



Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας
Πολυτεχνική Σχολή
Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών

Ακαδημαϊκό Έτος 2004 - 2005

Διπλωματική Εργασία

“Διερεύνηση της Επιρροής Κατασκευαστικών
Πρακτικών στην Φέρουσα Ικανότητα των Κατασκευών”



Μάρθα Α. Γεράκη
Α.Φ.Μ 0800009

Επιβλέπων καθ.: Δρ. Λαγαρός Νικόλαος

Βόλος, 14 Ιουλίου 2005



**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΥΠΗΡΕΣΙΑ ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗΣ & ΠΛΗΡΟΦΟΡΗΣΗΣ
ΕΙΔΙΚΗ ΣΥΛΛΟΓΗ «ΓΚΡΙΖΑ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ»**

Αριθ. Εισ.: 4535/1
Ημερ. Εισ.: 15-07-2005
Δωρεά: Συγγραφέα
Ταξιθετικός Κωδικός: ΠΤ – ΠΜ
2005
ΓΕΡ

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

Ακαδημαϊκό Έτος 2004 – 2005

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

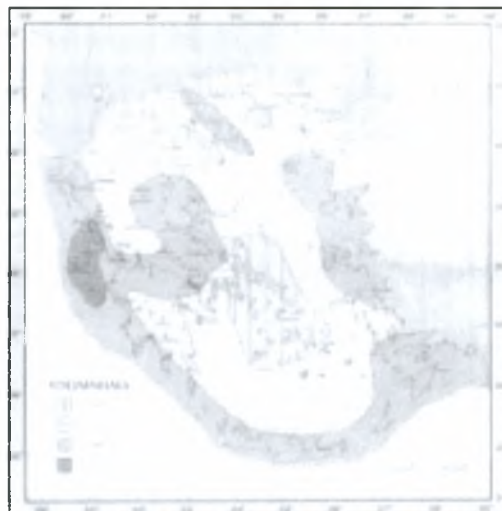
« Διερεύνηση Της Επιρροής Κατασκευαστικών Πρακτικών Στην
Φέρουσα Ικανότητα Των Κατασκευών »

Μάρθα Α. Γεράκη
Α.Φ.Μ. 0800009

Επιβλέπων καθ.: Δρ. Λαγαρός Νικόλαος

Βόλος 14 Ιουλίου 2005

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΕΠΙΡΡΟΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΩΝ ΠΡΑΚΤΙΚΩΝ ΣΤΗΝ
ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ



Επί τέσσερα εκατομμύρια χρόνια περίπου, το πρώτο νησί αγωνιζόταν στην αγκαλιά της θάλασσας, πάσχιζε να γεννηθεί σαν νησί με σάρκα και οστά. Επί τέσσερα εκατομμύρια «βυθισμένα χρόνια» περίπου, το υπόγειο ηφαίστειο σφύριζε και ...ξερνούσε βράχους, αλλά παρέμενε κρυμμένο κάτω από τα σκοτεινά νερά της ταραγμένης θάλασσας ...ένα μικρό αναρριχώμενο κούφιο πράγμα, χωρίς καμία σημασία.
James A. Michener, Χαβάη



Αφορμή για την πραγματοποίηση της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτέλεσε η δημοσιευμένη εργασία «Critisism of Current Seismic Design and contruction Practice in Venezuela: a Bleak Perspective». Οι συγγραφείς Searer και Fierro κατέγραψαν τις κατασκευαστικές πρακτικές που επικρατούν στο Καραϊκας στη Βενεζουέλα για λογαριασμό ενός κυβερνητικού οργανισμού. Παρατήρησαν λοιπόν πολλές περιπτώσεις οικοδομών με πιλοτή, με κοντά υποστυλώματα κ.α. Με βάση αυτή την εργασία καταστρώθηκαν και τα μοντέλα που εξετάστηκαν στην παρούσα διπλωματική.

Ανάλογες κατασκευαστικές πρακτικές με αυτές στην Βενεζουέλα παρατηρούνται και στον ελλαδικό χώρο. Η πιλοτή, τα κοντά υποστυλώματα, τα φυτευτά εδραζόμενα σε δοκούς υποστυλώματα είναι πρακτικές που παρατηρούνται αρκετά συχνά και στην δική μας χώρα. Επιπλέον η έντονη σεισμικότητα που παρουσιάζει η χώρα μας αποτελεί ένα επιπλέον κίνητρο για έρευνα της συμπεριφοράς των κατασκευών αυτών που περιλαμβάνουν τέτοιου είδους κατασκευαστικές πρακτικές.

Στο πρώτο κεφάλαιο της παρούσας διπλωματικής αναφέρονται στοιχεία που ισχύουν για κάθε μία από τις υπό εξέταση κατασκευαστικές πρακτικές. Στοιχεία θεωρητικά, όσον αφορά τα φαινόμενα που αναπτύσσονται σε κάθε περίπτωση, και στοιχεία πρακτικά, που επιβάλλονται από τον ΕΚΩΣ και τον ΕΑΚ2000 για κάθε περίπτωση.

Στο δεύτερο κεφάλαιο προσεγγίζονται θεωρητικά οι μέθοδοι που θα χρησιμοποιηθούν στα πλαίσια της εργασίας για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας των υπό εξέταση κατασκευών. Οι μέθοδοι που αναπτύσσονται είναι η PushOver ανάλυση και η Μεθόδου Φασματικής Ικανότητας. Από την PushOver θα προκύψουν καμπύλες οι οποίες θα χρησιμοποιηθούν για την εφαρμογή της Μεθόδου Φασματικής Ικανότητας.

Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι σεισμικές διεγέρσεις που θα χρησιμοποιηθούν για τους σκοπούς της παρούσας εργασίας και οι οποίες προέρχονται από περιοχές στην Αμερική. Οι σεισμικές διεγέρσεις χωρίζονται σε τρεις

κατηγορίες: 10in50, 2in50 και 50in50 πιθανότητα επανεμφάνισης του συμβάντος. Γίνεται η κανονικοποίηση των επιταχυνσιογραφημάτων για την προσαρμογή στα ελληνικά δεδομένα και έπειτα παράγονται τα κανονικοποιημένα φάσματα επιταχύνσεων για τις τρεις κατηγορίες σεισμικών διεγέρσεων. Τέλος παράγεται για την κάθε κατηγορία και για την κάθε διεύθυνση σεισμού το αντίστοιχο μέσο φάσμα (median) που θα χρησιμοποιηθεί στην εφαρμογή της μεθόδου φασματικής ικανότητας.

