cdot \delta_y) \quad (5.19)$$

6. Η σχέση (5.19) μέσω της (5.17) γίνεται τελικά :

$$E_D = 4 \cdot \left[\frac{F_{max} \cdot \delta_y \cdot \delta_{max}}{\delta_y + \alpha \cdot (\delta_{max} - \delta_y)} - F_{max} \cdot \delta_y \right] \quad (5.20)$$

Από την τελευταία σχέση (5.20) και με γνωστά όλα τα μεγέθη που περιλαμβάνονται σε αυτή, υπολογίζεται με δοκιμές σε φύλλο Excel η τιμή της μετακίνησης διαρροής δ_y των εφεδράνων. Με γνωστή πλέον τη δ_y υπολογίζουμε από τη σχέση (5.17) την ελαστική δυσκαμψία K_{el} και συνεπώς μπορεί να βρεθεί και η δύναμη διαρροής F_y από τη σχέση $F_y = K_{el} \cdot \delta_y$.

Βήμα 4 :

Ακολουθεί ο υπολογισμός των οριζόντιων σεισμικών μετακινήσεων των εφεδράνων $d_{bi,d}$ (ή δ_{max} όπως αναφέρεται στη συνέχεια) για το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του EC-8, θεωρώντας ότι ασκείται το 100% των φασματικών επιταχύνσεων στη διεύθυνση X και το 30% στη διεύθυνση Y. Όπως έχει αναφερθεί, η διαδικασία περιλαμβάνει διαδοχικές ελαστικές επιλύσεις με χρήση των ισοδύναμων ελαστικών μεγεθών K_{eff} (ενεργός δυσκαμψία) και ζ_{eff} (ενεργός απόσβεση) που αντιστοιχούν στη (μέγιστη) μετακίνηση σχεδιασμού δ_{max} . Η μετακίνηση αυτή είναι μικρότερη για τα δύο εφέδρανα των υποστυλωμάτων του εξώστη σε σχέση με την αντίστοιχη των υπόλοιπων εφεδράνων. Η επαναληπτική διαδικασία διακόπτεται όταν επιτευχθεί σύγκλιση των μετακινήσεων για όλα τα εφέδρανα, δηλαδή όταν οι μετακινήσεις που προκύπτουν από δύο διαδοχικά βήματα έχουν διαφορά μικρότερη του 5%. Στη συνέχεια, η μετακίνηση σχεδιασμού δ_{max} (δηλ. η μετακίνηση του τελευταίου βήματος) προσαυξάνεται κατά 50% ($d_{bi,a} = 1,5 \cdot \delta_{max}$) και πραγματοποιούνται οι απαιτούμενοι έλεγχοι επάρκειας των εφεδράνων σύμφωνα με τις Οδηγίες Σεισμικής Μόνωσης (ΟΣΜ).

Στο σημείο αυτό περιγράφεται η επαναληπτική διαδικασία προσδιορισμού της μετακίνησης σχεδιασμού δ_{max} , η οποία διεξάγεται ταυτόχρονα και ξεχωριστά για τα εφέδρανα του κυρίως φορέα και εκείνα των υποστυλωμάτων, καθώς οι μετακινήσεις τους όπως προκύπτουν από την ανάλυση είναι διαφορετικές.

1. (Βήμα 1) : Πραγματοποιείται μια πρώτη (ελαστική) ανάλυση χρησιμοποιώντας τις ελαστικές δυσκαμψίες K_{el} ($=K_{eff,0}$) των εφεδράνων και απόσβεση $\zeta=\zeta_0=5\%$ και υπολογίζεται η μετακίνηση σχεδιασμού $\delta_{max,1}$. Υπολογίζεται επίσης η δύναμη $F_{max,1}$ που αντιστοιχεί σε αυτή τη μετακίνηση σύμφωνα με τη σχέση

(5.16) οπότε είναι γνωστή και η ενεργός δυσκαμψία $K_{eff,1}$ από τη σχέση $K_{eff,1} = F_{max,1} / \delta_{max,1}$.

Έπειτα υπολογίζεται η ενεργός ιδιοπερίοδος $T_{eff,1}$ του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος βάσει της σχέσης :

$$T_{eff,1} = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{M}{K_{eff,1}}}$$

όπου M είναι η μάζα της κατασκευής για τα φορτία 1.0G+0.3Q.

Με γνωστά τα μεγέθη K_{el} , $\bar{\delta}_y$, $\bar{\delta}_{max,1}$ και $F_{max,1}$ υπολογίζεται από τη σχέση (5.19) η αποσβενόμενη ενέργεια $E_{D,1}$ για τη μετακίνηση $\bar{\delta}_{max,1}$ και βάσει αυτής η ενεργός απόσβεση $\zeta_{eff,1}$ από τη σχέση :

$$\zeta_{eff,1} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{E_{D,1}}{K_{eff,1} \cdot \bar{\delta}_{max,1}^2}$$

2. (Βήμα 2) : Η ανάλυση πραγματοποιείται για την ενεργό δυσκαμψία $K_{eff,1}$ και την ενεργό απόσβεση $\zeta_{eff,1}$ που έχουν προκύψει από το βήμα 1. Σημειώνεται ότι η ενεργός απόσβεση $\zeta_{eff,1}$ εφαρμόζεται μόνο στις ιδιομορφές που έχουν περίοδο μεγαλύτερη από $0.8 \cdot T_{eff,1}$, ενώ για τις υπόλοιπες ιδιομορφές χρησιμοποιείται η απόσβεση της μη-μονωμένης κατασκευής, δηλαδή $\zeta=5\%$. Υπολογίζεται η μετακίνηση σχεδιασμού $\delta_{max,2}$ και εξετάζεται εάν η διαφορά της από τη μετακίνηση του προηγούμενου βήματος $\bar{\delta}_{max,1}$ είναι μικρότερη από 5% βάσει του κριτηρίου :

$$\frac{\delta_{max,2} - \bar{\delta}_{max,1}}{\bar{\delta}_{max,1}} \leq 0,05$$

Επισημαίνεται ότι το κριτήριο εφαρμόζεται τόσο για τις μετακινήσεις των εφεδράνων του κυρίως κτιρίου όσο και για εκείνες των εφεδράνων των υποστυλωμάτων.

Εάν ικανοποιείται το " \leq " για το σύνολο των εφεδράνων (κυρίως φορέα & υποστ/των), τότε έχει επιτευχθεί σύγκλιση και η μετακίνηση $\delta_{max,2}$ είναι η ζητούμενη, δηλαδή $d_{bi,d} = \delta_{max,2}$. Διαφορετικά, επαναλαμβάνεται η διαδικασία του βήματος 1 για τον υπολογισμό των $K_{eff,2}$ και $\zeta_{eff,2}$ που θα

χρησιμοποιηθούν στο επόμενο βήμα για τον προσδιορισμό της νέας μετακίνησης $\delta_{max,3}$ βάσει των όσων αναφέρθηκαν στο τρέχον βήμα 2.

·
·
·

- κ. (Τυχαίο βήμα k) : Για τις τιμές των παραμέτρων $K_{eff,k-1}$ και $\zeta_{eff,k-1}$ που προέκυψαν από το προηγούμενο βήμα (k-1), υπολογίζεται η μετακίνηση σχεδιασμού $\delta_{max,k}$ και εξετάζεται εάν η διαφορά της από τη μετακίνηση του προηγούμενου βήματος $\delta_{max,k-1}$ είναι μικρότερη από 5% βάσει του κριτηρίου :

$$\frac{\delta_{max,k} - \delta_{max,k-1}}{\delta_{max,k-1}} \leq 0,05$$

Υπενθυμίζεται ότι η ενεργός απόσβεση $\zeta_{eff,k-1}$ εφαρμόζεται μόνο στις ιδιομορφές με $T > 0,8 * T_{eff,1}$, ενώ για τις υπόλοιπες ιδιομορφές χρησιμοποιείται η απόσβεση της μη-μονωμένης κατασκευής, δηλαδή $\zeta=5\%$.

Εάν ικανοποιείται το " \leq " για το σύνολο των εφεδράνων (κυρίως φορέα & υποστ/των), τότε έχει επιτευχθεί σύγκλιση και η μετακίνηση $\delta_{max,k}$ είναι η ζητούμενη, δηλαδή $d_{bi,d} = \delta_{max,k}$. Διαφορετικά, επαναλαμβάνεται η διαδικασία του βήματος 1 για τον υπολογισμό των $K_{eff,k}$ και $\zeta_{eff,k}$ που θα χρησιμοποιηθούν στο επόμενο βήμα (k+1) για τον προσδιορισμό της νέας μετακίνησης $\delta_{max,k+1}$.

Βήμα 5 :

Διενεργούνται οι έλεγχοι των εφεδράνων σύμφωνα με τους κανόνες που προβλέπονται στην παράγραφο 6.2.2 των ΟΣΜ και οι οποίοι περιγράφονται αναλυτικά στα βήματα 4 και 5 της αντίστοιχης διαδικασίας σχεδιασμού των εφεδράνων χαμηλής απόσβεσης (βλ. σελ. 62-64).

Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα προαναφερθέντα βήματα με συγκεκριμένες τιμές για όλα τα μεγέθη, όπως προέκυψαν για τη διαστασιολόγηση των εφεδράνων υψηλής απόσβεσης του κτιρίου I – Μ.Ε.Λ.Τ.

5.4.1 Διαστασιολόγηση ελαστομεταλλικών εφεδράνων υψηλής απόσβεσης (HDRB) κτιρίου Ι – Μ.Ε.Λ.Τ

Βήμα 1 :

- Καθορισμός θέσεων και αριθμού εφεδράνων – Υπολογισμός αξονικών δυνάμεων σχεδιασμού V_{Ed} υπό τον συνδυασμό 1.0G+0.3Q.

Τα αποτελέσματα του βήματος αυτού παρουσιάζονται στην εικ.5.2 και στον πιν.5.2.

Βήμα 2 :

- Επιλογή διαστάσεων (D, t_e) των εφεδράνων από τους πίνακες ALGA με βάση τις αξονικές δυνάμεις σχεδιασμού V_{Ed} .

Επιλέγονται (17) εφέδρανα **HDN 400x232 ($t_e=120$ mm)**, δηλαδή κυκλικά εφέδρανα διαμέτρου 400 mm και συνολικού πάχους 232 mm (ελαστομερές + χαλύβδινα ελάσματα). Ο χαρακτηρισμός HDN (High Damping Normal) σύμφωνα με τον κατασκευαστή υποδηλώνει «κανονικό» μίγμα του ελαστομερούς και αντιστοιχεί σε μέτρο διάτμησης $G=0.4$ MPa και ενεργό απόσβεση ζ_{eff} ($=\xi$) ίση με 10% για διατμητική παραμόρφωση 100%. Το μέγιστο αξονικό φορτίο για τα εφέδρανα αυτά ισούται με $V_{max}=2000$ kN $>$ $V_{Ed}=1000.11$ kN, ενώ η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση είναι ίση με $s=240$ mm. Επίσης, η ενεργός δυσκαμψία για $\gamma=100\%$ ισούται με K_{eff} ($=K_r$)=840 kN/m.

Βήμα 3 :

- Προσδιορισμός διγραμμικής καμπύλης οριζόντιας δύναμης F – οριζόντιας μετακίνησης δ των εφεδράνων HDN 400x232.

$$F_{max} = K_{eff} \cdot \delta_{max} = K_{eff} \cdot t_e = 840 \cdot 0,12 = 100,8 \text{ kN}$$

$$E_D = \zeta_{eff} \cdot 2\pi \cdot K_{eff} \cdot \delta_{max}^2 = 0,10 \cdot 2\pi \cdot 840 \cdot 0,12^2 = 7,596 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Από τη σχέση :

$$E_D = 4 \cdot \left[\frac{F_{max} \cdot \delta_y \cdot \delta_{max}}{\delta_y + \alpha \cdot (\delta_{max} - \delta_y)} - F_{max} \cdot \delta_y \right]$$

με γνωστές τις τιμές των δ_{max} , F_{max} και E_D υπολογίζουμε με δοκιμές την τιμή της μετακίνησης διαρροής δ_y . Προκύπτει $\delta_y=0.0025 \text{ m}$.

$$K_{el} = \frac{F_{max}}{\delta_y + \alpha \cdot (\delta_{max} - \delta_y)} = \frac{100,8}{0,0025 + 0,10 \cdot (0,12 - 0,0025)} = 7052,53 \text{ kN/m}$$

$$F_y = K_{el} \cdot \delta_y = 7052,53 \cdot 0,0025 = 17,97 \text{ kN}$$

Βήμα 4 :

- Υπολογισμός οριζόντιων σεισμικών μετακινήσεων $d_{bi,d}$ εφεδράνων για το φάσμα σχεδιασμού του EC-8 και για $E_x+0.3E_y$. Στον πίνακα 5.4 παρουσιάζεται συνοπτικά με αριθμητικά δεδομένα η επαναληπτική διαδικασία που ακολουθήθηκε στα πλαίσια της παρούσας εργασίας. Οι μετακινήσεις αυτές στη συνέχεια προσαυξάνονται κατά 50% για τον προσδιορισμό των μετακινήσεων σχεδιασμού $d_{bi,a}$ βάσει των οποίων γίνονται οι έλεγχοι επάρκειας κατά ΟΣΜ.

	Εφέδρανα κυρίως φορέα	Εφέδρανα υποστυλωμάτων
Βήμα 1°	$K_{eff,0}=K_{el}=7052,53 \text{ kN/m}$	$K_{eff,0}=K_{el}=7052,53 \text{ kN/m}$
	$\zeta_{eff,0}=0,05$	$\zeta_{eff,0}=0,05$
	$\delta_{max,1}=0,039 \text{ m}$	$\delta_{max,1}=0,005 \text{ m}$
	$F_{max,1}=43,82 \text{ kN}$	$F_{max,1}=19,55 \text{ kN}$
	$K_{eff,1}=1117,74 \text{ kN/m}$	$K_{eff,1}=4073,94 \text{ kN/m}$
	$T_{eff,1}=1,09 \text{ sec}$	$T_{eff,1}=1,09 \text{ sec}$
	$E_{D,1}=2,37 \text{ kN*m}$	$E_{D,1}=0,146 \text{ kN*m}$
	$\zeta_{eff,1}=0,22$	$\zeta_{eff,1}=0,247$
Βήμα 2°	$K_{eff,1}=1117,74 \text{ kN/m}$	$K_{eff,1}=4073,94 \text{ kN/m}$
	$\zeta_{eff,1}=0,22 \text{ (Για } T>0,8T_{eff,1})$	$\zeta_{eff,1}=0,247 \text{ (Για } T>0,8T_{eff,1})$
	$\delta_{max,2}=0,067 \text{ m}$	$\delta_{max,2}=0,013 \text{ m}$
	$F_{max,2}=63,42 \text{ kN}$	$F_{max,2}=25,13 \text{ kN}$
	$K_{eff,2}=946,59 \text{ kN/m}$	$K_{eff,2}=1978,46 \text{ kN/m}$
	$T_{eff,2}=1,18 \text{ sec}$	$T_{eff,2}=1,18 \text{ sec}$
	$E_{D,2}=4,169 \text{ kN*m}$	$E_{D,2}=0,657 \text{ kN*m}$
	$\zeta_{eff,2}=0,156$	$\zeta_{eff,2}=0,328$
$\frac{\delta_{max,2} - \delta_{max,1}}{\delta_{max,1}} = 0,71$	$\frac{\delta_{max,2} - \delta_{max,1}}{\delta_{max,1}} = 1,64$	

Βήμα 3°	$K_{eff,2}=946,59 \text{ kN/m}$	$K_{eff,2}=1978,46 \text{ kN/m}$
	$\zeta_{eff,2}=0,156 \text{ (Για } T>0,8T_{eff,2}\text{)}$	$\zeta_{eff,2}=0,328 \text{ (Για } T>0,8T_{eff,2}\text{)}$
	$\delta_{max,3}=0,084 \text{ m}$	$\delta_{max,3}=0,027 \text{ m}$
	$F_{max,3}=75,2 \text{ kN}$	$F_{max,3}=35,42 \text{ kN}$
	$K_{eff,3}=898,44 \text{ kN/m}$	$K_{eff,3}=1297,55 \text{ kN/m}$
	$T_{eff,3}=1,21 \text{ sec}$	$T_{eff,3}=1,21 \text{ sec}$
	$E_{D,3}=5,249 \text{ kN*m}$	$E_{D,3}=1,601 \text{ kN*m}$
	$\zeta_{eff,3}=0,133$	$\zeta_{eff,3}=0,264$
$\frac{\delta_{max,3} - \delta_{max,2}}{\delta_{max,2}} = 0,25$	$\frac{\delta_{max,3} - \delta_{max,2}}{\delta_{max,2}} = 1,15$	
Βήμα 4°	$K_{eff,3}=946,59 \text{ kN/m}$	$K_{eff,3}=1297,55 \text{ kN/m}$
	$\zeta_{eff,3}=0,133 \text{ (Για } T>0,8T_{eff,3}\text{)}$	$\zeta_{eff,3}=0,264 \text{ (Για } T>0,8T_{eff,3}\text{)}$
	$\delta_{max,4}=0,091 \text{ m}$	$\delta_{max,4}=0,039 \text{ m}$
	$F_{max,4}=80,56 \text{ kN}$	$F_{max,4}=43,53 \text{ kN}$
	$K_{eff,4}=882,36 \text{ kN/m}$	$K_{eff,4}=1122 \text{ kN/m}$
	$T_{eff,4}=1,22 \text{ sec}$	$T_{eff,4}=1,22 \text{ sec}$
$E_{D,4}=5,74 \text{ kN*m}$	$E_{D,4}=2,345 \text{ kN*m}$	
$\zeta_{eff,4}=0,124$	$\zeta_{eff,4}=0,221$	
$\frac{\delta_{max,4} - \delta_{max,3}}{\delta_{max,3}} = 0,09$	$\frac{\delta_{max,4} - \delta_{max,3}}{\delta_{max,3}} = 0,42$	
Βήμα 5°	$K_{eff,4}=882,36 \text{ kN/m}$	$K_{eff,4}=1122 \text{ kN/m}$
	$\zeta_{eff,4}=0,124 \text{ (Για } T>0,8T_{eff,4}\text{)}$	$\zeta_{eff,4}=0,221 \text{ (Για } T>0,8T_{eff,4}\text{)}$
	$\delta_{max,5}=0,094 \text{ m}$	$\delta_{max,5}=0,043 \text{ m}$
	$F_{max,5}=82,75 \text{ kN}$	$F_{max,5}=46,85 \text{ kN}$
	$K_{eff,5}=876,54 \text{ kN/m}$	$K_{eff,5}=1076,97 \text{ kN/m}$
	$T_{eff,5}=1,23 \text{ sec}$	$T_{eff,5}=1,23 \text{ sec}$
	$E_{D,5}=5,94 \text{ kN*m}$	$E_{D,5}=2,65 \text{ kN*m}$
	$\zeta_{eff,5}=0,121$	$\zeta_{eff,5}=0,207$
$\frac{\delta_{max,5} - \delta_{max,4}}{\delta_{max,4}} = 0,034$	$\frac{\delta_{max,5} - \delta_{max,4}}{\delta_{max,4}} = 0,12$	
Βήμα 6°	$K_{eff,5}=876,54 \text{ kN/m}$	$K_{eff,5}=1076,97 \text{ kN/m}$
	$\zeta_{eff,5}=0,121 \text{ (Για } T>0,8T_{eff,5}\text{)}$	$\zeta_{eff,5}=0,207 \text{ (Για } T>0,8T_{eff,5}\text{)}$
	$\delta_{max,6}=0,095 \text{ m}$	$\delta_{max,6}=0,045 \text{ m}$
	$F_{max,6}=83,45 \text{ kN}$	$F_{max,6}=47,91 \text{ kN}$
	$K_{eff,6}=874,75 \text{ kN/m}$	$K_{eff,6}=1064,58 \text{ kN/m}$
$T_{eff,6}=1,23 \text{ sec}$	$T_{eff,6}=1,23 \text{ sec}$	

	$E_{D,6}=6,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$E_{D,6}=2,746 \text{ kN}\cdot\text{m}$
	$\zeta_{\text{eff},6}=0,12$	$\zeta_{\text{eff},6}=0,203$
	Έλεγχος σύγκλισης $\frac{\delta_{\text{max},6} - \delta_{\text{max},5}}{\delta_{\text{max},5}} = 0,011$	Έλεγχος σύγκλισης $\frac{\delta_{\text{max},6} - \delta_{\text{max},5}}{\delta_{\text{max},5}} = 0,035$

Πιν. 5.4 : Επαναληπτική διαδικασία υπολογισμού οριζόντιων σεισμικών μετακινήσεων δ_{max} .

Τελικά, οι τιμές των μετακινήσεων σχεδιασμού $d_{bi,a}$ με τις οποίες γίνεται ο έλεγχος σύμφωνα με τις ΟΣΜ είναι :

Εφέδρανα κυρίως φορέα : $\delta_{\text{max}}=0.095 \text{ m}$ άρα $d_{bi,a}=1.5\cdot 0.095=0.143 \text{ m}$

Εφέδρανα υποστ/των : $\delta_{\text{max}}=0.045 \text{ m}$ άρα $d_{bi,a}=1.5\cdot 0.045=0.068 \text{ m}$

Βήμα 5 :

- Έλεγχοι εφεδράνων βάσει των Οδηγιών Σεισμικής Μόνωσης. Σημειώνεται ότι ελέγχονται μόνο τα εφέδρανα του φορέα της τοιχοποιίας μιας και αποτελούν τη δυσμενέστερη περίπτωση, καθώς έχουν αφενός σημαντικά μεγαλύτερο αξονικό φορτίο σε σχέση με τα εφέδρανα των υποστυλωμάτων και αφετέρου είναι μεγαλύτερη και η μετακίνηση σχεδιασμού τους.

α) Έλεγχοι διαστάσεων D , t_e σχετικά με την ευστάθεια των εφεδράνων

$$D \geq 2 \cdot d_{bi,a} \rightarrow 0,40 \text{ m} \geq 2 \cdot 0,143 = 0,286 \text{ m}$$

$$t_e \geq \frac{1}{2} \cdot d_{bi,a} \rightarrow 0,12 \text{ m} \geq \frac{0,143}{2} = 0,0715 \text{ m}$$

β) Έλεγχος για την ισοδύναμη διατμητική παραμόρφωση $\varepsilon_{b,d}$

$$\varepsilon_{b,d} = \varepsilon_{s,d} + \varepsilon_{c,d} \leq \frac{\varepsilon_{u,k}}{\gamma_m} = \frac{7,0}{1,15} = 6,09 \quad (\text{αγνοείται η συμβολή της } \varepsilon_{a,d})$$

$$N_{sd} = 1000,11 \text{ kN}$$

$$\delta = 2 \cdot \cos^{-1}\left(\frac{0,143}{0,40}\right) = 2,41$$

$$A_r = (2,41 - \sin 2,41) \cdot \frac{0,40^2}{4} = 0,0696 \text{ m}^2$$

$$\sigma_e = \frac{1000,11 \text{ kN}}{0,0696 \text{ m}^2} = 14355 \text{ kPa}$$

$$S = \frac{0,40 \text{ m}}{4 \cdot 0,01 \text{ m}} = 10$$

$$\varepsilon_{c,d} = \frac{1,5}{10} \cdot \frac{14355 \text{ kPa}}{800 \text{ kPa}} = 2,69 \quad \rightarrow \quad \varepsilon_{b,d} = 1,19 + 2,69 = 3,88 < 6,09$$

γ) Έλεγχος της σ_e

$$\sigma_e \leq \frac{2 \cdot D}{3 \cdot t_e} \cdot G \cdot S \quad \rightarrow \quad 14355 \text{ kPa} \leq \frac{2 \cdot 0,40}{3 \cdot 0,12} \cdot 800 \cdot 10 = 17778 \text{ kPa}$$

Συνεπάγεται τελικά, ότι τα εφέδρανα **HDN 400x232** είναι επαρκή.

Εφέδρανα	Ιδιότητες για ελαστικές αναλύσεις		Ιδιότητες για ανελαστικές αναλύσεις		
	K_{eff} (kN/m)	ζ_{eff}	K_{el} (kN/m)	F_y (kN)	$\alpha = K_{\text{pl}}/K_{\text{el}}$
HDN 400x232	840	0.10	7052.53	17.97	0.10

Πιν. 5.5 : Μηχανικά χαρακτηριστικά των επιλεγέντων εφεδράνων HDRB.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΙΕΓΕΡΣΕΙΣ

6.1 Γενικά

Οι χρονοϊστορίες των σεισμικών διεγέρσεων που χρησιμοποιούνται στα πλαίσια της παρούσας εργασίας είναι καταγραφές κοντινού πεδίου και χαρακτηρίζονται από το φαινόμενο της κατευθυντικότητας. Όπως έχει ήδη αναφερθεί στο Κεφάλαιο 1, η κατευθυντικότητα είναι αυτή ακριβώς η ιδιαιτερότητα που εμφανίζουν οι καταγραφές εντός της επικεντρικής περιοχής σε σχέση με τις υπόλοιπες, όπου η σεισμική πηγή απέχει πολύ από τη θέση καταγραφής. Ως αποτέλεσμα του φαινομένου αυτού, τα χαρακτηριστικά αυτών των σεισμών επηρεάζονται από παράγοντες όπως ο μηχανισμός διάρρηξης, η κατεύθυνση διάδοσης της διάρρηξης σε σχέση με την περιοχή ενδιαφέροντος αλλά και οι πιθανές μόνιμες εδαφικές μετατοπίσεις ως αποτέλεσμα της σχετικής ολίσθησης στο επίπεδο του ρήγματος.

Διακρίνονται τρία είδη κατευθυντικότητας : η έμπροσθεν (forward), η όπισθεν (backward) και η ουδέτερη (neutral) κατευθυντικότητα ανάλογα με τη θέση του σταθμού καταγραφής ως προς την κατεύθυνση διάδοσης της διάρρηξης. Στην έμπροσθεν κατευθυντικότητα, οι χρονοϊστορίες των ταχυτήτων παρουσιάζουν στην αρχή της καταγραφής έναν παλμό μεγάλου πλάτους και μικρής χρονικής διάρκειας με περίοδο περί τα 1-2 sec. Αντίθετα, στην περίπτωση της όπισθεν κατευθυντικότητας οι παλμοί χαρακτηρίζονται από σχετικά μικρό πλάτος και συνολικά μεγάλη διάρκεια, ενώ στην ουδέτερη κατευθυντικότητα δεν παρατηρούνται χαρακτηριστικά καμίας από τις δύο παραπάνω περιπτώσεις.

6.2 Διεγέρσεις στα πλαίσια της παρούσας εργασίας

Για τη διερεύνηση της συμπεριφοράς του κτιρίου I – Μ.Ε.Λ.Τ σε σεισμούς κοντινού πεδίου, καθώς επίσης και της επίδρασης της σεισμικής μόνωσης στη συμπεριφορά αυτή, επελέγησαν συνολικά εννέα (9) χρονοϊστορίες επιταχύνσεων από πέντε σεισμικά γεγονότα (*Imperial Valley, CA, USA-1979, Northridge, CA, USA-1994, Gazli, USSR-1976, Tabas, Iran-1978, Λευκάδα, 2003*). Κριτήριο για την επιλογή αυτή αποτελεί το γεγονός ότι οι συγκεκριμένες διεγέρσεις είναι

αντιπροσωπευτικές των σεισμών εγγύς πεδίου που θα μπορούσαν δυνητικά να πλήξουν την περιοχή της υπό εξέταση κατασκευής, λαμβάνοντας υπόψη τα μεγέθη των σεισμών που έχουν πλήξει στο παρελθόν το κέντρο της Αθήνας. Επίσης, οι σεισμικές διεγέρσεις που εξετάζονται εμφανίζουν χαρακτηριστικά (όπως λ.χ μέγιστο πλάτος και συχνοτικό περιεχόμενο) που οδηγούν σε ενδιαφέροντα συμπεράσματα σχετικά με την απόκριση των κατασκευών (βλ. Κεφ 9-13). Μεγαλύτερη σημασία δίνεται στον προσδιορισμό των περιόδων των δεσπόζοντων παλμών που περιέχονται σε καθεμία καταγραφή, καθώς η σύγκρισή τους με τις θεμελιώδεις ιδιοπεριόδους της μονωμένης κατασκευή οδηγεί σε συμπεράσματα σχετικά με την ενίσχυση ή όχι της απόκρισης. Οι παλμοί που ενδιαφέρουν είναι οι παλμοί μετακινήσεων και ταχυτήτων και οι περίοδοι των σημαντικών παλμών σε κάθε καταγραφή υπολογίζονται από τη συνέλιξη των σημάτων ταχυτήτων και μετακινήσεων που επιτρέπουν τον πολλαπλασιασμό των φασματικών τιμών SV και SD. Σημασία δίνεται επίσης στα (ελαστικά) φάσματα επιταχύνσεων και ιδιαίτερα στο πώς μεταβάλλονται οι τιμές τους στο εύρος των περιόδων του μονωμένου φορέα, οπότε μπορεί να προκύψει μια εικόνα για το εάν η μόνωση βάσης συντελεί ή όχι στη μείωση των αδρανειακών δυνάμεων της ανωδομής.

Στον πιν.6.1 που ακολουθεί παρατίθενται στοιχεία για τις διεγέρσεις που ελήφθησαν υπόψη, όπως το μέγεθός τους, ο μηχανισμός διάρρηξης, ο τύπος της κατευθυντικότητας που χαρακτηρίζει κάθε καταγραφή, η κοντινότερη απόσταση του σταθμού καταγραφής από το ίχνος του ρήγματος, καθώς και οι εδαφικές συνθήκες.

α/α	Τοποθεσία	Ημερ/νία	Μέγεθος M_w	Μηχανισμός διάρρηξης	Σταθμός καταγραφής	Εδαφικές συνθήκες	Κατευθυντικότητα	Εγγύτερη απόσταση στο ρήγμα (km)	Μέγιστη φασματική μετακίνηση SD_{max} (cm)
1	Imperial Valley, CA, USA	15/10/1979	6.4	Οριζόντιο ρήγμα (Strike slip)	El Centro Array 5, James Rd (E05)	Έδαφος και αλλουβιακές αποθέσεις	Έμπροσθεν (F)	2.7	112.33-127.06
					Calexico Fire Station (CXO)	Έδαφος και αλλουβιακές αποθέσεις	Ουδέτερη (N)	11.0	49.42-27.93
					Compuertas (CMP)	Έδαφος και αλλουβιακές αποθέσεις	Όπισθεν (B)	15.5	12.78-12.12
2	Northridge, CA, USA	17/01/1994	6.7	Ανάστροφο ρήγμα (Reverse)	Arleta Nordhoff Fire Station (SFY)	Έδαφος και αλλουβιακές αποθέσεις	Ουδέτερη (N)	8.0	21.31-29.37
					Sylmar Converter Station East (SCH)	Έδαφος και αλλουβιακές αποθέσεις	Έμπροσθεν (F)	5.0	97.63-69.41
					LA Fire Station 99 (LF6)	Έδαφος και αλλουβιακές απ.	Όπισθεν (B)	17.3	34.00-36.96

α/α	Τοποθεσία	Ημερ/νία	Μέγεθος M_w	Μηχανισμός διάρρηξης	Σταθμός καταγραφής	Εδαφικές συνθήκες	Κατευθυντικότητα	Εγγύτερη απόσταση στο ρήγμα (km)	Μέγιστη φασματική μετακίνηση SD_{max} (cm)
3	Gazli, USSR	17/05/1976	6.7	Ανάστροφο ρήγμα (Reverse)	Karakyr Point (KAR)	Ιζηματογενής και κροκαλοπαγής βράχος	Ουδέτερη (N)	3.0	82.29-68.15
4	Tabas, Iran	16/09/1978	7.1	Ανάστροφο ρήγμα (Reverse)	Tabas (TAB)	Έδαφος και αλλουβιακές αποθέσεις	Ουδέτερη (N)	1.2	243.73-131.32
5	Λευκάδα, Ελλάδα	16/08/2003	6.4	Οριζόντιο ρήγμα (Strike slip)	Λευκάδα (LEF)	Έδαφος και αλλουβιακές αποθέσεις	Όπισθεν (B)	10.0	-

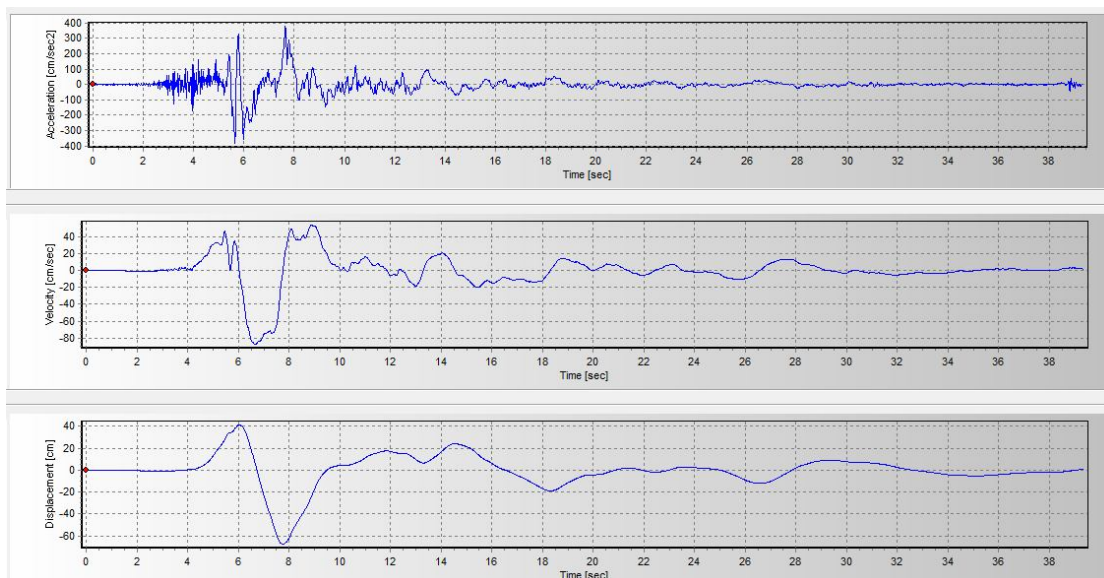
Πιν. 6.1 : Συγκεντρωτικός πίνακας των σεισμικών διεγέρσεων που λαμβάνονται υπόψη στη διερεύνηση της συμπεριφοράς του κτιρίου Ι – Μ.Ε.Λ.Τ.

6.3 Χρονοϊστορίες διεγέρσεων και φάσματα απόκρισης

Στις παραγράφους που ακολουθούν παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες επιταχύνσεων, ταχυτήτων και μετακινήσεων για τις σεισμικές διεγέρσεις εγγύς πεδίου που προαναφέρθηκαν, καθώς και τα αντίστοιχα ελαστικά φάσματα απόκρισης για τιμές απόσβεσης $\zeta=5\%$ και $\zeta=12\%$. Η τιμή $\zeta=5\%$ αντιστοιχεί στις περιπτώσεις του μη-μονωμένου φορέα αλλά και του μονωμένου φορέα με εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης (LDRB), ενώ η τιμή $\zeta=12\%$ είναι η δρώσα απόσβεση που αντιστοιχεί στη μετακίνηση σχεδιασμού του μονωμένου φορέα με εφέδρανα υψηλής απόσβεσης (HDRB). Επιπλέον, δίνονται τα διαγράμματα $(SV \cdot SD) - (T)$ απ' όπου προσδιορίζονται γραφικά οι περίοδοι των σημαντικών παλμών κάθε καταγραφής.

6.3.1 Σεισμός "Imperial Valley, CA, USA (15/10/1979)"

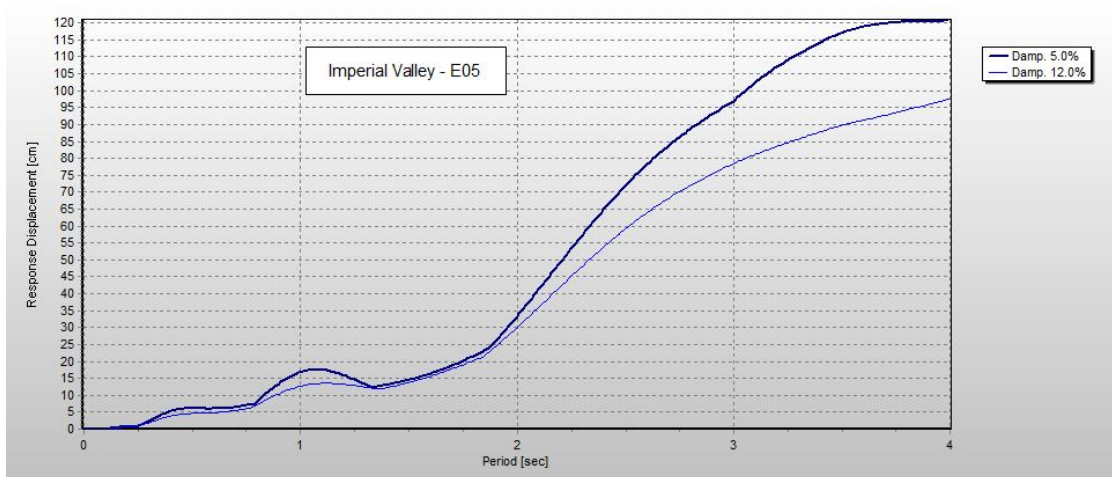
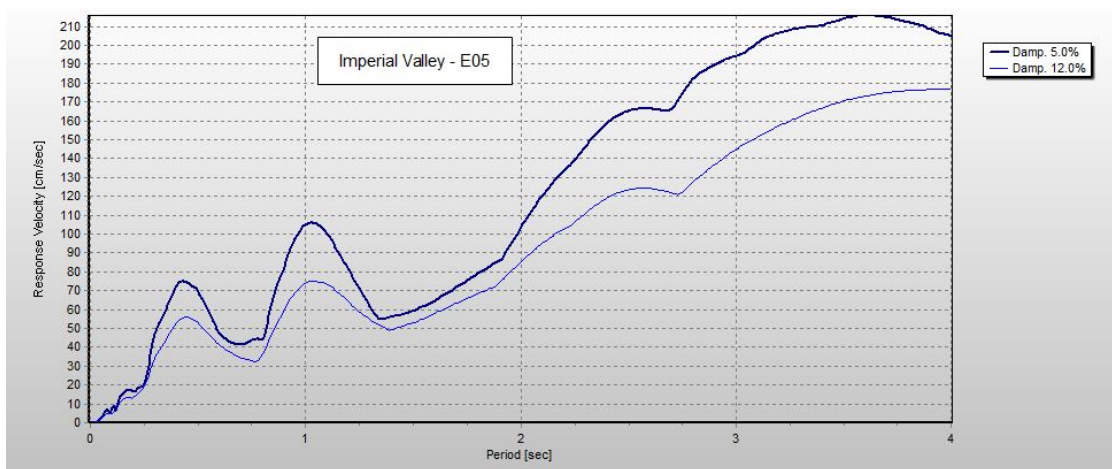
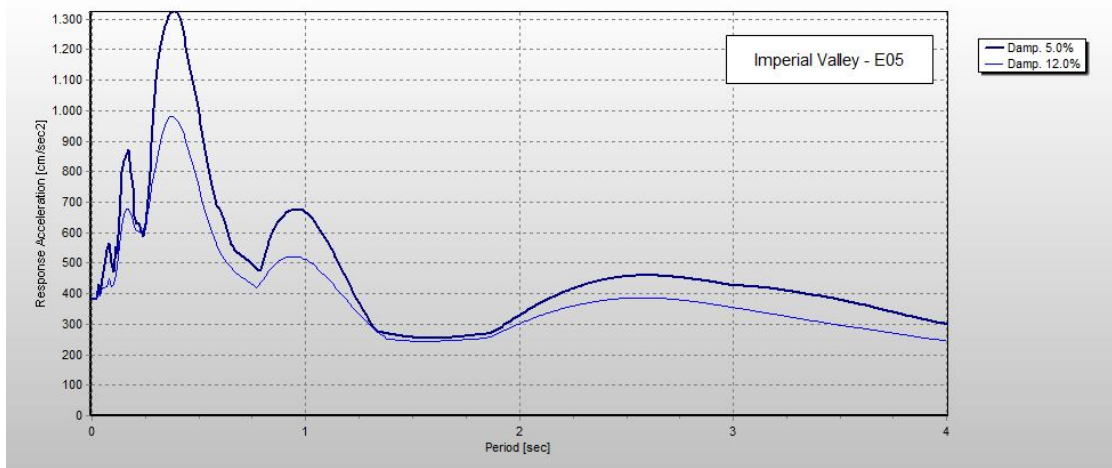
I. EI Centro Array 5, James Rd (E05) *Forward directivity*



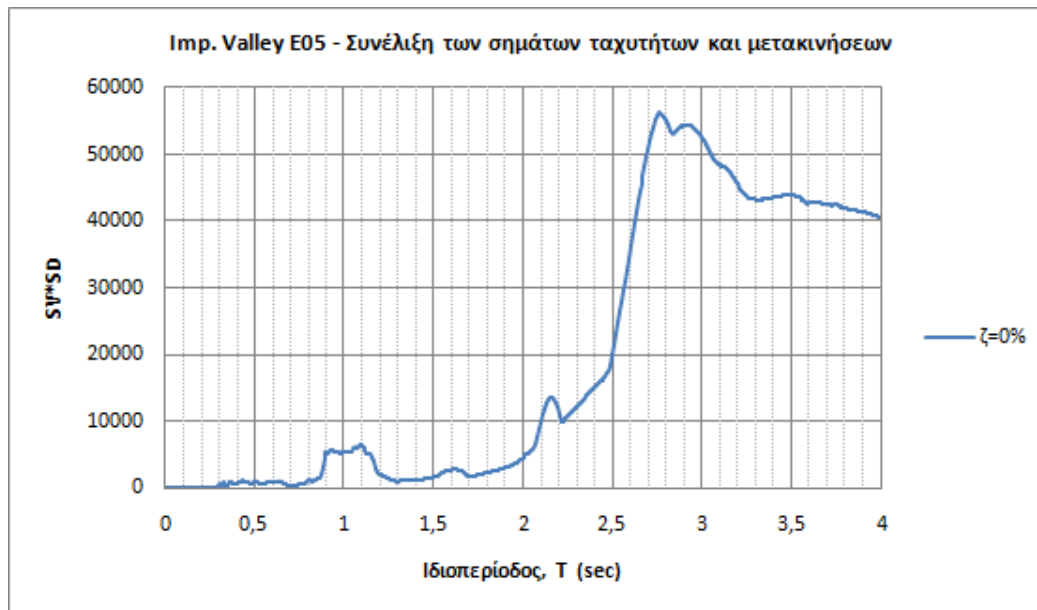
Εικ. 6.1α : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετακίνησης - Imperial Valley, E05.

Παράμετροι εδαφικής κίνησης

- Μέγιστη επιτάχυνση : $a_{g,max}=382.16 \text{ cm/sec}^2$
- Μέγιστη ταχύτητα : $v_{g,max}=87.30 \text{ cm/sec}$
- Μέγιστη μετακίνηση : $u_{g,max}=67.39 \text{ cm}$



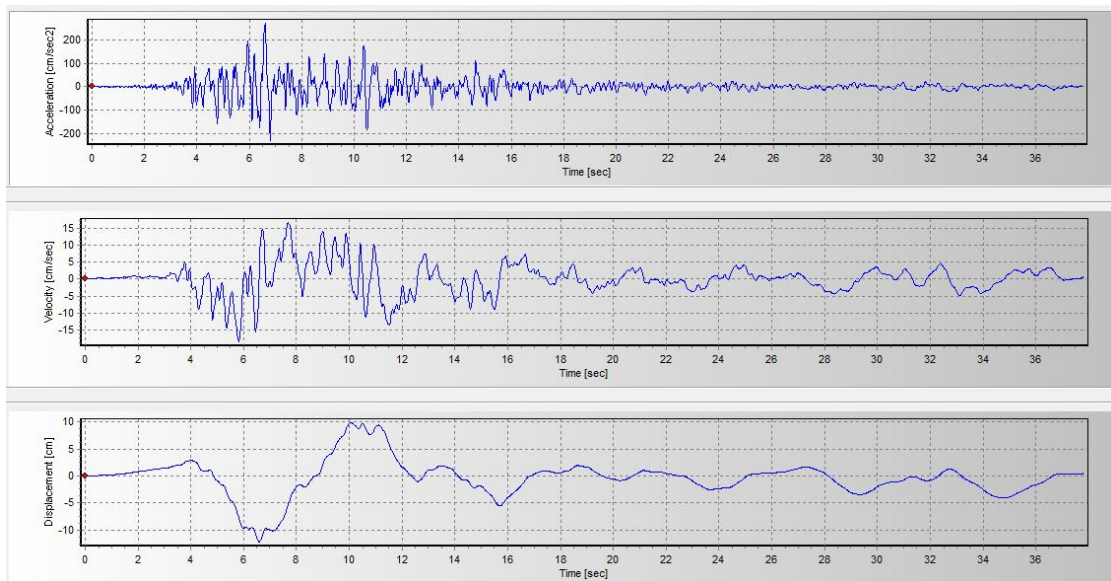
Εικ. 6.1β : Ελαστικά φάσματα απόκρισης επιταχύνσεων, ταχυτήτων και μετακινήσεων – Σεισμός Imperial Valley, E05. Ποσοστά απόσβεσης $\zeta=5\%$, 12% .



Εικ. 6.1γ : Γινόμενο των φασματικών τιμών SV, SD για τον προσδιορισμό των περιόδων των σημαντικότερων παλμών της καταγραφής Imperial Valley – E05.

Παρατηρούμε ότι το φάσμα επιταχύνσεων εμφανίζει ένα διακριτό μέγιστο ($SA=1.3g$) για ιδιοπεριόδους περί το 0.4 sec, ενώ και στο 1.0 sec αυξάνονται οι φασματικές τιμές των επιταχύνσεων και λαμβάνουν τιμές αντίστοιχες με εκείνες που αναφέρονται σε αρκετά μικρές περιόδους, λ.χ 0.2 sec. Στο εύρος $1.25 < T < 2.0$ sec οι επιταχύνσεις μειώνονται σημαντικά ($SA=0.25g$), ενώ για $T=2.5$ sec αυξάνονται λίγο στην τιμή 0.45g. Αναφορικά με τις μετακινήσεις, παρατηρούμε μια ραγδαία αύξηση για $T > 2.0$ sec με τιμές που φθάνουν μέχρι και τα 1.2 m για $T=4.0$ sec. Πάντως για εύκαμπτες κατασκευές (με μια αναμενόμενη και λογική τιμή για την περίοδο ίση με 2.0-2.5 sec), οι αναμενόμενες μετακινήσεις στη βάση είναι σημαντικές, της τάξεως των 40-70 cm. Ιδιαίτερα για σεισμικά μονωμένες κατασκευές, που ενδιαφέρουν στην παρούσα εργασία, η απαίτηση για μετακινήσεις αφορά το σύστημα μόνωσης, συνεπώς οι προαναφερθείσες τιμές μετακινήσεων μπορούν να θέσουν υπό αμφισβήτηση την ικανότητα των εφεδράνων να τις παραλάβουν. Από το διάγραμμα της εικ.6.1γ προκύπτει ότι στην καταγραφή E05 περιέχονται τρεις σημαντικοί παλμοί με αντίστοιχες περιόδους $T_{p,1}=2.75$ sec, $T_{p,2}=2.15$ sec $T_{p,3}=1.0$ sec επιπρόσθετα προς τον διακριτό παλμό της ιστορίας μετακινήσεων ($T_p=4.70$ sec), ο οποίος δεν διακρίνεται στο παραπάνω διάγραμμα καθώς οι τιμές των ιδιοπεριοδών στον άξονα των τετμημένων φθάνουν μέχρι την τιμή 4 sec.

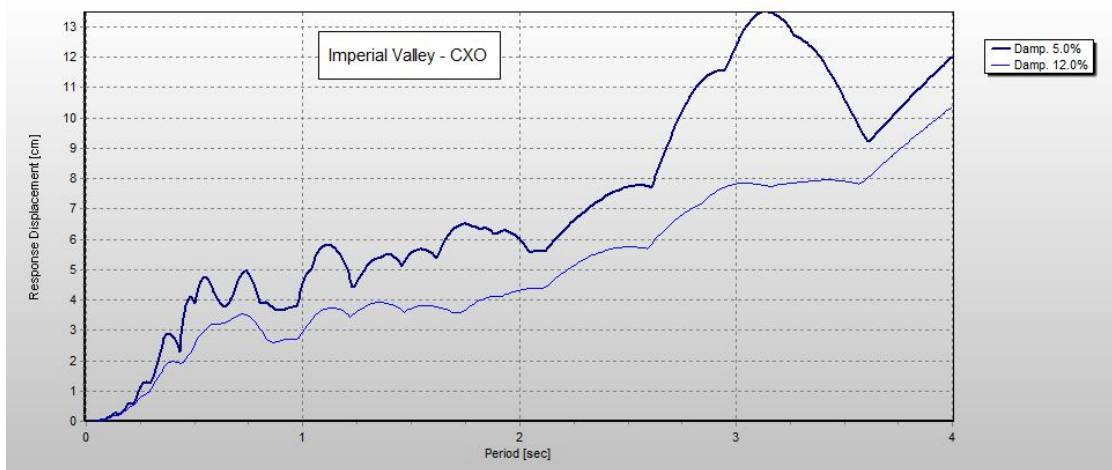
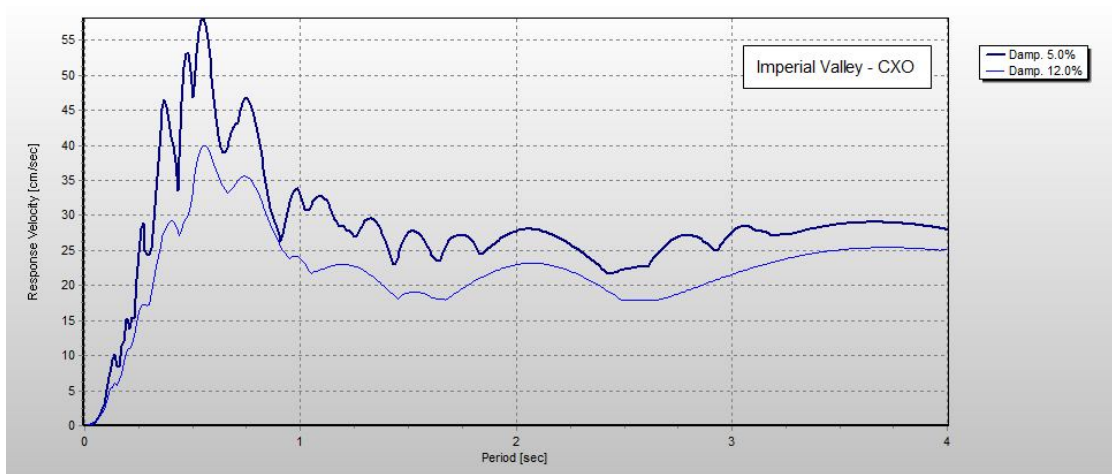
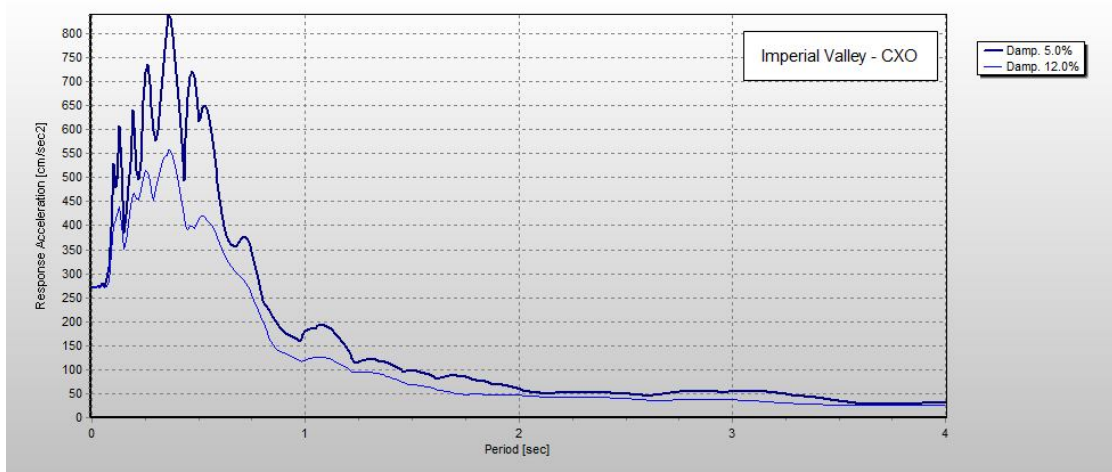
II. Calexico Fire Station (CXO) Neutral directivity



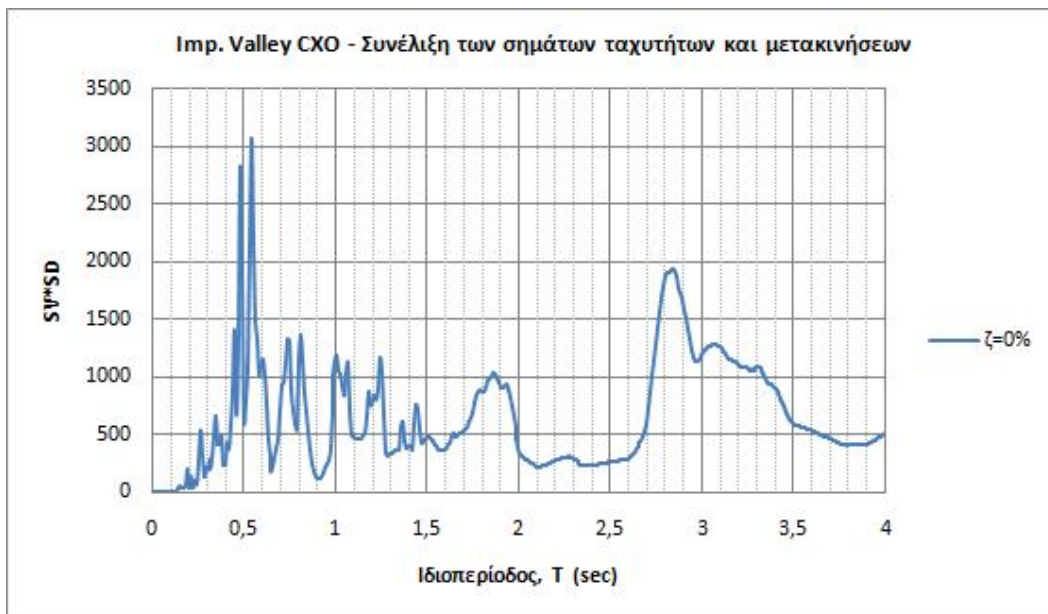
Εικ. 6.2α : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετακίνησης – Imperial Valley, CXO.

Παράμετροι εδαφικής κίνησης

- Μέγιστη επιτάχυνση : $a_{g,max}=270.08 \text{ cm/sec}^2$
- Μέγιστη ταχύτητα : $v_{g,max}=18.44 \text{ cm/sec}$
- Μέγιστη μετακίνηση : $u_{g,max}=12.19 \text{ cm}$



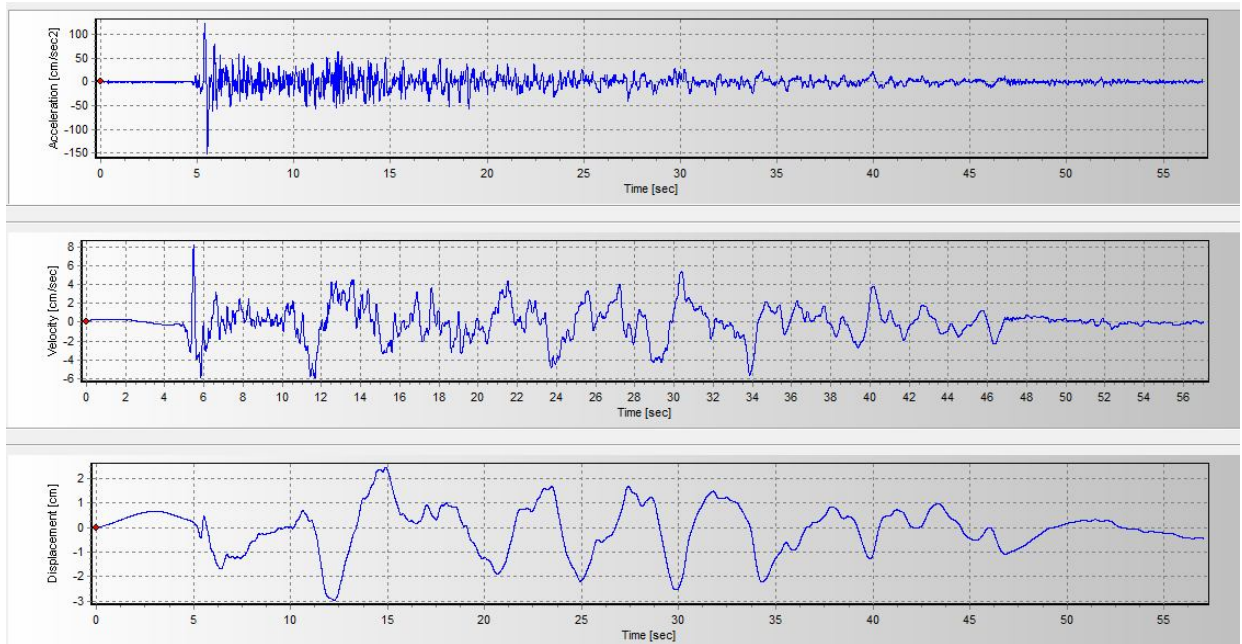
Εικ. 6.2β : Ελαστικά φάσματα απόκρισης επιταχύνσεων, ταχυτήτων και μετακινήσεων – Σεισμός Imperial Valley, CXO. Ποσοστά απόσβεσης $\zeta=5\%$, 12% .



Εικ. 6.2γ : Γινόμενο των φασματικών τιμών SV, SD για τον προσδιορισμό των περιόδων των σημαντικότερων παλμών της καταγραφής Imperial Valley – CXO.

Οι μέγιστες φασματικές επιταχύνσεις εμφανίζονται σε ένα εύρος περιόδων 0.3-0.6 sec περίπου, με τη μεγαλύτερη από αυτές να αντιστοιχεί σε περίοδο περί τα 0.4 sec. Παρ' όλα αυτά, σε αντίθεση με το φάσμα της καταγραφής E05, το μέγιστο δεν είναι διακριτό, γεγονός που οφείλεται στο συχνοτικό περιεχόμενο της διέγερσης. Όπως προκύπτει από τη χρονοϊστορία των επιταχύνσεων, δεν υπάρχει κάποιος διακεκριμένος παλμός μεγάλου πλάτους, αλλά τα πλάτη είναι κατανεμημένα σε ένα αρκετά σημαντικό χρονικό διάστημα της τάξεως των 8 sec περίπου (από τα 4 έως τα 12 sec). Για περιόδους $T > 0.6$ sec παρατηρείται απότομη μείωση των επιταχύνσεων, ενώ για μεγάλες τιμές ($T > 2.0$ sec) οι φασματικές τιμές είναι πολύ μικρές (περί τα 0.05g). Σχετικά με τις φασματικές μετακινήσεις προκύπτει ότι είναι σχετικά μικρές, καθώς η μέγιστη τιμή τους είναι περί τα 13 cm. Από το διάγραμμα της εικ.6.2γ επαληθεύεται η ύπαρξη πλήθους παλμών στη συγκεκριμένη καταγραφή, ωστόσο οι σημαντικότεροι από αυτούς έχουν περιόδους $T_{p,1}=0.50$ sec και $T_{p,2}=2.85$ sec.

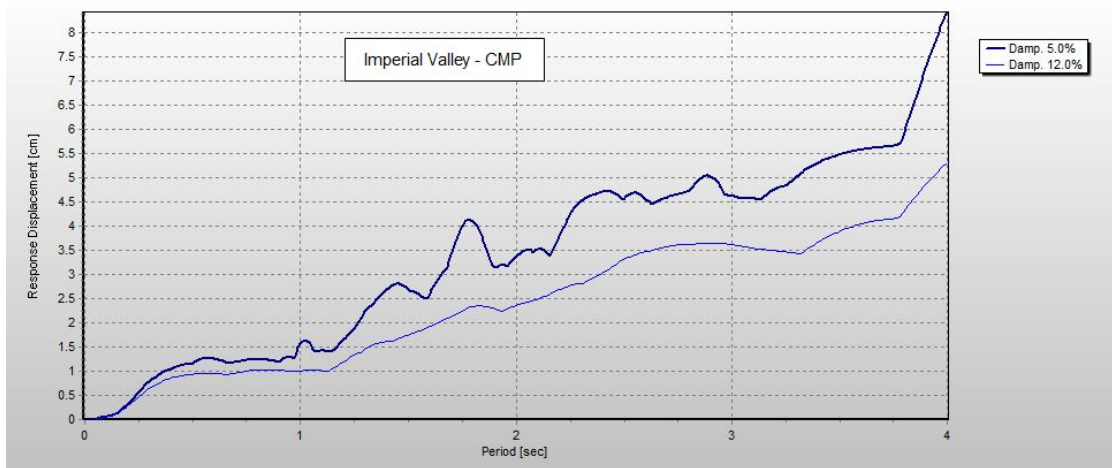
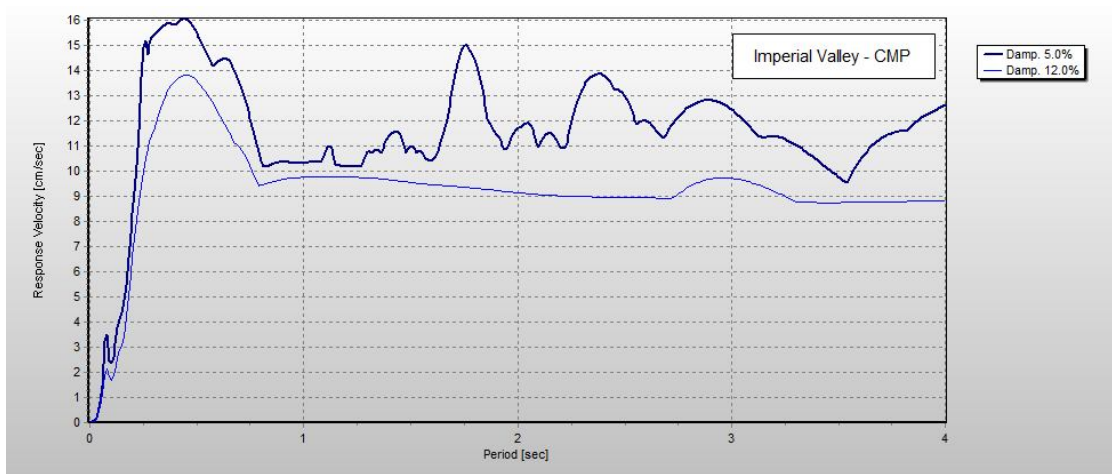
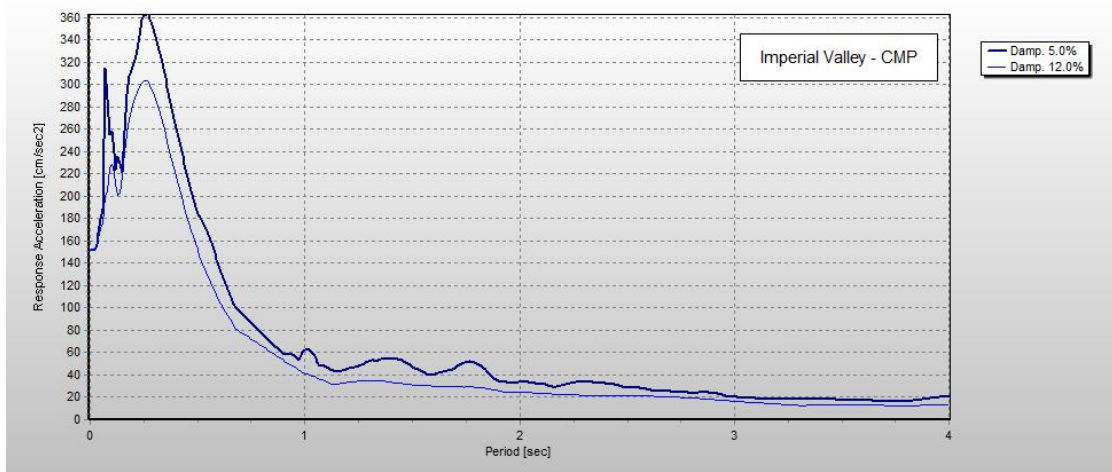
III. Compuertas (CMP) *Backward directivity*



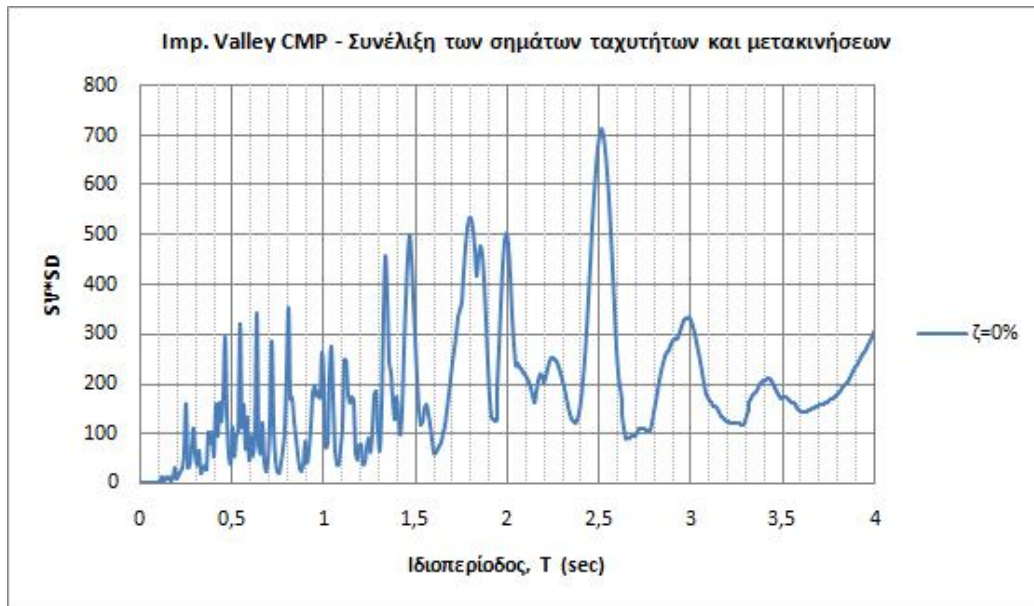
Εικ. 6.3α : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετακίνησης – Imperial Valley, CMP.

Παράμετροι εδαφικής κίνησης

- Μέγιστη επιτάχυνση : $a_{g,max}=151.39 \text{ cm/sec}^2$
- Μέγιστη ταχύτητα : $v_{g,max}=8.22 \text{ cm/sec}$
- Μέγιστη μετακίνηση : $u_{g,max}=2.96 \text{ cm}$



Εικ. 6.3β : Ελαστικά φάσματα απόκρισης επιταχύνσεων, ταχυτήτων και μετακινήσεων – Σεισμός Imperial Valley, CMP. Ποσοστά απόσβεσης $\zeta=5\%$, 12% .

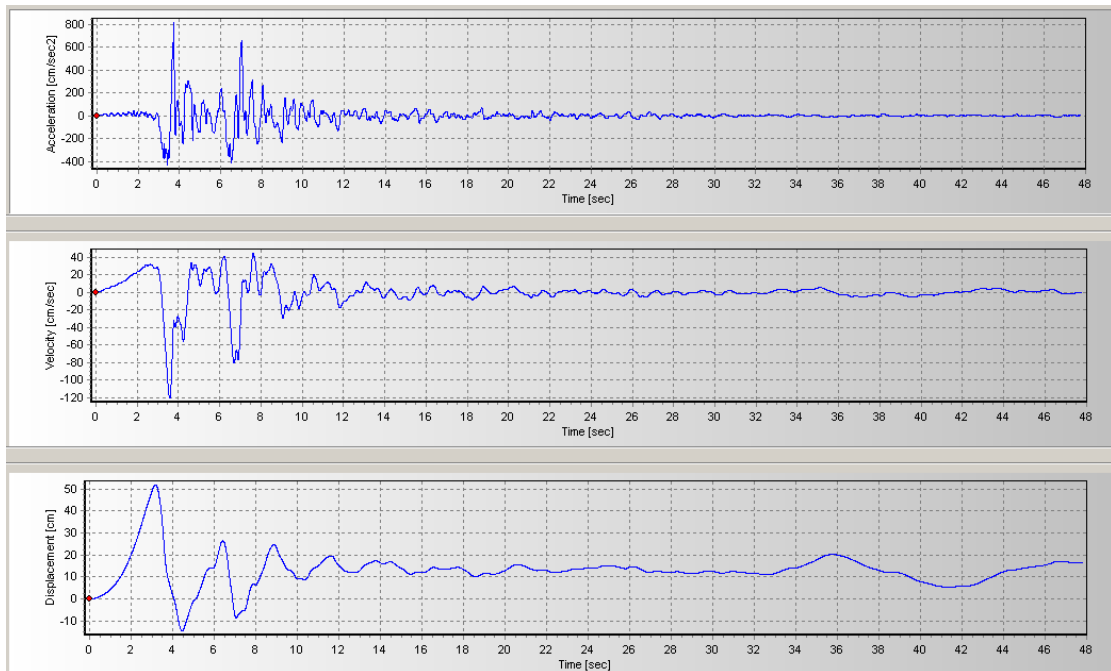


Εικ. 6.3γ : Γινόμενο των φασματικών τιμών SV, SD για τον προσδιορισμό των περιόδων των σημαντικότερων παλμών της καταγραφής Imperial Valley – CMP.

Παρατηρούμε ότι το φάσμα των επιταχύνσεων εμφανίζει ένα διακριτό μέγιστο ($SA=0.36g$) για ιδιοπερίοδους περί τα 0.3 sec, ενώ και για $T=0.1$ sec παρατηρείται ένα τοπικό μέγιστο με τιμή 0.32g. Για περιόδους $T>0.3$ sec παρατηρείται απότομη μείωση των επιταχύνσεων, ενώ για μεγάλες τιμές ($T>2.0$ sec) οι φασματικές τιμές είναι πολύ μικρές (περί τα 0.03g). Από το φάσμα μετακινήσεων προκύπτει ότι οι αναμενόμενες μετακινήσεις του φορέα είναι μικρές, με τη μέγιστη τιμή αυτών να μην υπερβαίνει τα 10 cm, διαπίστωση που ενδιαφέρει ιδιαίτερα στις μετακινήσεις του συστήματος μόνωσης στον μονωμένο φορέα. Από το διάγραμμα της εικ.6.3γ επαληθεύεται η ύπαρξη πλήθους παλμών στη συγκεκριμένη καταγραφή εξαιτίας της κατευθυντικότητάς της (backward directivity), ωστόσο οι σημαντικότεροι από αυτούς έχουν περιόδους $T_{p,1}=2.5$ sec, $T_{p,2}=1.8$ sec και $T_{p,3}=2.0$ sec.

6.3.2 Σεισμός “Northridge, CA, USA (17/01/1994)”

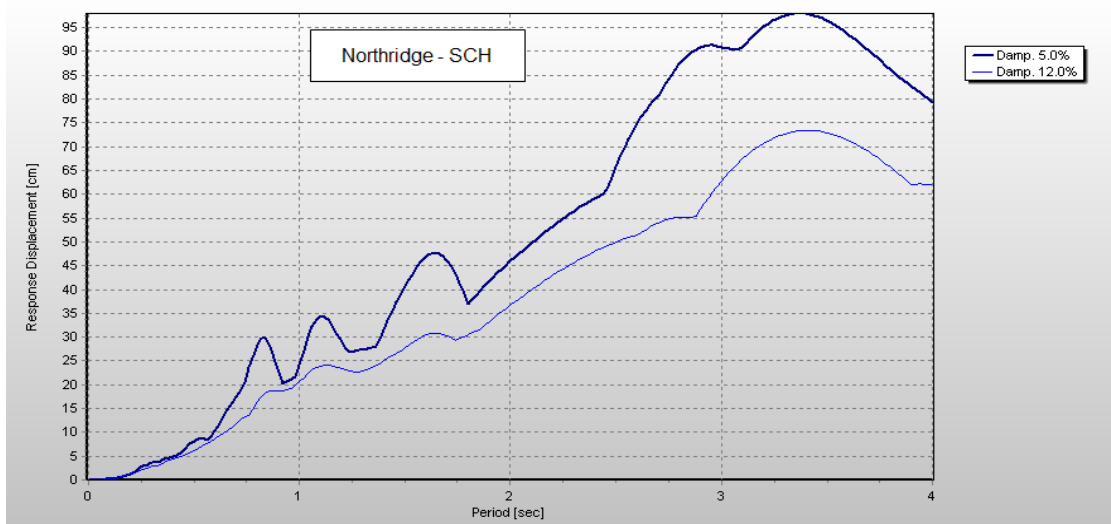
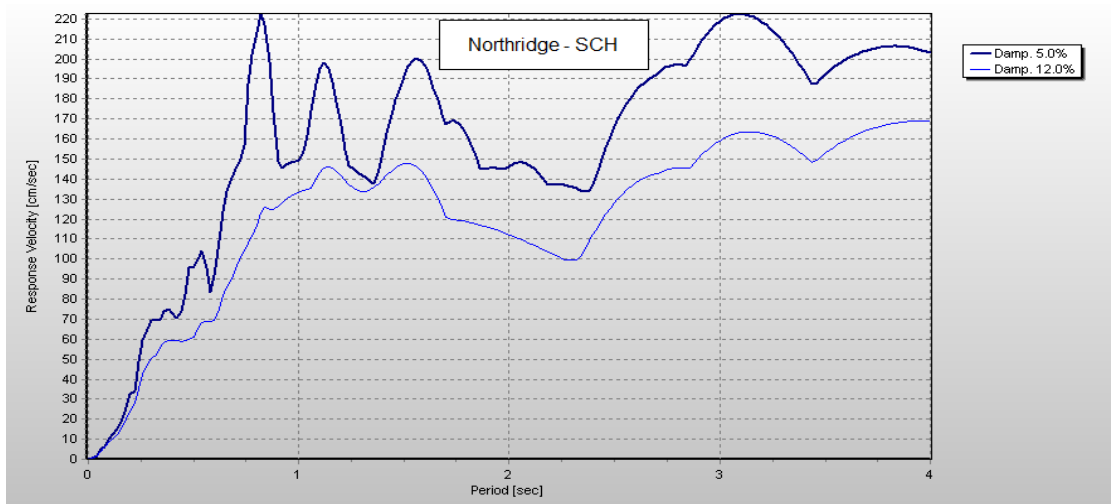
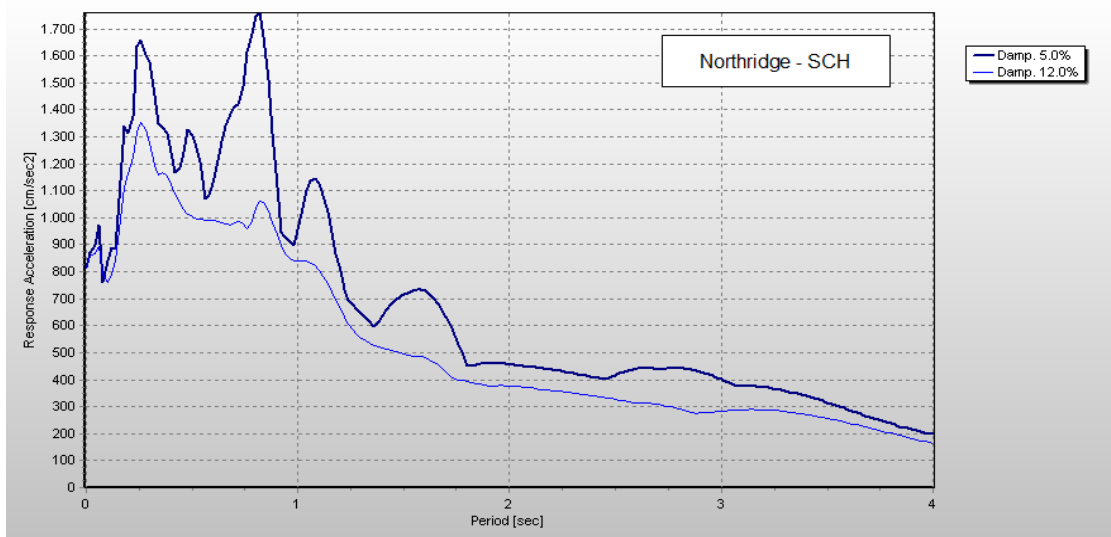
I. Sylmar Converter Station East (SCH) *Forward directivity*



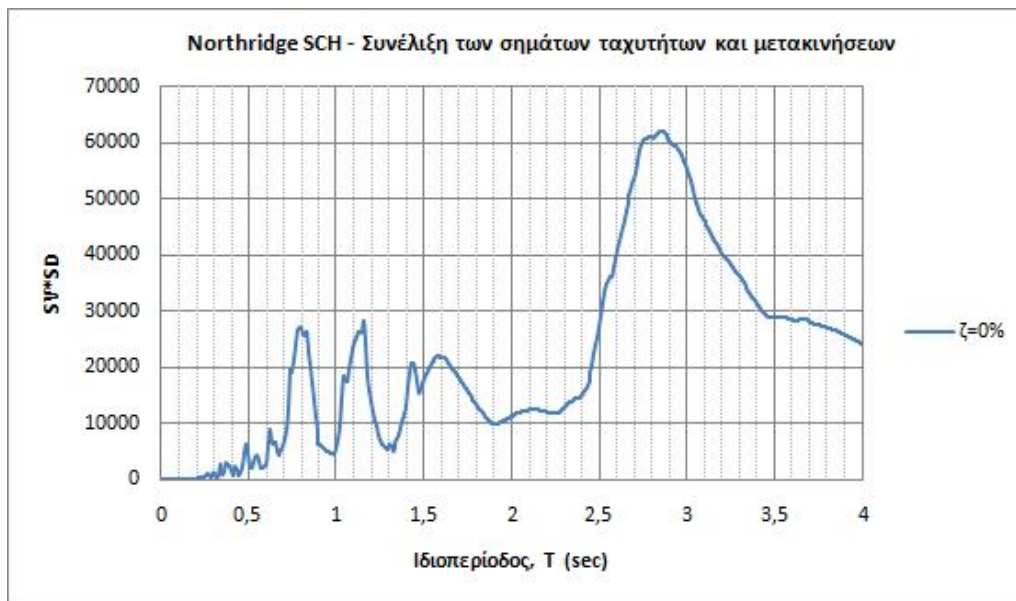
Εικ. 6.4α : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετακίνησης – Northridge, SCH.

Παράμετροι εδαφικής κίνησης

- Μέγιστη επιτάχυνση : $a_{g,max}=814.79 \text{ cm/sec}^2$
- Μέγιστη ταχύτητα : $v_{g,max}=120.09 \text{ cm/sec}$
- Μέγιστη μετακίνηση : $u_{g,max}=51.83 \text{ cm}$



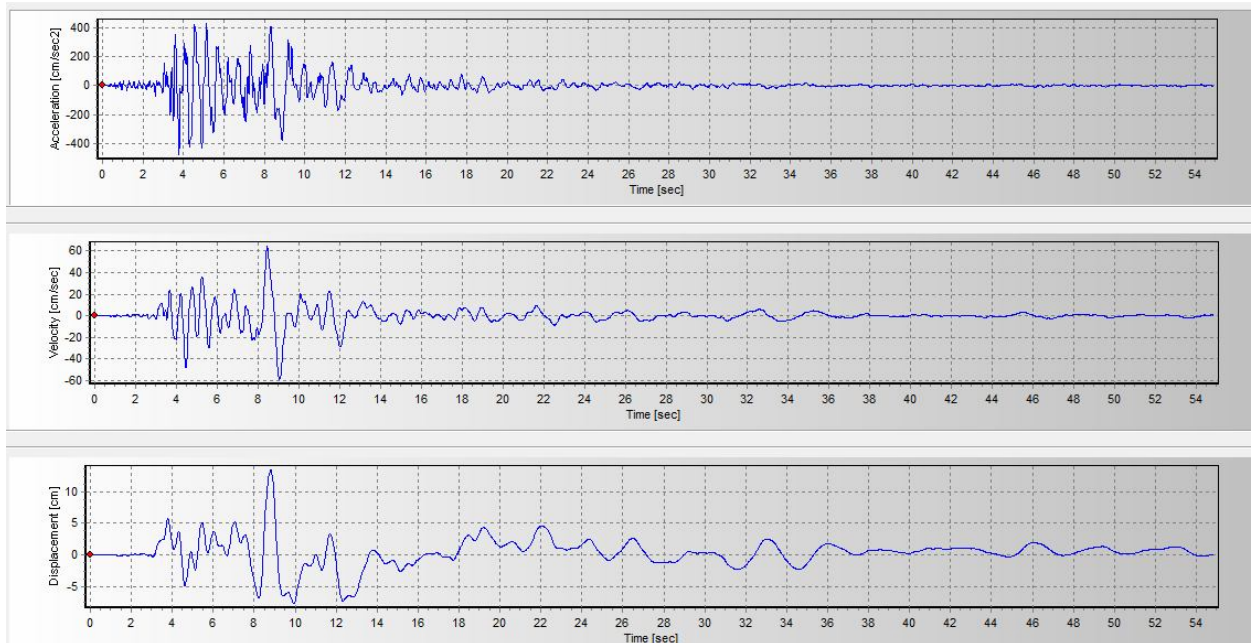
Εικ. 6.4β : Ελαστικά φάσματα απόκρισης επιταχύνσεων, ταχυτήτων και μετακινήσεων – Σεισμός Northridge, SCH. Ποσοστά απόσβεσης $\zeta=5\%$, 12% .



Εικ. 6.4γ : Γινόμενο των φασματικών τιμών SV, SD για τον προσδιορισμό των περιόδων των σημαντικότερων παλμών της καταγραφής Northridge - SCH.

Παρατηρούμε ότι το φάσμα των επιταχύνσεων εμφανίζει δύο διακριτά μέγιστα για τιμές των περιόδων περί τα 0.85 sec και 0.3 sec. Η μείωση των τιμών για $T > 0.85$ sec ακολουθείται από ένα τοπικό μέγιστο στα 1.05 sec, ενώ για μεγαλύτερες περιόδους οι φασματικές επιταχύνσεις φαίνεται να μειώνονται. Σχετικά με τις φασματικές μετακινήσεις, οι αναμενόμενες τιμές τους για τις εύκαμπτες κατασκευές (όπως λ.χ η μονωμένη κατασκευή της παρούσας εργασίας) προκύπτουν σημαντικές και μπορούν να φθάσουν έως και το 1.0 m σε πολύ εύκαμπτα συστήματα ($T > 3$ sec). Αναφορικά με τις περιόδους των δεσπόζοντων παλμών της καταγραφής SCH, συμπεραίνουμε από το διάγραμμα της εικ.6.4γ ότι υπάρχει ένας διακριτός παλμός με $T_{p,1}=2.85$ sec, ενώ διακρίνονται και δύο μικρότεροι με $T_{p,2}=1.15$ sec και $T_{p,3}=0.8$ sec.

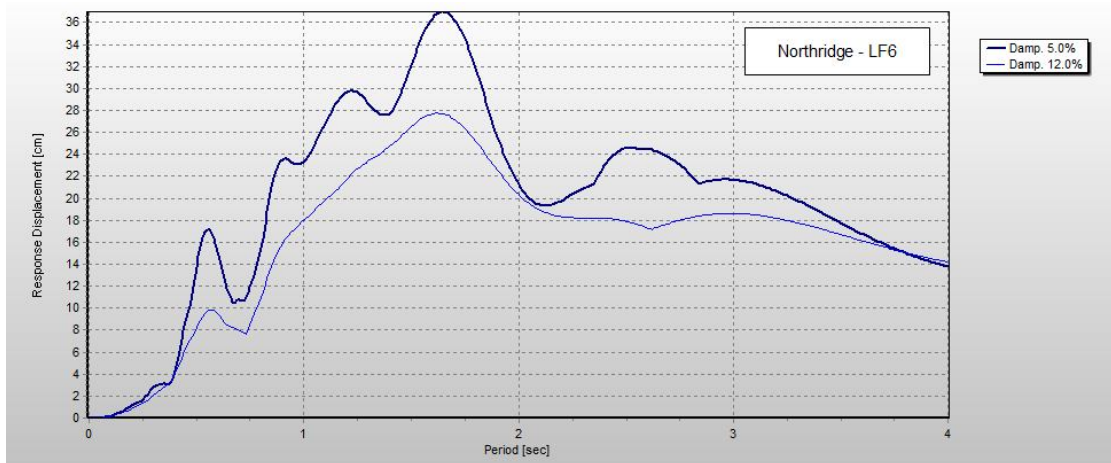
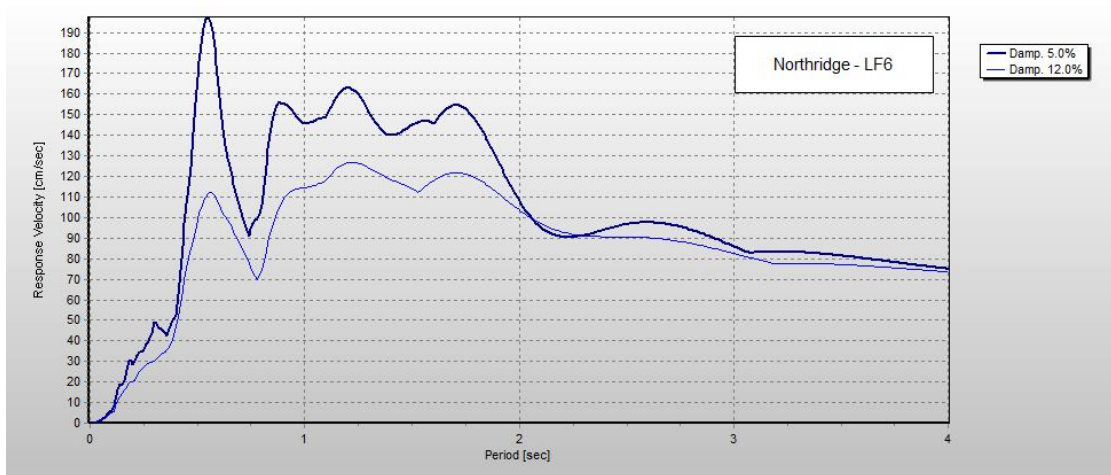
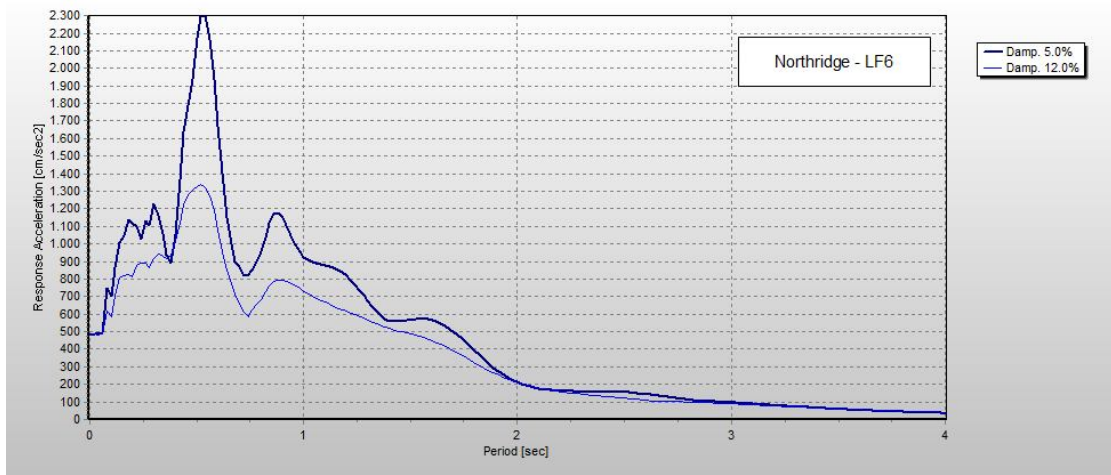
II. LA Fire Station 99 (LF6) *Backward directivity*



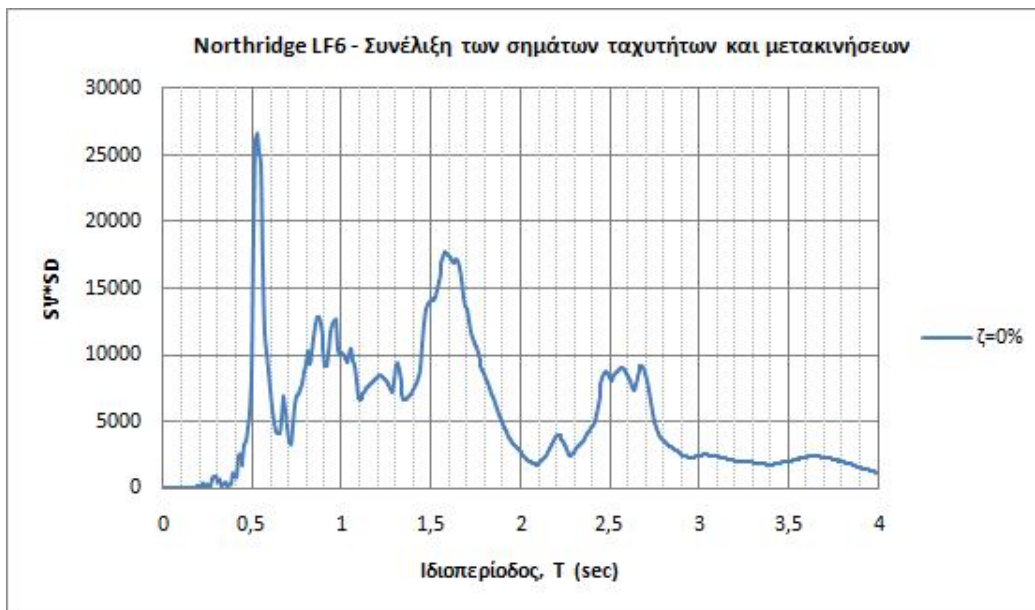
Εικ. 6.5α : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετακίνησης – Northridge, LF6.

Παράμετροι εδαφικής κίνησης

- Μέγιστη επιτάχυνση : $a_{g,max}=478.64 \text{ cm/sec}^2$
- Μέγιστη ταχύτητα : $v_{g,max}=64.42 \text{ cm/sec}$
- Μέγιστη μετακίνηση : $u_{g,max}=13.42 \text{ cm}$



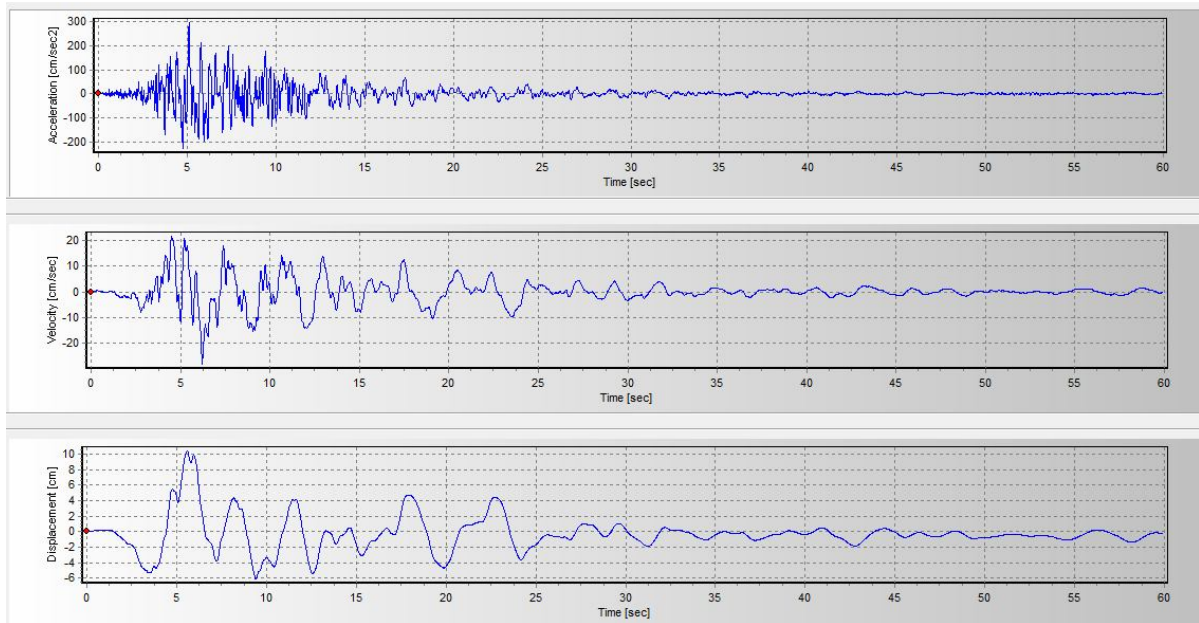
Εικ. 6.5β : Ελαστικά φάσματα απόκρισης επιταχύνσεων, ταχυτήτων και μετακινήσεων – Σεισμός Northridge, LF6. Ποσοστά απόσβεσης $\zeta=5\%$, 12% .



Εικ. 6.5γ : Γινόμενο των φασματικών τιμών SV, SD για τον προσδιορισμό των περιόδων των σημαντικότερων παλμών της καταγραφής Northridge – LF6.

Από το φάσμα επιταχύνσεων προκύπτει η ύπαρξη ενός ολικού μεγίστου για ιδιοπεριόδους ίσες με 0.5 sec ($SA=2.3g$), ενώ οι φασματικές τιμές παραμένουν σχετικά υψηλές ($SA=0.7-1.2g$) στο εύρος 0.9-1.4 sec περίπου και ίσες με εκείνες που αντιστοιχούν σε μικρές περιόδους. Οι φασματικές μετακινήσεις παρουσιάζουν μια μέγιστη τιμή περί τα 37 cm για $T=1.6$ sec, ενώ και για μικρότερες ιδιοπεριόδους ($1.0 \text{ sec} < T < 1.6 \text{ sec}$) οι αναμενόμενες μετακινήσεις είναι αξιοσημείωτες ($>25 \text{ cm}$). Σχετικά με τους σημαντικούς παλμούς της καταγραφής LF6, παρατηρούμε ότι λόγω του ότι είναι backward directivity εμφανίζει πολλούς μικρότερους παλμούς κι όχι έναν διακριτό, όπως λ.χ στην περίπτωση των forward directivity καταγραφών (βλ. Northridge – SCH). Ωστόσο, όπως φαίνεται από την εικ. 6.5γ μπορούμε να διακρίνουμε τρεις σημαντικούς παλμούς, οι περίοδοι των οποίων είναι ίσοι με $T_{p,1}=0.5 \text{ sec}$, $T_{p,2}=1.6 \text{ sec}$ και $T_{p,3}=0.9 \text{ sec}$.