Στο τέταρτο κεφάλαιο περιγράφονται τα μοντέλα που καταστρώθηκαν για να προσομοιώσουν τις διάφορες περιπτώσεις που θα εξεταστούν. Παριστάνονται γραφικά όλα τα υπό εξέταση μοντέλα καθώς και οι υπό εξέταση συνδυασμοί τους.

Στο πέμπτο κεφάλαιο εφαρμόζεται αναλυτικά η push over ανάλυση για κάθε μοντέλο που περιγράφει από το προηγούμενο κεφάλαιο. Γίνεται push over ανάλυση για τις δυο διευθύνσεις του σεισμού. Παρουσιάζονται τα διαγράμματα για το κάθε μοντέλο ξεχωριστά. Στο τέλος του κεφαλαίου παρουσιάζονται συγκεντρωτικά οι καμπύλες που προέκυψαν για κάθε διεύθυνση, για την χ διεύθυνση και για την z διεύθυνση.

Στο έκτο κεφάλαιο εφαρμόζεται η μέθοδος φασματικής ικανότητας για την εύρεση του σημείου επιτελεστικότητας της υπό εξέταση κατασκευής. Εξετάζονται χωριστά οι περιπτώσεις για POV καμπύλη κατά χ και κατά z . Για κάθε μια καμπύλη εφαρμόζεται η μέθοδος φασματικής ικανότητας για όλα τα φάσματα που υπολογίστηκαν στο κεφάλαιο 3. Δηλαδή για το αρχικό μοντέλο για την καμπύλη κατά χ εφαρμόζεται η μέθοδος φασματικής ικανότητας για το φάσμα 2in50 χ , 2in50 z , 10in50 χ , 10in50 z , 50in50 χ , 50in50 z . Αναλυτικά αναπτύσσεται η διαδικασία για την καμπύλη POV κατά x του αρχικού μοντέλου για το φάσμα που αφορά την περίπτωση 10in50 χ . Για τις υπόλοιπες περιπτώσεις παρατίθεται μόνο τα γραφήματα που προκύπτουν από την εφαρμογή της μεθόδου και σημειώνονται κάποια σχόλια επ' αυτών.

Στο έβδομο κεφάλαιο αναφέρονται τα συμπεράσματα τα οποία προέκυψαν μετά την ολοκλήρωση όλων των εργασιών.

Η εργασία αυτή αποτέλεσε μια προσπάθεια διερεύνησης της συμπεριφοράς των κατασκευών που περιλαμβάνουν κατασκευαστικές πρακτικές που εφαρμόζονται ευρύτατα στη χώρα μας. Εκπονήθηκε κατά τον τελευταίο έτος του πενταετούς κύκλου σπουδών, στο τμήμα Πολιτικών Μηχανικών της Πολυτεχνικής σχολής του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας.

Κλείνοντας την σύντομη αυτή εισαγωγή αισθάνομαι την ανάγκη να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα αυτής της εργασίας και διδάσκοντα του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας με σύμβαση Π.Δ. 407/80, κ.

Λαγαρό Νικόλαο για την πολύτιμη καθοδήγηση και υποστήριξη του κατά την εκτέλεση της διπλωματικής εργασίας, για την άριστη συνεργασία μας και το ευχάριστο κλίμα συνεργασίας και για την προθυμία από μέρους του για την επίλυση οποιασδήποτε απορίας μου. Επιπλέον θα ήθελα να τον ευχαριστήσω για τις γνώσεις που μου μετέδωσε σχετικά με το αντικείμενο της διπλωματικής μου εργασίας και το μεγάλο σε όγκο υλικό σημειώσεων και βιβλίων που με προμήθευε.

Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κ. Παπαχρηστίδη Αριστείδη, Πολιτικό Μηχανικό και δημιουργό του στατικού προγράμματος STRAD, για τις πολύτιμες συμβουλές του και για την καθοδήγηση του σε ότι αφορούσε τα δύο προγράμματα (STRAD και STRUDL) που χρησιμοποιήθηκαν για τους υπολογισμούς της εργασίας αυτής. Η καθοδήγησή του υπήρξε καθοριστικής σημασίας για την εξέλιξη της διπλωματικής.

Ακόμη αισθάνομαι την ανάγκη να ευχαριστήσω τον κ. Φαναριώτη Αριστείδη, Πολιτικό Μηχανικό και μεταπτυχιακό φοιτητή του τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, για τις γνώσεις που μου μετέδωσε σχετικά με την εφαρμογή της μεθοδολογίας επίλυσης που χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα διπλωματική.

Επιπλέον ευχαριστώ τους συμφοιτητές μου Κρίκο Στέλιο και Φώτη Ανδρέα για την συνεργασία στα κοινά θέματα που αφορούσαν τις εργασίες μας και για την βοήθειά τους στις δυσκολίες που προέκυπταν κατά την εκμάθηση των προγραμμάτων που χρησιμοποιήθηκαν για τους σκοπούς της διπλωματικής.

Ευχαριστώ ακόμη τον συμφοιτητή μου Σπύρου Δημήτρη για την βοήθεια που προσέφερε για την μόρφωση του τελικού κειμένου και του εξωφύλλου της παρούσας εργασίας.

Ευχαριστώ και όλους τους καθηγητές που είχα στις προπτυχιακές μου σπουδές. Με τις γνώσεις τους και την άψογη με τους περισσότερους συνεργασία όλα αυτά τα πέντε χρόνια με έκαναν να νιώθω ότι μπορώ να ανταπεξέλθω σε κάθε δυσκολία που θα μου παρουνισαστεί από εδώ και στο εξής ως πολιτικός μηχανικός πλέον.

Τέλος θα ήθελα να δώσω τις ευχαριστίες μου στους γονείς μου που κατά την διάρκεια των πέντε χρόνων των σπουδών μου συμπαραστάθηκαν όχι μόνο υλικά αλλά και ψυχολογικά. Με στήριζαν σε κάθε μου προσπάθεια και με βοήθησαν να ξεπεράσω δυσκολίες δίνοντας μου πάντα θάρρος και ψυχική δύναμη.

Βόλος, 14 Ιουλίου 2005

Μάρθα Α. Γεράκη

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ



1. ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΕΣ ΠΡΑΚΤΙΚΕΣ	1-
1.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	1-
1.2. ΡΙΛΟΤ.....	3-
1.3. ΚΟΝΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ.....	16-
1.4. ΦΥΤΕΥΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ.....	27-
2. ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΤΙΡΙΩΝ	29-
2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	29-
2.2 ΥΠΕΡΩΘΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSH-OVER ANALYSIS) ΦΟΡΕΩΝ	31-
2.2.1 Προσομοίωση των οριζόντιων φορτίων.....	31-
2.2.1.1 Οριζόντια φορτία ιδιομορφικής κατανομής σταθερής αναλογίας...-	31-
2.2.1.2 Οριζόντια φορτία ιδιομορφικής κατανομής μεταβαλλόμενης αναλογίας.....	34 -
2.2.1.3 Οριζόντια φορτία πολύ – ιδιομορφικής κατανομής σταθερής ή μεταβαλλόμενης αναλογίας.....	34 -
2.2.2 Στατική Υπερωθητική Ανάλυση.....	36 -
2.2.2.1 ΣΥΑ με γραμμικοποιημένη οριακή ανάλυση.....	37 -
2.2.2.2 ΣΥΑ με μη γραμμική προσαυξητική-επαναληπτική οριακή ανάλυση	39 -
2.3 ΜΕΘΟΔΟΣ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ.....	50 -
2.3.1 Εισαγωγή.....	50 -
2.3.2 Μέθοδος της φασματικής ικανότητας.....	50 -
3. ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΙΕΓΕΡΣΕΙΣ	58 -
3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	58 -
3.2 ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΙΟΓΡΑΦΗΜΑΤΑ.....	58-
3.3 ΚΑΝΟΝΙΚΟΠΟΙΗΣΗ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΙΟΓΡΑΦΗΜΑΤΩΝ...-	69 -
3.4 ΦΑΣΜΑΤΑ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗΣ.....	73 -

4. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΜΟΝΤΕΛΩΝ	- 81 -
4.1 ΑΡΧΙΚΟ ΜΟΝΤΕΛΟ	- 81 -
4.2 ΠΙΛΟΤΗ	- 88 -
4.3 ΚΟΝΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	- 89 -
4.4 ΦΥΤΕΥΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	- 90 -
4.5 ΦΥΤΕΥΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ & ΠΙΛΟΤΗ	- 91 -
4.6 ΦΥΤΕΥΤΑ & ΚΟΝΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	- 92 -
5. ΔΙΕΝΕΡΓΕΙΑ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΥΠΕΡΩΘΗΤΙΚΗΣ	
ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	- 93 -
5.1 ΦΟΡΤΙΣΗ.....	- 93 -
5.2 ΝΟΜΟΙ ΥΛΙΚΩΝ.....	- 96 -
5.3 ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΤΗΣ PUSH OVER ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	- 97 -
5.4 ΑΡΧΙΚΟ ΜΟΝΤΕΛΟ	- 98 -
5.5 ΠΙΛΟΤΗ.....	- 100 -
5.6 ΚΟΝΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ.....	- 102 -
5.7 ΦΥΤΕΥΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ.....	- 104 -
5.8 ΦΥΤΕΥΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ& ΠΙΛΟΤΗ.....	- 106 -
5.9 ΦΥΤΕΥΤΑ & ΚΟΝΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	- 108 -
5.10 ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ.....	- 110 -
6. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΗΜΕΙΟΥ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	
.....	- 111 -
6.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ	- 111 -
6.2 ΑΡΧΙΚΟ ΜΟΝΤΕΛΟ	- 112 -
6.2.1 Καμπύλη ΡΟΝχ.....	- 112 -
6.2.1.1 Σεισμική Διέγερση 10x in50.....	- 112 -
6.2.1.2 Σεισμική Διέγερση 10y in50.....	- 118 -
6.2.1.3 Σεισμική Διέγερση 2x in50.....	- 119 -
6.2.1.4 Σεισμική Διέγερση 2y in50.....	- 119 -
6.2.1.5 Σεισμική Διέγερση 50x in50.....	- 120 -
6.2.1.6 Σεισμική Διέγερση 50y in50.....	- 120 -
6.2.2 Καμπύλη ΡΟΝγ.....	- 121 -
6.2.2.1 Σεισμική Διέγερση 10x in50.....	- 121 -
6.2.2.2 Σεισμική Διέγερση 10y in50.....	- 121 -
6.2.2.3 Σεισμική Διέγερση 2x in50.....	- 122 -
6.2.2.4 Σεισμική Διέγερση 2y in50.....	- 122 -
6.2.2.5 Σεισμική Διέγερση 50x in50.....	- 123 -
6.2.2.6 Σεισμική Διέγερση 50y in50.....	- 123 -
6.3 ΠΙΛΟΤΗ	- 124 -
6.3.1 Καμπύλη ΡΟΝχ.....	- 124 -

6.3.1.1 Σεισμική Διέγερση 10x in50.....	- 124 -
6.3.1.2 Σεισμική Διέγερση 10y in50.....	- 124 -
6.3.1.3 Σεισμική Διέγερση 2x in50.....	- 125 -
6.3.1.4 Σεισμική Διέγερση 2y in50.....	- 125 -
6.3.1.5 Σεισμική Διέγερση 50x in50.....	- 126 -
6.3.1.6 Σεισμική Διέγερση 50y in50.....	- 126 -
6.3.2 Καμπύλη ΡΟVγ.....	- 127 -
6.3.2.1 Σεισμική Διέγερση 10x in50.....	- 127 -
6.3.2.2 Σεισμική Διέγερση 10y in50.....	- 127 -
6.3.2.3 Σεισμική Διέγερση 2x in50.....	- 128 -
6.3.2.4 Σεισμική Διέγερση 2y in50.....	- 128 -
6.3.2.5 Σεισμική Διέγερση 50x in50.....	- 129 -
6.3.2.6 Σεισμική Διέγερση 50y in50.....	- 129 -
6.4 ΚΟΝΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	- 130 -
6.4.1 Καμπύλη ΡΟVx.....	- 130 -
6.4.1.1 Σεισμική Διέγερση 10x in50.....	- 130 -
6.4.1.2 Σεισμική Διέγερση 10y in50.....	- 130 -
6.4.1.3 Σεισμική Διέγερση 2x in50.....	- 131 -
6.4.1.4 Σεισμική Διέγερση 2y in50.....	- 131 -
6.4.1.5 Σεισμική Διέγερση 50x in50	- 132 -
6.4.1.6 Σεισμική Διέγερση 50y in50	- 132 -
6.4.2 Καμπύλη ΡΟVγ.....	- 133 -
6.4.2.1 Σεισμική Διέγερση 10x in50	- 133 -
6.4.2.2 Σεισμική Διέγερση 10y in50	- 133 -
6.4.2.3 Σεισμική Διέγερση 2x in50	- 134 -
6.4.2.4 Σεισμική Διέγερση 2y in50	- 134 -
6.4.2.5 Σεισμική Διέγερση 50x in50	- 135 -
6.4.2.6 Σεισμική Διέγερση 50y in50	- 135 -
6.5 ΦΥΤΕΥΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	- 136 -
6.5.1 Καμπύλη ΡΟVx	- 136 -
6.5.1.1 Σεισμική Διέγερση 10x in50	- 136 -
6.5.1.2 Σεισμική Διέγερση 10y in50	- 136 -
6.5.1.3 Σεισμική Διέγερση 2x in50	- 137 -
6.5.1.4 Σεισμική Διέγερση 2y in50	- 137 -
6.5.1.5 Σεισμική Διέγερση 50x in50	- 138 -
6.5.1.6 Σεισμική Διέγερση 50y in50	- 138 -
6.5.2 Καμπύλη ΡΟVγ	- 139 -
6.5.2.1 Σεισμική Διέγερση 10x in50	- 139 -
6.5.2.2 Σεισμική Διέγερση 10y in50	- 139 -
6.5.2.3 Σεισμική Διέγερση 2x in50	- 140 -
6.5.2.4 Σεισμική Διέγερση 2y in50	- 140 -
6.5.2.5 Σεισμική Διέγερση 50x in50	- 141 -
6.5.2.6 Σεισμική Διέγερση 50y in50	- 141 -
6.6 ΦΥΤΕΥΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ & ΠΙΛΟΤΗ	- 142 -
6.6.1 Καμπύλη ΡΟVx	- 142 -