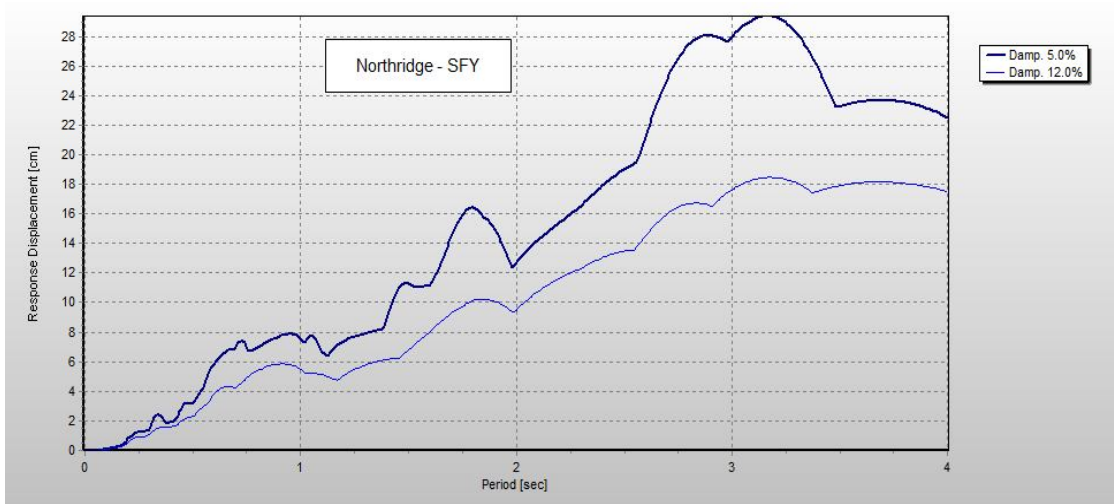
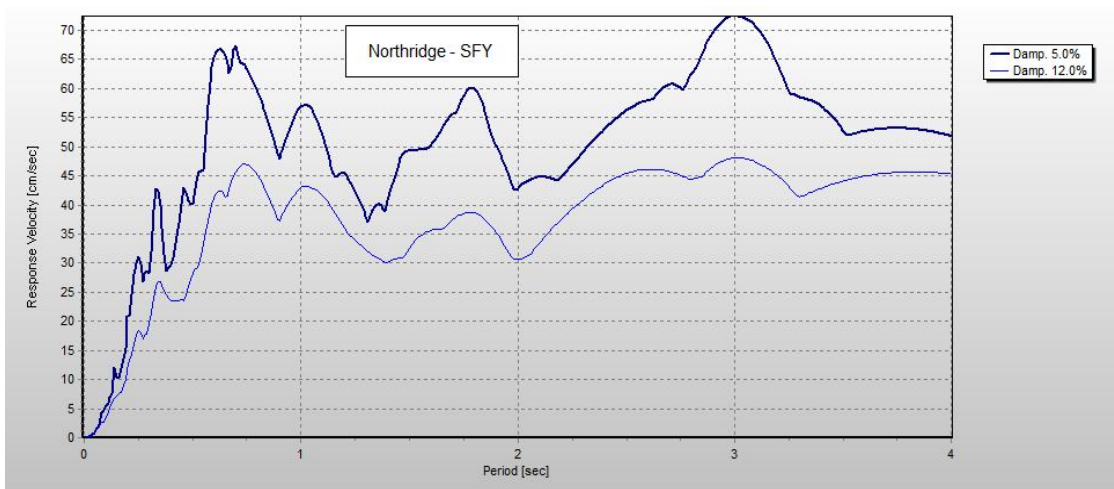
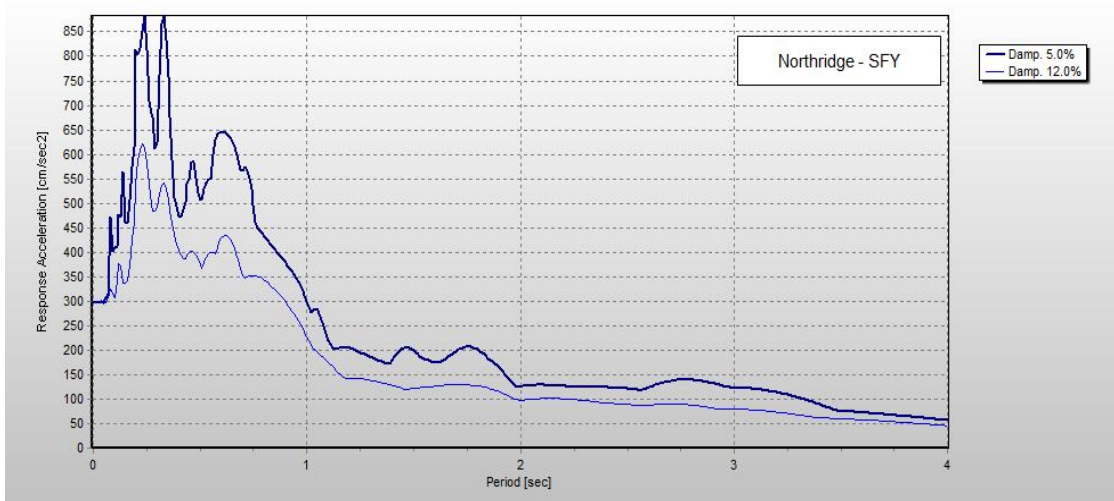
III. Arleta Nordhoff Fire Station 99 (SFY) *Neutral directivity*



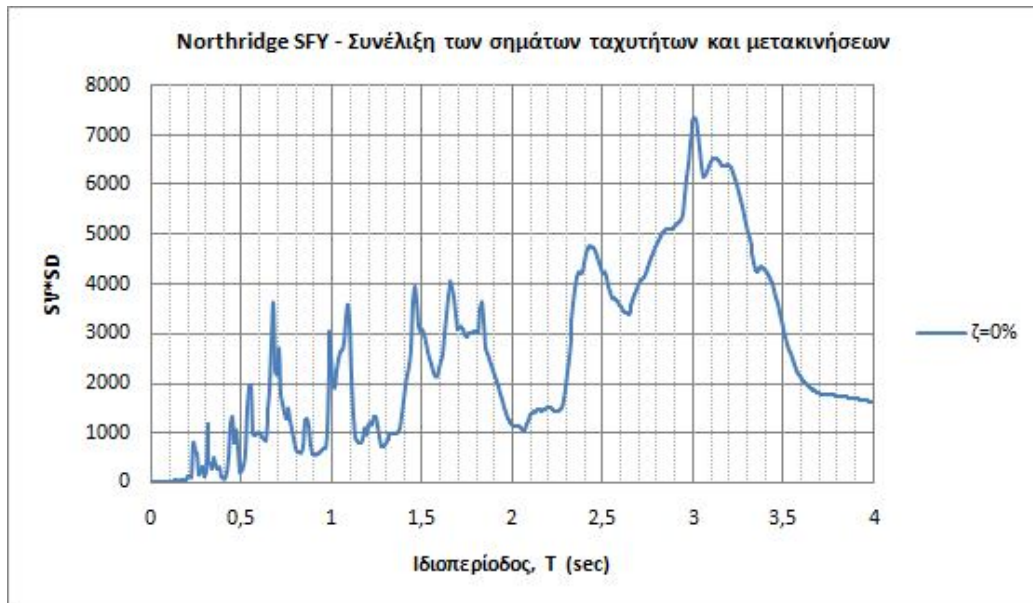
Εικ. 6.6α : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετακίνησης – Northridge, SFY.

Παράμετροι εδαφικής κίνησης

- Μέγιστη επιτάχυνση : $a_{g,max}=296.68 \text{ cm/sec}^2$
- Μέγιστη ταχύτητα : $v_{g,max}=28.21 \text{ cm/sec}$
- Μέγιστη μετακίνηση : $u_{g,max}=10.43 \text{ cm}$



Εικ. 6.6β : Ελαστικά φάσματα απόκρισης επιταχύνσεων, ταχυτήτων και μετακινήσεων – Σεισμός Northridge, SFY. Ποσοστά απόσβεσης $\zeta=5\%$, 12% .

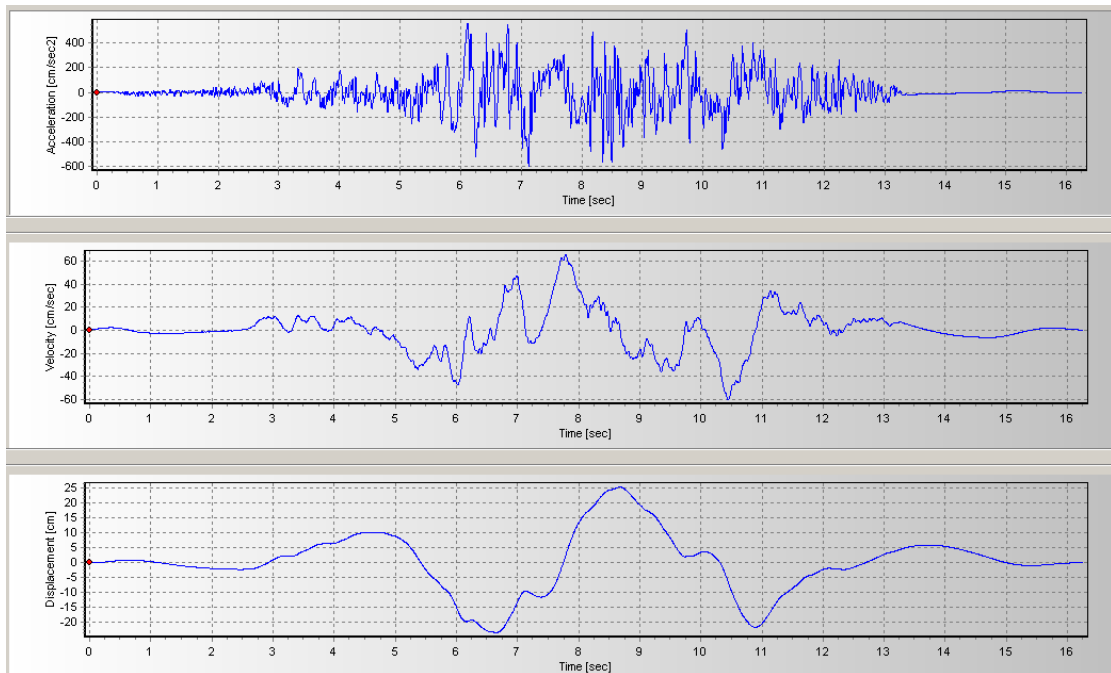


Εικ. 6.6γ : Γινόμενο των φασματικών τιμών SV, SD για τον προσδιορισμό των περιόδων των σημαντικότερων παλμών της καταγραφής Northridge - SFY.

Παρατηρούμε ότι το φάσμα των επιταχύνσεων εμφανίζει δύο διακριτά μέγιστα ($SA=0.9g$) για τιμές των περιόδων ίσες με 0.25 sec και 0.35 sec. Για περιόδους μεγαλύτερες από 0.75 sec οι φασματικές τιμές μειώνονται σημαντικά, ενώ για $T>1$ sec η μέγιστη φασματική επιτάχυνση δεν ξεπερνά τα 0.25g. Σχετικά με τις φασματικές μετακινήσεις, η μέγιστη τιμή (30 cm) παρατηρείται για περιόδους κοντά στα 3 sec και συνεπώς αφορά πολύ εύκαμπτες κατασκευές. Από το διάγραμμα της εικ.6.6γ προκύπτει ότι η καταγραφή SFY περιλαμβάνει μεγάλο αριθμό παλμών, οι σημαντικότεροι από τους οποίους έχουν περιόδους $T_{p,1}=3.0$ sec, $T_{p,2}=2.45$ sec και $T_{p,3}=1.65$ sec.

6.3.3 Σεισμός “Gazli, USSR (17/05/1976)”

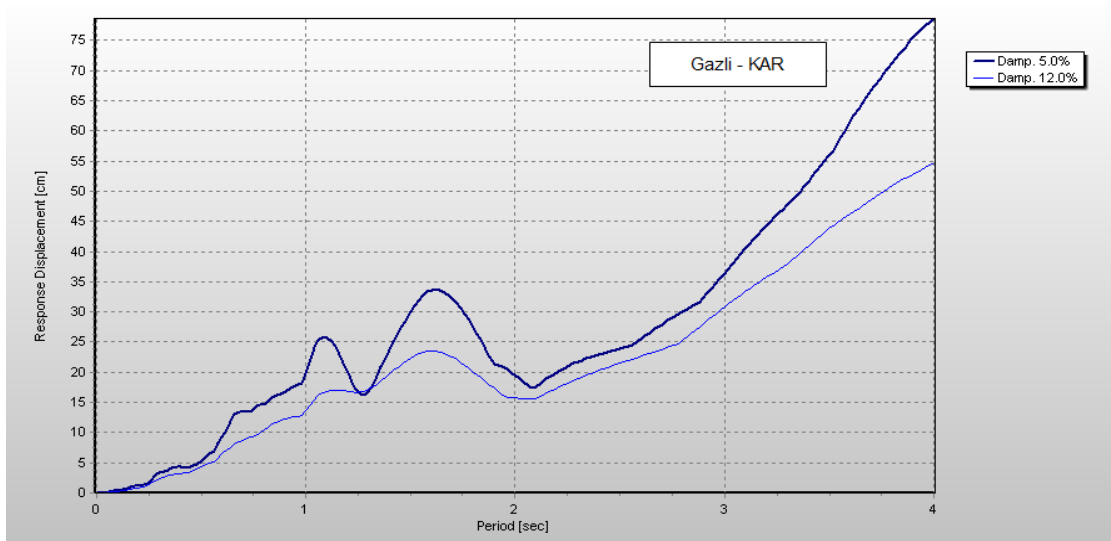
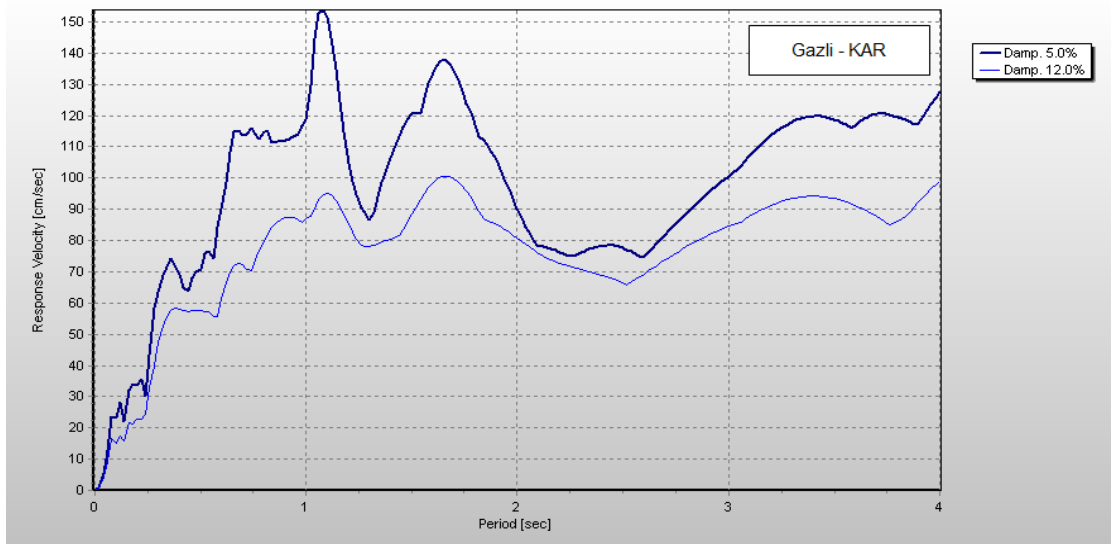
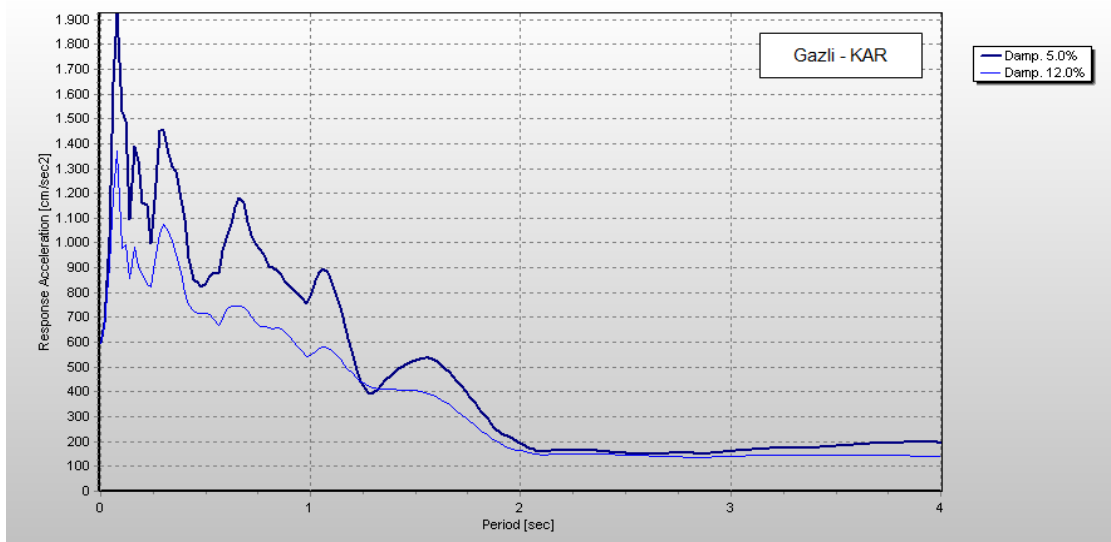
I. Karakyr Point (KAR) *Neutral directivity*



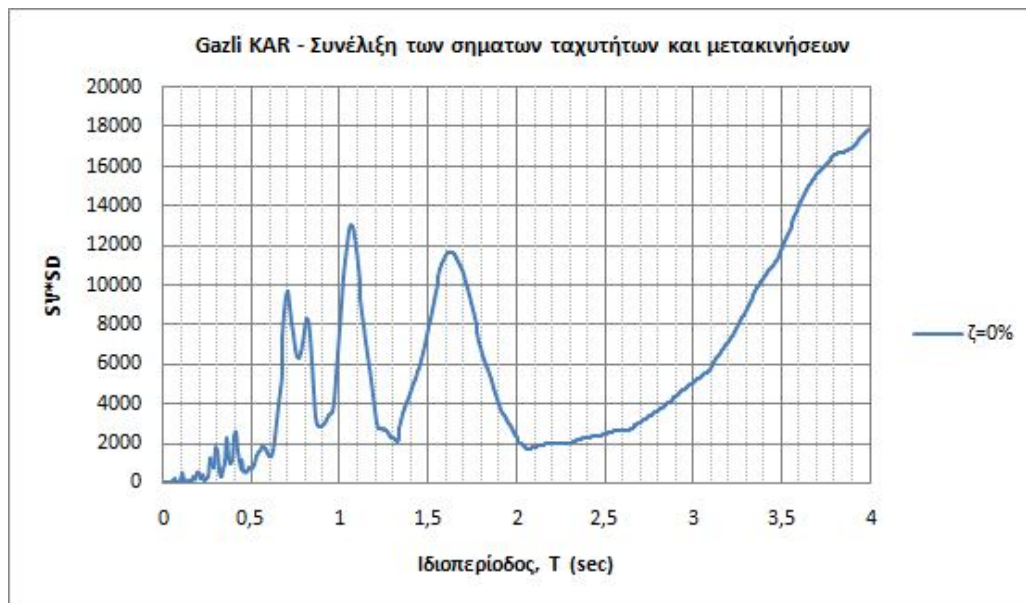
Εικ. 6.7α : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετακίνησης – Gazli, KAR.

Παράμετροι εδαφικής κίνησης

- Μέγιστη επιτάχυνση : $a_{g,max}=596.70 \text{ cm/sec}^2$
- Μέγιστη ταχύτητα : $v_{g,max}=65.38 \text{ cm/sec}$
- Μέγιστη μετακίνηση : $u_{g,max}=25.38 \text{ cm}$



Εικ. 6.7β : Ελαστικά φάσματα απόκρισης επιταχύνσεων, ταχυτήτων και μετακινήσεων – Σεισμός Gazli, KAR. Ποσοστά απόσβεσης $\zeta=5\%$, 12% .

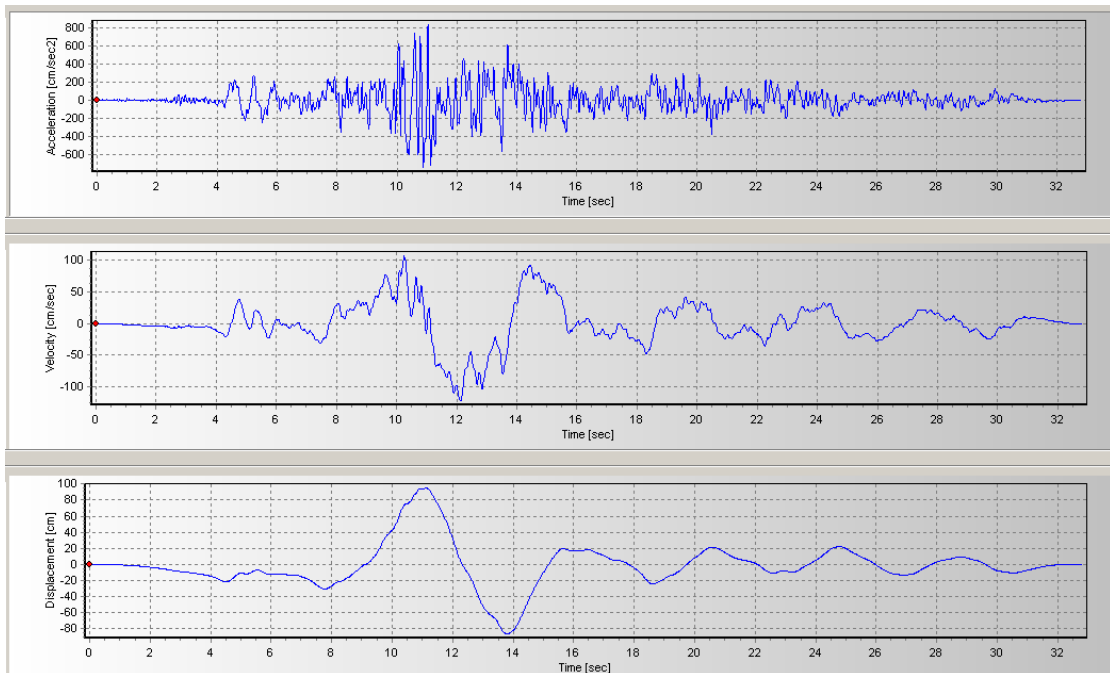


Εικ. 6.7γ : Γινόμενο των φασματικών τιμών SV, SD για τον προσδιορισμό των περιόδων των σημαντικότερων παλμών της καταγραφής Gazli – KAR.

Από το φάσμα επιταχύνσεων προκύπτει η ύπαρξη ενός ολικού μεγίστου για ιδιοπερίοδο ίση με 0.1 sec ($SA=1.9g$), ενώ οι φασματικές τιμές παραμένουν σχετικά υψηλές ($SA>0.8g$) για περιόδους μέχρι και 1.1 sec περίπου. Για $T>1.1$ sec οι επιταχύνσεις μειώνονται, εμφανίζοντας ωστόσο ένα τοπικό μέγιστο στο 1.5 sec περίπου. Οι φασματικές μετακινήσεις είναι γενικά μεγάλες, καθώς για τις μέσες περιόδους ($T=1.0-2.0$ sec) κυμαίνονται από 20 έως 35 cm, ενώ για περιόδους κοντά στα 4 sec φθάνουν μέχρι και τα 80 cm. Σχετικά με τους σημαντικούς παλμούς της καταγραφής KAR, παρατηρούμε έναν με περίοδο περί τα 4 sec (διακρίνεται κι από τη χρονοϊστορία των μετακινήσεων) και άλλους δύο μικρότερους με περιόδους $T_{p,2}=1.1$ sec και $T_{p,3}=1.6$ sec.

6.3.4 Σεισμός “Tabas, Iran (16/09/1978)”

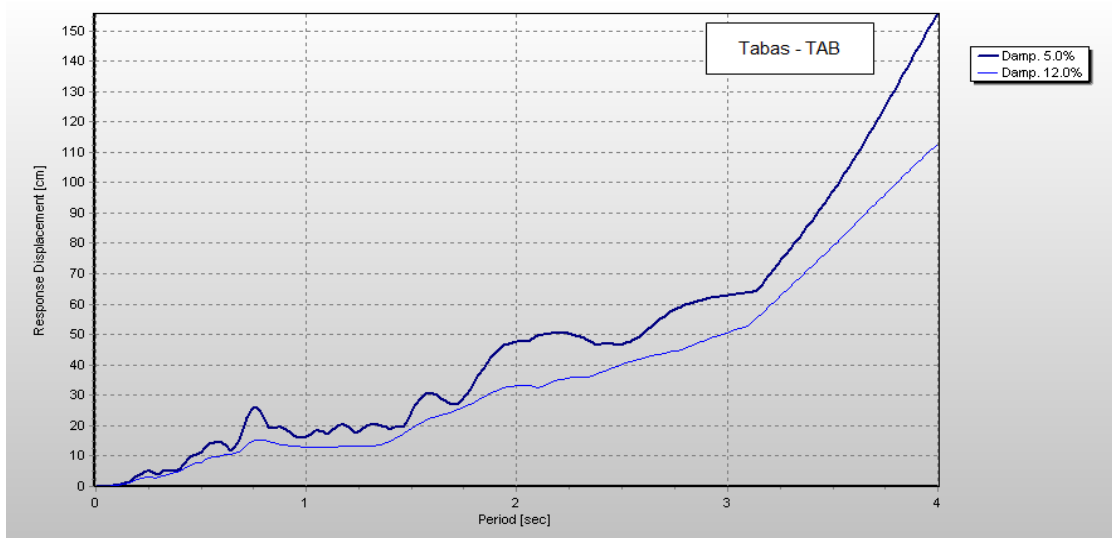
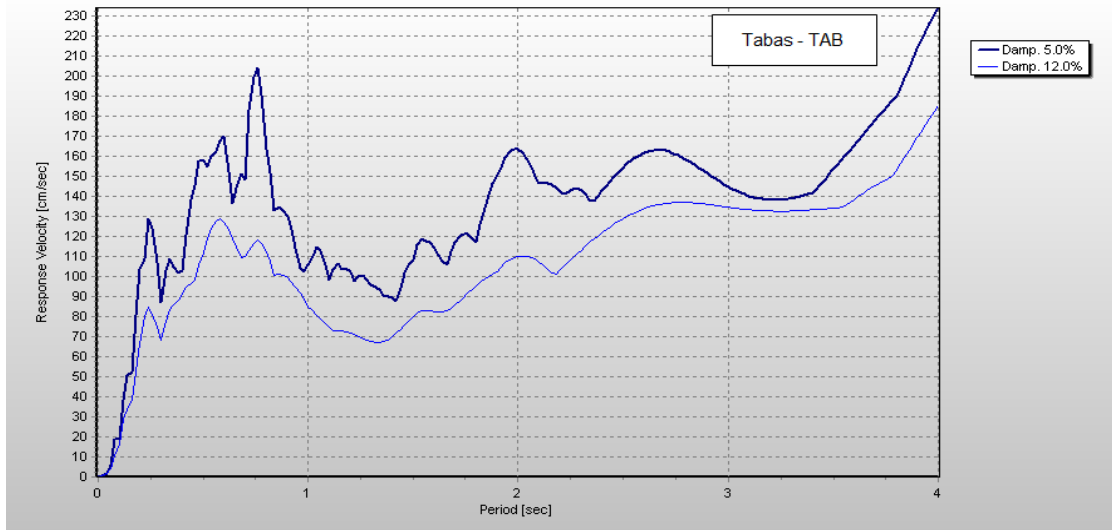
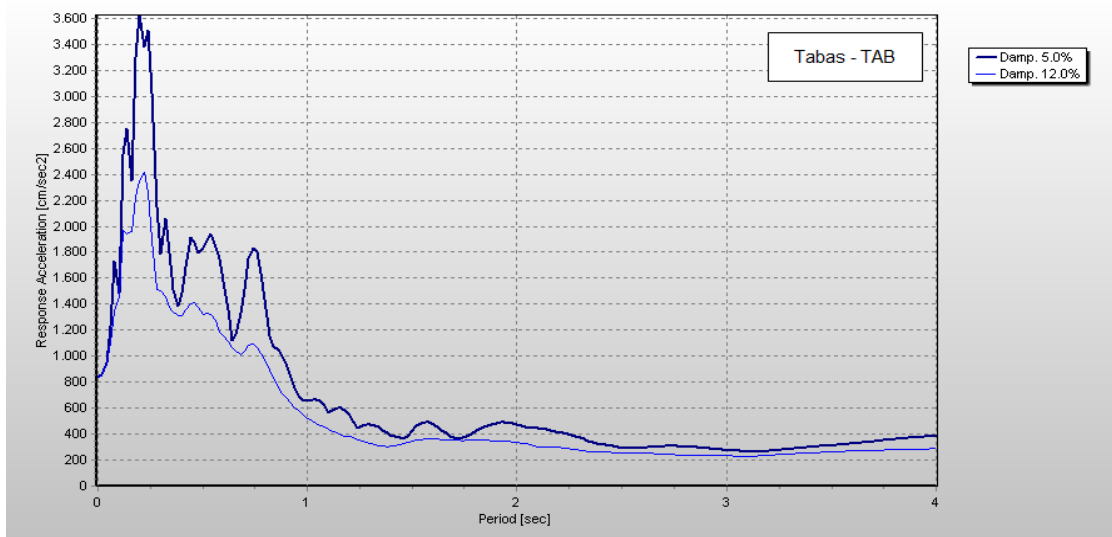
I. Tabas (TAB) *Neutral directivity*



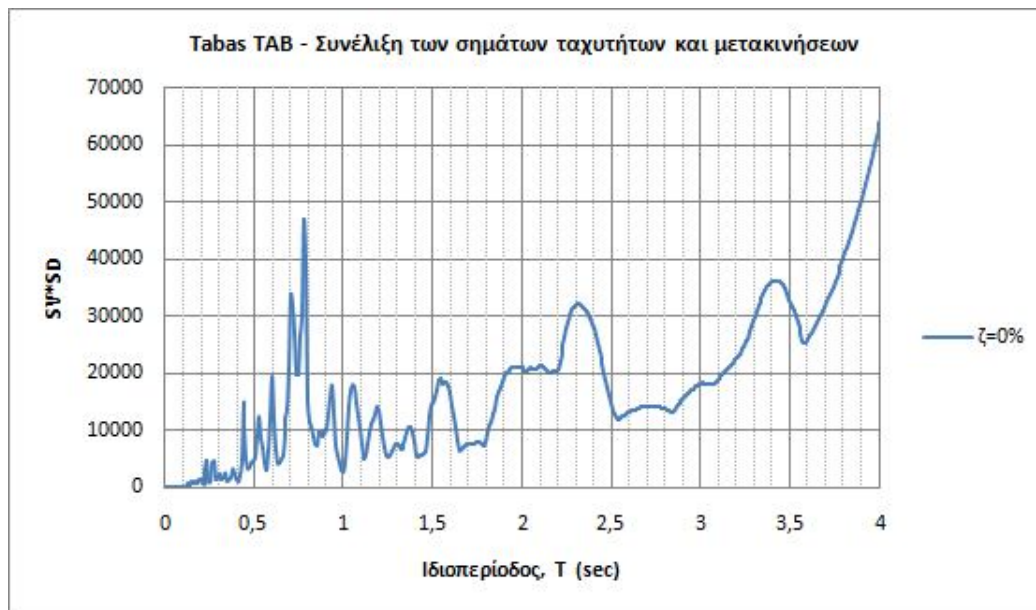
Εικ. 6.8α : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετακίνησης – Tabas, TAB.

Παράμετροι εδαφικής κίνησης

- Μέγιστη επιτάχυνση : $a_{g,max}=835.58 \text{ cm/sec}^2$
- Μέγιστη ταχύτητα : $v_{g,max}=121.22 \text{ cm/sec}$
- Μέγιστη μετακίνηση : $u_{g,max}=95.06 \text{ cm}$



Εικ. 6.8β : Ελαστικά φάσματα απόκρισης επιταχύνσεων, ταχυτήτων και μετακινήσεων – Σεισμός Tabas, TAB. Ποσοστά απόσβεσης $\zeta=5\%$, 12% .

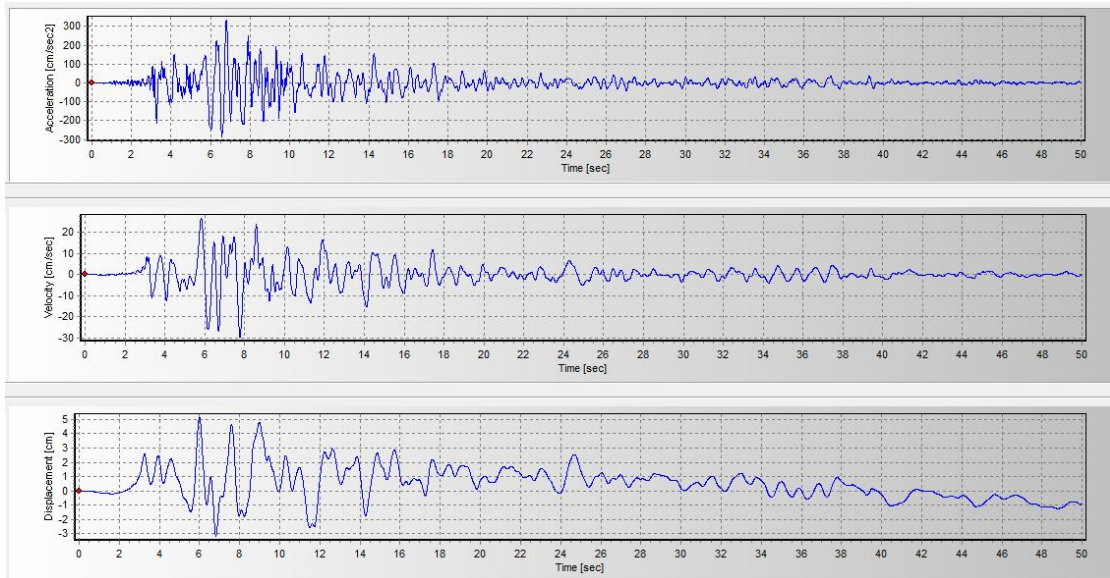


Εικ. 6.8γ : Γινόμενο των φασματικών τιμών SV, SD για τον προσδιορισμό των περιόδων των σημαντικότερων παλμών της καταγραφής Tabas - TAB.

Για τις φασματικές επιταχύνσεις της καταγραφής TAB, προκύπτει από την εικ.6.8β η ύπαρξη ενός διακριτού μεγίστου για περίοδο κοντά στα 0.2 sec με πολύ μεγάλη τιμή ($SA=3.6g$). Για $T>0.2$ sec παρατηρείται μεν σημαντική μείωση των επιταχύνσεων, αλλά για περιόδους μέχρι και 0.8 sec οι τιμές τους εξακολουθούν να είναι μεγάλες ($SA=1.0-2.0g$). Αναφορικά με τις φασματικές μετακινήσεις αυτές λαμβάνουν σημαντικές τιμές στις μεσαίες περιόδους (50 cm για $T=2$ sec), ενώ για τις μεγάλες περιόδους ($T>3$ sec) μπορούν να φθάσουν μέχρι και το 1.5 m. Η εν λόγω καταγραφή παρουσιάζει – όπως προκύπτει και από τη χρονοϊστορία των μετακινήσεων – έναν διακριτό παλμό μεγάλης περιόδου ($T_p=5$ sec περίπου), ενώ από το γινόμενο των φασμάτων ταχυτήτων και μετακινήσεων ($SV \cdot SD$) προκύπτει η ύπαρξη δύο ακόμα παλμών με περιόδους $T_{p,2}=0.8$ sec και $T_{p,3}=2.3$ sec.

6.3.5 Σεισμός “Λευκάδας (16/08/2003)”

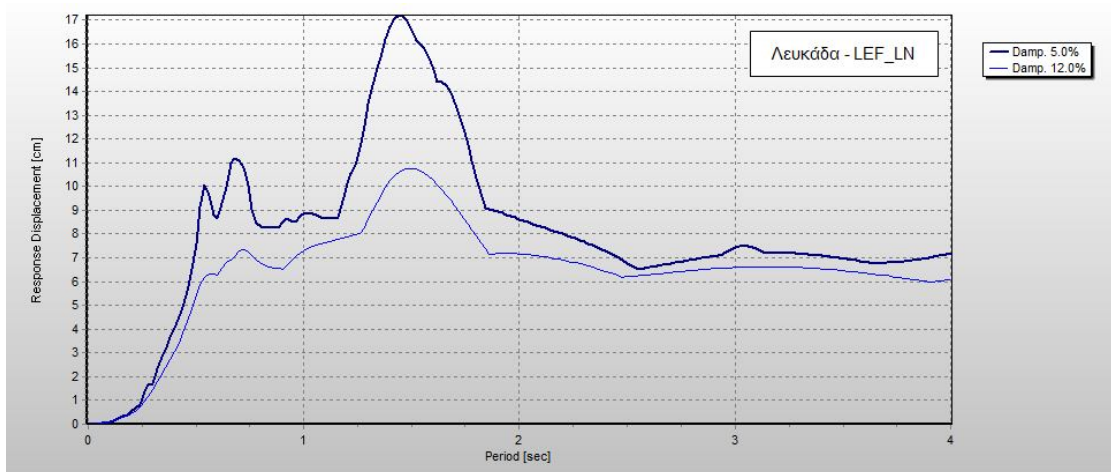
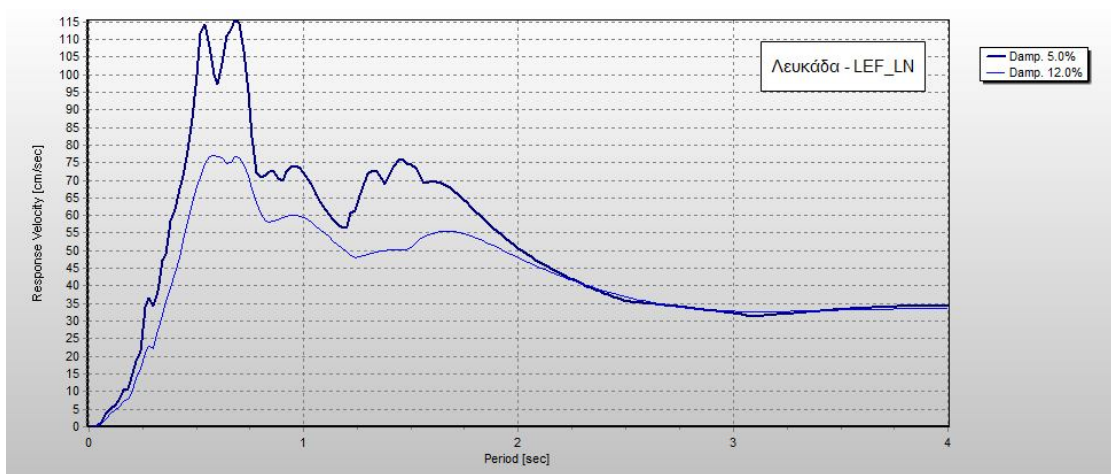
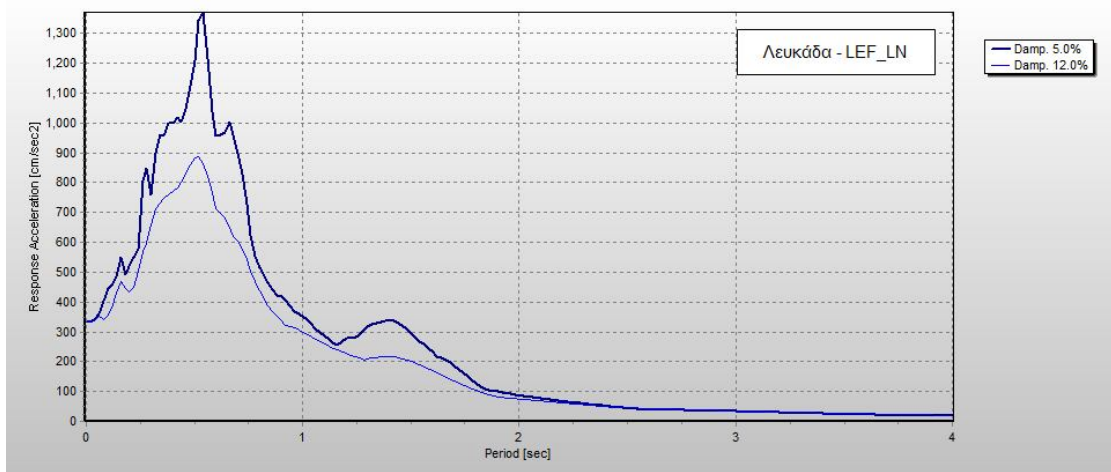
I. Lefkada (LEF) *Backward directivity*



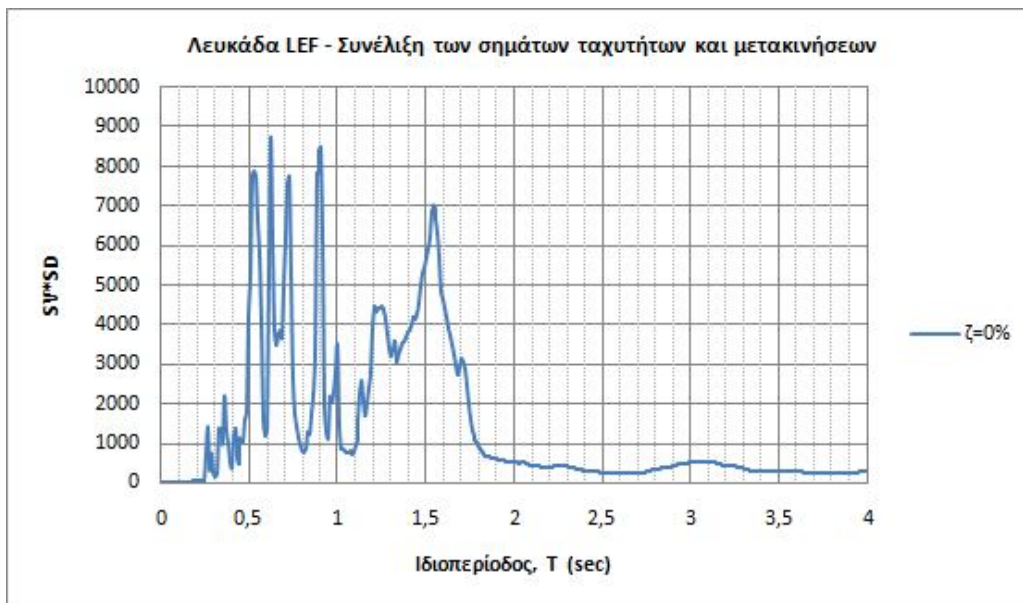
Εικ. 6.9α : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετακίνησης – Λευκάδα, LEF.

Παράμετροι εδαφικής κίνησης

- Μέγιστη επιτάχυνση : $a_{g,max}=333.37 \text{ cm/sec}^2$
- Μέγιστη ταχύτητα : $v_{g,max}=29.60 \text{ cm/sec}$
- Μέγιστη μετακίνηση : $u_{g,max}=5.13 \text{ cm}$



Εικ. 6.9β : Ελαστικά φάσματα απόκρισης επιταχύνσεων, ταχυτήτων και μετακινήσεων – Σεισμός Λευκάδας, LEF. Ποσοστά απόσβεσης $\zeta=5\%$, 12% .



Εικ. 6.9γ : Γινόμενο των φασματικών τιμών SV, SD για τον προσδιορισμό των περιόδων των σημαντικότερων παλμών της καταγραφής Λευκάδα - LEF.

Από το φάσμα επιταχύνσεων προκύπτει η ύπαρξη ενός ολικού μεγίστου για ιδιοπερίοδο ίση με 0.5 sec ($SA=1.4g$), ενώ οι φασματικές τιμές για μεγαλύτερες ιδιοπεριόδους μειώνονται σημαντικά (για $T>1.0$ sec π.χ ισχύει $SA<0.35g$). Οι φασματικές μετακινήσεις εμφανίζουν μια μέγιστη τιμή περί το 1.5 sec (ίση με 17 cm), ενώ για $T<1.0$ sec και $T>2.0$ sec οι αναμενόμενες μετακινήσεις δεν υπερβαίνουν τα 10 cm. Σχετικά με τους σημαντικούς παλμούς του σεισμού της Λευκάδας, παρατηρούμε ότι εξαιτίας του γεγονότος ότι είναι όπισθεν κατευθυντικότητας (backward directivity) εμφανίζεται πλήθος σημαντικών παλμών μικρών έως και μεσαίων περιόδων όπως φαίνεται κι από το διάγραμμα της εικ.6.9γ (τέσσερις παλμοί με $T_p=0.5-0.9$ sec κι ένας με $T_p=1.55$ sec).

Σεισμός	Μέγεθος M_w	Κατευθυντικότητα	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (cm/sec ²)	Μέγιστη εδαφική ταχύτητα (cm/sec)	Μέγιστη εδαφική μετακίνηση (cm)	Περίοδοι σημαντικών παλμών (sec)
Imp. Valley - E05	6.4	Έμπροσθεν (F)	382.16	87.30	67.39	$T_{p,1}=4.7, T_{p,2}=2.75,$ $T_{p,3}=2.15, T_{p,4}=1.0$
Imp. Valley - CMP		Όπισθεν (B)	151.39	8.22	2.96	$T_{p,1}=2.5, T_{p,2}=1.8, T_{p,3}=2.0$
Imp. Valley - CXO		Ουδέτερη (N)	270.08	18.44	12.19	$T_{p,1}=0.5, T_{p,2}=2.85$
Northridge - SCH	6.7	Έμπροσθεν (F)	814.79	120.09	51.83	$T_{p,1}=2.85, T_{p,2}=1.15, T_{p,3}=0.8$
Northridge - LF6		Όπισθεν (B)	478.64	64.42	13.42	$T_{p,1}=0.5, T_{p,2}=1.6, T_{p,3}=0.9$
Northridge - SFY		Ουδέτερη (N)	296.68	28.21	10.43	$T_{p,1}=3.0, T_{p,2}=2.45, T_{p,3}=1.65$

Gazli - KAR	6.7	Ουδέτερη (N)	596.70	65.38	25.38	$T_{p,1}=4.3, T_{p,2}=1.1, T_{p,3}=1.6$
Tabas - TAB	7.1	Ουδέτερη (N)	835.58	121.22	95.06	$T_{p,1}=4.7, T_{p,2}=0.8, T_{p,3}=2.3$
Λευκάδα - LEF	6.4	Όπισθεν (B)	333.37	29.60	5.13	4 παλμοί με $T_p=0.5-0.9s$ 1 παλμός με $T_p=1.55s$

Πιν. 6.2 : Συγκεντρωτικός πίνακας των παραμέτρων εδαφικής κίνησης και των περιόδων των σημαντικών παλμών για τις σεισμικές διεγέρσεις που λαμβάνονται υπόψη στη διερεύνηση της συμπεριφοράς του κτιρίου Ι – Μ.Ε.Λ.Τ.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

ΔΥΝΑΜΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΚΤΙΡΙΟΥ Ι – Μ.Ε.Λ.Τ

7.1 Γενικά

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των ιδιομορφικών αναλύσεων για την αρχική αρθρωμένη κατασκευή, καθώς και για την κατασκευή μετά την εφαρμογή των δύο εναλλακτικών προτάσεων σεισμικής μόνωσης βάσης. Στους ακόλουθους πίνακες δίνονται οι ιδιοπερίοδοι για κάθε περίπτωση, όπως επίσης και τα ποσοστά των δρῶσων ιδιομορφικών μαζών ανά διεύθυνση (*Modal Participating Mass Ratios*). Δείχνονται επιπλέον τα ιδιοσχήματα για κάθε ιδιομορφή. Σημειώνεται ότι χρησιμοποιήθηκαν οι έξι (6) πρώτες ιδιομορφές σε όλες τις περιπτώσεις, καθώς ο αριθμός τους κρίθηκε επαρκής προκειμένου να αποδοθούν τα κυριότερα δυναμικά χαρακτηριστικά των υπό μελέτη φορέων.

7.2 Αρχικός φορέας – Αρθρωμένη βάση

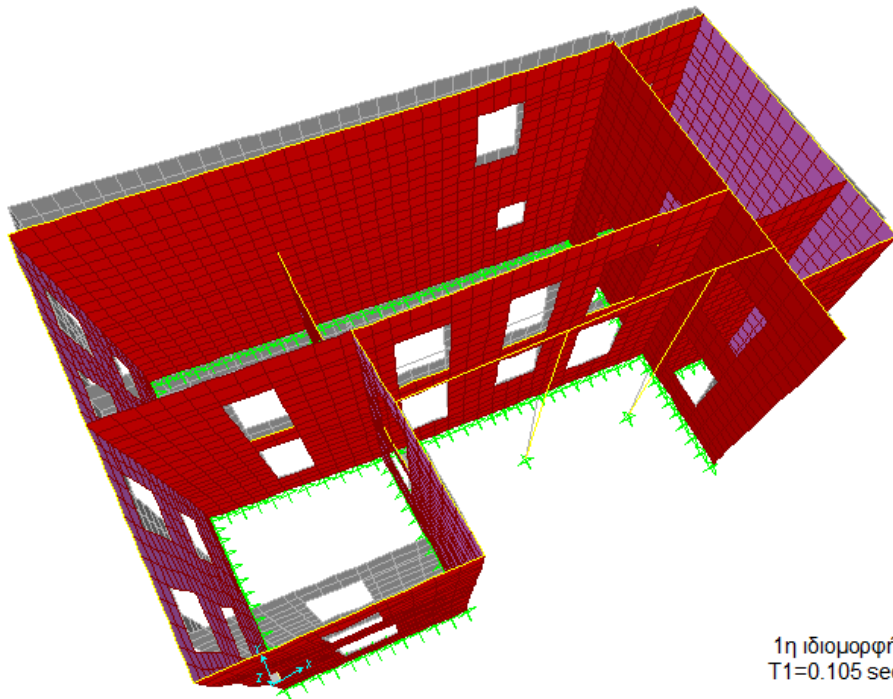
TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.1047	0.0173	0.6519	0.0000	0.4052	0.0052	0.1713
MODAL	Mode	2	0.0962	0.4810	0.0006	0.0000	0.0003	0.1538	0.0014
MODAL	Mode	3	0.0695	0.2274	0.0382	0.0000	0.0288	0.0762	0.5659
MODAL	Mode	4	0.0420	0.0057	0.0000	0.0000	0.0001	0.0003	0.0018
MODAL	Mode	5	0.0386	0.0010	0.1345	0.0000	0.0038	0.0005	0.0366
MODAL	Mode	6	0.0338	0.0933	0.0015	0.0009	0.0004	0.0141	0.0001

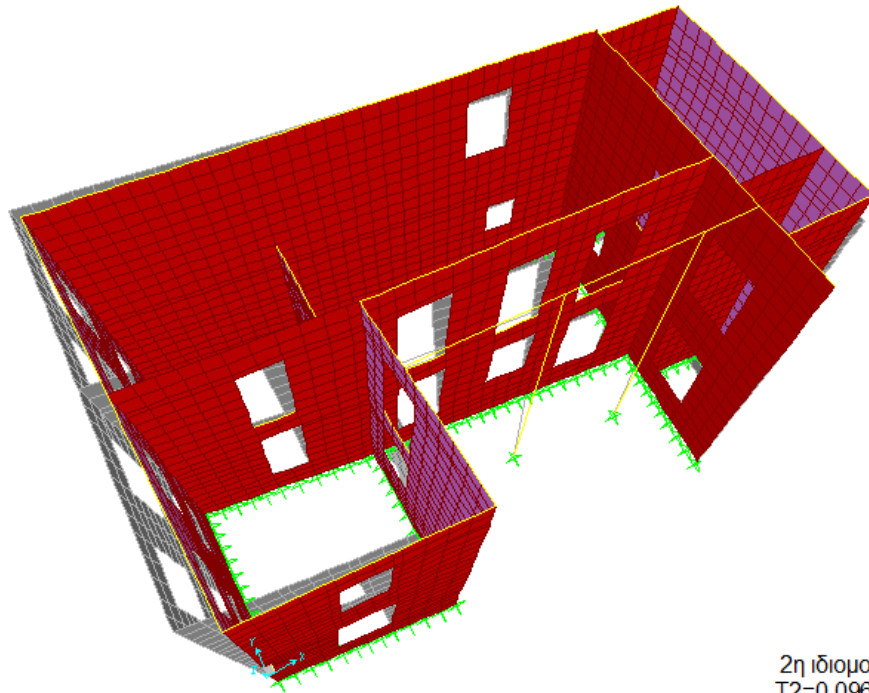
Πιν. 7.1 : Ιδιοπερίοδοι και δρώσες ιδιομορφικές μάζες ανά διεύθυνση – Αρθρωμένος φορέας.

Από την ιδιομορφική ανάλυση του αρχικού αρθρωμένου (πριν την εφαρμογή μόνωσης) φορέα προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα :

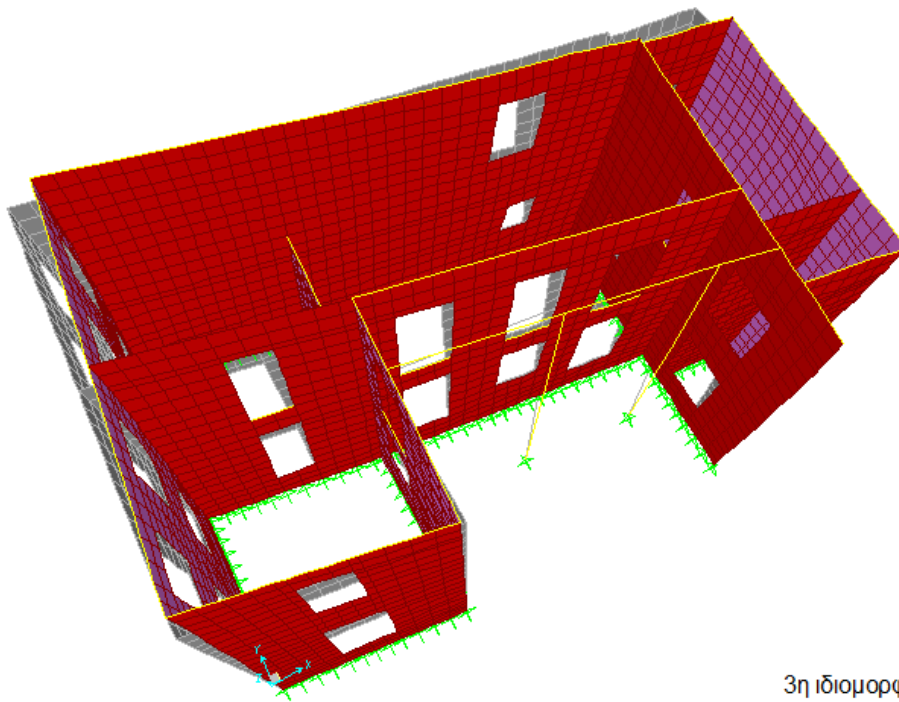
- i. Η 1^η ιδιομορφή είναι κυρίως μεταφορική στη διεύθυνση Y με δρώσα ιδιομορφική μάζα 65.19%. Είναι επίσης σημαντικό το ποσοστό της μάζας που συμμετέχει στην περιστροφή ως προς τον άξονα X και αντιστοιχεί στην 1^η ιδιομορφή (40.52%).

- ii. Η 2^η ιδιομορφή είναι κυρίως μεταφορική στη διεύθυνση X με δρώσα ιδιομορφική μάζα 48.10%. Επιπλέον, το 15.38% της συνολικά περιστρεφόμενης ως προς τον άξονα Y μάζας (δρώσα ιδιομορφική μάζα για τον δυναμικό β.ε RY) συμμετέχει στην ιδιομορφή αυτή.
- iii. Η 3^η ιδιομορφή είναι κυρίως περιστροφική ως προς τον κατακόρυφο άξονα Z με δρώσα ιδιομορφική μάζα 56.59%.
- iv. Οι ανώτερες ιδιομορφές (4^η, 5^η και 6^η) έχουν πολύ μικρή συνεισφορά στην ταλάντωση της κατασκευής.
- v. Το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών για τις 6 πρώτες ιδιομορφές είναι 82.57% για τη μετακίνηση UX, 82.61% για τη μετακίνηση UY και 77.70% για την περιστροφή RZ.





2η ιδιομορφή
 $T_2=0.096$ sec



3η ιδιομορφή
 $T_3=0.07$ sec

Εικ. 7.1 : Ιδιοσχήματα των 3 πρώτων ιδιομορφών του αρθρωμένου φορέα – Κτίριο Ι Μ.Ε.Λ.Τ.

7.3 Σεισμικά μονωμένος φορέας – Εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης (LDRB)

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.1120	0.0478	0.9519	0.0000	0.2309	0.0059	0.3194
MODAL	Mode	2	1.1089	0.9519	0.0478	0.0000	0.0116	0.1166	0.3301
MODAL	Mode	3	0.1681	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0007	0.3391
MODAL	Mode	4	0.0944	0.0000	0.0002	0.0001	0.0163	0.0006	0.0001
MODAL	Mode	5	0.0936	0.0000	0.0000	0.0000	0.0005	0.0000	0.0000
MODAL	Mode	6	0.0931	0.0000	0.0000	0.0000	0.0007	0.0001	0.0000

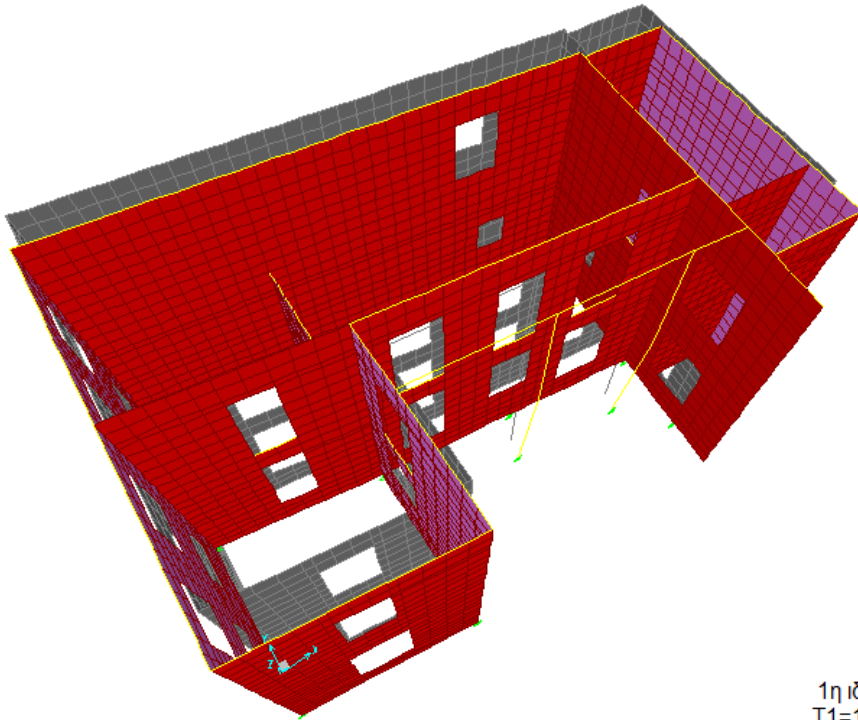
Πιν. 7.2 : Ιδιοπερίοδοι και δρώσεις ιδιομορφικές μάζες ανά διεύθυνση – Μονωμένος φορέας με εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης (LDRB).

Από την ιδιομορφική ανάλυση του σεισμικά μονωμένου με εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης φορέα προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα :

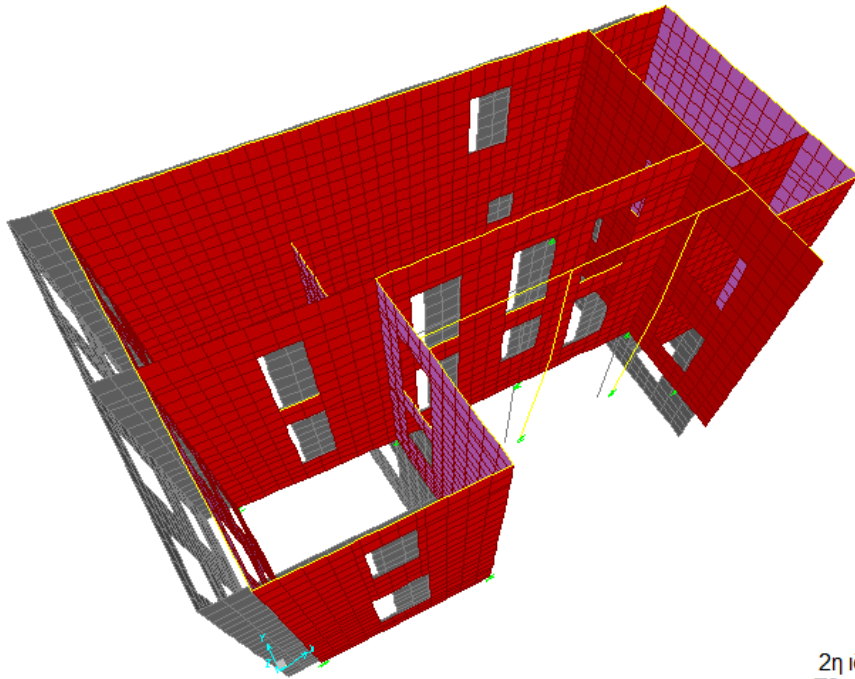
- i. Οι δρώσεις ιδιομορφικές μάζες των δύο πρώτων ιδιομορφών για μετακίνηση στις διευθύνσεις Y, X αντίστοιχα είναι ίσες με 95.19%. Παρατηρούμε αφενός τη σημαντική αύξηση των δρωσών μαζών σε σχέση με τον μη-μονωμένο φορέα (με τιμές για αυτόν ίσες με 65.19% και 48.10% αντίστοιχα), γεγονός που αποδίδεται στη συνεισφορά των μονωτήρων που έχει ως αποτέλεσμα οι δύο πρώτες ιδιομορφές ταλάντωσης της μονωμένης κατασκευής να είναι ουσιαστικά οι ιδιομορφές ταλάντωσης του ίδιου του συστήματος μόνωσης. Η δεύτερη παρατήρηση σχετίζεται με την ταύτιση των τιμών των παραπάνω δρωσών ιδιομορφικών μαζών (95.19%), η οποία οφείλεται στην κυκλική διατομή των εφεδράνων που συνεπάγεται κοινή δυναμική συμπεριφορά της κατασκευής και στους δύο άξονες.
- ii. Η 3^η ιδιομορφή είναι αμιγώς περιστροφική ως προς τον κατακόρυφο άξονα Z με δρώσα ιδιομορφική μάζα 33.91%.
- iii. Για τις δύο πρώτες ιδιομορφές, οι δρώσεις ιδιομορφικές μάζες για περιστροφή ως προς τον κατακόρυφο άξονα Z είναι 31.94% και 33% αντίστοιχα. Είναι αυξημένες σε σχέση με τις αντίστοιχες τιμές για τον αρχικό αρθρωμένο φορέα (17.13% και 0.14%).
- iv. Για τις δύο πρώτες ιδιομορφές, οι δρώσεις ιδιομορφικές μάζες για περιστροφή ως προς τους οριζόντιους άξονες X, Y αντίστοιχα είναι 23.09% και 11.66%. Για τον αρχικό αρθρωμένο φορέα οι αντίστοιχες τιμές είναι 40.52% και

15.38%. Η μείωση αυτή οφείλεται στη συνεισφορά της μόνωσης, η οποία επιτρέπει μόνο μεταφορικές κινήσεις στο οριζόντιο επίπεδο δεσμεύοντας τις όποιες περιστροφές RY, RX (παραδοχή).

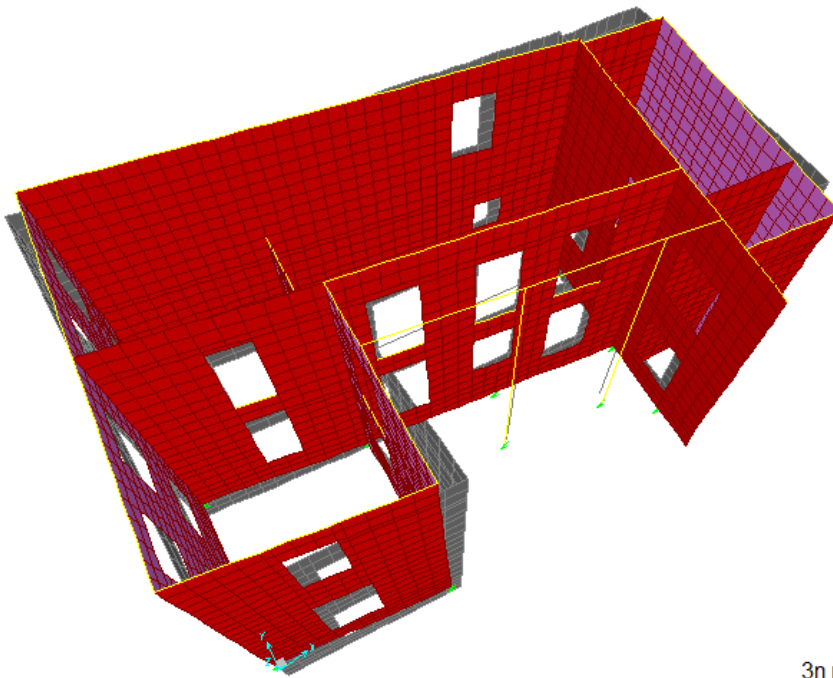
- v. Το άθροισμα των δρυσών ιδιομορφικών μαζών για τις 6 πρώτες ιδιομορφές είναι 99.97% για τις μετακινήσεις UX, UY και 98.86% για την περιστροφή RZ.



1η ιδιομορφή
T1=1.112 sec



2η ιδιομορφή
 $T_2=1.109 \text{ sec}$



3η ιδιομορφή
 $T_3=0.168 \text{ sec}$

Εικ. 7.2 : Ιδιοσχήματα των 3 πρώτων ιδιομορφών του φορέα με εφέδρανα LDRB – Κτίριο Ι Μ.Ε.Λ.Τ.

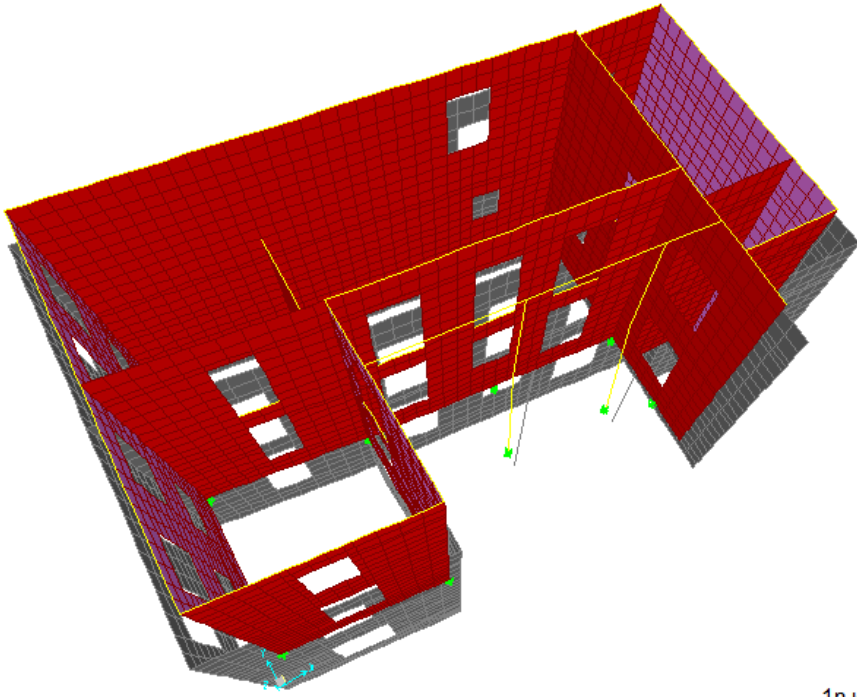
7.4 Σεισμικά μονωμένος φορέας – Εφέδρανα υψηλής απόσβεσης (HDRB)

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.2973	0.0458	0.9539	0.0000	0.2297	0.0056	0.3232
MODAL	Mode	2	1.2945	0.9539	0.0458	0.0000	0.0110	0.1163	0.3278
MODAL	Mode	3	0.1668	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0006	0.3398
MODAL	Mode	4	0.0879	0.0000	0.0003	0.0000	0.0033	0.0001	0.0002
MODAL	Mode	5	0.0874	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0000
MODAL	Mode	6	0.0869	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000

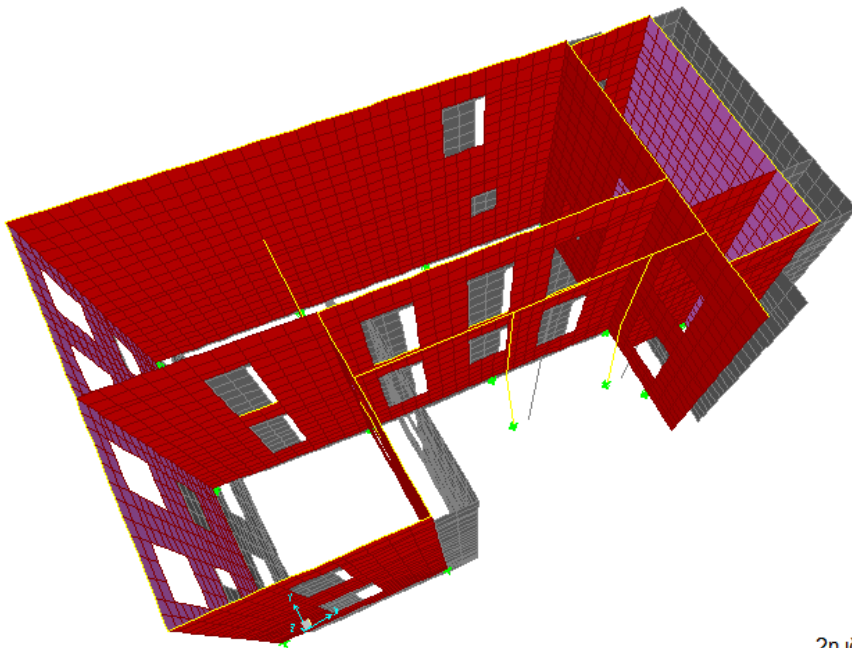
Πιν. 7.3 : Ιδιοπερίοδοι και δρώσες ιδιομορφικές μάζες ανά διεύθυνση – Μονωμένος φορέας με εφέδρανα υψηλής απόσβεσης (HDRB).

Τα αποτελέσματα του πιν.7.3 μάς οδηγούν σε ανάλογα συμπεράσματα με εκείνα που αναφέρθηκαν για την περίπτωση της μονωμένης κατασκευής με εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης :

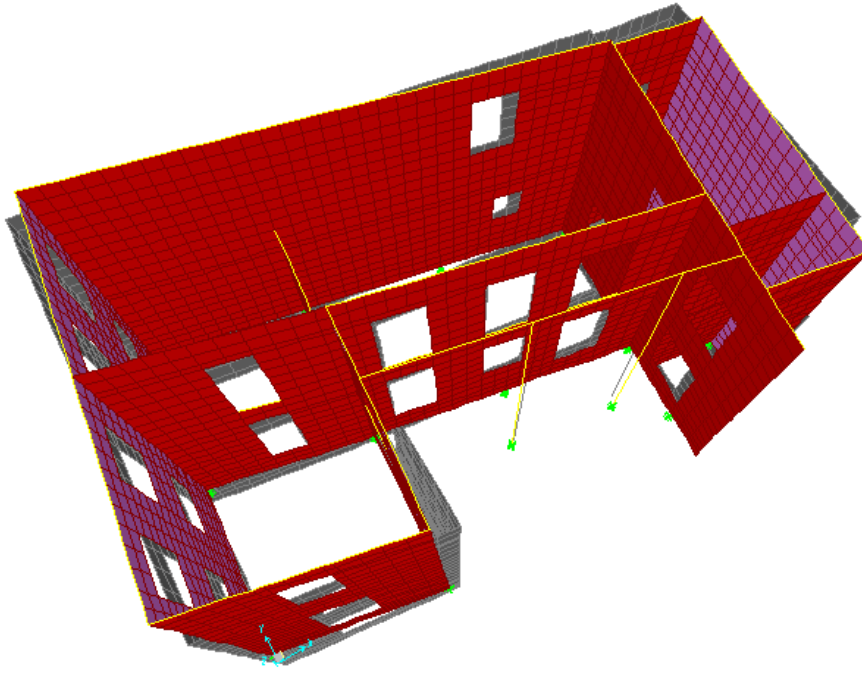
- i. Οι δύο πρώτες ιδιομορφές είναι μεταφορικές στις διευθύνσεις Y, X αντίστοιχα με δρώσες ιδιομορφικές μάζες που ταυτίζονται και έχουν τιμή 95.39%. Η ταύτιση των δρωσών μαζών καθώς και η σημαντική τους αύξηση σε σχέση με τον μη-μονωμένο φορέα οφείλεται στη συνεισφορά του συστήματος μόνωσης.
- ii. Η 3^η ιδιομορφή είναι αμιγώς περιστροφική ως προς τον κατακόρυφο άξονα Z με δρώσα ιδιομορφική μάζα 33.98%.
- iii. Για τις δύο πρώτες ιδιομορφές, οι δρώσες ιδιομορφικές μάζες για περιστροφή ως προς τον κατακόρυφο άξονα Z είναι αντίστοιχες με εκείνες του μονωμένου φορέα με LDRB και έχουν τιμές 32.32% και 32.78%.
- iv. Το ίδιο ισχύει και για τις δρώσες ιδιομορφικές μάζες των ιδιομορφών 1, 2 για περιστροφή ως προς τους οριζόντιους άξονες X, Y των οποίων οι τιμές είναι 22.97% και 11.63% αντίστοιχα.



1η ιδιομορφή
T1=1.297 sec



2η ιδιομορφή
T2=1.295 sec



3η ιδιομορφή
 $T_3=0.167 \text{ sec}$

Εικ. 7.3 : Ιδιοσχήματα των 3 πρώτων ιδιομορφών του φορέα με εφέδρανα HDRB – Κτίριο Ι Μ.Ε.Λ.Τ.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8

ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ – ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟΙ ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΤΗΣ ΛΙΘΟΔΟΜΗΣ ΚΑΙ ΜΕΓΕΘΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ

8.1 Γενικά

Όπως έχει προαναφερθεί, κύριος σκοπός της παρούσας εργασίας είναι η διερεύνηση της συμπεριφοράς του υπό μελέτη φορέα για φόρτισή του με τις σεισμικές διεγέρσεις εγγύς πεδίου που παρουσιάστηκαν στο Κεφάλαιο 6, καθώς και η επίδραση που έχει η εφαρμογή συστημάτων σεισμικής μόνωσης βάσης στη συμπεριφορά αυτή. Η εν λόγω διερεύνηση περιλαμβάνει ελέγχους σχετικά με την επάρκεια της φέρουσας λιθοδομής έναντι εντατικών καταστάσεων που αναφέρονται διεξοδικά στη συνέχεια, όπως επίσης και η εξαγωγή συμπερασμάτων για την επίδραση της σεισμικής μόνωσης αναφορικά με μεγέθη απόκρισης όπως λ.χ οι επιταχύνσεις των ορόφων, οι μετακινήσεις της ανωδομής και των εφεδράνων και οι τέμνουσες βάσης.

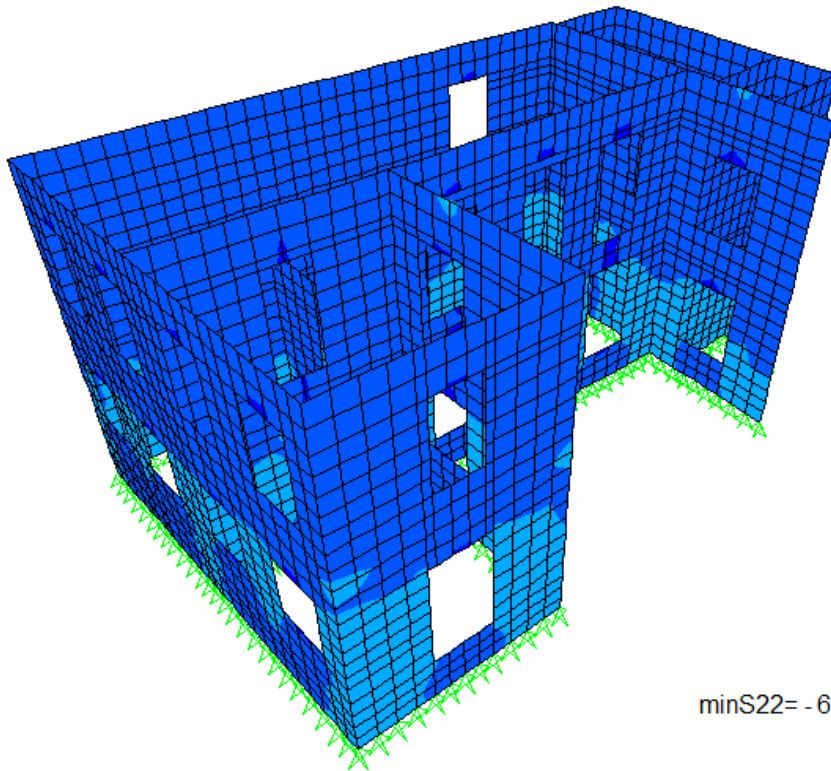
8.2 Απαιτούμενοι έλεγχοι επάρκειας φέροντος οργανισμού

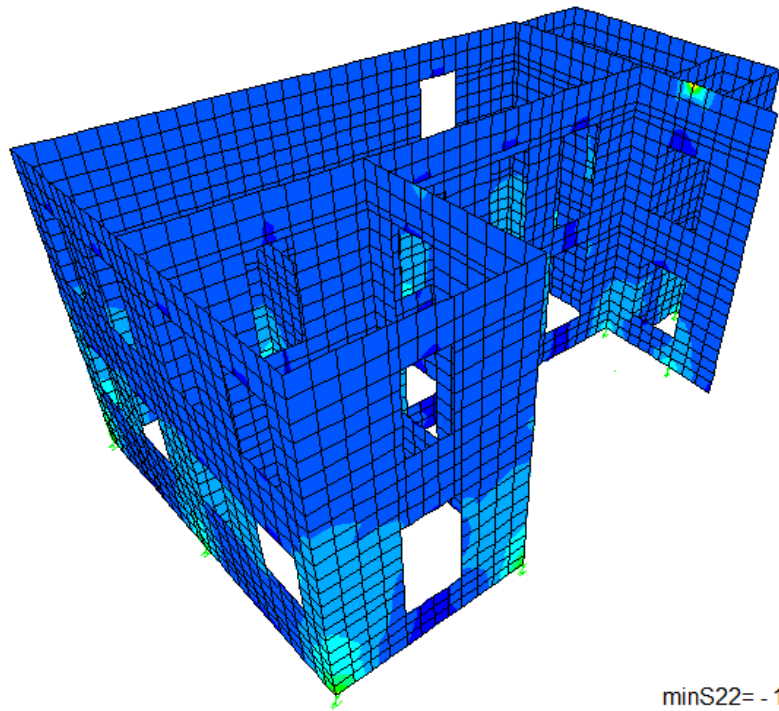
Οι έλεγχοι που πρέπει να πραγματοποιηθούν σχετικά με την επάρκεια της φέρουσας τοιχοποιίας διακρίνονται σε εκείνους που περιλαμβάνουν μόνο τα κατακόρυφα φορτία (δηλ. χωρίς το σεισμό) και σε εκείνους που περιλαμβάνουν το συνδυασμό κατακορύφων και σεισμικών δράσεων, οι οποίοι είναι οι πλέον κρίσιμοι και ενδιαφέρουν.

8.2.1 Έλεγχοι έναντι κατακορύφων φορτίων

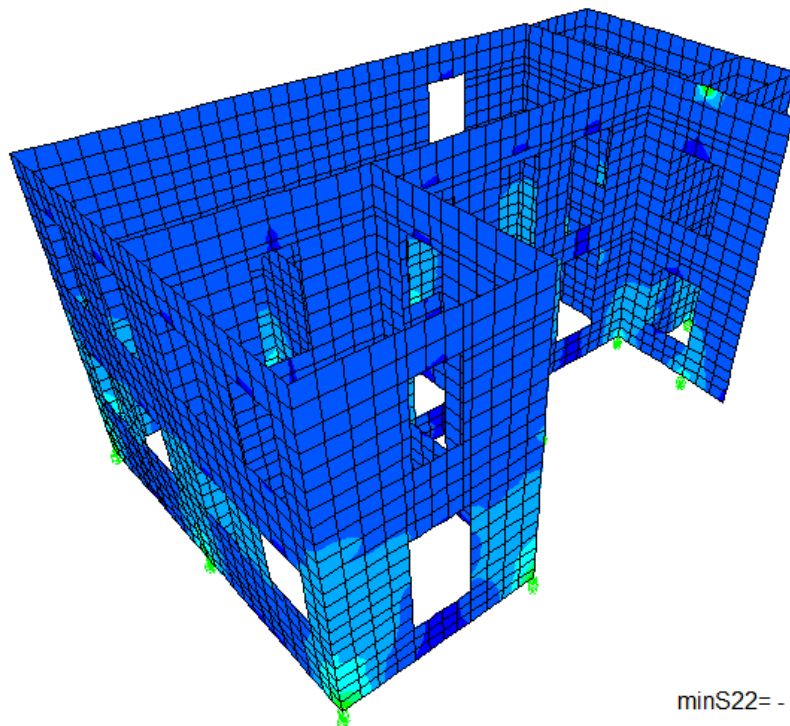
Ελέγχεται το μέγεθος των θλιπτικών τάσεων στη βάση της κατασκευής, προκειμένου να αποδειχθεί ότι οι τάσεις αυτές είναι μικρότερες από τη θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας κάθετα στους αρμούς, η οποία ισούται με 3.0 MPa. Οι αναπτυσσόμενες θλιπτικές τάσεις υπολογίζονται για το συνδυασμό αστοχίας $1.35G+1.50Q$, όπου G τα συνολικά μόνιμα φορτία (ίδιο βάρος και επικάλυψη) και Q τα κινητά φορτία. Ο έλεγχος γίνεται τόσο πριν όσο και μετά την εφαρμογή της μόνωσης.

Στο SAP2000 οι κατακόρυφες ορθές τάσεις συμβολίζονται ως S22 βάσει της σύμβασης για το τοπικό σύστημα συντεταγμένων των πεπερασμένων στοιχείων. Για τον προσδιορισμό των μέγιστων θλιπτικών τιμών ζητείται από το πρόγραμμα η απεικόνιση των ελάχιστων (stresses S22 > output type : minimum) τιμών των τάσεων S22 σε όλες τις παρειές της τοιχοποιίας.





minS22= - 1921 kPa



minS22= - 1416 kPa



Εικ. 8.1 : Κατανομή των μέγιστων θλιπτικών κατακόρυφων τάσεων minS22 για την κατασκευή πριν και μετά τη μόνωση - Συνδυασμός 1.35G+1.50Q.

Από τις παραπάνω κατανομές των μέγιστων κατακόρυφων θλιπτικών τάσεων προκύπτει ότι ο φορέας τόσο πριν όσο και μετά τη μόνωση μπορεί να φέρει με ασφάλεια τα κατακόρυφα φορτία. Οι μέγιστες τιμές των εν λόγω τάσεων είναι αυξημένες στην περίπτωση στήριξης του φορέα σε μεμονομένα εφέδρανα, πράγμα αναμενόμενο λόγω της συγκέντρωσης των ορθών τάσεων στις θέσεις των εφεδράνων. Ωστόσο, ακόμα και στην περίπτωση αυτή ικανοποιείται η επάρκεια της λιθοδομής τοπικά αφού ισχύει $\min S_{22} = \min S_{22,DRB} = -1921 \text{ kPa} < -3000 \text{ kPa} (=f_{wc})$.

8.2.2 Έλεγχοι έναντι συνδυασμών με σεισμό

Στις περιπτώσεις όπου λαμβάνεται υπόψη και η σεισμική δράση, οι πραγματοποιούμενοι έλεγχοι περιλαμβάνουν τους ελέγχους έναντι τέμνουσας καθώς και εκείνους έναντι εκτός επιπέδου κάμψης τόσο ως προς κατακόρυφο όσο και ως προς οριζόντιο άξονα. Τα δρώντα εντατικά μεγέθη υπολογίζονται για το συνδυασμό $1.0G+0.30Q+E_x$, όπου G τα συνολικά μόνιμα φορτία, Q τα κινητά φορτία και E_x η σεισμική δράση, η οποία εισάγεται ως χρονοϊστορία επιταχύνσεων. Λόγω του δυναμικού χαρακτήρα της σεισμικής δράσης, οι έλεγχοι γίνονται για τα δυσμενέστερα μεγέθη σε κάθε περίπτωση σύμφωνα με τα όσα αναφέρονται στο EN 1998-2, παρ.4.2.4.3. Ακολούθως περιγράφεται αναλυτικά η μεθοδολογία των ελέγχων σε κάθε περίπτωση.

8.2.2.1 Έλεγχοι έναντι τέμνουσας

Η διάτμηση άοπλων τοιχοποιιών εντός του επιπέδου τους υπό ταυτόχρονη κατακόρυφη θλίψη αποτελεί μια από τις κύριες εντάσεις έναντι των οποίων ελέγχονται οι τοιχοποιίες που υποβάλλονται σε σεισμό. Οι τρόποι διατμητικής αστοχίας ενός τοίχου ποικίλουν · η αστοχία ενδέχεται να είναι καμπτική (για σχετικώς εύκαμπτους τοίχους) ή διατμητική (για σχετικώς χθαμαλούς τοίχους) ή να οφείλεται σε διατμητική ολίσθηση στη βάση του τοίχου σε περίπτωση μικρού συντελεστή τριβής. Στις κατασκευές το μέγεθος των κατακόρυφων θλιπτικών τάσεων είναι σχετικά μικρό ($\sigma_0 \leq 0,20 \cdot f_{wc}$) και για τη συνήθη περίπτωση όπου η θλιπτική αντοχή των λιθοσωμάτων είναι μεγαλύτερη από τη θλιπτική αντοχή του κονιάματος, ο συνηθέστερος τρόπος διατμητικής αστοχίας είναι η εμφάνιση διαγώνιας κλιμακωτής ρωγμής στο κονίαμα περί το μέσον του τοίχου (βλ. Πιν.8.2).

Ο υπολογισμός της διατμητικής αντοχής γι' αυτόν τον τρόπο αστοχίας πραγματοποιείται βάσει του Ευρωκώδικα 6 και το κριτήριο αστοχίας περιγράφεται

από το νόμο Coulomb. Σύμφωνα με αυτό, η μέση διατμητική τάση αστοχίας είναι ίση με το άθροισμα της συνοχής και της τριβής κατά μήκος μιας βαθμιδωτής ρωγμής :

$$\tau_u = c + \mu \cdot \sigma_0 \quad (8.1)$$

Στον Ευρωκώδικα 6 το παραπάνω κριτήριο λαμβάνει τη μορφή :

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,40 \cdot \sigma_0 \quad (8.2)$$

όπου : f_{vk0} είναι η συνοχή, η οποία προκύπτει για μηδενική κατακόρυφη τάση και εξαρτάται από το είδος των λιθοσωμάτων και του κονιάματος. Στα πλαίσια των ελέγχων της παρούσας εργασίας, η συνοχή f_{vk0} ελήφθη ίση με 100 kPa, τιμή σχετικά μικρή αλλά αντιπροσωπευτική για την υφιστάμενη κατάσταση της τοιχοποιίας, καθώς – ύστερα κι από επί τόπου διαπίστωση – σε σημαντικό μέρος των όψεων που ήταν ορατές το κονίαμα των αρμών είχε αποπλυθεί.

Σχετικά με τον συντελεστή τριβής μ , αυτός λαμβάνεται συντηρητικά ίσος με 0.40.

Ο έλεγχος έναντι τέμνουσας γίνεται σε όρους δυνάμεων, συγκρίνοντας τη δρώσα τέμνουσα V_S με την τέμνουσα αντοχής V_R που υπολογίζεται από τη σχέση :

$$V_R = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} \cdot t_w \cdot l_c \quad (8.3)$$

όπου : γ_M είναι ο συντελεστής ασφαλείας της τοιχοποιίας, ο οποίος λαμβάνει την τιμή $\gamma_M=1.0$, καθώς πρόκειται για την αποτίμηση μιας υπάρχουσας τοιχοποιίας οπότε χρησιμοποιείται η χαρακτηριστική τιμή της διατμητικής αντοχής και όχι η αντοχή σχεδιασμού.

t_w είναι το πάχος του υπό εξέταση τοίχου, το οποίο λαμβάνεται ίσο με 0.55 m.

l_c είναι το μήκος του αρηγμάτωτου τμήματος της διατομής ελέγχου, το οποίο συνεισφέρει στη διατμητική αντοχή αφού μόνο εντός αυτού ασκούνται θλιπτικές ορθές τάσεις. Η τιμή του μήκους l_c εξαρτάται από την εκκεντρότητα του κατακόρυφου φορτίου $e = M_S / N_S$, όπου M_S είναι η εντός επιπέδου ροπή στη διατομή ελέγχου λόγω της σεισμικής δράσης και N_S η κατακόρυφη ορθή θλιπτική δύναμη για το συνδυασμό 1.0G+0.3Q. Στην περίπτωση όπου ισχύει $e \leq l/6$ (l είναι το μήκος της διατομής ελέγχου), τότε ολόκληρο το μήκος l συμμετέχει στην ανάληψη της

τέμνουσας, δηλ. $l_c = l$, ενώ για $l/6 < e \leq l/2$ το αρηγματώτο τμήμα υπολογίζεται από τη σχέση :

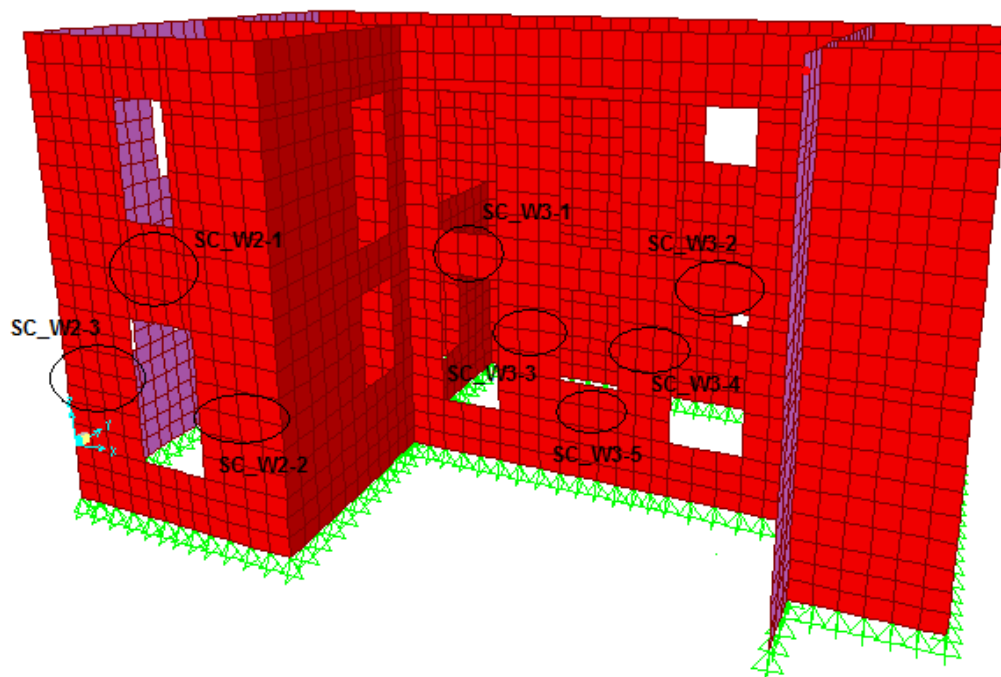
$$l_c = 3 \cdot (0,5 - \gamma) \cdot l \quad (8.4)$$

όπου : γ είναι η ανηγμένη εκκεντρότητα που υπολογίζεται από τη σχέση

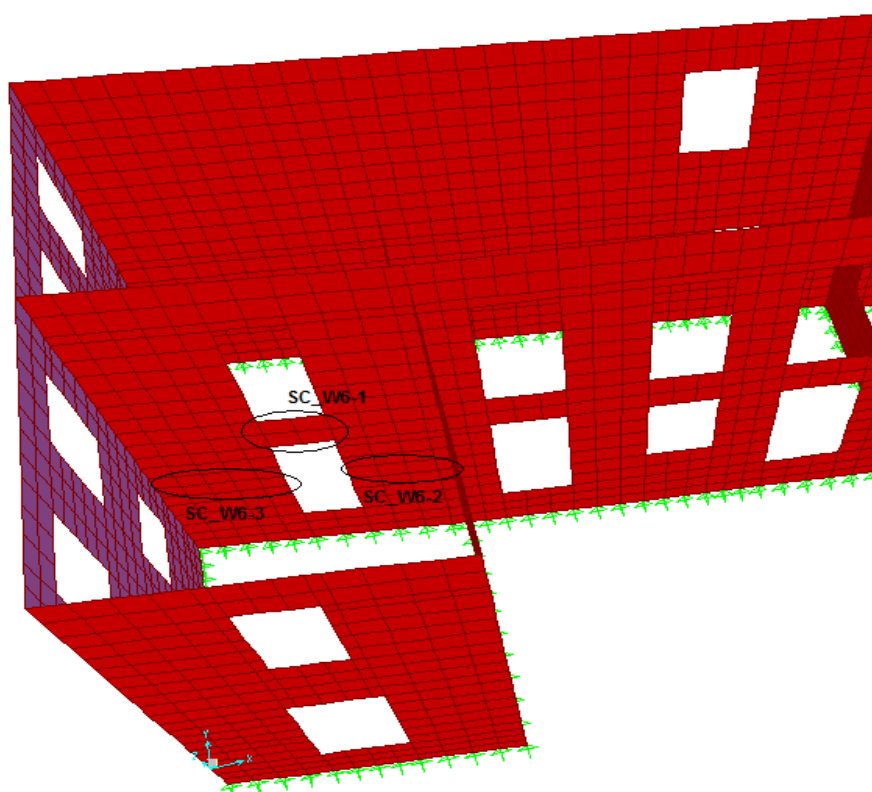
$$\gamma = e/l = M_s / N_s \cdot l$$

Τα δρώντα εντατικά μεγέθη που χρησιμοποιούνται στους πραγματοποιούμενους ελέγχους είναι η τέμνουσα V_s και η εντός επιπέδου ροπή M_s λόγω της οριζόντιας σεισμικής δράσης, καθώς και η κατακόρυφη θλιπτική δύναμη N_s για το συνδυασμό $1.0G+0.3Q$. Η ανάλυση του προσομοιώματος της κατασκευής για τις σεισμικές διεγέρσεις είναι δυναμική, οπότε για τα μεγέθη V_s και M_s προκύπτουν χρονοϊστορίες απόκρισης σε κάθε διατομή ελέγχου. Οι έλεγχοι επάρκειας γίνονται για τη μέγιστη κατ' απόλυτη τιμή της τέμνουσας V_s και για την ταυτόχρονη δρώσα ροπή M_s σε κάθε διατομή. Επισημαίνεται πως θα πρέπει επιπλέον να διερευνηθεί εάν είναι πιο κρίσιμο να γίνουν οι έλεγχοι με τη μέγιστη τιμή της ροπής και την ταυτόχρονη της τιμή για την τέμνουσα, καθώς η κατάσταση αυτή δίνει τη μέγιστη εκκεντρότητα.

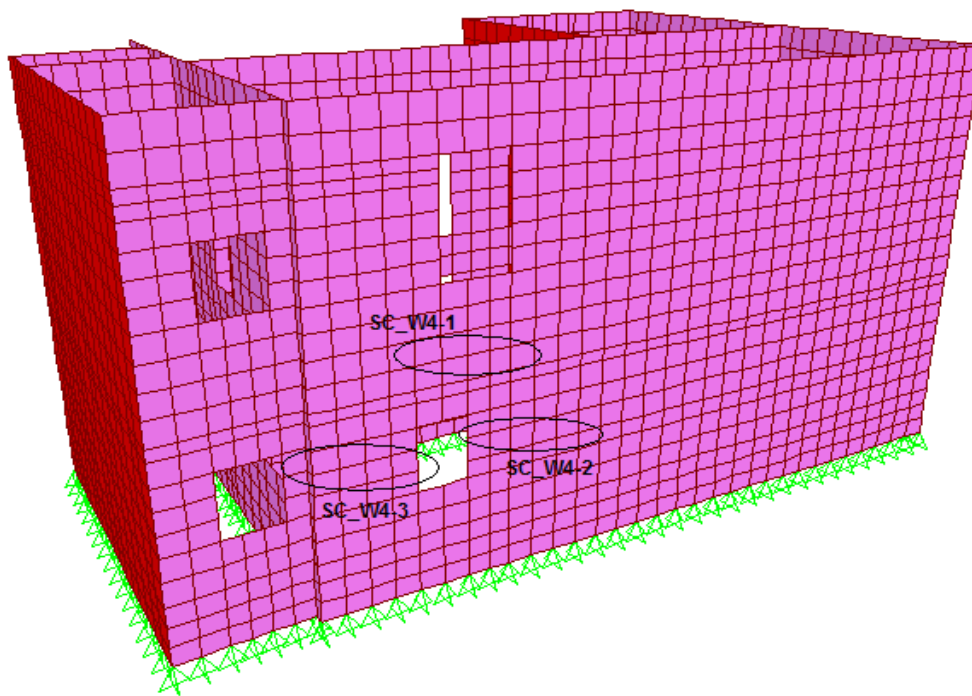
Οι έλεγχοι έναντι τέμνουσας πραγματοποιούνται τόσο στους πεσσούς όσο και στα υπέρθυρα/ποδιές των ανοιγμάτων στις διατομές εκείνες όπου προκύπτουν από τις αναλύσεις οι δυσμενέστερες τιμές των διατμητικών τάσεων. Οι διατομές αυτές εντοπίζονται στο μέσον του ύψους των πεσσών και των υπερθύρων/ποδιών, με τους ελέγχους των τελευταίων να είναι δυσμενέστεροι εξαιτίας των μεγαλύτερων εντατικών μεγεθών που παρατηρούνται στα υπέρθυρα, σε συνδυασμό με τις μικρές τιμές της (ευμενούς) κατακόρυφης θλιπτικής τάσης σε αυτές τις θέσεις. Στις εικ.8.2-8.4 παρακάτω δείχνονται όλες οι θέσεις ελέγχου έναντι τέμνουσας στον υπό εξέταση φορέα και παρατίθενται κατηγοριοποιημένες συνοπτικά στον πιν.8.1. Σημειώνεται ότι οι θέσεις αυτές εντοπίζονται στο ισόγειο και στη στάθμη του ορόφου καθώς οι διατμητικές τάσεις απομειώνονται καθ' ύψος.



Εικ. 8.2 : Διατομές ελέγχου έναντι τέμνουσας – Τοίχοι 2, 3.



Εικ. 8.3 : Διατομές ελέγχου έναντι τέμνουσας – Τοίχος 6.



Εικ. 8.4 : Διατομές ελέγχου έναντι τέμνουσας – Τοίχος 4.

Κατηγορία	Θέση ελέγχου	Τοίχος
Πεσσοί	SC_W2-2	2
	SC_W2-3	2
	SC_W3-3	3
	SC_W3-4	3
	SC_W4-2	4
	SC_W4-3	4
	SC_W6-2	6
	SC_W6-3	6
Υπέρθυρα	SC_W2-1	2
	SC_W3-1	3
	SC_W3-2	3
	SC_W4-1	4
	SC_W6-1	6
Ποδιές	SC_W3-5	3

Πιν. 8.1 : Κρίσιμες θέσεις ελέγχου φορέα έναντι τέμνουσας.

Τομή	Μήκος (m)	Ορθή θλ. δύναμη (kN)	Ορθή θλ. Τάση (kPa)
SCUT_W2-1	1,30	-32,59	-45,58
SCUT_W2-2	1,63	-168,36	-187,79
SCUT_W2-3	1,59	-167,02	-190,99
SCUT_W3-1	1,19	-18,84	-28,78
SCUT_W3-2	1,28	-18,65	-26,50
SCUT_W3-3	1,23	-139,51	-206,22
SCUT_W3-4	0,95	-113,74	-217,67
SCUT_W3-5	1,11	-57,35	-93,94
SCUT_W4-1	1,54	-77,02	-90,94
SCUT_W4-2	1,96	-179,91	-166,90
SCUT_W4-3	1,59	-159,23	-182,08
SCUT_W6-1	0,97	-18,62	-34,90
SCUT_W6-2	1,62	-147,86	-165,95
SCUT_W6-3	0,97	-193,78	-363,23

Πιν. 8.2 : Κατακόρυφες θλιπτικές τάσεις στις διατομές ελέγχου για το συνδυασμό 1.0G+1.0Q.

Από τον πιν.8.2 προκύπτει ότι η μέγιστη τιμή της κατακόρυφης θλιπτικής τάσης στις διατομές όπου γίνονται οι έλεγχοι σε τέμνουσα για το συνδυασμό 1.0G+1.0Q, εκφρασμένη σε ποσοστό % της θλιπτικής αντοχής f_{wc} της τοιχοποιίας, είναι : $363,23/3000 = 12\% < 20\%$, γεγονός που υποδηλώνει ότι ο αναμενόμενος τρόπος αστοχίας είναι η εμφάνιση διαγώνιας κλιμακωτής ρωγμής μέσα από τους αρμούς του κονιάματος.

8.2.2.2 Έλεγχοι έναντι κάμψης εκτός επιπέδου

Η εκτός επιπέδου κάμψη αποτελεί έναν επίσης κρίσιμο έλεγχο για τις τοιχοποιίες κατασκευών που υποβάλλονται σε σεισμό, ειδικά στις περιπτώσεις εκείνες όπου τα δάπεδα των ορόφων δεν είναι σε θέση να εξασφαλίσουν διαφραγματική λειτουργία, όπως συμβαίνει με πολλές παλαιές κατασκευές, είτε λόγω κακής ποιότητας κατασκευής είτε φθοράς τους με την πάροδο του χρόνου. Όπως αποδεικνύεται από τις αναλύσεις που έχουν διενεργηθεί, η θεώρηση διαφραγμάτων στις στάθμες των ορόφων βελτιώνει σε σημαντικό βαθμό τη συμπεριφορά των τοιχοποιιών σε εκτός επιπέδου κάμψη.

Οι έλεγχοι πραγματοποιούνται για εκτός επιπέδου ροπές τόσο ως προς οριζόντιο όσο και ως προς κατακόρυφο άξονα. Στην πρώτη περίπτωση, κρίσιμες θέσεις αποτελούν οι βάσεις των πεσσών στη στάθμη κάθε ορόφου όπου εμφανίζονται οι μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές, ενώ στην περίπτωση των ροπών περί κατακόρυφο άξονα κρίσιμες διατομές ελέγχου αποτελούν τα τμήματα στις κορυφές των πετασμάτων και περί το μέσον τους (λ.χ στις κορυφές των υπερθύρων στο μέσον του μήκους τους) αλλά και στις συμβολές των τοίχων (λ.χ γωνίες τοίχων ή και συμβολές εσωτερικών τοίχων).

(α) Εκτός επιπέδου κάμψη – Ροπές περί οριζόντιο άξονα

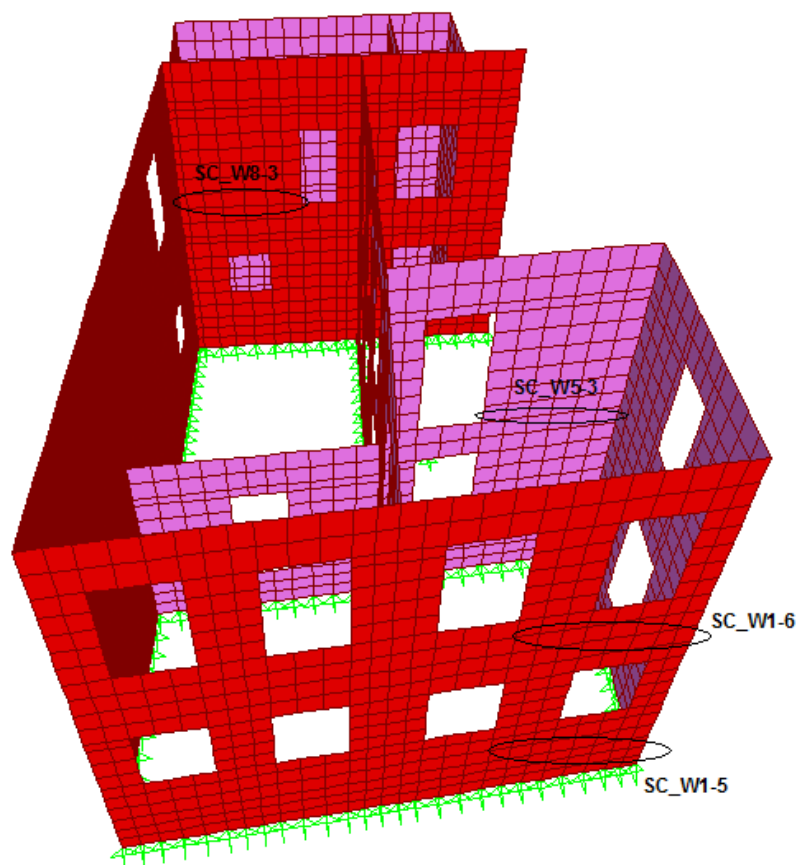
Για τους ελέγχους αυτούς, υπολογίζεται στη βάση κάθε πεσσού (στη στάθμη του ορόφου) η μέγιστη εφελκυστική κατακόρυφη δύναμη λόγω του σεισμού (E_x) και κατ' επέκταση η συνολική δρώσα δύναμη επί της διατομής για το σεισμικό συνδυασμό $1.0G+0.3Q+E_x$ (σημειώνεται ότι η δύναμη αυτή μπορεί να είναι είτε θλιπτική είτε εφελκυστική, με τη δεύτερη περίπτωση να συνεπάγεται απευθείας αστοχία της διατομής). Παράλληλα, λαμβάνεται η τιμή της ταυτόχρονης με την παραπάνω δύναμη εκτός επιπέδου ροπής $M_{1,s}$ από την χρονοϊστορία απόκρισης για κάθε διατομή ελέγχου. Στις περισσότερες περιπτώσεις, η τιμή αυτή της ροπής είναι και η μέγιστη κατ' απόλυτο, οπότε ο θεωρούμενος συνδυασμός είναι και ο δυσμενέστερος. Η ροπή αντοχής M_R υπολογίζεται από τη σχέση :

$$M_R = \frac{\sigma_0 \cdot l \cdot t_w^2}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{f_{wc}}\right) \quad (8.5)$$

Η παραπάνω σχέση για τη ροπή αντοχής M_R προκύπτει από την εφαρμογή ενός απλοποιημένου προσομοιώματος, το οποίο βασίζεται σε δύο παραδοχές · η πρώτη αφορά την εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας που θεωρείται ίση με το μηδέν (αν και στην πραγματικότητα ισούται με 120 kPa), ενώ επιπλέον θεωρείται ότι είναι δυνατή η πλαστικοποίηση της θλιβόμενης ζώνης οπότε το διάγραμμα των τάσεων είναι ορθογωνικό. Αν e είναι η εκκεντρότητα του κατακόρυφου φορτίου, τότε η αξονική δύναμη αστοχίας N_R υπολογίζεται από τη σχέση :

$$N_R = 2 \cdot \left(\frac{t_w}{2} - e\right) \cdot l \cdot f_{wc} \quad (8.6)$$

Η έκφραση της εξίσωσης (8.5) προκύπτει αντικαθιστώντας σε αυτήν την εκκεντρότητα $e = M_R/N_R$ και λύνοντας ως προς M_R . Ο έλεγχος επάρκειας συνίσταται στη σύγκριση των μεγεθών $M_{1,S}$ και M_R , εκφρασμένων ανά μέτρο μήκους της διατομής ελέγχου.



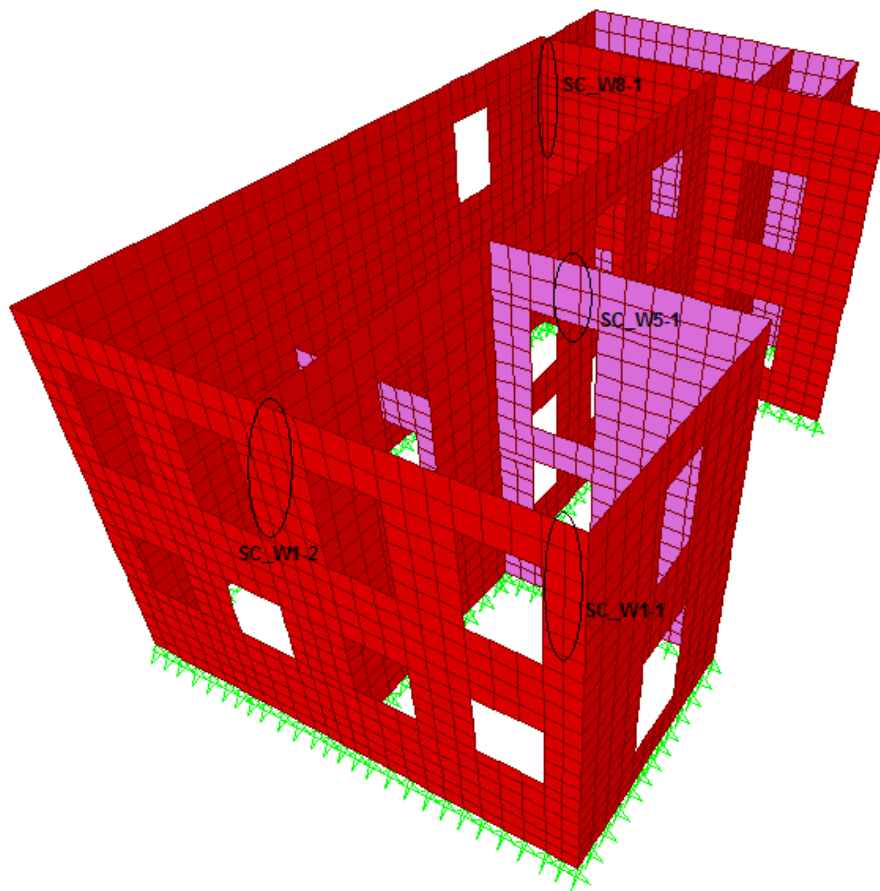
Εικ. 8.5 : Διατομές ελέγχου έναντι εκτός επιπέδου κάμψης – Ροπές ως προς οριζόντιο άξονα.

(β) Εκτός επιπέδου κάμψη – Ροπές περί κατακόρυφο άξονα

Σε κάθε διατομή ελέγχου σύμφωνα με τα όσα προαναφέρθηκαν, υπολογίζεται η μέγιστη τιμή της εκτός επιπέδου ροπής $M_{2,S}$ από την χρονοϊστορία απόκρισης για το συγκεκριμένο εντατικό μέγεθος. Γι'αυτή τη ροπή, υπολογίζεται βάσει των αρχών της Μηχανικής η εφελκυστική τάση στην ακραία εφελκυσόμενη ίνα και συγκρίνεται με την εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας :

$$\sigma_{wt} = \frac{M_{2,S}}{W} = \frac{6 \cdot M_{2,S}}{l \cdot t_w^2} \quad (8.7)$$

Σημειώνεται ότι παρόλο που η εφελκυστική αντοχή από κάμψη της τοιχοποιΐας είναι μεγαλύτερη από τις άλλες τιμές εφελκυστικής αντοχής, αποτελεί συντηρητική παραδοχή η θεώρηση της τιμής $f_{wt}=120 \text{ kPa}$ που είναι η τιμή της εφελκυστικής αντοχής κάθετα στους αρμούς κονιάματος, όπως αυτή προσδιορίστηκε από τη μελέτη διερεύνησης των υλικών δόμησης του κτιρίου Ι – Μ.Ε.Λ.Τ. Συνεπώς, συντηρητικά η σύγκριση της εφελκυστικής τάσης σ_{wt} γίνεται με την τιμή της $f_{wt}=120 \text{ kPa}$.



Εικ. 8.6 : Διατομές ελέγχου έναντι εκτός επιπέδου κάμψης – Ροπές ως προς κατακόρυφο άξονα.

8.3 Μεγέθη απόκρισης

Για την εξαγωγή συμπερασμάτων σχετικά με την επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στη συμπεριφορά της κατασκευής, εκτός από τους προαναφερθέντες ελέγχους επάρκειας, εξετάζονται μεγέθη απόκρισης όπως η (ολική) επιτάχυνση στον όροφο και στην κορυφή, η (σχετική) μετακίνηση της

κορυφής του κτιρίου ως προς τη στάθμη της μόνωσης και η σχετική μετακίνηση κορυφής-ορόφου (drift), καθώς και οι μετακινήσεις των εφεδράνων για καθεμία από τις σεισμικές διεγέρσεις που ελήφθησαν υπόψη.

8.3.1 Ολική επιτάχυνση ορόφου και κορυφής

Η επιτάχυνση της ανωδομής σχετίζεται άμεσα με τις αδρανειακές δυνάμεις που εισάγονται στην κατασκευή λόγω του σεισμού και ενδεχόμενη μείωσή τους μετά την εφαρμογή της μόνωσης συνεπάγεται και αντίστοιχη μείωση των δυνάμεων αυτών. Πρόκειται για τη συνολική επιτάχυνση $\ddot{u}^t(t)$, η οποία περιλαμβάνει την εδαφική επιτάχυνση $\ddot{u}_g(t)$, καθώς και την επιτάχυνση $\ddot{u}(t)$ που οφείλεται στη σχετική μετακίνηση της ανωδομής ως προς τη βάση της :

$$\ddot{u}^t(t) = \ddot{u}_g(t) + \ddot{u}(t) \quad (8.8)$$

Η επιτάχυνση $\ddot{u}^t(t)$ αναφέρεται στο SAP2000 ως *Abs accel* (Absolute acceleration).

Παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες απόκρισης των επιταχύνσεων του ορόφου και της κορυφής για τις περιπτώσεις της αρθρωμένης και της σεισμικά μονωμένης κατασκευής, καθώς και διαγράμματα όπου φαίνεται η καθ' ύψος μεταβολή των μέγιστων τιμών σε κάθε περίπτωση.

8.3.2 Μετακινήσεις ανωδομής και εφεδράνων

Η σχετική μετακίνηση (ή παραμόρφωση) της ανωδομής ως προς τη στάθμη της μόνωσης ενδιαφέρει για να διερευνηθεί το κατά πόσον η μόνωση στη βάση της κατασκευής συντελεί στη συμπεριφορά της τελευταίας ως - κατά προσέγγιση - στερεού σώματος, δηλαδή εάν όντως μειώνονται οι σχετικές μετακινήσεις (drifts) όπως θεωρητικά αναμένεται μετά την τοποθέτηση των εφεδράνων. Η σχετική αυτή μετακίνηση - που συμβολίζεται ως $u_{rel}(t)$ - υπολογίζεται από τη διαφορά των μετακινήσεων ανωδομής και εφεδράνων ως προς το έδαφος. Δηλαδή :

$$u_{rel}(t) = u(t) - u_b(t) \quad (8.9)$$

Οι μετακινήσεις $u(t)$, $u_b(t)$ αναφέρονται στο SAP2000 ως *Disp* (Displacement).

Επιπρόσθετα με τη μετακίνηση $u_{rel}(t)$, προσδιορίζονται και οι μετακινήσεις $u_b(t)$ των εφεδράνων για τις περιπτώσεις μόνωσης με εφέδρανα χαμηλής (LDRB) και υψηλής (HDRB) απόσβεσης. Ελέγχεται κατά πόσον οι μετακινήσεις αυτές είναι αποδεκτές βάσει των Οδηγιών Σεισμικής Μόνωσης (Ο.Σ.Μ) που απαιτούν η διατμητική παραμόρφωση $\varepsilon_{s,d}$ λόγω των οριζόντιων σεισμικών μετακινήσεων να μην υπερβαίνει την τιμή 2.0, ή ισοδύναμα η μετακίνηση $u_b(t)$ να είναι μικρότερη από το διπλάσιο του συνολικού πάχους t_e του ελαστομερούς :

$$\varepsilon_{s,d} = \frac{u_b(t)}{t_e} \leq 2,0 \rightarrow u_b(t) \leq 2 \cdot t_e \quad (8.10)$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΓΙΑ ΤΟ ΣΕΙΣΜΟ “IMPERIAL VALLEY, CA, USA (1979)”

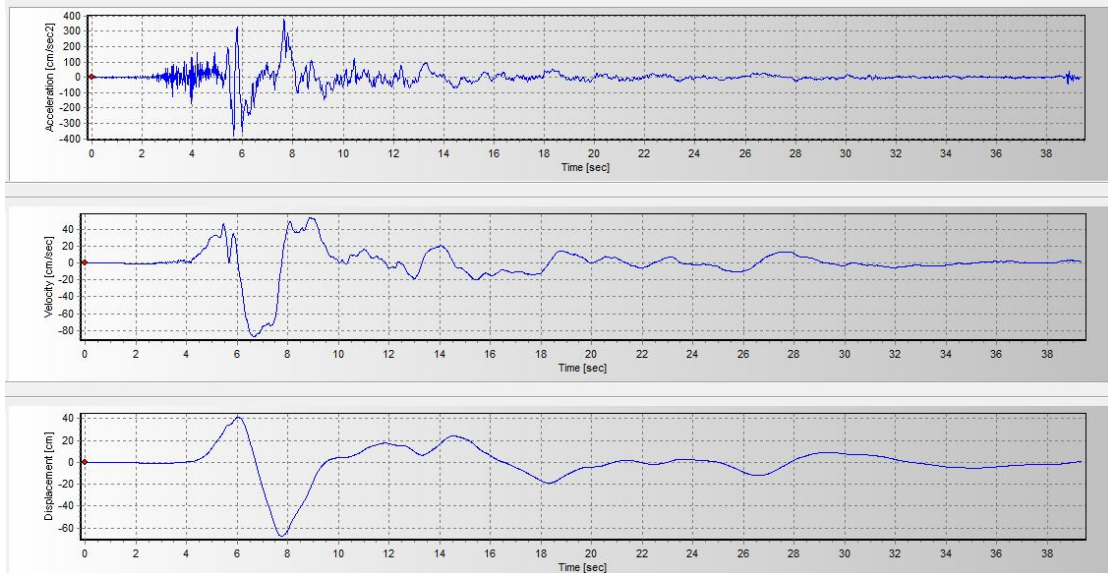
9.1 Γενικά

Στο παρόν κεφάλαιο εξετάζεται η συμπεριφορά του κτιρίου I – Μ.Ε.Λ.Τ έναντι τριών διεγέρσεων από το σεισμό του Imperial Valley στην Καλιφόρνια (15/10/1979) μεγέθους $M_w=6.4$, όπως αναφέρθηκε και στο Κεφάλαιο 6 σχετικά με τις διεγέρσεις στα πλαίσια της παρούσας εργασίας. Οι διεγέρσεις αυτές καλύπτουν και τους τρεις τύπους κατευθυντικότητας. Για καθεμία από αυτές, υπολογίζονται τα μεγέθη απόκρισης σύμφωνα με την παράγραφο 8.3 και πραγματοποιούνται οι αναφερόμενοι έλεγχοι επάρκειας της παραγράφου 8.2.2. Επισημαίνεται ότι για κάθε διέγερση αυτού του κεφαλαίου, αλλά και όλων των επόμενων, ελήφθη υπόψη μόνο μια εκ των δύο οριζόντιων συνιστωσών, κατά κανόνα η δυσμενέστερη, ωστόσο για λόγους συντομίας η αναφορά μας γίνεται παραλείποντας τον τριψήφιο αριθμό που υποδηλώνει τη διεύθυνση της συνιστώσας (λ.χ για τη διέγερση E05 έχει ληφθεί η συνιστώσα E05-230, αλλά την αναφέρουμε συνοπτικά ως E05).

9.2 EI Centro Array 5, James Rd (E05) (Συνιστώσα E05-230-1)

Forward directivity

9.2.1 Χρονοϊστορίες – E05

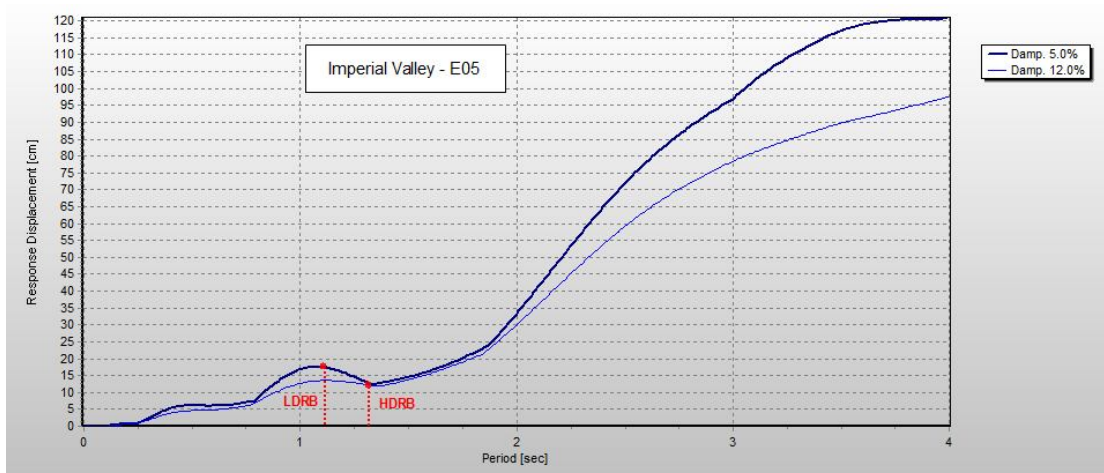
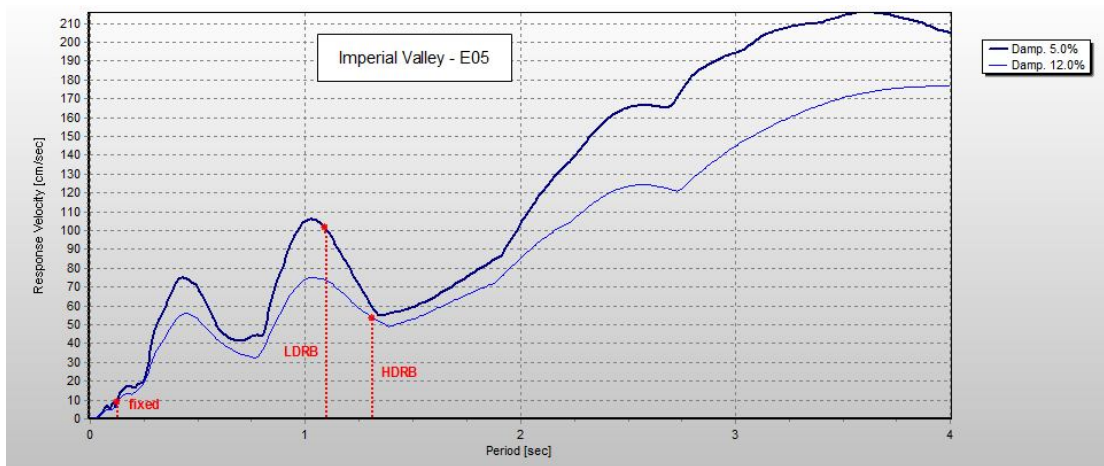
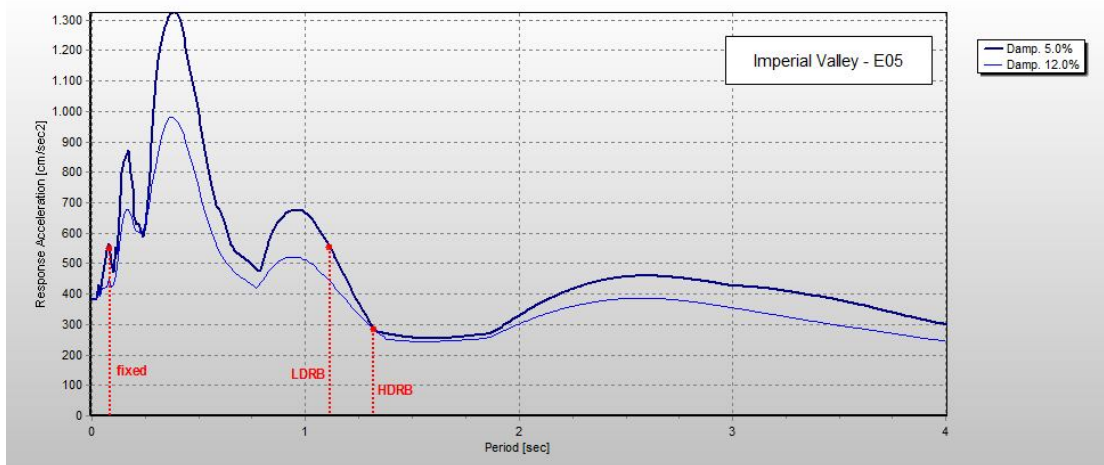


Εικ. 9.2.1 : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετακίνησης – Σεισμός Imperial Valley, E05.

Παράμετροι εδαφικής κίνησης

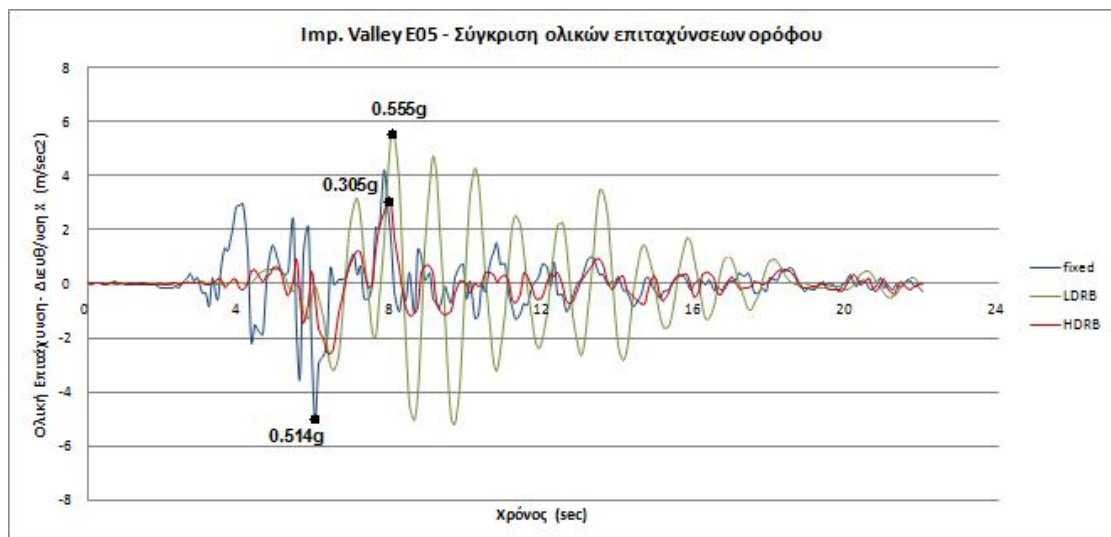
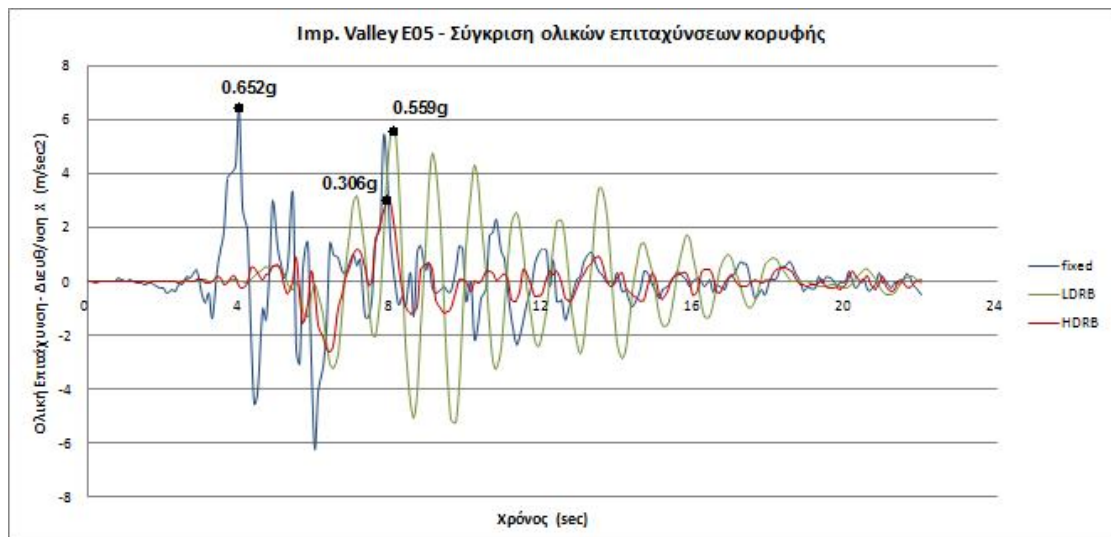
- **Μέγιστη επιτάχυνση :** $a_{g,max}=382.16 \text{ cm/sec}^2$
- **Μέγιστη ταχύτητα :** $v_{g,max}=87.30 \text{ cm/sec}$
- **Μέγιστη μετακίνηση :** $u_{g,max}=67.39 \text{ cm}$

9.2.2 Φάσματα απόκρισης – E05



Εικ. 9.2.2 : Ελαστικά φάσματα απόκρισης επιταχύνσεων, ταχυτήτων και μετακινήσεων – Σεισμός Imperial Valley, E05. Ποσοστά απόσβεσης $\zeta=5\%$, 12% .

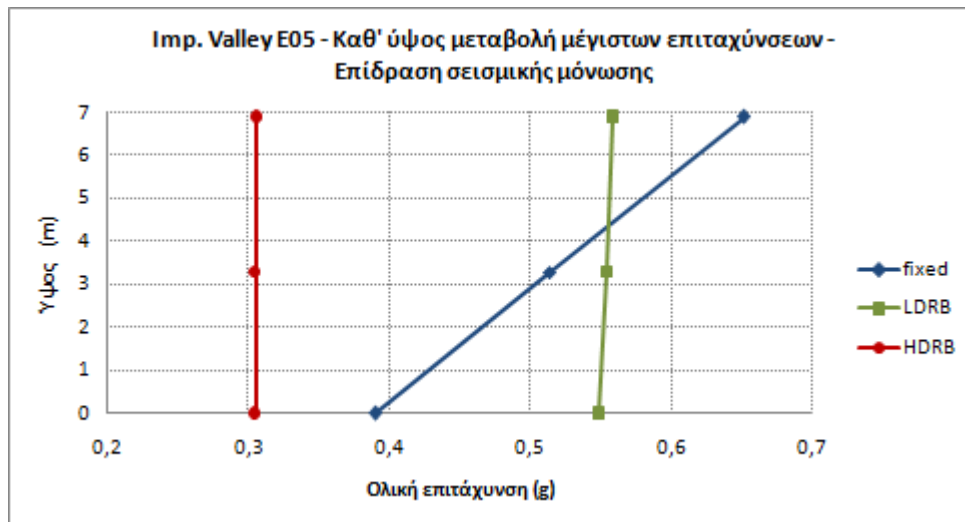
9.2.3 Επιταχύνσεις ανωδομής – E05



Εικ. 9.2.3 : Χρονοϊστορίες ολικών επιταχύνσεων κορυφής και ορόφου – Επίδραση μόνωσης Σεισμός Imperial Valley, E05.

Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση (g)	Επιτάχυνση Κορυφής (g)			Επιτάχυνση Ορόφου (g)		
	Αρθρωμένη Βάση	Βάση με εφέδρανα LDRB	Βάση με εφέδρανα HDRB	Αρθρωμένη Βάση	Βάση με εφέδρανα LDRB	Βάση με εφέδρανα HDRB
0.390	0.652	0.559	0.306	0.514	0.555	0.305

Πιν. 9.2.1 : Μέγιστες επιταχύνσεις κορυφής και ορόφου - Σεισμός Imperial Valley, E05.



Εικ. 9.2.4 : Μεταβολή καθ' ύψος των μέγιστων επιταχύνσεων - Επίδραση μόνωσης Σεισμός Imperial Valley, E05.

Από τα αποτελέσματα που λαμβάνουμε για τις επιταχύνσεις της ανωδομής συμπεραίνουμε ότι η μείωση της απόκρισης παρατηρείται μόνο για την περίπτωση των εφεδράνων υψηλής απόσβεσης HDRB, τόσο στην κορυφή όσο και στον όροφο. Η μόνωση βάσης με τα εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης LDRB δεν φαίνεται να δρά ιδιαίτερος ευνοϊκά, καθώς παρ' όλο που μειώνει την επιτάχυνση στην κορυφή από 0.652g σε 0.559g, εντούτοις αυξάνει λίγο τις επιταχύνσεις στη στάθμη του ορόφου. Η διαπίστωση αυτή επαληθεύεται και από το φάσμα απόκρισης των επιταχύνσεων για $\zeta=5\%$ (εικ. 9.2.2), το οποίο εμφανίζει αυξημένες τιμές στο εύρος περιόδων 0.8-1.1 sec όπου εμπίπτει και η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της μονωμένης με LDRB εφέδρανα κατασκευής ($T=1.11$ sec). Αντίθετα, με τα εφέδρανα HDRB η ιδιοπερίοδος της κατασκευής μετατίθεται ακόμα πιο δεξιά στον φθίνοντα κλάδο του φάσματος απόκρισης και σε συνδυασμό με την αυξημένη απόσβεση ($\zeta=12\%$) οδηγεί σε μειωμένες επιταχύνσεις. Τέλος, αξίζει να παρατηρήσουμε από τη χρονοϊστορία απόκρισης των επιταχύνσεων ότι για την κατασκευή με εφέδρανα LDRB η απόκριση είναι με καλή προσέγγιση περιοδική με περίοδο ίση με αυτή του συστήματος μόνωσης ($T_b=1.09$ sec), η οποία προκύπτει ως εξής :

$$T_b = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m}{K_b}} \quad (9.1)$$

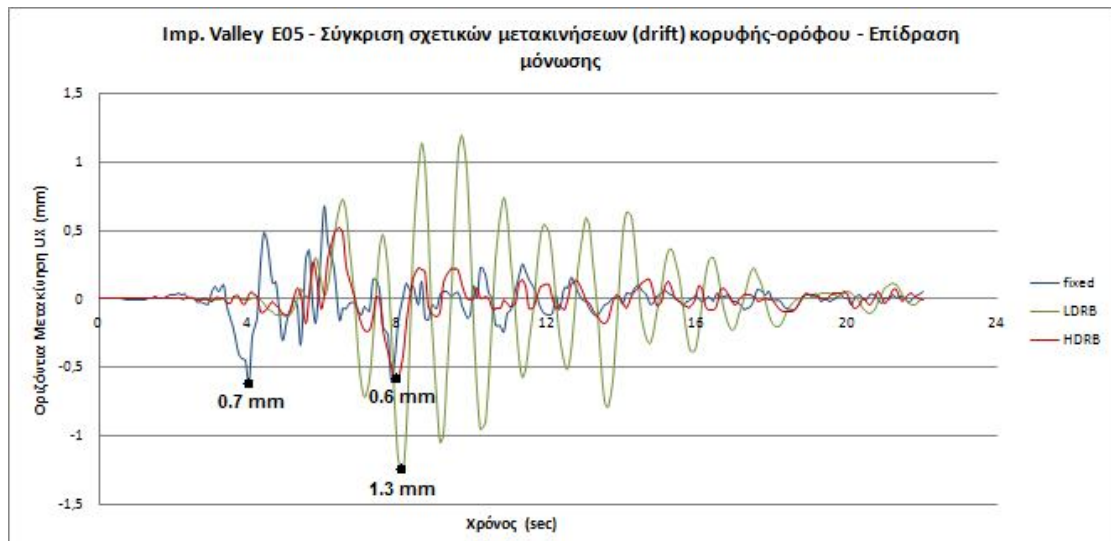
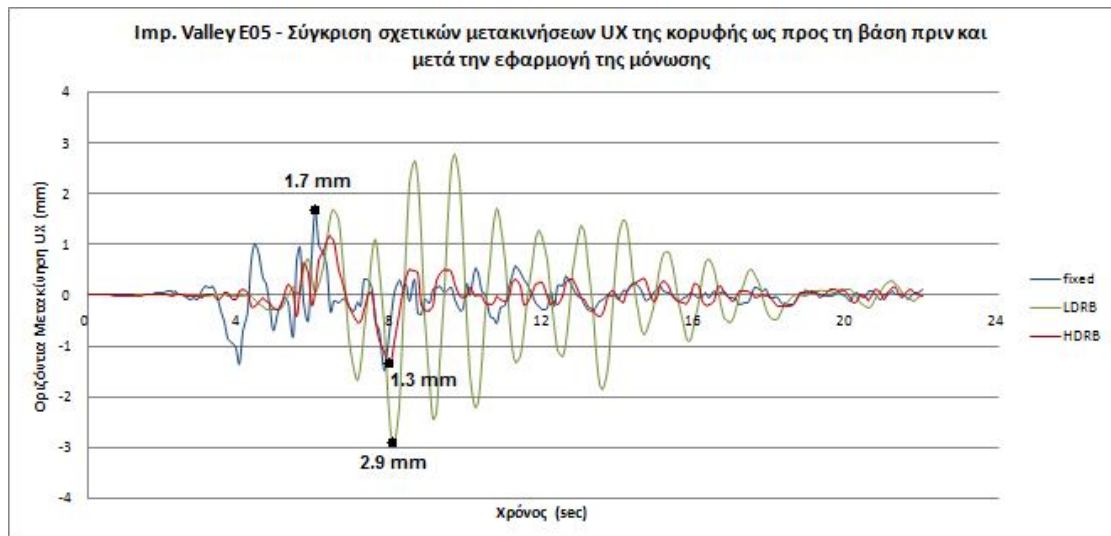
όπου m είναι η μάζα της ανωδομής για το σεισμικό συνδυασμό $1.0G+0.30Q$ και K_b η συνολική δυσκαμψία του συστήματος μόνωσης :

$$m = \frac{W_{G+0.3Q}}{g} = \frac{5595}{9,81} = 570 \text{ } Mgr$$

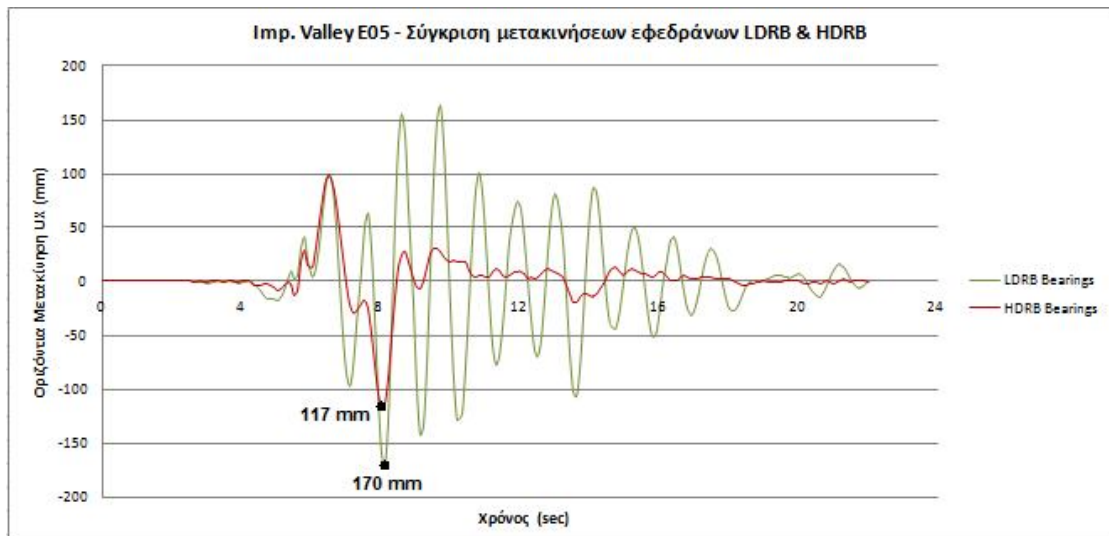
$$K_b = 15 \cdot 1182,97 + 2 \cdot 613,59 = 18972 \text{ } kN/m , \text{ συνεπώς :}$$

$$T_b = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m}{K_b}} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{570}{18972}} = 1,09 \text{ } sec$$

9.2.4 Μετακινήσεις ανωδομής και εφεδράνων – E05



Εικ. 9.2.5 : Χρονοϊστορίες σχετικών μετακινήσεων κορυφής ως προς το σύστημα μόνωσης και drift κορυφής-ορόφου – Επίδραση μόνωσης. Σεισμός Imperial Valley, E05.



Εικ. 9.2.6 : Χρονοϊστορίες μετακινήσεων εφεδράνων LDRB και HDRB – Σεισμός Imperial Valley, E05.

Από τις χρονοϊστορίες απόκρισης της εικ.9.2.5 συμπεραίνουμε καταρχήν ότι για την αρχική αρθρωμένη κατασκευή οι προκύπτουσες μετακινήσεις της κορυφής της ανωδομής είναι αρκετά μικρές, της τάξης των μερικών χιλιοστών του μέτρου, γεγονός που αποδίδεται στην μεγάλη της δυσκαμψία ως διώροφης λιθοδομής (η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του αρχικού φορέα είναι μόλις $T=0.11$ sec). Βάσει αυτού, η αναμενόμενη επίδραση της μόνωσης στη μείωση των μετακινήσεων της κορυφής και των σχετικών μετακινήσεων (drifts) κορυφής-ορόφου κάνοντας την ανωδομή να αποκρίνεται σχεδόν σαν άκαμπτο στερεό σώμα (βλ. παρ.2.2, σελ...) δεν είναι δυνατόν να προκύψει με ξεκάθαρο και εμφανή τρόπο, όπως θα μπορούσε να συμβεί στην περίπτωση μιας πιο εύκαμπτης κατασκευής (π.χ ενός πλαισιακού φορέα από Ω/Σ και περισσοτέρων ορόφων). Η παραπάνω διαπίστωση αφορά το σύνολο των σεισμικών διεγέρσεων που λαμβάνονται υπόψη στα πλαίσια της παρούσας εργασίας, συνεπώς η επιρροή της μόνωσης βάσης επικεντρώνεται κυρίως στη συσχέτιση των μετακινήσεων του μονωμένου φορέα και της θεμελιώδους περιόδου του με τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά των καταγραφών κοντινού πεδίου (συχνοτικό περιεχόμενο καταγραφής, περίοδοι δεσπόζοντων παλμών ταχυτήτων και μετακινήσεων).

Για την καταγραφή E05 προκύπτει ότι η μόνωση με LDRB προκαλεί αύξηση των μετακινήσεων περίπου στο διπλάσιο (από 1.7 mm σε 2.9 mm), αν και αυτές εξακολουθούν να παραμένουν πολύ μικρές. Η αύξηση αυτή αποδίδεται στο γεγονός ότι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής με LDRB ($T=1.11$ sec) είναι πολύ

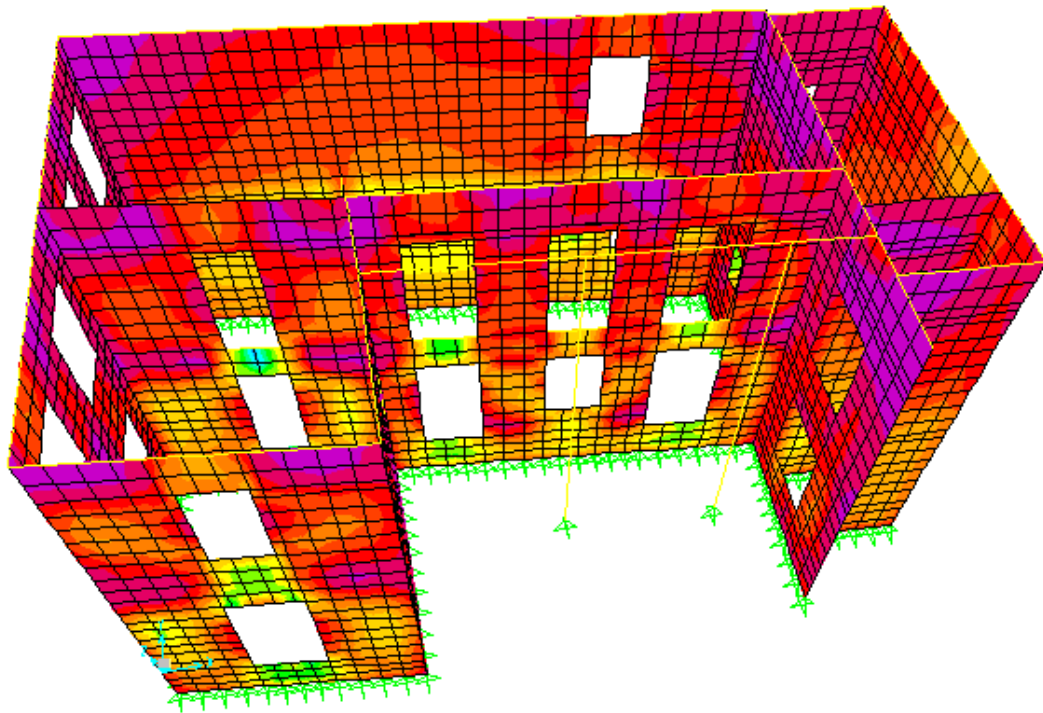
κοντά στην περίοδο ενός εκ των σημαντικών παλμών της συγκεκριμένης καταγραφής – όπως αναφέρεται στο αντίστοιχο κεφάλαιο με τα χαρακτηριστικά των διεγέρσεων - (βλ. παρ.6.3.1, σελ. 19), οπότε ενισχύεται η απόκρισή της σε όρους μετακινήσεων. Από την άλλη πλευρά, παρατηρούμε ότι στην περίπτωση των εφεδράνων HDRB οι σχετικές μετακινήσεις μειώνονται ελαφρώς (από 1.7 mm σε 1.3 mm), γεγονός που πιθανότατα οφείλεται στην ανελαστική συμπεριφορά των συγκεκριμένων εφεδράνων και στην υψηλότερή τους απόσβεση. Ανάλογα συμπεράσματα προκύπτουν και για τη σχετική μετακίνηση (drift) κορυφής-ορόφου όπου μετά τη μόνωση με LDRB αυξάνεται στο 1.3 mm από τα 0.7 mm, ενώ με τα εφέδρανα HDRB μειώνεται ελαφρά στα 0.6 mm. Τα drifts αυτά ωστόσο έχουν πολύ μικρή τιμή ώστε να μπορέσουν να καταστούν επικίνδυνα για την επάρκεια της λιθοδομής. Σημειώνεται, τέλος ότι σε αντιστοιχία με τις επιταχύνσεις, η απόκριση σε όρους σχετικών μετακινήσεων της μονωμένης με εφέδρανα LDRB κατασκευής είναι περιοδική με περίοδο ίση με την περίοδο του συστήματος μόνωσης ($T_b=1.09$ sec).

Σχετικά με τις μετακινήσεις των εφεδράνων, παρατηρούμε ότι τα εφέδρανα HDRB λόγω της υψηλότερης τους απόσβεσης εμφανίζουν μετακινήσεις κατά 50% περίπου μικρότερες σε σχέση με τα LDRB (8.4 cm αντί των 17 cm). Πάντως, και στις δύο περιπτώσεις, οι αναπτυσσόμενες μετακινήσεις είναι αποδεκτές δεδομένου ότι είναι μικρότερες από το διπλάσιο του συνολικού πάχους του ελαστομερούς :

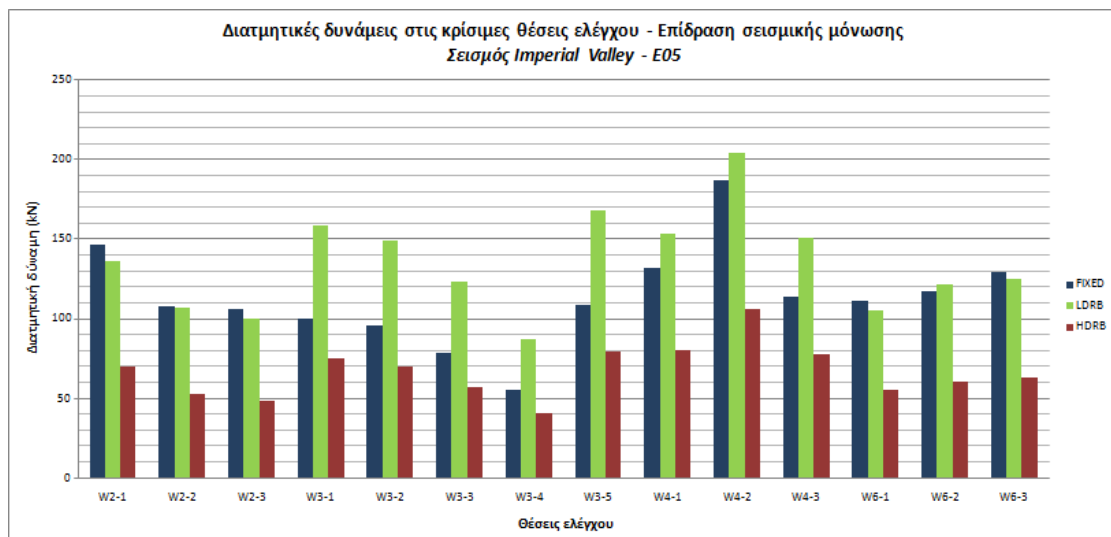
$$maxu_b = 17 \text{ cm} < 2 \cdot t_e = 2 \cdot 12 = 24 \text{ cm}$$

9.2.5 Έλεγχοι διάτμησης – E05

Στην εικ.9.2.7 φαίνεται η κατανομή των μέγιστων διατμητικών τάσεων των δύο παρειών της τοιχοποιΐας απ' όπου συμπεραίνουμε ότι οι μέγιστες τιμές αυτών εντοπίζονται στις 14 θέσεις ελέγχου που συνοψίζονται στον πίν.8.1.



Εικ. 9.2.7 : Ενδεικτική κατανομή μέγιστων διατμητικών τάσεων – Περίπτωση αρθρωμένου φορέα. Σεισμός Imperial Valley – E05.



Εικ. 9.2.8 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στις μέγιστες τέμνουσες των θέσεων ελέγχου – Σεισμός Imperial Valley, E05.

Όπως προκύπτει από την εικ.9.2.8, η μόνωση της κατασκευής με τα LDRB εφέδρανα δεν προκύπτει να έχει ευμενή αποτελέσματα όσον αφορά τις τέμνουσες δυνάμεις που δρούν στους πεσσούς και στα υπέρθυρα. Ειδικά για τις θέσεις των τοίχων 3 και 4 παρατηρούμε ότι οι τέμνουσες αυξάνονται, ενώ για τους τοίχους 2 και 6 η μείωση των τεμνουσών είναι πολύ μικρή. Στα υπέρθυρα, που αστοχούν για την αρθρωμένη κατασκευή, η μόνωση με LDRB δε συντελεί στην επάρκειά τους καθώς οι δρώσες τέμνουσες (αυξημένες ή ελαφρά μειωμένες σε σχέση με τον αρθρωμένο φορέα) είναι αρκετά μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες αντοχές. Σχετικά με τους πεσσούς, όσοι επαρκούσαν πριν τη μόνωση εξακολουθούν να επαρκούν και μετά την εφαρμογή των εφεδράνων LDRB, με εξαίρεση τον W4-3 στον οποίο αυξάνεται η δρώσα τέμνουσα με τα LDRB και αστοχεί. Αντίθετα, η μόνωση με τα εφέδρανα HDRB οδηγεί σε μείωση των τεμνουσών αφενός κι αφετέρου σε μείωση της ανηγμένης εκκεντρότητας γ κάτω από την τιμή 1/6 (άρα σε αύξηση της αντοχής) με συνέπεια τα υπέρθυρα που αστοχούσαν πριν τη μόνωση (αλλά και μετά τη μόνωση με LDRB) να είναι πλέον επαρκή. Στον ακόλουθο πίνακα συνοψίζονται τα παραπάνω αποτελέσματα.

Κατηγορία	Θέση ελέγχου	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB	Βάση με HDRB
Πεσσοί	SC_W2-2	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W2-3	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W3-3	Επάρκεια	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W3-4	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W4-2	Αστοχία	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W4-3	Επάρκεια	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W6-2	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
Υπέρθυρα	SC_W6-3	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W2-1	Αστοχία	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W3-1	Αστοχία	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W3-2	Αστοχία	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W4-1	Αστοχία	Αστοχία	Επάρκεια
Ποδιές	SC_W6-1	Αστοχία	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W3-5	Αστοχία	Αστοχία	Αστοχία

Πιν. 9.2.2 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στην επάρκεια έναντι τέμνουσας – Σεισμός Imperial Valley, E05.

Παρακάτω παρουσιάζονται οι υπολογισμοί σε μερικές χαρακτηριστικές θέσεις όπου αποδεικνύονται τα όσα αναφέρθηκαν στην προηγούμενη παράγραφο. Αναλυτικοί υπολογισμοί παρατίθενται στον αντίστοιχο πίνακα του παραρτήματος Α.

Παράδειγμα 1^ο :

Πεσσός W3-3 : Διατομή που αρχικά επαρκούσε, μετά τη μόνωση με εφέδρανα LDRB αστοχεί.

Μήκος διατομής $l=1.23$ m

	<u>Αρθρωμένη βάση</u>	<u>Βάση με LDRB</u>
Δρώσα τέμνουσα :	$F1=78.54$ kN	$F1=123$ kN
Δρώσα ροπή :	$M2=7.03$ kNm	$M2=9.16$ kNm
Ανηγγμ. εκκεντρ :	$\gamma=0.047 < 1/6$	$\gamma=0.058 < 1/6$
Θλιβόμενο μήκος :	$l_c=l=1.23$ m	$l_c=l=1.23$ m
Ορθή θλιπτ. τάση :	$\sigma_0=181.36$ kPa	$\sigma_0=181.36$ kPa
Τάση αντοχής :	$f_{vk}=172.55$ kPa	$f_{vk}=172.55$ kPa
Τέμνουσα αντοχής :	$V_R=116.65$ kN	$V_R=116.65$ kN

Παράδειγμα 2^ο :

Υπέρθυρο W2-1 : Διατομή που αρχικά αστοχούσε, μετά τη μόνωση με εφέδρανα HDRB επαρκεί με παράλληλη αύξηση και της τέμνουσας αντοχής.

Μήκος διατομής $l=1.30$ m

	<u>Αρθρωμένη βάση</u>	<u>Βάση με HDRB</u>
Δρώσα τέμνουσα :	$F1=146.80$ kN	$F1=69.71$ kN
Δρώσα ροπή :	$M2=9.28$ kNm	$M2=5.03$ kNm
Ανηγγμ. εκκεντρ :	$\gamma=0.264 > 1/6$	$\gamma=0.119 < 1/6$
Θλιβόμενο μήκος :	$l_c=0.92$ m	$l_c=l=1.30$ m
Ορθή θλιπτ. τάση :	$\sigma_0=53.27$ kPa	$\sigma_0=45.36$ kPa

Τάση αντοχής :	$f_{vk}=121.31 \text{ kPa}$	$f_{vk}=118.15 \text{ kPa}$
Τέμνουσα αντοχής :	$V_R=61.41 \text{ kN}$	$V_R=84.59 \text{ kN}$

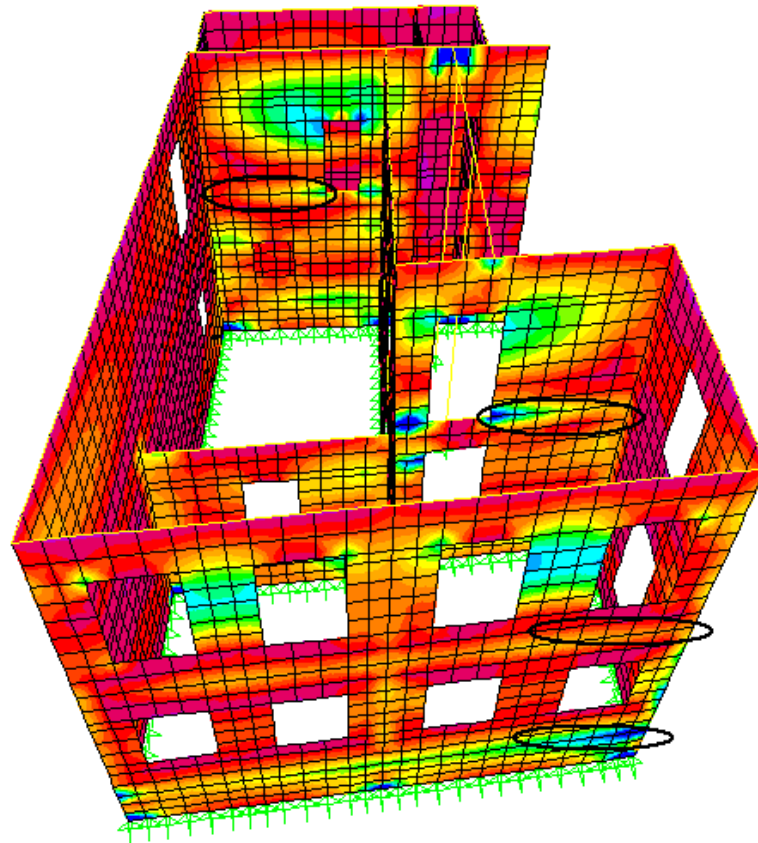
Σημείωση :

Οι έλεγχοι επάρκειας σε τέμνουσα πραγματοποιούνται για τη μέγιστη τιμή της τέμνουσας δύναμης $V_S=F1$ και την ταυτόχρονη της τιμή για την εντός επιπέδου ροπή $M_S=M2$. Μια δεύτερη περίπτωση που ενδέχεται να είναι επίσης κρίσιμη, περιλαμβάνει τη θεώρηση της μέγιστης τιμής της ροπής και την ταυτόχρονη της τιμή για την τέμνουσα, καθώς η κατάσταση αυτή θα έδινε τη μέγιστη εκκεντρότητα. Από διερεύνηση των χρονοϊστοριών απόκρισης και των δύο παραπάνω μεγεθών προέκυψε ότι οι μέγιστες τιμές τους εμφανίζονται ταυτόχρονα, δίνοντας έτσι τη δυνατότητα της ορθούς επιλογής μόνο της περίπτωσης $\max F1, M2$.

9.2.6 Έλεγχοι εκτός επιπέδου κάμψης – E05

(α) Ροπές περί οριζόντιο άξονα

Στην εικ.9.2.9 φαίνεται η κατανομή των μέγιστων ροπών εκτός επιπέδου ως προς τον οριζόντιο άξονα στις 4 κρίσιμες θέσεις ελέγχου που φαίνονται στην εικ. 8.5.



Εικ. 9.2.9 : Ενδεικτική κατανομή μέγιστων εκτός επιπέδου ροπών ως προς τον οριζόντιο άξονα – Περίπτωση αρθρωμένου φορέα.



Εικ. 9.2.10 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές περί οριζόντιο άξονα των θέσεων ελέγχου - Σεισμός Imperial Valley, E05.

Θέση ελέγχου	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB	Βάση με HDRB
SC_W1-5	Αστοχία	Επάρκεια	Επάρκεια
SC_W1-6	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
SC_W5-3	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
SC_W8-3	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια

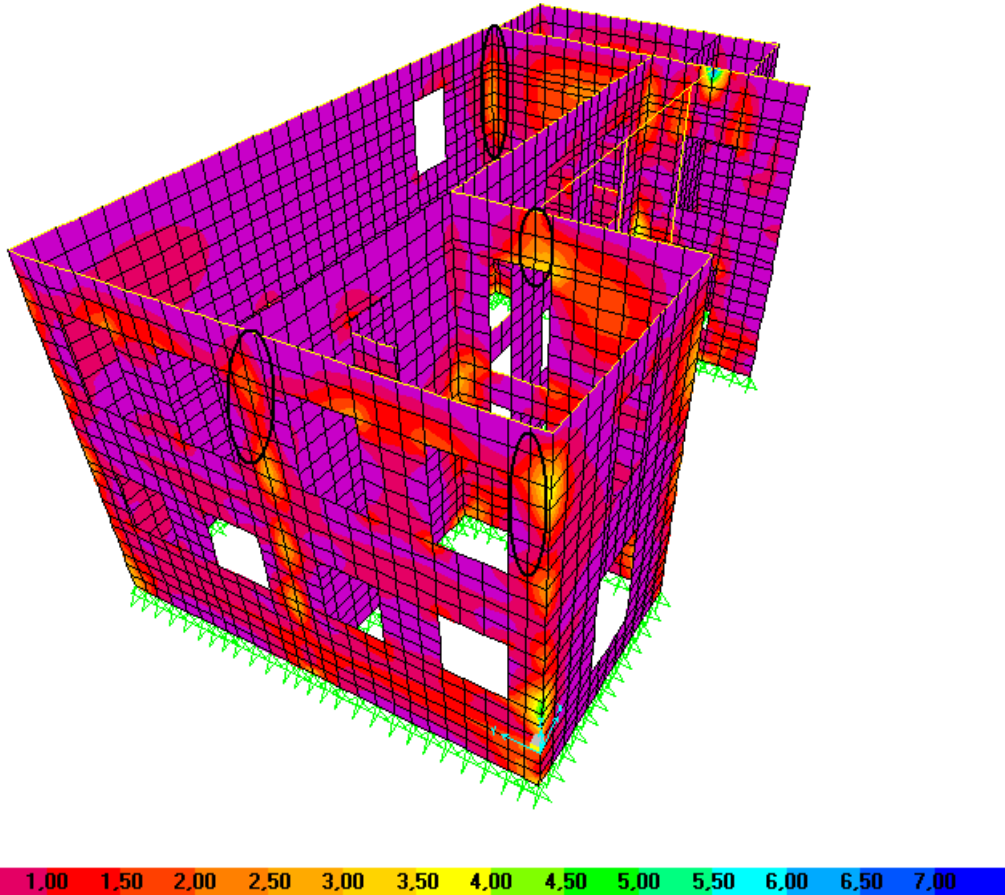
Πιν.9.2.3 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στην επάρκεια έναντι εκτός επιπέδου κάμψης ως προς οριζόντιο άξονα – Σεισμός Imperial Valley, E05.

Θέση ελέγχου	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB	Βάση με HDRB
SC_W1-5	$N_z = -15.91 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -10.41 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 1.57 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 7.30 \text{ kNm/m}$	$N_z = -67.80 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -44.34 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 6.61 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 6.55 \text{ kNm/m}$	$N_z = -132.83 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -86.87 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 12.76 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 3.09 \text{ kNm/m}$
SC_W1-6	$N_z = -65.19 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -42.64 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 6.36 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 3.09 \text{ kNm/m}$	$N_z = -80.51 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -52.66 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 7.82 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 3.46 \text{ kNm/m}$	$N_z = -93.76 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -61.32 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 9.09 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 1.94 \text{ kNm/m}$
SC_W5-3	$N_z = -75.76 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -53.39 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 7.93 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 3.28 \text{ kNm/m}$	$N_z = -97.19 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -68.49 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 10.12 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 4.48 \text{ kNm/m}$	$N_z = -109.52 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -77.18 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 11.37 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 2.71 \text{ kNm/m}$
SC_W8-3	$N_z = -100.47 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -64.39 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 9.53 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 2.63 \text{ kNm/m}$	$N_z = -86.99 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -55.75 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 8.28 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 4.49 \text{ kNm/m}$	$N_z = -105.95 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -67.90 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 10.04 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 2.62 \text{ kNm/m}$

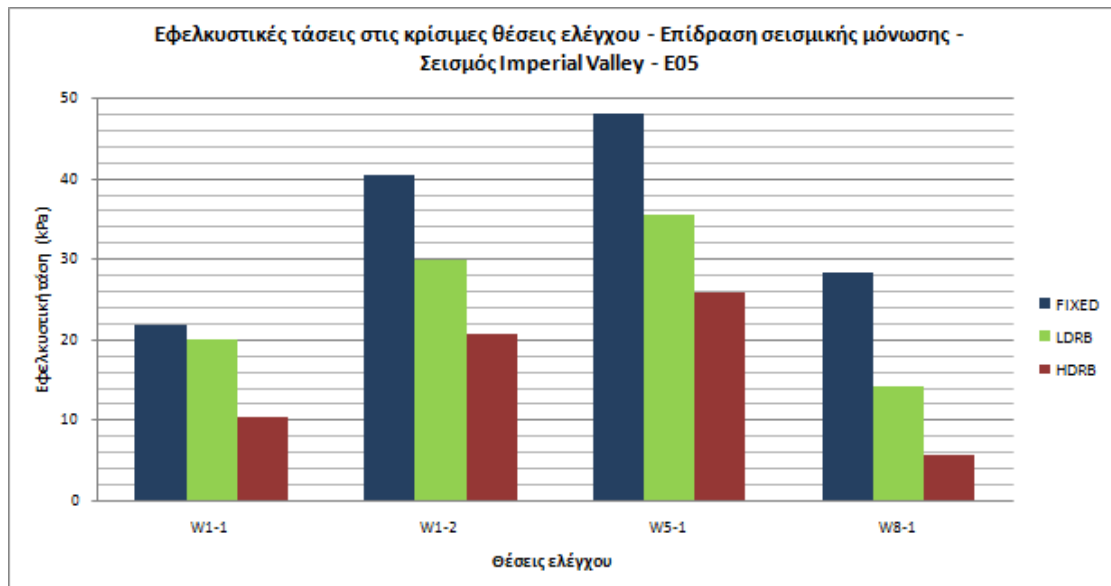
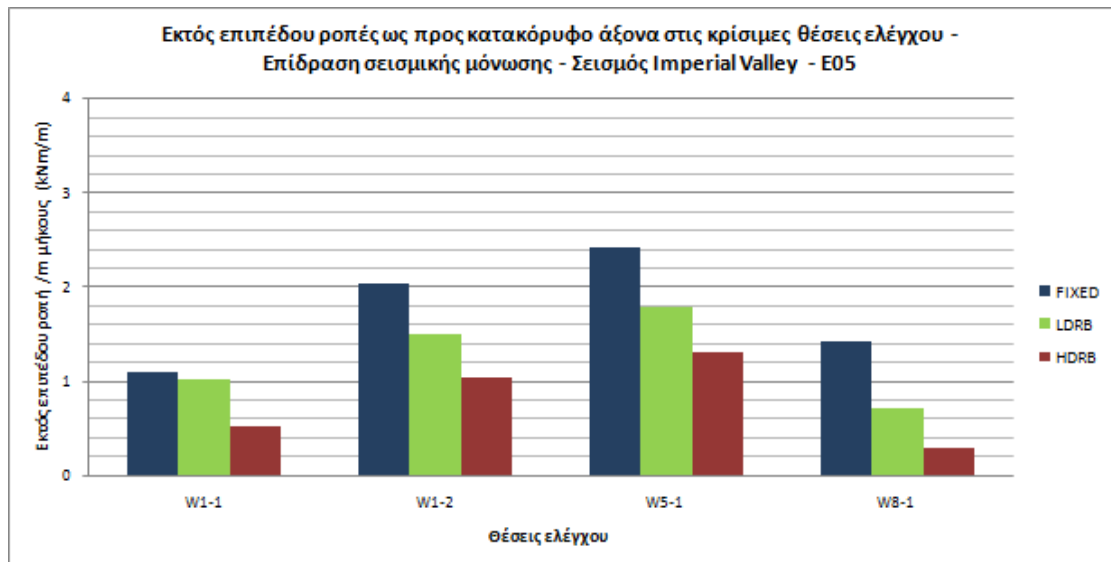
Πιν.9.2.4 : Υπολογισμοί της δρώσας εκτός επιπέδου ροπής $M_{1,s}$ και της ροπής αντοχής M_R στις διατομές ελέγχου. Επίδραση σεισμικής μόνωσης – Σεισμός Imperial Valley, E05.

(β) Ροπές περί κατακόρυφο άξονα

Στην εικ. 9.2.11 φαίνεται η κατανομή των μέγιστων ροπών εκτός επιπέδου ως προς τον κατακόρυφο άξονα στις 4 κρίσιμες θέσεις ελέγχου που φαίνονται στην εικ.8.6.



Εικ. 9.2.11 : Ενδεικτική κατανομή μέγιστων εκτός επιπέδου ροπών ως προς τον κατακόρυφο άξονα – Περίπτωση αρθρωμένου φορέα.



Εικ. 9.2.12 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές και τις συνεπαγόμενες εφελκυστικές τάσεις των θέσεων ελέγχου - Σεισμός Imperial Valley, E05.

Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων που παρατίθενται στην εικόνα 9.2.12 προκύπτει ότι η σεισμική μόνωση βάσης δρά γενικά ευμενώς όσον αφορά την ένταση που οφείλεται στην εκτός επιπέδου κάμψη. Οι μέγιστες ροπές και οι συνεπαγόμενες εφελκυστικές τάσεις στις ακραίες εφελκυσόμενες ίνες των διατομών ελέγχου μειώνονται, ειδικά στην περίπτωση μόνωσης με εφέδρανα HDRB. Παρ' όλα αυτά, αποδεικνύεται η επάρκεια του φορέα έναντι εκτός επιπέδου κάμψης ακόμα και για την αρθρωμένη κατάσταση, καθώς οι τάσεις προκύπτουν μικρότερες από την εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας ($f_{wt}=120 \text{ kPa}$). Καθοριστική φαίνεται να είναι

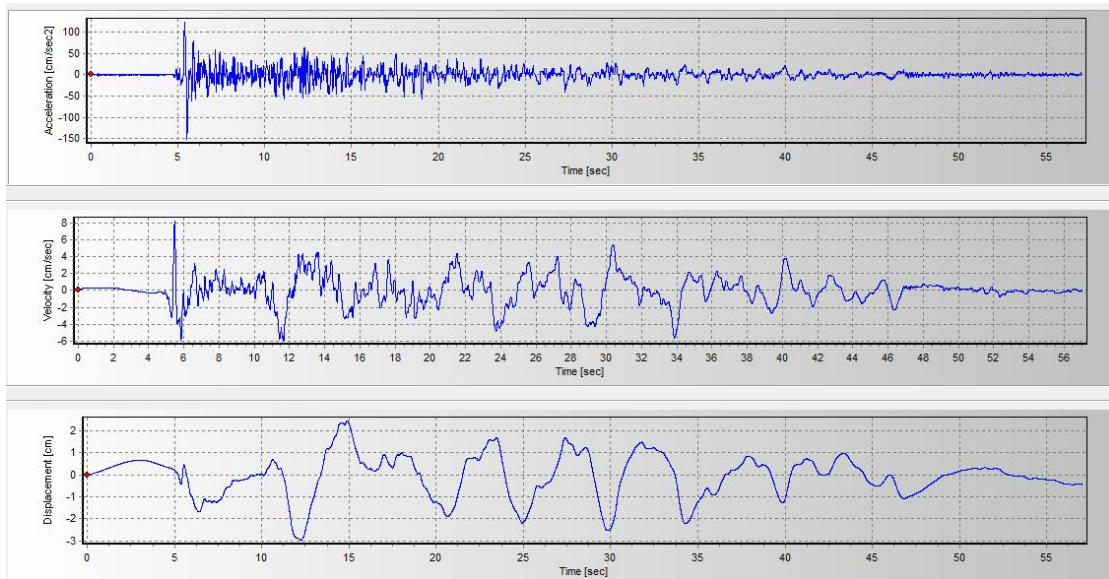
λοιπόν η συνεισφορά των διαφραγμάτων στις στάθμες των δαπέδων, οι οποίες διατηρούν τις τιμές των εκτός επιπέδου ροπών χαμηλές.

9.3 Compuertas (CMP)

Backward directivity

(Συνιστώσα CMP-285-1)

9.3.1 Χρονοϊστορίες – CMP

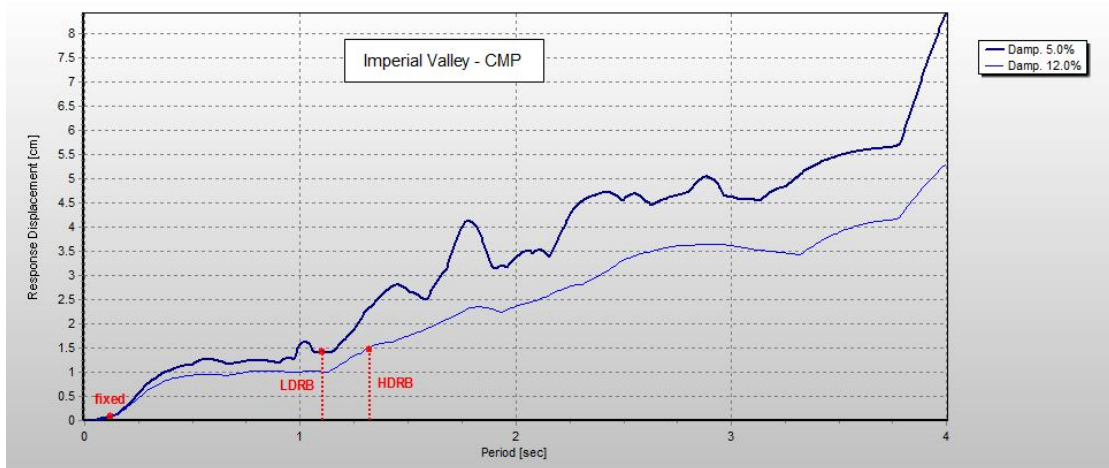
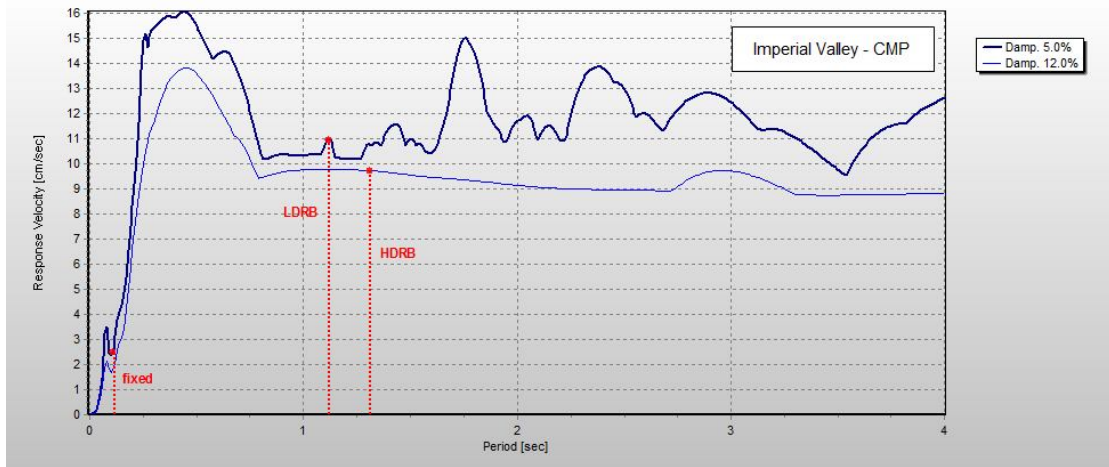
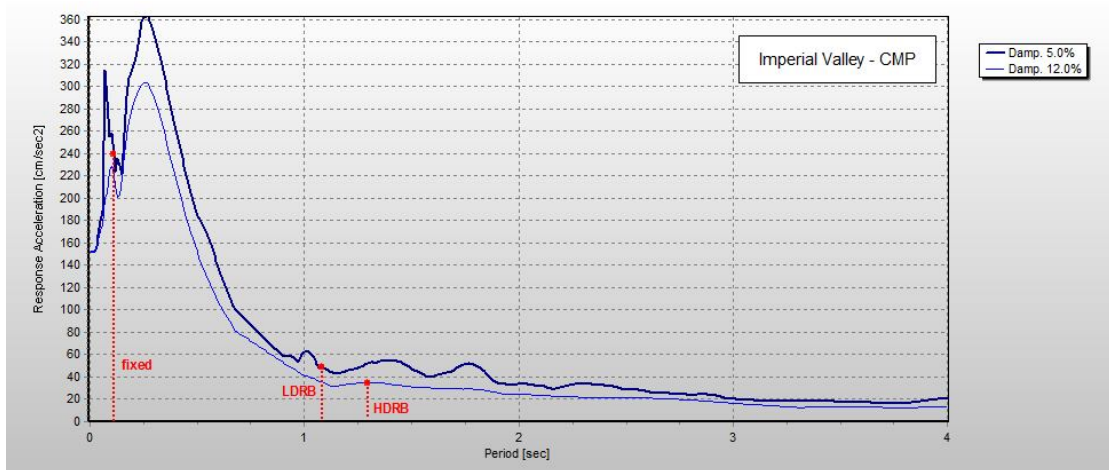


Εικ. 9.3.1 : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετακίνησης – Σεισμός Imperial Valley, CMP.

Παράμετροι εδαφικής κίνησης

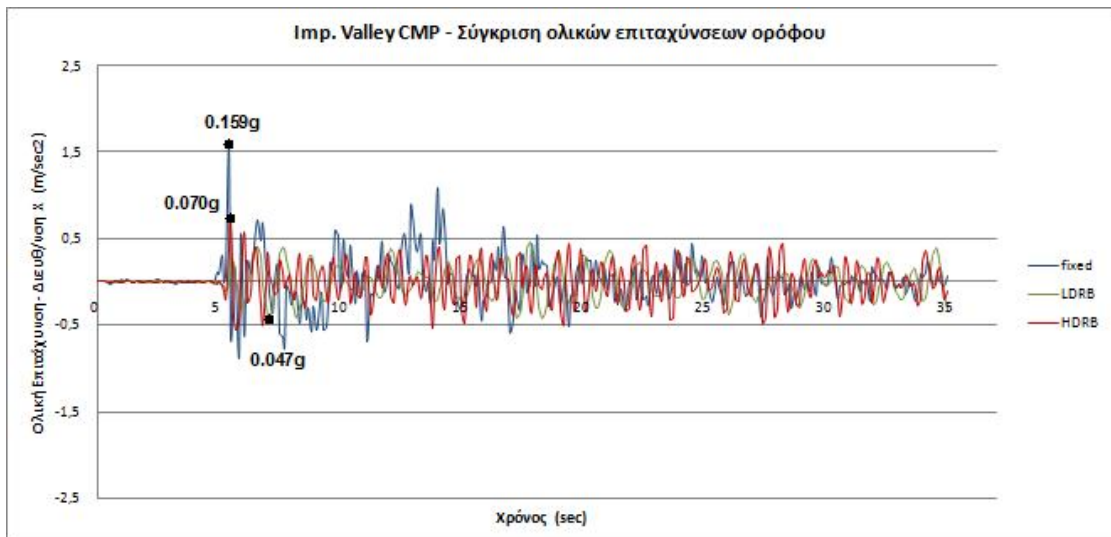
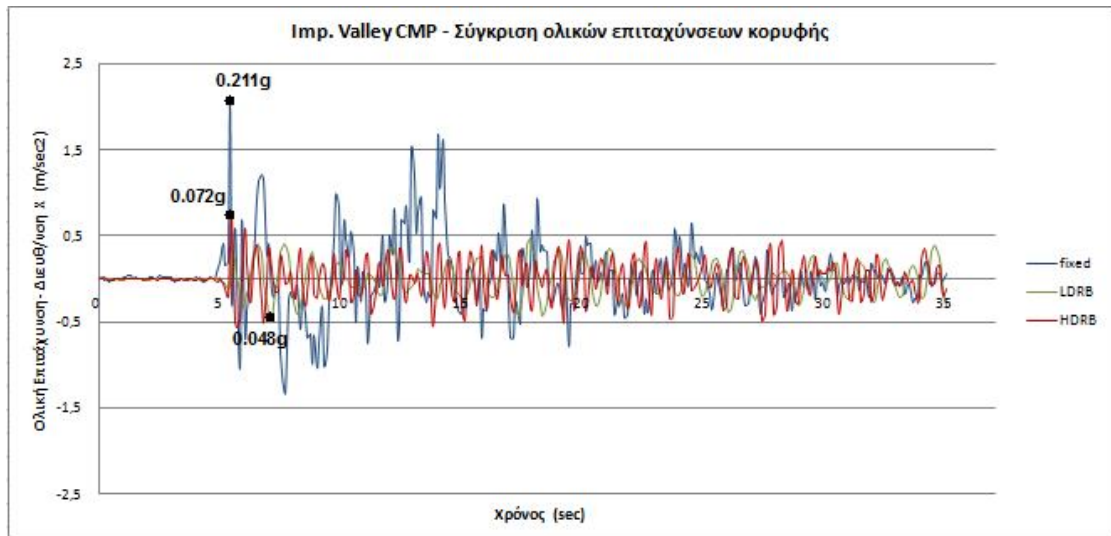
- **Μέγιστη επιτάχυνση :** $a_{g,max}=151.39 \text{ cm/sec}^2$
- **Μέγιστη ταχύτητα :** $v_{g,max}=8.22 \text{ cm/sec}$
- **Μέγιστη μετακίνηση :** $u_{g,max}=2.96 \text{ cm}$

9.3.2 Φάσματα απόκρισης – CMP



Εικ. 9.3.2 : Ελαστικά φάσματα απόκρισης επιταχύνσεων, ταχυτήτων και μετακινήσεων – Σεισμός Imperial Valley, CMP. Ποσοστά απόσβεσης $\zeta=5\%$, 12% .

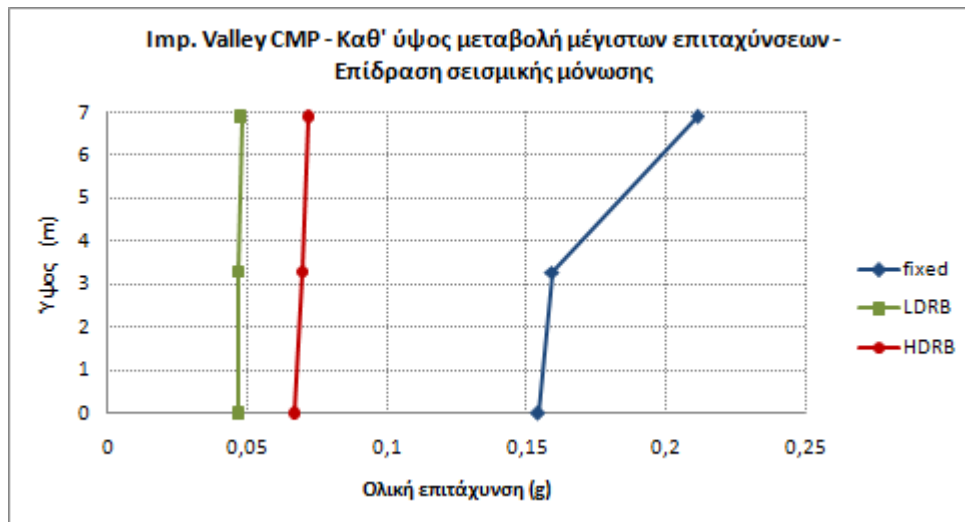
9.3.3 Επιταχύνσεις ανωδομής – CMP



Εικ. 9.3.3 : Χρονοϊστορίες ολικών επιταχύνσεων κορυφής και ορόφου – Επίδραση μόνωσης Σεισμός Imperial Valley, CMP.

Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση (g)	Επιτάχυνση Κορυφής (g)			Επιτάχυνση Ορόφου (g)		
	Αρθρωμένη Βάση	Βάση με εφέδρανα LDRB	Βάση με εφέδρανα HDRB	Αρθρωμένη Βάση	Βάση με εφέδρανα LDRB	Βάση με εφέδρανα HDRB
0.154	0.211	0.048	0.072	0.159	0.047	0.070

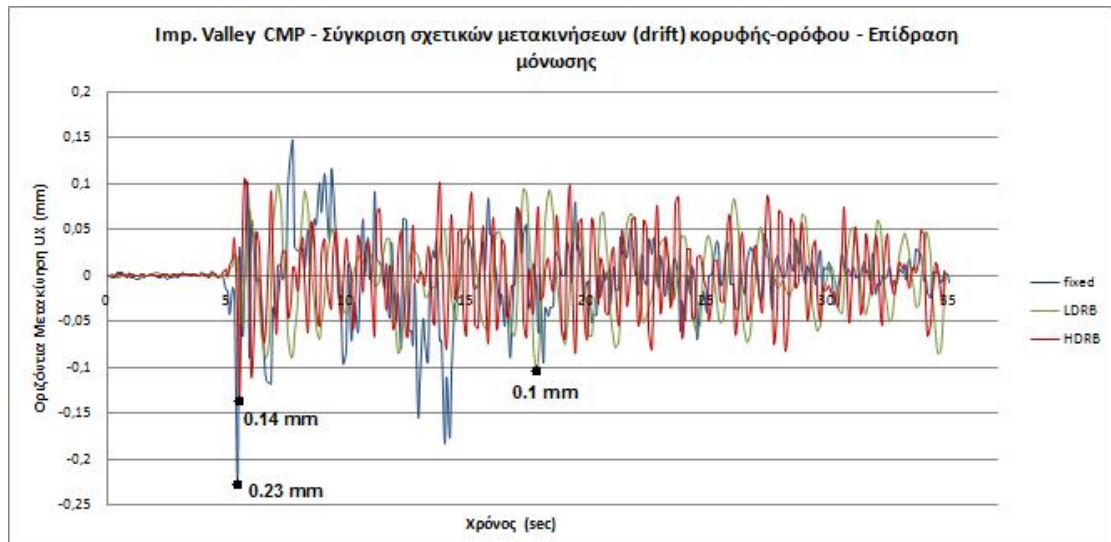
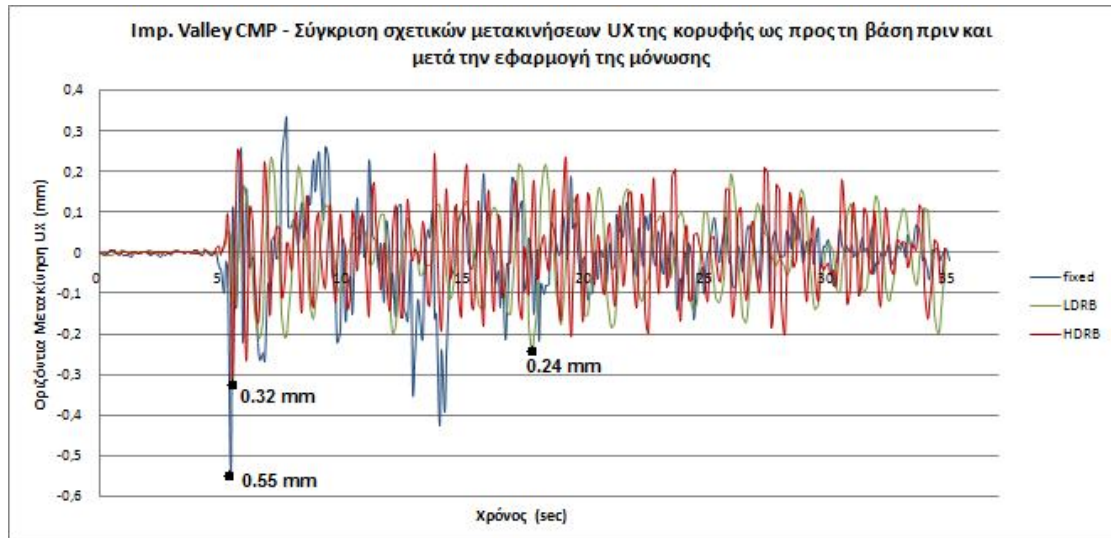
Πιν. 9.3.1 : Μέγιστες επιταχύνσεις κορυφής και ορόφου - Σεισμός Imperial Valley, CMP.



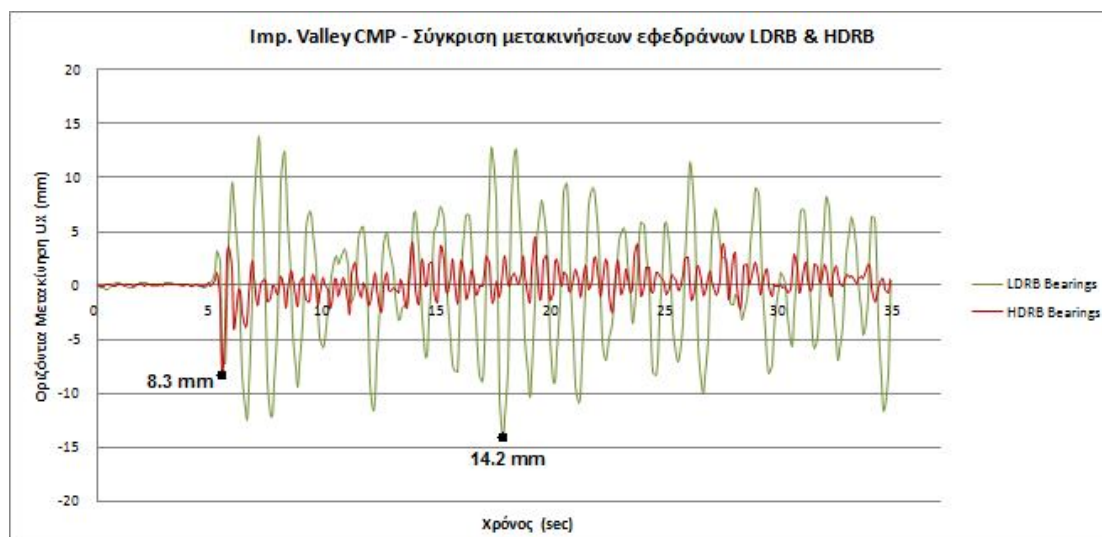
Εικ. 9.3.4 : Μεταβολή καθ' ύψος των μέγιστων επιταχύνσεων - Επίδραση μόνωσης Σεισμός Imperial Valley, CMP.

Από τα αποτελέσματα που λαμβάνουμε για τις επιταχύνσεις της ανωδομής συμπεραίνουμε την ευνοϊκή επίδραση της μόνωσης τόσο για την περίπτωση όπου χρησιμοποιούνται εφέδρανα LDRB όσο και για τα εφέδρανα HDRB. Στην κορυφή η επιτάχυνση μειώνεται από τα 0.211g για την αρθρωμένη κατασκευή στα 0.048g και 0.072g για βάση με LDRB και HDRB εφέδρανα αντίστοιχα. Η ευμενής επίδραση της μόνωσης φαίνεται και από το φάσμα απόκρισης των επιταχύνσεων ($\zeta=5\%$, $\zeta=12\%$), όπου οι φασματικές τιμές είναι σημαντικά μειωμένες στην περιοχή των περιόδων της μονωμένης κατασκευής. Είναι αξιοσημείωτο το γεγονός ότι οι επιταχύνσεις του φορέα με HDRB είναι λίγο αυξημένες σε σχέση με εκείνες του φορέα με LDRB, αν και προκύπτει το αντίθετο βάσει των φασμάτων επιτάχυνσης. Αυτή η διαφοροποίηση οφείλεται στο ότι οι φασματικές επιταχύνσεις στην περίπτωση του φορέα με HDRB προκύπτουν για την ενεργό (ισοδύναμη ελαστική) απόσβεση $\zeta_{eff}=12\%$ που αντιστοιχεί στην μετακίνηση σχεδιασμού των εφεδράνων. Η τιμή αυτή της απόσβεσης δεν είναι η πραγματική, αλλά μια προσέγγιση αυτής · η απόσβεση στην πραγματικότητα υπολογίζεται σε κάθε βήμα της μη-γραμμικής ανάλυσης ανάλογα με τη μετακίνηση που έχουν τη στιγμή εκείνη τα εφέδρανα, οπότε η απόκριση ενδέχεται να είναι λίγο διαφορετική από την αναμενόμενη με βάση τα ελαστικά φάσματα. Τέλος, σε αντιστοιχία με την καταγραφή του El Centro Array 5, James Rd (E05), παρατηρούμε από τη χρονοϊστορία απόκρισης των επιταχύνσεων ότι για την κατασκευή με εφέδρανα LDRB η απόκριση είναι με καλή προσέγγιση περιοδική με περίοδο ίση με αυτή του συστήματος μόνωσης ($T_b=1.09$ sec).

9.3.4 Μετακινήσεις ανωδομής και εφεδράνων – CMP



Εικ. 9.3.5 : Χρονοϊστορίες σχετικών μετακινήσεων κορυφής ως προς το σύστημα μόνωσης και drift κορυφής-ορόφου – Επίδραση μόνωσης. Σεισμός Imperial Valley, CMP.



Εικ. 9.3.6 : Χρονοϊστορίες μετακινήσεων εφεδράνων LDRB και HDRB – Σεισμός Imperial Valley, CMP.

Από τις χρονοϊστορίες των σχετικών μετακινήσεων της κορυφής του φορέα ως προς το σύστημα μόνωσης προκύπτουν τα εξής : Πρώτον, οι μετακινήσεις αυτές είναι πολύ μικρές -σχεδόν μηδενικές (0.55 mm)- ακόμα και για την περίπτωση της αρχικής μη μονωμένης κατασκευής, γεγονός που οφείλεται αφενός στην υψηλή της δυσκαμψία κι αφετέρου στο μικρό εύρος της εδαφικής μετακίνησης που όπως προκύπτει από την αντίστοιχη χρονοϊστορία είναι περί τα 3 cm. Η μόνωση και με τους δύο τύπους εφεδράνων μειώνει ελάχιστα τις μέγιστες μετακινήσεις (στα 0.24 mm και 0.32 mm για LDRB και HDRB αντίστοιχα), σε αντίθεση με τα όσα προέκυψαν για την καταγραφή E05, καθώς οι περίοδοι των κυριότερων παλμών απέχουν από τις ιδιοπεριόδους της μονωμένης κατασκευής ($T_{p,1}=2.5$ sec, $T_{p,2}=1.8$ sec). Υπενθυμίζεται στο σημείο αυτό, ότι εξαιτίας του γεγονότος πως η καταγραφή CMP είναι όπισθεν κατευθυντικότητας (βλ. παρ.6.3.1) περιλαμβάνει πολλούς παλμούς με μικρό όμως εύρος οπότε λαμβάνονται υπόψη για την αποτίμηση οι δυο-τρεις κυριότεροι παλμοί (κριτήριο για την επιλογή αυτή αποτελεί το γινόμενο $SV*SD$ όπως περιγράφεται στο Κεφάλαιο 6).

Αναφορικά τώρα με τα drifts κορυφής-ορόφου, διαπιστώνουμε ότι έχουν πολύ μικρή τιμή (της τάξεως των 0.1-0.2 mm) ακόμη και για τη μη μονωμένη κατασκευή οπότε η επιτυχανόμενη μείωση μετά τη μόνωση της βάσης είναι μικρής σημασίας (μείωση από τα 0.23 mm στα 0.14 mm και 0.10 mm αντίστοιχα). Ενδιαφέρον παρουσιάζουν οι μορφές των χρονοϊστοριών απόκρισης για τη μονωμένη κατασκευή και οι χρονικές στιγμές εμφάνισης των μέγιστων μετακινήσεων, οι οποίες σχετίζονται

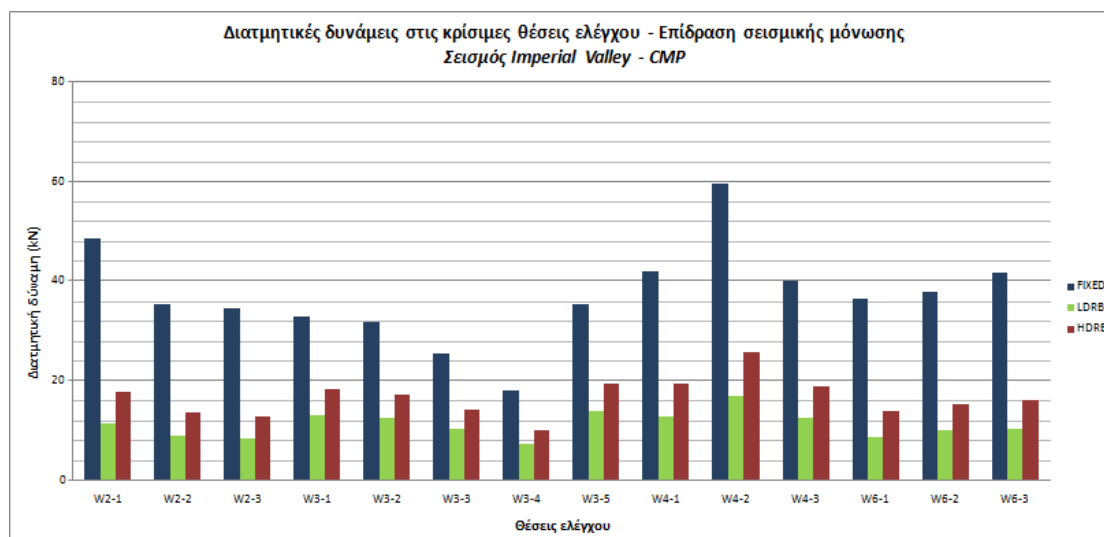
άμεσα με τη χρονοϊστορία της εδαφικής μετακίνησης. Εξαιτίας των διαδοχικών παλμών μετακίνησης στο εύρος 10-35 sec, η απόκριση εμφανίζει μέγιστα σε όλο αυτό το χρονικό διάστημα, γεγονός που είναι περισσότερο ευδιάκριτο στην περίπτωση της ελαστικής απόκρισης του μονωμένου φορέα με εφεδράνα LDRB. Για τα εφεδράνα HDRB (όπως και για την αρθρωμένη κατασκευή) η μέγιστη τιμή της σχετικής μετακίνησης εμφανίζεται για $t=5$ sec, δηλαδή τη στιγμή εκδήλωσης του πρώτου μικρού παλμού μετακίνησης (και του κύριου παλμού επιτάχυνσης) και έπειτα οι μετακινήσεις μειώνονται χάρη στην απόσβεση από την υστερητική συμπεριφορά των εφεδράνων.