6.6.1.1 Σεισμική Διέγερση 10x in50	142 -
6.6.1.2 Σεισμική Διέγερση 10y in50	142 -
6.6.1.3 Σεισμική Διέγερση 2x in50	143 -
6.6.1.4 Σεισμική Διέγερση 2y in50	143 -
6.6.1.5 Σεισμική Διέγερση 50x in50	144 -
6.6.1.6 Σεισμική Διέγερση 50y in50	144 -
6.6.2 Καμπύλη POVy	145 -
6.6.2.1 Σεισμική Διέγερση 10x in50	145 -
6.6.2.2 Σεισμική Διέγερση 10y in50	145 -
6.6.2.3 Σεισμική Διέγερση 2x in50	146 -
6.6.2.4 Σεισμική Διέγερση 2y in50	146 -
6.6.2.5 Σεισμική Διέγερση 50x in50	147 -
6.6.2.6 Σεισμική Διέγερση 50y in50	147 -
6.7 ΦΥΤΕΥΤΑ & ΚΟΝΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	148 -
6.7.1 Καμπύλη POVx	148 -
6.7.1.1 Σεισμική Διέγερση 10x in50	148 -
6.7.1.2 Σεισμική Διέγερση 10y in50	148 -
6.7.1.3 Σεισμική Διέγερση 2x in50	149 -
6.7.1.4 Σεισμική Διέγερση 2y in50	149 -
6.7.1.5 Σεισμική Διέγερση 50x in50	150 -
6.7.1.6 Σεισμική Διέγερση 50y in50	150 -
6.7.2 Καμπύλη POVy	151 -
6.7.2.1 Σεισμική Διέγερση 10x in50	151 -
6.7.2.2 Σεισμική Διέγερση 10y in50	151 -
6.7.2.3 Σεισμική Διέγερση 2x in50	152 -
6.7.2.4 Σεισμική Διέγερση 2y in50	152 -
6.7.2.5 Σεισμική Διέγερση 50x in50	153 -
6.7.2.6 Σεισμική Διέγερση 50y in50	153 -
6.8 ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ	154 -

7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

8. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ



1. Κατασκευαστικές Πρακτικές

1.1. Εισαγωγή

Κατασκευαστικές πρακτικές που εφαρμόζονται είναι πιθανό να επιφέρουν σοβαρές επιπτώσεις στην συμπεριφορά του φέροντα οργανισμού της κατασκευής. Οι πρακτικές αυτές είναι σύμφωνες με τις διατάξεις του ΕΚΟΣ2000 και του ΕΑΚ2000. Παρ' όλ' αυτά είναι δυνατό να επηρεάσουν δυσμενώς την σεισμική απόκριση της κατασκευής. Σκοπός αυτής της έρευνας είναι να επισημανθεί η σοβαρότητα των επιπτώσεων που μπορεί να προκύψουν.

Στον Ελλαδικό χώρο η συνήθης πρακτική υπαγορεύει μικρά κτίρια μέχρι πέντε και έξι ορόφους. Ενίοτε στις μεγαλουπόλεις παρατηρούμε και μεγαλύτερα κτίρια. Τα τελευταία χρόνια στο σχεδιασμό της κατασκευής συμπεριλαμβάνεται και η πιλοτή. Οι λόγοι πολλοί. Ένας παράγοντας που συμβάλλει στην επιλογή αυτή είναι η εξασφάλιση θέσεων στάθμευσης. Η κατασκευή πιλοτής είναι ένας εύκολος τρόπος να δημιουργηθούν οι απαραίτητες θέσεις στάθμευσης για τους ένοικους της οικοδομής. Άλλωστε ο κανονισμός πλέον επιβάλλει έναν συγκεκριμένο αριθμό θέσεων στάθμευσης ανάλογα με τα διαμερίσματα της οικοδομής. Μια δεύτερη λύση είναι κατασκευή υπόγειων θέσεων στάθμευσης ή τέλος και ο συνδυασμός πιλοτής και υπόγειου parking. Να σημειωθεί ότι η κατασκευή της πιλοτής γίνεται βέβαια και για άλλους λόγους εκτός από αυτόν που προαναφέρθηκε.

Μια ακόμη πρακτική που παρατηρείται σε αρκετά κτίρια, κυρίως βιομηχανικής χρήσης-χωρίς αυτό να είναι δεσμευτικό. Επιδιώκοντας τον φωτισμό του εσωτερικού χώρου αξιοποιώντας τον παράλληλα στο μέγιστο και συγχρόνως εξασφαλίζοντας την απερίσπαστη προσοχή των εργαζομένων στην εργασία τους κατασκευάζονταν μικρά παράθυρα στο άνω άκρο του υποστυλώματος. Έτσι υποστυλώματα σχεδιασμένα για να λειτουργούν σαν κανονικά τελικά καταλήγουν να λειτουργούν σαν κοντά. Εξαιτίας της μη σωστής όπλισής τους σε περίπτωση σεισμού παρουσιάζουν εκρηκτικές αστοχίες. Πρόσφατο παράδειγμα αυτό του σεισμού της Αθήνας το 1999. Κατά την

αυτοψία που διενεργήθηκε από τους αρμόδιους μηχανικούς παρατηρήθηκαν πολλές τέτοιες περιπτώσεις.