Σχετικά με τις μετακινήσεις των εφεδράνων, παρατηρούμε καταρχήν ότι το μέγεθός τους είναι αρκετά μικρό, όπως άλλωστε αναμενόταν λόγω του μικρού εύρους της μετακίνησης του εδάφους. Τα εφεδράνα HDRB, όπως και για την καταγραφή E05, εμφανίζουν μετακινήσεις κατά 40% περίπου μικρότερες σε σχέση με τα LDRB (8.3 mm αντί των 14.2 mm) εξαιτίας της υψηλότερης τους απόσβεσης. Σημειώνεται πως οι εν λόγω μετακινήσεις είναι κατά μία τάξη μεγέθους μικρότερες σε σχέση με τις αντίστοιχες μετακινήσεις για την καταγραφή E05 (11.7 cm και 17 cm). Επιπλέον, οι χρονικές στιγμές εμφάνισης των μέγιστων μετακινήσεων ταυτίζονται με εκείνες των μετακινήσεων της ανωδομής. Όσον αφορά την επάρκεια των εφεδράνων αναφορικά με την οριζόντια παραμόρφωσή τους, ικανοποιείται με μεγάλο περιθώριο ασφαλείας, αφού οι αναπτυσσόμενες μετακινήσεις είναι κατά πολύ μικρότερες από το διπλάσιο του συνολικού πάχους του ελαστομερούς :

$$maxu_b = 1,4 \text{ cm} \ll 2 \cdot t_e = 2 \cdot 12 = 24 \text{ cm}$$

9.3.5 Έλεγχοι διάτμησης – CMP

Στην εικ.9.3.7 παρουσιάζεται σχηματικά η επίδραση της σεισμικής μόνωσης στις μέγιστες τέμνουσες δυνάμεις των 14 συνολικά διατομών ελέγχου. Στις διατομές αυτές εμφανίζονται οι μέγιστες τιμές των διατμητικών τάσεων στον υπό μελέτη φορέα κατ' αντιστοιχία με την εικ.9.2.7 για την καταγραφή E05.



Εικ. 9.3.7 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στις μέγιστες τέμνουσες των θέσεων ελέγχου – Σεισμός Imperial Valley, CMP.

Όπως προκύπτει από την εικ.9.3.7, η μόνωση της κατασκευής και με τους δύο τύπους εφεδράνων δρα ευμενώς στις τέμνουσες δυνάμεις των πεσσών και των υπερθύρων. Η ευνοϊκή αυτή επίδραση αντικατοπτρίζεται και στους ελέγχους επάρκειας όπου όλες οι διατομές προκύπτουν επαρκείς. Ωστόσο, εξαιτίας των μικρών επιταχύνσεων της ανωδομής, η επάρκεια σε τέμνουσα ικανοποιούνταν ακόμα και για τη μη μονωμένη κατασκευή σε όλες τις θέσεις. Η διατμητική δύναμη αντοχής σε κάθε θέση παραμένει σταθερή και δεν αυξάνεται μετά την εφαρμογή της μόνωσης, καθώς η ανηγμένη εκκεντρότητα είναι ήδη από την αρθρωμένη κατασκευή μικρότερη από 1/6. Συνεπώς, η ευμενής επίδραση της μόνωσης έγκειται μόνο στη μείωση των τεμνουσών δυνάμεων. Στον ακόλουθο πίνακα συνοψίζονται τα παραπάνω αποτελέσματα.

Κατηγορία	Θέση ελέγχου	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB	Βάση με HDRB
Πεσσοί	SC_W2-2	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W2-3	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W3-3	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W3-4	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W4-2	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W4-3	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W6-2	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια

	SC_W6-3	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
Υπέρθυρα	SC_W2-1	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W3-1	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W3-2	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W4-1	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W6-1	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
Ποδιές	SC_W3-5	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια

Πιν. 9.3.2 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στην επάρκεια έναντι τέμνουσας – Σεισμός Imperial Valley, CMP.

9.3.6 Έλεγχοι εκτός επιπέδου κάμψης – CMP

(α) Ροπές περί οριζόντιο άξονα

Στην εικ.9.3.8 παρουσιάζεται σχηματικά η επίδραση της σεισμικής μόνωσης στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές ως προς τον οριζόντιο άξονα των 4 συνολικά διατομών ελέγχου. Στις διατομές αυτές, όπως έχει αναφερθεί, ασκείται ο δυσμενέστερος συνδυασμός ορθής κατακόρυφης δύναμης και εκτός επιπέδου ροπής σύμφωνα με την παράγραφο 8.2.2.2. Οι διατομές ελέγχου είναι εκείνες που απεικονίζονται και παραπάνω στην εικόνα 9.2.9.



Εικ. 9.3.8 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές περί οριζόντιο άξονα των θέσεων ελέγχου - Σεισμός Imperial Valley, CMP.

Θέση ελέγχου	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB	Βάση με HDRB
SC_W1-5	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
SC_W1-6	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
SC_W5-3	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
SC_W8-3	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια

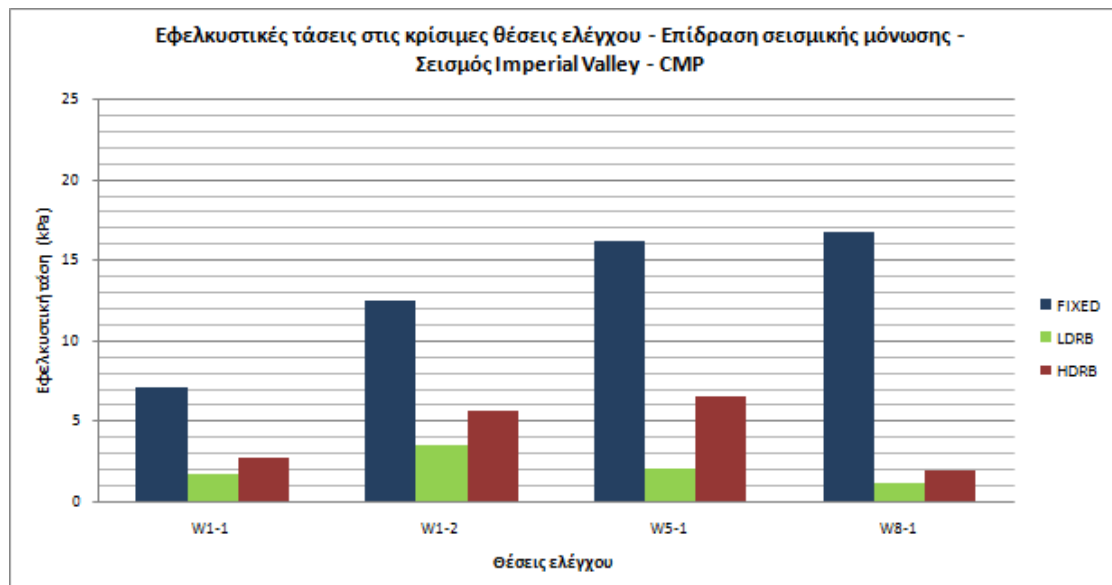
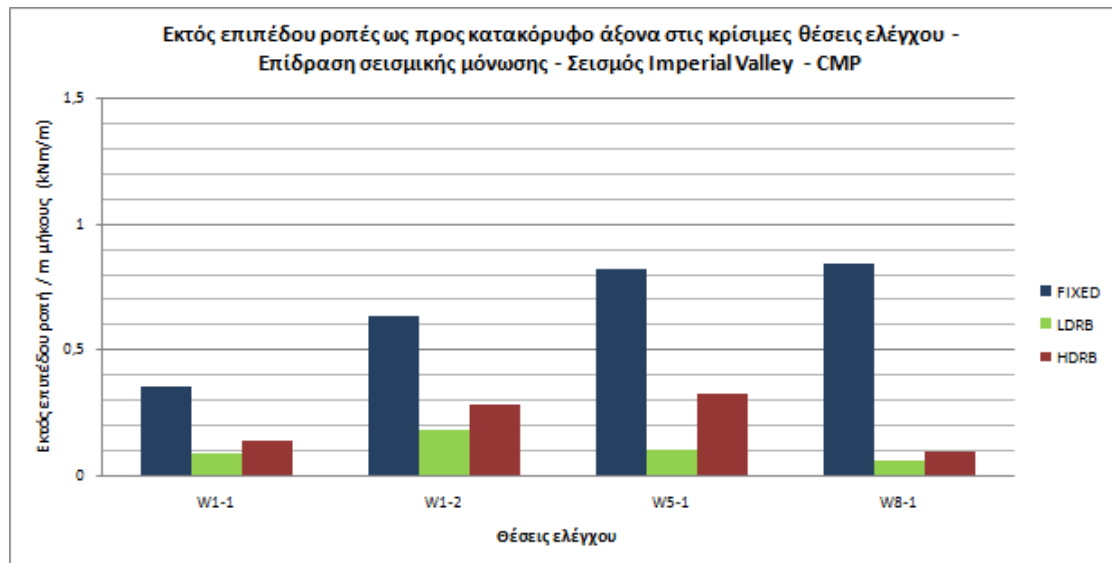
Πιν.9.3.3 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στην επάρκεια έναντι εκτός επιπέδου κάμψης ως προς οριζόντιο άξονα – Σεισμός Imperial Valley, CMP.

Θέση ελέγχου	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB	Βάση με HDRB
SC_W1-5	$N_z = -173.29 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -113.34 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 16.49 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 1.24 \text{ kNm/m}$	$N_z = -196.92 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -128.79 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 18.64 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 0.55 \text{ kNm/m}$	$N_z = -185.67 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -121.43 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 17.62 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 0.74 \text{ kNm/m}$
SC_W1-6	$N_z = -105.84 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -69.22 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 10.23 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 0.48 \text{ kNm/m}$	$N_z = -114.83 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -75.10 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 11.07 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 0.29 \text{ kNm/m}$	$N_z = -112.16 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -73.36 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 10.82 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 0.32 \text{ kNm/m}$
SC_W5-3	$N_z = -132.38 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -93.29 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 13.67 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 1.36 \text{ kNm/m}$	$N_z = -134.32 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -94.66 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 13.86 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 0.37 \text{ kNm/m}$	$N_z = -134.48 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -94.77 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 13.88 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 0.57 \text{ kNm/m}$
SC_W8-3	$N_z = -129.68 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -83.11 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 12.22 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 1.13 \text{ kNm/m}$	$N_z = -122.61 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -78.58 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 11.57 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 0.37 \text{ kNm/m}$	$N_z = -122.96 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -78.80 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 11.61 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 0.55 \text{ kNm/m}$

Πιν.9.3.4 : Υπολογισμοί της δρώσας εκτός επιπέδου ροπής $M_{1,s}$ και της ροπής αντοχής M_R στις διατομές ελέγχου. Επίδραση σεισμικής μόνωσης – Σεισμός Imperial Valley, CMP.

(β) Ροπές περί κατακόρυφο άξονα

Στην εικ.9.3.9 παρουσιάζεται σχηματικά η επίδραση της σεισμικής μόνωσης στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές ως προς τον κατακόρυφο άξονα και τις συνεπαγόμενες εφελκυστικές τάσεις των 4 συνολικά διατομών ελέγχου. Στις διατομές αυτές εμφανίζονται οι μέγιστες τιμές των εκτός επιπέδου ροπών στον υπό μελέτη φορέα κατ' αντιστοιχία με την εικ.9.3.9 για την καταγραφή E05.



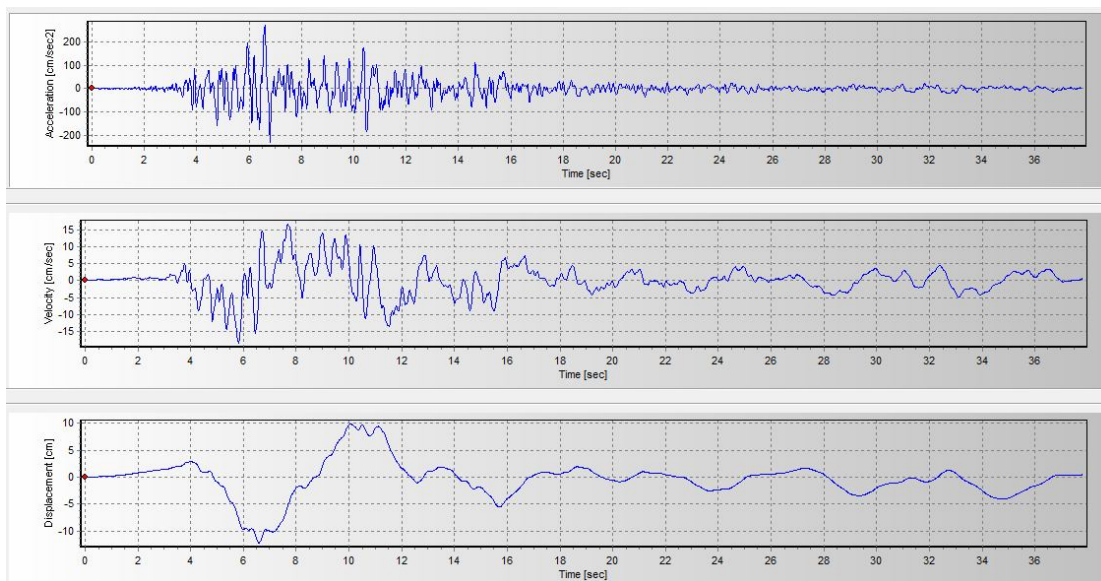
Εικ. 9.3.9 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές και τις συνεπαγόμενες εφελκυστικές τάσεις των θέσεων ελέγχου - Σεισμός Imperial Valley, CMP.

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της εικ.9.3.9, η σεισμική μόνωση βάσης δρά γενικά ευμενώς όσον αφορά την ένταση που οφείλεται στην εκτός επιπέδου κάμψη. Οι μέγιστες ροπές και οι συνεπαγόμενες εφελκυστικές τάσεις στις ακραίες εφελκυσόμενες ίνες των διατομών ελέγχου μειώνονται για αμφότερες τις περιπτώσεις μόνωσης. Η επάρκεια ωστόσο του φορέα έναντι εκτός επιπέδου κάμψης αποδεικνύεται ακόμα και για την αρθρωμένη κατάσταση κατ' αντιστοιχία με τα όσα αναφέρθηκαν για την καταγραφή E05, καθώς οι τάσεις προκύπτουν μικρότερες από την εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιΐας ($f_{wt}=120 \text{ kPa}$).

9.4 Calexico Fire Station (CXO) (Συνιστώσα CXO-315-1)

Neutral directivity

9.4.1 Χρονοϊστορίες – CXO

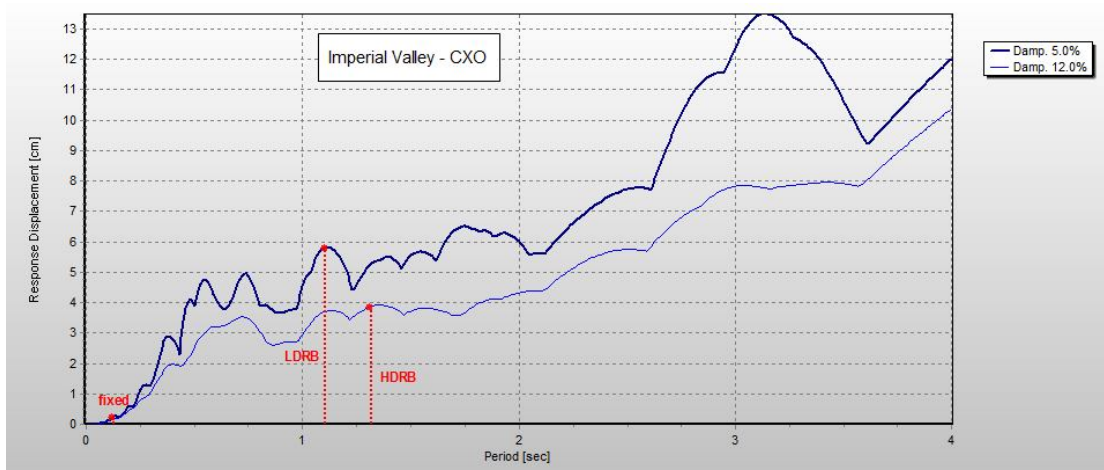
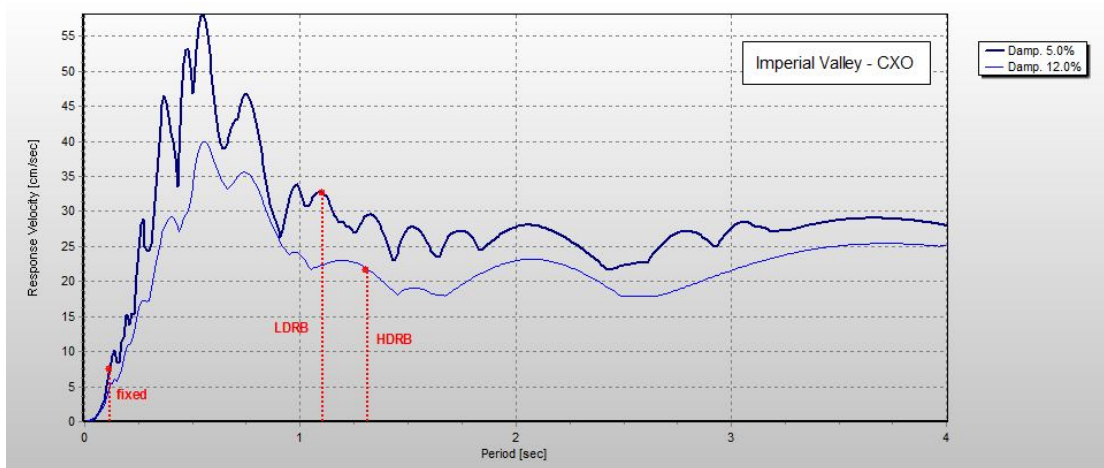
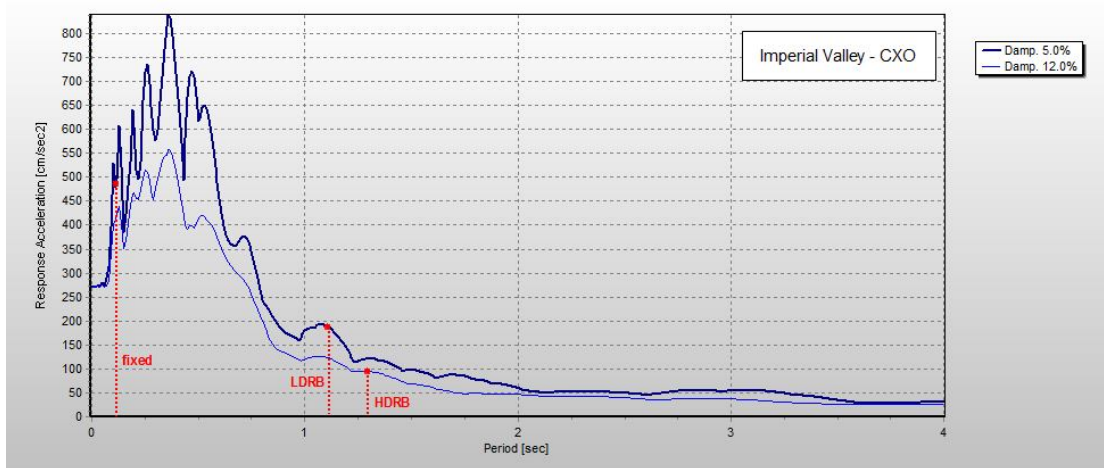


Εικ. 9.4.1 : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετακίνησης – Σεισμός Imperial Valley, CXO.

Παράμετροι εδαφικής κίνησης

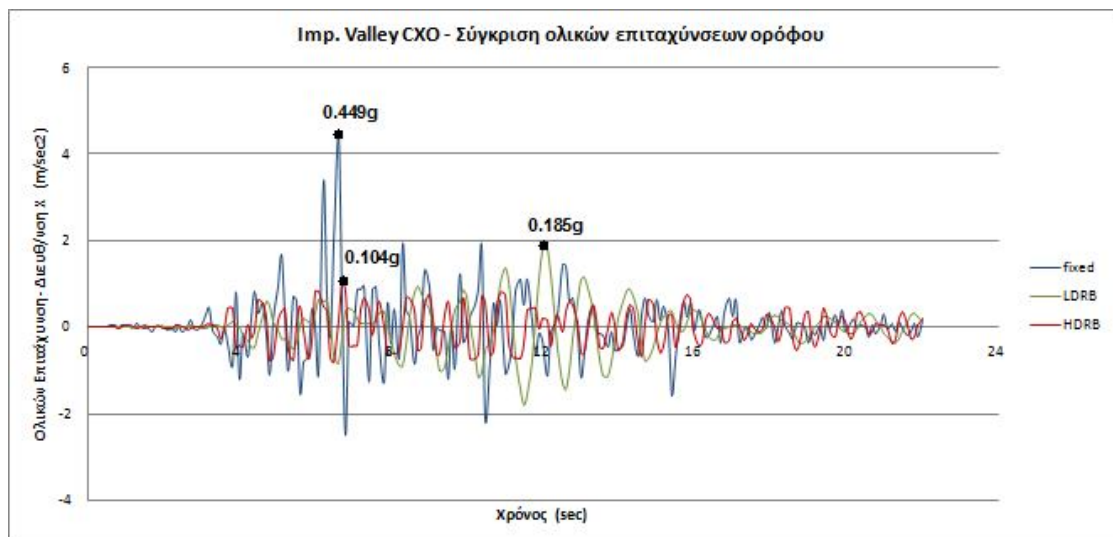
- **Μέγιστη επιτάχυνση :** $a_{g,max}=270.08 \text{ cm/sec}^2$
- **Μέγιστη ταχύτητα :** $v_{g,max}=18.44 \text{ cm/sec}$
- **Μέγιστη μετακίνηση :** $u_{g,max}=12.19 \text{ cm}$

9.4.2 Φάσματα απόκρισης – CXO



Εικ. 9.4.2 : Ελαστικά φάσματα απόκρισης επιταχύνσεων, ταχυτήτων και μετακινήσεων – Σεισμός Imperial Valley, CXO. Ποσοστά απόσβεσης $\zeta=5\%$, 12% .

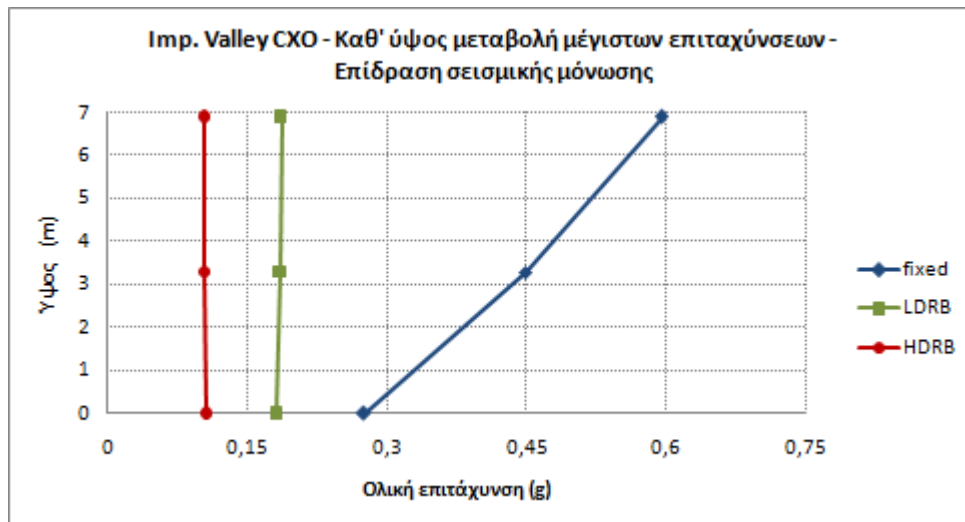
9.4.3 Επιταχύνσεις ανωδομής – CXO



Εικ. 9.4.3 : Χρονοϊστορίες ολικών επιταχύνσεων κορυφής και ορόφου – Επίδραση μόνωσης. Σεισμός Imperial Valley, CXO.

Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση (g)	Επιτάχυνση Κορυφής (g)			Επιτάχυνση Ορόφου (g)		
	Αρθρωμένη Βάση	Βάση με εφέδρανα LDRB	Βάση με εφέδρανα HDRB	Αρθρωμένη Βάση	Βάση με εφέδρανα LDRB	Βάση με εφέδρανα HDRB
0.275	0.595	0.187	0.104	0.449	0.185	0.104

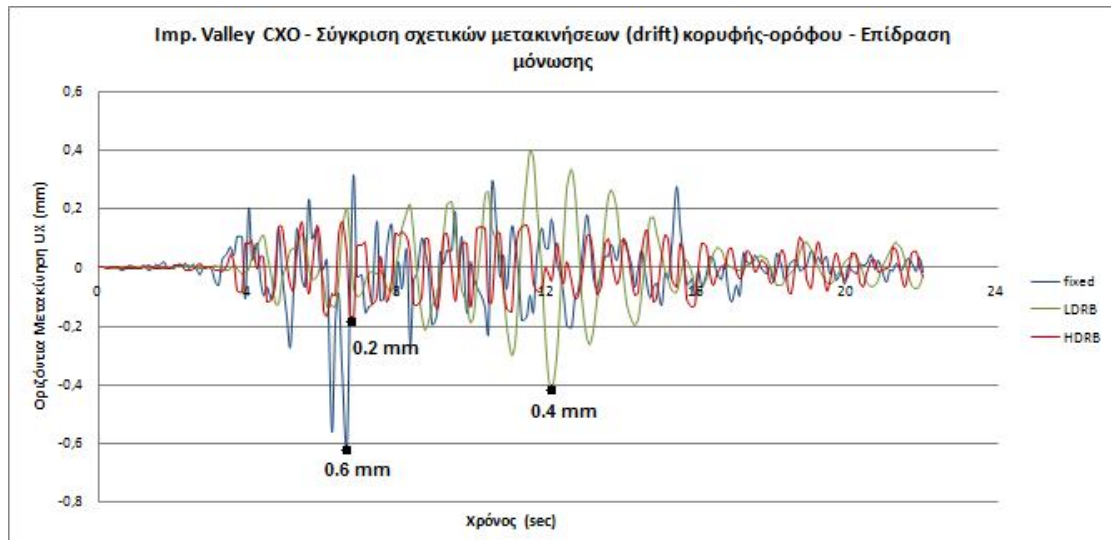
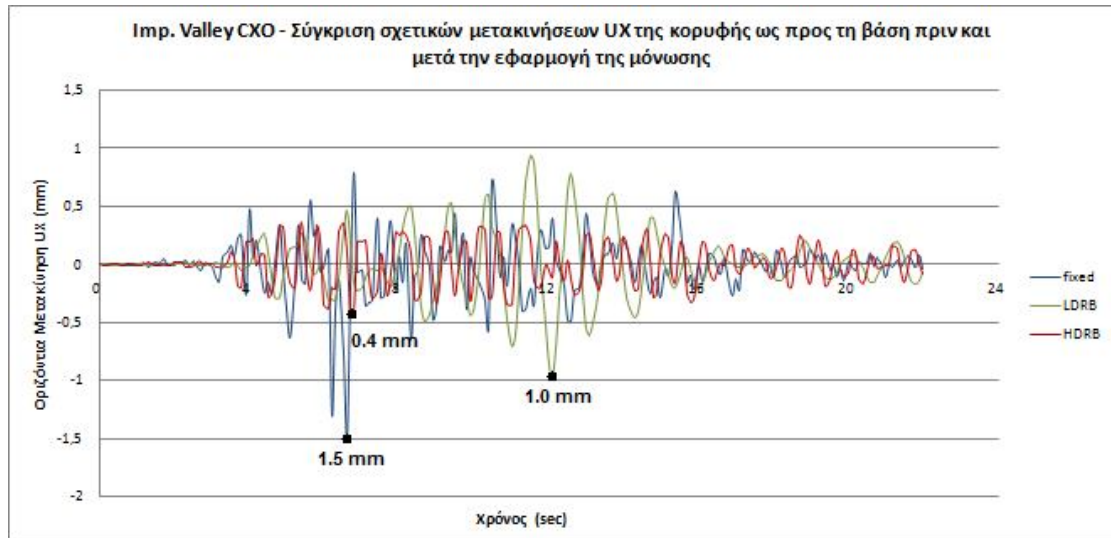
Πιν. 9.4.1 : Μέγιστες επιταχύνσεις κορυφής και ορόφου - Σεισμός Imperial Valley, CXO.



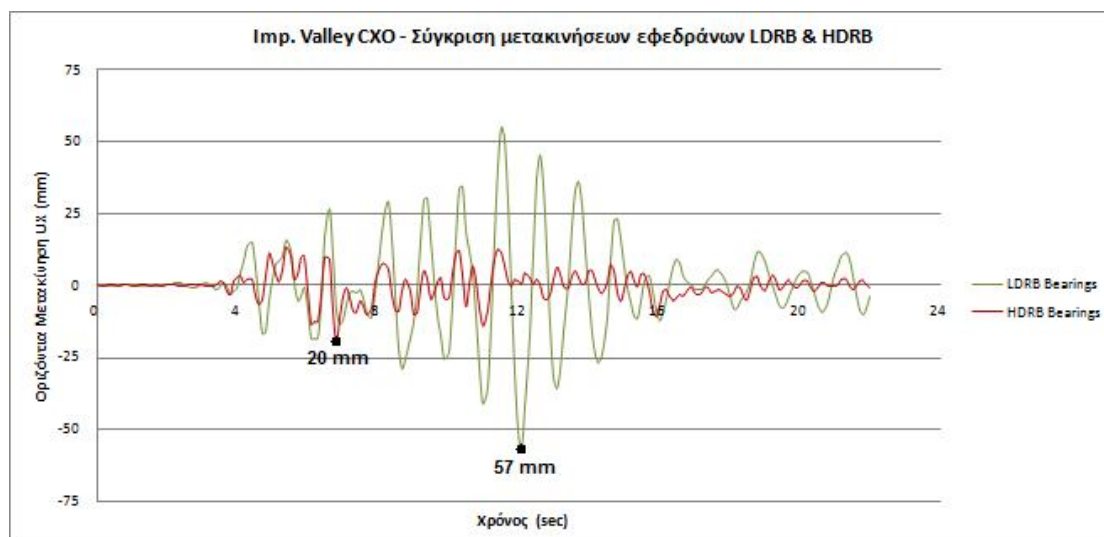
Εικ. 9.4.4 : Μεταβολή καθ' ύψος των μέγιστων επιταχύνσεων - Επίδραση μόνωσης Σεισμός Imperial Valley, CXO.

Από τα αποτελέσματα που λαμβάνουμε για τις επιταχύνσεις της ανωδομής συμπεραίνουμε την ευνοϊκή επίδραση της μόνωσης τόσο για την περίπτωση όπου χρησιμοποιούνται εφέδρανα LDRB όσο και για τα εφέδρανα HDRB. Στην κορυφή η επιτάχυνση μειώνεται από τα 0.595g για την αρθρωμένη κατασκευή στα 0.187g και 0.104g για βάση με LDRB και HDRB εφέδρανα αντίστοιχα. Η μείωση των επιταχύνσεων επαληθεύει τα όσα προκύπτουν από το φάσμα απόκρισης της εικ 9.4.2 όπου η αύξηση των ιδιοπεριόδων ως αποτέλεσμα της μόνωσης στη βάση μειώνει σημαντικά τις φασματικές τιμές. Τέλος, σε αντιστοιχία με τις δύο προηγούμενες καταγραφές, παρατηρούμε από τη χρονοϊστορία απόκρισης των επιταχύνσεων ότι για την κατασκευή με εφέδρανα LDRB η απόκριση είναι με καλή προσέγγιση περιοδική με περίοδο ίση με την περίοδο του συστήματος μόνωσης ($T_b=1.09$ sec).

9.4.4 Μετακινήσεις ανωδομής και εφεδράνων – CXO



Εικ. 9.4.5 : Χρονοϊστορίες σχετικών μετακινήσεων κορυφής ως προς το σύστημα μόνωσης και drift κορυφής-ορόφου – Επίδραση μόνωσης. Σεισμός Imperial Valley, CXO.



Εικ. 9.4.6 : Χρονοϊστορίες μετακινήσεων εφεδράνων LDRB και HDRB – Σεισμός Imperial Valley, CXO.

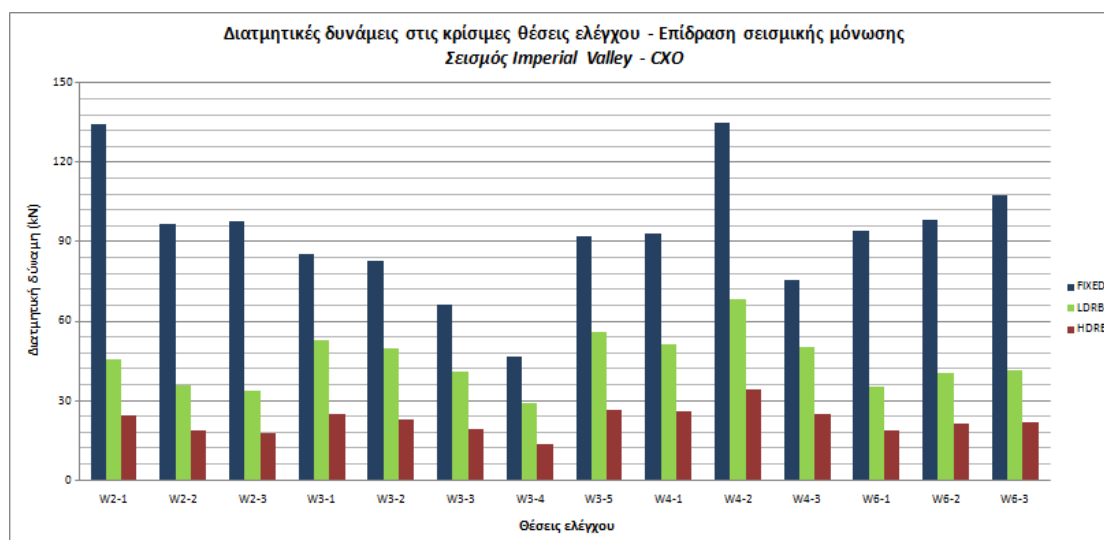
Από τις χρονοϊστορίες των σχετικών μετακινήσεων της κορυφής του φορέα ως προς το σύστημα μόνωσης καταλήγουμε σε παρόμοια συμπεράσματα με εκείνα για την καταγραφή CMP. Καταρχήν, οι μετακινήσεις αυτές είναι πολύ μικρές (1.5 mm) για την μη μονωμένη κατασκευή γεγονός που οφείλεται στην υψηλή της δυσκαμψία. Η μόνωση και με τους δύο τύπους εφεδράνων επιδρά ευνοϊκά στις μέγιστες σχετικές μετακινήσεις καθώς τις μειώνει, κατά 30% για τα εφέδρανα LDRB και 75% για τα εφέδρανα HDRB. Η επίδραση αυτή μπορεί να αποδοθεί στο γεγονός ότι οι περίοδοι των δεσπόζοντων παλμών της καταγραφής CXO ($T_{p,1}=0.55$ sec, $T_{p,2}=0.5$ sec, $T_{p,3}=2.85$ sec) είναι γενικά μακριά από τις ιδιοπεριόδους της μονωμένης κατασκευής οπότε δεν ενισχύεται η απόκρισή της. Αντίστοιχα, τα drifts κορυφής-ορόφου μειώνονται μετά τη μόνωση, ωστόσο οι τιμές τους είναι ήδη αρκετά μικρές ακόμα και για τον αρχικό φορέα (0.6 mm) οπότε δεν είναι ικανές να προξενήσουν βλάβες στην τοιχοποιία. Αναφορικά με τις χρονοϊστορίες απόκρισης, για τη μονωμένη κατασκευή με εφέδρανα LDRB είναι εμφανής ο περιοδικός χαρακτήρας της απόκρισης με την εμφάνιση της μέγιστης τιμής της μετακίνησης να συμβαίνει αμέσως μετά το πέρας του παλμού της εδαφικής μετακίνησης ($t=12$ sec). Για την περίπτωση της μόνωσης με εφέδρανα HDRB καθώς και για την αρθρωμένη κατασκευή, η μέγιστη μετακίνηση εκδηλώνεται ταυτόχρονα με τη μέγιστη εδαφική μετακίνηση ($t=7$ sec). Σε αντίθεση με την απόκριση για την καταγραφή CMP, οι χρονοϊστορίες απόκρισης των μετακινήσεων εμφανίζουν ένα διακριτό μέγιστο εξαιτίας του ενός μόνο παλμού της εδαφικής μετακίνησης.

Σχετικά με τις μετακινήσεις των εφεδράνων, συμπεραίνουμε – όπως και για τις δύο προηγούμενες καταγραφές για το σεισμό του Imperial Valley – πως τα εφέδρανα HDRB παραμορφώνονται σημαντικά λιγότερο σε σχέση με τα LDRB λόγω της υψηλότερης τους απόσβεσης (2.0 cm αντί για 5.7 cm). Όσον αφορά την επάρκεια των εφεδράνων αναφορικά με την οριζόντια παραμόρφωσή τους, ικανοποιείται με μεγάλο περιθώριο ασφαλείας, αφού οι αναπτυσσόμενες μετακινήσεις είναι κατά πολύ μικρότερες από το διπλάσιο του συνολικού πάχους του ελαστομερούς :

$$max u_b = 5,7 \text{ cm} \ll 2 \cdot t_e = 2 \cdot 12 = 24 \text{ cm}$$

9.4.5 Έλεγχοι διάτμησης – CXO

Στην εικ.9.4.7 παρουσιάζεται σχηματικά η επίδραση της σεισμικής μόνωσης στις μέγιστες τέμνουσες δυνάμεις των 14 συνολικά διατομών ελέγχου. Στις διατομές αυτές εμφανίζονται οι μέγιστες τιμές των διατμητικών τάσεων στον υπό μελέτη φορέα.



Εικ. 9.4.7 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στις μέγιστες τέμνουσες των θέσεων ελέγχου – Σεισμός Imperial Valley, CXO.

Όπως προκύπτει από την εικ.9.4.7, η μόνωση της κατασκευής και με τους δύο τύπους εφεδράνων δρα ευμενώς στις τέμνουσες δυνάμεις των πεσσών και των υπερθύρων. Ειδικά τα εφέδρανα HDRB έχουν ως αποτέλεσμα σημαντική μείωση των

τεμνουσών σε όλες τις θέσεις. Η ευνοϊκή αυτή επίδραση αντικατοπτρίζεται και στους ελέγχους επάρκειας καθώς όλες οι διατομές, πλην του υπέρθυρου W3-1 που αστοχεί και για μόνωση με LDRB, που αστοχούσαν πριν την εφαρμογή της μόνωσης προκύπτουν πλέον επαρκείς. Σημειώνεται ότι και για το υπέρθυρο W3-2 που αστοχεί για τη μη μονωμένη κατασκευή, η επάρκειά του ικανοποιείται οριακά για την περίπτωση μόνωσης με εφέδρανα LDRB. Η διατμητική δύναμη αντοχής σε κάθε θέση παραμένει σταθερή και δεν αυξάνεται μετά την εφαρμογή της μόνωσης, καθώς η ανηγμένη εκκεντρότητα είναι ήδη από την αρθρωμένη κατασκευή μικρότερη από 1/6 (εξαίρεση αποτελούν το υπέρθυρο W2-1 και η ποδιά W3-5). Συνεπώς, η ευμενής επίδραση της μόνωσης έγκειται μόνο στη μείωση των τεμνουσών δυνάμεων. Στον ακόλουθο πίνακα συνοψίζονται τα παραπάνω αποτελέσματα.

Κατηγορία	Θέση ελέγχου	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB	Βάση με HDRB
Πεσσοί	SC_W2-2	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W2-3	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W3-3	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W3-4	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W4-2	Αστοχία	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W4-3	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W6-2	Αστοχία	Επάρκεια	Επάρκεια
Υπέρθυρα	SC_W6-3	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W2-1	Αστοχία	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W3-1	Αστοχία	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W3-2	Αστοχία	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W4-1	Αστοχία	Επάρκεια	Επάρκεια
Ποδιές	SC_W6-1	Αστοχία	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W3-5	Αστοχία	Επάρκεια	Επάρκεια

Πιν. 9.4.2 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στην επάρκεια έναντι τέμνουσας – Σεισμός Imperial Valley, CXO.

Παρακάτω παρουσιάζονται οι υπολογισμοί σε μερικές χαρακτηριστικές θέσεις όπου αποδεικνύονται τα όσα αναφέρθηκαν στην προηγούμενη παράγραφο.

Παράδειγμα 1^ο :

Υπέρθυρο W2-1 : Διατομή που αρχικά αστοχούσε, μετά τη μόνωση επαρκεί με παράλληλη αύξηση της τέμνουσας αντοχής.

Μήκος διατομής $l=1.30$ m

	<u>Αρθρωμένη βάση</u>	<u>Βάση με LDRB</u>
Δρώσα τέμνουσα :	$F1=134.5$ kN	$F1=45.78$ kN
Δρώσα ροπή :	$M2=8.84$ kNm	$M2=3.02$ kNm
Ανηγγμ. εκκεντρ :	$\gamma=0.252 > 1/6$	$\gamma=0.071 < 1/6$
Θλιβόμενο μήκος :	$l_c=0.97$ m	$l_c=l=1.30$ m
Ορθή θλιπτ. τάση :	$\sigma_0=50.58$ kPa	$\sigma_0=45.89$ kPa
Τάση αντοχής :	$f_{vk}=120.23$ kPa	$f_{vk}=118.36$ kPa
Τέμνουσα αντοχής :	$V_R=42.74$ kN	$V_R=56.50$ kN

Παράδειγμα 2^ο :

Ποδιά W3-5 : Αστοχία λόγω μεγάλης εκκεντρότητας πριν τη μόνωση. Επάρκεια λόγω μείωσης της δρώσας τέμνουσας αλλά και της εκκεντρότητας μετά τη μόνωση.

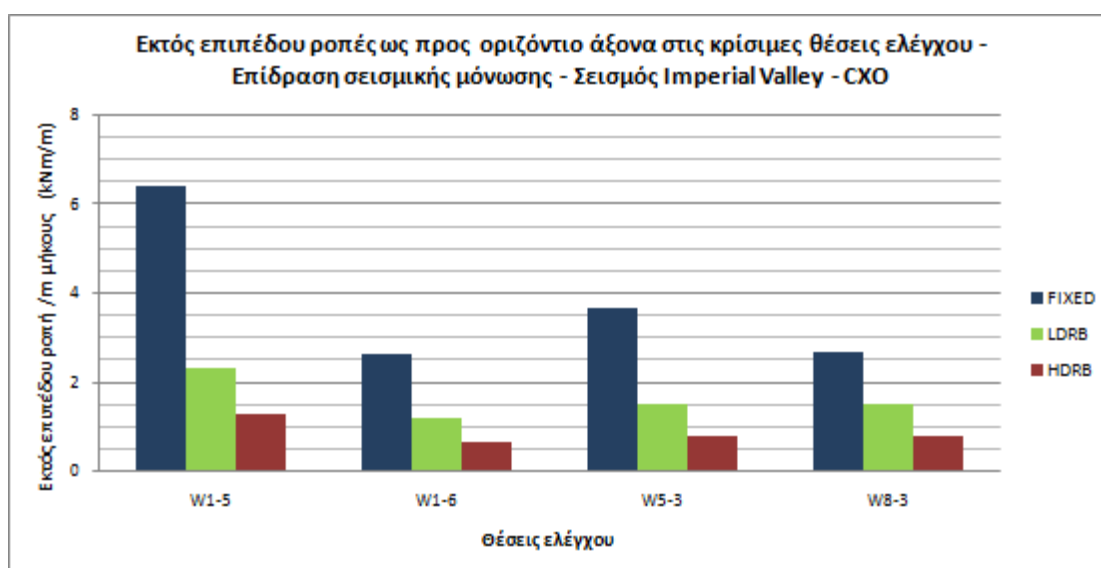
Μήκος διατομής $l=1.11$ m

	<u>Αρθρωμένη βάση</u>	<u>Βάση με LDRB</u>	<u>Βάση με HDRB</u>
Δρώσα τέμνουσα :	$F1=91.89$ kN	$F1=56.21$ kN	$F1=26.53$ kN
Δρώσα ροπή :	$M2=32.71$ kNm	$M2=20.13$ kNm	$M2=9.51$ kNm
Ανηγγμ. εκκεντρ :	$\gamma=0.571 > 1/2$	$1/6 < \gamma=0.21 < 1/2$	$\gamma=0.102 < 1/6$
Θλιβόμενο μήκος :		$l_c=0.96$ m	$l_c=1.11$ m
Ορθή θλιπτ. τάση :		$\sigma_0=162.84$ kPa	$\sigma_0=138.01$ kPa
Τάση αντοχής :		$f_{vk}=165.13$ kPa	$f_{vk}=155.20$ kPa
Τέμνουσα αντοχής :		$V_R=58.33$ kN	$V_R=63.10$ kN

9.4.6 Έλεγχοι εκτός επιπέδου κάμψης – CXO

(α) Ροπές περί οριζόντιο άξονα

Στην εικ.9.4.8 παρουσιάζεται σχηματικά η επίδραση της σεισμικής μόνωσης στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές ως προς τον οριζόντιο άξονα των 4 συνολικά διατομών ελέγχου. Στις διατομές αυτές, όπως έχει αναφερθεί, ασκείται ο δυσμενέστερος συνδυασμός ορθής κατακόρυφης δύναμης και εκτός επιπέδου ροπής σύμφωνα με την παράγραφο 8.2.2.2.



Εικ. 9.4.8 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές περί οριζόντιο άξονα των θέσεων ελέγχου - Σεισμός Imperial Valley, CXO.

Θέση ελέγχου	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB	Βάση με HDRB
SC_W1-5	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
SC_W1-6	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
SC_W5-3	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
SC_W8-3	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια

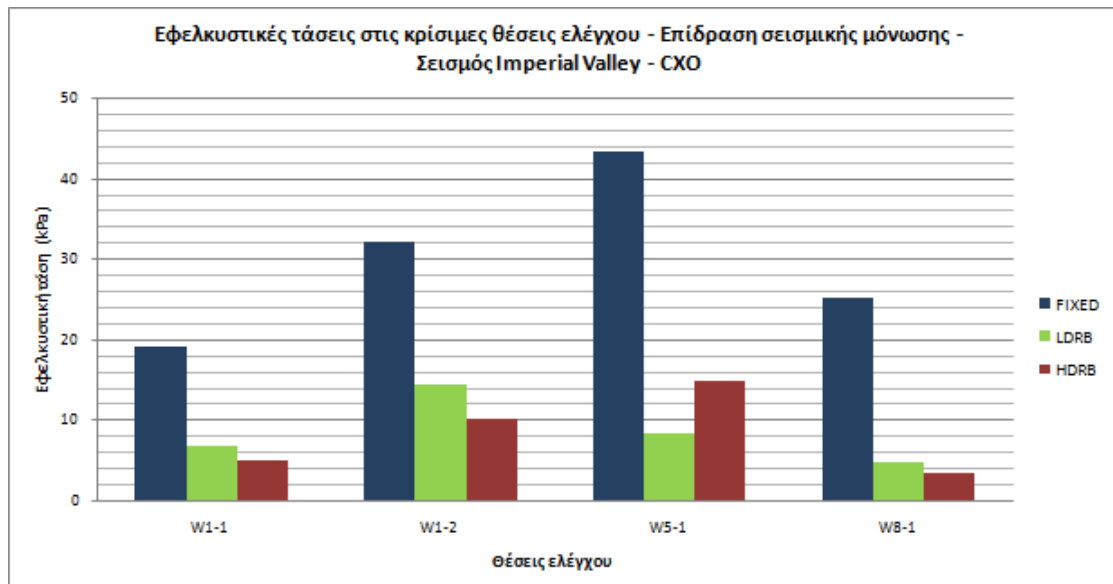
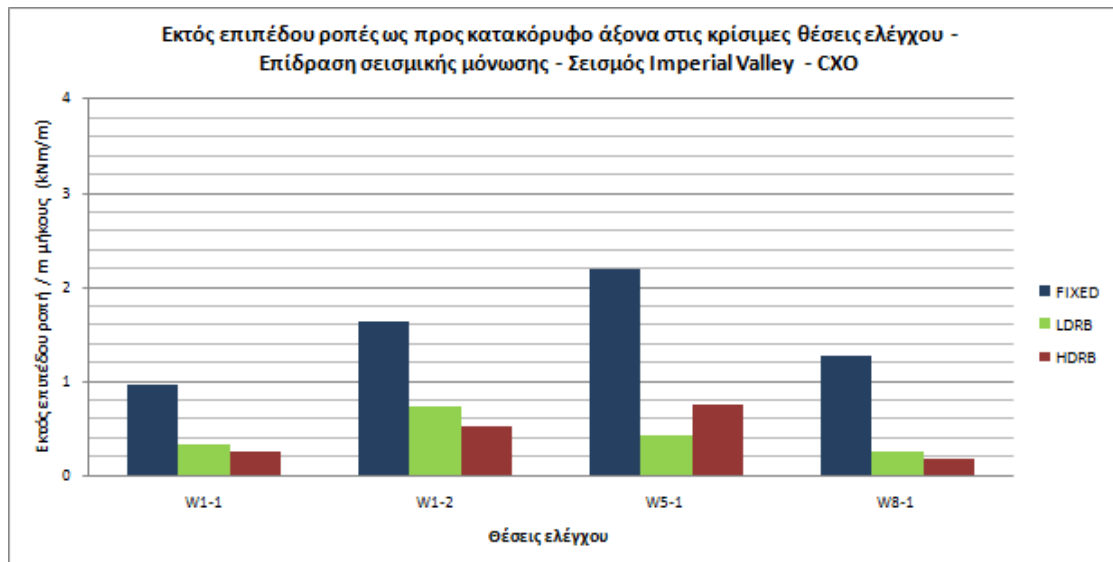
Πιν. 9.4.3 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στην επάρκεια έναντι εκτός επιπέδου κάμψης ως προς οριζόντιο άξονα – Σεισμός Imperial Valley, CXO.

Θέση ελέγχου	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB	Βάση με HDRB
SC_W1-5	$N_z = -112.74 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -73.73 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 10.88 \text{ kNm/m}$ $M_{1,S} = 3.66 \text{ kNm/m}$	$N_z = -161.25 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -105.46 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 15.39 \text{ kNm/m}$ $M_{1,S} = 2.21 \text{ kNm/m}$	$N_z = -179.26 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -117.24 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 17.04 \text{ kNm/m}$ $M_{1,S} = 1.01 \text{ kNm/m}$
SC_W1-6	$N_z = -93.06 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -60.86 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 9.02 \text{ kNm/m}$ $M_{1,S} = 1.55 \text{ kNm/m}$	$N_z = -105.34 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -68.89 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 10.18 \text{ kNm/m}$ $M_{1,S} = 1.17 \text{ kNm/m}$	$N_z = -109.87 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -71.86 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 10.61 \text{ kNm/m}$ $M_{1,S} = 0.54 \text{ kNm/m}$
SC_W5-3	$N_z = -85.68 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -60.38 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 8.95 \text{ kNm/m}$ $M_{1,S} = 3.67 \text{ kNm/m}$	$N_z = -124.11 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -87.46 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 12.84 \text{ kNm/m}$ $M_{1,S} = 1.44 \text{ kNm/m}$	$N_z = -131.40 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -92.60 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 13.57 \text{ kNm/m}$ $M_{1,S} = 0.81 \text{ kNm/m}$
SC_W8-3	$N_z = -112.99 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -72.41 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 10.69 \text{ kNm/m}$ $M_{1,S} = 2.67 \text{ kNm/m}$	$N_z = -112.82 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -72.30 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 10.67 \text{ kNm/m}$ $M_{1,S} = 1.50 \text{ kNm/m}$	$N_z = -121.12 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -77.62 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 11.44 \text{ kNm/m}$ $M_{1,S} = 0.79 \text{ kNm/m}$

Πιν. 9.4.4 : Υπολογισμοί της δρώσας εκτός επιπέδου ροπής $M_{1,S}$ και της ροπής αντοχής M_R στις διατομές ελέγχου. Επίδραση σεισμικής μόνωσης – Σεισμός Imperial Valley, CXO.

(β) Ροπές περί κατακόρυφο άξονα

Στην εικ.9.4.9 παρουσιάζεται σχηματικά η επίδραση της σεισμικής μόνωσης στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές ως προς τον κατακόρυφο άξονα και τις συνεπαγόμενες εφελκυστικές τάσεις των 4 συνολικά διατομών ελέγχου. Στις διατομές αυτές εμφανίζονται οι μέγιστες τιμές των εκτός επιπέδου ροπών στον υπό μελέτη φορέα.



Εικ. 9.4.9 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές και τις συνεπαγόμενες εφελκυστικές τάσεις των θέσεων ελέγχου - Σεισμός Imperial Valley, CXO.

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της εικ.9.4.9, η σεισμική μόνωση βάσης δρά γενικά ευμενώς όσον αφορά την ένταση που οφείλεται στην εκτός επιπέδου κάμψη. Οι μέγιστες ροπές και οι συνεπαγόμενες εφελκυστικές τάσεις στις ακραίες εφελκυσόμενες ίνες των διατομών ελέγχου μειώνονται για αμφότερες τις περιπτώσεις μόνωσης. Η επάρκεια ωστόσο του φορέα έναντι εκτός επιπέδου κάμψης αποδεικνύεται ακόμα και για την αρθρωμένη κατάσταση κατ' αντιστοιχία με τα όσα αναφέρθηκαν και για τις δύο προηγούμενες καταγραφές του σεισμού Imperial Valley,

καθώς οι τάσεις προκύπτουν μικρότερες από την εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιΐας ($f_{wt}=120 \text{ kPa}$).

9.5 Σύνοψη αποτελεσμάτων αναλύσεων για το σεισμό του Imperial Valley – Συμπεράσματα

Στο σημείο αυτό συνοψίζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων χρονοϊστορίας για τις τρεις καταγραφές (E05, CMP και CXO) του σεισμού του Imperial Valley :

- Επιταχύνσεις

Προκύπτει ότι η μόνωση βάσης και με τους δύο τύπους εφεδράνων συντελεί στη μείωση των επιταχύνσεων της ανωδομής για όλες τις καταγραφές που εξετάστηκαν. Η μείωση αυτή είναι γενικά μεγαλύτερη στην κορυφή απ' ό τι στον όροφο. Σημαντικότερη είναι η μείωση των επιταχύνσεων για την καταγραφή CXO, η οποία είναι (για τον όροφο και την κορυφή αντίστοιχα) 59% και 69% για μόνωση με LDRB και 77% και 83% για μόνωση με HDRB. Εξαίρεση αποτελεί η περίπτωση των επιταχύνσεων του ορόφου για την καταγραφή E05, όπου παρατηρείται μικρή αύξηση ίση με 8% για μόνωση με LDRB.

- Μετακινήσεις

Γενικά, οι μετακινήσεις της ανωδομής είναι εξαιρετικά μικρές (της τάξης των μερικών mm) ακόμα και για τη μη μονωμένη κατασκευή, πράγμα που οφείλεται στη μεγάλη της δυσκαμψία. Για το σύνολο των καταγραφών, η μόνωση με εφέδρανα HDRB οδηγεί σε μείωση αυτών των (έστω και πολύ μικρών) μετακινήσεων. Για μόνωση με LDRB μόνο στην περίπτωση της καταγραφής E05 παρατηρείται αύξηση των μετακινήσεων, εξαιτίας της ύπαρξης παλμού με περίοδο κοντά στη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της μονωμένης κατασκευής. Σχετικά με τα drifts κορυφής-ορόφου, είναι όπως αναμένεται πολύ μικρά (της τάξης των μερικών mm) οπότε δεν τίθεται θέμα πρόκλησης βλαβών στην ανωδομή εξαιτίας τους. Τέλος, τα εφέδρανα προκύπτουν επαρκή αναφορικά με τις προκαλούμενες σε αυτά οριζόντιες μετακινήσεις και για τις τρεις καταγραφές. Μεγαλύτερες μετακινήσεις προκαλούνται από την καταγραφή E05 (17 cm και 11.7 cm για LDRB και HDRB αντίστοιχα), ενώ οι μικρότερες από την CMP (1.4 cm και 0.8 cm).

- Τέμνουσες δυνάμεις

Οι αναπτυσσόμενες τέμνουσες δυνάμεις στις διατομές ελέγχου είναι ανάλογες των επιταχύνσεων του ορόφου, οπότε η μεταβολή των μέγιστων τιμών τους ακολουθεί τη μεταβολή των επιταχύνσεων. Γενικά, δυσμενέστεροι είναι οι έλεγχοι στα υπέρθυρα όπου η μικρή τιμή της ορθής θλιπτικής τάσης οδηγεί σε μικρές τιμές των τεμνουσών αντοχής, οπότε σε περιπτώσεις μεγάλων δρυσών τεμνουσών λόγω σημαντικών επιταχύνσεων στον όροφο τα υπέρθυρα αστοχούν. Τέτοια είναι η περίπτωση της καταγραφής E05, όπου παρατηρείται αστοχία όλων των υπό έλεγχο υπερθύρων τόσο για την αρθρωμένη κατασκευή όσο και για εκείνη με LDRB. Η μόνωση με HDRB για την E05 μειώνει τις επιταχύνσεις –άρα και τις τέμνουσες- οπότε τα υπέρθυρα πλέον επαρκούν. Στην καταγραφή CΧΟ, η μείωση των τεμνουσών μετά τη μόνωση έχει ως αποτέλεσμα την επάρκεια των υπερθύρων που πριν αστοχούσαν, ενώ στην καταγραφή CMP οι μικρές επιταχύνσεις ακόμα και για τον μη μονωμένο φορέα (0.159g στον όροφο) έχουν ως αποτέλεσμα την επάρκεια όλων των διατομών ελέγχου. Τέλος, οι πεσσοί στο σύνολό τους προκύπτουν επαρκείς για όλες τις καταγραφές πριν και μετά την εφαρμογή της μόνωσης.

- Ροπές εκτός επιπέδου

Για όλες τις καταγραφές που μελετήθηκαν προκύπτει ότι η κατασκευή πριν και μετά τη μόνωσή της είναι επαρκής για την εκτός επιπέδου κάμψη τόσο ως προς τον οριζόντιο όσο και ως προς τον κατακόρυφο άξονα. Αναφορικά με τις ροπές περί οριζόντιο άξονα, η μόνωση οδηγεί σε αύξηση των ροπών αντοχής M_R και σε μείωση των δρυσών ροπών $M_{1,S}$ και ισχύει σε όλες τις διατομές ελέγχου $M_{1,S} < M_R$, οπότε αυτές επαρκούν. Αντίστοιχα, για τις ροπές περί κατακόρυφο άξονα η μόνωση έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση των μέγιστων ροπών $M_{2,S}$, ενώ ακόμα και για τη μη μονωμένη κατασκευή οι μέγιστες εφελκυστικές τάσεις στην ακραία εφελκυσόμενη ίνα των διατομών ελέγχου υπολείπονται αρκετά της εφελκυστικής αντοχής της τοιχοποιίας ($f_{wt}=120$ kPa).

Συμπεράσματα

1. Η μόνωση έχει ως αποτέλεσμα κοινές επιταχύνσεις στην ανωδομή που υποδηλώνουν αποδέσμευση της κίνησής της από την κίνηση του εδάφους και ταλάντωσή της ως στερεό σώμα. Η διαπίστωση αυτή αντικατοπτρίζεται στη

- σταθερή καθ' ύψος κατανομή των επιταχύνσεων στον μονωμένο φορέα και αφορά όλες τις διεγέρσεις στα πλαίσια της παρούσας εργασίας.
2. Η επίδραση της μόνωσης στις επιταχύνσεις της ανωδομής για τις καταγραφές του σεισμού του Imperial Valley που εξετάστηκαν είναι γενικά ευμενής. Η μόνωση με εφέδρανα HDRB συντελεί σε μεγαλύτερη μείωση λόγω της ανελαστικής τους συμπεριφοράς και της υψηλότερής τους απόσβεσης. Ωστόσο, είναι μεγάλης σημασίας το συχνотικό περιεχόμενο κάθε διέγερσης, καθώς ενδέχεται το φάσμα επιταχύνσεων να έχει υψηλές τιμές και σε μεγάλες περιόδους οπότε η μόνωση να αποδεικνύεται λιγότερο αποδοτική απ' όσο αναμενόταν (λ.χ επίδραση της μόνωσης με LDRB για την καταγραφή E05).
 3. Η μεγάλη δυσκαμψία του αρχικού φορέα και οι συνεπαγόμενες πολύ μικρές μετακινήσεις της ανωδομής δεν μας επιτρέπουν να εξάγουμε συμπεράσματα σχετικά με την επιρροή της μόνωσης στην απόκριση της ανωδομής ως στερεού σώματος βάσει μόνο των μετακινήσεων, όπως θα μπορούσε να συμβεί στην περίπτωση μιας πιο εύκαμπτης κατασκευής. Αυτό όμως μπορεί να προκύψει από τη σταθερή καθ' ύψος κατανομή των επιταχύνσεων στον μονωμένο φορέα (βλ. συμπέρασμα 1).
 4. Στις περιπτώσεις όπου περιέχεται σε μια καταγραφή ένας σημαντικός παλμός με περίοδο που πλησιάζει τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του μονωμένου φορέα, τότε -παρά τη μόνωση στη βάση- οι μετακινήσεις της ανωδομής ενισχύονται και μπορούν να προκύψουν μεγαλύτερες σε σχέση με εκείνες του αρθρωμένου φορέα (λ.χ οι μετακινήσεις του φορέα με LDRB στην καταγραφή E05).
 5. Οι μέγιστες διατμητικές τάσεις λόγω των οριζόντιων σεισμικών φορτίων εντοπίζονται σε χαμηλή στάθμη, στους πεσσούς και τα υπέρθυρα του ισογείου. Στα υπέρθυρα δεν ικανοποιείται η επάρκεια στις περιπτώσεις μεγάλων τεμνουσών λόγω σημαντικών επιταχύνσεων στον όροφο, οπότε ακόμα και μετά τη μόνωση μπορεί να αστοχούν εφόσον δεν μειώνονται οι επιταχύνσεις (λ.χ στον μη μονωμένο φορέα για τις E05 και CXO και στο φορέα με LDRB για την E05). Στους πεσσούς η κατάσταση είναι ευνοϊκότερη λόγω της μεγαλύτερής τους αντοχής (μεγάλη ορθή θλιπτική τάση στις διατομές).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 10

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΓΙΑ ΤΟ ΣΕΙΣΜΟ “NORTHRIDGE, CA, USA (1994)”

10.1 Γενικά

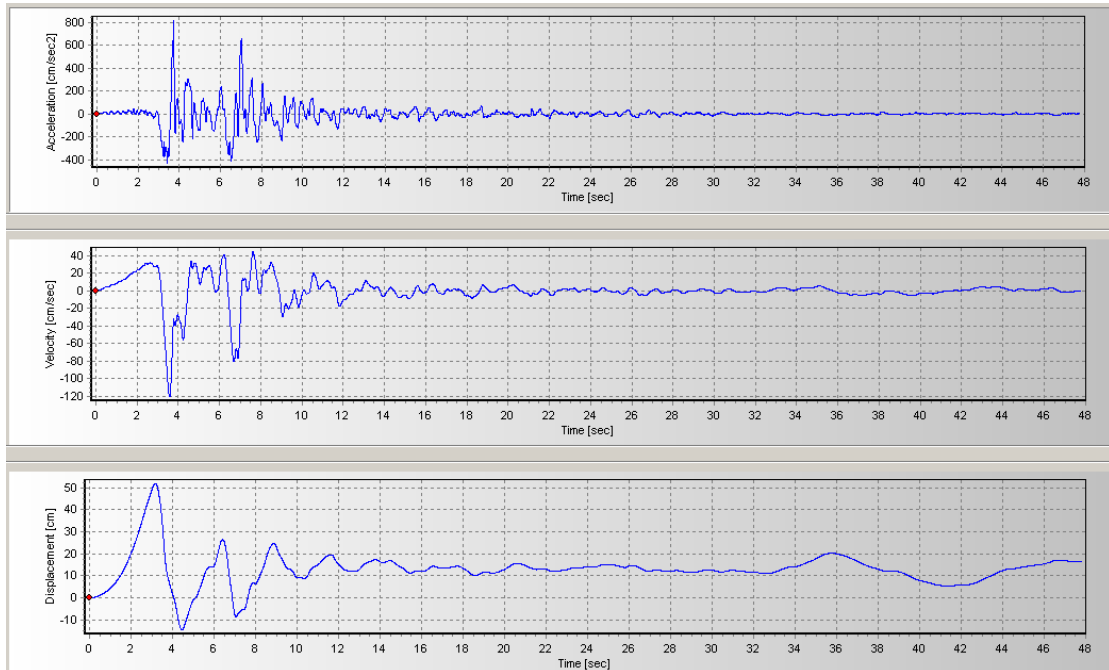
Στο παρόν κεφάλαιο εξετάζεται η συμπεριφορά του κτιρίου I – Μ.Ε.Λ.Τ έναντι τριών διεγέρσεων από το σεισμό του Northridge στην Καλιφόρνια (17/01/1994) μεγέθους $M_w=6.7$, όπως αναφέρθηκε και στο Κεφάλαιο 6. Για καθεμία από αυτές, υπολογίζονται τα μεγέθη απόκρισης σύμφωνα με την παράγραφο 8.3 και πραγματοποιούνται οι αναφερόμενοι έλεγχοι επάρκειας της παραγράφου 8.2.2. Υπενθυμίζεται ότι κατ’ αντιστοιχία με το Κεφάλαιο 9, για κάθε διέγερση λήφθηκε υπόψη μόνο μια εκ των δύο οριζόντιων συνιστωσών.

10.2 Sylmar Converter Station East (SCH)

Forward directivity

(Συνιστώσα SCH-011-1)

10.2.1 Χρονοϊστορίες – SCH

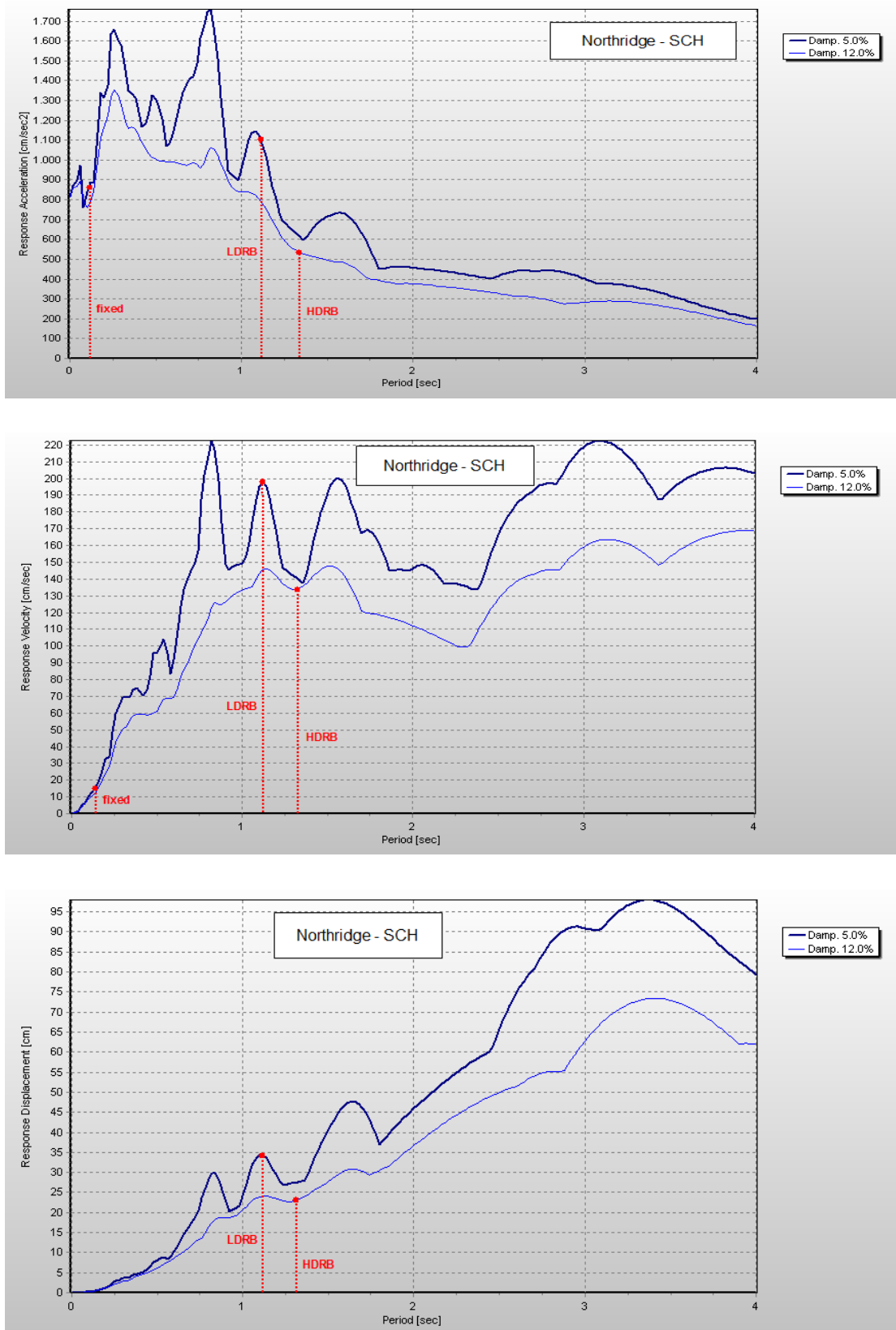


Εικ. 10.2.1 : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετακίνησης – Σεισμός Northridge, SCH.

Παράμετροι εδαφικής κίνησης

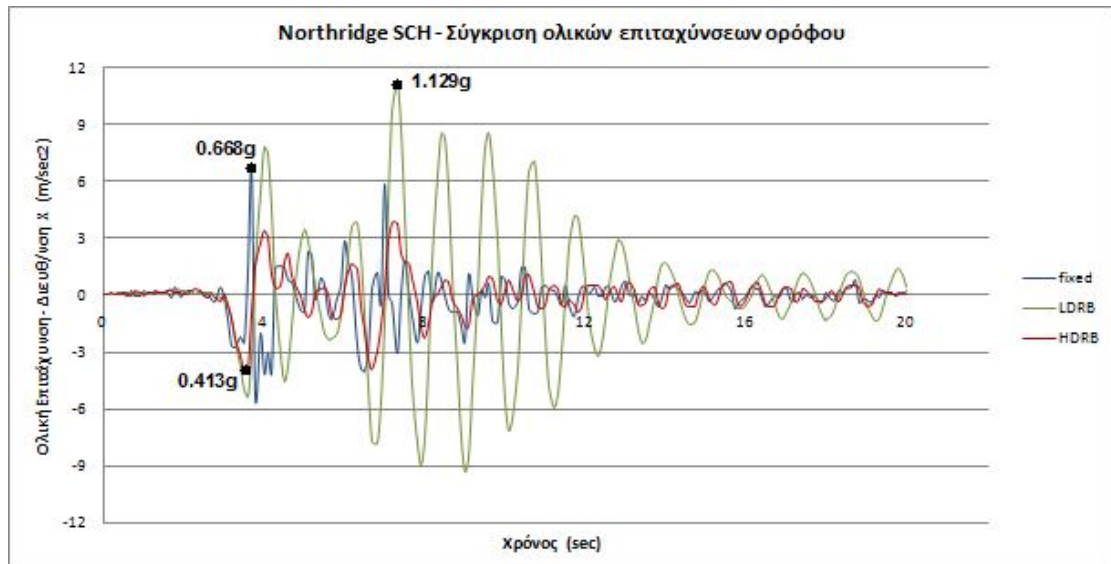
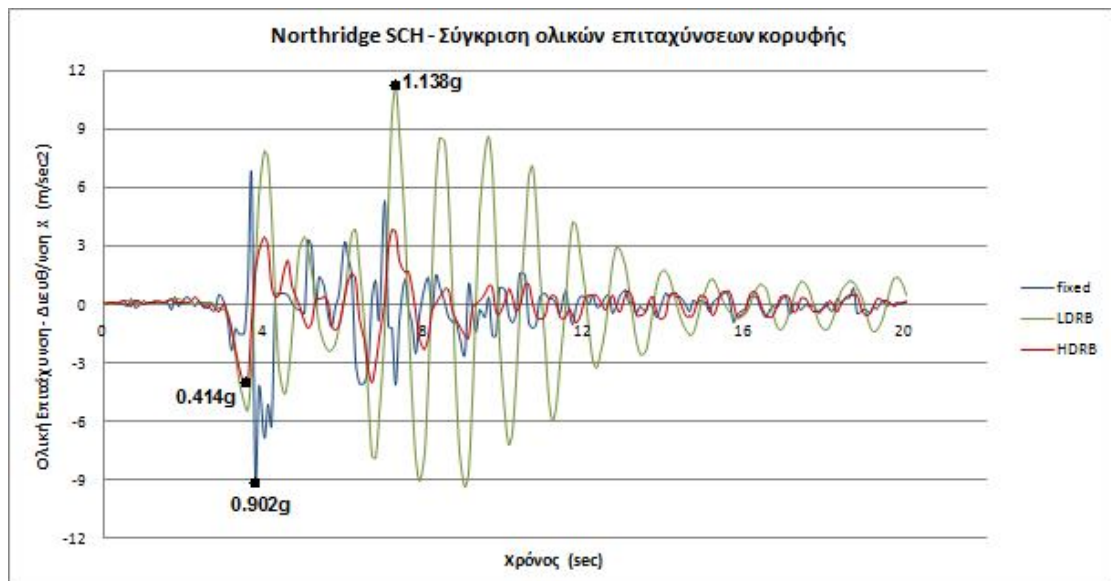
- **Μέγιστη επιτάχυνση :** $a_{g,max}=814.79 \text{ cm/sec}^2$
- **Μέγιστη ταχύτητα :** $v_{g,max}=120.09 \text{ cm/sec}$
- **Μέγιστη μετακίνηση :** $u_{g,max}=51.83 \text{ cm}$

10.2.2 Φάσματα απόκρισης – SCH



Εικ. 10.2.2 : Ελαστικά φάσματα απόκρισης επιταχύνσεων, ταχυτήτων και μετακινήσεων – Σεισμός Northridge, SCH. Ποσοστά απόσβεσης $\zeta=5\%$, 12% .

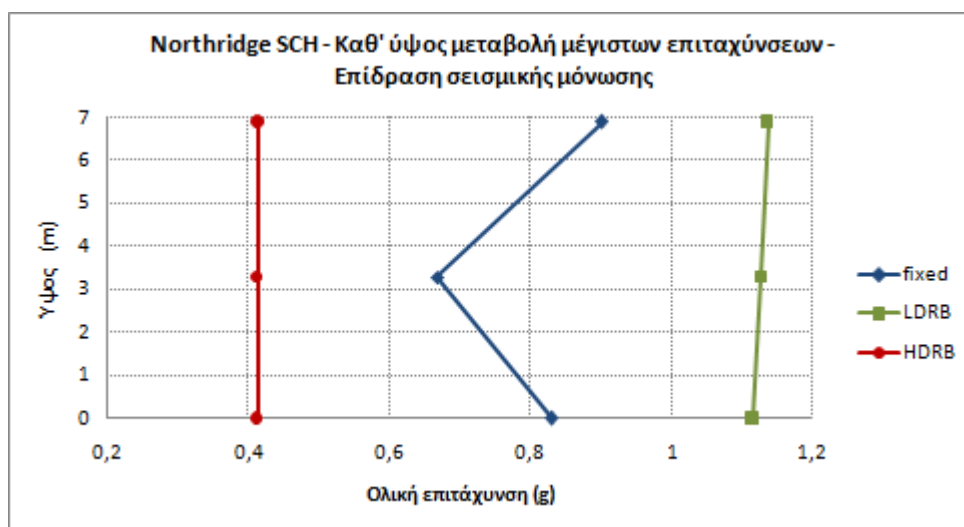
10.2.3 Επιταχύνσεις ανωδομής – SCH



Εικ. 10.2.3 : Χρονοϊστορίες ολικών επιταχύνσεων κορυφής και ορόφου – Επίδραση μόνωσης Σεισμός Northridge, SCH.

Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση (g)	Επιτάχυνση Κορυφής (g)			Επιτάχυνση Ορόφου (g)		
	Αρθρωμένη Βάση	Βάση με εφέδρανα LDRB	Βάση με εφέδρανα HDRB	Αρθρωμένη Βάση	Βάση με εφέδρανα LDRB	Βάση με εφέδρανα HDRB
0.831	0.902	1.138	0.414	0.668	1.129	0.413

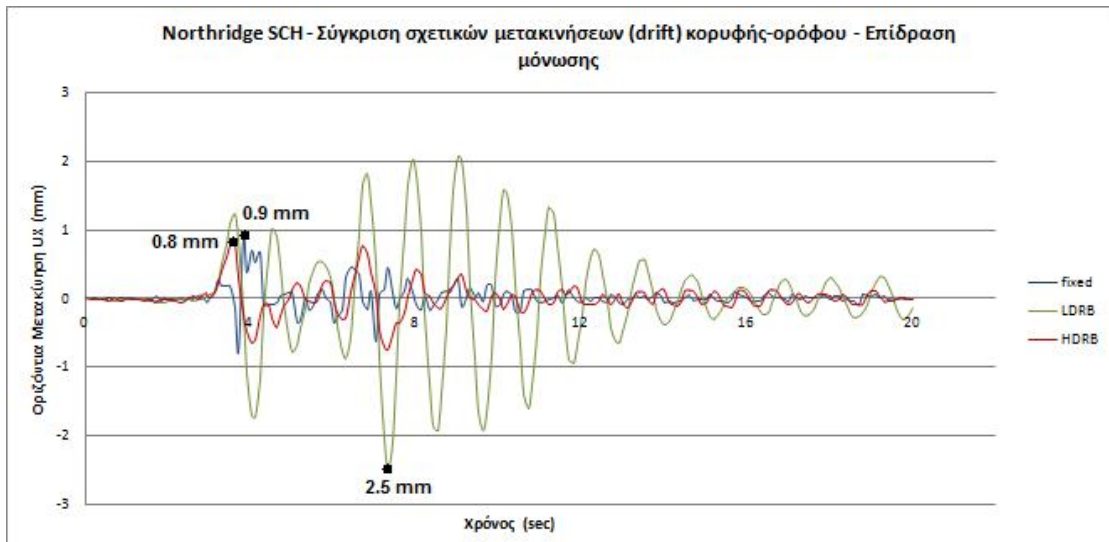
Πιν. 10.2.1 : Μέγιστες επιταχύνσεις κορυφής και ορόφου - Σεισμός Northridge, SCH .



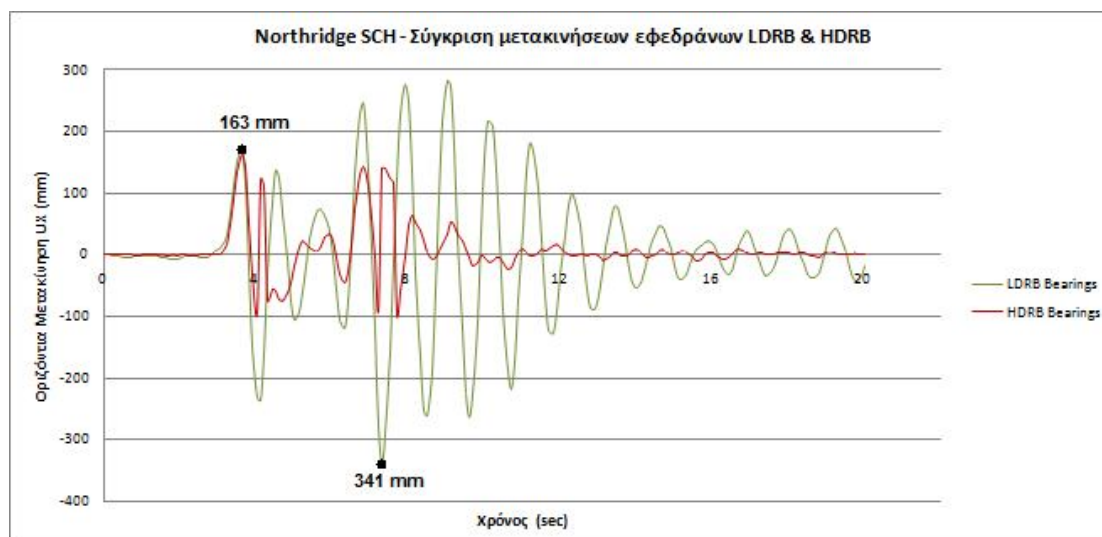
Εικ. 10.2.4 : Μεταβολή καθ' ύψος των μέγιστων επιταχύνσεων - Επίδραση μόνωσης Σεισμός Northridge, SCH.

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα των επιταχύνσεων της ανωδομής, μόνο η μόνωση με τα εφέδρανα HDRB συντελεί σε μείωση της απόκρισης κυρίως όσον αφορά τις επιταχύνσεις στην κορυφή της κατασκευής. Η επιλογή εφεδράνων χαμηλής απόσβεσης LDRB δρα δυσμενώς στη συγκεκριμένη περίπτωση καθώς αυξάνει τις επιταχύνσεις. Η δυσμενής αυτή επίδραση οφείλεται στον συνδυασμό τριών παραγόντων: συχνοτικό περιεχόμενο διέγερσης, περίοδος μονωμένης κατασκευής και χαμηλή απόσβεση. Όπως φαίνεται χαρακτηριστικά από το φάσμα απόκρισης επιταχύνσεων της εικ.10.2.2, οι φασματικές τιμές παραμένουν αυξημένες και μεγαλύτερες από εκείνες για τη μη μονωμένη κατασκευή ($T=0.11$ sec), για περιόδους έως και 1.1 sec περίπου, δηλαδή την ιδιοπερίοδο της μονωμένης με LDRB κατασκευής. Στη μεγάλη τιμή των φασματικών επιταχύνσεων συντελεί και το σχετικά χαμηλό ποσοστό απόσβεσης ($\zeta=5\%$). Αντίθετα, η πτώση των φασματικών τιμών στο εύρος 1.1-1.4 sec έχει ως αποτέλεσμα την ευνοϊκή επίδραση των εφεδράνων HDRB σε συνδυασμό με την υψηλότερη απόσβεση. Αναφέρεται τέλος ότι, σε αντιστοιχία με τις καταγραφές για το σεισμό Imperial Valley, η ιστορία απόκρισης των επιταχύνσεων για την κατασκευή με εφέδρανα LDRB είναι με καλή προσέγγιση περιοδική με περίοδο ίση με την περίοδο του συστήματος μόνωσης ($T_b=1.09$ sec).

10.2.4 Μετακινήσεις ανωδομής και εφεδράνων – SCH



Εικ. 10.2.5 : Χρονοϊστορίες σχετικών μετακινήσεων κορυφής ως προς το σύστημα μόνωσης και drift κορυφής-ορόφου – Επίδραση μόνωσης. Σεισμός Northridge, SCH.



Εικ. 10.2.6 : Χρονοϊστορίες μετακινήσεων εφεδράνων LDRB και HDRB – Σεισμός Northridge, SCH.

Από τις χρονοϊστορίες απόκρισης της εικ.10.2.5 καταλήγουμε σε συμπεράσματα παρόμοια με εκείνα που αναφέρθηκαν για την καταγραφή E05 του σεισμού του Imperial Valley, η οποία - όπως και η καταγραφή SCH – είναι κραδασμοί με χαρακτηριστικά έμπροσθεν κατευθυντικότητας (forward directivity). Η μόνωση της βάσης με εφέδρανα LDRB οδηγεί γενικά σε αύξηση των σχετικών μετακινήσεων της ανωδομής ως προς το επίπεδο μόνωσης με τη μέγιστη τιμή αυτών να είναι σχεδόν τριπλάσια σε σχέση με την αρθρωμένη κατασκευή (από 2.0 mm σε 5.8 mm). Η αύξηση αυτή οφείλεται στο ότι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής με LDRB ($T=1.11$ sec) σχεδόν ταυτίζεται με την περίοδο ενός εκ των σημαντικών παλμών της συγκεκριμένης καταγραφής ($T_{p,1}=2.86$ sec, $T_{p,2}=1.15$ sec) οπότε ενισχύεται η απόκρισή της σε όρους μετακινήσεων. Αντίθετα, στην περίπτωση των εφεδράνων HDRB παρατηρούμε ότι οι σχετικές μετακινήσεις μειώνονται ανεπαίσθητα (από 2.0 mm σε 1.8 mm), γεγονός που αποδίδεται στην υψηλότερή τους απόσβεση. Παρόμοια συμπεράσματα προκύπτουν και για τα drifts κορυφής-ορόφου όπου οι τιμές τους μετά τη μόνωση με LDRB αυξάνονται σε σχέση με την αρθρωμένη κατασκευή (από 0.9 mm σε 2.5 mm), ενώ για τα HDRB μειώνονται στα 0.8 mm. Σημειώνεται, τέλος ότι σε αντιστοιχία με τις επιταχύνσεις, η απόκριση σε όρους σχετικών μετακινήσεων της μονωμένης με εφέδρανα LDRB κατασκευής είναι περιοδική με περίοδο ίση με την περίοδο του συστήματος μόνωσης ($T_b=1.09$ sec).

Σχετικά με τις μετακινήσεις των εφεδράνων, παρατηρούμε ότι τα εφέδρανα HDRB λόγω της υψηλότερης τους απόσβεσης εμφανίζουν μετακινήσεις αισθητά

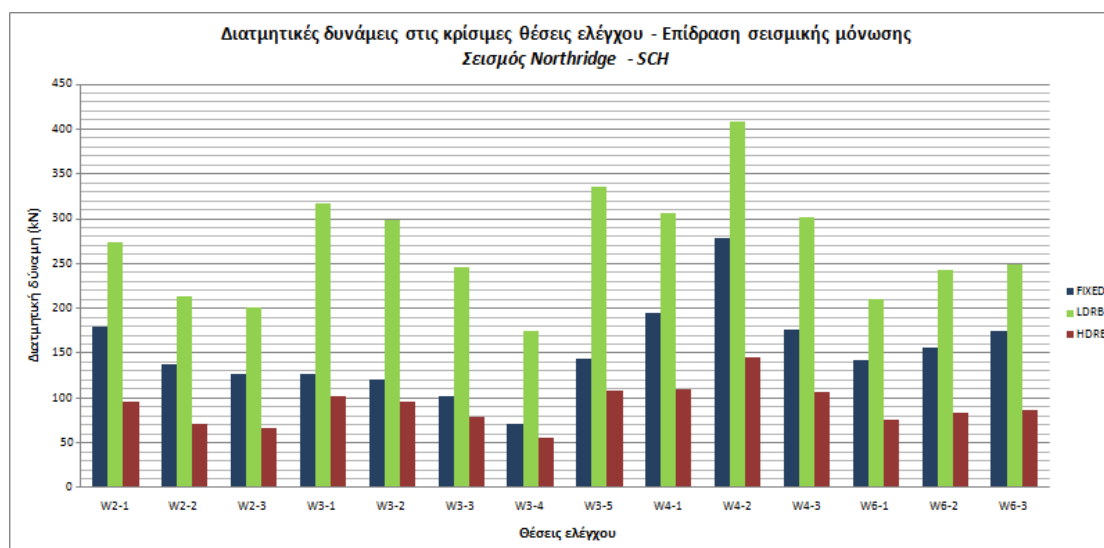
μικρότερες σε σχέση με τα LDRB (περίπου 16 cm αντί των 34 cm για τα LDRB). Οι μετακινήσεις των εφεδράνων HDRB είναι αποδεκτές δεδομένου ότι είναι μικρότερες από το διπλάσιο του συνολικού πάχους του ελαστομερούς, δεν συμβαίνει όμως το ίδιο και για τις μετακινήσεις των εφεδράνων LDRB :

Εφέδρανα LDRB : $maxu_b = 34,1 \text{ cm} > 2 \cdot t_e = 2 \cdot 12 = 24 \text{ cm}$

Εφέδρανα HDRB : $maxu_b = 16,3 \text{ cm} < 2 \cdot t_e = 2 \cdot 12 = 24 \text{ cm}$

10.2.5 Έλεγχοι διάτμησης – SCH

Στην εικ.10.2.7 παρουσιάζεται σχηματικά η επίδραση της σεισμικής μόνωσης στις μέγιστες τέμνουσες δυνάμεις των 14 συνολικά διατομών ελέγχου. Στις διατομές αυτές εμφανίζονται οι μέγιστες τιμές των διατμητικών τάσεων στον υπό μελέτη φορέα.



Εικ. 10.2.7 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στις μέγιστες τέμνουσες των θέσεων ελέγχου – Σεισμός Northridge, SCH.

Από τα αποτελέσματα της εικ.10.2.7 είναι εμφανής η διαφορετική επίδραση των δύο τύπων εφεδράνων στις μέγιστες τέμνουσες των διατομών ελέγχου, αποτελέσματα που έρχονται σε συμφωνία και με τα όσα αναφέρθηκαν σχετικά με τις επιταχύνσεις της ανωδομής. Παρατηρούμε ότι η μόνωση με εφέδρανα LDRB αυξάνει

τις τέμνουσες, ειδικά στους πεσσούς και τα υπέρθυρα του τοίχου 3 όπου η αύξηση είναι μεγαλύτερη. Αντίθετα, τα εφέδρανα HDRB οδηγούν σε σημαντική μείωση των τεμνουσών. Αναφορικά με τους ελέγχους επάρκειας, όλα τα υπό έλεγχο υπέρθυρα αστοχούν τόσο για την αρθρωμένη κατασκευή όσο και για τη μονωμένη και με τους δύο τύπους εφεδράνων. Η αστοχία ακόμα και για την περίπτωση μόνωσης με εφέδρανα HDRB παρατηρείται εξαιτίας των τιμών των τεμνουσών οι οποίες διατηρούνται μεγάλες σε σχέση με άλλες καταγραφές (και κυρίως με την καταγραφή E05 του Imperial Valley όπου η επιτάχυνση ήταν 0.305g) και όχι λόγω μείωσης της αντοχής, η οποία μάλιστα έχει τη μέγιστη τιμή της αφού σε όλες τις θέσεις η ανηγμένη εκκεντρότητα παραμένει μικρότερη από το 1/6. Σχετικά με τους πεσσούς, η αύξηση των τεμνουσών μετά τη μόνωση με LDRB οδηγεί σε αστοχία τους πεσσούς των τοίχων 2 και 3 και τον πεσσό W6-3 που για την αρχική κατασκευή επαρκούσαν (η αντοχή αυτών των πεσσών παραμένει σταθερή αφού πριν και μετά τη μόνωση ισχύει $\gamma < 1/6$), ενώ όσοι αστοχούσαν εξακολουθούν να αστοχούν. Αντίθετα, μετά τη μόνωση με εφέδρανα HDRB όλοι οι πεσσοί είναι επαρκείς έναντι τέμνουσας. Στον ακόλουθο πίνακα συνοψίζονται τα παραπάνω αποτελέσματα.

Κατηγορία	Θέση ελέγχου	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB	Βάση με HDRB
Πεσσοί	SC_W2-2	Επάρκεια	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W2-3	Επάρκεια	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W3-3	Επάρκεια	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W3-4	Επάρκεια	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W4-2	Αστοχία	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W4-3	Αστοχία	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W6-2	Αστοχία	Αστοχία	Επάρκεια
Υπέρθυρα	SC_W6-3	Επάρκεια	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W2-1	Αστοχία	Αστοχία	Αστοχία
	SC_W3-1	Αστοχία	Αστοχία	Αστοχία
	SC_W3-2	Αστοχία	Αστοχία	Αστοχία
	SC_W4-1	Αστοχία	Αστοχία	Αστοχία
Ποδιές	SC_W6-1	Αστοχία	Αστοχία	Αστοχία
	SC_W3-5	Αστοχία	Αστοχία	Αστοχία

Πιν. 10.2.2 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στην επάρκεια έναντι τέμνουσας – Σεισμός Northridge, SCH.

10.2.6 Έλεγχοι εκτός επιπέδου κάμψης – SCH

(α) Ροπές περί οριζόντιο άξονα

Στην εικ.10.2.8 παρουσιάζεται σχηματικά η επίδραση της σεισμικής μόνωσης στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές ως προς τον οριζόντιο άξονα των 4 συνολικά διατομών ελέγχου. Στις διατομές αυτές, όπως έχει αναφερθεί, ασκείται ο δυσμενέστερος συνδυασμός ορθής κατακόρυφης δύναμης και εκτός επιπέδου ροπής σύμφωνα με την παράγραφο 8.2.2.2.



Εικ. 10.2.8 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές περί οριζόντιο άξονα των θέσεων ελέγχου - Σεισμός Northridge, SCH.

Θέση ελέγχου	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB	Βάση με HDRB
SC_W1-5	Αστοχία	Αστοχία	Επάρκεια
SC_W1-6	Επάρκεια	Αστοχία	Επάρκεια
SC_W5-3	Επάρκεια	Αστοχία	Επάρκεια
SC_W8-3	Επάρκεια	Αστοχία	Επάρκεια

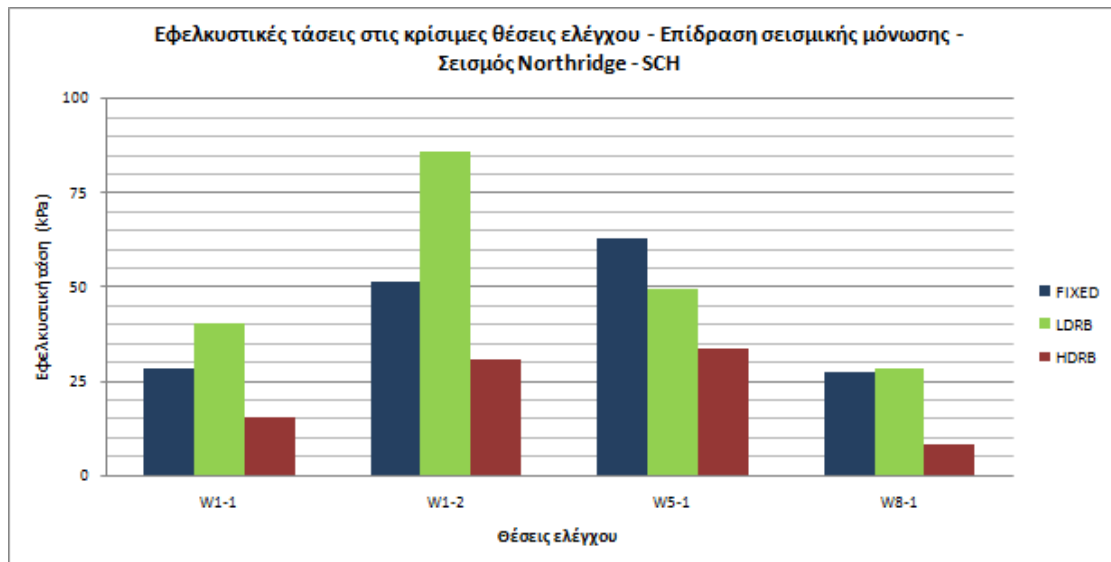
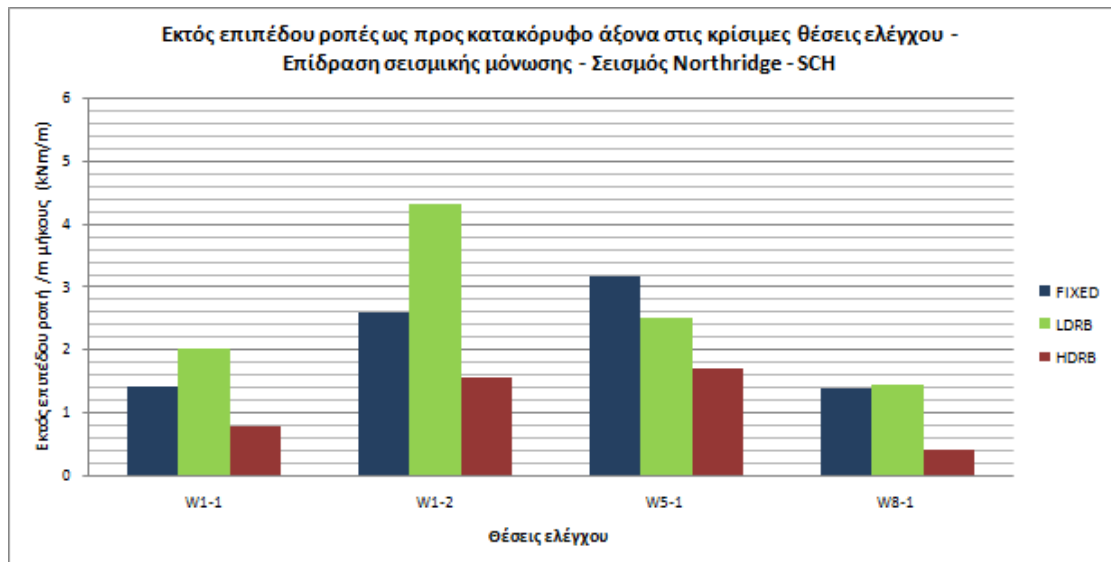
Πιν. 10.2.3 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στην επάρκεια έναντι εκτός επιπέδου κάμψης ως προς οριζόντιο άξονα – Σεισμός Northridge, SCH.

Θέση ελέγχου	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB	Βάση με HDRB
SC_W1-5	$N_z=+25.89$ kN $\sigma_0=$ - $M_R=$ - $M_{1,s}=8.07$ kNm/m	$N_z=+35.60$ kN $\sigma_0=$ - $M_R=$ - $M_{1,s}=11.36$ kNm/m	$N_z=-94.85$ kN $\sigma_0=-62.03$ kN/m ² $M_R=9.19$ kNm/m $M_{1,s}=4.83$ kNm/m
SC_W1-6	$N_z=-44.79$ kN $\sigma_0=-29.29$ kN/m ² $M_R=4.39$ kNm/m $M_{1,s}=3.62$ kNm/m	$N_z=-53.15$ kN $\sigma_0=-34.76$ kN/m ² $M_R=5.20$ kNm/m $M_{1,s}=5.99$ kNm/m	$N_z=-81.23$ kN $\sigma_0=-53.13$ kN/m ² $M_R=7.89$ kNm/m $M_{1,s}=3.04$ kNm/m
SC_W5-3	$N_z=-82.96$ kN $\sigma_0=-58.46$ kN/m ² $M_R=8.67$ kNm/m $M_{1,s}=5.07$ kNm/m	$N_z=-56.49$ kN $\sigma_0=-39.81$ kN/m ² $M_R=5.94$ kNm/m $M_{1,s}=8.97$ kNm/m	$N_z=-100.91$ kN $\sigma_0=-71.11$ kN/m ² $M_R=10.50$ kNm/m $M_{1,s}=3.46$ kNm/m
SC_W8-3	$N_z=-95.25$ kN $\sigma_0=-61.04$ kN/m ² $M_R=9.04$ kNm/m $M_{1,s}=4.92$ kNm/m	$N_z=-47.99$ kN $\sigma_0=-30.76$ kN/m ² $M_R=4.60$ kNm/m $M_{1,s}=8.98$ kNm/m	$N_z=-99.84$ kN $\sigma_0=-63.98$ kN/m ² $M_R=9.47$ kNm/m $M_{1,s}=3.33$ kNm/m

Πιν. 10.2.4 : Υπολογισμοί της δρώσας εκτός επιπέδου ροπής $M_{1,s}$ και της ροπής αντοχής M_R στις διατομές ελέγχου. Επίδραση σεισμικής μόνωσης – Σεισμός Northridge, SCH.