Τα εδραζόμενα σε δοκούς φυτευτά υποστυλώματα αποτελούν κατασκευαστική πρακτική που συναντάτε πολύ συχνά και στις καινούριες κατασκευές. Τοποθετούνται σε πολυώροφα κτίρια συνήθως στους τελευταίους ορόφους και εξυπηρετούν την εφαρμογή του ιδεατού στερεού που υπαγορεύει ο ΓΟΚ. Δεν αποκλείεται η κατασκευή τους και σε κατώτερους ορόφους. Προβληματισμό προκαλεί η συμπεριφορά της κατασκευής που περιλαμβάνει τέτοιου είδους υποστυλώματα. Τα εδραζόμενα σε δοκούς φυτευτά υποστυλώματα προβλέπονται από τον ΕΑΚ2000. Η κατασκευή τους δεν υπόκειται σε ιδιαίτερες διατάξεις.

Η περιήγηση στους δρόμους μια αναπτυσσόμενης πόλης, όπως είναι ο Βόλος, έδειξε ότι οι παραπάνω πρακτικές αποτελούν σύνθητες φαινόμενο. Οι περισσότερες κατασκευές περιλαμβάνουν πιλοτή και αν όχι πιλοτή καταστήματα στο ισόγειο δηλαδή διακοπή των τοιχοπληρώσεων στον συγκεκριμένο όροφο. Επιπλέον σε χώρους στάθμευσης πολυκατοικιών συναντάτε το φαινόμενο δημιουργίας «θέσει» κοντών υποστυλωμάτων. Αλλά και σε πολλές παλιές εγκαταστάσεις βιομηχανικές που στην συνέχεια ανακαινίστηκαν και έδωσαν στέγη σε άλλες κοινωνικές δραστηριότητες. Παράδειγμα αποτελεί το κτίριο που στεγάζει δέκα χρόνια τώρα το τμήμα Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας και επιπλέον και το κτίριο που στεγάζει το τμήμα Μηχανολόγων Μηχανικών Βιομηχανίας του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας. Τέλος και η εφαρμογή εδραζόμενων σε δοκούς φυτευτών υποστυλωμάτων στους τελευταίους ορόφους παρατηρείται σε πολλές νεόδμητες πολυκατοικίες. Στη συνέχεια παρατίθενται αναλυτικότερα τα χαρακτηριστικά των κατασκευαστικών πρακτικών για τις οποίες έγινε λόγος προηγουμένως.

1.2. Pilotis

Ένα από τα πιο πρόσφατα αρχιτεκτονικά στοιχεία είναι η ενσωμάτωση ενός ανοιχτού χώρου στην κατώτερη στάθμη του κτιρίου που βρίσκεται πάνω από το έδαφος, στο ισόγειο. Η πιλοτή χρησιμοποιείται ως χώρος στάθμευσης ή και ως χώρος αναψυχής. Δεν περιλαμβάνει σχεδόν καθόλου τοιχοποιία ή άλλου είδους διαχωριστικά. Η ενσωμάτωση αυτής της τεχνικής στην αρχιτεκτονική επιβάλλεται και από τον ΓΟΚ για την εξασφάλιση θέσεων στάθμευσης. Δυστυχώς από στατικής άποψης η πιλοτή είναι τυπικό παράδειγμα μαλακού ορόφου.

Οι μαλακοί όροφοι είναι ανεπιθύμητοι από τους μηχανικούς εξαιτίας της συμπεριφοράς που παρουσιάζουν κατά την διάρκεια του σεισμού. Η πλειονότητα των πλευρικών μετακινήσεων κατά την διάρκεια ενός σεισμού εκδηλώνονται στον μαλακό όροφο. Συγκεντρώνοντας ανελαστική συμπεριφορά και παραμορφώσεις σε ένα μόνο όροφο, οι παραμορφώσεις είναι πολύ πιθανό να υπερβούν την παραμόρφωση που αντέχουν τα υποστυλώματα, οδηγώντας σε μείωση της ακαμψίας ακόμη και σε ενδεχόμενη κατάρρευση. Στις υψηλότερες στάθμες δημιουργείται μια ομάδα από στοιχεία πλήρωσης και φέροντα στοιχεία που παραμορφώνονται και μετακινούνται σαν ένα άκαμπτο στοιχείο. Αντίθετα τα κατακόρυφα στοιχεία της πιλοτής είναι απομονωμένα και μεταξύ τους αλλά και από την υπόλοιπη κατασκευή.



Εικόνα 1.2. 1 Μηχανισμός μαλακού ορόφου, σεισμός Φιλιππίνων 1990 (EQE Engineering Inc)

Σε περιπτώσεις κτιρίων με πιλοτή μετά από ισχυρό σεισμό παρατηρήθηκαν διατμητικές αστοχίες στο μέσον του υποστυλώματος περίπου. Οι αστοχίες αυτές χαρακτηρίζονται από αποφλοιώση της επικάλυψης μικρού πάχους και από διαγώνιες ρωγμές στον πυρήνα του περισφιγμένου από τους συνδετήρες σκυροδέματος. Η

εκδήλωση διατμητικών αστοχιών στο μέσον των υποστυλωμάτων οφείλεται κυρίως στην ανάπτυξη σχετικά χαμηλών ορθών τάσεων (περιοχή μηδενισμού καμπτικών ροπών) και της μερικώς ανεμπόδιστης δράσης της διάτμησης. Ευνοείται δε ιδιαίτερα λόγω της αραιώσης των συνδετήρων που γίνεται συνήθως στο κεντρικό τμήμα του υποστυλώματος με συνεπακόλουθο τη σχετικά χαμηλή διατμητική αντοχή. Η ανάπτυξη ρωγμών μέχρι την εξωτερική επιφάνεια επιτρέπει δευτερογενώς τη δυσμενή δράση της υγρασίας, η οποία αυξάνει ραγδαία την οξείδωση του χάλυβα με συνέπεια την μείωση της αρχικής φέρουσας ικανότητάς του.