(β) Ροπές περί κατακόρυφο άξονα

Στην εικ.10.2.9 παρουσιάζεται σχηματικά η επίδραση της σεισμικής μόνωσης στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές ως προς τον κατακόρυφο άξονα και τις συνεπαγόμενες εφελκυστικές τάσεις των 4 συνολικά διατομών ελέγχου. Στις διατομές αυτές εμφανίζονται οι μέγιστες τιμές των εκτός επιπέδου ροπών στον υπό μελέτη φορέα.

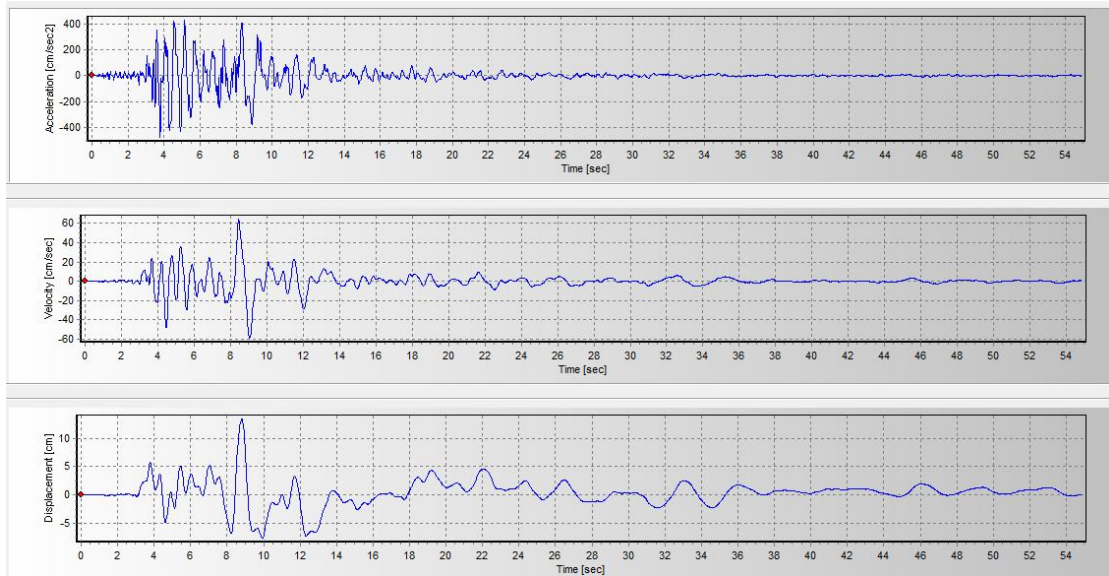


Εικ. 10.2.9 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές και τις συνεπαγόμενες εφελκυστικές τάσεις των θέσεων ελέγχου - Σεισμός Northridge, SCH.

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της εικ.10.2.9, η μόνωση με εφέδρανα HDRB δρα ευμενώς όσον αφορά την ένταση που οφείλεται στην εκτός επιπέδου κάμψη σε όλες τις διατομές ελέγχου. Αντίθετα, η μόνωση με εφέδρανα LDRB είναι ευμενής μόνο για τις διατομές W5-1 και W8-1. Ωστόσο, η επάρκεια του φορέα έναντι εκτός επιπέδου κάμψης αποδεικνύεται τόσο για τον αρχικό αρθρωμένο φορέα όσο και για τις δύο περιπτώσεις μόνωσης με ελαστομεταλλικά εφέδρανα, κατ' αντιστοιχία με τα όσα αναφέρθηκαν και για τις καταγραφές του σεισμού Imperial Valley, καθώς οι τάσεις προκύπτουν μικρότερες από την εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιΐας ($f_{wt}=120$ kPa).

(Συνιστώσα LF6-279-1)

10.3.1 Χρονοϊστορίες – LF6

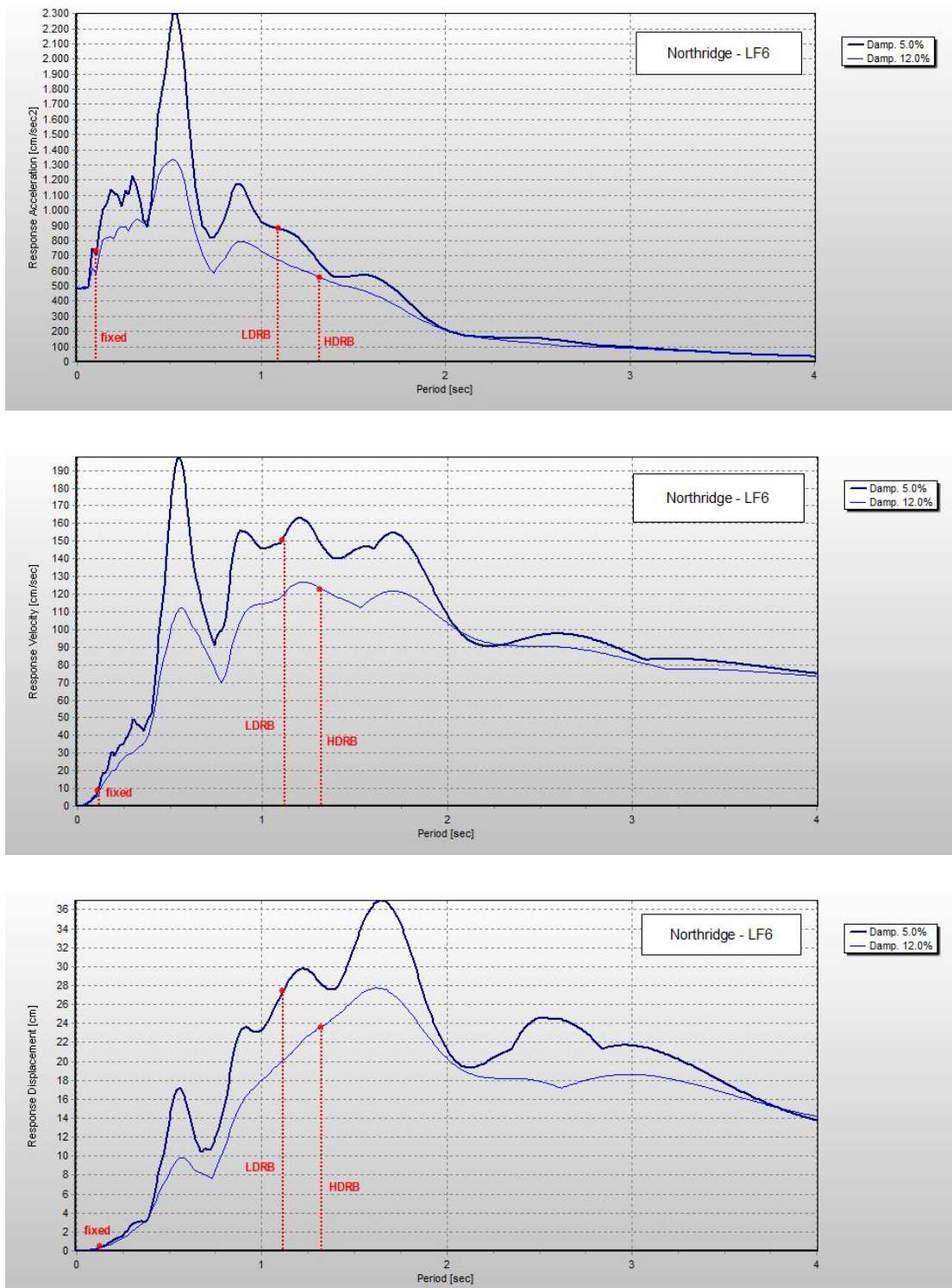


Εικ. 10.3.1 : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετακίνησης – Σεισμός Northridge, LF6.

Παράμετροι εδαφικής κίνησης

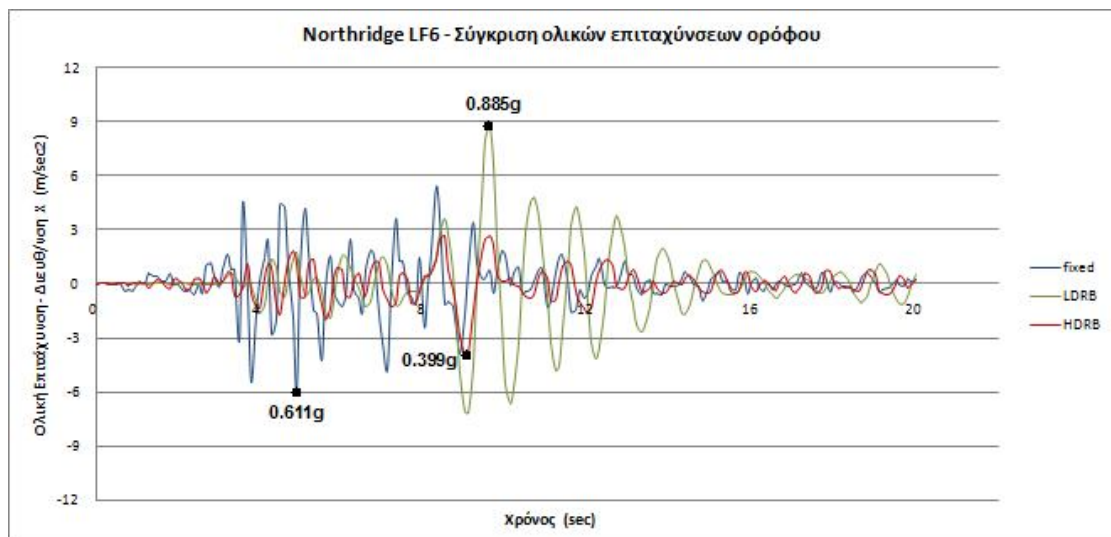
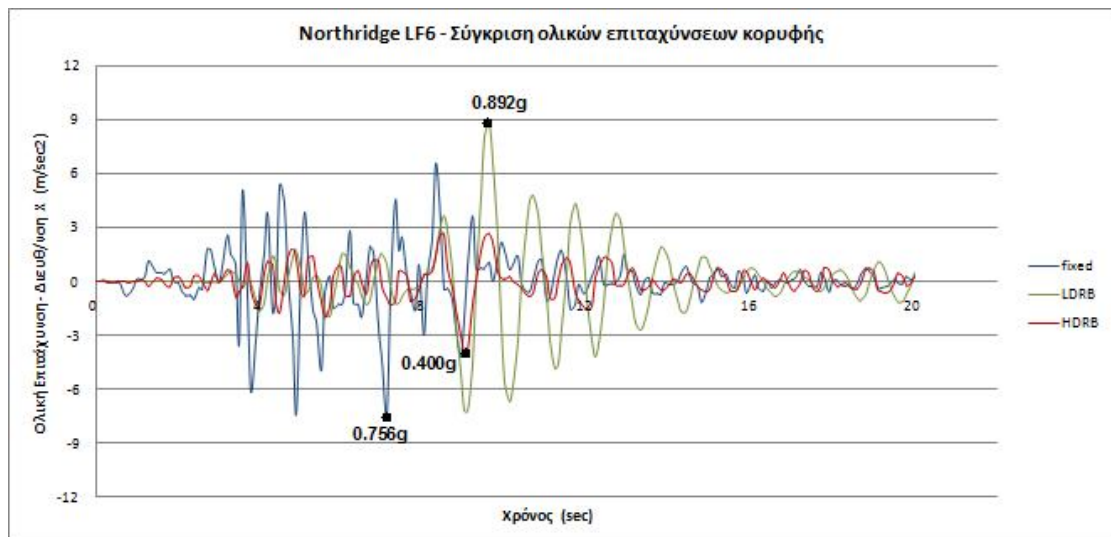
- **Μέγιστη επιτάχυνση :** $a_{g,max}=478.64 \text{ cm/sec}^2$
- **Μέγιστη ταχύτητα :** $v_{g,max}=64.42 \text{ cm/sec}$
- **Μέγιστη μετακίνηση :** $u_{g,max}=13.42 \text{ cm}$

10.3.2 Φάσματα απόκρισης – LF6



Εικ. 10.3.2 : Ελαστικά φάσματα απόκρισης επιταχύνσεων, ταχυτήτων και μετακινήσεων – Σεισμός Northridge, LF6. Ποσοστά απόσβεσης $\zeta=5\%$, 12% .

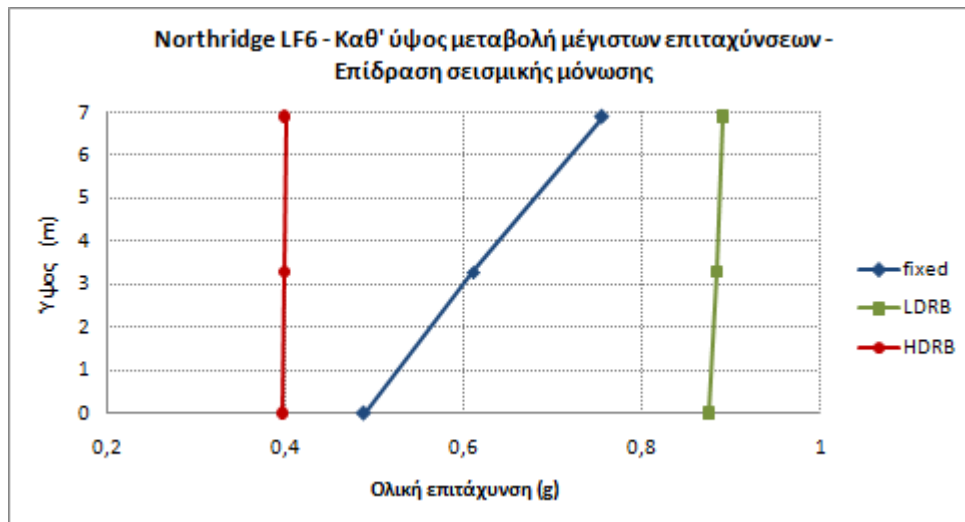
10.3.3 Επιταχύνσεις ανωδομής – LF6



Εικ. 10.3.3 : Χρονοϊστορίες ολικών επιταχύνσεων κορυφής και ορόφου – Επίδραση μόνωσης Σεισμός Northridge, LF6.

Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση (g)	Επιτάχυνση Κορυφής (g)			Επιτάχυνση Ορόφου (g)		
	Αρθρωμένη Βάση	Βάση με εφέδρανα LDRB	Βάση με εφέδρανα HDRB	Αρθρωμένη Βάση	Βάση με εφέδρανα LDRB	Βάση με εφέδρανα HDRB
0.488	0.756	0.892	0.400	0.611	0.885	0.399

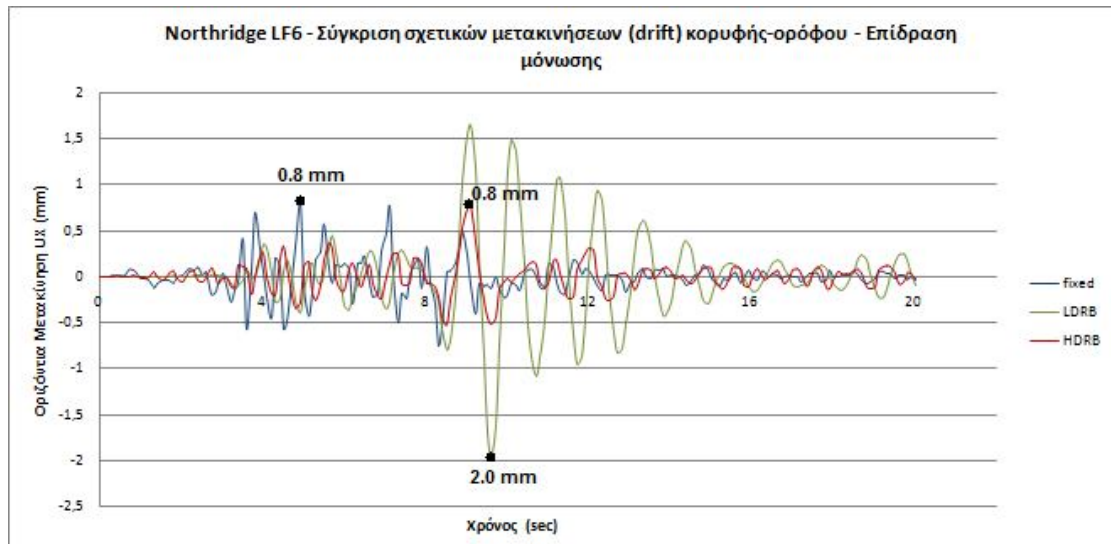
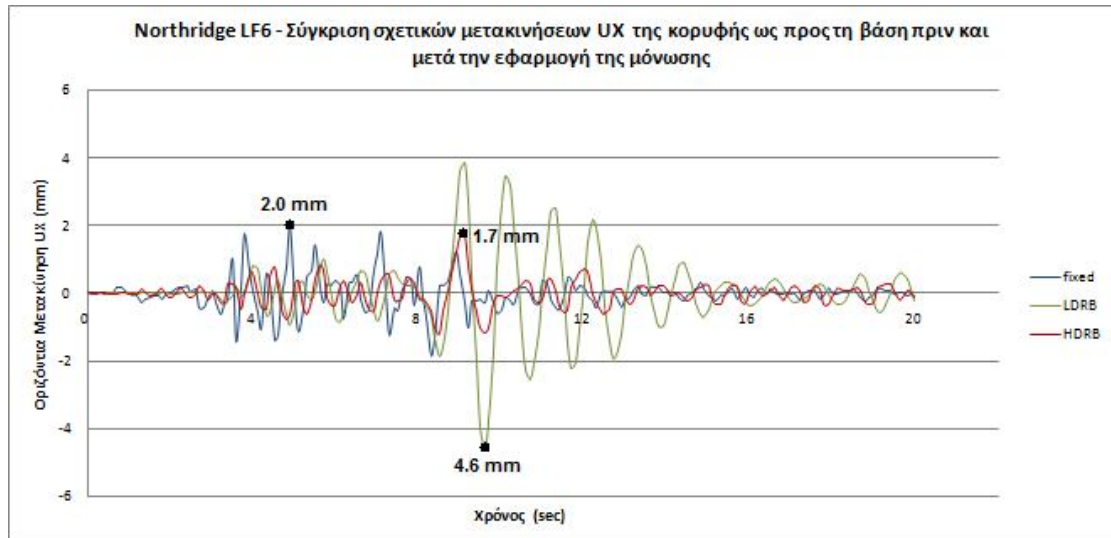
Πιν. 10.3.1 : Μέγιστες επιταχύνσεις κορυφής και ορόφου - Σεισμός Northridge, LF6 .



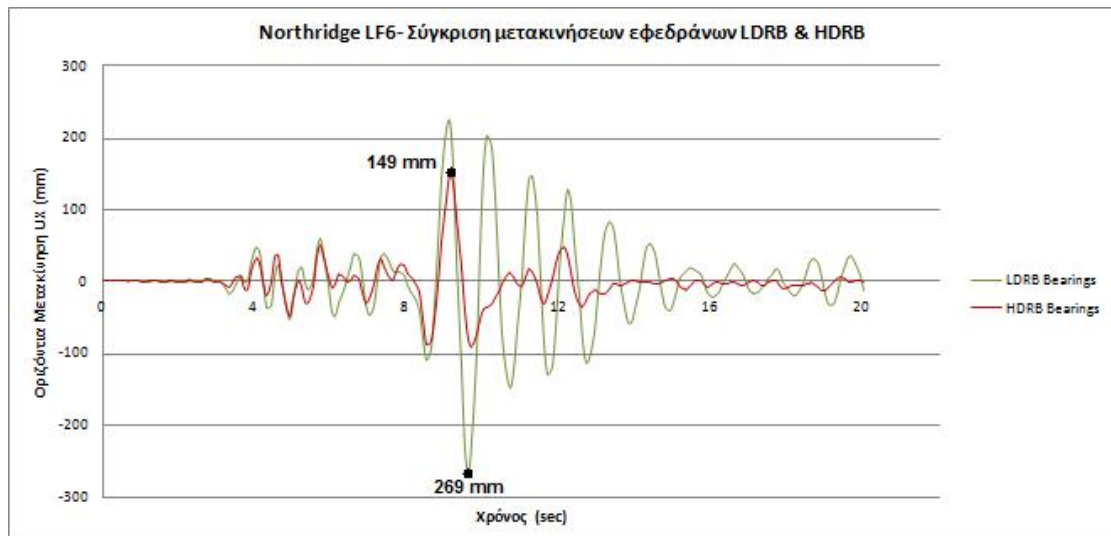
Εικ. 10.3.4 : Μεταβολή καθ' ύψος των μέγιστων επιταχύνσεων - Επίδραση μόνωσης Σεισμός Northridge, LF6.

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα των επιταχύνσεων της ανωδομής, μόνο η μόνωση με τα εφέδρανα HDRB συντελεί στη μείωση της απόκρισης, ενώ η επιλογή εφεδράνων χαμηλής απόσβεσης LDRB δρα δυσμενώς στη συγκεκριμένη περίπτωση καθώς αυξάνει τις επιταχύνσεις. Σε πλήρη αντιστοιχία με τα όσα αναφέρθηκαν για την καταγραφή SCH, η επίδραση αυτή αποδίδεται στο δυσμενή συνδυασμό του συχνοτικού περιεχομένου της διέγερσης και της περιόδου της μονωμένης κατασκευής. Όπως φαίνεται χαρακτηριστικά από το φάσμα απόκρισης επιταχύνσεων της εικ.10.3.2, οι φασματικές τιμές είναι μεγαλύτερες από εκείνη για τη μη μονωμένη κατασκευή ($T=0.11$ sec) στο εύρος περιόδων $0.8-1.25$ sec, στο οποίο εμπίπτει και η ιδιοπερίοδος της κατασκευής με εφέδρανα LDRB ($T=1.11$ sec). Στη μεγάλη τιμή των φασματικών επιταχύνσεων συντελεί και το σχετικά χαμηλό ποσοστό απόσβεσης ($\zeta=5\%$). Αντίθετα, η πτώση των φασματικών τιμών για $T>1.25$ sec έχει ως αποτέλεσμα την ευνοϊκή επίδραση των εφεδράνων HDRB σε συνδυασμό με την υψηλότερη απόσβεση. Αναφέρεται τέλος ότι, σε αντιστοιχία με τις προηγούμενες καταγραφές, η χρονοϊστορία απόκρισης των επιταχύνσεων για την κατασκευή με εφέδρανα LDRB είναι με καλή προσέγγιση περιοδική με περίοδο ίση με αυτή του συστήματος μόνωσης ($T_b=1.09$ sec).

10.3.4 Μετακινήσεις ανωδομής και εφεδράνων – LF6



Εικ. 10.3.5 : Χρονοϊστορίες σχετικών μετακινήσεων κορυφής ως προς το σύστημα μόνωσης – Επίδραση μόνωσης. Σεισμός Northridge, LF6.



Εικ. 10.3.6 : Χρονοϊστορίες μετακινήσεων εφεδράνων LDRB και HDRB – Σεισμός Northridge, LF6.

Από τις χρονοϊστορίες απόκρισης της εικ.10.3.5 συμπεραίνουμε ότι οι δύο τύποι ελαστομεταλλικών εφεδράνων έχουν διαφορετική επίδραση στις σχετικές μετακινήσεις της κορυφής ως προς τη στάθμη της μόνωσης. Η εφαρμογή των εφεδράνων LDRB οδηγεί σε αύξηση των σχετικών μετακινήσεων με τη μέγιστη τιμή αυτών να είναι αυξημένη πάνω από 100% σε σχέση με την αρθρωμένη κατασκευή (από 2.0 mm σε 4.6 mm). Σε πλήρη αντιστοιχία με τα συμπεράσματα για τις καταγραφές E05 και SCH, η αύξηση αυτή των μετακινήσεων αποδίδεται στο ότι η περίοδος ενός από τους παλμούς της καταγραφής LF6 είναι κοντά στην ιδιοπερίοδο της μονωμένης κατασκευής, οπότε ενισχύονται οι μετακινήσεις της ανωδομής. Υπενθυμίζεται ότι, στην αντίστοιχη περίπτωση καταγραφής όπισθεν κατευθυντικότητας (βλ. καταγραφή CMP του σεισμού Imperial Valley) όπου η εδαφική μετακίνηση ήταν μικρότερη και δεν περιελάμβανε κάποιο διακριτό παλμό, η μόνωση με εφέδρανα LDRB συντελούσε στη μείωση των σχετικών μετακινήσεων. Αντίστοιχα συμπεράσματα προκύπτουν και για το drift κορυφής-ορόφου, όπου η μόνωση με εφέδρανα LDRB το αυξάνει από 0.8 mm (για τη μη μονωμένη κατασκευή) στα 2.0 mm, ενώ για μόνωση με HDRB διατηρείται σταθερό.

Σχετικά με τις μετακινήσεις των εφεδράνων, παρατηρούμε ότι τα εφέδρανα HDRB λόγω της υψηλότερης τους απόσβεσης εμφανίζουν μετακινήσεις αισθητά μικρότερες σε σχέση με τα LDRB (περίπου 15 cm αντί των 27 cm για τα LDRB). Οι μετακινήσεις των εφεδράνων HDRB είναι αποδεκτές δεδομένου ότι είναι μικρότερες

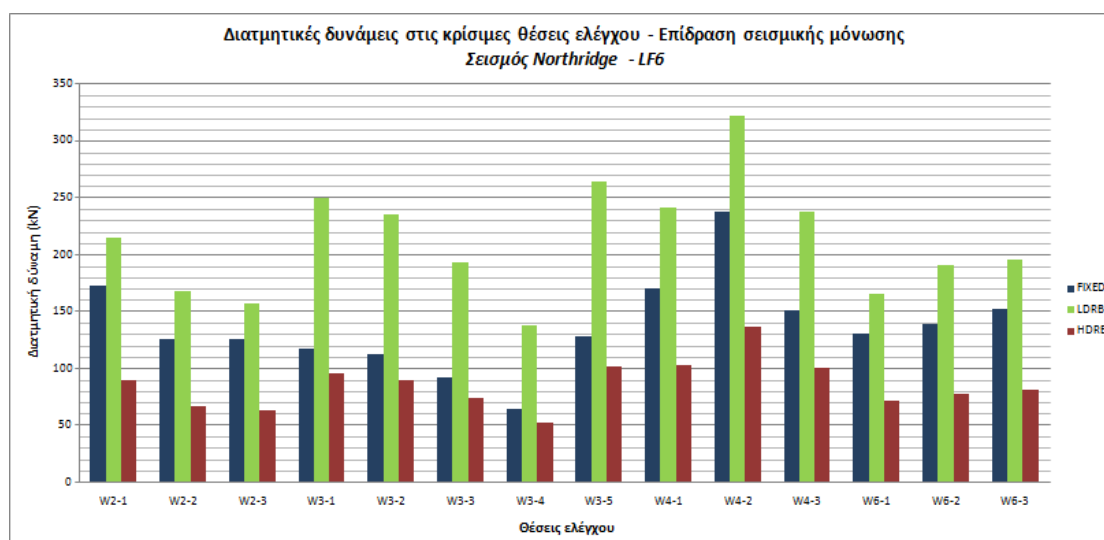
από το διπλάσιο του συνολικού πάχους του ελαστομερούς, δεν συμβαίνει όμως το ίδιο και για τις μετακινήσεις των εφεδράνων LDRB :

Εφέδρανα LDRB : $maxu_b = 26,9 \text{ cm} > 2 \cdot t_e = 2 \cdot 12 = 24 \text{ cm}$

Εφέδρανα HDRB : $maxu_b = 14,9 \text{ cm} < 2 \cdot t_e = 2 \cdot 12 = 24 \text{ cm}$

10.3.5 Έλεγχοι διάτμησης – LF6

Στην εικ.10.3.7 παρουσιάζεται σχηματικά η επίδραση της σεισμικής μόνωσης στις μέγιστες τέμνουσες δυνάμεις των 14 συνολικά διατομών ελέγχου. Στις διατομές αυτές εμφανίζονται οι μέγιστες τιμές των διατμητικών τάσεων στον υπό μελέτη φορέα.



Εικ. 10.3.7 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στις μέγιστες τέμνουσες των θέσεων ελέγχου – Σεισμός Northridge, LF6.

Με βάση τα αποτελέσματα της εικ.10.3.7 διακρίνεται η διαφορετική επίδραση των δύο τύπων εφεδράνων στις μέγιστες τέμνουσες των διατομών ελέγχου, αποτελέσματα που έρχονται σε συμφωνία και με τα όσα αναφέρθηκαν σχετικά με τις επιταχύνσεις της ανωδομής. Παρατηρούμε ότι η μόνωση με εφέδρανα LDRB αυξάνει τις τέμνουσες, ειδικά στους πεσσούς και τα υπέρθυρα του τοίχου 3 όπου η αύξηση είναι μεγαλύτερη. Αντίθετα, τα εφέδρανα HDRB οδηγούν σε σημαντική μείωση των

τεμνουσών. Αναφορικά με τους ελέγχους επάρκειας, όλα τα υπό έλεγχο υπέρθυρα αστοχούν τόσο για την αρθρωμένη κατασκευή όσο και για τη μονωμένη κατασκευή με εφέδρανα LDRB, ενώ για μόνωση με HDRB αστοχούν όλα τα υπέρθυρα εκτός από το W4-1. Η αστοχία των υπερθύρων για την περίπτωση μόνωσης με εφέδρανα HDRB παρατηρείται εξαιτίας των μεγάλων τιμών των τεμνουσών και όχι λόγω μειωμένης αντοχής, η οποία μάλιστα έχει τη μέγιστη τιμή της αφού σε όλες τις θέσεις η ανηγμένη εκκεντρότητα παραμένει μικρότερη από το 1/6. Σχετικά με τους πεσσούς, η αύξηση των τεμνουσών μετά τη μόνωση με LDRB οδηγεί σε αστοχία τους πεσσούς των τοίχων 2, 3 και 6 που για την αρχική κατασκευή επαρκούσαν (η αντοχή αυτών των πεσσών παραμένει σταθερή αφού πριν και μετά τη μόνωση ισχύει $\gamma < 1/6$), ενώ εκείνοι του τοίχου 4 που αστοχούσαν εξακολουθούν να αστοχούν. Αντίθετα, μετά τη μόνωση με εφέδρανα HDRB όλοι οι πεσσοί είναι επαρκείς έναντι τέμνουσας. Στον ακόλουθο πίνακα συνοψίζονται τα παραπάνω αποτελέσματα.

Κατηγορία	Θέση ελέγχου	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB	Βάση με HDRB
Πεσσοί	SC_W2-2	Επάρκεια	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W2-3	Επάρκεια	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W3-3	Επάρκεια	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W3-4	Επάρκεια	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W4-2	Αστοχία	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W4-3	Αστοχία	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W6-2	Επάρκεια	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W6-3	Επάρκεια	Αστοχία	Επάρκεια
Υπέρθυρα	SC_W2-1	Αστοχία	Αστοχία	Αστοχία
	SC_W3-1	Αστοχία	Αστοχία	Αστοχία
	SC_W3-2	Αστοχία	Αστοχία	Αστοχία
	SC_W4-1	Αστοχία	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W6-1	Αστοχία	Αστοχία	Αστοχία
Ποδιές	SC_W3-5	Αστοχία	Αστοχία	Αστοχία

Πιν. 10.3.2 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στην επάρκεια έναντι τέμνουσας – Σεισμός Northridge, LF6.

10.3.6 Έλεγχοι εκτός επιπέδου κάμψης – LF6

(α) Ροπές περί οριζόντιο άξονα

Στην εικ.10.3.8 παρουσιάζεται σχηματικά η επίδραση της σεισμικής μόνωσης στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές ως προς τον οριζόντιο άξονα των 4 συνολικά διατομών ελέγχου. Στις διατομές αυτές, όπως έχει αναφερθεί, ασκείται ο δυσμενέστερος συνδυασμός ορθής κατακόρυφης δύναμης και εκτός επιπέδου ροπής σύμφωνα με την παράγραφο 8.2.2.2.



Εικ. 10.3.8 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές περί οριζόντιο άξονα των θέσεων ελέγχου - Σεισμός Northridge, LF6.

Θέση ελέγχου	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB	Βάση με HDRB
SC_W1-5	Αστοχία	Αστοχία	Επάρκεια
SC_W1-6	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
SC_W5-3	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
SC_W8-3	Επάρκεια	Αστοχία	Επάρκεια

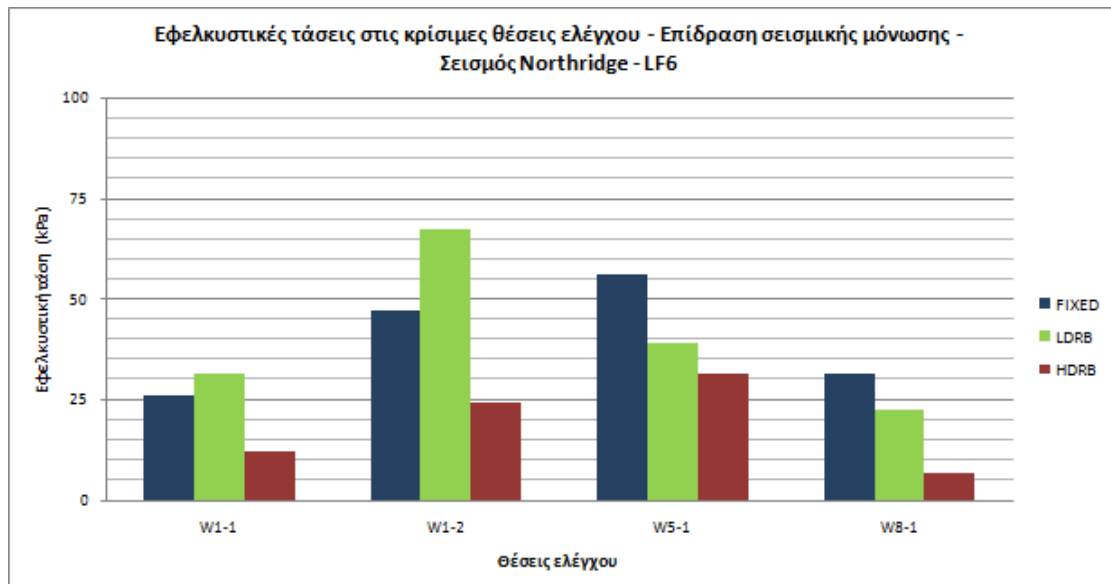
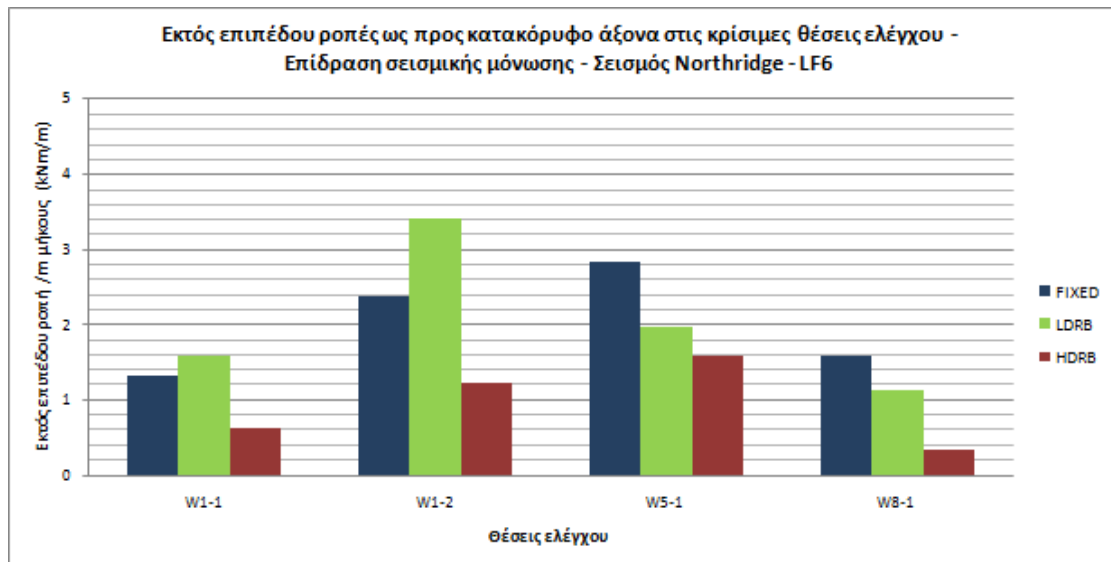
Πιν. 10.3.3 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στην επάρκεια έναντι εκτός επιπέδου κάμψης ως προς οριζόντιο άξονα – Σεισμός Northridge, LF6.

Θέση ελέγχου	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB	Βάση με HDRB
SC_W1-5	$N_z=+11.99$ kN $\sigma_0=$ - $M_R=$ - $M_{1,s}=8.62$ kNm/m	$N_z=-13.60$ kN $\sigma_0=-8.89$ kN/m ² $M_R=1.34$ kNm/m $M_{1,s}=9.05$ kNm/m	$N_z=-100.61$ kN $\sigma_0=-65.80$ kN/m ² $M_R=9.73$ kNm/m $M_{1,s}=4.55$ kNm/m
SC_W1-6	$N_z=-53.94$ kN $\sigma_0=-35.28$ kN/m ² $M_R=5.27$ kNm/m $M_{1,s}=3.22$ kNm/m	$N_z=-65.98$ kN $\sigma_0=-43.15$ kN/m ² $M_R=6.43$ kNm/m $M_{1,s}=4.78$ kNm/m	$N_z=-83.07$ kN $\sigma_0=-54.33$ kN/m ² $M_R=8.07$ kNm/m $M_{1,s}=2.88$ kNm/m
SC_W5-3	$N_z=-73.47$ kN $\sigma_0=-51.71$ kN/m ² $M_R=7.70$ kNm/m $M_{1,s}=4.54$ kNm/m	$N_z=-73.88$ kN $\sigma_0=-52.06$ kN/m ² $M_R=7.74$ kNm/m $M_{1,s}=7.07$ kNm/m	$N_z=-112.87$ kN $\sigma_0=-79.54$ kN/m ² $M_R=11.71$ kNm/m $M_{1,s}=2.41$ kNm/m
SC_W8-3	$N_z=-107.18$ kN $\sigma_0=-68.69$ kN/m ² $M_R=10.15$ kNm/m $M_{1,s}=3.11$ kNm/m	$N_z=-64.57$ kN $\sigma_0=-41.38$ kN/m ² $M_R=6.17$ kNm/m $M_{1,s}=7.08$ kNm/m	$N_z=-108.15$ kN $\sigma_0=-69.31$ kN/m ² $M_R=10.24$ kNm/m $M_{1,s}=2.33$ kNm/m

Πιν. 10.3.4 : Υπολογισμοί της δρώσας εκτός επιπέδου ροπής $M_{1,s}$ και της ροπής αντοχής M_R στις διατομές ελέγχου. Επίδραση σεισμικής μόνωσης – Σεισμός Northridge, LF6.

(β) Ροπές περί κατακόρυφο άξονα

Στην εικ.10.3.9 παρουσιάζεται σχηματικά η επίδραση της σεισμικής μόνωσης στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές ως προς τον κατακόρυφο άξονα και τις συνεπαγόμενες εφελκυστικές τάσεις των 4 συνολικά διατομών ελέγχου. Στις διατομές αυτές εμφανίζονται οι μέγιστες τιμές των εκτός επιπέδου ροπών στον υπό μελέτη φορέα.

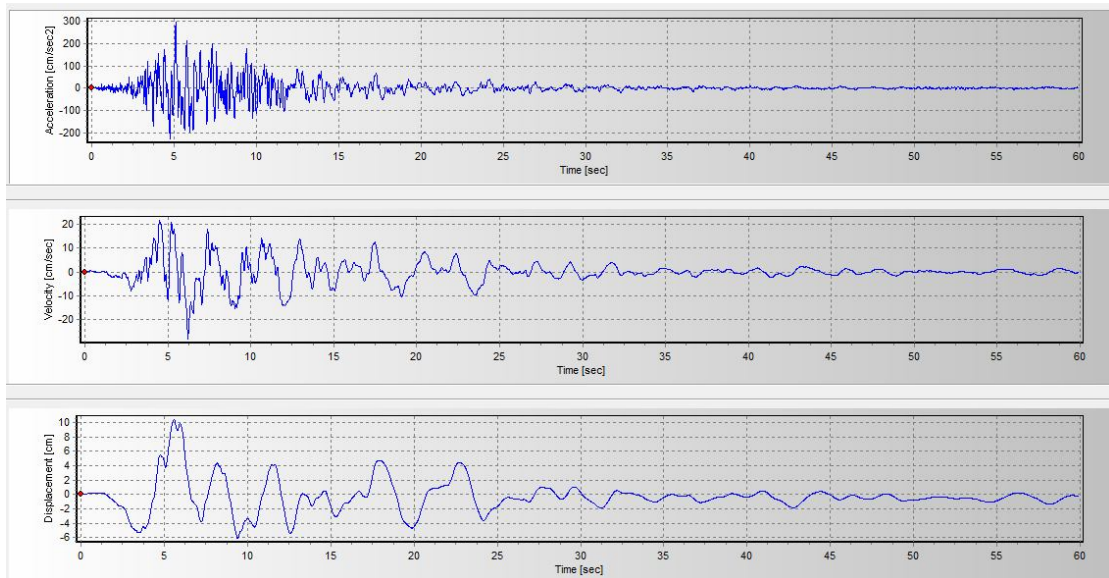


Εικ. 10.3.9 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές και τις συνεπαγόμενες εφελκυστικές τάσεις των θέσεων ελέγχου - Σεισμός Northridge, LF6.

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της εικ.10.3.9, η μόνωση με εφέδρανα HDRB δρα ευμενώς όσον αφορά την ένταση που οφείλεται στην εκτός επιπέδου κάμψη σε όλες τις διατομές ελέγχου. Αντίθετα, η μόνωση με εφέδρανα LDRB είναι ευμενής μόνο για τις διατομές W5-1 και W8-1. Ωστόσο, η επάρκεια του φορέα έναντι εκτός επιπέδου κάμψης αποδεικνύεται τόσο για τον αρχικό αρθρωμένο φορέα όσο και για τις δύο περιπτώσεις μόνωσης με ελαστομεταλλικά εφέδρανα, κατ' αντιστοιχία με τα όσα αναφέρθηκαν και για τις προηγούμενες καταγραφές, καθώς οι τάσεις προκύπτουν μικρότερες από την εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιΐας ($f_{wt}=120 \text{ kPa}$).

(Συνιστώσα SFY-360-1)

10.4.1 Χρονοϊστορίες – SFY

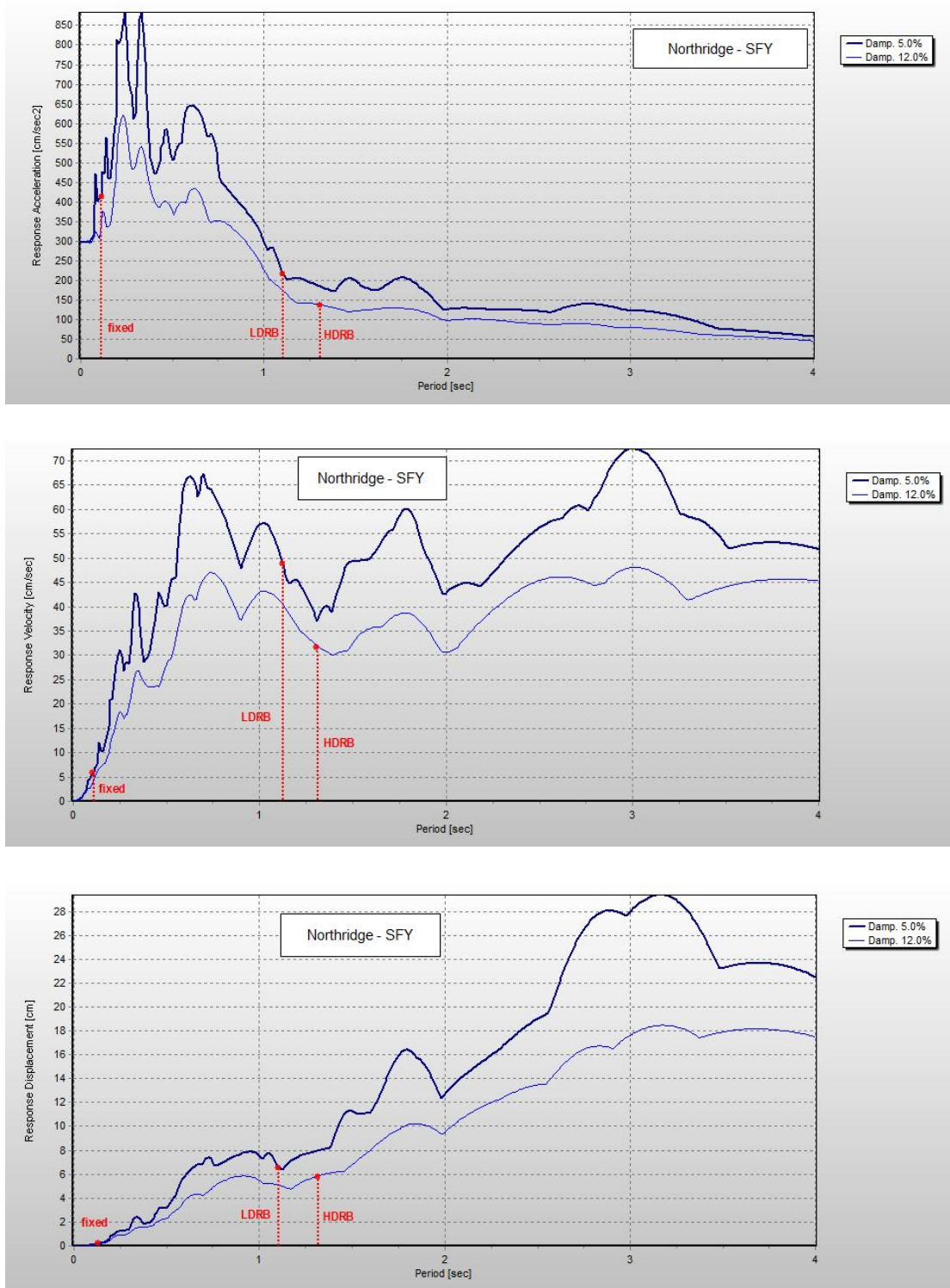


Εικ. 10.4.1 : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετακίνησης – Σεισμός Northridge, SFY.

Παράμετροι εδαφικής κίνησης

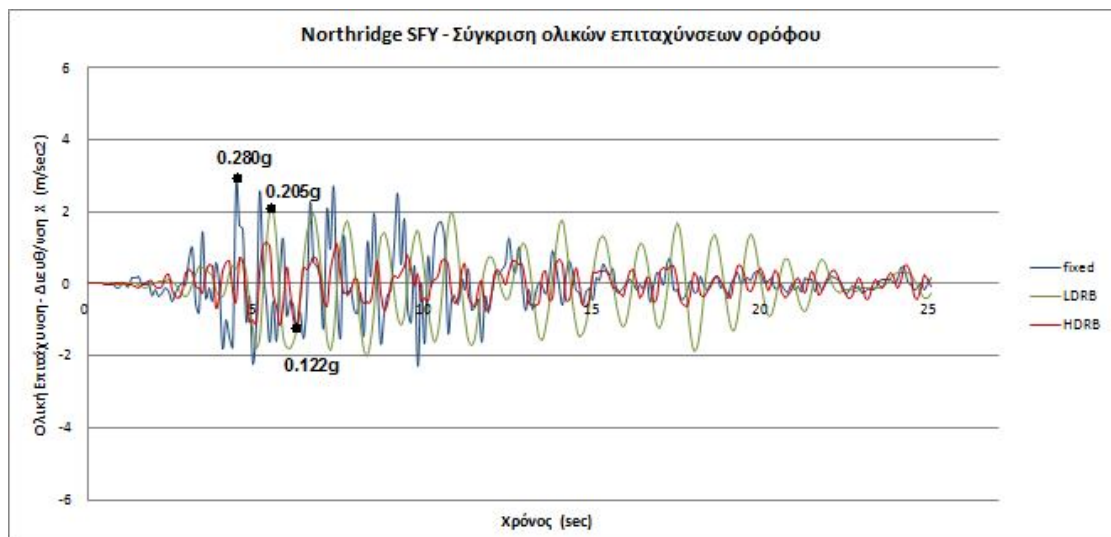
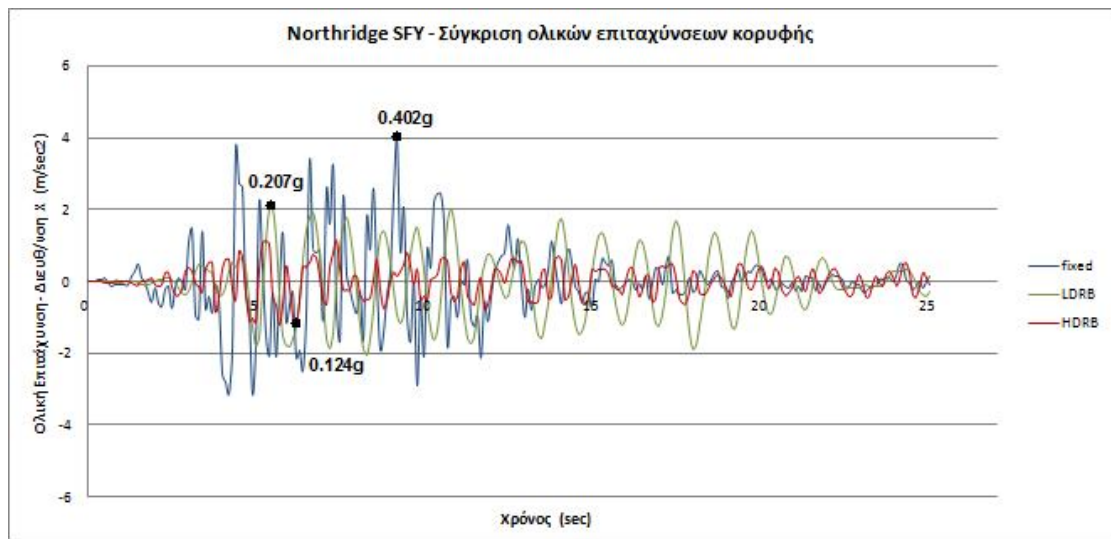
- **Μέγιστη επιτάχυνση :** $a_{g,max}=296.68 \text{ cm/sec}^2$
- **Μέγιστη ταχύτητα :** $v_{g,max}=28.21 \text{ cm/sec}$
- **Μέγιστη μετακίνηση :** $u_{g,max}=10.43 \text{ cm}$

10.4.2 Φάσματα απόκρισης – SFY



Εικ. 10.4.2 : Ελαστικά φάσματα απόκρισης επιταχύνσεων, ταχυτήτων και μετακινήσεων – Σεισμός Northridge, SFY. Ποσοστά απόσβεσης $\zeta=5\%$, 12% .

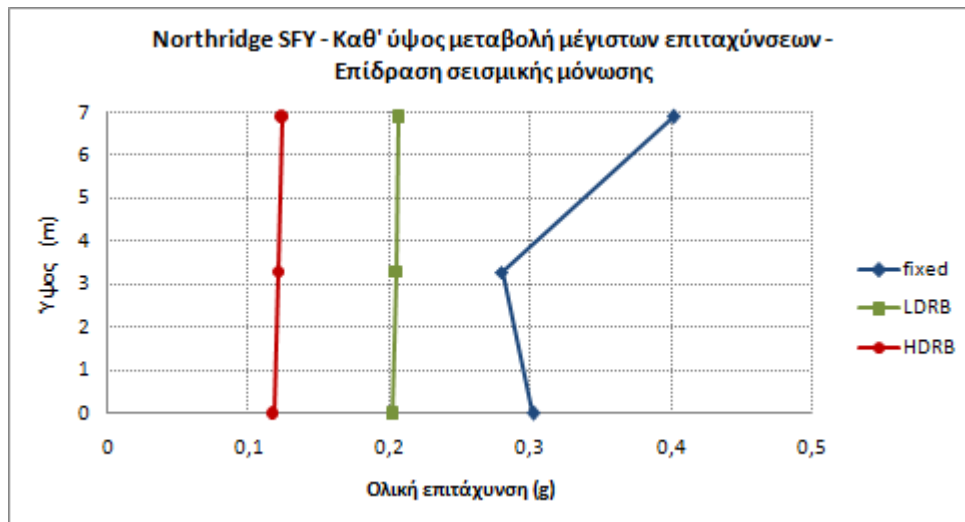
10.4.3 Επιταχύνσεις ανωδομής – SFY



Εικ. 10.4.3 : Χρονοϊστορίες ολικών επιταχύνσεων κορυφής και ορόφου – Επίδραση μόνωσης. Σεισμός Northridge, SFY.

Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση (g)	Επιτάχυνση Κορυφής (g)			Επιτάχυνση Ορόφου (g)		
	Αρθρωμένη Βάση	Βάση με εφέδρανα LDRB	Βάση με εφέδρανα HDRB	Αρθρωμένη Βάση	Βάση με εφέδρανα LDRB	Βάση με εφέδρανα HDRB
0.302	0.402	0.207	0.124	0.280	0.205	0.122

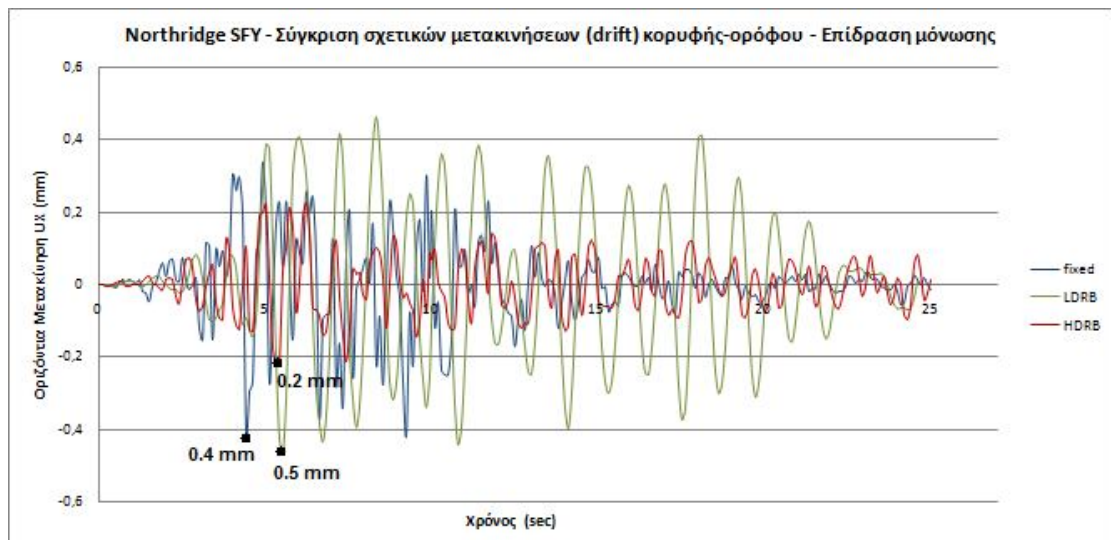
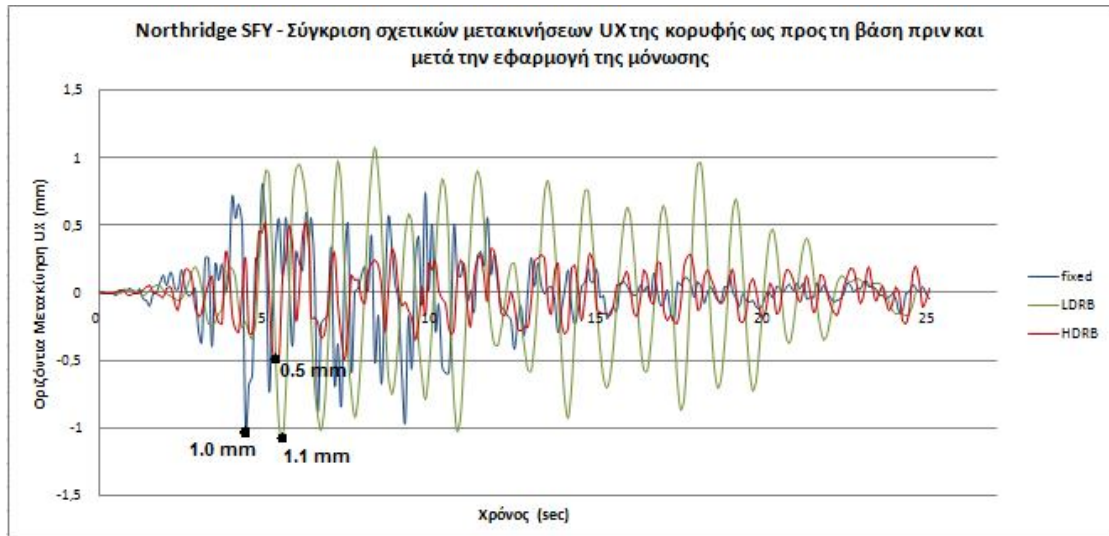
Πιν. 10.4.1 : Μέγιστες επιταχύνσεις κορυφής και ορόφου - Σεισμός Northridge, SFY.



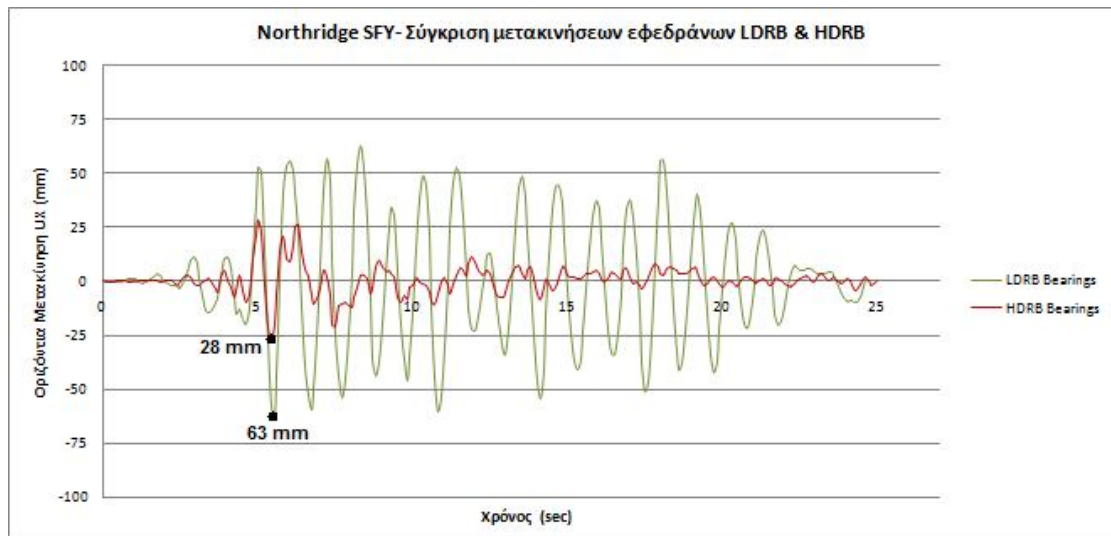
Εικ. 10.4.4 : Μεταβολή καθ' ύψος των μέγιστων επιταχύνσεων - Επίδραση μόνωσης Σεισμός Northridge, SFY.

Από τα αποτελέσματα που λαμβάνουμε για τις επιταχύνσεις της ανωδομής συμπεραίνουμε την ευνοϊκή επίδραση της μόνωσης τόσο για την περίπτωση όπου χρησιμοποιούνται εφέδρανα LDRB όσο και για τα εφέδρανα HDRB. Στην κορυφή η επιτάχυνση μειώνεται από τα 0.402g για την αρθρωμένη κατασκευή στα 0.207g και 0.124g για βάση με LDRB και HDRB εφέδρανα αντίστοιχα. Η μείωση των επιταχύνσεων επαληθεύει τα όσα προκύπτουν από το φάσμα απόκρισης της εικ.10.4.2, όπου η αύξηση των ιδιοπεριόδων ως αποτέλεσμα της μόνωσης στη βάση μειώνει σημαντικά τις φασματικές τιμές. Οι μεγαλύτερες φασματικές επιταχύνσεις εντοπίζονται στο εύρος των μικρών και μέσων περιόδων $T=0.25-0.75$ sec. Επιπρόσθετα, για την περίπτωση των εφεδράνων HDRB, η ταυτόχρονη αύξηση της απόσβεσης μειώνει ακόμη περισσότερο τις αναμενόμενες επιταχύνσεις. Αναφέρεται τέλος, για μία ακόμη φορά, η περιοδική απόκριση της κατασκευής με εφέδρανα LDRB με περίοδο ίση με αυτή του συστήματος μόνωσης ($T_b=1.09$ sec).

10.4.4 Μετακινήσεις ανωδομής και εφεδράνων – SFY



Εικ. 10.4.5 : Χρονοϊστορίες σχετικών μετακινήσεων κορυφής ως προς το σύστημα μόνωσης – Επίδραση μόνωσης. Σεισμός Northridge, SFY.



Εικ. 10.4.6 : Χρονοϊστορίες μετακινήσεων εφεδράνων LDRB και HDRB – Σεισμός Northridge, SFY.

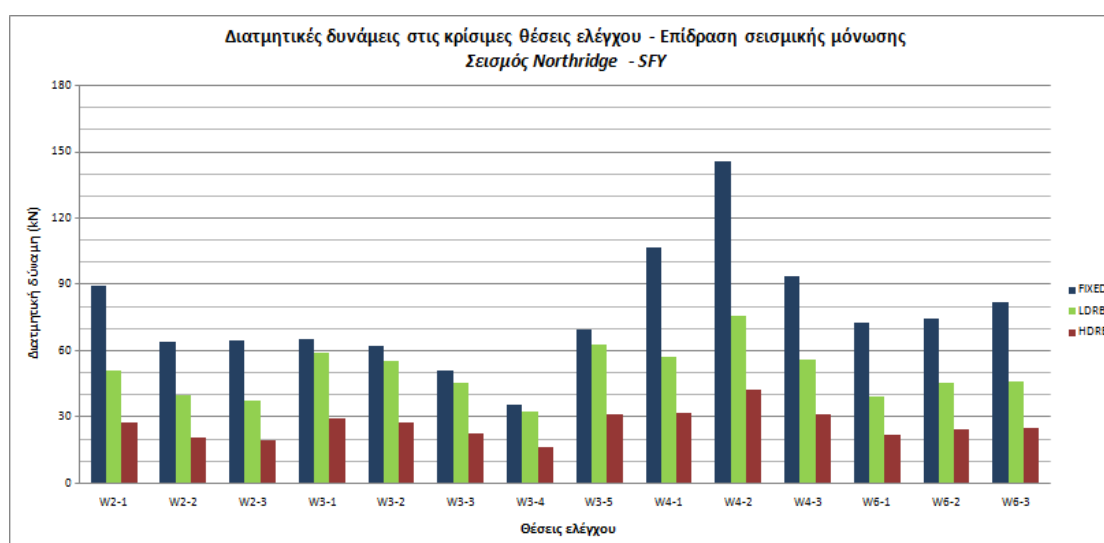
Από τις χρονοϊστορίες των σχετικών μετακινήσεων της κορυφής του φορέα ως προς το σύστημα μόνωσης συμπεραίνουμε τα εξής : Η μόνωση με εφεδράνα LDRB δε συμβάλλει στη μείωση των μετακινήσεων, καθώς η μέγιστη σχετική μετακίνηση παραμένει περίπου σταθερή και ίση με 1.0 mm. Μάλιστα, μετά τη χρονική στιγμή $t=12$ sec οι σχετικές μετακινήσεις υπερβαίνουν κατά πολύ εκείνες της μη μονωμένης κατασκευής. Η ενισχυμένη αυτή απόκριση μπορεί να αποδοθεί και στο γεγονός ότι ένας εκ των σημαντικών παλμών της καταγραφής SFY έχει περίοδο ίση με τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του μονωμένου φορέα ($T_p=1.1$ sec). Αντίθετα, η εφαρμογή των εφεδράνων HDRB μειώνει τη μέγιστη σχετική μετακίνηση από το 1.0 mm σε 0.5 mm και γενικά η συνολική απόκριση είναι μειωμένη (ιδιαίτερα για $4 \text{ sec} < t < 12 \text{ sec}$). Η ύπαρξη διαδοχικών παλμών εδαφικής μετακίνησης στο χρονικό εύρος 5-25 sec, όπως προκύπτει από την αντίστοιχη χρονοϊστορία, έχει ως αποτέλεσμα τη συγκεκριμένη μορφή απόκρισης του φορέα με LDRB αφού η συμπεριφορά των εφεδράνων αυτών είναι ελαστική (αντίστοιχο συμπέρασμα εξάγεται και για τις μετακινήσεις των εφεδράνων LDRB). Στην περίπτωση των εφεδράνων HDRB, η γραμμική τους συμπεριφορά και η συνεπαγόμενη αυξημένη απόσβεση οδηγεί σε σταδιακή μείωση των σχετικών μετακινήσεων μετά τα 10 sec περίπου. Σχετικά με τα drifts κορυφής-ορόφου, ισχύουν αντίστοιχα με τα όσα ειπώθηκαν για τις μετακινήσεις της κορυφής, ενώ το μέγεθός τους είναι αρκετά μικρό και επομένως δεν τίθεται θέμα πρόκλησης βλαβών εξαιτίας τους.

Σχετικά με τις μετακινήσεις των εφεδράνων, συμπεραίνουμε πως τα εφέδρανα HDRB παραμορφώνονται σημαντικά λιγότερο σε σχέση με τα LDRB λόγω της υψηλότερης τους απόσβεσης (2.8 cm αντί για 6.3 cm). Όσον αφορά την επάρκεια των εφεδράνων αναφορικά με την οριζόντια παραμόρφωσή τους, ικανοποιείται με μεγάλο περιθώριο ασφαλείας, αφού οι αναπτυσσόμενες μετακινήσεις είναι κατά πολύ μικρότερες από το διπλάσιο του συνολικού πάχους του ελαστομερούς :

$$maxu_b = 6,3 \text{ cm} \ll 2 \cdot t_e = 2 \cdot 12 = 24 \text{ cm}$$

10.4.5 Έλεγχοι διάτμησης – SFY

Στην εικ.10.4.7 παρουσιάζεται σχηματικά η επίδραση της σεισμικής μόνωσης στις μέγιστες τέμνουσες δυνάμεις των 14 συνολικά διατομών ελέγχου. Στις διατομές αυτές εμφανίζονται οι μέγιστες τιμές των διατμητικών τάσεων στον υπό μελέτη φορέα.



Εικ. 10.4.7 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στις μέγιστες τέμνουσες των θέσεων ελέγχου – Σεισμός Northridge, SFY.

Όπως προκύπτει από την εικ.10.4.7, η μόνωση της κατασκευής και με τους δύο τύπους εφεδράνων δρα ευμενώς στις τέμνουσες δυνάμεις των πεσσών και των υπερθύρων. Ειδικά τα εφέδρανα HDRB έχουν ως αποτέλεσμα τη σημαντική μείωση των τεμνουσών σε όλες τις θέσεις. Η ευνοϊκή επίδραση της σεισμικής μόνωσης

αντικατοπτρίζεται και στους ελέγχους επάρκειας, καθώς όλες οι υπό έλεγχο διατομές προκύπτουν επαρκείς για αμφότερους τους τύπους εφεδράνων. Είναι αξιοσημείωτο ωστόσο το γεγονός ότι και στην αρχική αρθρωμένη κατασκευή όλοι οι πεσσοί αποδεικνύονται επαρκείς έναντι τέμνουσας (με την αντοχή να είναι αρκετά μεγαλύτερη από τη δρώσα τέμνουσα), ενώ τα μόνα στοιχεία που αστοχούν είναι τα υπέρθυρα των τοίχων 2 και 6 και η ποδιά W3-5. Η διατμητική δύναμη αντοχής σε κάθε θέση παραμένει σταθερή και δεν αυξάνεται μετά την εφαρμογή της μόνωσης, καθώς η ανηγμένη εκκεντρότητα είναι ήδη από την αρθρωμένη κατασκευή μικρότερη από 1/6 (εξαιρέση αποτελούν τα υπέρθυρα W2-1, W4-1 και η ποδιά W3-5). Συνεπώς, η ευμενής επίδραση της μόνωσης έγκειται μόνο στη μείωση των τεμνουσών δυνάμεων. Στον ακόλουθο πίνακα συνοψίζονται τα παραπάνω αποτελέσματα.

Κατηγορία	Θέση ελέγχου	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB	Βάση με HDRB
Πεσσοί	SC_W2-2	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W2-3	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W3-3	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W3-4	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W4-2	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W4-3	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W6-2	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
Υπέρθυρα	SC_W6-3	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W2-1	Αστοχία	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W3-1	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W3-2	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W4-1	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
Ποδιές	SC_W6-1	Αστοχία	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W3-5	Αστοχία	Επάρκεια	Επάρκεια

Πιν. 10.4.2 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στην επάρκεια έναντι τέμνουσας – Σεισμός Northridge, SFY.

10.4.6 Έλεγχοι εκτός επιπέδου κάμψης – SFY

(α) Ροπές περί οριζόντιο άξονα

Στην εικ.10.4.8 παρουσιάζεται σχηματικά η επίδραση της σεισμικής μόνωσης στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές ως προς τον οριζόντιο άξονα των 4 συνολικά διατομών ελέγχου. Στις διατομές αυτές, όπως έχει αναφερθεί, ασκείται ο δυσμενέστερος συνδυασμός ορθής κατακόρυφης δύναμης και εκτός επιπέδου ροπής σύμφωνα με την παράγραφο 8.2.2.2.



Εικ. 10.4.8 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές περί οριζόντιο άξονα των θέσεων ελέγχου - Σεισμός Northridge, SFY.

Θέση ελέγχου	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB	Βάση με HDRB
SC_W1-5	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
SC_W1-6	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
SC_W5-3	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
SC_W8-3	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια

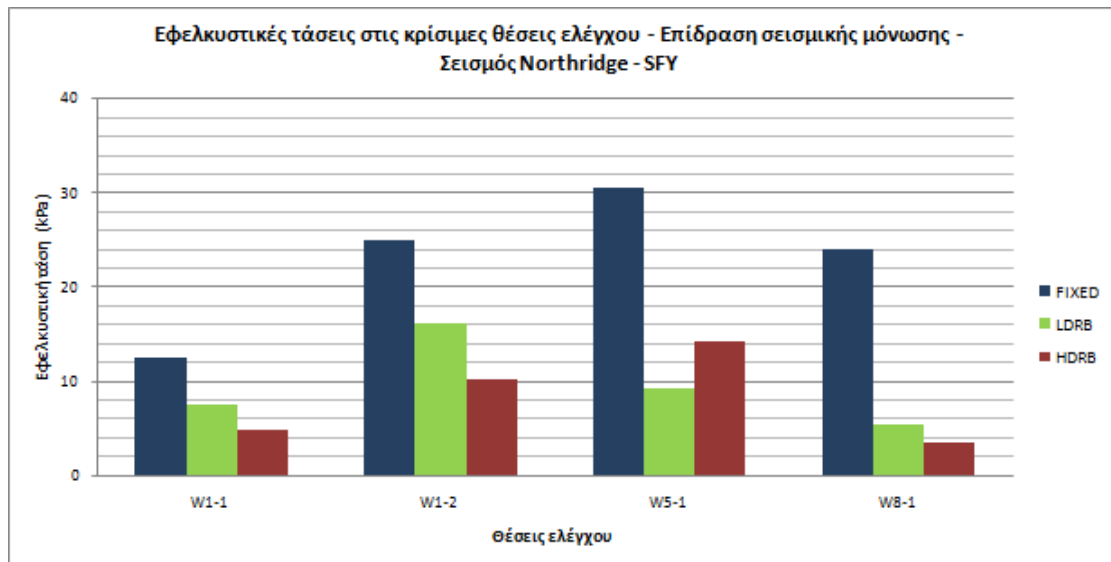
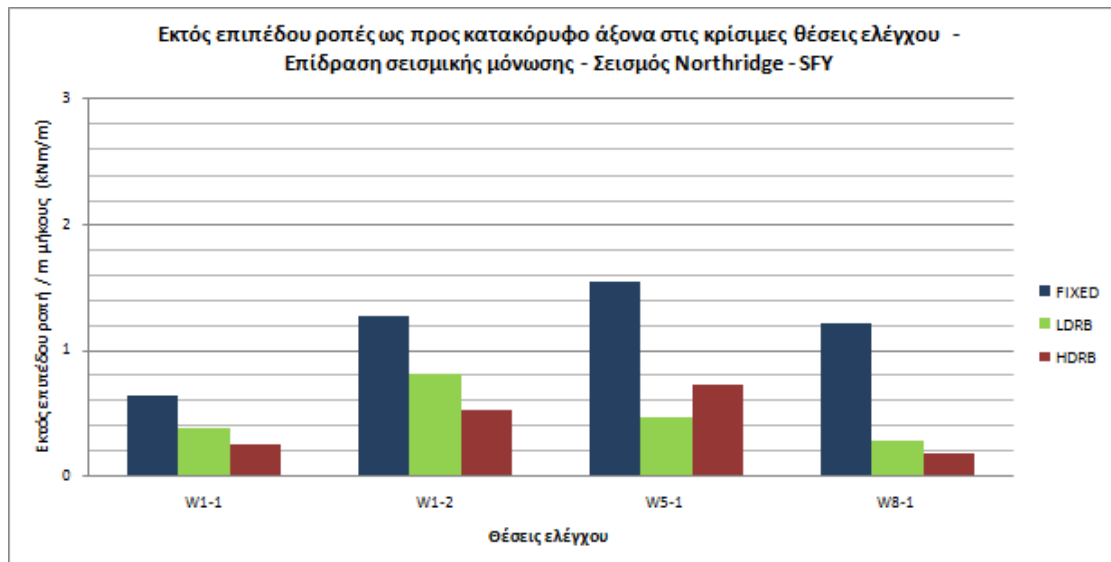
Πιν. 10.4.3 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στην επάρκεια έναντι εκτός επιπέδου κάμψης ως προς οριζόντιο άξονα – Σεισμός Northridge, SFY.

Θέση ελέγχου	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB	Βάση με HDRB
SC_W1-5	$N_z = -122.90 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -80.38 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 11.83 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 3.30 \text{ kNm/m}$	$N_z = -154.24 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -100.88 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 14.74 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 2.53 \text{ kNm/m}$	$N_z = -169.92 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -111.13 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 16.19 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 1.40 \text{ kNm/m}$
SC_W1-6	$N_z = -92.50 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -60.50 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 8.97 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 1.12 \text{ kNm/m}$	$N_z = -103.41 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -67.63 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 10.00 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 1.33 \text{ kNm/m}$	$N_z = -106.22 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -69.47 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 10.26 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 0.85 \text{ kNm/m}$
SC_W5-3	$N_z = -104.95 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -73.96 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 10.91 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 2.29 \text{ kNm/m}$	$N_z = -122.58 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -86.38 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 12.69 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 1.67 \text{ kNm/m}$	$N_z = -129.32 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -91.13 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 13.36 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 0.98 \text{ kNm/m}$
SC_W8-3	$N_z = -110.79 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -71.00 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 10.48 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 2.61 \text{ kNm/m}$	$N_z = -111.38 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -71.38 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 10.54 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 1.67 \text{ kNm/m}$	$N_z = -119.93 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -76.86 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 11.33 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 0.95 \text{ kNm/m}$

Πιν. 10.4.4 : Υπολογισμοί της δρώσας εκτός επιπέδου ροπής $M_{1,s}$ και της ροπής αντοχής M_R στις διατομές ελέγχου. Επίδραση σεισμικής μόνωσης – Σεισμός Northridge, SFY.

(β) Ροπές περί κατακόρυφο άξονα

Στην εικ.10.4.9 παρουσιάζεται σχηματικά η επίδραση της σεισμικής μόνωσης στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές ως προς τον κατακόρυφο άξονα και τις συνεπαγόμενες εφελκυστικές τάσεις των 4 συνολικά διατομών ελέγχου. Στις διατομές αυτές εμφανίζονται οι μέγιστες τιμές των εκτός επιπέδου ροπών στον υπό μελέτη φορέα.



Εικ. 10.4.9 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές και τις συνεπαγόμενες εφελκυστικές τάσεις των θέσεων ελέγχου - Σεισμός Northridge, SFY.

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της εικ.10.4.9, η μόνωση και με τους δύο τύπους εφεδράνων δρα ευμενώς όσον αφορά την ένταση που οφείλεται στην εκτός επιπέδου κάμψη σε όλες τις διατομές ελέγχου. Η επάρκεια του φορέα αποδεικνύεται τόσο για τον αρχικό αρθρωμένο φορέα όσο και για τις δύο περιπτώσεις μόνωσης με ελαστομεταλλικά εφέδρανα, κατ' αντιστοιχία με τα όσα αναφέρθηκαν και για τις προηγούμενες καταγραφές, καθώς οι τάσεις προκύπτουν μικρότερες από την εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιΐας ($f_{wt}=120 \text{ kPa}$).

10.5 Σύνοψη αποτελεσμάτων αναλύσεων για το σεισμό του Northridge – Συμπεράσματα

Στο σημείο αυτό συνοψίζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων χρονοϊστορίας για τις τρεις καταγραφές (SCH, LF6 και SFY) του σεισμού του Northridge :

- Επιταχύνσεις

Για τις καταγραφές SCH και LF6, η μόνωση με εφέδρανα LDRB οδηγεί σε αύξηση των επιταχύνσεων της ανωδομής, γεγονός που οφείλεται στο ότι τα φάσματα των συγκεκριμένων καταγραφών έχουν υψηλές τιμές επιταχύνσεων στο εύρος περιόδων όπου εμπίπτει η ιδιοπερίοδος του φορέα με LDRB. Η αύξηση αυτή είναι σημαντικά μεγαλύτερη στον όροφο για αμφότερες τις καταγραφές (69% και 45% για τις SCH και LF6 αντίστοιχα, ενώ στην κορυφή τα ποσοστά αυτά είναι 26% και 18%). Αντίθετα, η εφαρμογή εφεδράνων HDRB μειώνει τις επιταχύνσεις τόσο στην κορυφή όσο και στον όροφο και για τις τρεις διεγέρσεις. Σε πλήρη αντιστοιχία με τις καταγραφές του Imperial Valley, η μείωση αυτή είναι γενικά μεγαλύτερη στην κορυφή απ' ότι στον όροφο. Για την περίπτωση της καταγραφής SFY και οι δύο τύποι εφεδράνων μειώνουν τις επιταχύνσεις · τα μεν LDRB κατά 27% και 48% για τον όροφο και την κορυφή αντίστοιχα, τα δε HDRB κατά 56% και 69%.

- Μετακινήσεις

Αντίστοιχα με το σεισμό του Imperial Valley, οι μετακινήσεις της ανωδομής είναι εξαιρετικά μικρές (της τάξης των μερικών mm) ακόμα και για τη μη μονωμένη κατασκευή. Για το σύνολο των καταγραφών, η μόνωση με εφέδρανα HDRB οδηγεί σε μείωση αυτών των μετακινήσεων. Για μόνωση με LDRB, στις περιπτώσεις των καταγραφών SCH και LF6 παρατηρείται αύξηση των μετακινήσεων, εξαιτίας της ταύτισης της περιόδου ενός από τους σημαντικούς παλμούς των διεγέρσεων αυτών με τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της μονωμένης κατασκευής. Τα drifts κορυφής-ορόφου είναι όπως και για το σεισμό του Imperial Valley της τάξης των μερικών mm. Τέλος, οι μετακινήσεις των εφεδράνων LDRB για τις διεγέρσεις SCH και LF6 προκύπτουν μεγαλύτερες από $2 \cdot t_e$ (34 cm και 27 cm αντίστοιχα), οπότε τα εν λόγω εφέδρανα δεν επαρκούν. Αντίθετα, οι μετακινήσεις των HDRB είναι αποδεκτές και για τις τρεις καταγραφές.

- Τέμνουσες δυνάμεις

Στις περιπτώσεις των καταγραφών SCH και LF6 οι τέμνουσες των διατομών ελέγχου αυξάνονται σημαντικά για μόνωση με LDRB κατ' αντιστοιχία με την αύξηση των επιταχύνσεων του ορόφου. Για τις καταγραφές αυτές αστοχούν όλα τα ελεγχόμενα υπέρθυρα πριν τη μόνωση αλλά και μετά από αυτήν τόσο για τα εφέδρανα LDRB όσο και για τα HDRB (εξακολουθούν να είναι σημαντικές οι επιταχύνσεις της ανωδομής). Αντίθετα, για τη διέγερση SFY αστοχούν μόνο δύο υπέρθυρα στον αρθρωμένο φορέα, ενώ μετά τη μόνωση εξασφαλίζεται η επάρκεια όλων των διατομών υπερθύρων και πεσσών (μικρή επιτάχυνση ορόφου – 0.122g). Οι πεσσοί στις περιπτώσεις των SCH και LF6 αστοχούν στο σύνολό τους στην κατασκευή με εφέδρανα LDRB, ενώ η εφαρμογή των HDRB εξασφαλίζει την επάρκεια όλων των πεσσών.

- Ροπές εκτός επιπέδου

Η μόνωση με LDRB προκαλεί αύξηση των εκτός επιπέδου ροπών στις περιπτώσεις των καταγραφών SCH και LF6 και μείωση για την SFY. Αναφορικά με τις ροπές περί οριζόντιο άξονα, για την καταγραφή SCH η εφαρμογή των εφεδράνων LDRB οδηγεί σε μείωση των ροπών αντοχής M_R και αύξηση των δρωσών ροπών $M_{1,S}$ με αποτέλεσμα σε όλες τις διατομές ελέγχου να ισχύει $M_{1,S} > M_R$, οπότε αυτές αστοχούν. Ανάλογα ισχύουν και για την LF6, αλλά οι αυξημένες $M_{1,S}$ παραμένουν ως επί το πλείστον μικρότερες από την αντοχή M_R , ενώ για την καταγραφή SFY τόσο για μόνωση με LDRB όσο και για HDRB ισχύει $M_{1,S} \ll M_R$, οπότε οι διατομές επαρκούν. Σχετικά με τις ροπές περί κατακόρυφο άξονα, η μόνωση με LDRB αν και έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση των μέγιστων ροπών $M_{2,S}$ στις περιπτώσεις των διεγέρσεων SCH και LF6, εντούτοις δεν υπερβαίνεται πουθενά η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας και συνεπώς όλες οι διατομές ελέγχου προκύπτουν επαρκείς. Επαρκείς για κάμψη περί τον κατακόρυφο άξονα είναι και οι διατομές του φορέα πριν και μετά τη μόνωση και για την καταγραφή SFY.

Συμπεράσματα

1. Η επίδραση της μόνωσης στις επιταχύνσεις ενδέχεται να αποδειχθεί και δυσμενής, ανάλογα με το σε ποιές περιόδους της εισαγόμενης κίνησης αντιστοιχούν οι μεγαλύτερες επιταχύνσεις και ποια η σχέση των περιόδων αυτών με τις ιδιοπεριόδους της μονωμένης κατασκευής. Για παράδειγμα, τα

φάσματα των καταγραφών SCH και LF6 εμφανίζουν μεγάλες τιμές επιταχύνσεων στις μεσαίες περιόδους όπου και εμπίπτει ο φορέας με εφέδρανα LDRB με αποτέλεσμα να ενισχύεται η απόκρισή του.

2. Η μόνωση της κατασκευής μπορεί να αυξήσει τις μετακινήσεις της ανωδομής (σχετικές ως προς τη στάθμη μόνωσης) ανάλογα τις περιόδους των σημαντικών παλμών της εκάστοτε καταγραφής. Στην περίπτωση όπου οι περίοδοι αυτές είναι κοντά σε εκείνες του μονωμένου φορέα η απόκριση σε όρους μετακινήσεων ενισχύεται, ενώ σε διαφορετική περίπτωση όχι.
3. Η ενίσχυση των μετακινήσεων λόγω του 2 επηρεάζει άμεσα και τις οριζόντιες μετακινήσεις των εφεδράνων, οι οποίες σε συνδυασμό με τη χαμηλή απόσβεση (όπως στην περίπτωση των εφεδράνων LDRB) μπορούν να καταστήσουν τα εφέδρανα ανίκανα να τις παραλάβουν καθιστώντας ουσιαστικά το σύστημα μόνωσης ανενεργό και την εφαρμογή του άσκοπη. Η εξασφάλιση λοιπόν μεγάλου συντελεστή ασφαλείας για τη λειτουργία των μονωτήρων είναι κρίσιμη και μπορεί να εξασφαλισθεί χρησιμοποιώντας μονωτήρες υψηλής απόσβεσης (HDRB ή LRB) ή πρόσθετους αποσβεστήρες μαζί με τα εφέδρανα.
4. Η επάρκεια ή μη έναντι διάτμησης εξαρτάται άμεσα από τις τιμές των επιταχύνσεων στην ανωδομή, οπότε σχετίζεται με τη διαπίστωση 2 παραπάνω. Ενδέχεται να προκαλούνται αστοχίες ακόμα και στον φορέα με εφέδρανα HDRB, όπως λ.χ συμβαίνει για τις καταγραφές SCH και LDRB όπου οι επιταχύνσεις είναι σχετικά υψηλές (περί τα 0.4g).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 11

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΓΙΑ ΤΟ ΣΕΙΣΜΟ “GAZLI, USSR (1976)”

11.1 Γενικά

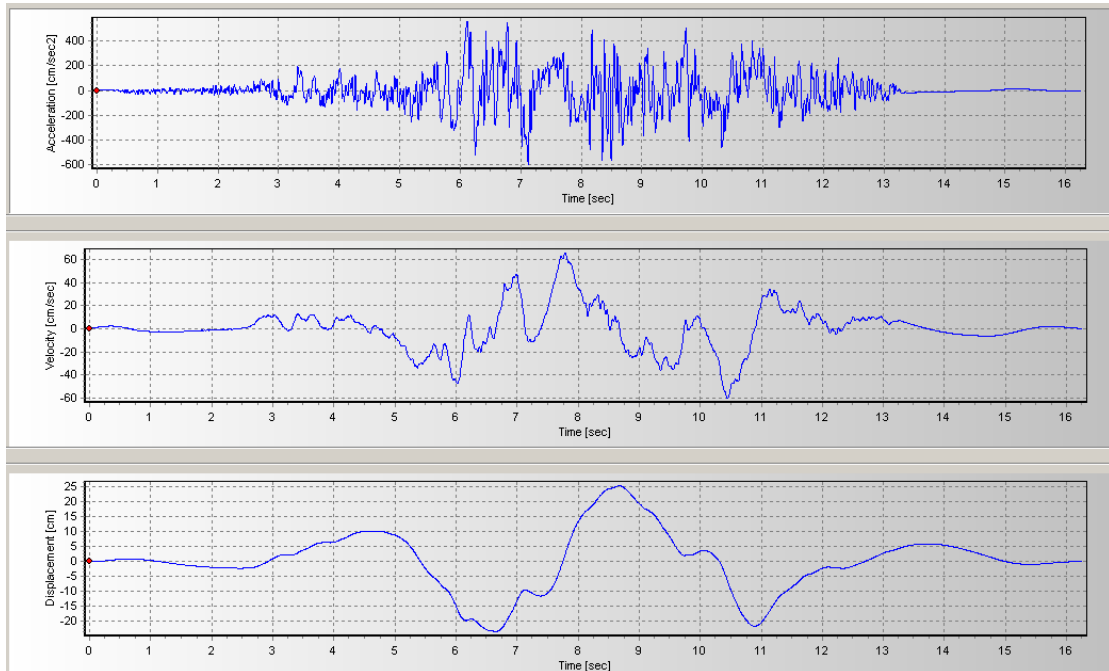
Στο παρόν κεφάλαιο εξετάζεται η συμπεριφορά του κτιρίου I – Μ.Ε.Λ.Τ έναντι μιας καταγραφής από το σεισμό του Gazli στην Πρώην Σοβιετική Ένωση (17/05/1976) μεγέθους $M_w=6.7$, όπως αναφέρθηκε και στο Κεφάλαιο 6. Για την καταγραφή αυτή υπολογίζονται τα μεγέθη απόκρισης σύμφωνα με την παράγραφο 8.3 και πραγματοποιούνται οι αναφερόμενοι έλεγχοι επάρκειας της παραγράφου 8.2.2. Υπενθυμίζεται ότι κατ’ αντιστοιχία με τα όσα αναφέρθηκαν προηγούμενα, για τη διέγερση αυτή λήφθηκε υπόψη μόνο μια εκ των δύο οριζόντιων συνιστωσών της.

11.2 Karakyr Point (KAR)

Neutral directivity

(Συνιστώσα KAR-000)

11.2.1 Χρονοϊστορίες – KAR

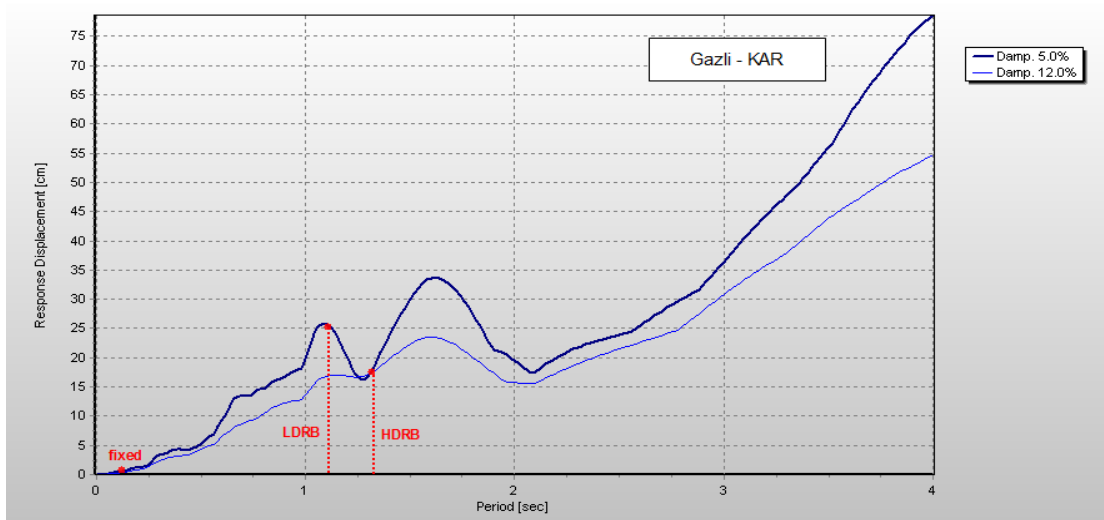
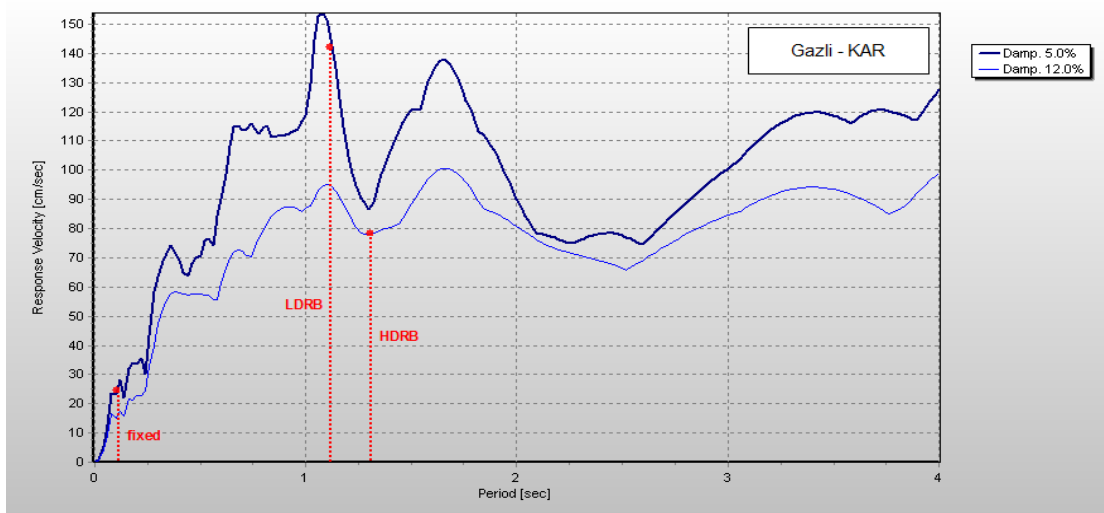
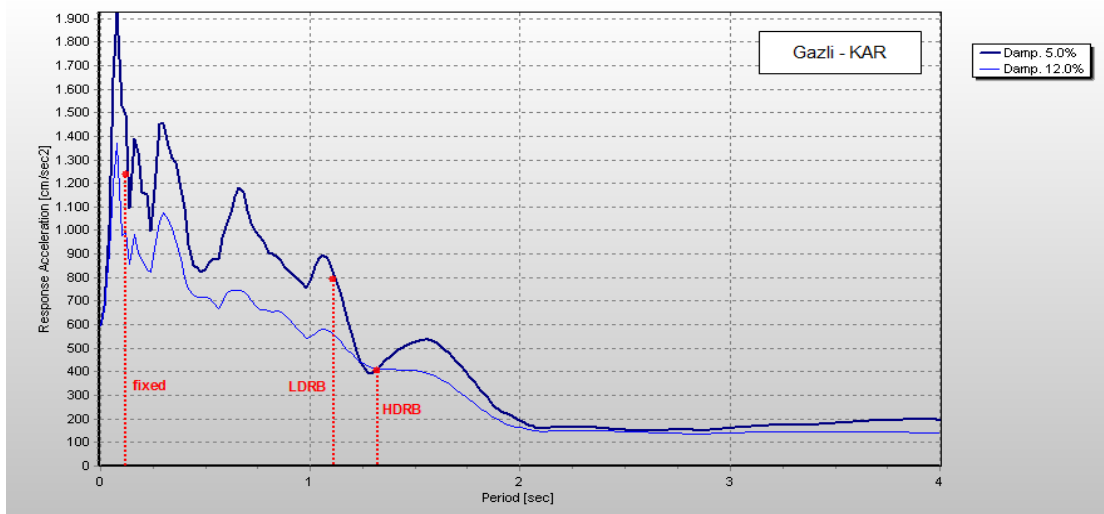


Εικ. 11.2.1 : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετακίνησης – Σεισμός Gazli, KAR.

Παράμετροι εδαφικής κίνησης

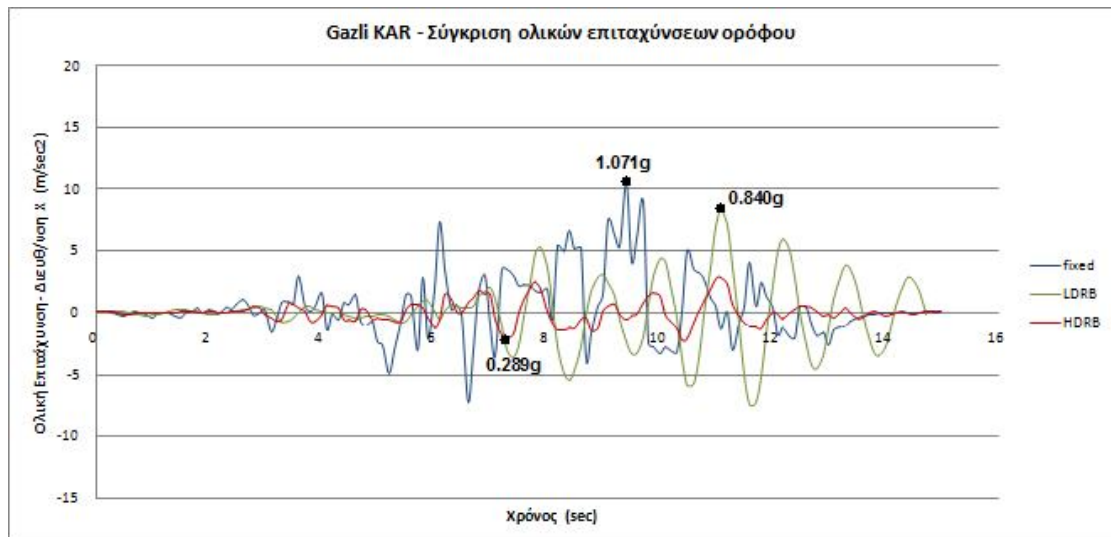
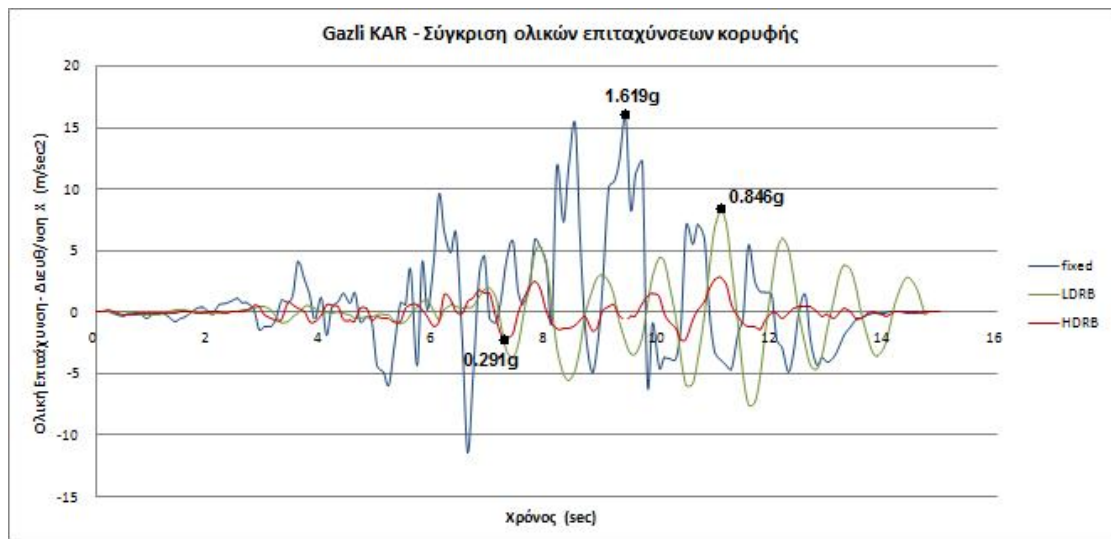
- Μέγιστη επιτάχυνση : $a_{g,max}=596.70 \text{ cm/sec}^2$
- Μέγιστη ταχύτητα : $v_{g,max}=65.38 \text{ cm/sec}$
- Μέγιστη μετακίνηση : $u_{g,max}=25.38 \text{ cm}$

11.2.2 Φάσματα απόκρισης – KAR



Εικ. 11.2.2 : Ελαστικά φάσματα απόκρισης επιταχύνσεων, ταχυτήτων και μετακινήσεων – Σεισμός Gazli, KAR. Ποσοστά απόσβεσης $\zeta=5\%$, 12% .