Εικόνα 1.2.2 Αστοχία σε υποστυλώματα πιλοτής

Εκτεταμένες αναλύσεις και παρατηρήσεις πεδίου έδειξαν ότι η διακοπή τοιχοπληρώσεων σε έναν όροφο και ειδικά στο ισόγειο, προκειμένου να δημιουργηθούν καταστήματα ή πιλοτές, αποτελεί πηγή ευαισθησίας για τα κατακόρυφα στοιχεία του συγκεκριμένου ορόφου τα οποία συχνά παρουσιάζουν σοβαρές αστοχίες. Η αιφνίδια λοιπόν μείωση ακαμψίας από τους υπερκείμενους ορόφους σε κάποιον υποκείμενο έχει ως αποτέλεσμα τη συγκέντρωση υψηλών εντάσεων στα φέροντα στοιχεία του εύκαμπτου ορόφου με αποτέλεσμα εκδήλωση βλαβών σε αυτά. Το εύκαμπτο ισόγειο έχει ακαμψία δραστικά μειωμένη σε σχέση με των άνω ορόφων οι οποίοι παρουσιάζουν υψηλότερη ακαμψία λόγω τοιχοποιιών.

Στα κτίρια με πιλοτή το σύνολο της βλάβης εκδηλώνεται στα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία του ισογείου ενώ η οικοδομή από τον πρώτο όροφο και πάνω παραμένει σχεδόν ανέπαφη. Αντίθετα σε κτίρια με τοιχοποιία στο ισόγειο δεν παρατηρείται κάτι ανάλογο αφού οι βλάβες κατανέμονται σε όλους τους ορόφους με ένταση μειούμενη από το ισόγειο προς τα πάνω. Στο σεισμό της Θεσσαλονίκης του 1978, ενώ οι οικοδομές που είχαν τοιχοποιίες στο ισόγειο παρουσίασαν βλάβες μόνο σε ποσοστό 16.4% αυτών, στις οικοδομές με πιλοτή ή καταστήματα στο ισόγειο το ποσοστό που έπαθαν βλάβες έφθανε το 29.8% αυτών.

Καθ' ύψος οι βλάβες εκδηλώνονται την μεγαλύτερη ένταση σε μεγάλο ποσοστό στο ισόγειο. Καθώς πάμε σε υψηλότερους ορόφους η έντασή τους αλλά και το ποσοστό εμφάνισής τους μειώνεται. Όπως αναφέρεται και στο βιβλίο των Πενέλης και Κάπος « Αντισεισμικές Κατασκευές από Σκυρόδεμα» η ισχύουσα μεθοδολογία σχεδιασμού των αντισεισμικών κατασκευών δεν μπορεί να ερμηνεύσει το φαινόμενο, γιατί μπορεί να είναι μεν οι αδρανειακές δυνάμεις που δρουν στο ισόγειο μεγαλύτερες από ότι στους λοιπούς ορόφους, πλην όμως και οι διατομές και η όπλιση των φερόντων στοιχείων είναι ανάλογες και κατά συνέπεια θα έπρεπε οι βλάβες να είναι κατανεμημένες στο έργο περίπου ομοιόμορφα. Στο συμπέρασμα αυτό οδηγεί εξάλλου και η δυναμική ανελαστική ανάλυση πολυώροφων κτιρίων. Ο συγγραφέας πιστεύει ότι ο οργανισμός πλήρωσης είναι εκείνος στον οποίο οφείλεται το παραπάνω φαινόμενο. Ο οργανισμός πλήρωσης προσδίδει μια πρόσθετη σταθερή φέρουσα ικανότητα, ανεξάρτητα από τον όροφο που εξετάζεται. Να σημειωθεί ότι η πυκνότητα της τοιχοποιίας σε κάθε διεύθυνση θεωρείται σταθερή. Σε περίπτωση που δεν υπήρχαν τοιχοποιίες και η απαιτούμενη φέρουσα ικανότητα λόγω σεισμού ξεπερνούσε τη διαθέσιμη, οι βλάβες θα εκδηλώνονταν ομοιόμορφα σε κάθε όροφο. Η παρουσία τοιχοποιίας όμως είναι η αιτία που η φέρουσα ικανότητα ξεπερνά την συνολική μόνο στους χαμηλούς ορόφους και γι' αυτό εκδηλώνονται εκεί κυρίως οι βλάβες.

Σε κτίρια που αποτελούνται από πλαισιακούς φορείς πρέπει να αποκλείεται ο μηχανισμός ορόφου. Αυτό επιτυγχάνεται με την αποφυγή πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα και την πρόβλεψη των πιθανών θέσεων πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς. Είναι δυνατό στη φάση σχεδιασμού να παρθούν μέτρα ώστε να προκύψει μια ελεγχόμενη και ιεραρχημένη διαδικασία αστοχίας του φορέα. Με τα μέτρα αυτά ουσιαστικά επιδιώκεται η ιεράρχηση των διαδοχικών αστοχιών στην αλυσίδα αντιστάσεως του φορέα. Δηλαδή στόχος είναι η αποφυγή των ψαθυρών μορφών αστοχίας, η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων οι οποίες θα απορροφήσουν μεγάλο ποσοστό ενέργειας κατά την διάρκεια των διαδοχικών κύκλων φόρτισης και η αποφυγή δημιουργίας πρώιμων κινηματικών μηχανισμών αστοχίας που οδηγούν στην κατάρρευση όπως για παράδειγμα η δημιουργία σε έναν όροφο πλαστικών αρθρώσεων στην κεφαλή και στον πόδα του υποστυλώματος. Η αξιόπιστη αντοχή και η επαρκής πλαστιμότητα των δομικών στοιχείων αποτελούν την καλύτερη εγγύηση ότι θα αποφευχθεί η κατάρρευση κατά την διάρκεια ενός ισχυρού και καταστροφικού σεισμού. Προϋπόθεση αποτελεί να γίνει σωστή ιεράρχηση, κατά τον σχεδιασμό, των διαδοχικών σημείων αστοχίας όπου υπό μορφή πλαστικών αρθρώσεων γίνεται απορρόφηση ενέργειας. Όλη αυτή η λογική διαδικασία ονομάζεται ικανοτικός σχεδιασμός. Κατά τον σχεδιασμό αυτό επιλέγονται τα στοιχεία απορρόφησης ενέργειας, οπλίζονται κατάλληλα και επιπλέον προβλέπονται και δομικά στοιχεία με ικανοποιητικά περιθώρια φέρουσας ικανότητας έτσι ώστε να διασφαλίζεται ότι ο μηχανισμός απορρόφησης ενέργειας που επιλέχθηκε διατηρείται καθ' όλη την εξέλιξη της σεισμικής διέγερσης χωρίς να παρουσιάζεται σημαντική πτώση αντοχής.