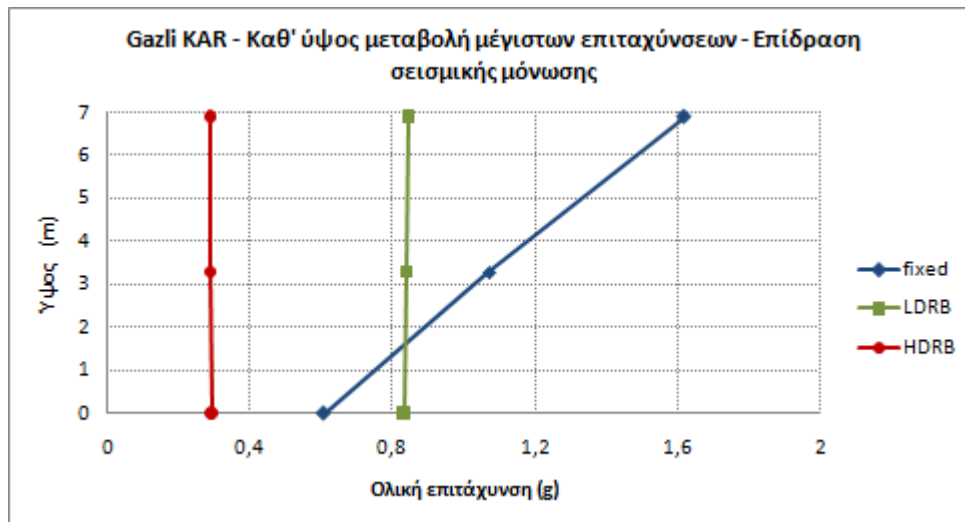
11.2.3 Επιταχύνσεις ανωδομής – KAR



Εικ. 11.2.3 : Χρονοϊστορίες ολικών επιταχύνσεων κορυφής και ορόφου – Επίδραση μόνωσης Σεισμός Gazli, KAR.

Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση (g)	Επιτάχυνση Κορυφής (g)			Επιτάχυνση Ορόφου (g)		
	Αρθρωμένη Βάση	Βάση με εφέδρανα LDRB	Βάση με εφέδρανα HDRB	Αρθρωμένη Βάση	Βάση με εφέδρανα LDRB	Βάση με εφέδρανα HDRB
0.608	1.619	0.846	0.291	1.071	0.840	0.289

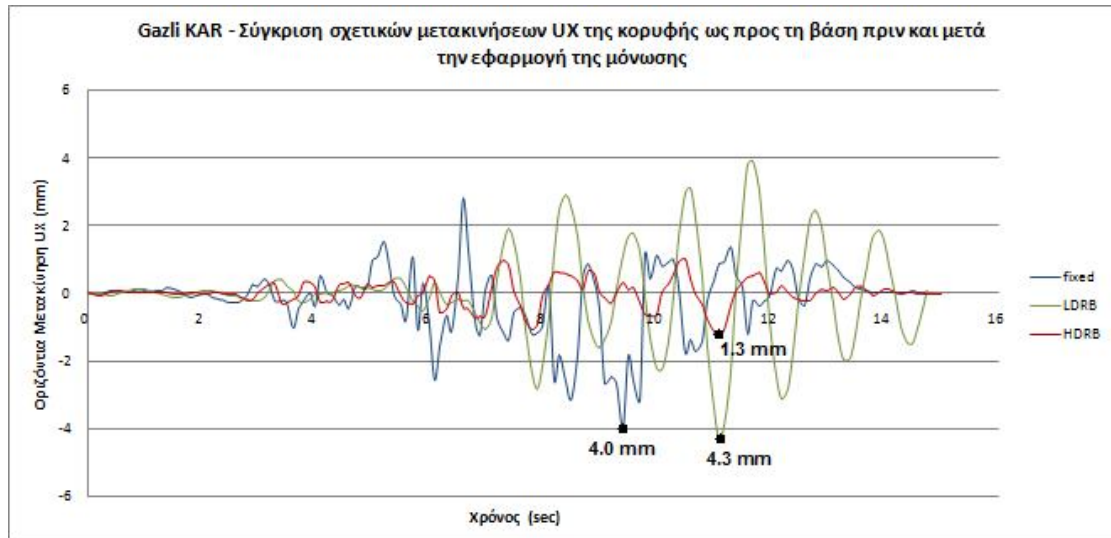
Πιν. 11.2.1 : Μέγιστες επιταχύνσεις κορυφής και ορόφου - Σεισμός Gazli, KAR.



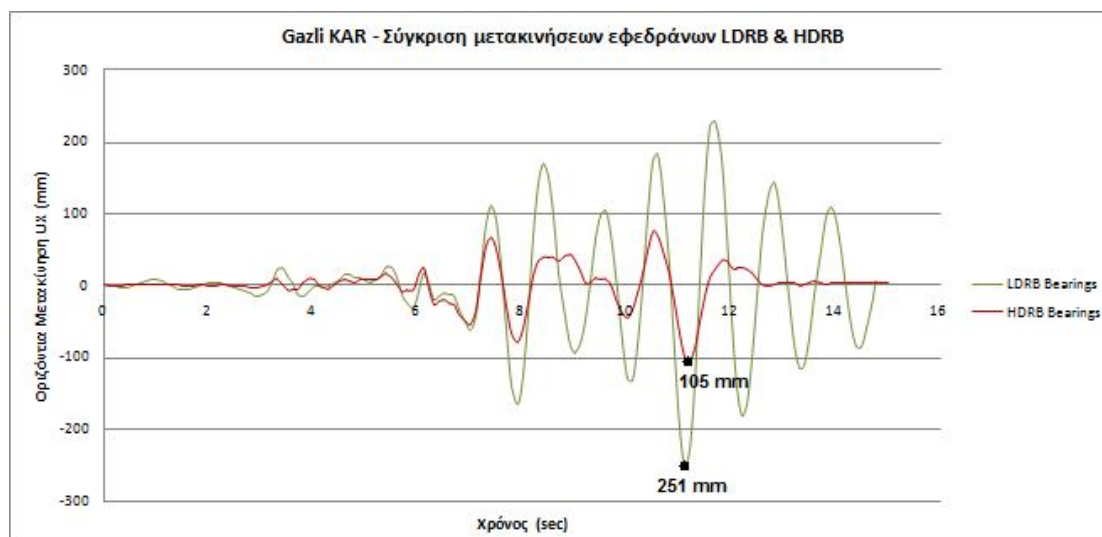
Εικ. 11.2.4 : Μεταβολή καθ' ύψος των μέγιστων επιταχύνσεων - Επίδραση μόνωσης Σεισμός Gazli, KAR.

Από τα αποτελέσματα που λαμβάνουμε για τις επιταχύνσεις της ανωδομής συμπεραίνουμε την ευνοϊκή επίδραση της μόνωσης τόσο για την περίπτωση όπου χρησιμοποιούνται εφέδρανα LDRB όσο και για τα εφέδρανα HDRB, με τα τελευταία να οδηγούν σε σημαντικότερη μείωση των επιταχύνσεων. Σύμφωνα με την εικ.11.2.3, η επιτάχυνση στην κορυφή μειώνεται από τα 1.619g για την αρθρωμένη κατασκευή στα 0.846g και 0.291g για βάση με LDRB και HDRB εφέδρανα αντίστοιχα. Η μείωση των επιταχύνσεων επαληθεύει τα όσα προκύπτουν από το φάσμα απόκρισης της εικ.11.2.2, όπου η αύξηση των ιδιοπεριόδων ως αποτέλεσμα της μόνωσης στη βάση μειώνει τις φασματικές τιμές, ειδικά για την περίπτωση των εφεδράνων HDRB όπου η ιδιοπερίοδος και η απόσβεση είναι μεγαλύτερες. Σημειώνεται τέλος, αντίστοιχα με τις προηγούμενες καταγραφές, η περιοδική απόκριση της κατασκευής με εφέδρανα LDRB με περίοδο ίση με την περίοδο του συστήματος μόνωσης ($T_b=1.09$ sec).

11.2.4 Μετακινήσεις ανωδομής και εφεδράνων – KAR



Εικ. 11.2.5 : Χρονοϊστορίες σχετικών μετακινήσεων κορυφής ως προς το σύστημα μόνωσης – Επίδραση μόνωσης. Σεισμός Gazli, KAR.



Εικ. 11.2.6 : Χρονοϊστορίες μετακινήσεων εφεδράνων LDRB και HDRB – Σεισμός Gazli, KAR.

Από τις χρονοϊστορίες των σχετικών μετακινήσεων της κορυφής του φορέα ως προς το σύστημα μόνωσης καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι η μόνωση με εφέδρανα LDRB δε φαίνεται να μειώνει τις σχετικές μετακινήσεις της ανωδομής και ιδιαίτερα μετά τη χρονική στιγμή $t=10$ sec οι μετακινήσεις αυτές υπερβαίνουν τις αντίστοιχες της μη μονωμένης κατασκευής. Σε αυτή την αύξηση των μετακινήσεων συντελεί σε μεγάλο βαθμό το γεγονός ότι η περίοδος του δεύτερου σημαντικότερου παλμού της συγκεκριμένης διέγερσης είναι ίση με τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του μονωμένου φορέα, οπότε παρατηρείται ενίσχυση της απόκρισης της ανωδομής. Αντίθετα, τα εφέδρανα HDRB πετυχαίνουν μια μείωση της τάξεως του 70% στη μέγιστη σχετική μετακίνηση και γενικότερα μειώνουν σημαντικά την απόκριση. Από τη χρονοϊστορία της απόκρισης για μόνωση με LDRB είναι εμφανής καταρχήν ο περιοδικός χαρακτήρας αυτής, όπως επίσης και το γεγονός ότι η μέγιστη μετακίνηση συμβαίνει αμέσως μετά το πέρας του παλμού της εδαφικής μετακίνησης για $t=11$ sec. Ανάλογα είναι τα συμπεράσματα και για τα drifts κορυφής-ορόφου, τα οποία μένουν σταθερά μετά τη μόνωση με LDRB (1.8 mm) και μειώνονται στα 0.5 mm μετά τη μόνωση με HDRB.

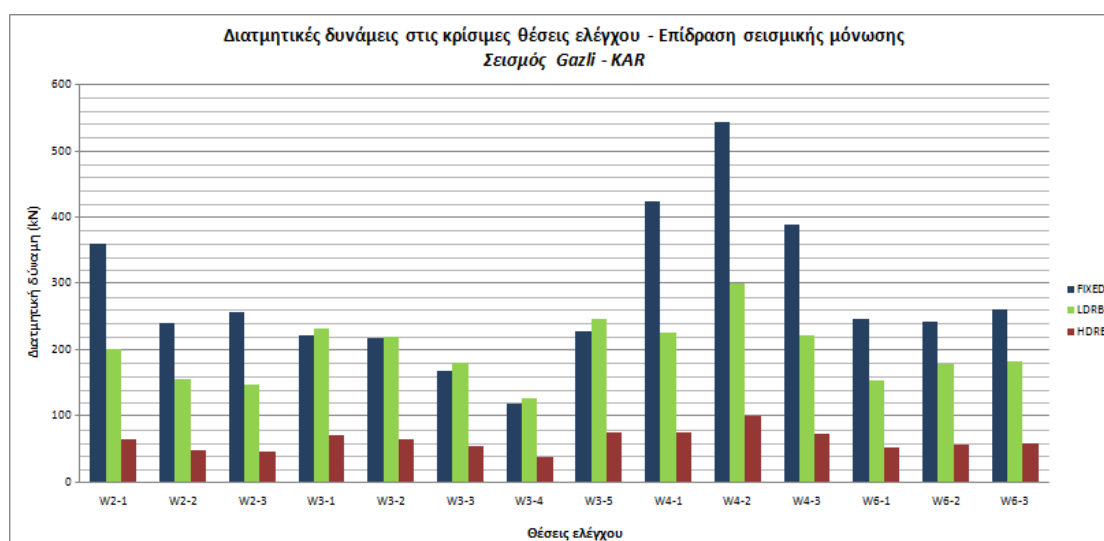
Αναφορικά με τις μετακινήσεις των εφεδράνων, προκύπτει ότι τα εφέδρανα HDRB παραμορφώνονται σημαντικά λιγότερο σε σχέση με τα LDRB λόγω της υψηλότερης τους απόσβεσης (10.5 cm αντί για 25 cm). Η επάρκεια των εφεδράνων HDRB ικανοποιείται με μεγάλο περιθώριο ασφαλείας, σε αντίθεση με τα εφέδρανα LDRB όπου οι προκύπτουσα μέγιστη μετακίνηση υπερβαίνει τη μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή κατά τις Οδηγίες Σεισμικής Μόνωσης :

Εφέδρανα LDRB : $maxu_b = 25,1 \text{ cm} > 2 \cdot t_e = 2 \cdot 12 = 24 \text{ cm}$

Εφέδρανα HDRB : $maxu_b = 10,5 \text{ cm} < 2 \cdot t_e = 2 \cdot 12 = 24 \text{ cm}$

11.2.5 Έλεγχοι διάτμησης – KAR

Στην εικ.11.2.7 παρουσιάζεται σχηματικά η επίδραση της σεισμικής μόνωσης στις μέγιστες τέμνουσες δυνάμεις των 14 συνολικά διατομών ελέγχου. Όπως και για όλες τις προηγούμενες καταγραφές, στις διατομές αυτές εμφανίζονται οι μέγιστες τιμές των διατμητικών τάσεων στον υπό μελέτη φορέα.



Εικ. 11.2.7 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στις μέγιστες τέμνουσες των θέσεων ελέγχου – Σεισμός Gazli, KAR.

Βάσει των αποτελεσμάτων της εικ.11.2.7, η σεισμική μόνωση στη βάση της κατασκευής προκαλεί μείωση των τεμνουσών σε όλες τις θέσεις ελέγχου, εκτός από εκείνες του τοίχου 3 για την περίπτωση των εφεδράνων LDRB όπου παρατηρείται μια μικρή αύξηση. Αντίθετα, η εφαρμογή εφεδράνων HDRB έχει ως αποτέλεσμα τη σημαντική μείωση των τεμνουσών σε όλες τις θέσεις. Σχετικά με τους πραγματοποιούμενους ελέγχους επάρκειας, για την αρχική αρθρωμένη κατασκευή αστοχούν όλοι οι υπό έλεγχο πεσσοί και τα υπέρθυρα, ενώ ίδιες είναι οι αστοχίες και στην περίπτωση μόνωσης με εφέδρανα LDRB, πλην του πεσσού W2-3 που επαρκεί. Για τον μονωμένο με HDRB φορέα, όλες οι διατομές προκύπτουν επαρκείς έναντι τέμνουσας. Η βελτίωση της συμπεριφοράς στην τελευταία αυτή περίπτωση

αποδίδεται αφενός στη μεγάλη μείωση των τεμνουσών κι αφετέρου (σε ορισμένες θέσεις) στην αύξηση της αντοχής λόγω μείωσης της ανηγμένης εκκεντρότητας γ (κι άρα αύξηση του αρηγάτωτου μήκους της διατομής). Στα υπέρθυρα μάλιστα W2-1 και W4-1, η ανηγμένη εκκεντρότητα για τη μη μονωμένη κατασκευή ήταν μεγαλύτερη του $\frac{1}{2}$, οπότε η διατομή αστοχούσε λόγω πολύ μεγάλης εκκεντρότητας. Στις θέσεις αυτές, η εφαρμογή εφεδράνων HDRB είχε ως αποτέλεσμα τη μείωση της ανηγμένης εκκεντρότητας κάτω από την τιμή $\frac{1}{6}$. Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι υπολογισμοί των ελέγχων επάρκειας σε μερικές από τις προαναφερθείσες θέσεις.

Κατηγορία	Θέση ελέγχου	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB	Βάση με HDRB
Πεσσοί	SC_W2-2	Αστοχία	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W2-3	Αστοχία	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W3-3	Αστοχία	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W3-4	Αστοχία	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W4-2	Αστοχία	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W4-3	Αστοχία	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W6-2	Αστοχία	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W6-3	Αστοχία	Αστοχία	Επάρκεια
Υπέρθυρα	SC_W2-1	Αστοχία	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W3-1	Αστοχία	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W3-2	Αστοχία	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W4-1	Αστοχία	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W6-1	Αστοχία	Αστοχία	Επάρκεια
Ποδιές	SC_W3-5	Αστοχία	Αστοχία	Αστοχία

Πιν. 11.2.2 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στην επάρκεια έναντι τέμνουσας – Σεισμός Gazli, KAR.

Παράδειγμα 1^ο :

Υπέρθυρο W2-1 : Αστοχία λόγω $\gamma > 1/2$ για τη μη μονωμένη κατασκευή. Μείωση των τεμνουσών και παράλληλη μείωση της ανηγμένης εκκεντρότητας.

Μήκος διατομής $l=1.30$ m

Αρθρωμένη βάση

Βάση με LDRB

Βάση με HDRB

Δρώσα τέμνουσα :	$F1=361.3 \text{ kN}$	$F1=201.7 \text{ kN}$	$F1=66.63 \text{ kN}$
Δρώσα ροπή :	$M2=25.3 \text{ kNm}$	$M2=13.3 \text{ kNm}$	$M2=4.77 \text{ kNm}$
Ανηγμ. εκκεντρ :	$\gamma=0.712 > 1/2$	$1/6 < \gamma=0.31 < 1/2$	$\gamma=0.113 < 1/6$
Θλιβόμενο μήκος :		$l_c=0.738 \text{ m}$	$l_c=l=1.30 \text{ m}$
Ορθή θλιπτ. τάση :		$\sigma_0=80.90 \text{ kPa}$	$\sigma_0=45.36 \text{ kPa}$
Τάση αντοχής :		$f_{vk}=132.36 \text{ kPa}$	$f_{vk}=118.15 \text{ kPa}$
Τέμνουσα αντοχής :		$V_R=53.76 \text{ kN}$	$V_R=84.59 \text{ kN}$

Ομοίως έχουμε για το υπέρθυρο W4-1 :

Μήκος διατομής $l=1.54 \text{ m}$

	<u>Αρθρωμένη βάση</u>	<u>Βάση με LDRB</u>	<u>Βάση με HDRB</u>
Δρώσα τέμνουσα :	$F1=425.4 \text{ kN}$	$F1=226.2 \text{ kN}$	$F1=76.49 \text{ kN}$
Δρώσα ροπή :	$M2=74.5 \text{ kNm}$	$M2=34.22 \text{ kNm}$	$M2=11.86 \text{ kNm}$
Ανηγμ. εκκεντρ :	$\gamma=0.722 > 1/2$	$1/6 < \gamma=0.35 < 1/2$	$\gamma=0.121 < 1/6$
Θλιβόμενο μήκος :		$l_c=0.671 \text{ m}$	$l_c=l=1.54 \text{ m}$
Ορθή θλιπτ. τάση :		$\sigma_0=169.66 \text{ kPa}$	$\sigma_0=75.42 \text{ kPa}$
Τάση αντοχής :		$f_{vk}=167.87 \text{ kPa}$	$f_{vk}=130.17 \text{ kPa}$
Τέμνουσα αντοχής :		$V_R=62 \text{ kN}$	$V_R=110.25 \text{ kN}$

Παράδειγμα 2^ο :

Πεσσός W6-2 : Ανηγμ. εκκεντρότητα $< 1/6$ για τη μη μονωμένη κατασκευή. Η μόνωση συμβάλλει μόνο στη μείωση των τεμνουσών.

Μήκος διατομής $l=1.62 \text{ m}$

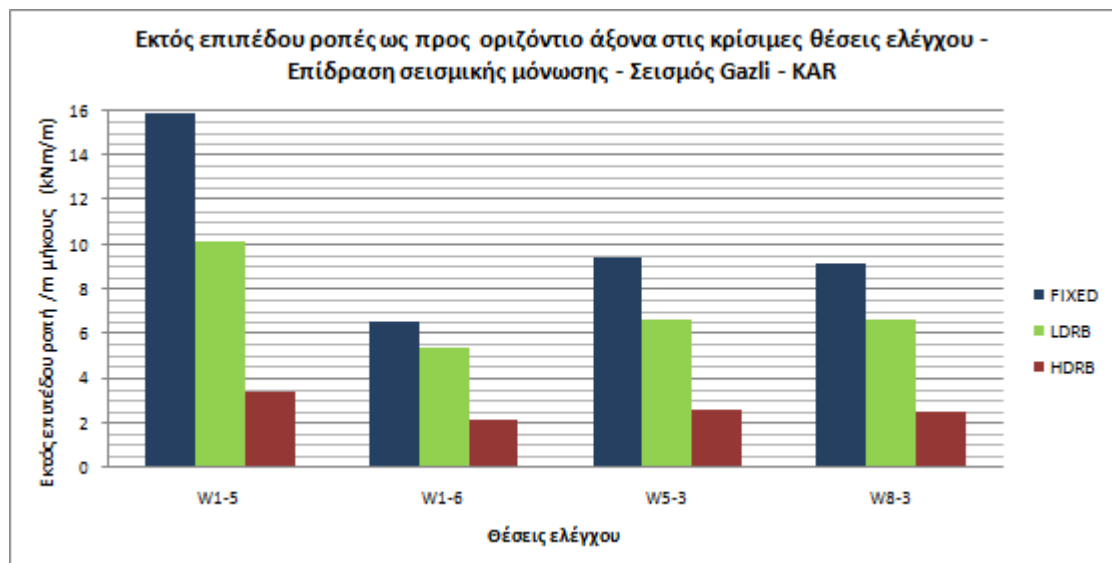
	<u>Αρθρωμένη βάση</u>	<u>Βάση με LDRB</u>	<u>Βάση με HDRB</u>
--	-----------------------	---------------------	---------------------

Δρώσα τέμνουσα :	$F1=243 \text{ kN}$	$F1=179.4 \text{ kN}$	$F1=58.05 \text{ kN}$
Δρώσα ροπή :	$M2=12.46 \text{ kNm}$	$M2=0.86 \text{ kNm}$	$M2=0.49 \text{ kNm}$
Ανηγμ. εκκεντρ :	$\gamma=0.058 < 1/6$	$\gamma=0.005 < 1/6$	$\gamma=0.003 < 1/6$
Θλιβόμενο μήκος :	$l_c=l=1.62 \text{ m}$	$l_c=l=1.62 \text{ m}$	$l_c=l=1.62 \text{ m}$
Ορθή θλιπτ. τάση :	$\sigma_0=147.72 \text{ kPa}$	$\sigma_0=119.58 \text{ kPa}$	$\sigma_0=123.91 \text{ kPa}$
Τάση αντοχής :	$f_{vk}=159.09 \text{ kPa}$	$f_{vk}=147.83 \text{ kPa}$	$f_{vk}=149.56 \text{ kPa}$
Τέμνουσα αντοχής :	$V_R=141.7 \text{ kN}$	$V_R=131.67 \text{ kN}$	$V_R=133.21 \text{ kN}$

11.2.6 Έλεγχοι εκτός επιπέδου κάμψης – KAR

(α) Ροπές περί οριζόντιο άξονα

Στην εικ.11.2.8 παρουσιάζεται σχηματικά η επίδραση της σεισμικής μόνωσης στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές ως προς τον οριζόντιο άξονα των 4 συνολικά διατομών ελέγχου. Στις διατομές αυτές, όπως έχει αναφερθεί, ασκείται ο δυσμενέστερος συνδυασμός ορθής κατακόρυφης δύναμης και εκτός επιπέδου ροπής σύμφωνα με την παράγραφο 8.2.2.2.



Εικ. 11.2.8 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές περί οριζόντιο άξονα των θέσεων ελέγχου - Σεισμός Gazli, KAR.

Θέση ελέγχου	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB	Βάση με HDRB
SC_W1-5	Αστοχία	Αστοχία	Επάρκεια
SC_W1-6	Αστοχία	Επάρκεια	Επάρκεια
SC_W5-3	Αστοχία	Επάρκεια	Επάρκεια
SC_W8-3	Αστοχία	Αστοχία	Επάρκεια

Πιν. 11.2.3 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στην επάρκεια έναντι εκτός επιπέδου κάμψης ως προς οριζόντιο άξονα – Σεισμός Gazli, KAR.

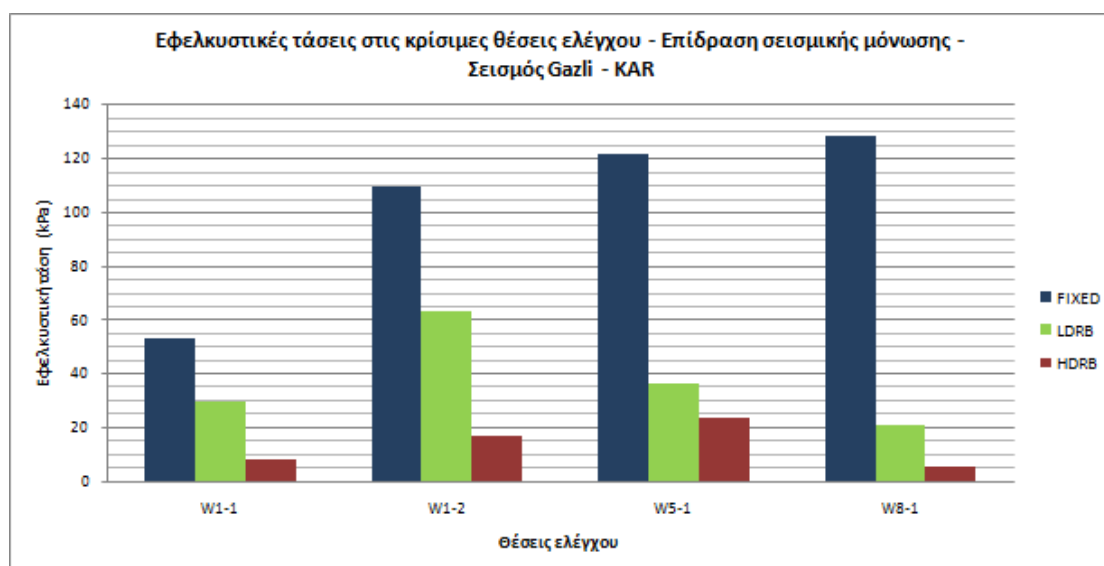
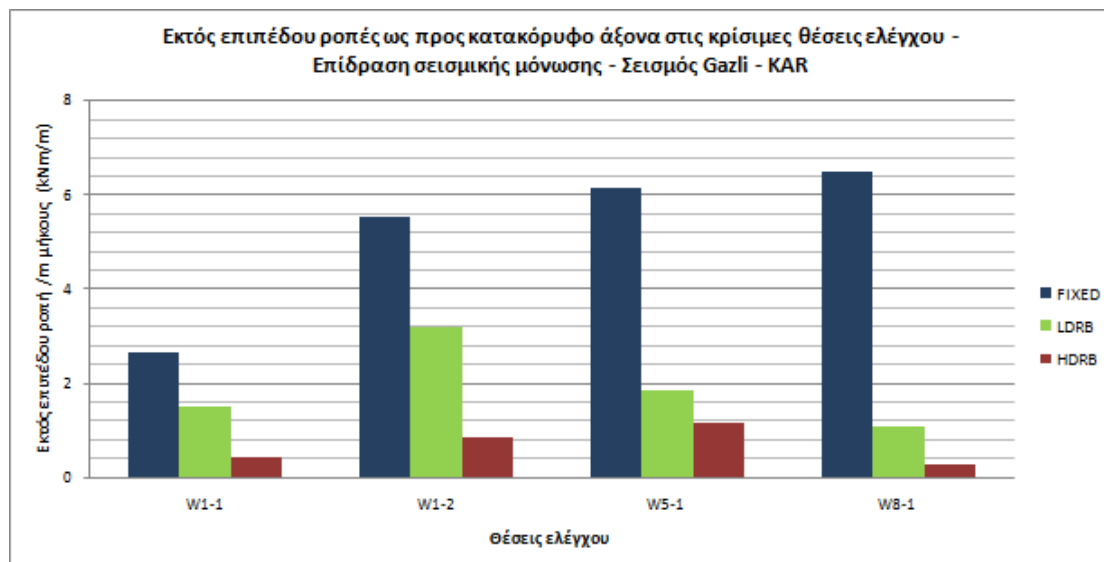
Θέση ελέγχου	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB	Βάση με HDRB
SC_W1-5	$N_z=+124.49$ kN $\sigma_0=-$ $M_R=-$ $M_{1,S}=11.11$ kNm/m	$N_z=-11.10$ kN $\sigma_0=-7.26$ kN/m ² $M_R=1.10$ kNm/m $M_{1,S}=9.18$ kNm/m	$N_z=-142.09$ kN $\sigma_0=-92.93$ kN/m ² $M_R=13.62$ kNm/m $M_{1,S}=2.65$ kNm/m
SC_W1-6	$N_z=-11.73$ kN $\sigma_0=-7.67$ kN/m ² $M_R=1.16$ kNm/m $M_{1,S}=4.92$ kNm/m	$N_z=-65.47$ kN $\sigma_0=-42.82$ kN/m ² $M_R=6.38$ kNm/m $M_{1,S}=4.85$ kNm/m	$N_z=-96.47$ kN $\sigma_0=-63.09$ kN/m ² $M_R=9.34$ kNm/m $M_{1,S}=1.67$ kNm/m
SC_W5-3	$N_z=+85.31$ kN $\sigma_0=-$ $M_R=-$ $M_{1,S}=6.53$ kNm/m	$N_z=-77.83$ kN $\sigma_0=-54.85$ kN/m ² $M_R=8.14$ kNm/m $M_{1,S}=6.62$ kNm/m	$N_z=-111.35$ kN $\sigma_0=-78.47$ kN/m ² $M_R=11.56$ kNm/m $M_{1,S}=2.57$ kNm/m
SC_W8-3	$N_z=-19.33$ kN $\sigma_0=-12.39$ kN/m ² $M_R=1.87$ kNm/m $M_{1,S}=9.16$ kNm/m	$N_z=-68.50$ kN $\sigma_0=-43.90$ kN/m ² $M_R=6.54$ kNm/m $M_{1,S}=6.62$ kNm/m	$N_z=-107.18$ kN $\sigma_0=-68.69$ kN/m ² $M_R=10.15$ kNm/m $M_{1,S}=2.48$ kNm/m

Πιν. 11.2.4 : Υπολογισμοί της δρώσας εκτός επιπέδου ροπής $M_{1,S}$ και της ροπής αντοχής M_R στις διατομές ελέγχου. Επίδραση σεισμικής μόνωσης – Σεισμός Gazli, KAR.

(β) Ροπές περί κατακόρυφο άξονα

Στην εικ.11.2.9 παρουσιάζεται σχηματικά η επίδραση της σεισμικής μόνωσης στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές ως προς τον κατακόρυφο άξονα και τις συνεπαγόμενες εφελκυστικές τάσεις των 4 συνολικά διατομών ελέγχου. Όπως και για

όλες τις προηγούμενες καταγραφές, στις διατομές αυτές εμφανίζονται οι μέγιστες τιμές των εκτός επιπέδου ροπών στον υπό μελέτη φορέα.



Εικ. 11.2.9 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές και τις συνεπαγόμενες εφελκυστικές τάσεις των θέσεων ελέγχου - Σεισμός Gazli, KAR.

Από τα αποτελέσματα της εικ.11.2.9, καταλήγουμε στο συμπέρασμα πως η μόνωση και με τους δύο τύπους εφεδράνων δρα ευμενώς όσον αφορά την ένταση που οφείλεται στην εκτός επιπέδου κάμψη σε όλες τις διατομές ελέγχου. Μάλιστα, στην περίπτωση των εφεδράνων HDRB η μείωση των εκτός επιπέδου ροπών είναι σημαντική. Η επάρκεια του φορέα αποδεικνύεται και για τις δύο περιπτώσεις

μόνωσης, καθώς οι τάσεις προκύπτουν μικρότερες από την εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιΐας ($f_{wt}=120 \text{ kPa}$). Ωστόσο, στον μη μονωμένο φορέα παρατηρείται αστοχία στις διατομές W5-1 και W8-1 αφού οι εφελκυστικές τάσεις στην περισσότερο εφελκυσόμενη παρειά προκύπτουν ίσες με 121.53 kPa και 128.49 kPa αντίστοιχα.

11.3 Σύνοψη αποτελεσμάτων αναλύσεων για το σεισμό του Gazli – Συμπεράσματα

Στο σημείο αυτό συνοψίζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων χρονοϊστορίας για την καταγραφή KAR του σεισμού του Gazli :

- Επιταχύνσεις

Η εφαρμογή της μόνωσης τόσο με εφέδρανα LDRB όσο και με HDRB οδηγεί σε σημαντική μείωση των επιταχύνσεων της ανωδομής. Σε αντιστοιχία με τις καταγραφές των σεισμών του Imperial Valley και Northridge, η μείωση αυτή είναι γενικά μεγαλύτερη στην κορυφή απ' ό τι στον όροφο. Στην περίπτωση των εφεδράνων LDRB η μείωση των επιταχύνσεων στον όροφο και την κορυφή είναι 22% και 48% αντίστοιχα, ενώ για τα HDRB είναι 73% και 82%.

- Μετακινήσεις

Οι μετακινήσεις της ανωδομής όπως και για όλους τους σεισμούς που ελέγχονται είναι της τάξεως των μερικών mm. Η μόνωση με LDRB ωστόσο αυξάνει τις μετακινήσεις λόγω της ταύτισης της περιόδου ενός από τους σημαντικούς παλμούς της διέγερσης με τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της μονωμένης κατασκευής, ενώ η μόνωση με εφέδρανα HDRB τις μειώνει. Τα drifts κορυφής-ορόφου είναι όπως και για τις προαναφερθείσες διεγέρσεις της τάξης των μερικών mm, οπότε δεν προκαλούνται βλάβες στην ανωδομή εξαιτίας τους. Τέλος, η μέγιστη μετακίνηση των εφεδράνων LDRB προκύπτει ίση με 25 cm κι άρα μεγαλύτερη από $2 \cdot t_e$, οπότε τα εν λόγω εφέδρανα δεν επαρκούν. Αντίθετα, οι μετακινήσεις των HDRB είναι αποδεκτές ($\max \delta = 10.5 \text{ cm}$).

- Τέμνουσες δυνάμεις

Γενικά η μόνωση έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση των τεμνουσών στις διατομές ελέγχου, μείωση η οποία είναι σημαντική στην περίπτωση των εφεδράνων HDRB. Στην αρθρωμένη κατασκευή αστοχούν τόσο τα υπέρθυρα όσο και οι πεσσοί, ενώ

ίδιες είναι και οι αστοχίες μετά τη μόνωση με LDRB παρ' όλη τη μείωση των τεμνουσών. Αντίθετα, στον μονωμένο φορέα με HDRB επαρκούν όλες οι υπό έλεγχο διατομές.

- Ροπές εκτός επιπέδου

Η μόνωση με αμφότερους τους τύπους εφεδράνων μειώνει τις εκτός επιπέδου ροπές ως προς και τους δύο άξονες, με τη μείωση λόγω των HDRB να είναι σημαντική. Αναφορικά με την κάμψη περί οριζόντιο άξονα, η μόνωση με LDRB συντελεί κυρίως στην αύξηση της ροπής αντοχής M_R οπότε όλες οι διατομές πλέον επαρκούν (στον αρχικό φορέα όλες αστοχούσαν), ενώ για μόνωση με HDRB η σημαντική αύξηση της αντοχής και η αντίστοιχη σημαντική μείωση των δρωσών ροπών οδηγούν σε επάρκεια με μεγάλο περιθώριο ασφαλείας. Σχετικά με την κάμψη περί κατακόρυφο άξονα, δύο διατομές που αστοχούσαν πριν τη μόνωση πλέον επαρκούν τόσο για τα μόνωση με τα εφέδρανα LDRB όσο και με τα HDRB.

Συμπεράσματα

1. Σε περιπτώσεις σεισμών με υψηλές φασματικές επιταχύνσεις στην περιοχή των μικρών περιόδων και μείωσή τους στις μεσαίες περιόδους ($T=1.0-1.5$ sec), όπως η καταγραφή KAR του σεισμού Gazli, η επίδραση της μόνωσης προκύπτει ιδιαίτερω ευνοϊκή.
2. Η μόνωση της κατασκευής μπορεί να αυξήσει τις μετακινήσεις της ανωδομής (σχετικές ως προς τη στάθμη μόνωσης) ανάλογα τις περιόδους των σημαντικών παλμών της εκάστοτε καταγραφής. Στην περίπτωση όπου οι περίοδοι αυτές είναι κοντά σε εκείνες του μονωμένου φορέα η απόκριση σε όρους μετακινήσεων ενισχύεται, ενώ σε διαφορετική περίπτωση όχι.
3. Όπως επισημάνθηκε και για τις περιπτώσεις των καταγραφών SCH και LF6 του σεισμού του Northridge, η ενίσχυση των μετακινήσεων λόγω του 2 επηρεάζει άμεσα και τις οριζόντιες μετακινήσεις των εφεδράνων. Εάν τα εφέδρανα έχουν χαμηλή απόσβεση τότε οι προκύπτουσες μετακινήσεις προκύπτουν ιδιαίτερα μεγάλες θέτοντας σε κίνδυνο την επάρκεια του συστήματος μόνωσης. Είναι λοιπόν αναγκαία η εξασφάλιση υψηλής απόσβεσης για τον περιορισμό των σεισμικών μετακινήσεων των εφεδράνων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 12

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΓΙΑ ΤΟ ΣΕΙΣΜΟ “TABAS, IRAN (1978)”

12.1 Γενικά

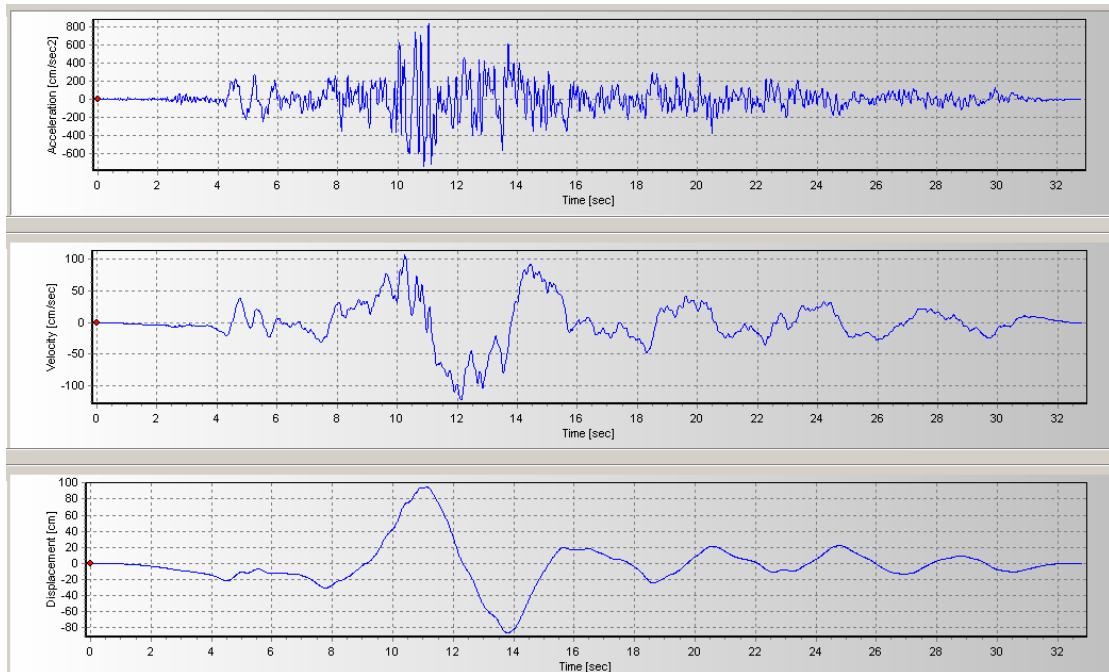
Στο παρόν κεφάλαιο εξετάζεται η συμπεριφορά του κτιρίου I – Μ.Ε.Λ.Τ έναντι μιας καταγραφής από το σεισμό του Tabas στο Iran (16/09/1978) μεγέθους $M_w=7.1$, όπως αναφέρθηκε και στο Κεφάλαιο 6. Για την καταγραφή αυτή υπολογίζονται τα μεγέθη απόκρισης σύμφωνα με την παράγραφο 8.3 και πραγματοποιούνται οι αναφερόμενοι έλεγχοι επάρκειας της παραγράφου 8.2.2. Υπενθυμίζεται ότι κατ' αντιστοιχία με τα όσα αναφέρθηκαν προηγούμενα, για τη διέγερση αυτή λήφθηκε υπόψη μόνο μια εκ των δύο οριζόντιων συνιστωσών της.

12.2 Tabas (TAB)

Neutral directivity

(Συνιστώσα TAB-074)

12.2.1 Χρονοϊστορίες – TAB

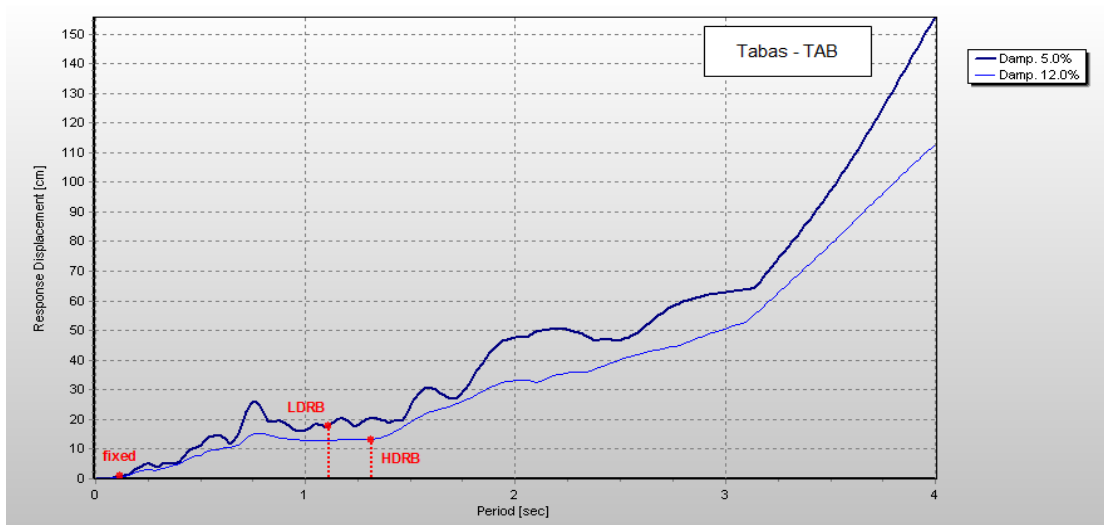
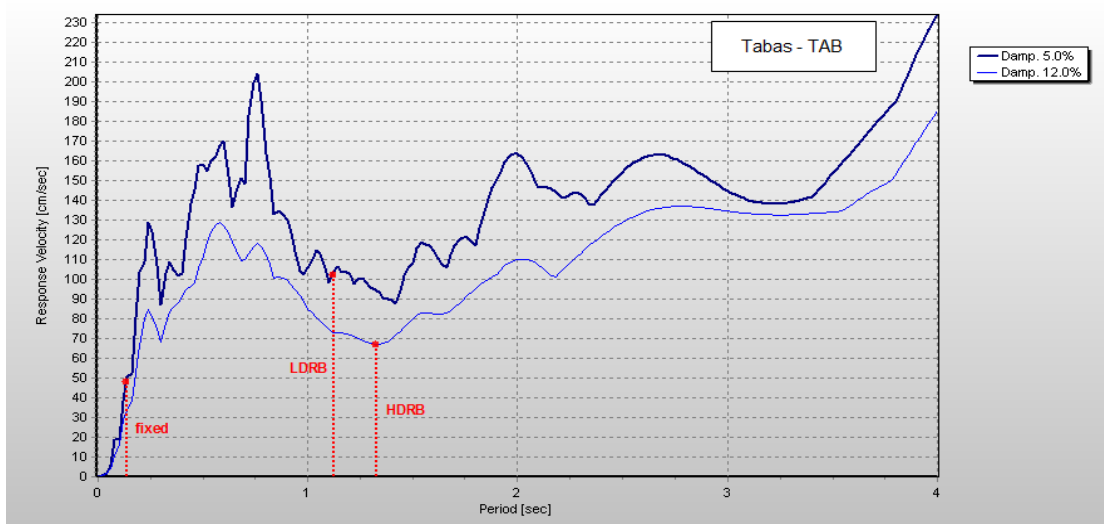
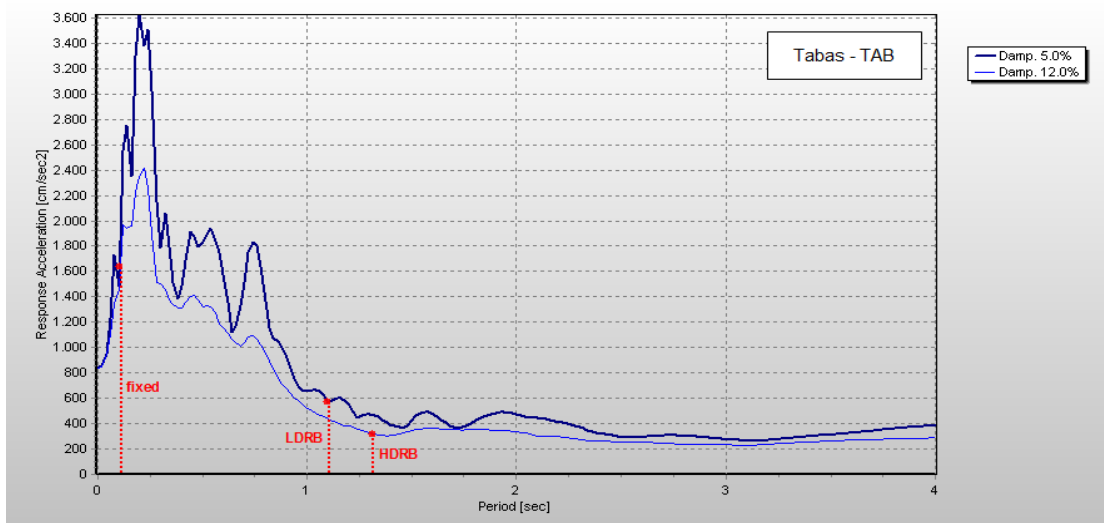


Εικ. 12.2.1 : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετακίνησης – Σεισμός Tabas, TAB.

Παράμετροι εδαφικής κίνησης

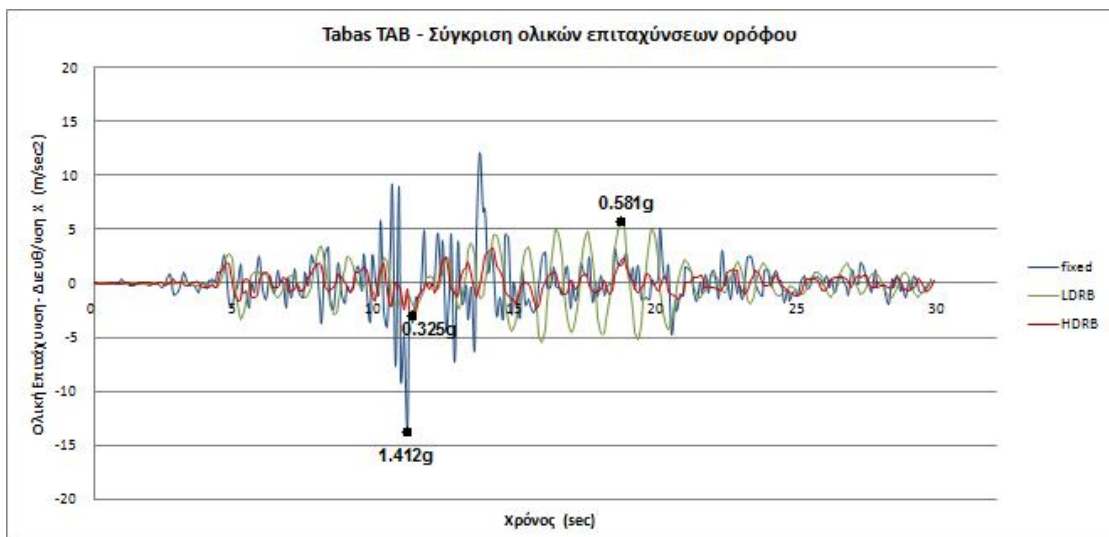
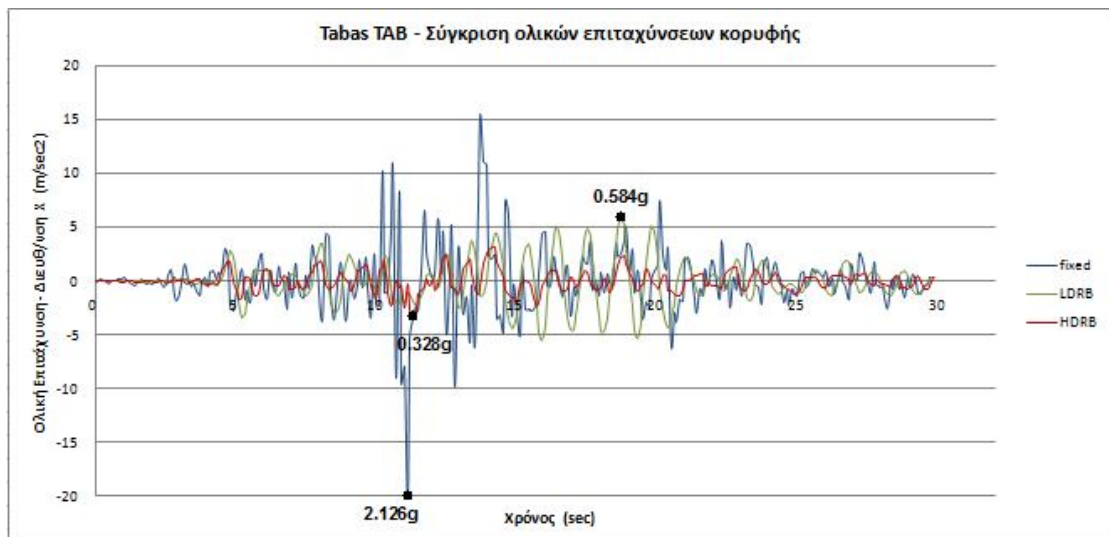
- **Μέγιστη επιτάχυνση :** $a_{g,max}=835.58 \text{ cm/sec}^2$
- **Μέγιστη ταχύτητα :** $v_{g,max}=121.22 \text{ cm/sec}$
- **Μέγιστη μετακίνηση :** $u_{g,max}=95.06 \text{ cm}$

12.2.2 Φάσματα απόκρισης – TAB



Εικ. 12.2.2 : Ελαστικά φάσματα απόκρισης επιταχύνσεων, ταχυτήτων και μετακινήσεων – Σεισμός Tabas, TAB. Ποσοστά απόσβεσης $\zeta=5\%$, 12% .

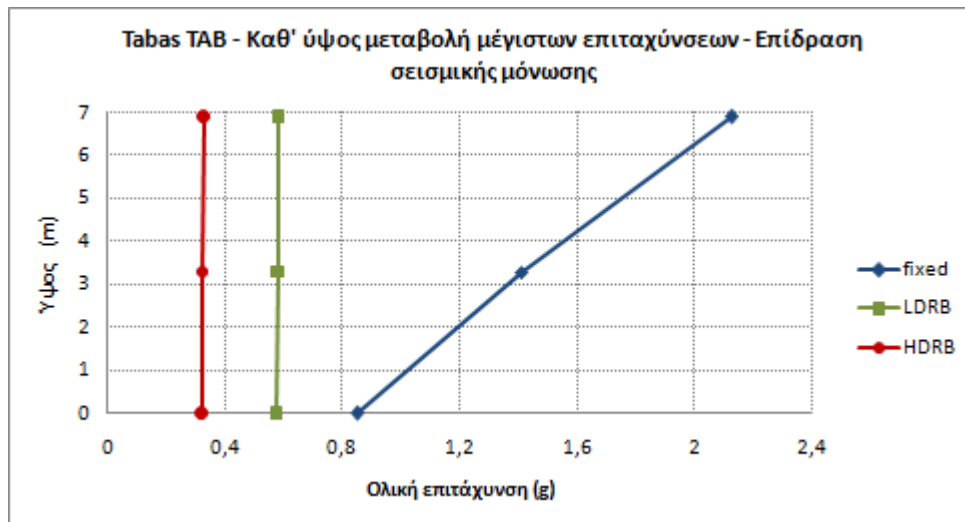
12.2.3 Επιταχύνσεις ανωδομής – TAB



Εικ. 12.2.3 : Χρονοϊστορίες ολικών επιταχύνσεων κορυφής και ορόφου – Επίδραση μόνωσης Σεισμός Tabas, TAB.

Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση (g)	Επιτάχυνση Κορυφής (g)			Επιτάχυνση Ορόφου (g)		
	Αρθρωμένη Βάση	Βάση με εφέδρανα LDRB	Βάση με εφέδρανα HDRB	Αρθρωμένη Βάση	Βάση με εφέδρανα LDRB	Βάση με εφέδρανα HDRB
0.852	2.126	0.584	0.328	1.412	0.581	0.325

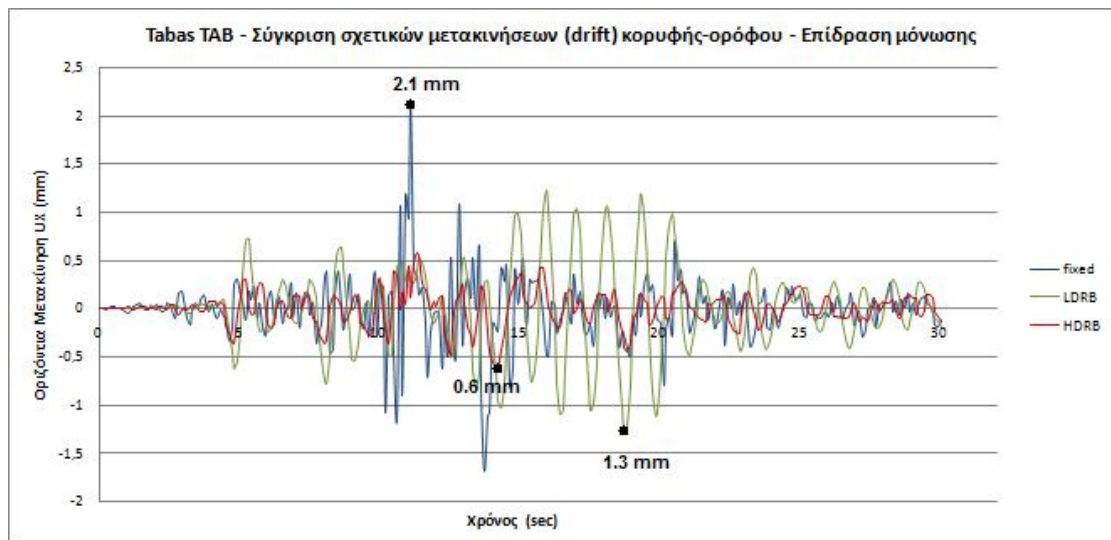
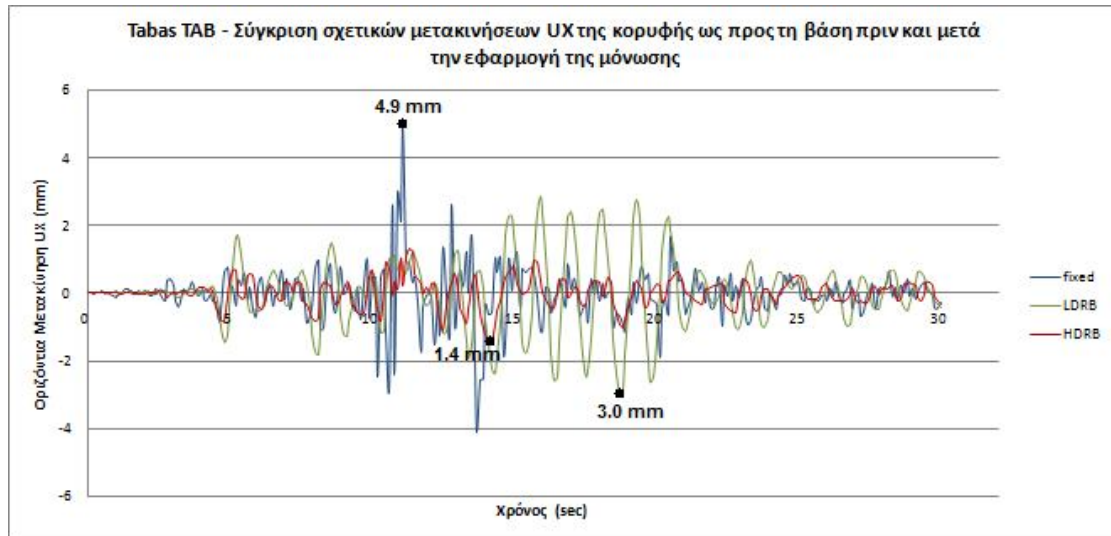
Πιν. 12.2.1 : Μέγιστες επιταχύνσεις κορυφής και ορόφου - Σεισμός Tabas, TAB.



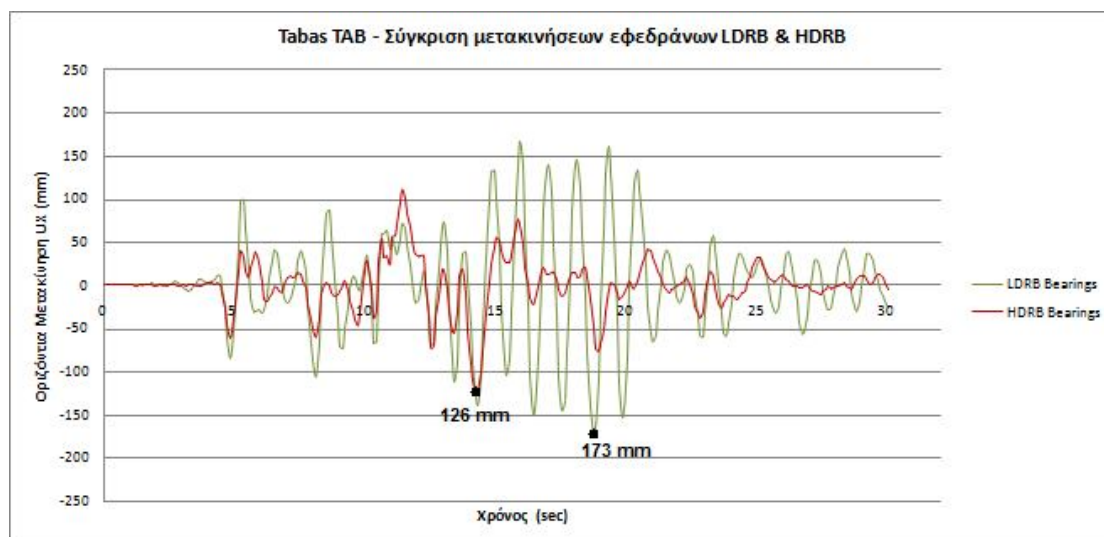
Εικ. 12.2.4 : Μεταβολή καθ' ύψος των μέγιστων επιταχύνσεων - Επίδραση μόνωσης Σεισμός Tabas, TAB.

Από τα αποτελέσματα που λαμβάνουμε για τις επιταχύνσεις της ανωδομής συμπεραίνουμε ότι η μόνωση της κατασκευής και με τους δύο τύπους εφεδράνων οδηγεί σε σημαντική μείωση των επιταχύνσεων της ανωδομής, τόσο στην κορυφή όσο και στον όροφο. Αξίζει να παρατηρήσουμε τη μεγάλη ενίσχυση των επιταχύνσεων στη συμβατική κατασκευή σε σχέση με τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (2.126g και 1.412g σε κορυφή και όροφο αντίστοιχα, ενώ στη βάση της κατασκευής η επιτάχυνση ισούται με 0.852g) που έχει ως αποτέλεσμα την εισαγωγή σημαντικής απαίτησης στην ανωδομή που δύσκολα μπορεί να παραληφθεί με ασφάλεια. Τα παραπάνω συμπεράσματα έρχονται σε πλήρη συμφωνία και με τα όσα προκύπτουν από το φάσμα απόκρισης επιταχύνσεων της εικ.12.2.2, όπου παρατηρείται μείωση των φασματικών τιμών για περιόδους μεγαλύτερες από 0.75 sec. Σημειώνεται επίσης, αντίστοιχα με τις προηγούμενες καταγραφές, η περιοδική απόκριση της κατασκευής με εφέδρανα LDRB με περίοδο ίση με την περίοδο του συστήματος μόνωσης ($T_b=1.09$ sec).

12.2.4 Μετακινήσεις ανωδομής και εφεδράνων – TAB



Εικ. 12.2.5 : Χρονοϊστορίες σχετικών μετακινήσεων κορυφής ως προς το σύστημα μόνωσης – Επίδραση μόνωσης. Σεισμός Tabas, TAB.



Εικ. 12.2.6 : Χρονοϊστορίες μετακινήσεων εφεδράνων LDRB και HDRB – Σεισμός Tabas, TAB.

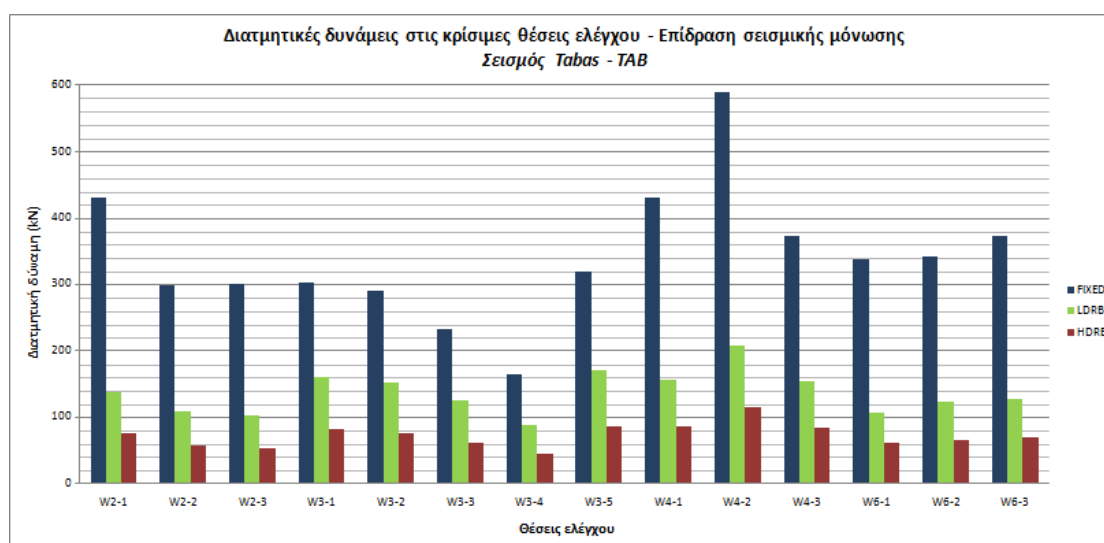
Από τις χρονοϊστορίες των σχετικών μετακινήσεων της κορυφής του φορέα ως προς το σύστημα μόνωσης καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι τόσο η μόνωση με εφέδρανα LDRB όσο και εκείνη με HDRB μειώνουν τις μέγιστες σχετικές μετακινήσεις της ανωδομής από τα 4.9 mm στα 3.0 mm και 1.4 mm αντίστοιχα. Ωστόσο, οι σχετικές μετακινήσεις του μονωμένου φορέα με LDRB είναι μεγαλύτερες από εκείνες του αρθρωμένου στο χρονικό διάστημα 15-20 sec, καθώς στο διάστημα αυτό το εύρος της εδαφικής κίνησης έχει μειωθεί σημαντικά και μόλις έχει παρέλθει ο ισχυρός παλμός μετακίνησης. Από τη χρονοϊστορία της απόκρισης για μόνωση με LDRB είναι εμφανής καταρχήν ο περιοδικός χαρακτήρας αυτής, όπως επίσης και το γεγονός ότι η μέγιστη μετακίνηση συμβαίνει για $t=18$ sec, μετά το πέρας του παλμού της εδαφικής μετακίνησης. Για τα drifts κορυφής-ορόφου προκύπτουν αντίστοιχα συμπεράσματα, καθώς από την μέγιστη τιμή των 2.1 mm για τον αρχικό φορέα μειώνονται σε 1.3 mm και 0.6 mm μετά τη μόνωση με LDRB και HDRB αντίστοιχα. Οι τιμές αυτές ωστόσο είναι πολύ μικρές (εως αμελητέες) για να μπορέσουν να προκαλέσουν βλάβες στην ανωδομή.

Αναφορικά με τις μετακινήσεις των εφεδράνων, προκύπτει ότι τα εφέδρανα HDRB παραμορφώνονται λιγότερο σε σχέση με τα LDRB λόγω της υψηλότερης τους απόσβεσης (12.6 cm αντί για 17.3 cm). Σχετικά με την επάρκεια των εφεδράνων, αυτή ικανοποιείται αφού οι αναπτυσσόμενες μετακινήσεις είναι μικρότερες από το διπλάσιο του συνολικού πάχους του ελαστομερούς :

$$maxu_b = 17,3 \text{ cm} < 2 \cdot t_e = 2 \cdot 12 = 24 \text{ cm}$$

12.2.5 Έλεγχοι διάτμησης – TAB

Στην εικ.12.2.7 παρουσιάζεται σχηματικά η επίδραση της σεισμικής μόνωσης στις μέγιστες τέμνουσες δυνάμεις των 14 συνολικά διατομών ελέγχου. Όπως και για όλες τις προηγούμενες καταγραφές, στις διατομές αυτές εμφανίζονται οι μέγιστες τιμές των διατμητικών τάσεων στον υπό μελέτη φορέα.



Εικ. 12.2.7 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στις μέγιστες τέμνουσες των θέσεων ελέγχου – Σεισμός Tabas, TAB.

Βάσει των αποτελεσμάτων της εικ.12.2.7, η σεισμική μόνωση τόσο με εφέδρανα LDRB όσο και με HDRB συντελεί στη σημαντική μείωση των τεμνουσών σε όλες τις θέσεις ελέγχου, οι οποίες προκύπτουν ανεπαρκείς για τον μη μονωμένο φορέα. Παρ' όλα αυτά, σε αρκετές διατομές αυτή η μείωση δεν είναι αρκετή για να εξασφαλισθεί η επάρκειά τους σε τέμνουσα, διαπίστωση που αφορά ως επί το πλείστον τη μονωμένη με LDRB κατασκευή. Για παράδειγμα, στην κατασκευή με LDRB όλα τα υπέρθυρα εξακολουθούν να αστοχούν όπως επίσης και οι πεσσοί W3-3, W4-2 και W4-3, παρά τη μεγάλη μείωση των τεμνουσών. Αν και η μόνωση μειώνει την ανηγμένη εκκεντρότητα σε όλες τις θέσεις αυξάνοντας την αντοχή, οι τιμές των τεμνουσών παραμένουν μεγάλες (κυμαίνονται μεταξύ 100-200 kN) λόγω των

μεγάλων επιταχύνσεων στον όροφο (0.581g) υπερβαίνοντας τις αντίστοιχες αντοχές. Αντίθετα, η μόνωση με HDRB έχει ως αποτέλεσμα την επάρκεια όλων των πεσσών και των υπερθύρων W2-1, W3-2 και W4-1. Η βελτίωση της συμπεριφοράς στην τελευταία αυτή περίπτωση αποδίδεται αφενός στη μεγάλη μείωση των τεμνουσών κι αφετέρου (σε ορισμένες θέσεις) στην αύξηση της αντοχής λόγω μείωσης της ανηγμένης εκκεντρότητας γ (κι άρα αύξηση του αρηγμάτωτου μήκους της διατομής). Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι υπολογισμοί των ελέγχων επάρκειας σε μερικές από τις προαναφερθείσες θέσεις.

Κατηγορία	Θέση ελέγχου	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB	Βάση με HDRB
Πεσσοί	SC_W2-2	Αστοχία	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W2-3	Αστοχία	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W3-3	Αστοχία	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W3-4	Αστοχία	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W4-2	Αστοχία	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W4-3	Αστοχία	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W6-2	Αστοχία	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W6-3	Αστοχία	Επάρκεια	Επάρκεια
Υπέρθυρα	SC_W2-1	Αστοχία	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W3-1	Αστοχία	Αστοχία	Αστοχία
	SC_W3-2	Αστοχία	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W4-1	Αστοχία	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W6-1	Αστοχία	Αστοχία	Αστοχία
Ποδιές	SC_W3-5	Αστοχία	Αστοχία	Αστοχία

Πιν. 12.2.2 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στην επάρκεια έναντι τέμνουσας – Σεισμός Tabas, TAB.

Παράδειγμα 1^ο :

Υπέρθυρο W2-1 : Αστοχία λόγω $\gamma > 1/2$ για τη μη μονωμένη κατασκευή. Μείωση των τεμνουσών και παράλληλη μείωση της ανηγμένης εκκεντρότητας.

Μήκος διατομής $l=1.30$ m

	<u>Αρθρωμένη βάση</u>	<u>Βάση με LDRB</u>	<u>Βάση με HDRB</u>
Δρώσα τέμνουσα :	F1=429.7 kN	F1=138.5 kN	F1=75.37 kN
Δρώσα ροπή :	M2=29.07kNm	M2=9.12kNm	M2=5.42kNm
Ανηγμ. εκκεντρ :	$\gamma=0.828>1/2$	$1/6<\gamma=0.21<1/2$	$\gamma=0.128<1/6$
Θλιβόμενο μήκος :		$l_c=1.12$ m	$l_c=l=1.30$ m
Ορθή θλιπτ. τάση :		$\sigma_0=53.34$ kPa	$\sigma_0=45.36$ kPa
Τάση αντοχής :		$f_{vk}=121.34$ kPa	$f_{vk}=118.15$ kPa
Τέμνουσα αντοχής :		$V_R=74.75$ kN	$V_R=84.59$ kN

Παράδειγμα 2^ο :

Πεσσός W3-4 : Αστοχία για τη μη μονωμένη κατασκευή. Επάρκεια μετά τη μόνωση λόγω μείωσης των τεμνουσών και παράλληλης μείωσης της ανηγμένης εκκεντρότητας.

Μήκος διατομής $l=0.95$ m

	<u>Αρθρωμένη βάση</u>	<u>Βάση με LDRB</u>	<u>Βάση με HDRB</u>
Δρώσα τέμνουσα :	F1=164 kN	F1=88.56 kN	F1=44.17 kN
Δρώσα ροπή :	M2=20.41kNm	M2=9.92kNm	M2=5.07kNm
Ανηγμ. εκκεντρ :	$1/6<\gamma=0.215>1/2$	$\gamma=0.094<1/6$	$\gamma=0.048<1/6$
Θλιβόμενο μήκος :	$l_c=0.811$ m	$l_c=l=0.95$ m	$l_c=l=0.95$
Ορθή θλιπτ. τάση :	$\sigma_0=224.9$ kPa	$\sigma_0=213.55$ kPa	$\sigma_0=213.34$ kPa
Τάση αντοχής :	$f_{vk}=189.96$ kPa	$f_{vk}=185.42$ kPa	$f_{vk}=185.34$ kPa
Τέμνουσα αντοχής :	$V_R=84.77$ kN	$V_R=96.64$ kN	$V_R=96.60$ kN

Παράδειγμα 3^ο :

Υπέρθυρο W3-1 : Αστοχία για τη μη μονωμένη κατασκευή. Αστοχία και μετά τη μόνωση ακόμα και για τα HDRB λόγω υπέρβασης της τέμνουσας αντοχής.

Μήκος διατομής $l=1.19$ m

	<u>Αρθρωμένη βάση</u>	<u>Βάση με LDRB</u>	<u>Βάση με HDRB</u>
Δρώσα τέμνουσα :	$F1=303.4$ kN	$F1=160.5$ kN	$F1=80.98$ kN
Δρώσα ροπή :	$M2=3.51$ kNm	$M2=2.18$ kNm	$M2=0.66$ kNm
Ανηγγμ. εκκεντρ :	$1/6 < \gamma = 0.196 > 1/2$	$\gamma = 0.117 < 1/6$	$\gamma = 0.035 < 1/6$
Θλιβόμενο μήκος :	$l_c = 1.084$ m	$l_c = l = 1.19$ m	$l_c = l = 1.19$
Ορθή θλιπτ. τάση :	$\sigma_0 = 25.22$ kPa	$\sigma_0 = 23.88$ kPa	$\sigma_0 = 24.01$ kPa
Τάση αντοχής :	$f_{vk} = 110.09$ kPa	$f_{vk} = 109.55$ kPa	$f_{vk} = 109.61$ kPa
Τέμνουσα αντοχής :	$V_R = 65.61$ kN	$V_R = 71.67$ kN	$V_R = 71.71$ kN

12.2.6 Έλεγχοι εκτός επιπέδου κάμψης – TAB

(α) Ροπές περί οριζόντιο άξονα

Στην εικ.12.2.8 παρουσιάζεται σχηματικά η επίδραση της σεισμικής μόνωσης στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές ως προς τον οριζόντιο άξονα των 4 συνολικά διατομών ελέγχου. Στις διατομές αυτές, όπως έχει αναφερθεί, ασκείται ο δυσμενέστερος συνδυασμός ορθής κατακόρυφης δύναμης και εκτός επιπέδου ροπής σύμφωνα με την παράγραφο 8.2.2.2.



Εικ. 12.2.8 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές περι οριζόντιο άξονα των θέσεων ελέγχου - Σεισμός Tabas, TAB.

Θέση ελέγχου	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB	Βάση με HDRB
SC_W1-5	Αστοχία	Αστοχία	Επάρκεια
SC_W1-6	Αστοχία	Επάρκεια	Επάρκεια
SC_W5-3	Αστοχία	Επάρκεια	Επάρκεια
SC_W8-3	Αστοχία	Επάρκεια	Επάρκεια

Πιν. 12.2.3 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στην επάρκεια έναντι εκτός επιπέδου κάμψης ως προς οριζόντιο άξονα – Σεισμός Tabas, TAB.

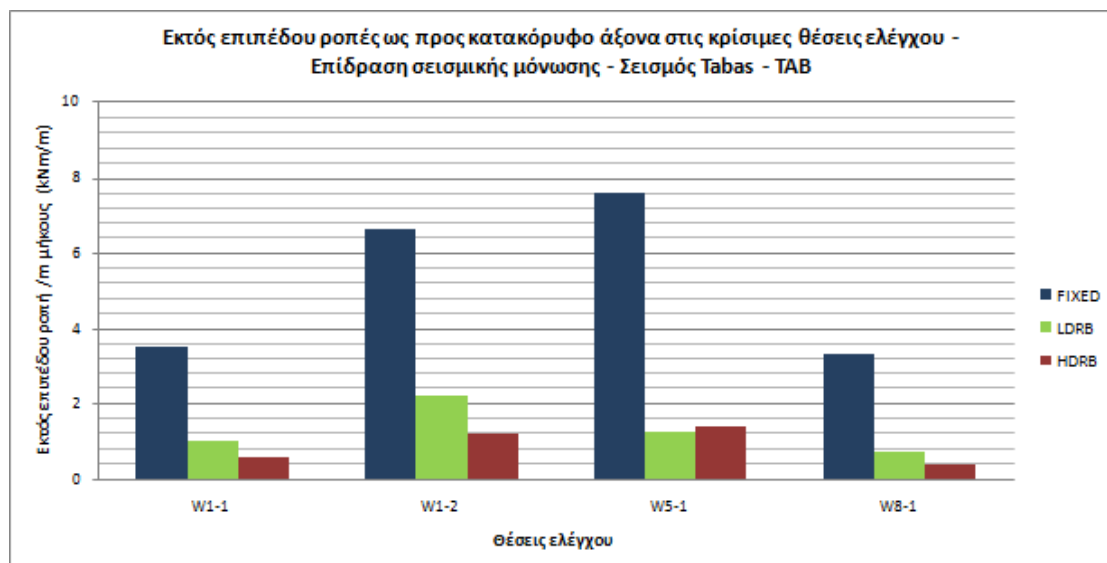
Θέση ελέγχου	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB	Βάση με HDRB
SC_W1-5	$N_z=+364.09$ kN $\sigma_0=$ - $M_R=$ - $M_{1,s}=20.33$ kNm/m	$N_z=-63.30$ kN $\sigma_0=-41.40$ kN/m ² $M_R=6.18$ kNm/m $M_{1,s}=6.75$ kNm/m	$N_z=-123.63$ kN $\sigma_0=-80.86$ kN/m ² $M_R=11.90$ kNm/m $M_{1,s}=3.48$ kNm/m
SC_W1-6	$N_z=+57.07$ kN $\sigma_0=$ - $M_R=$ - $M_{1,s}=9.12$ kNm/m	$N_z=-79.20$ kN $\sigma_0=-51.80$ kN/m ² $M_R=7.70$ kNm/m $M_{1,s}=3.57$ kNm/m	$N_z=-91.34$ kN $\sigma_0=-59.74$ kN/m ² $M_R=8.86$ kNm/m $M_{1,s}=2.15$ kNm/m
SC_W5-3	$N_z=+34.51$ kN $\sigma_0=$ -	$N_z=-96.84$ kN $\sigma_0=-68.24$ kN/m ²	$N_z=-107.27$ kN $\sigma_0=-75.59$ kN/m ²

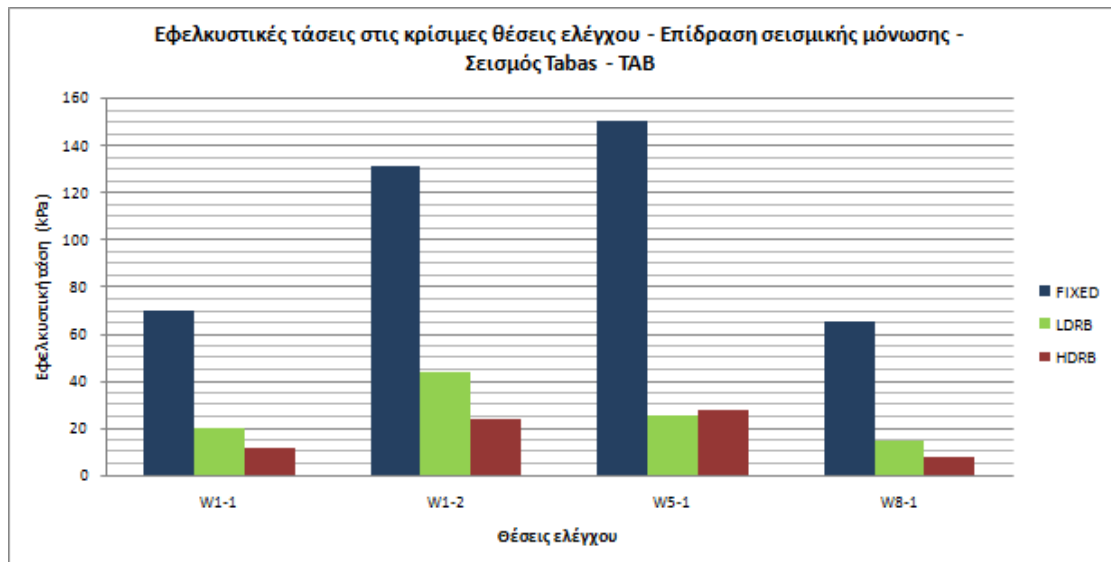
	$M_R = -$ $M_{1,S} = 10.02 \text{ kNm/m}$	$M_R = 10.09 \text{ kNm/m}$ $M_{1,S} = 4.55 \text{ kNm/m}$	$M_R = 11.15 \text{ kNm/m}$ $M_{1,S} = 2.92 \text{ kNm/m}$
SC_W8-3	$N_Z = -55.22 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -35.39 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 5.29 \text{ kNm/m}$ $M_{1,S} = 6.25 \text{ kNm/m}$	$N_Z = -86.55 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -55.47 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 8.23 \text{ kNm/m}$ $M_{1,S} = 4.56 \text{ kNm/m}$	$N_Z = -104.25 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -66.81 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 9.88 \text{ kNm/m}$ $M_{1,S} = 2.82 \text{ kNm/m}$

Πιν. 12.2.4 : Υπολογισμοί της δρώσας εκτός επιπέδου ροπής $M_{1,S}$ και της ροπής αντοχής M_R στις διατομές ελέγχου. Επίδραση σεισμικής μόνωσης – Σεισμός Tabas, TAB.

(β) Ροπές περί κατακόρυφο άξονα

Στην εικ.12.2.9 παρουσιάζεται σχηματικά η επίδραση της σεισμικής μόνωσης στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές ως προς τον κατακόρυφο άξονα και τις συνεπαγόμενες εφελκυστικές τάσεις των 4 συνολικά διατομών ελέγχου. Όπως και για όλες τις προηγούμενες καταγραφές, στις διατομές αυτές εμφανίζονται οι μέγιστες τιμές των εκτός επιπέδου ροπών στον υπό μελέτη φορέα.





Εικ. 12.2.9 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές και τις συνεπαγόμενες εφελκυστικές τάσεις των θέσεων ελέγχου - Σεισμός Tabas, TAB.

Από τα αποτελέσματα της εικ.12.2.9, καταλήγουμε στο συμπέρασμα πως η μόνωση και με τους δύο τύπους εφεδράνων δρα ευμενώς όσον αφορά την ένταση που οφείλεται στην εκτός επιπέδου κάμψη σε όλες τις διατομές ελέγχου, καθώς οι εκτός επιπέδου ροπές και οι συνεπαγόμενες εφελκυστικές τάσεις μειώνονται σημαντικά. Η επάρκεια του φορέα αποδεικνύεται και για τις δύο περιπτώσεις μόνωσης, καθώς οι τάσεις προκύπτουν μικρότερες από την εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιΐας ($f_{wt}=120 \text{ kPa}$). Ωστόσο, στον μη μονωμένο φορέα παρατηρείται αστοχία στις διατομές W1-2 και W5-1 αφού οι εφελκυστικές τάσεις στην περισσότερο εφελκυσόμενη παρειά προκύπτουν ίσες με 131.67 kPa και 150.56 kPa αντίστοιχα.

12.3 Σύνοψη αποτελεσμάτων αναλύσεων για το σεισμό του Tabas – Συμπεράσματα

Στο σημείο αυτό συνοψίζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων χρονοϊστορίας για την καταγραφή TAB του σεισμού του Tabas :

- Επιταχύνσεις

Η εφαρμογή της μόνωσης τόσο με εφέδρανα LDRB όσο και με HDRB οδηγεί σε σημαντική μείωση των επιταχύνσεων της ανωδομής. Σε αντιστοιχία με τις

καταγραφές των προηγούμενων σεισμών, η μείωση αυτή είναι γενικά μεγαλύτερη στην κορυφή απ' ό τι στον όροφο. Στην περίπτωση των εφεδράνων LDRB η μείωση των επιταχύνσεων στον όροφο και την κορυφή είναι 59% και 73% αντίστοιχα, ενώ για τα HDRB είναι 77% και 85%.

- Μετακινήσεις

Οι μετακινήσεις της ανωδομής όπως και για όλους τους σεισμούς που ελέγχονται είναι της τάξεως των μερικών mm. Η μόνωση και με τους δύο τύπους εφεδράνων μειώνει τις μετακινήσεις, με τη μείωση λόγω των HDRB να είναι όπως αναμένεται μεγαλύτερη. Ανάλογη είναι και η εικόνα για τα drifts κορυφής-ορόφου, τα οποία στις περιπτώσεις της μονωμένης κατασκευής είναι μικρότερα από 1 mm. Τέλος, οι μέγιστες μετακινήσεις και των δύο τύπων εφεδράνων προκύπτουν μικρότερες από την τιμή $2 \cdot t_e$, οπότε παραλαμβάνεται με ασφάλεια η εισαγόμενη εδαφική κίνηση.

- Τέμνουσες δυνάμεις

Γενικά η μόνωση έχει ως αποτέλεσμα τη σημαντική μείωση των τεμνουσών στις διατομές ελέγχου, τόσο για μόνωση με εφέδρανα LDRB όσο και με HDRB (στην τελευταία περίπτωση η μείωση είναι ακόμα μεγαλύτερη). Στην αρθρωμένη κατασκευή αστοχούν τόσο τα υπέρθυρα όσο και οι πεσσοί, ενώ μετά τη μόνωση με LDRB τα υπέρθυρα εξακολουθούν να αστοχούν και πολλοί από τους πεσσούς πλέον επαρκούν. Στον μονωμένο φορέα με HDRB επαρκούν όλοι οι πεσσοί, ενώ δύο μόνο από τα υπέρθυρα είναι πλέον ανεπαρκή. Η βελτίωση αυτή οφείλεται αφενός στη μεγάλη μείωση των τεμνουσών, αλλά και στην αύξηση της τέμνουσας αντοχής λόγω μείωσης της ανηγμένης εκκεντρότητας.

- Ροπές εκτός επιπέδου

Η μόνωση με αμφοτέρους τους τύπους εφεδράνων μειώνει τις εκτός επιπέδου ροπές ως προς και τους δύο άξονες, με τη μείωση λόγω των HDRB να είναι σημαντική. Αναφορικά με την κάμψη περί οριζόντιο άξονα, η μόνωση με LDRB συντελεί τόσο στην αύξηση της ροπής αντοχής M_R όσο και στη μεγάλη μείωση των ροπών $M_{1,S}$ οπότε όλες οι διατομές επαρκούν (πλην μίας που αστοχεί οριακά), ενώ για μόνωση με HDRB η αύξηση της αντοχής και η μείωση των δρωσών ροπών είναι ακόμα μεγαλύτερες και οδηγούν σε επάρκεια με μεγάλο περιθώριο ασφαλείας. Σημειώνεται ότι στον μη μονωμένο φορέα η αστοχία οφειλόταν στον εφελκυσμό των διατομών λόγω σημαντικών κατακόρυφων εφελκυστικών δυνάμεων εξαιτίας του σεισμού. Σχετικά με την κάμψη περί κατακόρυφο άξονα, δύο διατομές που

αστοχούσαν πριν τη μόνωση πλέον επαρκούν τόσο για τα μόνωση με τα εφέδρανα LDRB όσο και με τα HDRB.

Συμπεράσματα

1. Πρόκειται για περίπτωση αντίστοιχη με την καταγραφή KAR του σεισμού του Gazli σχετικά με την επίδραση της μόνωσης στις επιταχύνσεις της ανωδομής. Αμφότερες οι καταγραφές αυτές είναι ουδέτερης κατευθυντικότητας (neutral directivity) και παρουσιάζουν υψηλές φασματικές επιταχύνσεις στην περιοχή των μικρών περιόδων, οι οποίες μειώνονται σημαντικά προς τα δεξιά του φάσματος. Η μόνωση επομένως προκύπτει ιδιαίτερος ευνοϊκή.
2. Η επάρκεια ή μη έναντι διάτμησης εξαρτάται άμεσα από τις τιμές των επιταχύνσεων στην ανωδομή. Ενδέχεται να προκαλούνται αστοχίες ακόμα και στη μονωμένη κατασκευή εάν οι επιταχύνσεις εξακολουθούν να είναι σημαντικές, όπως λ.χ συμβαίνει για την κατασκευή με εφέδρανα LDRB όπου παρά τη μεγάλη μείωση των επιταχύνσεων σε σχέση με τον αρχικό φορέα, η μέγιστη επιτάχυνση του ορόφου παραμένει σχετικά υψηλή (0.58g).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 13

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΓΙΑ ΤΟ ΣΕΙΣΜΟ ΤΗΣ ΛΕΥΚΑΔΑΣ (2003)

13.1 Γενικά

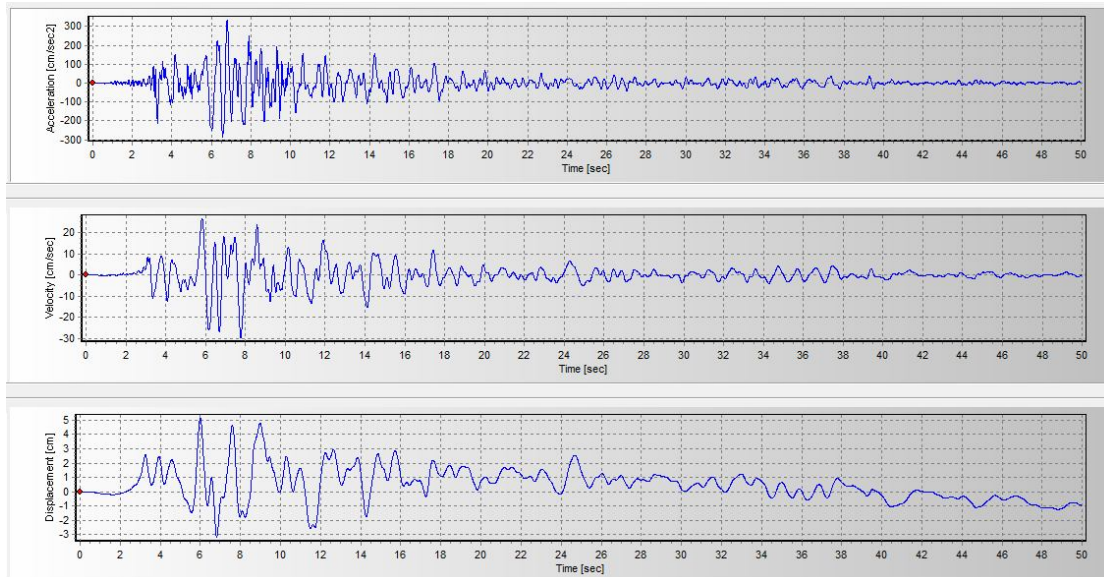
Στο παρόν κεφάλαιο εξετάζεται η συμπεριφορά του κτιρίου I – Μ.Ε.Λ.Τ έναντι μιας καταγραφής από το σεισμό της Λευκάδας (16/08/2003) μεγέθους $M_w=6.4$, όπως αναφέρθηκε και στο Κεφάλαιο 6. Για την καταγραφή αυτή υπολογίζονται τα μεγέθη απόκρισης σύμφωνα με την παράγραφο 8.3 και πραγματοποιούνται οι αναφερόμενοι έλεγχοι επάρκειας της παραγράφου 8.2.2. Υπενθυμίζεται ότι κατ' αντιστοιχία με τα όσα αναφέρθηκαν προηγούμενα, για τη διέγερση αυτή λήφθηκε υπόψη μόνο μια εκ των δύο οριζόντιων συνιστωσών της.

13.2 Lefkada (LEF)

Backward directivity

(Συνιστώσα LEF-LN)

13.2.1 Χρονοϊστορίες – LEF

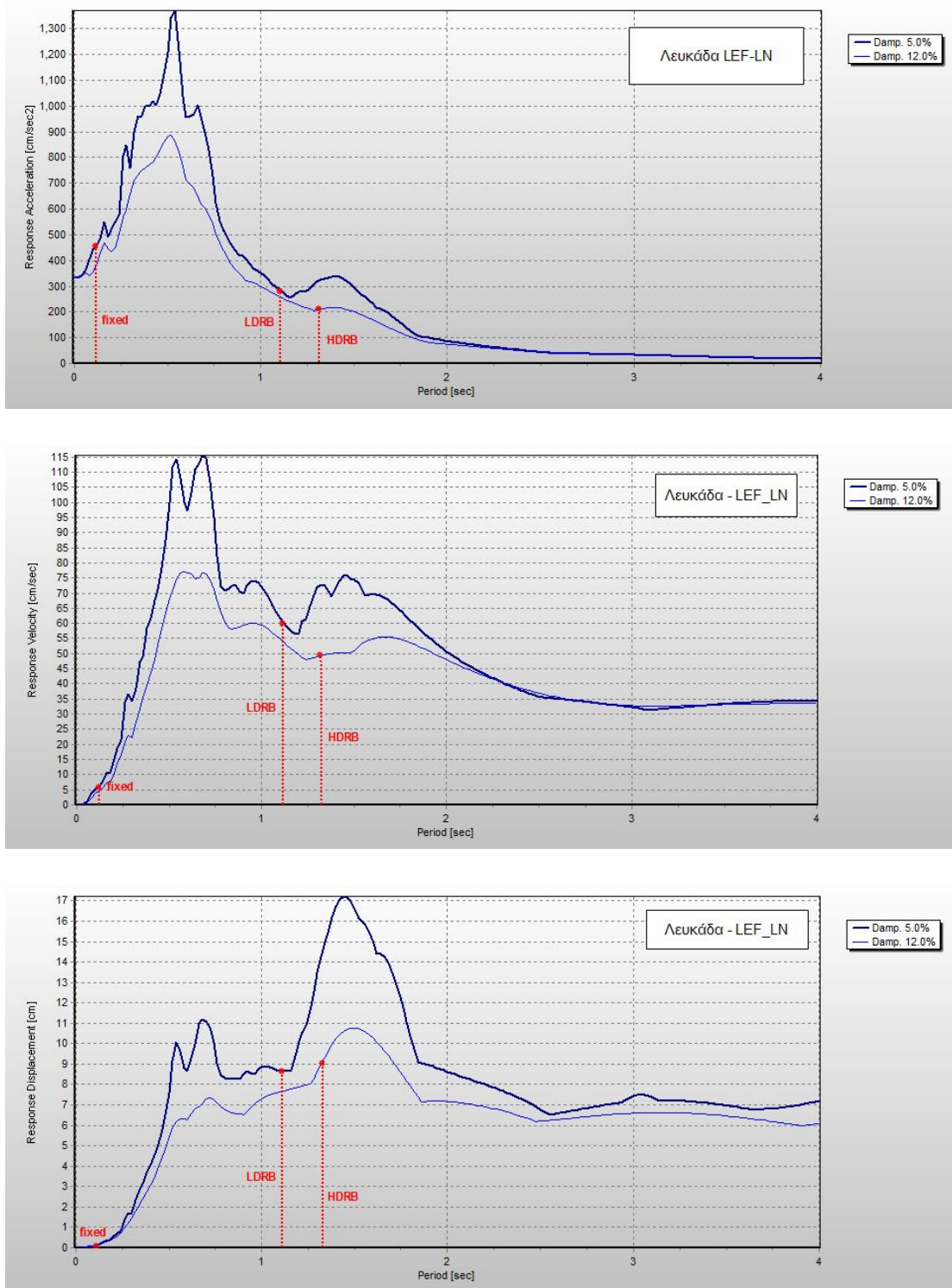


Εικ. 13.2.1 : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετακίνησης – Σεισμός Λευκάδας.

Παράμετροι εδαφικής κίνησης

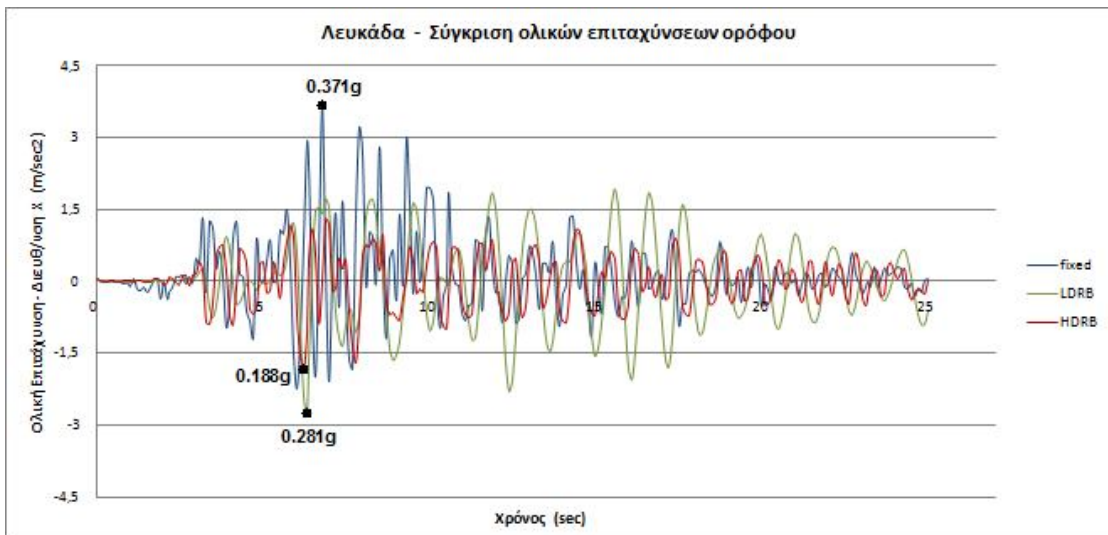
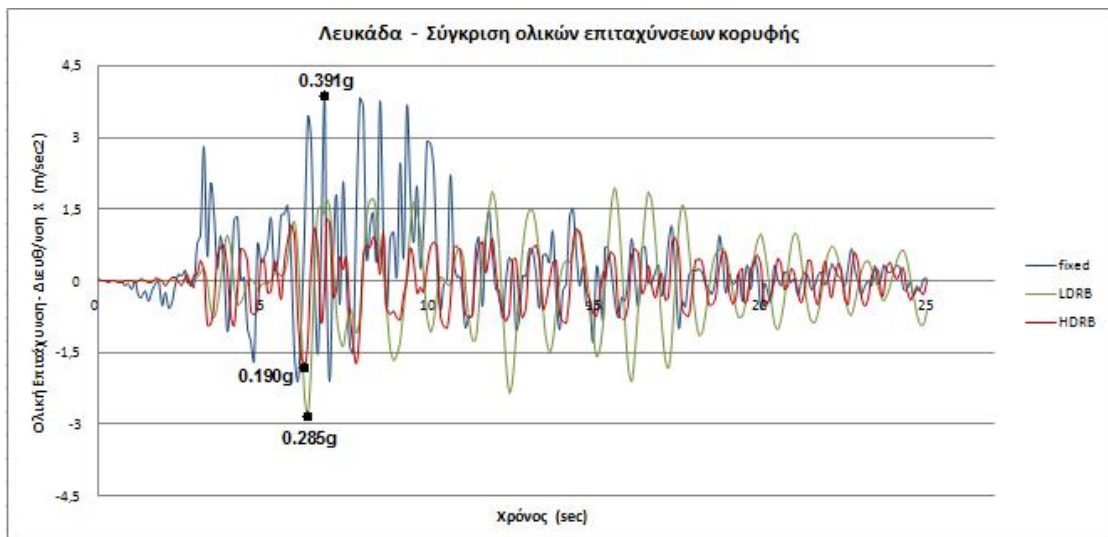
- **Μέγιστη επιτάχυνση :** $a_{g,max}=333.37 \text{ cm/sec}^2$
- **Μέγιστη ταχύτητα :** $v_{g,max}=29.60 \text{ cm/sec}$
- **Μέγιστη μετακίνηση :** $u_{g,max}=5.13 \text{ cm}$

13.2.2 Φάσματα απόκρισης – LEF



Εικ. 13.2.2 : Ελαστικά φάσματα απόκρισης επιταχύνσεων, ταχυτήτων και μετακινήσεων – Σεισμός Λευκάδας. Ποσοστά απόσβεσης $\zeta=5\%$, 12% .

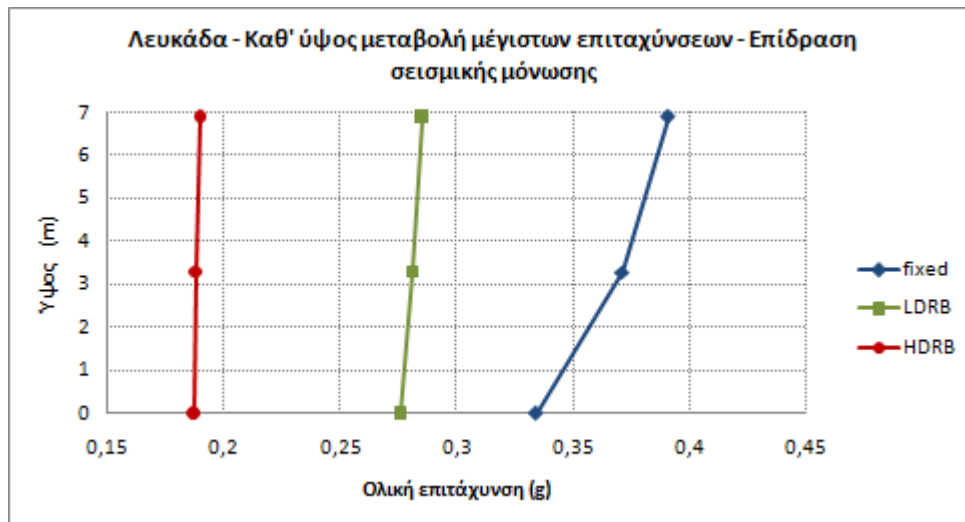
13.2.3 Επιταχύνσεις ανωδομής – LEF



Εικ. 13.2.3 : Χρονοϊστορίες ολικών επιταχύνσεων κορυφής και ορόφου – Επίδραση μόνωσης Σεισμός Λευκάδας.

Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση (g)	Επιτάχυνση Κορυφής (g)			Επιτάχυνση Ορόφου (g)		
	Αρθρωμένη Βάση	Βάση με εφέδρανα LDRB	Βάση με εφέδρανα HDRB	Αρθρωμένη Βάση	Βάση με εφέδρανα LDRB	Βάση με εφέδρανα HDRB
0.334	0.391	0.285	0.190	0.371	0.281	0.188

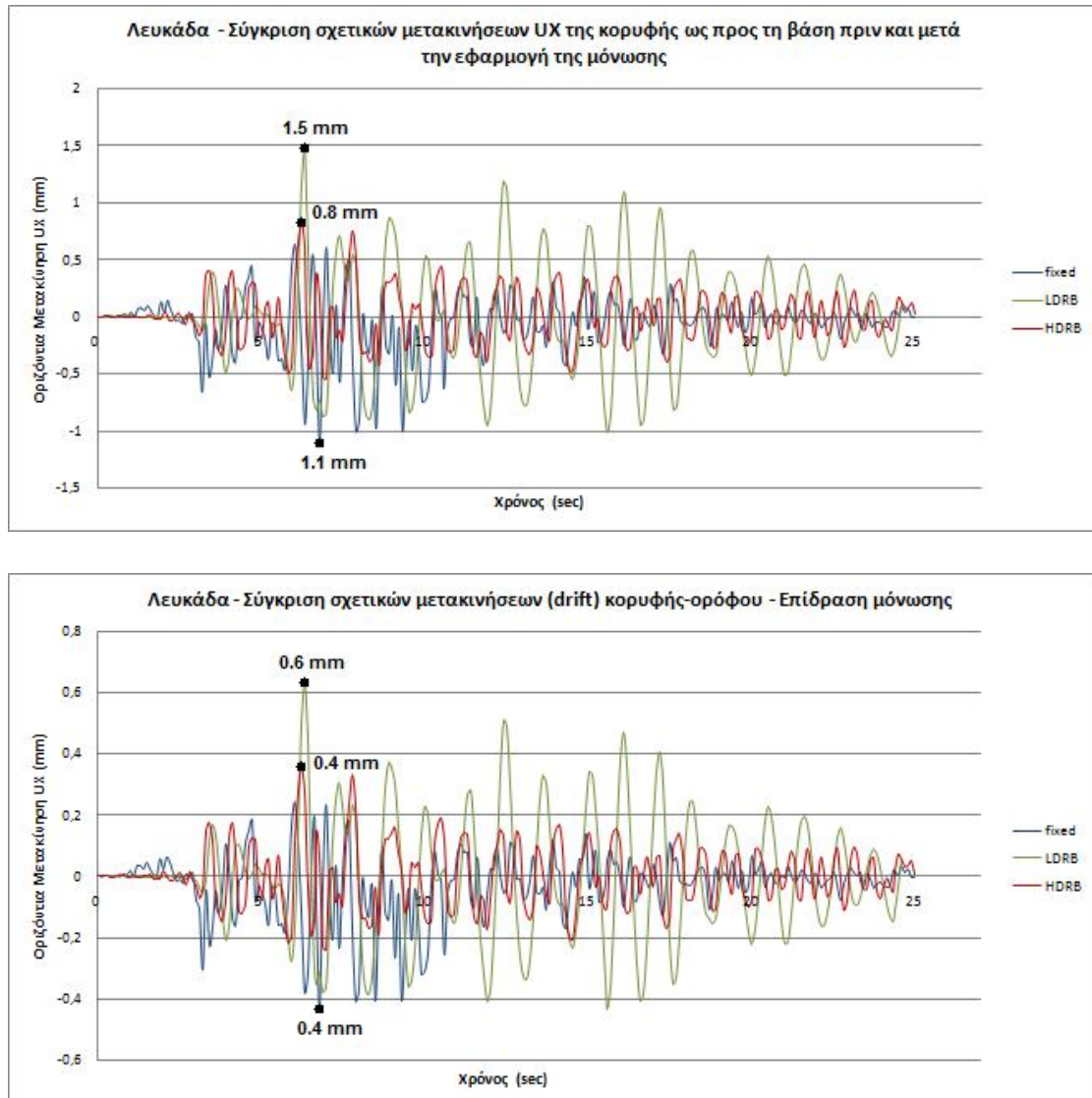
Πιν. 13.2.1 : Μέγιστες επιταχύνσεις κορυφής και ορόφου - Σεισμός Λευκάδας.



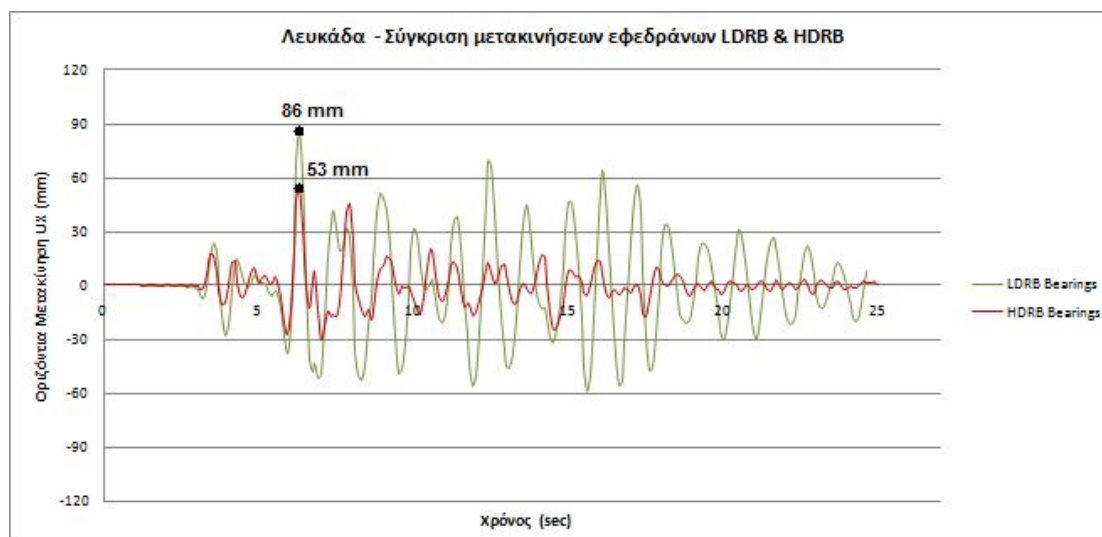
Εικ. 13.2.4 : Μεταβολή καθ' ύψος των μέγιστων επιταχύνσεων - Επίδραση μόνωσης Σεισμός Λευκάδας.

Από τα αποτελέσματα που λαμβάνουμε για τις επιταχύνσεις της ανωδομής συμπεραίνουμε ότι η μόνωση της κατασκευής και με τους δύο τύπους εφεδράνων οδηγεί σε μείωση των επιταχύνσεων της ανωδομής, τόσο στην κορυφή όσο και στον όροφο σε ποσοστά 30% και 50% για εφέδρανα LDRB και HDRB αντίστοιχα. Τα συμπεράσματα αυτά τεκμηριώνονται παρατηρώντας και το φάσμα απόκρισης επιταχύνσεων, όπου οι φασματικές τιμές για τις περιόδους των μονωμένων κατασκευών είναι μικρότερες από εκείνη που αντιστοιχεί στην αρθρωμένη κατασκευή. Σημειώνεται επίσης, αντίστοιχα με τις προηγούμενες καταγραφές, η περιοδική απόκριση της κατασκευής με εφέδρανα LDRB με περίοδο ίση με την περίοδο του συστήματος μόνωσης ($T_b=1.09$ sec).

13.2.4 Μετακινήσεις ανωδομής και εφεδράνων – LEF



Εικ. 13.2.5 : Χρονοϊστορίες σχετικών μετακινήσεων κορυφής ως προς το σύστημα μόνωσης – Επίδραση μόνωσης. Σεισμός Λευκάδας.



Εικ. 13.2.6 : Χρονοϊστορίες μετακινήσεων εφεδράνων LDRB και HDRB – Σεισμός Λευκάδας.

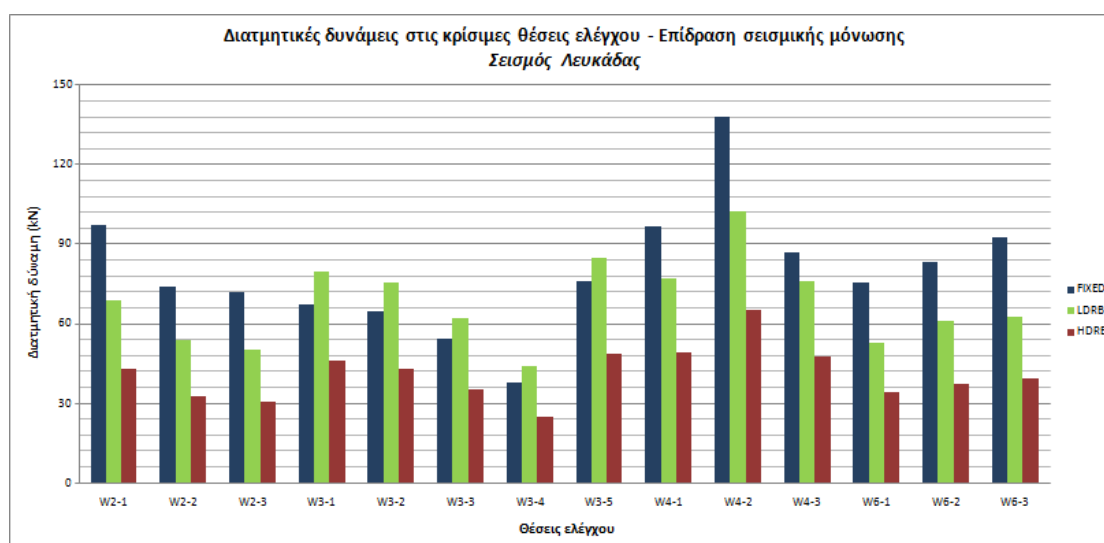
Τα αποτελέσματα αναφορικά με τις σχετικές μετακινήσεις της ανωδομής ως προς τη στάθμη μόνωσης δείχνουν ότι, στην περίπτωση του συγκεκριμένου σεισμού η μόνωση της βάσης δεν έχει ουσιαστική ευνοϊκή επίδραση. Η μέγιστη μετακίνηση της μονωμένης με LDRB εφέδρανα κατασκευής είναι λίγο μεγαλύτερη από την αντίστοιχη της μη μονωμένης (1.5 mm αντί του 1.1 mm), ενώ από τη χρονοϊστορία απόκρισης προκύπτει ότι μετά τη χρονική στιγμή $t=10$ sec οι σχετικές μετακινήσεις της κορυφής του φορέα με εφέδρανα LDRB υπερβαίνουν σημαντικά τις αντίστοιχες μετακινήσεις του μη μονωμένου φορέα. Η ενίσχυση αυτή της απόκρισης μπορεί να ερμηνευθεί από το γεγονός ότι ένας από τους δεσπόζοντες παλμούς της συγκεκριμένης καταγραφής έχει περίοδο κοντά στη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του μονωμένου φορέα ($T_{p,1}=0.9$ sec). Για την περίπτωση μόνωσης με HDRB, οι σχετικές μετακινήσεις δεν προκύπτουν μειωμένες σε σχέση με τον αρθρωμένο φορέα (με εξαίρεση το διάστημα 5-10 sec όπου φαίνεται μια μικρή –ωστόσο- μείωση), με τη μέγιστη τιμή τους να είναι ελαφρώς μικρότερη (0.8 mm αντί του 1.1 mm). Ανάλογα είναι τα συμπεράσματα και για τα drifts κορυφής-ορόφου, με τη μέγιστη τιμή αυτών να παραμένει πρακτικά σταθερή (0.4-0.6 mm).

Αναφορικά με τις μετακινήσεις των εφεδράνων, συμπεραίνουμε ότι τα υψηλότερης απόσβεσης εφέδρανα HDRB παραμορφώνονται λιγότερο σε σχέση με τα LDRB (5.3 cm αντί για 8.6 cm). Παρ' όλα αυτά, και οι δύο τύποι εφεδράνων αποδεικνύονται επαρκείς έναντι των οριζόντιων παραμορφώσεων, καθώς η μέγιστη εκ των δύο αναπτυσσόμενη μετακίνηση είναι αρκετά μικρότερη από το διπλάσιο του συνολικού πάχους του ελαστομερούς :

$$maxu_b = 8,6 \text{ cm} \ll 2 \cdot t_e = 2 \cdot 12 = 24 \text{ cm}$$

13.2.5 Έλεγχοι διάτμησης – LEF

Στην εικ.13.2.7 παρουσιάζεται σχηματικά η επίδραση της σεισμικής μόνωσης στις μέγιστες τέμνουσες δυνάμεις των 14 συνολικά διατομών ελέγχου. Όπως και για όλες τις προηγούμενες καταγραφές, στις διατομές αυτές εμφανίζονται οι μέγιστες τιμές των διατμητικών τάσεων στον υπό μελέτη φορέα.



Εικ. 13.2.7 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στις μέγιστες τέμνουσες των θέσεων ελέγχου – Σεισμός Λευκάδας.

Από τα αποτελέσματα της εικ.13.2.7 προκύπτει το συμπέρασμα ότι η μόνωση στη βάση της κατασκευής λειτουργεί ευμενώς όσον αφορά τη διάτμηση, καθώς παρατηρείται μείωση των τεμνουσών σε όλες τις θέσεις ελέγχου. Η μείωση αυτή, όπως είναι αναμενόμενο, είναι εντονότερη στην περίπτωση των εφεδράνων HDRB εξαιτίας της υψηλότερης τους απόσβεσης και τεκμηριώνεται κι από τις πλέον μειωμένες επιταχύνσεις σε σχέση με τη μόνωση με εφέδρανα LDRB. Η μείωση των τεμνουσών μετά τη μόνωση του φορέα αντικατοπτρίζεται και στους πραγματοποιούμενους ελέγχους επάρκειας, όπου τόσο οι πεσσοί όσο και τα υπέρθυρα προκύπτουν επαρκή έναντι τέμνουσας για αμφότερους τους τύπους εφεδράνων, με εξαίρεση μόνο την ποδιά W3-5 που αστοχεί για την περίπτωση των

εφεδράνων LDRB. Ωστόσο, η σχετικά χαμηλή τιμή της επιτάχυνσης της ανωδομής για την κατασκευή πριν τη μόνωση (0.371g στον όροφο) συνεπάγεται αντίστοιχες χαμηλές τέμνουσες, με αποτέλεσμα όλες οι διατομές ελέγχου (πλην των υπερθύρων W2-1 και W6-1 και της ποδιάς W3-5) να είναι επαρκείς. Η διατμητική δύναμη αντοχής σε κάθε θέση παραμένει σταθερή και δεν αυξάνεται μετά την εφαρμογή της μόνωσης, καθώς η ανηγμένη εκκεντρότητα είναι ήδη από την αρθρωμένη κατασκευή μικρότερη από 1/6 (εξαίρεση αποτελούν το υπέρθυρο W3-2 και η ποδιά W3-5). Συνεπώς, η ευμενής επίδραση της μόνωσης έγκειται μόνο στη μείωση των τεμνουσών δυνάμεων. Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι υπολογισμοί των ελέγχων επάρκειας σε μερικές από τις προαναφερθείσες θέσεις.

Κατηγορία	Θέση ελέγχου	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB	Βάση με HDRB
Πεσσοί	SC_W2-2	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W2-3	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W3-3	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W3-4	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W4-2	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W4-3	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W6-2	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W6-3	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
Υπέρθυρα	SC_W2-1	Αστοχία	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W3-1	Επάρκεια	Αστοχία	Επάρκεια
	SC_W3-2	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W4-1	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
	SC_W6-1	Αστοχία	Επάρκεια	Επάρκεια
Ποδιάς	SC_W3-5	Αστοχία	Αστοχία	Επάρκεια

Πιν. 13.2.2 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στην επάρκεια έναντι τέμνουσας – Σεισμός Λευκάδας.

Παράδειγμα 1^ο :

Υπέρθυρο W2-1 : Αστοχία για τη μη μονωμένη κατασκευή. Επάρκεια μετά τη μόνωση λόγω μείωσης των τεμνουσών (η αντοχή παραμένει σταθερή).

Μήκος διατομής $l=1.30$ m

Αρθρωμένη βάση

Βάση με LDRB

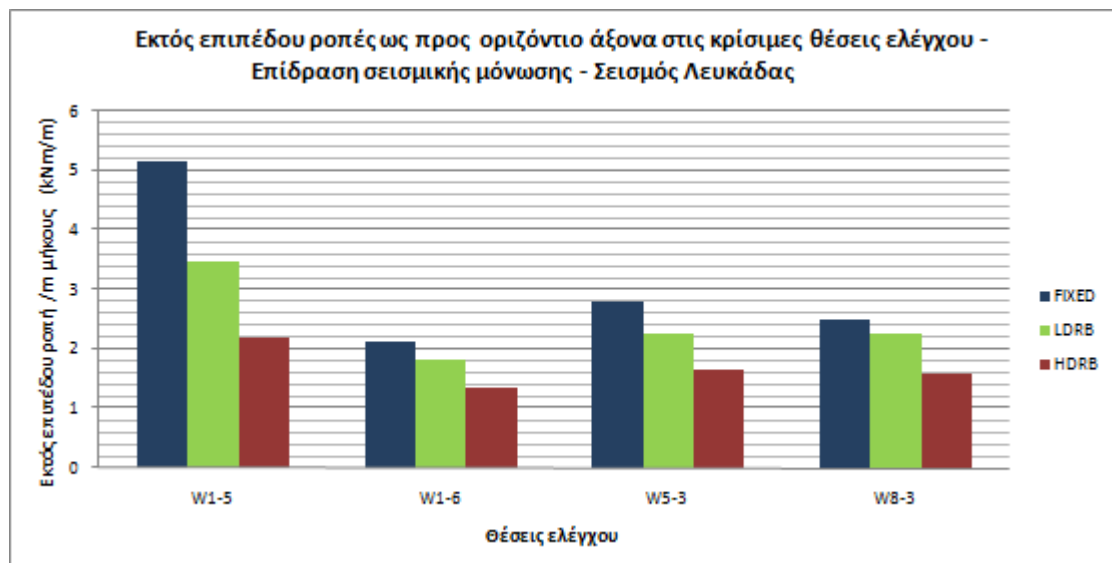
Βάση με HDRB

Δρώσα τέμνουσα :	$F1=97.18 \text{ kN}$	$F1=68.96 \text{ kN}$	$F1=46.59 \text{ kN}$
Δρώσα ροπή :	$M2=5.73\text{kNm}$	$M2=4.56\text{kNm}$	$M2=2.88\text{kNm}$
Ανηγμ. εκκεντρ :	$\gamma=0.163<1/6$	$\gamma=0.107<1/6$	$\gamma=0.068<1/6$
Θλιβόμενο μήκος :	$l_c=l=1.30 \text{ m}$	$l_c=l=1.30 \text{ m}$	$l_c=l=1.30 \text{ m}$
Ορθή θλιπτ. τάση :	$\sigma_0=37.67 \text{ kPa}$	$\sigma_0=45.89 \text{ kPa}$	$\sigma_0=45.36 \text{ kPa}$
Τάση αντοχής :	$f_{vk}=115.07 \text{ kPa}$	$f_{vk}=118.36 \text{ kPa}$	$f_{vk}=118.14 \text{ kPa}$
Τέμνουσα αντοχής :	$V_R=82.39 \text{ kN}$	$V_R=84.74 \text{ kN}$	$V_R=84.59 \text{ kN}$

13.2.6 Έλεγχοι εκτός επιπέδου κάμψης – LEF

(α) Ροπές περί οριζόντιο άξονα

Στην εικ.13.2.8 παρουσιάζεται σχηματικά η επίδραση της σεισμικής μόνωσης στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές ως προς τον οριζόντιο άξονα των 4 συνολικά διατομών ελέγχου. Στις διατομές αυτές, όπως έχει αναφερθεί, ασκείται ο δυσμενέστερος συνδυασμός ορθής κατακόρυφης δύναμης και εκτός επιπέδου ροπής σύμφωνα με την παράγραφο 8.2.2.2.



Εικ. 13.2.8 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές περί οριζόντιο άξονα των θέσεων ελέγχου - Σεισμός Λευκάδας.

Θέση ελέγχου	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB	Βάση με HDRB
SC_W1-5	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
SC_W1-6	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
SC_W5-3	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια
SC_W8-3	Επάρκεια	Επάρκεια	Επάρκεια

Πιν. 13.2.3 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στην επάρκεια έναντι εκτός επιπέδου κάμψης ως προς οριζόντιο άξονα – Σεισμός Λευκάδας (Συνιστώσα Long).

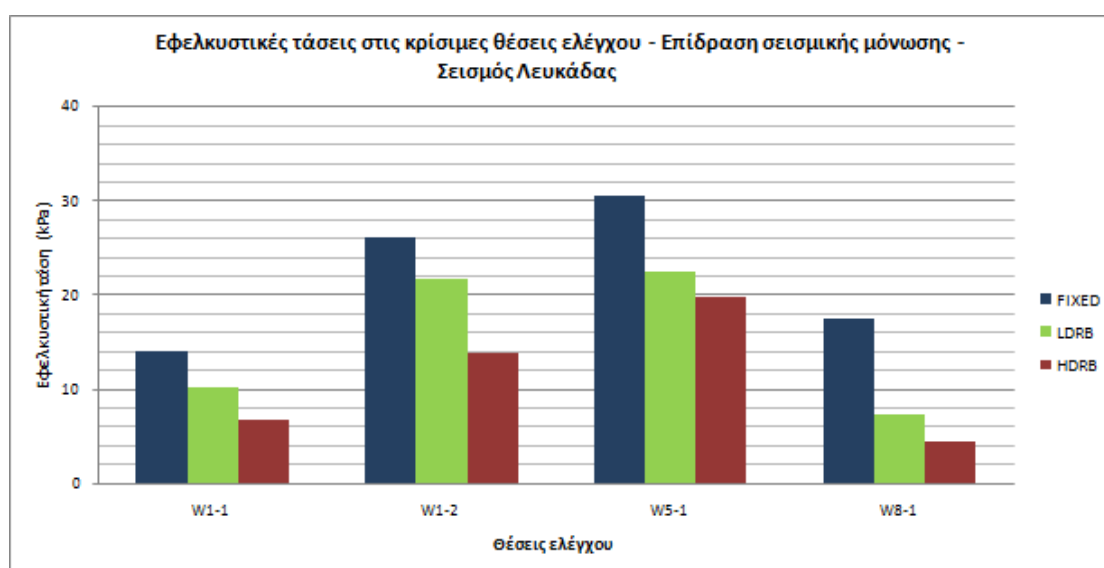
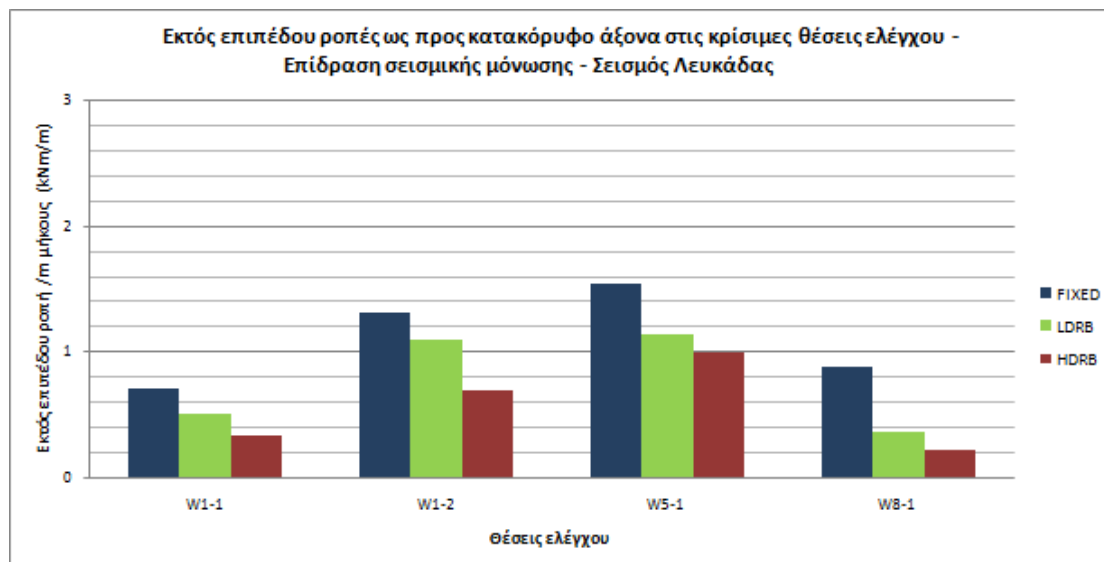
Θέση ελέγχου	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB	Βάση με HDRB
SC_W1-5	$N_z = -131.63 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -86.09 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 12.65 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 3.11 \text{ kNm/m}$	$N_z = -134.04 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -87.67 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 12.87 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 3.46 \text{ kNm/m}$	$N_z = -152.94 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -100.03 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 14.62 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 2.20 \text{ kNm/m}$
SC_W1-6	$N_z = -99.69 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -65.20 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 9.65 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 1.21 \text{ kNm/m}$	$N_z = -97.95 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -64.06 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 9.48 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 1.83 \text{ kNm/m}$	$N_z = -100.65 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -65.83 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 9.74 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 1.34 \text{ kNm/m}$
SC_W5-3	$N_z = -110.85 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -78.12 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 11.51 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 2.41 \text{ kNm/m}$	$N_z = -123.71 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -87.18 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 12.80 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 1.55 \text{ kNm/m}$	$N_z = -127.81 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -90.07 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 13.21 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 1.11 \text{ kNm/m}$
SC_W8-3	$N_z = -117.88 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -75.55 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 11.14 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 2.34 \text{ kNm/m}$	$N_z = -112.40 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -72.03 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 10.63 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 1.55 \text{ kNm/m}$	$N_z = -118.79 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -76.13 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 11.22 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 1.08 \text{ kNm/m}$

Πιν. 13.2.4 : Υπολογισμοί της δρώσας εκτός επιπέδου ροπής $M_{1,s}$ και της ροπής αντοχής M_R στις διατομές ελέγχου. Επίδραση σεισμικής μόνωσης – Σεισμός Λευκάδας.

(β) Ροπές περί κατακόρυφο άξονα

Στην εικ.13.2.9 παρουσιάζεται σχηματικά η επίδραση της σεισμικής μόνωσης στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές ως προς τον κατακόρυφο άξονα και τις συνεπαγόμενες εφελκυστικές τάσεις των 4 συνολικά διατομών ελέγχου. Όπως και για

όλες τις προηγούμενες καταγραφές, στις διατομές αυτές εμφανίζονται οι μέγιστες τιμές των εκτός επιπέδου ροπών στον υπό μελέτη φορέα.



Εικ. 13.2.9 : Επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές και τις συνεπαγόμενες εφελκυστικές τάσεις των θέσεων ελέγχου - Σεισμός Λευκάδας.

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της εικ.13.2.9, η μόνωση και με τους δύο τύπους εφεδράνων δρα ευμενώς όσον αφορά την ένταση που οφείλεται στην εκτός επιπέδου κάμψη σε όλες τις διατομές ελέγχου. Η επάρκεια του φορέα αποδεικνύεται τόσο για τον αρχικό αρθρωμένο φορέα όσο και για τις δύο περιπτώσεις μόνωσης με ελαστομεταλλικά εφέδρανα, κατ' αντιστοιχία με τα όσα αναφέρθηκαν και για τις

προηγούμενες καταγραφές, καθώς οι τάσεις προκύπτουν μικρότερες από την εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιΐας ($f_{wt}=120 \text{ kPa}$).

13.3 Σύνοψη αποτελεσμάτων αναλύσεων για το σεισμό της Λευκάδας – Συμπεράσματα

Στο σημείο αυτό συνοψίζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων χρονοϊστορίας για την καταγραφή LEF του σεισμού της Λευκάδας :

- Επιταχύνσεις

Η εφαρμογή της μόνωσης και με τους δύο τύπους εφεδράνων οδηγεί σε μείωση των επιταχύνσεων της ανωδομής, η οποία είναι όπως αναμένεται μεγαλύτερη για μόνωση με HDRB. Σε αντίθεση με όλους τους προηγούμενους σεισμούς, η μείωση αυτή είναι περίπου ίδια σε κορυφή και όροφο. Στην περίπτωση των εφεδράνων LDRB η μείωση των επιταχύνσεων στον όροφο και την κορυφή είναι 24% και 27% αντίστοιχα, ενώ για τα HDRB είναι 49% και 51%.

- Μετακινήσεις

Οι μετακινήσεις της ανωδομής όπως και για όλους τους σεισμούς που ελέγχονται είναι της τάξεως των μερικών mm. Η μόνωση με εφέδρανα LDRB αυξάνει σε μικρό βαθμό τις μετακινήσεις καθώς η ιδιοπερίοδός της έχει τιμή κοντά στην περίοδο ενός από τους σημαντικούς παλμούς της διέγερσης. Αντίθετα, η μόνωση με HDRB προκαλεί μείωση των μετακινήσεων. Ανάλογη είναι και η εικόνα για τα drifts κορυφής-ορόφου, τα οποία γενικά είναι πολύ περιορισμένα (μέγιστη τιμή ίση με 0.5 mm). Τέλος, οι μέγιστες μετακινήσεις και των δύο τύπων εφεδράνων προκύπτουν μικρότερες από την τιμή $2 \cdot t_e$, οπότε παραλαμβάνεται με ασφάλεια η εισαγόμενη εδαφική κίνηση.

- Τέμνουσες δυνάμεις

Η μείωση των επιταχύνσεων έχει ως αποτέλεσμα την αντίστοιχη μείωση και των τεμνουσών στις διατομές ελέγχου, λιγότερο για τη μόνωση με εφέδρανα LDRB και περισσότερο για μόνωση με HDRB. Ωστόσο, οι τιμές των τεμνουσών είναι γενικά χαμηλές ακόμα και για τη μη μονωμένη κατασκευή (όχι σημαντική η επιτάχυνση στον όροφο – 0.37g), οπότε όλες οι διατομές επαρκούν με εξαίρεση δύο υπέρθυρα. Η μόνωση με LDRB δε μεταβάλλει πολύ την εικόνα των αστοχιών, ενώ τα υψηλότερης

απόσβεσης εφέδρανα HDRB οδηγούν σε επάρκεια όλες τις υπό εξέταση διατομές της κατασκευής.

- Ροπές εκτός επιπέδου

Η μόνωση με αμφοτέρους τους τύπους εφεδράνων μειώνει τις εκτός επιπέδου ροπές ως προς και τους δύο άξονες, με τη μείωση λόγω των HDRB να είναι μεγαλύτερη. Αναφορικά με την κάμψη περί οριζόντιο άξονα, οι μέγιστες τιμές των ροπών $M_{1,s}$ είναι ήδη από την αρθρωμένη κατασκευή αρκετά μικρότερες από τη ροπή αντοχής οπότε εξασφαλίζεται η επάρκεια των διατομών. Μετά τη μόνωση με LDRB η ροπές αντοχής παραμένουν σχεδόν σταθερές οπότε η μείωση των $M_{1,s}$ έχει ως αποτέλεσμα όλες οι διατομές να επαρκούν. Αντίστοιχα ισχύουν και για μόνωση με εφέδρανα HDRB. Σχετικά με την κάμψη περί κατακόρυφο άξονα, όλες οι διατομές επαρκούν ήδη πριν την εφαρμογή της μόνωσης, καθώς η μέγιστη τιμή της εφελκυστικής τάσης (30 kPa) υπολείπεται σημαντικά της εφελκυστικής αντοχής της τοιχοποιΐας ($f_{wt}=120$ kPa).

Συμπεράσματα

1. Πρόκειται για μία ακόμα περίπτωση όπου η επίδραση της μόνωσης στις επιταχύνσεις της ανωδομής είναι ευνοϊκή, καθώς η μετατόπιση της ιδιοπεριόδου προς τα δεξιά του φάσματος έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση των επιταχύνσεων.
2. Επαληθεύεται η διαπίστωση των προηγούμενων κεφαλαίων ότι η επάρκεια ή μη έναντι διάτμησης εξαρτάται άμεσα από τις τιμές των επιταχύνσεων στην ανωδομή. Έτσι, εξαιτίας του γεγονότος ότι για το σεισμό της Λευκάδας οι επιταχύνσεις δεν έχουν πολύ μεγάλη τιμή, η επάρκεια των περισσότερων διατομών εξασφαλίζεται ακόμα και για τον μη μονωμένο φορέα.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 14

ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΩΝ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΩΝ ΣΤΗΝ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΕΝΤΑΣΗ

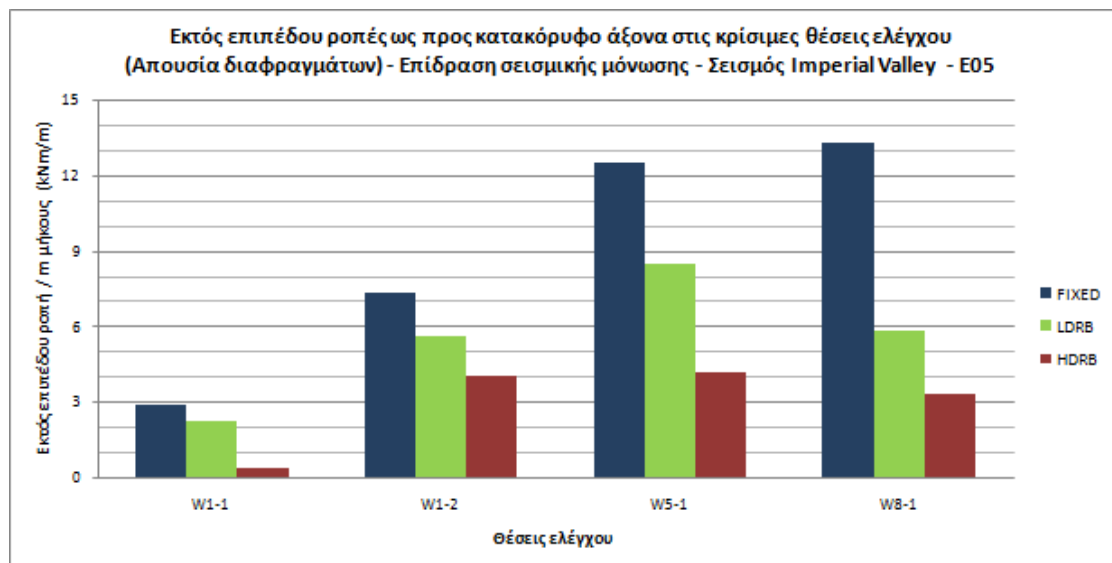
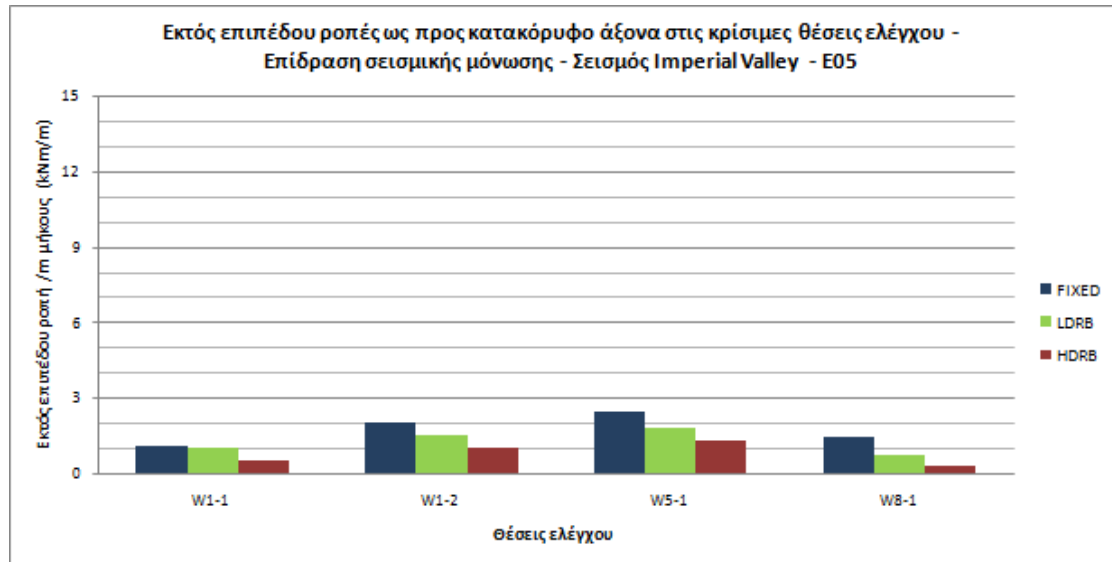
14.1 Γενικά

Στο σύνολο των αναλύσεων που έχουν διενεργηθεί μέχρι στιγμής έχει γίνει η υπόθεση πως στις στάθμες των ορόφων εξασφαλίζεται η διαφραγματική τους λειτουργία. Η παραδοχή αυτή δεν τεκμηριώνεται από την παρουσία νέων, καλά διαμορφωμένων δαπέδων (έχει αναφερθεί άλλωστε στο Κεφάλαιο 3 ότι η υφιστάμενη κατάσταση των ξύλινων δαπέδων του κτιρίου I – Μ.Ε.Λ.Τ δεν είναι και τόσο καλή), επιλέχθηκε ωστόσο με σκοπό να είναι πιο ξεκάθαρη κι ευκολότερα ερμηνεύσιμη η δυναμική συμπεριφορά της κατασκευής (λ.χ οι ιδιομορφές ταλάντωσης) αλλά και οι διενεργούμενοι έλεγχοι επάρκειας της λιθοδομής. Ενδεχόμενη απουσία διαφραγμάτων, αν και αποτελεί ορθότερη προσομοίωση της πραγματικής κατασκευής, θα δημιουργούσε επιπρόσθετα σύγχυση στην ερμηνεία μερικών αποτελεσμάτων και την εξαγωγή συμπερασμάτων, όπως λ.χ σχετικά με τις επιταχύνσεις και τις μετακινήσεις της ανωδομής.

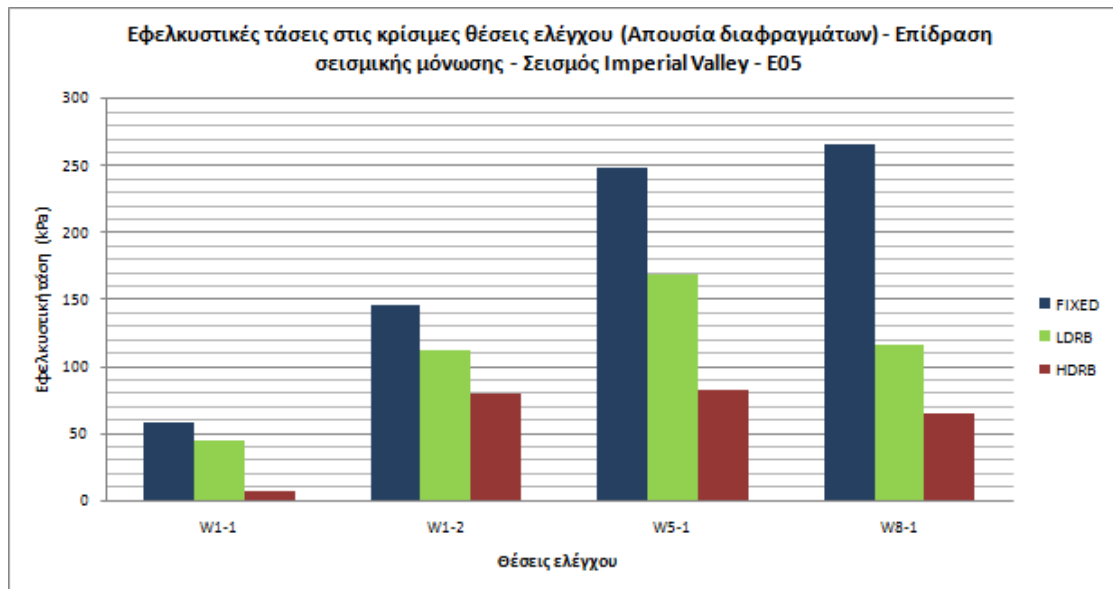
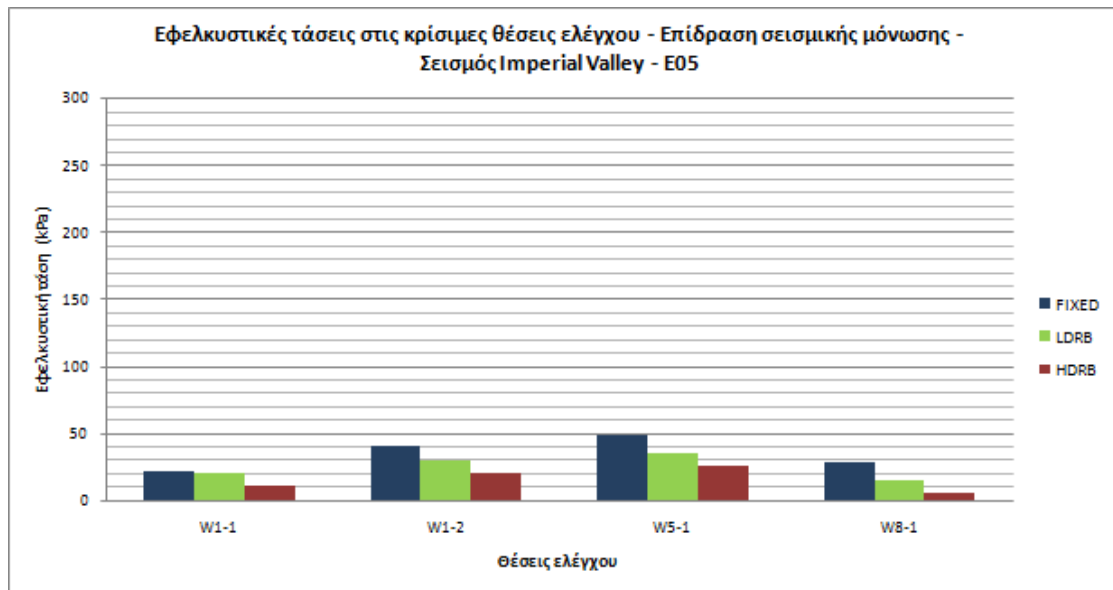
Στις παραγράφους που ακολουθούν εξετάζεται η επίδραση της απουσίας διαφραγμάτων στην εκτός επιπέδου ένταση της τοιχοποιΐας, μια ένταση που όπως αποδείχθηκε για τη πλειονότητα των σεισμών που εφαρμόστηκαν δεν είναι κρίσιμη για την επάρκεια του φορέα στην περίπτωση που εξασφαλίζεται διαφραγματική λειτουργία στους ορόφους. Η απουσία των διαφραγμάτων αναμένεται να έχει δυσμενή επίδραση αυξάνοντας τις εκτός επιπέδου ροπές. Οι καταγραφές που λαμβάνονται υπόψη για τις αναλύσεις χωρίς διαφράγματα είναι η E05 του σεισμού του Imperial Valley, η SFY του σεισμού του Northridge και η διαμήκης συνιστώσα (Long – LN) του σεισμού της Λευκάδας.

14.2 Σεισμός Imperial Valley – E05

(α) Ροπές περί κατακόρυφο άξονα



Εικ. 14.2.1 : Επίδραση της απουσίας διαφραγμάτων στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές περί κατακόρυφο άξονα - Σεισμός Imperial Valley – E05.



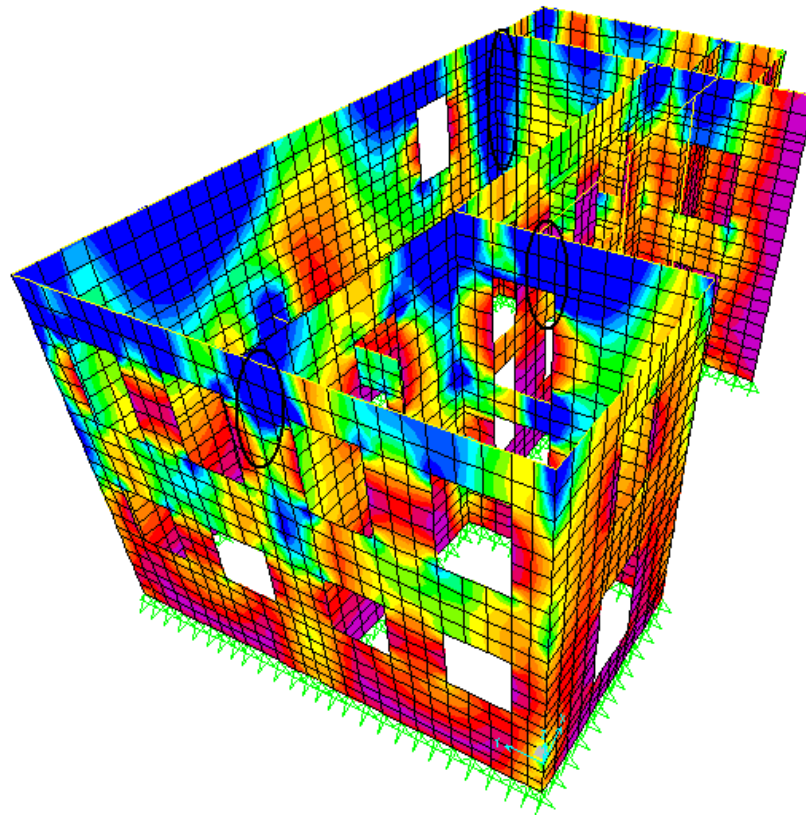
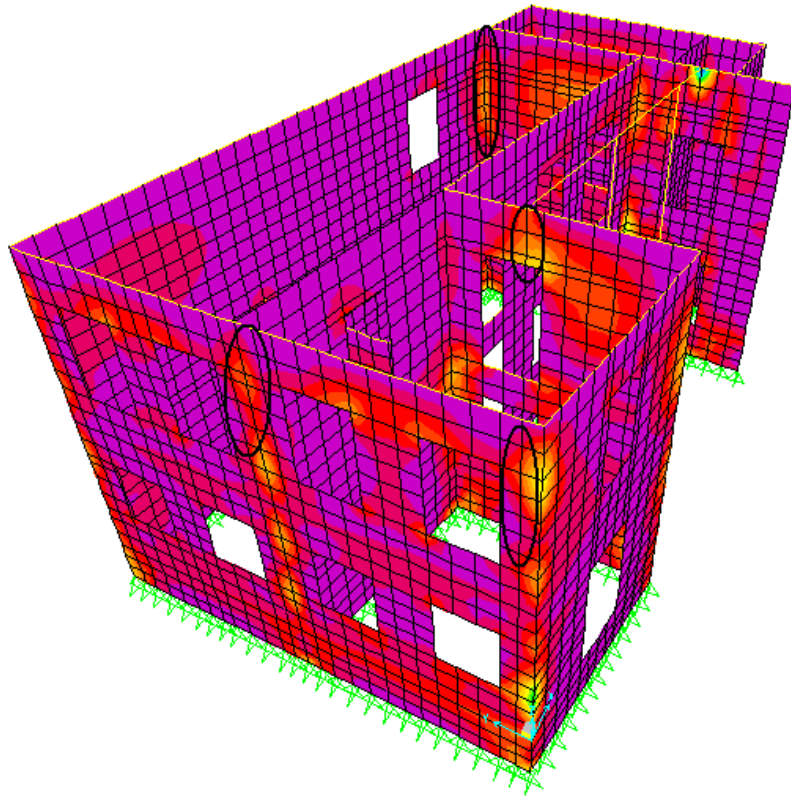
Εικ. 14.2.2 : Επίδραση της απουσίας διαφραγμάτων στις εφελκυστικές τάσεις των θέσεων ελέγχου - Σεισμός Imperial Valley – E05.

Imp.Valley - E05		Με διάφρ/μα	Χωρίς διάφρ/μα	Αύξηση (%)
		M1 (kNm/m)	M1 (kNm/m)	
W1-1	fixed	1,10	2,91	165
	LDRB	1,01	2,25	123
	HDRB	0,52	0,35	33
W1-2	fixed	2,04	7,35	260
	LDRB	1,51	5,66	275
	HDRB	1,05	4,03	284
W5-1	fixed	2,43	12,54	416
	LDRB	1,79	8,5	375
	HDRB	1,31	4,15	217
W8-1	fixed	1,43	13,37	835
	LDRB	0,72	5,83	710
	HDRB	0,29	3,3	1038

Πιν. 14.2.1 : Ποσοστά αύξησης των εκτός επιπέδου ροπών περί κατακόρυφο άξονα για την περίπτωση απουσίας διαφραγμάτων – Σεισμός Imperial Valley, E05.

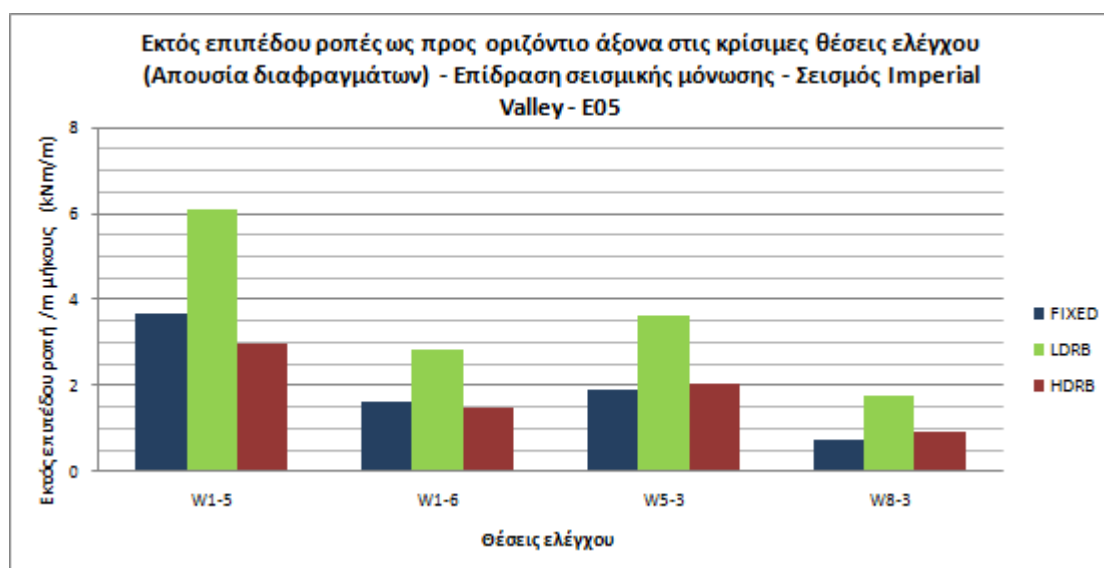
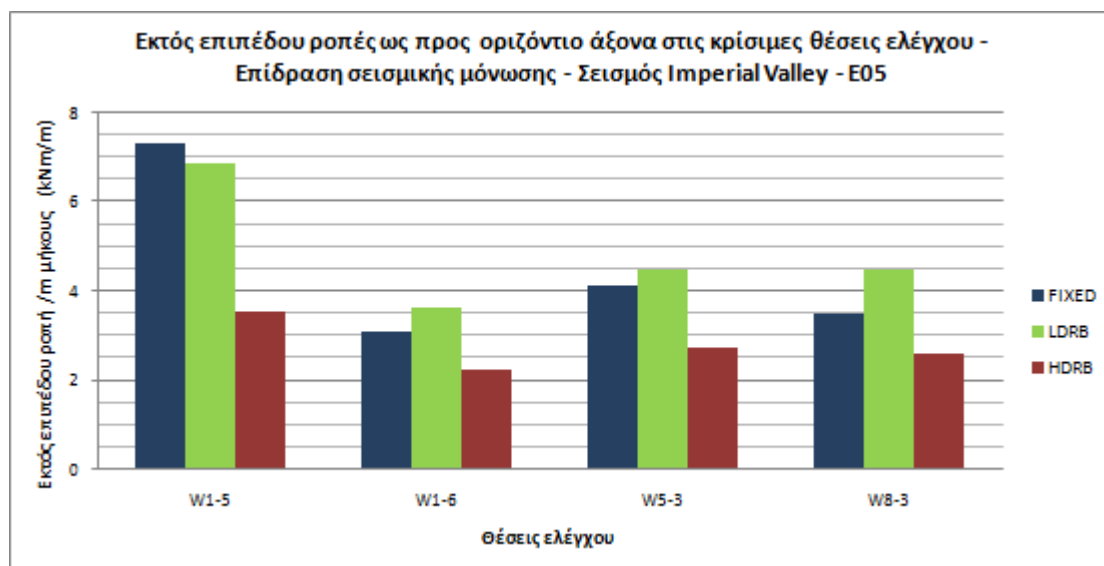
Από τις παραπάνω εικόνες είναι εμφανής η πολύ δυσμενής επίδραση της απουσίας διαφραγμάτων στις εκτός επιπέδου ροπές περί κατακόρυφο άξονα και τις συνεπαγόμενες εφελκυστικές τάσεις. Η μη εξασφάλιση κοινών μετατοπίσεων των τοίχων στην κορυφή του φορέα έχει ως αποτέλεσμα κάθε πέτασμα να ταλαντώνεται ξεχωριστά από τα υπόλοιπα με συνέπεια την αύξηση των μετακινήσεων και άρα και των εκτός επιπέδου ροπών. Όπως προκύπτει από τον πιν.14.1, η αύξηση των ροπών κυμαίνεται μεταξύ 100%-400%, ενώ στη διατομή W8-1 υπερβαίνει το 800%. Στην εικ.14.2.3 παρακάτω φαίνονται σχηματικά τα προαναφερθέντα. Είναι εμφανής η σημαντική αύξηση των ροπών και στη στέψη του μεγάλου διαμήκους τοίχου, όπως άλλωστε και στο σύνολο των πετασμάτων του φορέα· ωστόσο το ενδιαφέρον επικεντρώνεται στις τέσσερις ενδεικτικές θέσεις που έχουν επιλεγεί.

Επιπλέον, παρατηρούμε ότι ενώ αρχικά όλες οι διατομές επαρκούν (η μέγιστη τάση είναι 50 kPa στη διατομή W8-1 για την αρθρωμένη κατασκευή), χωρίς τα διαφράγματα αστοχούν τρεις στις τέσσερις διατομές για τον αρθρωμένο φορέα. Η μόνωση ωστόσο συντελεί στη μείωση των ροπών και στην επάρκεια των διατομών που αστοχούσαν πριν την εφαρμογή της, με εξαίρεση τη διατομή W5-1 που εξακολουθεί να αστοχεί και μετά τη μόνωση με LDRB.



Εικ. 14.2.3 : Μεταβολή της κατανομής των μέγιστων εκτός επιπέδου ροπών ως προς κατακόρυφο άξονα μετά την αφαίρεση των διαφραγμάτων (κάτω) – Περίπτωση αρθρωμένου φορέα, Σεισμός Imperial Valley – E05.

(β) Ροπές περί οριζόντιο άξονα



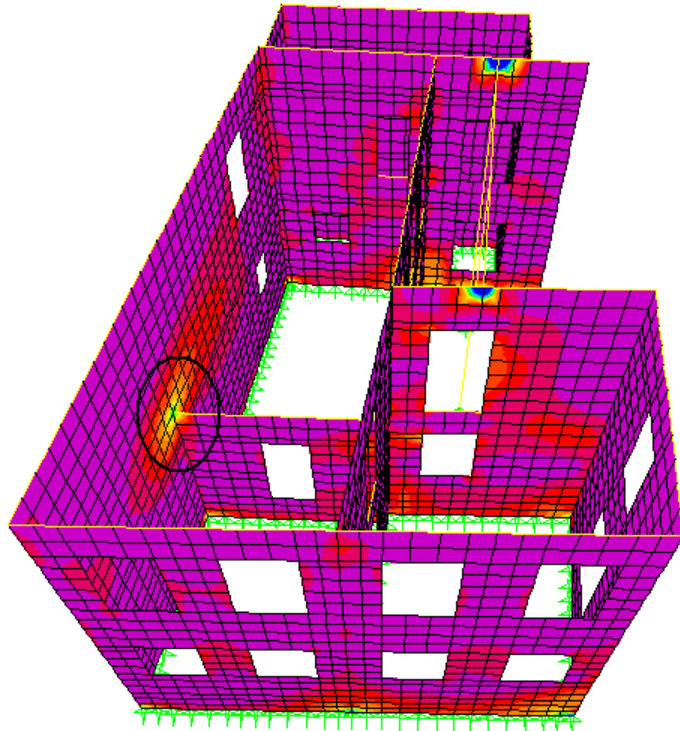
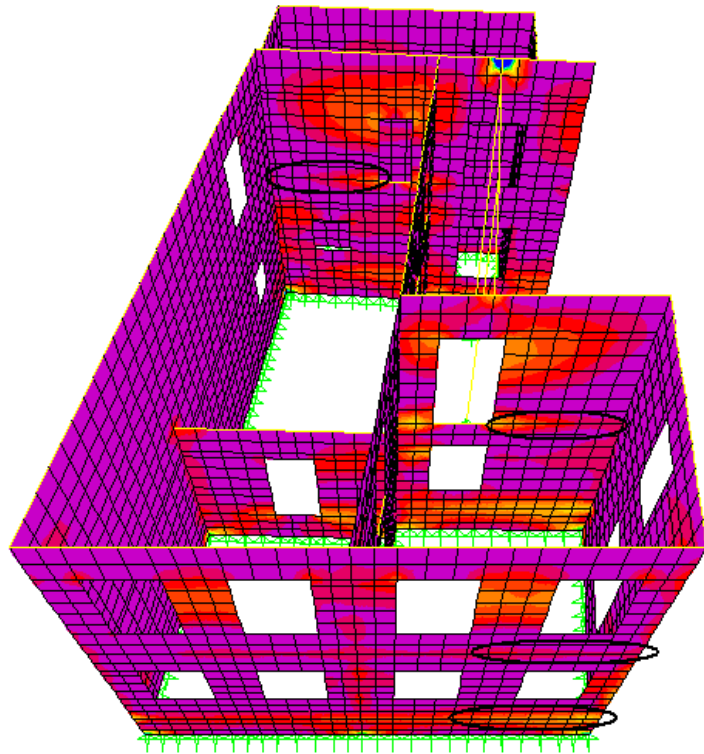
Εικ. 14.2.4 : Επίδραση της απουσίας διαφραγμάτων στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές περί οριζόντιο άξονα - Σεισμός Imperial Valley – E05.

Imp.Valley - E05		Με διάφρ/μα	Χωρίς διάφρ/μα	Μείωση (%)
		M1 (kNm/m)	M1 (kNm/m)	
W1-5	fixed	7,30	3,67	50
	LDRB	6,87	6,08	11
	HDRB	3,53	2,98	16
W1-6	fixed	3,09	1,64	47
	LDRB	3,63	2,85	21
	HDRB	2,23	1,5	33
W5-3	fixed	4,12	1,92	53
	LDRB	4,48	3,6	20
	HDRB	2,71	2,02	25
W8-3	fixed	3,48	0,75	78
	LDRB	4,49	1,94	57
	HDRB	2,62	0,72	73

Πιν. 14.2.2 : Ποσοστά μείωσης των εκτός επιπέδου ροπών περί οριζόντιο άξονα για την περίπτωση απουσίας διαφραγμάτων – Σεισμός Imperial Valley, E05.

Από τα αποτελέσματα της εικ.14.2.4 προκύπτει το συμπέρασμα ότι η απουσία διαφραγμάτων συντελεί στη μείωση των εκτός επιπέδου ροπών περί οριζόντιο άξονα στις διατομές εκείνες που εμφανίζονταν οι μέγιστες ροπές όταν υπήρχαν διαφράγματα στους ορόφους. Η μεταβολή αυτή οφείλεται στην ανακατανομή της έντασης μετά την αφαίρεση των διαφραγμάτων, καθώς πλέον ο φορέας λειτουργεί συνολικά στο χώρο και η ένταση δεν συγκεντρώνεται στις στάθμες των ορόφων. Όταν εξασφαλίζεται η λειτουργία διαφραγμάτων στους ορόφους, η απαίτηση για κοινή μετατόπιση όλων των κόμβων σε κάθε στάθμη λειτουργεί πρακτικά ως ένα είδος στήριξης για τους τοίχους της συγκεκριμένης στάθμης με αποτέλεσμα τη συγκέντρωση των ροπών στις βάσεις αυτών των τοίχων. Όπως φαίνεται και στις ακόλουθες εικόνες, μετά την αφαίρεση των διαφραγμάτων οι μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές παύουν να εντοπίζονται στις στάθμες των ορόφων και κατανέμονται διαφορετικά πλέον στον φορέα. Είναι χαρακτηριστική η συγκέντρωση της έντασης στη συμβολή του διαμήκους τοίχου με τον διαχωριστικό τοίχο του ισογείου στη στάθμη του ορόφου και η απομείωσή της στις διατομές που ήταν κρίσιμες πριν την αφαίρεση των διαφραγμάτων.

Σχετικά με τα ποσοστά της μείωσης, παρατηρούμε ότι για τη δεδομένη καταγραφή τα ποσοστά αυτά είναι μεγαλύτερα στην περίπτωση του αρθρωμένου φορέα, γεγονός που υποδεικνύει πως η μόνωση ελαττώνει την ανακατανομή μετά την αφαίρεση των διαφραγμάτων. Για το λόγο αυτό επιλέχθηκε στις ακόλουθες εικόνες να δειχθούν οι κατανομές των ροπών στην αρχική αρθρωμένη κατασκευή.



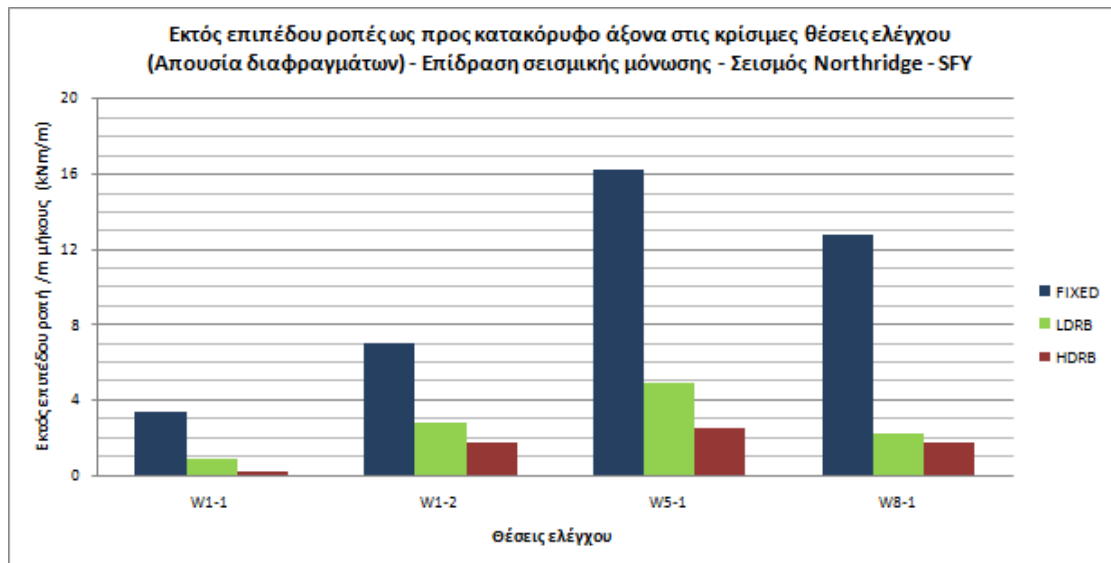
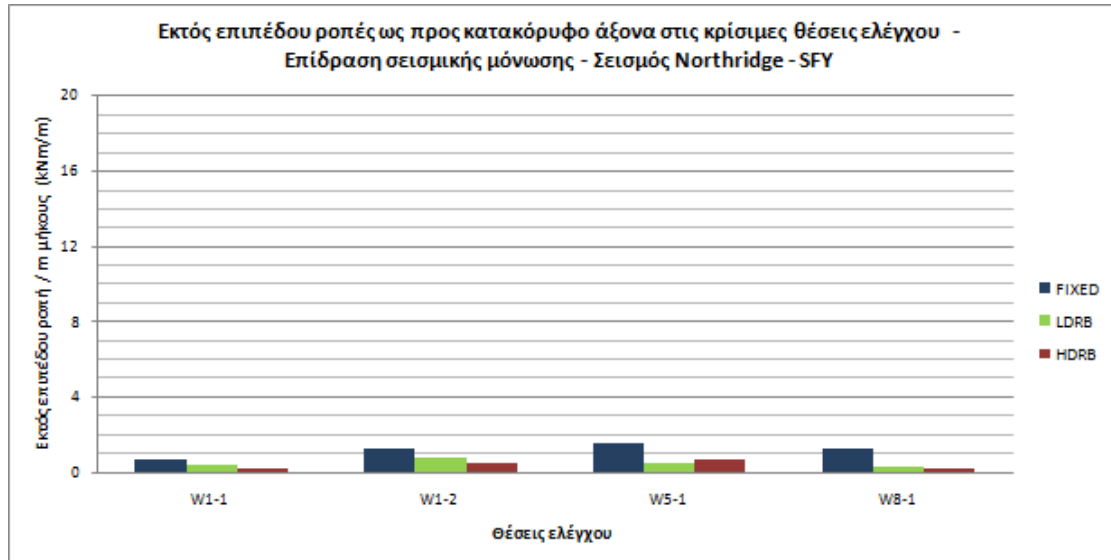
Εικ. 14.2.5 : Μεταβολή της κατανομής των μέγιστων εκτός επιπέδου ροπών ως προς οριζόντιο άξονα μετά την αφαίρεση των διαφραγμάτων (κάτω) – Περίπτωση αρθρωμένου φορέα, Σεισμός Imperial Valley – E05.

Θέση ελέγχου	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB	Βάση με HDRB
SC_W1-5	$N_z = -27.01 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -17.67 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 2.66 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 2.69 \text{ kNm/m}$	$N_z = -11.10 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -7.26 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 1.10 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 5.72 \text{ kNm/m}$	$N_z = -99.95 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -65.37 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 9.67 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 2.65 \text{ kNm/m}$
SC_W1-6	$N_z = -72.57 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -47.46 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 7.07 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 1.15 \text{ kNm/m}$	$N_z = -80.07 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -52.37 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 7.78 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 2.68 \text{ kNm/m}$	$N_z = -96.37 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -63.03 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 9.33 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 1.33 \text{ kNm/m}$
SC_W5-3	$N_z = -92.25 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -65.01 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 9.62 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 1.92 \text{ kNm/m}$	$N_z = -115.48 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -81.38 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 11.97 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 3.60 \text{ kNm/m}$	$N_z = -130.14 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -91.71 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 13.45 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 2.02 \text{ kNm/m}$
SC_W8-3	$N_z = -121.78 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -78.04 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 11.50 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 0.66 \text{ kNm/m}$	$N_z = -106.66 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -68.36 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 10.10 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 1.74 \text{ kNm/m}$	$N_z = -118.49 \text{ kN}$ $\sigma_0 = -75.94 \text{ kN/m}^2$ $M_R = 11.19 \text{ kNm/m}$ $M_{1,s} = 0.92 \text{ kNm/m}$

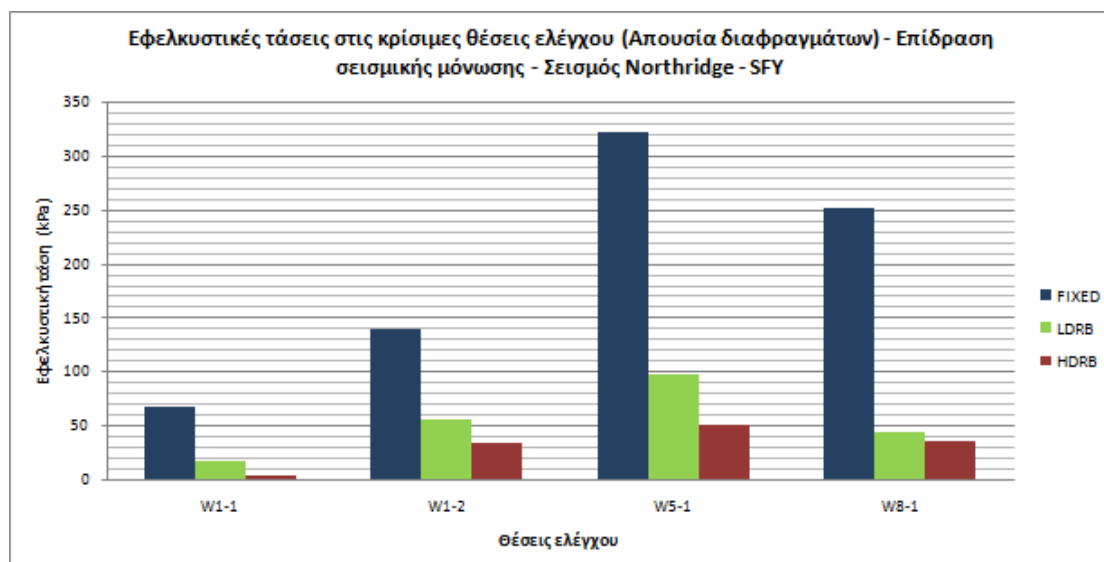
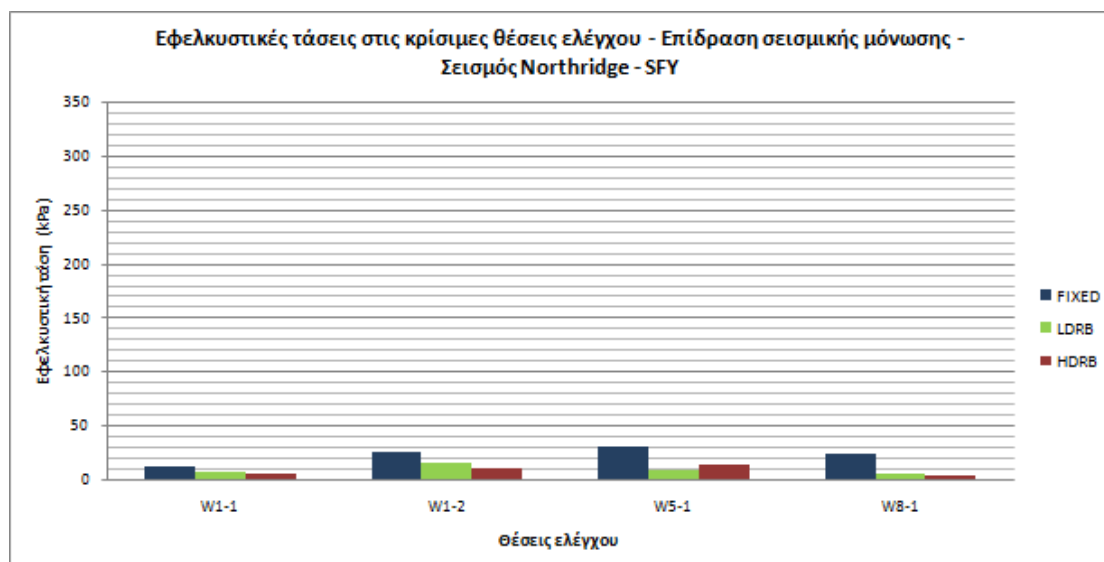
Πιν. 14.2.3 : Υπολογισμοί της δρώσας εκτός επιπέδου ροπής $M_{1,s}$ και της ροπής αντοχής M_R στις διατομές ελέγχου μετά την αφαίρεση των διαφραγμάτων – Σεισμός Imperial Valley, E05.

14.3 Σεισμός Northridge – SFY

(α) Ροπές περί κατακόρυφο άξονα



Εικ. 14.3.1 : Επίδραση της απουσίας διαφραγμάτων στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές περί κατακόρυφο άξονα - Σεισμός Northridge - SFY.



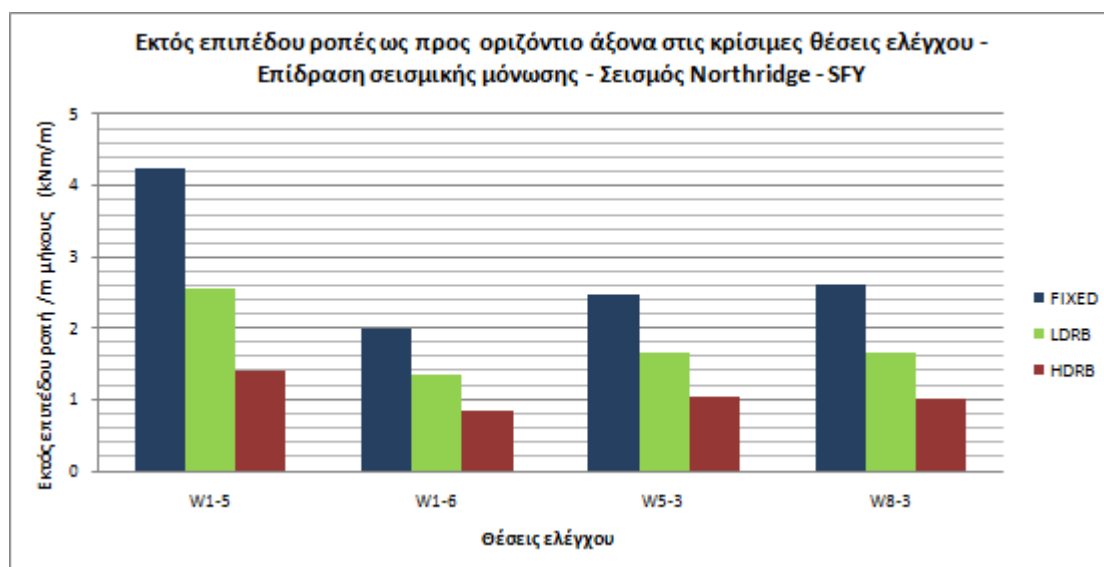
Εικ. 14.3.2 : Επίδραση της απουσίας διαφραγμάτων στις εφελκυστικές τάσεις των θέσεων ελέγχου - Σεισμός Northridge - SFY.

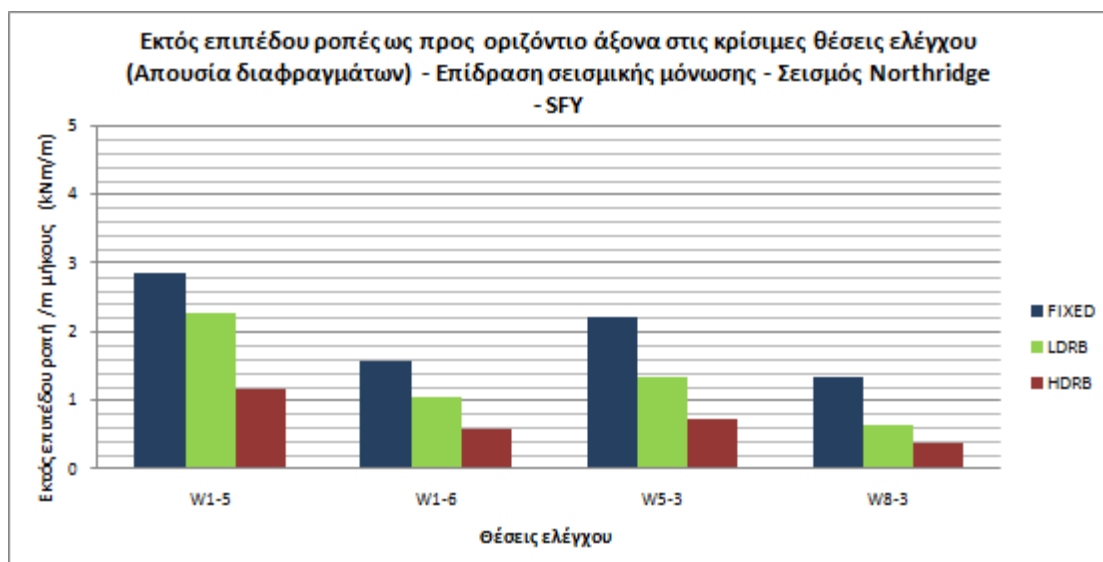
<i>Northridge - SFY</i>		Με διάφρ/μα	Χωρίς διάφρ/μα	Αύξηση (%)
		M1 (kNm/m)	M1 (kNm/m)	
W1-1	fixed	0,63	3,36	433
	LDRB	0,38	0,88	132
	HDRB	0,25	0,17	32
W1-2	fixed	1,26	7,02	457
	LDRB	0,81	2,83	249
	HDRB	0,51	1,7	233
W5-1	fixed	1,54	16,26	956
	LDRB	0,46	4,89	963
	HDRB	0,72	2,54	253
W8-1	fixed	1,21	12,72	951
	LDRB	0,27	2,19	711
	HDRB	0,18	1,77	883

Πιν. 14.3.1 : Ποσοστά αύξησης των εκτός επιπέδου ροπών περί κατακόρυφο άξονα για την περίπτωση απουσίας διαφραγμάτων – Σεισμός Northridge - SFY.

Σε πλήρη αντιστοιχία με τα συμπεράσματα για την καταγραφή E05, παρατηρούμε την πολύ μεγάλη αύξηση των εκτός επιπέδου ροπών και των συνεπαγόμενων εφελκυστικών τάσεων λόγω της απουσίας διαφραγμάτων. Μάλιστα, για την καταγραφή SFY η αύξηση αυτή είναι μεγαλύτερη και φθάνει έως και το 960% για τις διατομές W5-1 και W8-1. Αναφορικά με την επάρκεια των διατομών, ενώ στην περίπτωση όπου εξασφαλίζεται διαφραγματική λειτουργία παρατηρείται επάρκεια σε όλες τις διατομές (ακόμα και χωρίς μόνωση της βάσης), χωρίς τα διαφράγματα αστοχούν οι διατομές W1-2, W5-1 και W8-1 για την αρθρωμένη κατασκευή. Η εφαρμογή της μόνωσης μειώνει σημαντικά τις ροπές με αποτέλεσμα την επάρκεια όλων των διατομών.

(β) Ροπές περί οριζόντιο άξονα



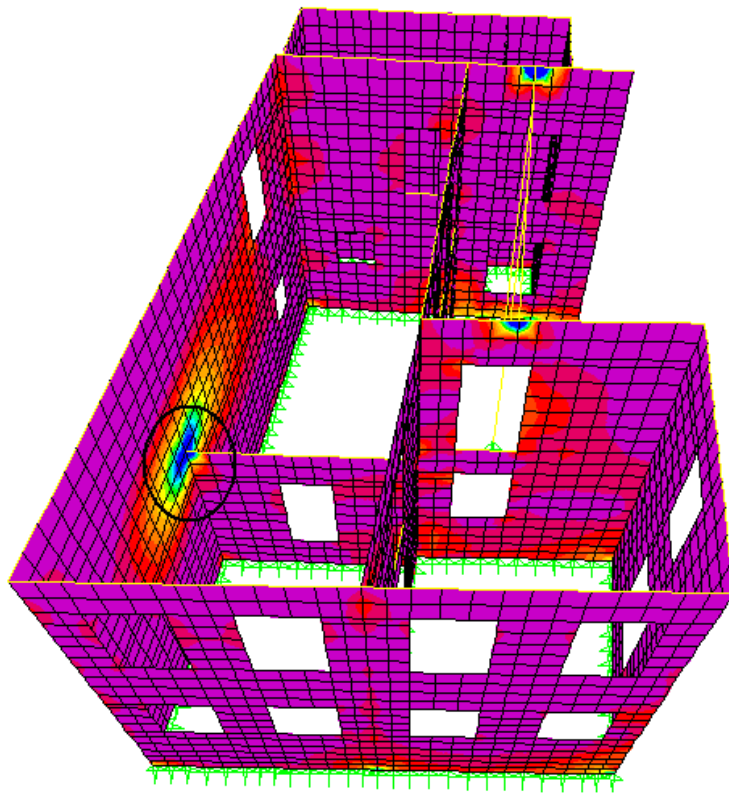
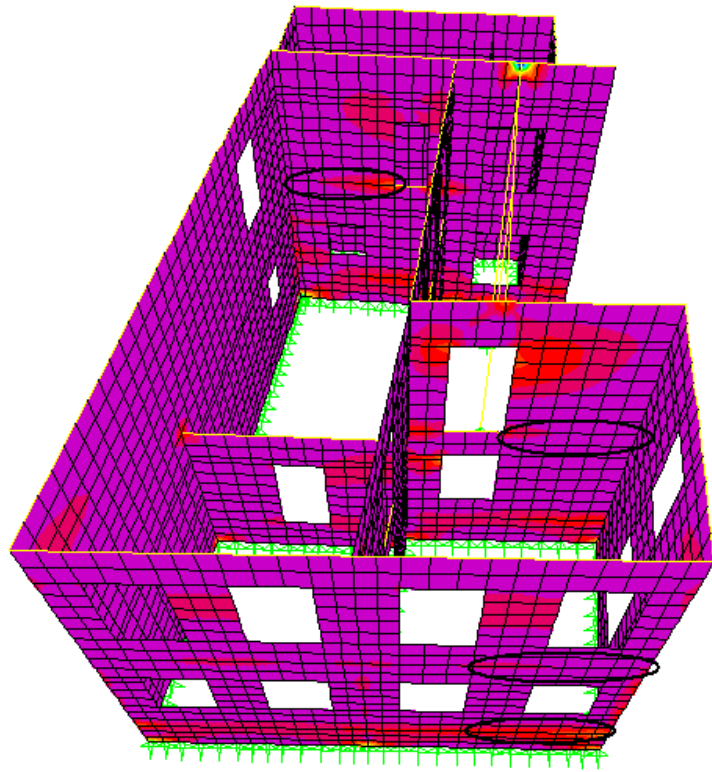


Εικ. 14.3.3 : Επίδραση της απουσίας διαφραγμάτων στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές περί οριζόντιο άξονα - Σεισμός Northridge - SFY.

Northridge - SFY		Με διάφρ/μα	Χωρίς διάφρ/μα	Μείωση (%)
		M1 (kNm/m)	M1 (kNm/m)	
W1-5	fixed	4,24	2,86	33
	LDRB	2,56	2,26	12
	HDRB	1,40	1,18	16
W1-6	fixed	2,01	1,58	21
	LDRB	1,35	1,05	22
	HDRB	0,85	0,56	34
W5-3	fixed	2,46	2,2	11
	LDRB	1,67	1,34	20
	HDRB	1,03	0,72	30
W8-3	fixed	2,61	1,33	49
	LDRB	1,67	0,64	62
	HDRB	1,01	0,37	63

Πιν. 14.3.2 : Ποσοστά μείωσης των εκτός επιπέδου ροπών περί οριζόντιο άξονα για την περίπτωση απουσίας διαφραγμάτων – Σεισμός Northridge - SFY.

Αντίστοιχα με τα όσα αναφέρθηκαν για την καταγραφή E05, η απουσία διαφραγμάτων συντελεί στη μείωση των εκτός επιπέδου ροπών στις διατομές εκείνες που εμφανίζονταν οι μέγιστες ροπές όταν υπήρχαν διαφράγματα στους ορόφους. Αυτό, όπως αναφέρθηκε, αποδίδεται στην ανακατανομή της έντασης σε όλη την έκταση του φορέα. Η ανακατανομή αυτή φαίνεται και στην εικ.14.3.4 παρακάτω.



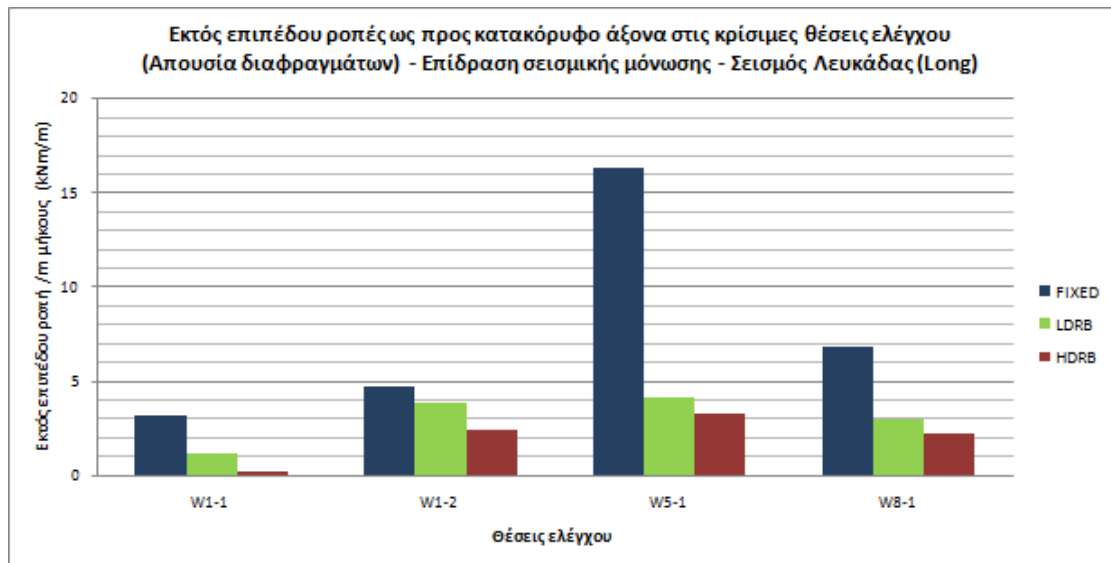
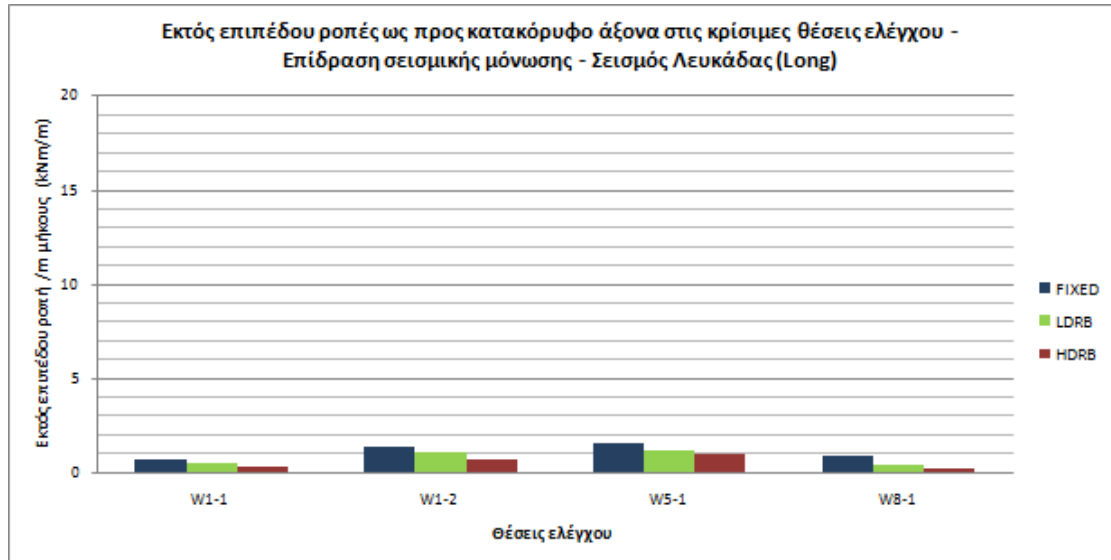
Εικ.14.3.4 : Μεταβολή της κατανομής των μέγιστων εκτός επιπέδου ροπών ως προς οριζόντιο άξονα μετά την αφαίρεση των διαφραγμάτων (κάτω) – Περίπτωση αρθρωμένου φορέα, Σεισμός Northridge - SFY.

Θέση ελέγχου	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB	Βάση με HDRB
SC_W1-5	$N_z=-18.21$ kN $\sigma_0=-11.91$ kN/m ² $M_R=1.79$ kNm/m $M_{1,s}=2.35$ kNm/m	$N_z=-130.71$ kN $\sigma_0=-85.49$ kN/m ² $M_R=12.56$ kNm/m $M_{1,s}=2.26$ kNm/m	$N_z=-155.98$ kN $\sigma_0=-102.01$ kN/m ² $M_R=14.90$ kNm/m $M_{1,s}=1.18$ kNm/m
SC_W1-6	$N_z=-57.66$ kN $\sigma_0=-37.71$ kN/m ² $M_R=5.63$ kNm/m $M_{1,s}=0.38$ kNm/m	$N_z=-102.90$ kN $\sigma_0=-67.30$ kN/m ² $M_R=9.95$ kNm/m $M_{1,s}=1.05$ kNm/m	$N_z=-106.75$ kN $\sigma_0=-69.82$ kN/m ² $M_R=10.31$ kNm/m $M_{1,s}=0.54$ kNm/m
SC_W5-3	$N_z=-104.34$ kN $\sigma_0=-73.53$ kN/m ² $M_R=10.85$ kNm/m $M_{1,s}=0.79$ kNm/m	$N_z=-129.55$ kN $\sigma_0=-91.29$ kN/m ² $M_R=13.39$ kNm/m $M_{1,s}=1.34$ kNm/m	$N_z=-134.48$ kN $\sigma_0=-94.77$ kN/m ² $M_R=13.88$ kNm/m $M_{1,s}=0.57$ kNm/m
SC_W8-3	$N_z=-127.83$ kN $\sigma_0=-81.92$ kN/m ² $M_R=12.05$ kNm/m $M_{1,s}=0.85$ kNm/m	$N_z=-118.79$ kN $\sigma_0=-76.13$ kN/m ² $M_R=11.22$ kNm/m $M_{1,s}=0.64$ kNm/m	$N_z=-124.67$ kN $\sigma_0=-79.90$ kN/m ² $M_R=11.76$ kNm/m $M_{1,s}=0.33$ kNm/m

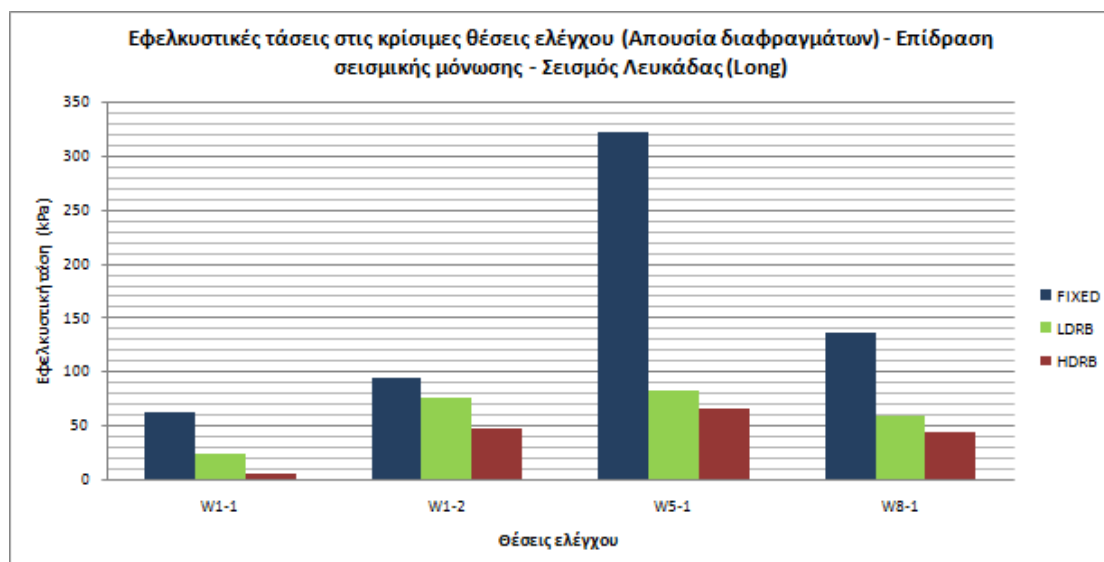
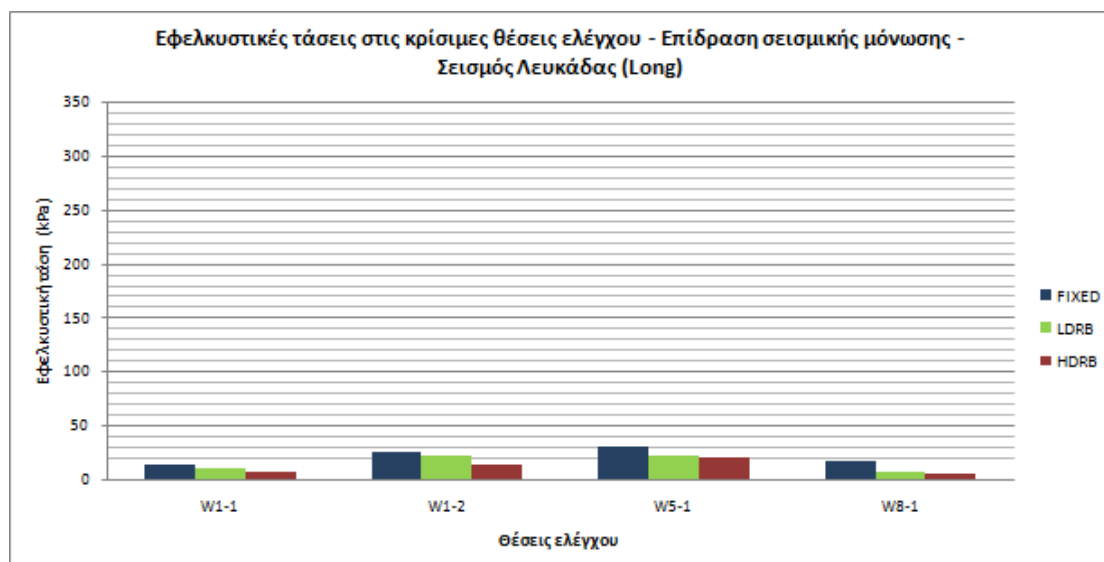
Πιν. 14.3.3 : Υπολογισμοί της δρώσας εκτός επιπέδου ροπής $M_{1,s}$ και της ροπής αντοχής M_R στις διατομές ελέγχου μετά την αφαίρεση των διαφραγμάτων – Σεισμός Northridge, SFY.

14.4 Σεισμός Λευκάδας – LEF

(α) Ροπές περί κατακόρυφο άξονα



Εικ. 14.4.1 : Επίδραση της απουσίας διαφραγμάτων στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές περί κατακόρυφο άξονα - Σεισμός Λευκάδας.