Στη συνέχεια αναπτύσσονται τα βασικά σημεία του ικανοτικού σχεδιασμού. Πρωταρχικά καθορίζονται οι κρίσιμες περιοχές, οι περιοχές δηλαδή που καταπονούνται με ακραίες καμπτικές ροπές και αποτελούν έτσι πιθανές ζώνες αστοχίας. Οι περιοχές αυτές οπλίζονται με τέτοιο τρόπο ώστε να αστοχούν σε κάμψη εμφανίζοντας παράλληλα μεγάλη πλαστιμότητα. Οι περιοχές αυτές σχεδιάζονται ώστε να αποτελέσουν δυνητικές πλαστικές αρθρώσεις όπου θα γίνει και η απορρόφηση της κινητικής ενέργειας που επιβάλλει ο σεισμός. Κάτι τέτοιο μπορεί να επιτευχθεί με την όπλιση της θλιβόμενης ζώνης με επαρκή θλιβόμενο οπλισμό, με την περισφιγξή της κρίσιμης περιοχής με πυκνούς συνδετήρες και με καλή αγκύρωση τόσο του εφελκυσμένου όσο και του θλιβόμενου οπλισμού. Στόχος είναι σε περίπτωση αντιστροφής του διαγράμματος των ροπών κάμψης λόγω της σεισμικής διέγερσης η θλιβόμενη ζώνη που τώρα λειτουργεί υπό εφελκυσμό να μπορεί να παραλάβει τα φορτία που επιβάλλονται.

Δεύτερο βήμα αποτελεί ο αποκλεισμός της αστοχίας των στοιχείων λόγω διάτμησης. Η διατμητική αστοχία είναι αστοχία μη πλάσιμη αλλά φαθυρή. Αυτό σημαίνει χαμηλή απορρόφηση ενέργειας. Τα στοιχεία της κατασκευής λοιπόν πρέπει να σχεδιάζονται ώστε να διαθέτουν επαρκή αντοχή σε διάτμηση ακόμη και στη φάση που επέρχεται πλαστικοποίηση των κρίσιμων διατομών των άκρων τους. Ο σχεδιασμός λοιπόν έναντι τέμνουσας γίνεται για την τέμνουσα που αντιστοιχεί στην πλαστικοποίηση των άκρων των στοιχείων.

Τρίτο βήμα είναι ο αποκλεισμός της εμφάνισης της αστοχίας μέσα στον κόμβο. Η αστοχία αυτή πρέπει να αποφεύγεται γιατί ο κόμβος από την φύση του δεν αποτελεί πλάσιμη περιοχή, δεν απορροφάτε δηλαδή αρκετή ποσότητα ενέργειας, επιπλέον η επισκευή είναι ιδιαίτερα επίπονη σε περίπτωση που αστοχήσει η περιοχή αυτή, και τέλος αστοχία στον κόμβο σημαίνει και αστοχία στα υποστυλώματα που συντρέχουν σ' αυτόν. Κατά τον ικανοτικό σχεδιασμό λοιπόν οι κόμβοι σχεδιάζονται με μεγαλύτερη αντοχή σε σχέση με τα στοιχεία που συντρέχουν σ' αυτούς. Στόχος να αστοχήσουν πρώτα τα υπόλοιπα δομικά στοιχεία και έπειτα η περιοχή του κόμβου.

Τέταρτο βήμα είναι η διασφάλιση μηχανισμού κατάρρευσης δοκών και όχι υποστυλωμάτων. Η κατασκευή πρέπει να σχεδιάζεται έτσι ώστε το δυνητικό σχήμα κατάρρευσης να είναι ένα σύστημα δοκών και όχι στύλων. Αυτό γιατί οι στύλοι διαθέτουν μικρότερη πλαστιμότητα σε σχέση με τις δοκούς λόγω της αξονική σύνθλιψης. Επιπλέον η αστοχία των δοκών εκδηλώνεται στις περισσότερες περιπτώσεις με μεγάλου εύρους εγκάρσιες ρηγματώσεις, λόγω διαρροής του οπλισμού, ενώ η αστοχία των υποστυλωμάτων εκδηλώνεται με συντριβή του σκυροδέματος στη θλιβόμενη ζώνη, διάρρηξη των συνδετήρων και λυγισμό των οπλισμών. Η διαδικασία αυτή δημιουργεί μηχανισμούς κατάρρευσης λόγω αδυναμίας των υποστυλωμάτων να φέρουν πλέον τα μόνιμα αξονικά φορτία μετά την πάροδο της σεισμικής διέγερσης. Επομένως η αποφυγή αστοχίας στους στύλους είναι

περισσότερο κρίσιμη για την ασφάλεια της κατασκευής απ' ό τι στις δοκούς. Ακόμη η ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων στους στύλους μπορεί να οδηγήσει σε σχετικές μετακινήσεις ορόφων τέτοιες που να προκληθεί κατάρρευση της κατασκευής. Για την διασφάλιση λοιπόν της κατασκευής από τέτοιου είδους κινδύνους επιδιώκεται ο σχεδιασμός ισχυρών στύλων και ασθενών δοκών.

Τέλος πέμπτο βήμα είναι η διαστασιολόγηση των θεμελίων έτσι ώστε η δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στο λαιμό των πεδίων να προηγείται έναντι της αστοχίας του εδάφους. Η αντοχή σχεδιασμού του εδάφους δηλαδή να είναι μεγαλύτερη από αυτή του στύλου ή του τοιχώματος στη βάση του.

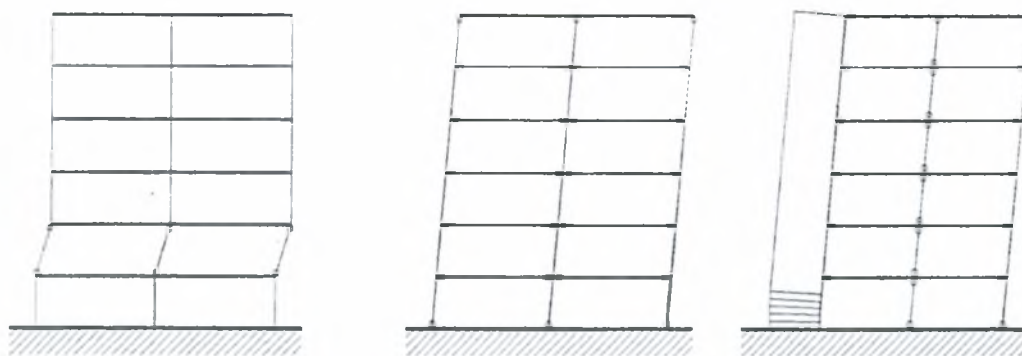
Η γενική μεθοδολογία λοιπόν του ικανοτικού σχεδιασμού είναι η ακόλουθη (παρ. 4.1.4[4] ΕΑΚ):