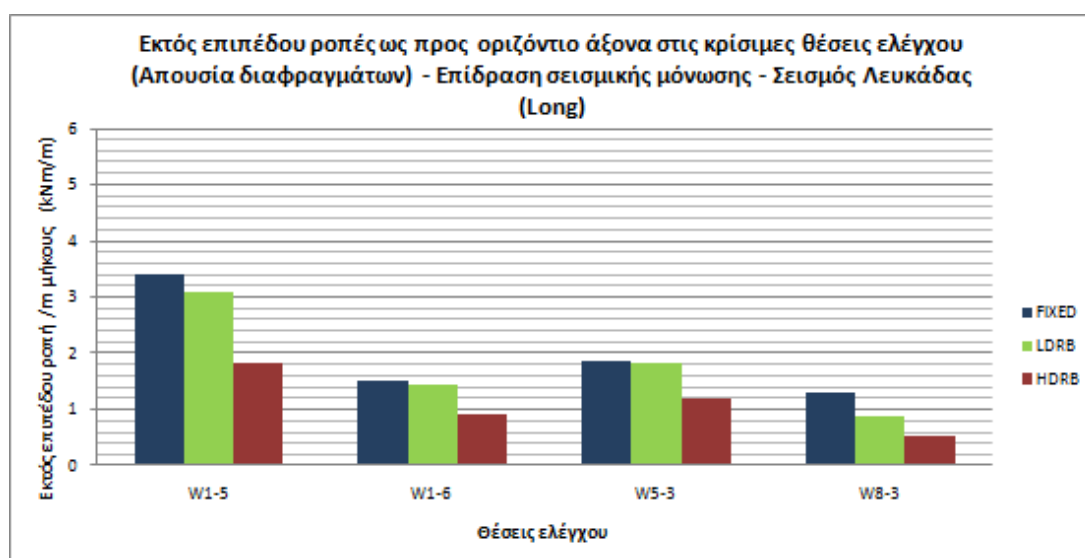
Εικ. 14.4.2 : Επίδραση της απουσίας διαφραγμάτων στις εφελκυστικές τάσεις των θέσεων ελέγχου - Σεισμός Λευκάδας.

<i>Lefkada - LEF LN</i>		Με διάφραμα	Χωρίς διάφραμα	Αύξηση (%)
		M1 (kNm/m)	M1 (kNm/m)	
W1-1	fixed	0,71	3,15	344
	LDRB	0,51	1,17	129
	HDRB	0,34	0,23	32
W1-2	fixed	1,32	4,76	261
	LDRB	1,09	3,86	254
	HDRB	0,70	2,38	240
W5-1	fixed	1,54	16,28	957
	LDRB	1,14	4,17	266
	HDRB	1,00	3,31	231
W8-1	fixed	0,88	6,86	680
	LDRB	0,37	2,99	708
	HDRB	0,22	2,17	886

Πιν. 14.4.1 : Ποσοστά αύξησης των εκτός επιπέδου ροπών περί κατακόρυφο άξονα για την περίπτωση απουσίας διαφραγμάτων – Σεισμός Λευκάδας

Από τα παραπάνω προκύπτει πως και για την καταγραφή LEF-LN η απουσία διαφραγματικής λειτουργίας στους ορόφους οδηγεί σε αύξηση τις εκτός επιπέδου ροπές και τις αντίστοιχες εφελκυστικές τάσεις των θέσεων ελέγχου. Ιδιαίτερα στις διατομές W5-1 (πρωτίστως) και W8-1 η αύξηση είναι σημαντική για την περίπτωση του αρθρωμένου φορέα (960% και 680% αντίστοιχα). Η αύξηση αυτή προκαλεί αστοχία των διατομών W5-1, W8-1 καθώς υπερβαίνεται η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας ($f_{wt}=120$ kPa). Η εφαρμογή της μόνωσης μειώνει γενικά τις ροπές στις διατομές, ιδιαίτερα στις W5-1 και W8-1 η μείωση είναι σημαντική με αποτέλεσμα την επάρκεια τελικά όλων των διατομών μετά τη μόνωση.

(β) Ροπές περί οριζόντιο άξονα



Εικ. 14.4.3 : Επίδραση της απουσίας διαφραγμάτων στις μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές περί κατακόρυφο άξονα - Σεισμός Λευκάδας.

Lefkada - LEFLN		Με διάφρ/μα	Χωρίς διάφρ/μα	Μείωση (%)
		M1 (kNm/m)	M1 (kNm/m)	
W1-5	fixed	5,16	3,41	34
	LDRB	3,46	3,08	11
	HDRB	2,20	1,81	18
W1-6	fixed	2,13	1,50	30
	LDRB	1,83	1,43	22
	HDRB	1,34	0,89	34
W5-3	fixed	2,81	1,85	34
	LDRB	2,26	1,82	19
	HDRB	1,64	1,17	29
W8-3	fixed	2,48	1,28	48
	LDRB	2,26	0,87	62
	HDRB	1,58	0,54	66

Πιν. 14.4.2 : Ποσοστά μείωσης των εκτός επιπέδου ροπών περί οριζόντιο άξονα για την περίπτωση απουσίας διαφραγμάτων – Σεισμός Λευκάδας.

Θέση ελέγχου	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB	Βάση με HDRB
SC_W1-5	$N_z=+19.29$ kN $\sigma_0=$ - $M_R=$ - $M_{1,s}=3.41$ kNm/m	$N_z=-102.30$ kN $\sigma_0=-66.91$ kN/m ² $M_R=9.89$ kNm/m $M_{1,s}=3.08$ kNm/m	$N_z=-131.79$ kN $\sigma_0=-86.19$ kN/m ² $M_R=12.66$ kNm/m $M_{1,s}=1.81$ kNm/m
SC_W1-6	$N_z=-55.46$ kN $\sigma_0=-36.27$ kN/m ² $M_R=5.42$ kNm/m $M_{1,s}=1.12$ kNm/m	$N_z=-97.32$ kN $\sigma_0=-63.65$ kN/m ² $M_R=9.42$ kNm/m $M_{1,s}=1.43$ kNm/m	$N_z=-102.17$ kN $\sigma_0=-66.82$ kN/m ² $M_R=9.88$ kNm/m $M_{1,s}=0.89$ kNm/m
SC_W5-3	$N_z=-103.03$ kN $\sigma_0=-72.61$ kN/m ² $M_R=10.72$ kNm/m $M_{1,s}=0.95$ kNm/m	$N_z=-129.54$ kN $\sigma_0=-91.29$ kN/m ² $M_R=13.39$ kNm/m $M_{1,s}=1.35$ kNm/m	$N_z=-133.05$ kN $\sigma_0=-93.76$ kN/m ² $M_R=13.74$ kNm/m $M_{1,s}=0.80$ kNm/m
SC_W8-3	$N_z=-133.13$ kN $\sigma_0=-85.32$ kN/m ² $M_R=12.54$ kNm/m $M_{1,s}=0.99$ kNm/m	$N_z=-118.75$ kN $\sigma_0=-76.10$ kN/m ² $M_R=11.22$ kNm/m $M_{1,s}=0.64$ kNm/m	$N_z=-124.09$ kN $\sigma_0=-79.53$ kN/m ² $M_R=11.71$ kNm/m $M_{1,s}=0.38$ kNm/m

Πιν. 14.4.3 : Υπολογισμοί της δρώσας εκτός επιπέδου ροπής $M_{1,s}$ και της ροπής αντοχής M_R στις διατομές ελέγχου μετά την αφαίρεση των διαφραγμάτων – Σεισμός Λευκάδας.

14.5 Συμπεράσματα

(α) Ροπές περί κατακόρυφο άξονα

Η απουσία διαφραγματικής λειτουργίας στις στάθμες των ορόφων αυξάνει δραματικά τις εκτός επιπέδου ροπές ως προς οριζόντιο άξονα και για τις τρεις διεγέρσεις που ελήφθησαν υπόψη με αποτέλεσμα στον αρθρωμένο φορέα οι διατομές W1-2, W5-1 και W8-1 να αστοχούν. Αντίθετα, στην περίπτωση παρουσίας διαφραγμάτων όλες οι υπό έλεγχο διατομές προκύπτουν επαρκείς ακόμα και για την κατασκευή χωρίς μόνωση. Στους φορείς χωρίς διαφράγματα, η μόνωση και με τους δύο τύπους εφεδράνων δρα ευνοϊκά μειώνοντας τις ροπές και τις συνεπαγόμενες εφελκυστικές τάσεις με αποτέλεσμα την επάρκεια όλων των διατομών.

(β) Ροπές περί οριζόντιο άξονα

Η απουσία διαφραγματικής λειτουργίας στις στάθμες των ορόφων ανακατανέμει τις εν λόγω ροπές και πλέον οι μέγιστες τιμές αυτών δεν εντοπίζονται στον όροφο. Το ποσοστό της μείωσης ποικίλει ανάλογα με τη διατομή ελέγχου και με τη διεγερση που λαμβάνεται υπόψη. Πάντως η μείωση των ροπών αυτών είναι εντονότερη στην περίπτωση του αρχικού μη μονωμένου και κυμαίνεται μεταξύ 20% και 50%.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 15

ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΗΣ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΕΝΔΟΣΙΜΟΤΗΤΑΣ ΤΩΝ ΕΦΕΔΡΑΝΩΝ LDRB ΣΤΙΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΤΗΣ ΑΝΩΔΟΜΗΣ

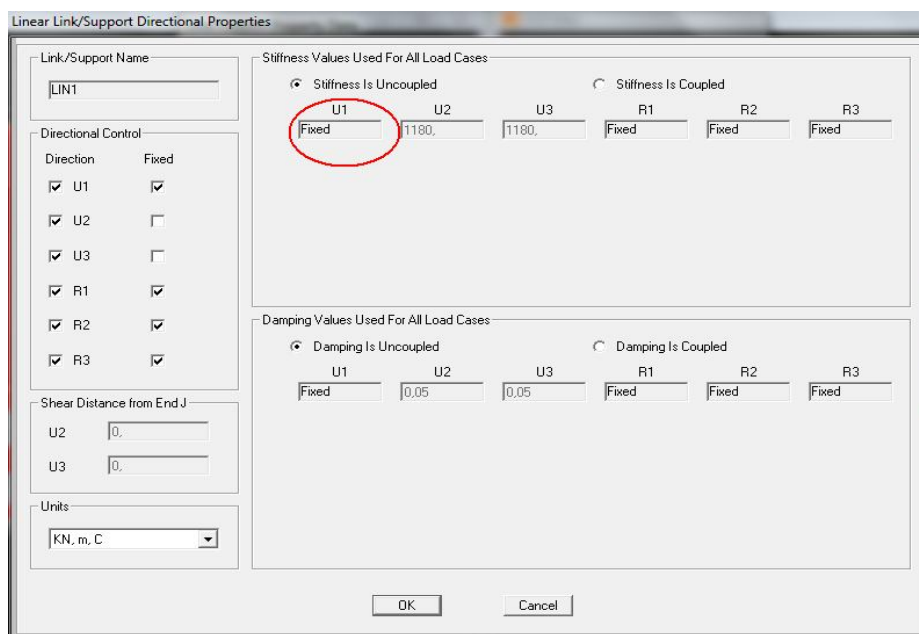
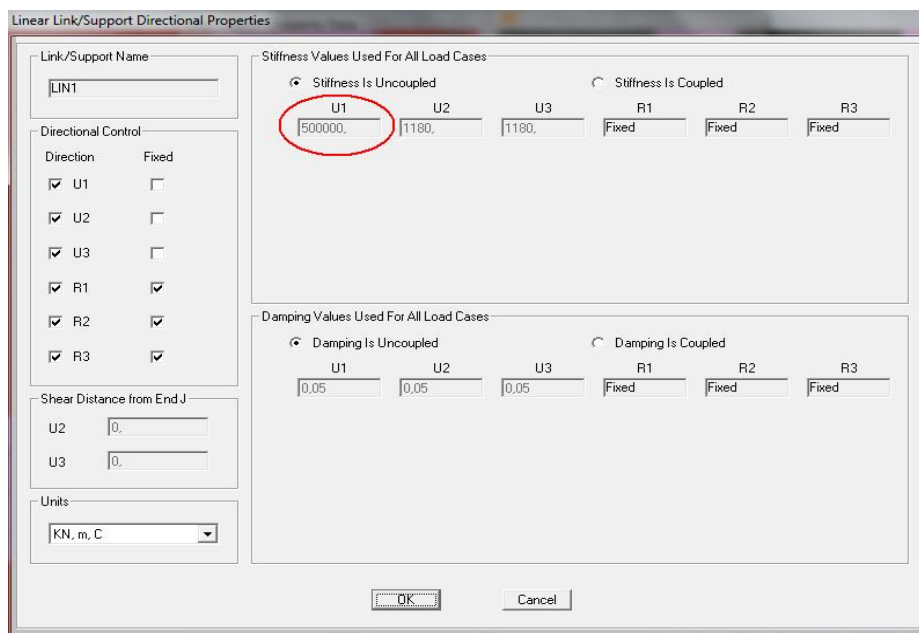
15.1 Γενικά

Στο κεφάλαιο αυτό διερευνάται η επίδραση που ενδέχεται να έχει στις σχετικές μετακινήσεις της ανωδομής ως προς τη στάθμη του συστήματος μόνωσης, το γεγονός ότι η αξονική (κατακόρυφη) δυσκαμψία των εφεδράνων LDRB έχει υποθεθεί να έχει μια πεπερασμένη τιμή ίση με $K_v=5 \cdot 10^5 \text{ kN/m}$ (η τιμή αυτή προκύπτει από τους πίνακες με τα μηχανικά χαρακτηριστικά των εφεδράνων της εταιρείας ALGA κατά τη διαστασιολόγησή τους) κι όχι άπειρη. Αυτή η αξονική ενδοσιμότητα των εφεδράνων έχει ως αποτέλεσμα τη στροφή της κατασκευής ως προς τον άξονα Υ, θλίβοντας τα εφέδρανα της μιας πλευράς και εφελκύνοντας τα εφέδρανα της άλλης, αυξάνοντας κατά ένα ποσοστό τις οριζόντιες μετακινήσεις της ανωδομής σε σχέση με τις τιμές που θα είχαν αυτές εάν τα εφέδρανα ήταν αξονικά απαραμόρφωτα. Όπως φάνηκε κι από τα αποτελέσματα των αναλύσεων, σε ορισμένες σεισμικές διεγέρσεις οι μετακινήσεις της ανωδομής για την περίπτωση της μονωμένης με LDRB εφέδρανα κατασκευής προέκυπταν μεγαλύτερες από εκείνες της αρθρωμένης. Οι αναλύσεις του παρόντος κεφαλαίου στοχεύουν στο να εξετασθεί σε τι βαθμό η αύξηση αυτή των σχετικών μετακινήσεων του μονωμένου φορέα οφείλεται στην ενδοσιμότητα των εφεδράνων, υπολογίζοντας τις μετακινήσεις αυτές στις περιπτώσεις όπου τα εφέδρανα θεωρούνται αξονικά απαραμόρφωτα (έχουν δηλαδή άπειρη αξονική δυσκαμψία) και συγκρίνοντάς τες τόσο με τις μετακινήσεις όταν λαμβάνεται για τα εφέδρανα $K_v=5 \cdot 10^5 \text{ kN/m}$ όσο και με εκείνες του μη μονωμένου φορέα.

15.2 Ορισμός δυσκαμψιών στο SAP2000

Πριν την παρουσίαση των αποτελεσμάτων γίνεται μια συνοπτική αναφορά στον τρόπο που ορίζονται οι δυσκαμψίες των στοιχείων (Link/Support Elements) που προσομοιώνουν τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης LDRB στο SAP2000. Κάθε στοιχείο διαθέτει 6 βαθμούς ελευθερίας (3 μεταφορικούς και 3 στροφικούς), καθένας από τους οποίους μπορεί να έχει μία πεπερασμένη τιμή δυσκαμψίας ή να είναι δεσμευμένος (fixed). Τα στοιχεία που χρησιμοποιήθηκαν επιλέχθηκε να έχουν δεσμευμένους όλους τους στροφικούς β.ε (R1, R2, R3), ενώ σε

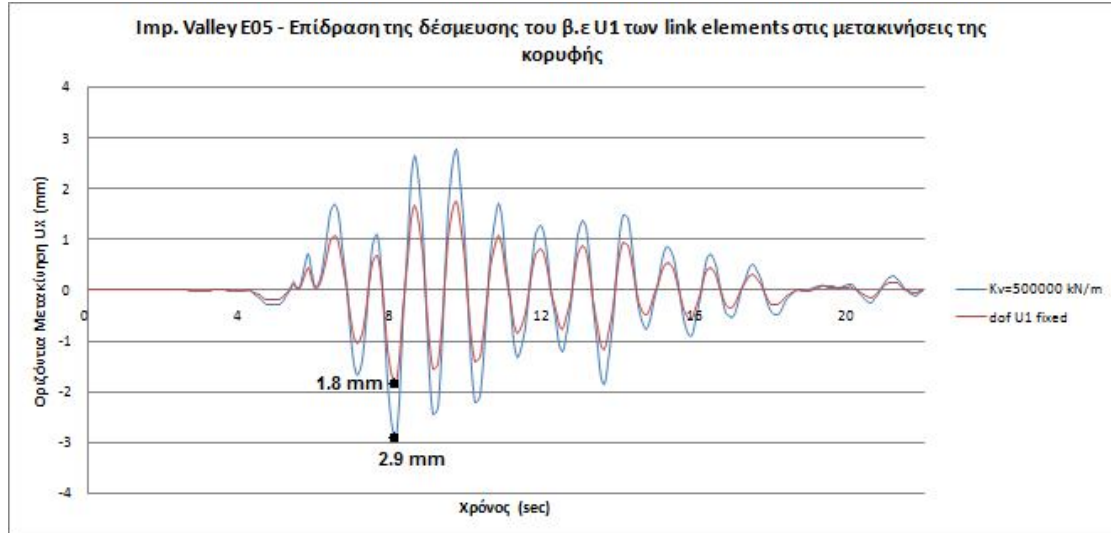
καθέναν από τους μεταφορικούς β.ε δόθηκε η δυσκαμψία που αντιστοιχεί στα τελικώς επιλεγέντα εφέδρανα από τη διαστασιολόγηση σύμφωνα με τους πίνακες της εταιρείας ALGA. Έτσι, για τα εφέδρανα LDRB που χρησιμοποιούνται στις αναλύσεις η δυσκαμψία των οριζόντιων μεταφορικών β.ε U2, U3 είναι ίση με 1180 kN/m για τα εφέδρανα του κυρίως φορέα και 610 kN/m για τα εφέδρανα των υποστυλωμάτων του εξώστη, ενώ η αξονική δυσκαμψία (δυστένεια) του μεταφορικού β.ε U1 είναι 500000 kN/m. Στις αναλύσεις του παρόντος κεφαλαίου όπου τα εφέδρανα θεωρούνται απαραμόρφωτα αξονικά, ο μεταφορικός β.ε U1 λαμβάνεται δεσμευμένος (fixed).



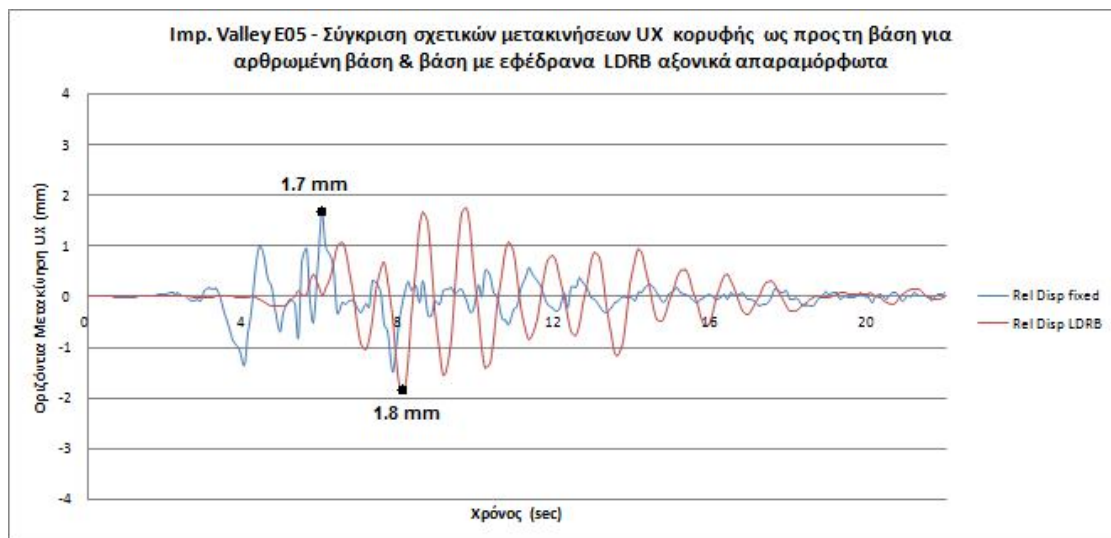
Εικ. 15.1 : Καθορισμός των δυσκαμψιών των μεταφορικών β.ε των link elements στο SAP2000. Δέσμευση του β.ε U1.

15.3 Αποτελέσματα αναλύσεων

15.3.1 Σεισμός Imperial Valley – E05



Εικ. 15.2 : Μείωση της σχετικής μετακίνησης κορυφής - συστ/τος μόνωσης LDRB για την περίπτωση αξονικά απαραμόρφωτων εφεδράνων. Σεισμός Imperial Valley – E05.

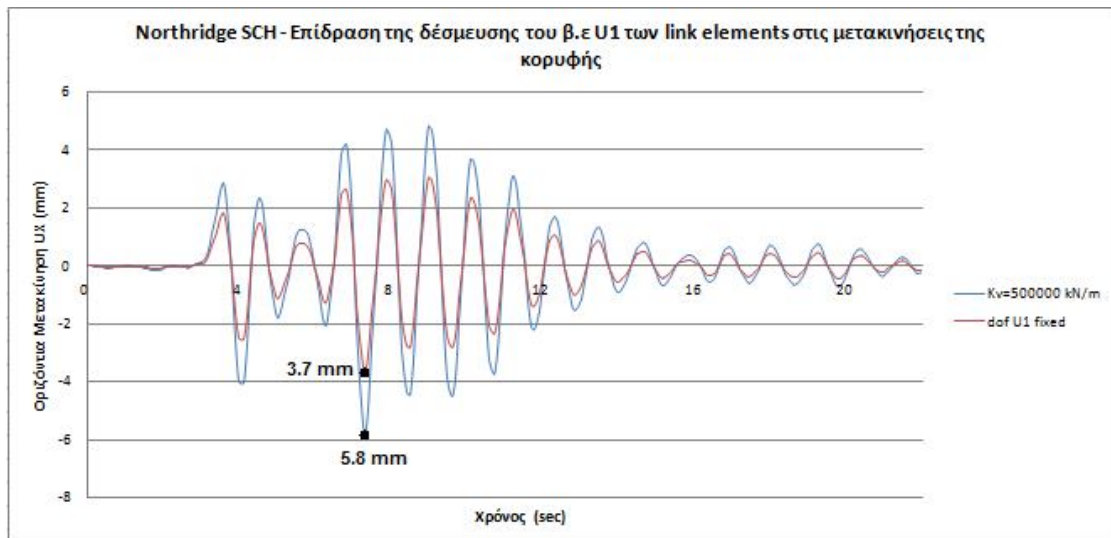


Εικ. 15.3 : Σύγκριση μετακινήσεων κορυφής μη μονωμένης κατασκευής και κατασκευής με αξονικά απαραμόρφωτα εφέδρανα LDRB. Σεισμός Imperial Valley – E05.

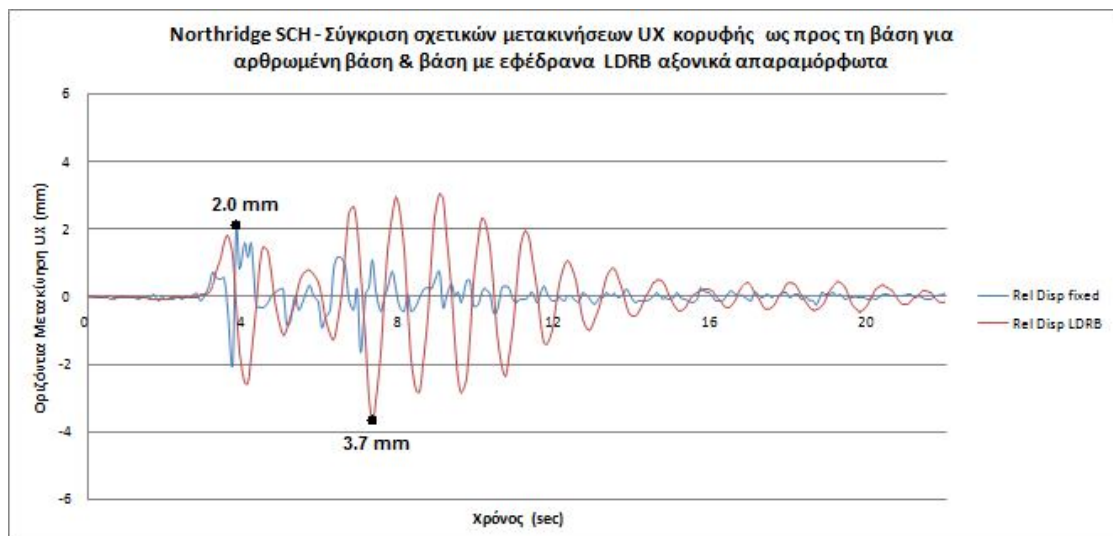
Από την εικ.15.2 συμπεραίνουμε πως απαγορεύοντας στα εφέδρανα να παραμορφώνονται αξονικά, πετυχαίνουμε μια μείωση των οριζόντιων (σχετικών ως προς το σύστημα μόνωσης) μετακινήσεων της κορυφής από τα 2.9 mm στα 1.8 mm, μια μείωση της τάξης του 37%. Η μείωση αυτή αποδίδεται στην μη δυνατότητα πλέον της κατασκευής να στρέφεται περί οριζόντιο άξονα κάθετο στη διεύθυνση του σεισμού (δηλ. παράλληλο στον άξονα Υ) κι επομένως να μην προκαλούνται μετακινήσεις κατά τη διεύθυνση X λόγω αυτής της στροφής. Η μείωση αυτή καθιστά πλέον τη μετακίνηση του μονωμένου φορέα με LDRB περίπου ίση με αυτή του μη μονωμένου. Όμοια είναι τα συμπεράσματα και για τις καταγραφές που αναφέρονται στα επόμενα, οπότε παρατίθενται μόνο οι εικόνες που δείχνουν τη μείωση των μετακινήσεων.

Στο τέλος του παρόντος κεφαλαίου δίνονται συνοπτικά σε ενιαίο πίνακα οι τιμές των μετακινήσεων της κορυφής για την μη μονωμένη κατασκευή, την κατασκευή με εφέδρανα LDRB αξονικά ενδόσιμα αλλά και την περίπτωση άπειρης κατακόρυφης δυσκαμψίας.

15.3.2 Σεισμός Northridge - SCH

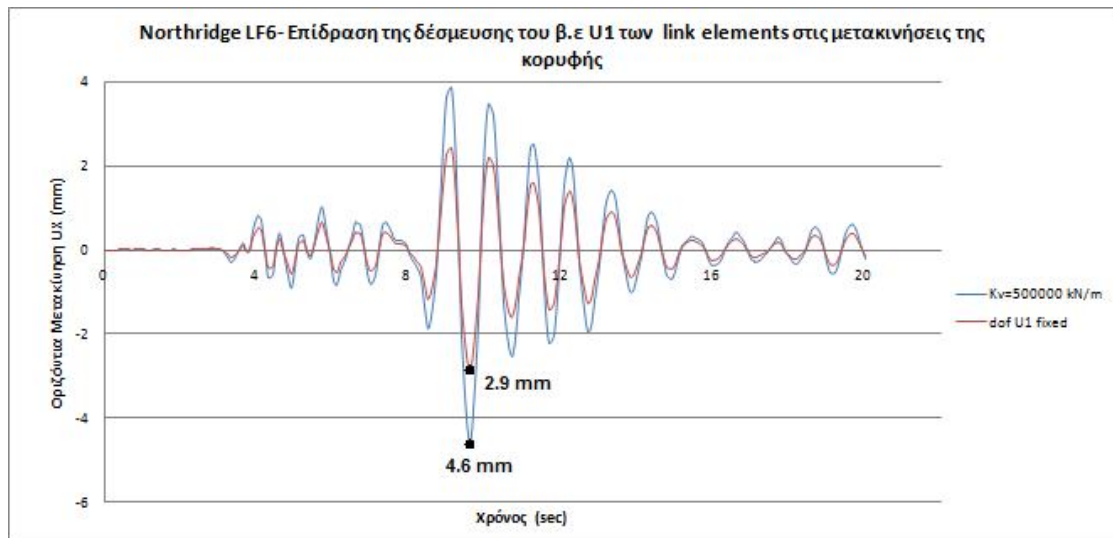


Εικ. 15.4 : Μείωση της σχετικής μετακίνησης κορυφής - συστ/τος μόνωσης LDRB για την περίπτωση αξονικά απαραμόρφωτων εφεδράνων. Σεισμός Northridge - SCH.

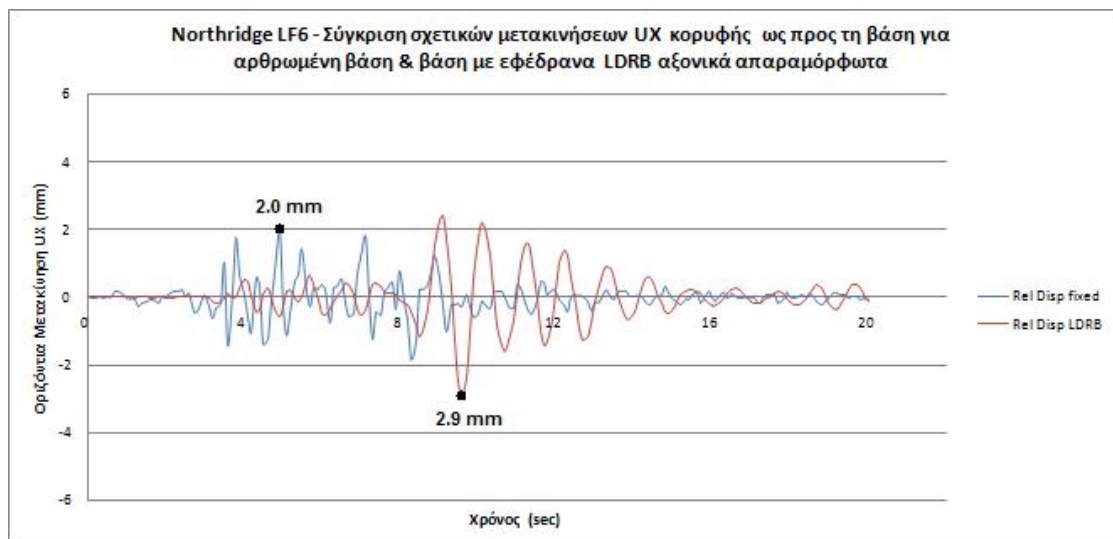


Εικ. 15.5 : Σύγκριση μετακινήσεων κορυφής μη μονωμένης κατασκευής και κατασκευής με αξονικά απαραμόρφωτα εφέδρανα LDRB. Σεισμός Northridge - SCH.

15.3.3 Σεισμός Northridge – LF6

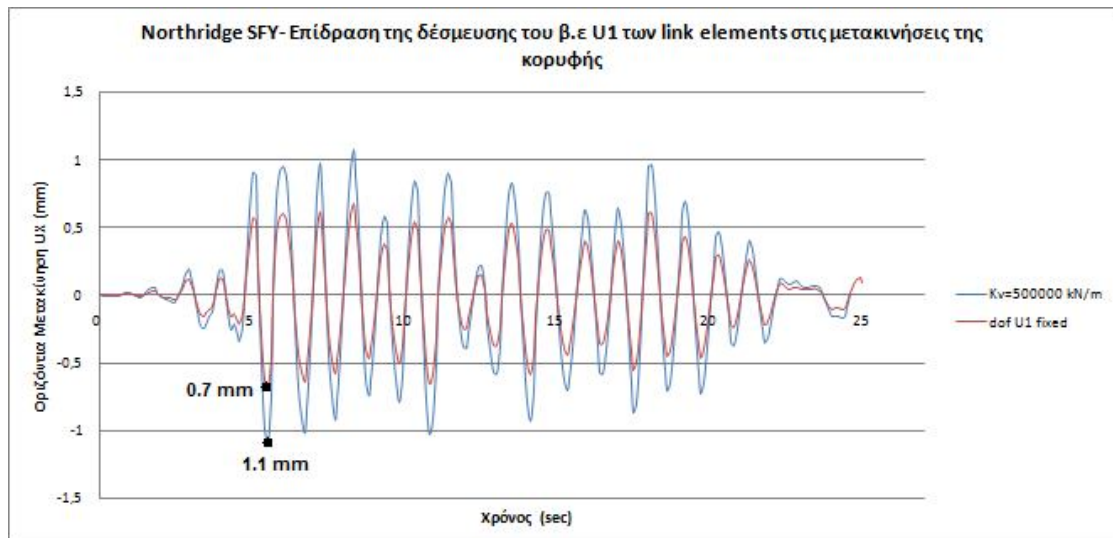


Εικ. 15.6 : Μείωση της σχετικής μετακίνησης κορυφής - συστ/τος μόνωσης LDRB για την περίπτωση αξονικά απαραμόρφωτων εφεδράνων. Σεισμός Northridge – LF6.

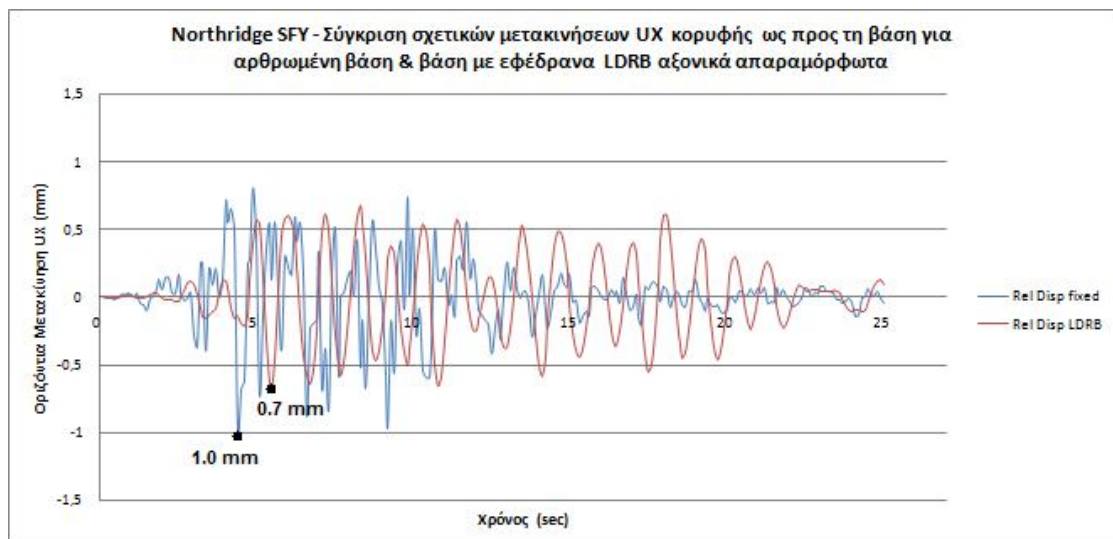


Εικ. 15.7 : Σύγκριση μετακινήσεων κορυφής μη μονωμένης κατασκευής και κατασκευής με αξονικά απαραμόρφωτα εφέδρανα LDRB. Σεισμός Northridge – LF6.

15.3.4 Σεισμός Northridge – SFY

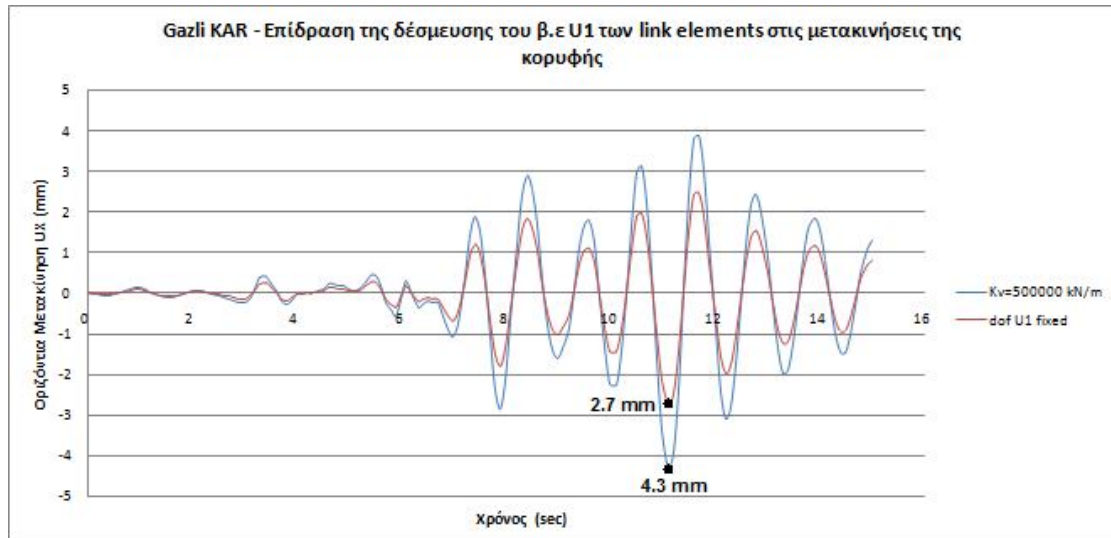


Εικ. 15.8 : Μείωση της σχετικής μετακίνησης κορυφής - συστ/τος μόνωσης LDRB για την περίπτωση αξονικά απαραμόρφωτων εφεδράνων. Σεισμός Northridge – SFY.

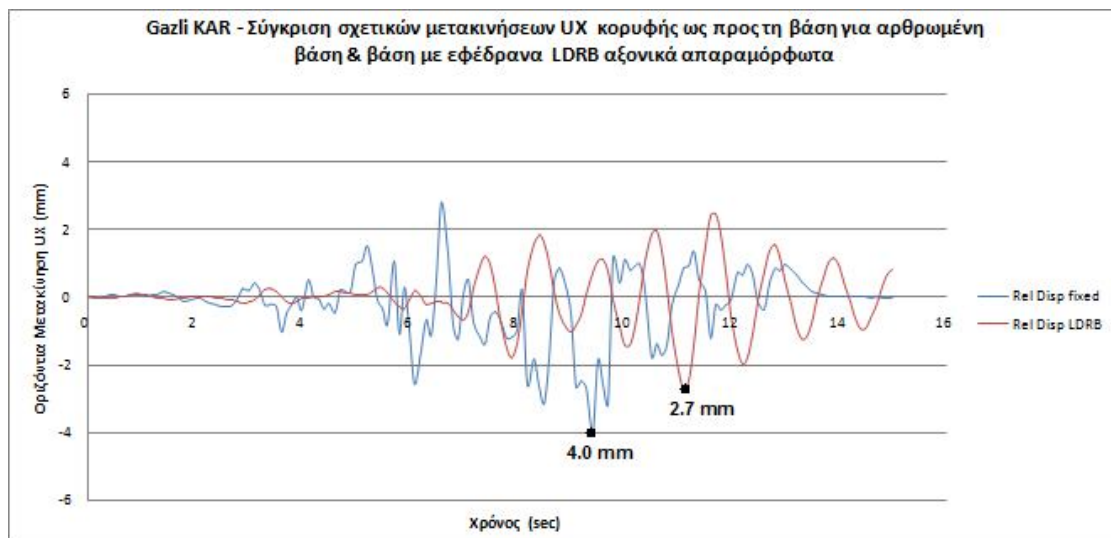


Εικ.15.9 : Σύγκριση μετακινήσεων κορυφής μη μονωμένης κατασκευής και κατασκευής με αξονικά απαραμόρφωτα εφέδρανα LDRB. Σεισμός Northridge – SFY.

15.3.5 Σεισμός Gazli – KAR



Εικ.15.10 : Μείωση της σχετικής μετακίνησης κορυφής - συστ/τος μόνωσης LDRB για την περίπτωση αξονικά απαραμόρφωτων εφεδράνων. Σεισμός Gazli - KAR.



Εικ. 15.11 : Σύγκριση μετακινήσεων κορυφής μη μονωμένης κατασκευής και κατασκευής με αξονικά απαραμόρφωτα εφέδρανα LDRB. Σεισμός Gazli - KAR.

Καταγραφή	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB $K_v=5 \cdot 10^5$ kN/m	Βάση με LDRB $K_v= \infty$	Μείωση (επί τοις %)
	$\delta_{\text{κορυφής}}$ (mm)	$\delta_{\text{κορυφής}}$ (mm)	$\delta_{\text{κορυφής}}$ (mm)	
Imp. Valley – E05	1.7	2.9	1.8	37.9
Northridge - SCH	2.0	5.8	3.7	36.2
Northridge – LF6	2.0	4.6	2.9	37.0
Northridge - SFY	1.0	1.1	0.7	36.4
Gazli - KAR	4.0	4.3	2.7	37.2

Πιν. 15.1 : Ποσοστά μείωσης των μετακινήσεων για άπειρη κατακόρυφη δυσκαμψία των LDRB.

15.4 Συμπεράσματα

Από τις αναλύσεις που διενεργήθηκαν προέκυψε ότι για όλες τις καταγραφές η δέσμευση του μετακινησιακού β.ε U1 των εφεδράνων είχε ως αποτέλεσμα τη μείωση των σχετικών μετακινήσεων της κορυφής ως προς το σύστημα μόνωσης κατά 37%. Σε κάποιες περιπτώσεις μάλιστα (λ.χ καταγραφές E05, SFY, KAR) οι μετακινήσεις του μονωμένου φορέα προκύπτουν τελικά μικρότερες από εκείνες του αρχικού αρθρωμένου, οπότε μπορεί να συναχθεί το συμπέρασμα ότι για τις καταγραφές αυτές η κατακόρυφη ενδοσιμότητα των εφεδράνων LDRB αποτελεί κύριο παράγοντα για τις προκύπτουσες μεγάλες τιμές (μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες του αρθρωμένου φορέα) των μετακινήσεων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 16

Συνολικά συμπεράσματα για την απόκριση του κτιρίου I – Μ.Ε.Λ.Τ στις διεγέρσεις εγγύς πεδίου και την επίδραση της μόνωσης βάσης

Στο παρόν κεφάλαιο επιχειρείται η σύνοψη των κυριότερων συμπερασμάτων που προέκυψαν από τις γραμμικές και μη γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας της υπό μελέτη κατασκευής σχετικά με την απόκρισή της σε επιλεγμένες διεγέρσεις κοντινού πεδίου, καθώς και την επίδραση που έχει στην απόκριση αυτή η μόνωση της βάσης της. Σκοπός της σύνοψης αυτής είναι να παρέχεται η δυνατότητα σε οποιοδήποτε αναγνώστη να έχει μια σαφή εικόνα των σημαντικότερων δεδομένων που προέκυψαν από τη συγκεκριμένη εργασία.

Όπως έχει αναφερθεί και είναι γενικά γνωστό, η σεισμική μόνωση έχει ως κύριο σκοπό να μειώσει την ένταση της κίνησης του εδάφους που εισάγεται σε μια κατασκευή, έτσι ώστε να βελτιώσει την απόκρισή της σε όρους επιταχύνσεων, μετακινήσεων αλλά και κάθε εντατική κατάσταση που μπορεί να οδηγήσει μέρος ή και το σύνολο της κατασκευής στην αστοχία. Ενώ ο στόχος αυτός επιτυγχάνεται για τις συνήθεις καταγραφές μακρινού πεδίου των οποίων τα φάσματα επιταχύνσεων εμφανίζουν χαμηλές τιμές στις μεσαίες και μεγάλες περιόδους, στις περιπτώσεις σεισμών εγγύς πεδίου ενδέχεται να προκύψουν πολύ διαφορετικά αποτελέσματα. Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων που διενεργήθηκαν προκύπτουν τα ακόλουθα συμπεράσματα :

1. Η επίδραση της σεισμικής μόνωσης για μια κατασκευή που πλήττεται από μια διέγερση με χαρακτηριστικά κατευθυντικότητας μπορεί να είναι ευμενής (δηλ. να οδηγεί σε μείωση των επιταχύνσεων) ή δυσμενής. Βασικό ρόλο σε αυτό παίζει το γεγονός σε ποιές περιόδους της εισαγόμενης κίνησης αντιστοιχούν οι μεγαλύτερες επιταχύνσεις και ποια η σχέση των περιόδων αυτών με τις ιδιοπεριόδους της μονωμένης κατασκευής. Στην περίπτωση που οι περίοδοι αυτές είναι κοντά μεταξύ τους, η μόνωση δεν συντελεί στη βελτίωση της απόκρισης κι επομένως δεν εξυπηρετεί τον σκοπό της. Αυτό που πρέπει να μείνει ως βασικό συμπέρασμα απ' όλα τα παραπάνω είναι ότι αναφορικά με τους σεισμούς κοντινού πεδίου δεν υπάρχει μονοσήμαντη απάντηση στο

ερώτημα εάν η μόνωση είναι ευνοϊκή ή όχι, αλλά κάθε περίπτωση διέγερσης πρέπει να αντιμετωπίζεται ως ξεχωριστή από τον μελετητή.

2. Η συσχέτιση του τύπου της κατευθυντικότητας μιας διέγερσης με το εάν η επίδραση της μόνωσης είναι θετική ή όχι δεν είναι τόσο σαφής. Όπως προέκυψε από τις αναλύσεις, αρνητική ή μη θετική (δηλ. ούτε αμιγώς αρνητική αλλά ούτε και θετική) επίδραση είχε η μόνωση και στις δύο διεγέρσεις με στοιχεία έμπροσθεν κατευθυντικότητας (forward directivity), δηλ. την E05 του Imperial Valley και την SCH του Northridge, αλλά και στην καταγραφή LF6 του Northridge που έχει στοιχεία όπισθεν κατευθυντικότητας (backward directivity). Σε όλες αυτές τις περιπτώσεις, τα φάσματα των επιταχύνσεων ήταν αυξημένα στις περιόδους περί το 1.0sec, στο εύρος δηλαδή όπου ανήκει και η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του μονωμένου φορέα με εφέδρανα LDRB ($T=1.11$ sec). Από την άλλη πλευρά, είναι πιο σαφή τα συμπεράσματα σχετικά με την επίδραση της μόνωσης σε διεγέρσεις ουδέτερης κατευθυντικότητας (neutral directivity) που δεν εμφανίζουν κάποια από τα χαρακτηριστικά των διεγέρσεων forward και backward directivity. Προκύπτει λοιπόν ότι η μόνωση και με τους δύο τύπους εφεδράνων έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση (λιγότερο ή περισσότερο σημαντική) των επιταχύνσεων και στις τέσσερις καταγραφές αυτού του τύπου (Imp.Valley-CXO, Northridge-SFY, Gazli-KAR και Tabas-TAB). Στις διεγέρσεις αυτές οι μέγιστες επιταχύνσεις αντιστοιχούν σε μικρές περιόδους (όπου εμπίπτει η αρθρωμένη κατασκευή – $T=0.11$ sec), ενώ για μεγαλύτερες περιόδους ($T>1$ sec) μειώνονται σημαντικά.

Μια δεύτερη επίδραση της σεισμικής μόνωσης είναι η αποδέσμευση της κίνησης της ανωδομής από την κίνηση του εδάφους και η ταλάντωσή της ως στερεό σώμα με περίοδο που εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά του συστήματος μόνωσης και είναι ίση με την περίοδο αυτού (στην περίπτωση συστημάτων που συμπεριφέρονται ελαστικά). Αυτό έχει ως αποτέλεσμα τη σημαντική μείωση των μετακινήσεων της ανωδομής, όπως η σχετική μετακίνηση της κορυφής ως προς το σύστημα μόνωσης και η σχετική μετακίνηση (drift) κορυφής-ορόφου. Αναφορικά με τις μετακινήσεις προκύπτουν τα ακόλουθα συμπεράσματα :

1. Η μεγάλη δυσκαμψία του αρχικού φορέα και οι συνεπαγόμενες πολύ μικρές μετακινήσεις της ανωδομής δεν μας επιτρέπουν να εξάγουμε συμπεράσματα σχετικά με την επιρροή της μόνωσης στην απόκριση της ανωδομής ως

στερεού σώματος βάσει μόνο των μετακινήσεων, όπως θα μπορούσε να συμβεί στην περίπτωση μιας πιο εύκαμπτης κατασκευής. Η παραπάνω διαπίστωση αφορά το σύνολο των σεισμικών διεγέρσεων που λαμβάνονται υπόψη στα πλαίσια της παρούσας εργασίας, συνεπώς η επιρροή της μόνωσης βάσης επικεντρώνεται κυρίως στη συσχέτιση των μετακινήσεων του μονωμένου φορέα και της θεμελιώδους περιόδου του με τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά των καταγραφών κοντινού πεδίου (συχνοτικό περιεχόμενο καταγραφής, περίοδοι δεσπόζοντων παλμών ταχυτήτων και μετακινήσεων).

2. Από τις αναλύσεις που έγιναν προέκυψε ότι για όλες τις διεγέρσεις η μόνωση του φορέα με εφέδρανα HDRB μειώνει τις μετακινήσεις της κορυφής του φορέα, αλλά και τις σχετικές μετακινήσεις κορυφής-ορόφου. Αυτό οφείλεται κυρίως στην ανελαστική συμπεριφορά των συγκεκριμένων εφεδράνων και τη συνεπαγόμενη υψηλή τους απόσβεση. Στην περίπτωση μόνωσης με εφέδρανα LDRB οι μετακινήσεις προέκυψαν σημαντικά αυξημένες για τις διεγέρσεις Imp.Valley-E05, Northridge-SCH και Northridge-LF6, καθώς η περίοδος ενός από τους σημαντικούς παλμούς των διεγέρσεων αυτών είχε τιμή πολύ κοντά στην ιδιοπερίοδο του μονωμένου φορέα. Αυξημένες μετακινήσεις στην ανωδομή προέκυψαν επίσης και για την καταγραφή Gazli-KAR, αλλά η αύξηση δεν ήταν τόσο μεγάλη όσο στις προηγούμενες περιπτώσεις.
3. Οι μετακινήσεις των εφεδράνων λόγω του σεισμού είναι ιδιαίτερης σημασίας και πρέπει να ελέγχεται εάν οι διαστάσεις τους είναι επαρκείς προκειμένου να παραλάβουν με ασφάλεια τις απαιτούμενες μετακινήσεις. Στις περιπτώσεις των σεισμών Imp.Valley-E05, Northridge-SCH και Northridge-LF6 οι μετακινήσεις των εφεδράνων LDRB είναι σημαντικές και υπερβαίνουν το διπλάσιο του συνολικού ύψους του ελαστομερούς. Αντίθετα, οι μετακινήσεις των HDRB είναι αρκετά μικρότερες. Ο περιορισμός των μετακινήσεων αυτών μπορεί να επιτευχθεί με αύξηση της απόσβεσης με χρήση εφεδράνων HDRB ή LRB ή/και την προσθήκη αποσβεστήρων.

Αναφορικά με τη διάτμηση του φορέα λόγω των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων συμπεραίνουμε τα εξής :

1. Οι τέμνουσες δυνάμεις στις θέσεις ελέγχου είναι άμεση συνάρτηση των επιταχύνσεων της ανωδομής. Η μόνωση επιδρά θετικά στις δρώσες τέμνουσες μόνο όταν μειώνει αντίστοιχα τις επιταχύνσεις. Όπως έχει

αναφερθεί, οι μέγιστες διατμητικές τάσεις παρατηρούνται σε χαμηλές στάθμες, όπως στους πεσσούς και τα υπέρθυρα του ισογείου. Οι έλεγχοι επάρκειας είναι πιο κρίσιμοι στα υπέρθυρα καθώς σε αυτά είναι μικρότερη η τέμνουσα αντοχής λόγω της μικρής τιμής της κατακόρυφης ορθής θλιπτικής τάσης, ενώ στις θέσεις των πεσσών οι τάσεις αυτές είναι μεγαλύτερες.

2. Στις περισσότερες διεγέρσεις όλα τα υπέρθυρα προκύπτουν ανεπαρκή στην περίπτωση του μη μονωμένου φορέα, ενώ στους πεσσούς οι αστοχίες είναι πιο περιορισμένες. Σε κάποιες μάλιστα περιπτώσεις όπου οι επιταχύνσεις μετά τη μόνωση (κυρίως για εφέδρανα LDRB) είναι σχετικά υψηλές οι αστοχίες στα υπέρθυρα παραμένουν. Η ικανοποίηση των ελέγχων ασφαλείας στις διατομές που αρχικά αστοχούν πραγματοποιείται είτε με τη μείωση των τεμνουσών που δρουν σε αυτές είτε με αύξηση της τέμνουσας αντοχής μέσω μείωσης της ανηγμένης εκκεντρότητας (μείωση της εντός επιπέδου ροπής) είτε με συνδυασμό τους.

Τέλος, σχετικά με την εκτός επιπέδου ένταση του φορέα προκύπτουν τα εξής:

1. Στην περίπτωση που εξασφαλίζεται η διαφραγματική λειτουργία στους ορόφους η εκτός επιπέδου ένταση δεν είναι κρίσιμη, καθώς στις περισσότερες από τις διατομές που ελέγχθησαν ικανοποιούνταν οι ανισώσεις ασφαλείας ακόμα για τον μη μονωμένο φορέα. Εξαιρέση αποτελούν οι διεγέρσεις των σεισμών Gazli και Tabas, οι οποίες στον μη μονωμένο φορέα προκάλεσαν την αστοχία μερικών διατομών εξαιτίας των πολύ υψηλών επιταχύνσεων.
2. Η αφαίρεση των διαφραγμάτων επιδρά διαφορετικά στις ροπές περί κατακόρυφο και οριζόντιο άξονα. Στην πρώτη περίπτωση προκύπτει αρκετά σημαντική αύξηση των εκτός επιπέδου ροπών με αποτέλεσμα την αστοχία σε πολλές θέσεις, ακόμα και την κατασκευή με εφέδρανα LDRB. Στη δεύτερη περίπτωση, η ανακατανομή της έντασης μετά την αφαίρεση των διαφραγμάτων είναι τέτοια που η απουσία αυτών δεν έχει αρνητική επίδραση.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΑ ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΤΩΝ ΕΛΕΓΧΩΝ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ

Imperial Valley – E05

	Θέση ελέγχου	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB	Βάση με HDRB
Πεσσοί	SC_W2-2	V_S=108.30 kN M _S =4.96 kNm γ=0.020 V_R=150.55 kN	V_S=106.70 kN M _S =2.99 kNm γ=0.012 V_R=152.93 kN	V_S=52.63 kN M _S =0.03 kNm γ=0.000 V_R=153.00 kN
	SC_W2-3	V_S=105.90 kN M _S =9.71 kNm γ=0.041 V_R=147.39 kN	V_S=100.30 kN M _S =10.23 kNm γ=0.037 V_R=157.08 kN	V_S=49.05 kN M _S =4.18 kNm γ=0.016 V_R=155.05 kN
	SC_W3-3	V_S=78.54 kN M _S =7.03 kNm γ=0.047 V_R=116.65 kN	V_S=123.00 kN M _S =9.16 kNm γ=0.058 V_R=119.27 kN	V_S=57.62 kN M _S =4.36 kNm γ=0.028 V_R=118.69 kN
	SC_W3-4	V_S=55.19 kN M _S =7.05 kNm γ=0.074 V_R=92.26 kN	V_S=87.34 kN M _S =9.78 kNm γ=0.093 V_R=96.64 kN	V_S=40.86 kN M _S =4.69 kNm γ=0.045 V_R=96.60 kN
	SC_W4-2	V_S=187.30 kN M _S =25.65 kNm γ=0.081 V_R=172.55 kN	V_S=204.10 kN M _S =35.23 kNm γ=0.110 V_R=173.03 kN	V_S=106.20 kN M _S =18.79 kNm γ=0.058 V_R=173.86 kN
	SC_W4-3	V_S=113.90 kN M _S =18.77 kNm γ=0.082 V_R=145.08 kN	V_S=151.00 kN M _S =20.49 kNm γ=0.103 V_R=137.55 kN	V_S=78.14 kN M _S =10.22 kNm γ=0.051 V_R=138.16 kN
	SC_W6-2	V_S=117.30 kN M _S =3.26 kNm γ=0.015 V_R=141.70 kN	V_S=121.60 kN M _S =0.59 kNm γ=0.003 V_R=131.67 kN	V_S=60.66 kN M _S =0.56 kNm γ=0.003 V_R=133.21 kN
	SC_W6-3	V_S=129.00 kN M _S =26.25 kNm γ=0.076 V_R=178.17 kN	V_S=124.70 kN M _S =26.51 kNm γ=0.088 V_R=169.38 kN	V_S=63.34 kN M _S =14.56 kNm γ=0.047 V_R=170.83 kN
Υπέρθυρα	SC_W2-1	V_S=146.80 kN M _S =9.28 kNm γ=0.264 V_R=61.14 kN	V_S=136.70 kN M _S =9.01 kNm γ=0.211 V_R=75.30 kN	V_S=69.71 kN M _S =5.03 kNm γ=0.119 V_R=84.59 kN
	SC_W3-1	V_S=100.10 kN M _S =1.72 kNm	V_S=158.30 kN M _S =2.14 kNm	V_S=74.93 kN M _S =0.59 kNm

		$\gamma=0.096$ $V_R=71.43$ kN	$\gamma=0.115$ $V_R=71.67$ kN	$\gamma=0.032$ $V_R=71.71$ kN
	SC_W3-2	$V_S=96.28$ kN $M_S=4.28$ kNm $\gamma=0.224$ $V_R=64.27$ kN	$V_S=149.50$ kN $M_S=6.57$ kNm $\gamma=0.332$ $V_R=41.77$ kN	$V_S=70.20$ kN $M_S=2.58$ kNm $\gamma=0.129$ $V_R=76.74$ kN
	SC_W4-1	$V_S=132.40$ kN $M_S=20.03$ kNm $\gamma=0.194$ $V_R=104.45$ kN	$V_S=153.30$ kN $M_S=23.20$ kNm $\gamma=0.240$ $V_R=91.02$ kN	$V_S=80.24$ kN $M_S=12.47$ kNm $\gamma=0.127$ $V_R=110.25$ kN
	SC_W6-1	$V_S=111.10$ kN $M_S=1.15$ kNm $\gamma=0.078$ $V_R=59.53$ kN	$V_S=105.40$ kN $M_S=0.67$ kNm $\gamma=0.049$ $V_R=59.11$ kN	$V_S=55.74$ kN $M_S=0.76$ kNm $\gamma=0.054$ $V_R=59.27$ kN
Ποδιές	SC_W3-5	$V_S=108.60$ kN $M_S=38.55$ kNm $\gamma=0.673 > 1/2$	$V_S=168.00$ kN $M_S=60.15$ kNm $\gamma=0.629 > 1/2$	$V_S=79.15$ kN $M_S=28.39$ kNm $\gamma=0.304$ $V_R=69.50$ kN

Imperial Valley – CMP

	Θέση ελέγχου	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB	Βάση με HDRB
Πεσσοί	SC_W2-2	$V_S=35.44$ kN $M_S=1.79$ kNm $\gamma=0.007$ $V_R=150.55$ kN	$V_S=8.89$ kN $M_S=0.24$ kNm $\gamma=0.001$ $V_R=152.93$ kN	$V_S=13.58$ kN $M_S=0.02$ kNm $\gamma=0.000$ $V_R=153.00$ kN
	SC_W2-3	$V_S=34.67$ kN $M_S=3.01$ kNm $\gamma=0.013$ $V_R=147.39$ kN	$V_S=8.36$ kN $M_S=0.85$ kNm $\gamma=0.003$ $V_R=157.08$ kN	$V_S=12.89$ kN $M_S=1.26$ kNm $\gamma=0.005$ $V_R=155.05$ kN
	SC_W3-3	$V_S=25.59$ kN $M_S=2.25$ kNm $\gamma=0.015$ $V_R=116.65$ kN	$V_S=10.25$ kN $M_S=0.76$ kNm $\gamma=0.005$ $V_R=119.27$ kN	$V_S=14.31$ kN $M_S=1.11$ kNm $\gamma=0.007$ $V_R=118.69$ kN
	SC_W3-4	$V_S=18.02$ kN $M_S=2.29$ kNm $\gamma=0.024$ $V_R=92.26$ kN	$V_S=7.28$ kN $M_S=0.81$ kNm $\gamma=0.008$ $V_R=96.64$ kN	$V_S=10.11$ kN $M_S=1.15$ kNm $\gamma=0.011$ $V_R=96.60$ kN
	SC_W4-2	$V_S=59.53$ kN $M_S=7.94$ kNm $\gamma=0.025$ $V_R=172.55$ kN	$V_S=17.00$ kN $M_S=2.93$ kNm $\gamma=0.009$ $V_R=173.03$ kN	$V_S=25.72$ kN $M_S=4.73$ kNm $\gamma=0.015$ $V_R=173.86$ kN
	SC_W4-3	$V_S=40.12$ kN $M_S=7.67$ kNm	$V_S=12.57$ kN $M_S=1.71$ kNm	$V_S=18.88$ kN $M_S=2.46$ kNm

		$\gamma=0.033$ $V_R=145.08 \text{ kN}$	$\gamma=0.009$ $V_R=137.55 \text{ kN}$	$\gamma=0.012$ $V_R=138.16 \text{ kN}$
	SC_W6-2	$V_S=37.85 \text{ kN}$ $M_S=1.21 \text{ kNm}$ $\gamma=0.006$ $V_R=141.70 \text{ kN}$	$V_S=10.12 \text{ kN}$ $M_S=0.05 \text{ kNm}$ $\gamma=0.000$ $V_R=131.67 \text{ kN}$	$V_S=15.34 \text{ kN}$ $M_S=0.08 \text{ kNm}$ $\gamma=0.000$ $V_R=133.21 \text{ kN}$
	SC_W6-3	$V_S=41.58 \text{ kN}$ $M_S=8.79 \text{ kNm}$ $\gamma=0.026$ $V_R=178.17 \text{ kN}$	$V_S=10.38 \text{ kN}$ $M_S=2.21 \text{ kNm}$ $\gamma=0.007$ $V_R=169.38 \text{ kN}$	$V_S=16.09 \text{ kN}$ $M_S=3.54 \text{ kNm}$ $\gamma=0.012$ $V_R=170.83 \text{ kN}$
Υπέρθυρα	SC_W2-1	$V_S=48.61 \text{ kN}$ $M_S=3.16 \text{ kNm}$ $\gamma=0.090$ $V_R=82.39 \text{ kN}$	$V_S=11.39 \text{ kN}$ $M_S=0.75 \text{ kNm}$ $\gamma=0.018$ $V_R=84.74 \text{ kN}$	$V_S=17.85 \text{ kN}$ $M_S=1.13 \text{ kNm}$ $\gamma=0.027$ $V_R=84.59 \text{ kN}$
	SC_W3-1	$V_S=32.85 \text{ kN}$ $M_S=0.48 \text{ kNm}$ $\gamma=0.027$ $V_R=71.43 \text{ kN}$	$V_S=13.19 \text{ kN}$ $M_S=0.18 \text{ kNm}$ $\gamma=0.010$ $V_R=71.67 \text{ kN}$	$V_S=18.38 \text{ kN}$ $M_S=0.27 \text{ kNm}$ $\gamma=0.014$ $V_R=71.71 \text{ kN}$
	SC_W3-2	$V_S=31.72 \text{ kN}$ $M_S=1.31 \text{ kNm}$ $\gamma=0.069$ $V_R=76.43 \text{ kN}$	$V_S=12.46 \text{ kN}$ $M_S=0.55 \text{ kNm}$ $\gamma=0.028$ $V_R=76.66 \text{ kN}$	$V_S=17.21 \text{ kN}$ $M_S=0.77 \text{ kNm}$ $\gamma=0.038$ $V_R=76.74 \text{ kN}$
	SC_W4-1	$V_S=42.06 \text{ kN}$ $M_S=6.37 \text{ kNm}$ $\gamma=0.062$ $V_R=111.47 \text{ kN}$	$V_S=12.77 \text{ kN}$ $M_S=1.93 \text{ kNm}$ $\gamma=0.020$ $V_R=109.76 \text{ kN}$	$V_S=19.34 \text{ kN}$ $M_S=2.91 \text{ kNm}$ $\gamma=0.030$ $V_R=110.25 \text{ kN}$
	SC_W6-1	$V_S=36.38 \text{ kN}$ $M_S=0.44 \text{ kNm}$ $\gamma=0.030$ $V_R=59.53 \text{ kN}$	$V_S=8.78 \text{ kN}$ $M_S=0.05 \text{ kNm}$ $\gamma=0.004$ $V_R=59.11 \text{ kN}$	$V_S=13.78 \text{ kN}$ $M_S=0.09 \text{ kNm}$ $\gamma=0.006$ $V_R=59.27 \text{ kN}$
Ποδιές	SC_W3-5	$V_S=35.35 \text{ kN}$ $M_S=12.57 \text{ kNm}$ $\gamma=0.219$ $V_R=72.00 \text{ kN}$	$V_S=14.00 \text{ kN}$ $M_S=5.01 \text{ kNm}$ $\gamma=0.052$ $V_R=95.50 \text{ kN}$	$V_S=19.51 \text{ kN}$ $M_S=7.00 \text{ kNm}$ $\gamma=0.075$ $V_R=94.66 \text{ kN}$

	Θέση ελέγχου	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB	Βάση με HDRB
Πεσσοί	SC_W2-2	V_S=96.60 kN M _S =5.07 kNm γ=0.020 V_R=150.55 kN	V_S=35.70 kN M _S =0.99 kNm γ=0.004 V_R=152.93 kN	V_S=18.87 kN M _S =0.13 kNm γ=0.001 V_R=153.00 kN
	SC_W2-3	V_S=97.89 kN M _S =9.20 kNm γ=0.039 V_R=147.39 kN	V_S=33.56 kN M _S =3.41 kNm γ=0.012 V_R=157.08 kN	V_S=17.96 kN M _S =2.00 kNm γ=0.007 V_R=155.05 kN
	SC_W3-3	V_S=66.35 kN M _S =5.89 kNm γ=0.039 V_R=116.65 kN	V_S=41.16 kN M _S =3.06 kNm γ=0.019 V_R=119.27 kN	V_S=19.45 kN M _S =1.54 kNm γ=0.010 V_R=118.69 kN
	SC_W3-4	V_S=46.90 kN M _S =6.00 kNm γ=0.063 V_R=92.26 kN	V_S=29.23 kN M _S =3.27 kNm γ=0.031 V_R=96.64 kN	V_S=13.71 kN M _S =1.57 kNm γ=0.015 V_R=96.60 kN
	SC_W4-2	V_S=135.00 kN M _S =16.30 kNm γ=0.051 V_R=172.55 kN	V_S=68.15 kN M _S =11.76 kNm γ=0.037 V_R=173.03 kN	V_S=34.58 kN M _S =6.09 kNm γ=0.019 V_R=173.86 kN
	SC_W4-3	V_S=75.58 kN M _S =11.89 kNm γ=0.052 V_R=145.08 kN	V_S=50.41 kN M _S =6.83 kNm γ=0.034 V_R=137.55 kN	V_S=25.25 kN M _S =3.33 kNm γ=0.017 V_R=138.16 kN
	SC_W6-2	V_S=98.27 kN M _S =3.10 kNm γ=0.015 V_R=141.70 kN	V_S=40.64 kN M _S =0.20 kNm γ=0.001 V_R=131.67 kN	V_S=21.18 kN M _S =0.01 kNm γ=0.000 V_R=133.21 kN
	SC_W6-3	V_S=107.70 kN M _S =23.06 kNm γ=0.067 V_R=178.17 kN	V_S=41.67 kN M _S =8.89 kNm γ=0.030 V_R=169.38 kN	V_S=22.19 kN M _S =4.62 kNm γ=0.015 V_R=170.83 kN
Υπέρθυρα	SC_W2-1	V_S=134.50 kN M _S =8.84 kNm γ=0.252 V_R=64.11 kN	V_S=45.78 kN M _S =3.02 kNm γ=0.071 V_R=84.74 kN	V_S=24.46 kN M _S =1.49 kNm γ=0.035 V_R=84.59 kN
	SC_W3-1	V_S=85.27 kN M _S =1.23kNm γ=0.069 V_R=71.43 kN	V_S=52.98 kN M _S =0.71 kNm γ=0.038 V_R=71.67 kN	V_S=24.83 kN M _S =0.43 kNm γ=0.023 V_R=71.71 kN
	SC_W3-2	V_S=83.04 kN M _S =3.31 kNm γ=0.173	V_S=50.06 kN M _S =2.19 kNm γ=0.111	V_S=23.20 kN M _S =1.10 kNm γ=0.055

		V_R=75.02 kN	V_R=76.66 kN	V_R=76.74 kN
	SC_W4-1	V_S=93.08 kN M _S =13.46 kNm γ=0.131 V_R=111.47 kN	V_S=51.21 kN M _S =7.75 kNm γ=0.080 V_R=109.76 kN	V_S=25.84 kN M _S =3.85 kNm γ=0.039 V_R=110.25 kN
	SC_W6-1	V_S=94.25 kN M _S =1.12 kNm γ=0.076 V_R=59.53 kN	V_S=35.25 kN M _S =0.23 kNm γ=0.017 V_R=59.11 kN	V_S=18.74 kN M _S =0.07 kNm γ=0.005 V_R=59.27 kN
Ποδιές	SC_W3-5	V_S=91.89 kN M _S =32.71 kNm γ=0.571>1/2	V_S=56.21 kN M _S =20.13 kNm γ=0.210 V_R=87.50 kN	V_S=26.53 kN M _S =9.51 kNm γ=0.102 V_R=94.66 kN

Northridge – SCH

	Θέση ελέγχου	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB	Βάση με HDRB
Πεσσοί	SC_W2-2	V_S=138.10 kN M _S =2.35 kNm γ=0.009 V_R=150.55 kN	V_S=213.40 kN M _S =5.93 kNm γ=0.023 V_R=152.93 kN	V_S=71.86 kN M _S =0.14 kNm γ=0.001 V_R=153.00 kN
	SC_W2-3	V_S=126.20 kN M _S =13.30 kNm γ=0.056 V_R=147.39 kN	V_S=200.60 kN M _S =20.45 kNm γ=0.074 V_R=157.08 kN	V_S=66.94 kN M _S =5.56 kNm γ=0.021 V_R=155.05 kN
	SC_W3-3	V_S=102.20 kN M _S =9.80 kNm γ=0.065 V_R=116.65 kN	V_S=246.10 kN M _S =18.32 kNm γ=0.115 V_R=119.27 kN	V_S=78.72 kN M _S =5.95 kNm γ=0.038 V_R=118.69 kN
	SC_W3-4	V_S=71.32 kN M _S =9.40 kNm γ=0.099 V_R=92.26 kN	V_S=174.70 kN M _S =19.55 kNm γ=0.185 V_R=93.72 kN	V_S=55.82 kN M _S =6.40 kNm γ=0.061 V_R=96.60 kN
	SC_W4-2	V_S=277.70 kN M _S =41.04 kNm γ=0.129 V_R=172.55 kN	V_S=408.20 kN M _S =70.44 kNm γ=0.220 V_R=155.79 kN	V_S=144.90 kN M _S =25.64 kNm γ=0.079 V_R=173.86 kN
	SC_W4-3	V_S=176.80 kN M _S =30.64 kNm γ=0.134 V_R=145.08 kN	V_S=301.90 kN M _S =40.96 kNm γ=0.205 V_R=127.41 kN	V_S=106.70 kN M _S =13.93 kNm γ=0.069 V_R=138.16 kN
	SC_W6-2	V_S=156.30 kN M _S =1.99 kNm γ=0.009	V_S=243.10 kN M _S =1.20 kNm γ=0.007	V_S=82.82 kN M _S =0.78 kNm γ=0.004

		V_R=141.70 kN	V_R=131.67 kN	V_R=133.21 kN
	SC_W6-3	V_S=174.20 kN M _S =29.53 kNm γ=0.086 V_R=178.17 kN	V_S=249.30 kN M _S =53.10kNm γ=0.177 V_R=166.03 kN	V_S=86.44 kN M _S =20.10 kNm γ=0.065 V_R=170.83 kN
Υπέρθυρα	SC_W2-1	V_S=180.00 kN M _S =12.52 kNm γ=0.357 V_R=41.59 kN	V_S=273.60 kN M _S =18.04 kNm γ=0.422 V_R=29.96 kN	V_S=95.30 kN M _S =6.88 kNm γ=0.163 V_R=84.59 kN
	SC_W3-1	V_S=126.60 kN M _S =3.14 kNm γ=0.176 V_R=69.67 kN	V_S=316.70 kN M _S =4.27 kNm γ=0.230 V_R=59.28 kN	V_S=102.40 kN M _S =0.81 kNm γ=0.043 V_R=71.71 kN
	SC_W3-2	V_S=120.80 kN M _S =6.48 kNm γ=0.339 V_R=39.91 kN	V_S=299.20 kN M _S =13.12 kNm γ=0.662>1/2	V_S=95.93 kN M _S =3.53 kNm γ=0.176 V_R=74.78 kN
	SC_W4-1	V_S=195.20 kN M _S =29.70 kNm γ=0.288 V_R=80.61 kN	V_S=306.70 kN M _S =46.40 kNm γ=0.481 V_R=29.92 kN	V_S=109.50 kN M _S =17.02 kNm γ=0.173 V_R=108.56 kN
	SC_W6-1	V_S=141.50 kN M _S =0.73 kNm γ=0.049 V_R=59.53 kN	V_S=210.80 kN M _S =1.35 kNm γ=0.098 V_R=59.11 kN	V_S=76.15 kN M _S =1.03 kNm γ=0.073 V_R=59.27 kN
Ποδιές	SC_W3-5	V_S=143.40 kN M _S =50.40 kNm γ=0.880>1/2	V_S=336.10 kN M _S =120.3 kNm γ=1.258>1/2	V_S=108.10 kN M _S =38.78 kNm γ=0.416 V_R=49.13 kN

Northridge – LF6

	Θέση ελέγχου	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB	Βάση με HDRB
Πεσσοί	SC_W2-2	V_S=125.80 kN M _S =5.80 kNm γ=0.023 V_R=150.55 kN	V_S=168.30 kN M _S =4.76 kNm γ=0.018 V_R=152.93 kN	V_S=67.81 kN M _S =0.13 kNm γ=0.001 V_R=153.00 kN
	SC_W2-3	V_S=125.90 kN M _S =12.02 kNm γ=0.051 V_R=147.39 kN	V_S=158.10 kN M _S =16.10 kNm γ=0.058 V_R=157.08 kN	V_S=63.15 kN M _S =5.22 kNm γ=0.019 V_R=155.05 kN
	SC_W3-3	V_S=92.60 kN M _S =8.35 kNm γ=0.055	V_S=194.00 kN M _S =14.45 kNm γ=0.091	V_S=74.33 kN M _S =5.62 kNm γ=0.036

		V_R=116.65 kN	V_R=119.27 kN	V_R=118.69 kN
	SC_W3-4	V_S=65.00 kN M _S =8.33 kNm γ=0.088 V_R=92.26 kN	V_S=137.80 kN M _S =15.42 kNm γ=0.146 V_R=96.64 kN	V_S=52.71 kN M _S =6.05 kNm γ=0.057 V_R=96.60 kN
	SC_W4-2	V_S=237.60 kN M _S =35.40 kNm γ=0.111 V_R=172.55 kN	V_S=322.00 kN M _S =55.58 kNm γ=0.174 V_R=170.78 kN	V_S=136.90 kN M _S =24.22 kNm γ=0.075 V_R=173.86 kN
	SC_W4-3	V_S=151.60 kN M _S =25.81 kNm γ=0.113 V_R=145.08 kN	V_S=238.10 kN M _S =32.31 kNm γ=0.162 V_R=137.55 kN	V_S=100.80 kN M _S =13.16 kNm γ=0.065 V_R=138.16 kN
	SC_W6-2	V_S=139.30 kN M _S =3.63 kNm γ=0.017 V_R=141.70 kN	V_S=191.70 kN M _S =0.92 kNm γ=0.005 V_R=131.67 kN	V_S=78.18 kN M _S =0.74 kNm γ=0.004 V_R=133.21 kN
	SC_W6-3	V_S=153.10 kN M _S =30.65 kNm γ=0.089 V_R=178.17 kN	V_S=196.60 kN M _S =41.81 kNm γ=0.139 V_R=169.38 kN	V_S=81.60 kN M _S =19.00 kNm γ=0.062 V_R=170.83 kN
Υπέρθυρα	SC_W2-1	V_S=172.70 kN M _S =10.90 kNm γ=0.310 V_R=51.50 kN	V_S=215.60 kN M _S =14.21 kNm γ=0.332 V_R=49.19 kN	V_S=89.94 kN M _S =6.50 kNm γ=0.154 V_R=84.59 kN
	SC_W3-1	V_S=117.60 kN M _S =2.17 kNm γ=0.121 V_R=71.43 kN	V_S=249.60 kN M _S =3.37 kNm γ=0.181 V_R=68.78 kN	V_S=96.68 kN M _S =0.75 kNm γ=0.040 V_R=71.71 kN
	SC_W3-2	V_S=113.00 kN M _S =5.14 kNm γ=0.269 V_R=54.75 kN	V_S=235.90 kN M _S =10.36 kNm γ=0.523>1/2 V_R=59.11 kN	V_S=90.59 kN M _S =3.32 kNm γ=0.165 V_R=76.74 kN
	SC_W4-1	V_S=170.20 kN M _S =26.61 kNm γ=0.258 V_R=88.23 kN	V_S=241.80 kN M _S =36.59 kNm γ=0.279 V_R=90.11 kN	V_S=103.50 kN M _S =16.08 kNm γ=0.163 V_R=110.25 kN
	SC_W6-1	V_S=131.30 kN M _S =1.37 kNm γ=0.093 V_R=59.53 kN	V_S=166.20 kN M _S =1.06 kNm γ=0.077 V_R=59.11 kN	V_S=71.90 kN M _S =0.98 kNm γ=0.069 V_R=59.27 kN
Ποδιές	SC_W3-5	V_S=128.40 kN M _S =45.50 kNm γ=0.794>1/2	V_S=265.00 kN M _S =94.88 kNm γ=0.992>1/2	V_S=102.10 kN M _S =36.62 kNm γ=0.392 V_R=53.36 kN

	Θέση ελέγχου	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB	Βάση με HDRB
Πεσσοί	SC_W2-2	V_S=63.91 kN M _S =3.05 kNm γ=0.012 V_R=150.55 kN	V_S=39.76 kN M _S =1.10 kNm γ=0.004 V_R=152.93 kN	V_S=20.97 kN M _S =0.30 kNm γ=0.001 V_R=153.00 kN
	SC_W2-3	V_S=64.45 kN M _S =5.38 kNm γ=0.023 V_R=147.39 kN	V_S=37.39 kN M _S =3.83 kNm γ=0.014 V_R=157.08 kN	V_S=19.54 kN M _S =1.67 kNm γ=0.019 V_R=155.05 kN
	SC_W3-3	V_S=50.85 kN M _S =4.30 kNm γ=0.029 V_R=116.65 kN	V_S=45.82 kN M _S =3.41 kNm γ=0.021 V_R=119.27 kN	V_S=22.84 kN M _S =1.74 kNm γ=0.011 V_R=118.69 kN
	SC_W3-4	V_S=35.56 kN M _S =4.45 kNm γ=0.047 V_R=92.26 kN	V_S=32.53 kN M _S =3.64 kNm γ=0.035 V_R=96.64 kN	V_S=16.17 kN M _S =1.85 kNm γ=0.018 V_R=96.60 kN
	SC_W4-2	V_S=145.70 kN M _S =21.76 kNm γ=0.068 V_R=172.55 kN	V_S=75.88 kN M _S =13.09 kNm γ=0.041 V_R=173.03 kN	V_S=42.55 kN M _S =7.53 kNm γ=0.023 V_R=173.86 kN
	SC_W4-3	V_S=93.69 kN M _S =15.62 kNm γ=0.068 V_R=145.08 kN	V_S=56.13 kN M _S =7.61 kNm γ=0.038 V_R=137.55 kN	V_S=31.31 kN M _S =4.14 kNm γ=0.021 V_R=138.16 kN
	SC_W6-2	V_S=74.50 kN M _S =2.68 kNm γ=0.013 V_R=141.70 kN	V_S=45.27 kN M _S =0.22 kNm γ=0.001 V_R=131.67 kN	V_S=24.21 kN M _S =0.18 kNm γ=0.001 V_R=133.21 kN
	SC_W6-3	V_S=82.02 kN M _S =17.49 kNm γ=0.051 V_R=178.17 kN	V_S=46.42 kN M _S =9.88 kNm γ=0.033 V_R=169.38 kN	V_S=25.33 kN M _S =5.76 kNm γ=0.019 V_R=170.83 kN
Υπέρθυρα	SC_W2-1	V_S=89.51 kN M _S =6.40 kNm γ=0.182 V_R=79.03 kN	V_S=50.96 kN M _S =3.36 kNm γ=0.079 V_R=84.74 kN	V_S=27.65 kN M _S =1.93 kNm γ=0.046 V_R=84.59 kN
	SC_W3-1	V_S=65.38 kN M _S =0.94 kNm γ=0.053 V_R=71.43 kN	V_S=58.96 kN M _S =0.80 kNm γ=0.043 V_R=71.67 kN	V_S=29.58 kN M _S =0.29 kNm γ=0.016 V_R=71.71 kN
	SC_W3-2	V_S=62.27 kN M _S =2.68 kNm γ=0.140	V_S=55.71 kN M _S =2.44 kNm γ=0.123	V_S=27.68 kN M _S =1.08 kNm γ=0.054

		V_R=76.43 kN	V_R=76.66 kN	V_R=76.74 kN
	SC_W4-1	V_S=106.50 kN M _S =17.71 kNm γ=0.166 V_R=111.47 kN	V_S=57.00 kN M _S =8.62 kNm γ=0.089 V_R=109.76 kN	V_S=32.09 kN M _S =4.95 kNm γ=0.050 V_R=110.25 kN
	SC_W6-1	V_S=72.77 kN M _S =0.92 kNm γ=0.062 V_R=59.53 kN	V_S=39.24 kN M _S =0.25 kNm γ=0.018 V_R=59.11 kN	V_S=22.10 kN M _S =0.25 kNm γ=0.018 V_R=59.27 kN
Ποδιές	SC_W3-5	V_S=69.46 kN M _S =24.73 kNm γ=0.432 V_R=33.16 kN	V_S=62.57 kN M _S =22.40 kNm γ=0.234 V_R=83.16 kN	V_S=31.32 kN M _S =11.23 kNm γ=0.120 V_R=94.66 kN

Gazli - KAR

	Θέση ελέγχου	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB	Βάση με HDRB
Πεσσοί	SC_W2-2	V_S=240.90 kN M _S =20.16 kNm γ=0.081 V_R=150.55 kN	V_S=157.40 kN M _S =4.36 kNm γ=0.017 V_R=152.93 kN	V_S=50.39 kN M _S =0.03 kNm γ=0.000 V_R=153.00 kN
	SC_W2-3	V_S=257.50 kN M _S =19.57 kNm γ=0.082 V_R=147.39 kN	V_S=148.00 kN M _S =15.16 kNm γ=0.055 V_R=157.08 kN	V_S=46.94 kN M _S =4.00 kNm γ=0.015 V_R=155.05 kN
	SC_W3-3	V_S=169.00 kN M _S =13.46 kNm γ=0.089 V_R=116.65 kN	V_S=181.50 kN M _S =13.51 kNm γ=0.085 V_R=119.27 kN	V_S=55.01 kN M _S =4.18 kNm γ=0.027 V_R=118.69 kN
	SC_W3-4	V_S=120.20 kN M _S =14.75 kNm γ=0.155 V_R=92.26 kN	V_S=128.80 kN M _S =14.42 kNm γ=0.137 V_R=96.64 kN	V_S=38.99 kN M _S =4.48 kNm γ=0.043 V_R=96.60 kN
	SC_W4-2	V_S=544.20 kN M _S =94.26 kNm γ=0.297 V_R=130.61 kN	V_S=301.00 kN M _S =51.95 kNm γ=0.162 V_R=173.03 kN	V_S=101.30 kN M _S =17.93 kNm γ=0.055 V_R=173.86 kN
	SC_W4-3	V_S=389.40 kN M _S =65.74 kNm γ=0.287 V_R=113.65 kN	V_S=222.70 kN M _S =30.23 kNm γ=0.152 V_R=137.55 kN	V_S=74.51 kN M _S =9.77 kNm γ=0.048 V_R=138.16 kN
	SC_W6-2	V_S=243.00 kN M _S =12.46 kNm γ=0.058	V_S=179.40 kN M _S =0.86 kNm γ=0.005	V_S=58.05 kN M _S =0.49 kNm γ=0.003

		V_R=141.70 kN	V_R=131.67 kN	V_R=133.21 kN
	SC_W6-3	V_S=262.50 kN M _S =67.36 kNm γ=0.196 V_R=168.57 kN	V_S=183.90 kN M _S =39.12 kNm γ=0.130 V_R=169.38 kN	V_S=60.61 kN M _S =13.95 kNm γ=0.045 V_R=170.83 kN
Υπέρθυρα	SC_W2-1	V_S=361.30 kN M _S =25.30 kNm γ=0.721>1/2	V_S=201.70 kN M _S =13.30 kNm γ=0.311 V_R=53.76 kN	V_S=66.63 kN M _S =4.77 kNm γ=0.113 V_R=84.59 kN
	SC_W3-1	V_S=223.50 kN M _S =1.68 kNm γ=0.094 V_R=71.43 kN	V_S=233.50 kN M _S =3.16 kNm γ=0.170 V_R=71.00 kN	V_S=71.45 kN M _S =0.60 kNm γ=0.032 V_R=71.71 kN
	SC_W3-2	V_S=219.20 kN M _S =6.90 kNm γ=0.361 V_R=35.26 kN	V_S=220.60 kN M _S =9.69 kNm γ=0.489 V_R=8.48 kN	V_S=66.92 kN M _S =2.50 kNm γ=0.125 V_R=76.74 kN
	SC_W4-1	V_S=425.40 kN M _S =74.49 kNm γ=0.723>1/2	V_S=226.20 kN M _S =34.22 kNm γ=0.355 V_R=62.00 kN	V_S=76.49 kN M _S =11.86 kNm γ=0.121 V_R=110.25 kN
	SC_W6-1	V_S=246.40 kN M _S =4.25 kNm γ=0.287 V_R=40.21 kN	V_S=155.50 kN M _S =0.99 kNm γ=0.072 V_R=59.11 kN	V_S=53.21 kN M _S =0.69 kNm γ=0.049 V_R=59.27 kN
Ποδιές	SC_W3-5	V_S=228.70 kN M _S =82.44 kNm γ=1.439>1/2	V_S=247.80 kN M _S =88.73 kNm γ=0.927>1/2	V_S=75.56 kN M _S =27.10 kNm γ=0.290 V_R=72.03 kN

Tabas - TAB

	Θέση ελέγχου	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB	Βάση με HDRB
Πεσσοί	SC_W2-2	V_S=298.40 kN M _S =21.37 kNm γ=0.086 V_R=150.55 kN	V_S=108.30 kN M _S =3.11 kNm γ=0.012 V_R=152.93 kN	V_S=56.93 kN M _S =0.07 kNm γ=0.000 V_R=153.00 kN
	SC_W2-3	V_S=300.00 kN M _S =21.58 kNm γ=0.091 V_R=147.39 kN	V_S=101.60 kN M _S =10.37 kNm γ=0.037 V_R=157.08 kN	V_S=53.00 kN M _S =4.44 kNm γ=0.017 V_R=155.05 kN
	SC_W3-3	V_S=233.30 kN M _S =19.41 kNm γ=0.129	V_S=124.70 kN M _S =9.30 kNm γ=0.059	V_S=62.31 kN M _S =4.72 kNm γ=0.030

		V_R=116.65 kN	V_R=119.27 kN	V_R=118.69 kN
	SC_W3-4	V_S=164.00 kN M _S =20.41 kNm γ=0.215 V_R=84.77 kN	V_S=88.56 kN M _S =9.92 kNm γ=0.094 V_R=96.64 kN	V_S=44.17 kN M _S =5.07 kNm γ=0.048 V_R=96.60 kN
	SC_W4-2	V_S=590.10 kN M _S =84.53 kNm γ=0.266 V_R=140.49 kN	V_S=207.30 kN M _S =35.80 kNm γ=0.112 V_R=173.03 kN	V_S=115.00 kN M _S =20.35 kNm γ=0.063 V_R=173.86 kN
	SC_W4-3	V_S=372.00 kN M _S =60.55 kNm γ=0.264 V_R=119.58 kN	V_S=153.30 kN M _S =20.83 kNm γ=0.104 V_R=137.55 kN	V_S=84.65 kN M _S =11.10 kNm γ=0.055 V_R=138.16 kN
	SC_W6-2	V_S=342.20 kN M _S =14.19 kNm γ=0.067 V_R=141.70 kN	V_S=123.30 kN M _S =0.57 kNm γ=0.003 V_R=131.67 kN	V_S=65.67 kN M _S =0.58 kNm γ=0.003 V_R=133.21 kN
	SC_W6-3	V_S=373.00 kN M _S =85.43 kNm γ=0.249 V_R=151.42 kN	V_S=126.50 kN M _S =26.83 kNm γ=0.089 V_R=169.38 kN	V_S=68.56 kN M _S =15.85 kNm γ=0.052 V_R=170.83 kN
Υπέρθυρα	SC_W2-1	V_S=429.70 kN M _S =29.07 kNm γ=0.828>1/2	V_S=138.50 kN M _S =9.12 kNm γ=0.213 V_R=74.75 kN	V_S=75.37 kN M _S =5.42 kNm γ=0.128 V_R=84.59 kN
	SC_W3-1	V_S=303.40 kN M _S =3.51 kNm γ=0.196 V_R=65.61 kN	V_S=160.50 kN M _S =2.18 kNm γ=0.117 V_R=71.67 kN	V_S=80.98 kN M _S =0.66 kNm γ=0.035 V_R=71.71 kN
	SC_W3-2	V_S=291.00 kN M _S =11.10 kNm γ=0.581>1/2	V_S=151.60 kN M _S =6.67 kNm γ=0.337 V_R=40.71 kN	V_S=75.84 kN M _S =2.81 kNm γ=0.140 V_R=76.74 kN
	SC_W4-1	V_S=431.10 kN M _S =68.52 kNm γ=0.665>1/2	V_S=155.70 kN M _S =23.55 kNm γ=0.244 V_R=90.09 kN	V_S=86.90 kN M _S =13.49 kNm γ=0.137 V_R=110.25 kN
	SC_W6-1	V_S=338.00 kN M _S =5.31 kNm γ=0.359 V_R=28.73 kN	V_S=106.90 kN M _S =0.67 kNm γ=0.049 V_R=59.11 kN	V_S=60.29 kN M _S =0.80 kNm γ=0.057 V_R=59.27 kN
Ποδιές	SC_W3-5	V_S=319.40 kN M _S =113.95 kNm γ=1.989>1/2	V_S=170.40 kN M _S =61.00 kNm γ=0.638>1/2	V_S=85.58 kN M _S =30.69 kNm γ=0.329 V_R=64.99 kN

Lefkada (Long)

	Θέση ελέγχου	Αρθρωμένη βάση	Βάση με LDRB	Βάση με HDRB
Πεσσοί	SC_W2-2	V_S=74.10 kN M _S =1.98 kNm γ=0.008 V_R=150.55 kN	V_S=53.73 kN M _S =1.46 kNm γ=0.006 V_R=152.93 kN	V_S=32.72 kN M _S =0.04 kNm γ=0.000 V_R=153.00 kN
	SC_W2-3	V_S=72.22 kN M _S =7.86 kNm γ=0.033 V_R=147.39 kN	V_S=50.54 kN M _S =5.11 kNm γ=0.018 V_R=157.08 kN	V_S=30.58 kN M _S =2.63 kNm γ=0.010 V_R=155.05 kN
	SC_W3-3	V_S=54.37 kN M _S =5.18 kNm γ=0.034 V_R=116.65 kN	V_S=62.00 kN M _S =4.61 kNm γ=0.029 V_R=119.27 kN	V_S=35.60 kN M _S =2.70 kNm γ=0.017 V_R=118.69 kN
	SC_W3-4	V_S=38.00 kN M _S =4.98 kNm γ=0.052 V_R=92.26 kN	V_S=44.04 kN M _S =4.92 kNm γ=0.047 V_R=96.64 kN	V_S=25.23 kN M _S =2.89 kNm γ=0.027 V_R=96.60 kN
	SC_W4-2	V_S=138.10 kN M _S =20.05 kNm γ=0.063 V_R=172.55 kN	V_S=102.60 kN M _S =17.71 kNm γ=0.056 V_R=173.03 kN	V_S=65.24 kN M _S =11.53 kNm γ=0.036 V_R=173.86 kN
	SC_W4-3	V_S=87.04 kN M _S =14.98 kNm γ=0.066 V_R=145.08 kN	V_S=75.94 kN M _S =10.27 kNm γ=0.051 V_R=137.55 kN	V_S=47.98 kN M _S =6.26 kNm γ=0.031 V_R=138.16 kN
	SC_W6-2	V_S=83.45 kN M _S =1.20 kNm γ=0.006 V_R=141.70 kN	V_S=61.17 kN M _S =0.32 kNm γ=0.002 V_R=131.67 kN	V_S=37.58 kN M _S =0.32 kNm γ=0.002 V_R=133.21 kN
	SC_W6-3	V_S=92.45 kN M _S =16.26 kNm γ=0.047 V_R=178.17 kN	V_S=62.72 kN M _S =13.42 kNm γ=0.045 V_R=169.38 kN	V_S=39.25 kN M _S =9.04 kNm γ=0.029 V_R=170.83 kN
Υπέρθυρα	SC_W2-1	V_S=97.18 kN M _S =5.73 kNm γ=0.163 V_R=82.39 kN	V_S=68.96 kN M _S =4.56 kNm γ=0.107 V_R=84.74 kN	V_S=43.32 kN M _S =3.07 kNm γ=0.073 V_R=84.59 kN
	SC_W3-1	V_S=67.57 kN M _S =1.65 kNm γ=0.092 V_R=71.43 kN	V_S=79.82 kN M _S =1.06 kNm γ=0.057 V_R=71.67 kN	V_S=46.21 kN M _S =0.41 kNm γ=0.022 V_R=71.71 kN
	SC_W3-2	V_S=64.66 kN M _S =3.39 kNm γ=0.178	V_S=75.44 kN M _S =3.30 kNm γ=0.167	V_S=43.29 kN M _S =1.65 kNm γ=0.082

		V_R=74.13 kN	V_R=76.66 kN	V_R=76.74 kN
	SC_W4-1	V_S=96.88 kN M _S =14.61 kNm γ=0.142 V_R=111.47 kN	V_S=77.15 kN M _S =11.67 kNm γ=0.121 V_R=109.76 kN	V_S=49.26 kN M _S =7.61 kNm γ=0.077 V_R=110.25 kN
	SC_W6-1	V_S=75.74 kN M _S =0.47 kNm γ=0.032 V_R=59.53 kN	V_S=53.09 kN M _S =0.35 kNm γ=0.025 V_R=59.11 kN	V_S=34.41 kN M _S =0.43 kNm γ=0.030 V_R=59.27 kN
Ποδιές	SC_W3-5	V_S=76.18 kN M _S =26.81 kNm γ=0.468 V_R=26.52 kN	V_S=84.66 kN M _S =30.32 kNm γ=0.317 V_R=68.01 kN	V_S=48.84 kN M _S =17.52 kNm γ=0.188 V_R=90.81 kN

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Steward (2001), “Chapter 4 : Characteristics of near-fault ground motions”
- [2] Somerville P.G, “Magnitude scaling of the near-fault rupture directivity pulse” *Physics of the Earth and Planetary Interiors*, pp.201-212 (2003)
- [3] Krawinkler H., Alavi B., Zareian F., “Impact of near-fault pulses on engineering design”
- [4] Mavroeidis G.P, Papageorgiou A.S, “A Mathematical Representation of Near-Fault Ground Motions” *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 93, No. 3, pp.1099-1131, June 2003.
- [5] Shuang LI, Li-li XIE, “Progress and trend on near-field problems in civil engineering” *Acta Seismologica Sinica*, Vol. 20, No. 1, pp.105-114, January 2007.
- [6] Chopra A., “Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering” *Prentice Hall*, 2004.
- [7] Ahmadi G., “Overview of Base Isolation, Passive and Active Vibration Control Strategies for Aseismic Design of Structures” *Scientica Iranica*, Vol. 2, No. 2, Sharif University of Technology, July 1995.
- [8] Symans M.D., “Instructional Material Complementing FEMA 451, Design Examples : «Seismic Protective Systems: Seismic isolation»”
- [9] Skinner I., Kelly T., Robinson W.H., “Seismic Isolation for Designers and Structural Engineers”
- [10] Ευρωκώδικας 8, Μέρος 1 : “Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια”
- [11] “Οδηγίες για μελέτη γεφυρών με σεισμική μόνωση” *Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ*, Ιούνιος 2007
- [12] CSI, “Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of 3-Dimensional Structures, Reference Manual” *Computers and Structures Inc.*, Berkeley, CA, USA, April 2009.
- [13] Βλάχου Ε., “Σεισμική μόνωση κτιρίου Ι – Μ.Ε.Λ.Τ” *Μεταπτυχιακή εργασία*, Ελληνικό Ανοικτό Πανεπιστήμιο, Μάιος 2010.
- [14] Βιντζηλαίου Ε., “Σημειώσεις για το μάθημα Μηχανική της Τοιχοποιίας (οπλισμένης και άοπλης)” *Ε.Μ.Π*, Αθήνα, Σεπτέμβριος 2005.