1. Σε όλες τις πιθανές και ενδεχόμενες θέσεις πλαστικών αρθρώσεων:
 - 1.1. εξασφαλίζεται επαρκής τοπική πλαστιμότητα (τήρηση όλων των ελέγχων και των κατασκευαστικών διατάξεων οπλίσεως)
 - 1.2. ο αντίστοιχος έλεγχος (ιάμφη με ορθή δύναμη) γίνεται με τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό (σχέση 4.1 ΕΑΚ).
2. Σε όλες τις πιθανές και ενδεχόμενες θέσεις πλαστικών αρθρώσεων:
 - 2.1. Προσδιορίζονται τα εντατικά μεγέθη ικανοτικού σχεδιασμού δηλαδή τα μεγέθη που προκύπτουν όταν στις θέσεις πλαστικών αρθρώσεων αναπτύσσεται η πιθανή ανώτατη τιμή πλαστικής αντοχής (**υπεραντοχή**).
 - 2.2. Με τα ικανοτικά αυτά μεγέθη γίνονται οι έλεγχοι:
 - 2.1.1. αποφυγής ψαθυρών μορφών αστοχίας σε όλα τα μέρη του φορέα που περιέχουν ή γειτνιάζουν με πλαστικές αρθρώσεις
 - 2.1.2. καμψεως με ορθή δύναμη σε θέσεις που πρέπει να αποφευχθεί ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων
3. Λήψη μέτρων για την αποφυγή σχηματισμού «μηχανισμού ορόφου» σε πολώροφα κτίρια (δηλαδή συγκέντρωσης των πλαστικών παραμορφώσεων σε ένα μόνο όροφο).
4. Οι ικανοτικοί έλεγχοι (κόμβου και αποφυγής ψαθυρών μορφών αστοχίας) γίνονται βάσει **της ροπής ατοχής MR** της διατομής πλαστικής αρθρώσεων. Η αντοχή αυτή είναι η μέγιστη που προκύπτει με βάση τις τελικές διαστάσεις της διατομής και τον συνολικό τελικό οπλισμό της διατομής, για αξονική δύναμη εκείνη που προκύπτει από τον αντίστοιχο σεισμικό συνδυασμό φορτίσεως που χρησιμοποιείται για τον έλεγχο.

5. Εξαιρούνται από τον ικανοτικό σχεδιασμό τα στοιχεία που ανήκουν σε κτίρια των οποίων ο σχεδιασμός γίνεται ΧΩΡΙΣ αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας.

Αποφυγή Σχηματισμού Μηχανισμού Ορόφου

Μηχανισμός ορόφου σχηματίζεται σε πλαίσιακούς φορείς όταν υπάρχουν πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα όλων των υποστυλωμάτων του ίδιου ορόφου, με εξαίρεση τις θέσεις πάκτωσης των υποστυλωμάτων στο ισόγειο.



Μηχανισμός Ορόφου

Αποφυγή Μηχανισμού Ορόφου

Εικόνα 1.2. 3 Πιθανοί μηχανισμοί αστοχίας πλαίσιακών ή μικτών φορέων

Στην περίπτωση σχηματισμού μηχανισμού ορόφου, το σύνολο των πλαστικών παραμορφώσεων συγκεντρώνεται στα άκρα των υποστυλωμάτων μόνον του «μαλακού» ορόφου και όχι σε όλους τους ορόφους του δομήματος.

Έτσι, στην περίπτωση του μαλακού ορόφου οι απαιτούμενες πλαστικές στροφές στα άκρα των υποστυλωμάτων, ώστε να επιτευχθεί ίδια μέση ολική παραμόρφωση του κτιρίου, είναι πολύ μεγάλες. Οι ανάλογα αυξημένες απαιτήσεις τοπικής πλαστιμότητας δεν είναι εν γένει δυνατό να επιτευχθούν σε πολυώροφα κτίρια.

Ο μηχανισμός ορόφου μπορεί να αποφευχθεί με διαστασιολόγηση τέτοια που να προβλέπει τον σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών που συντρέχουν σε έναν κόμβο (και επομένως την αποφυγή σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των υποστυλωμάτων).

Ανάλογο αποτέλεσμα θα μπορούσε να επιτευχθεί λ.χ. και με αποδοχή αρθρώσεων σε ενδιάμεσα υποστυλώματα ενός πλαισίου και αποφυγή τους στα ακραία. Τέτοιες εναλλακτικές διαδικασίες είναι, όμως εν γένει αρκετά πιο πολύπλοκες και λιγότερο αξιόπιστες.

Κατά τον Έλεγχο Αποφυγής Σχηματισμού Μηχανισμού Ορόφου (ή απλούστερα Ικανοτικό Έλεγχο Κόμβου):

- Τα υποστυλώματα ελέγχονται σε κάμψη με αξονική δύναμη, με τις ροπές ικανοτικού σχεδιασμού (M_{CD}) αντί για τις ροπές που προκύπτουν από τον σεισμικό συνδυασμό σχεδιασμού. Η αξονική δύναμη για τον έλεγχο των διατομών λαμβάνεται από τον αντίστοιχο σεισμικό συνδυασμό.

Η ροπή ικανοτικού σχεδιασμού $M_{CD,C}$ στο άκρο ενός υποστυλώματος είναι:

$$M_{CD,C} = \alpha_{CD} M_{Ec}$$

Όπου:

$$\alpha_{CD} = \gamma_{Rd} \frac{\sum M_{Rd}}{|\sum M_{Eb}|}$$

α_{CD} συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης του κόμβου (κοινός για το υπερκείμενο και υποκείμενο υποστυλώμα):

$\sum M_{Rd}$ είναι το άθροισμα τελικών ροπών αντοχής των δοκών που συντρέχουν στον κόμβο, με φορά που ενεργοποιούνται από την σεισμική δράση που προκαλεί την ροπή M_{EC}

$\sum M_{Eb}$ είναι το άθροισμα των σεισμικών ροπών των ιδίων δοκών, από την ανάλυση για την ίδια σεισμική δράση που προκαλεί την ροπή M_{EC}

$\gamma_{Rd} = 1,40$ είναι ο συντελεστής για την μετατροπή της υπολογιστικής αντοχής των δοκών στην πιθανή μέγιστη τιμή της.

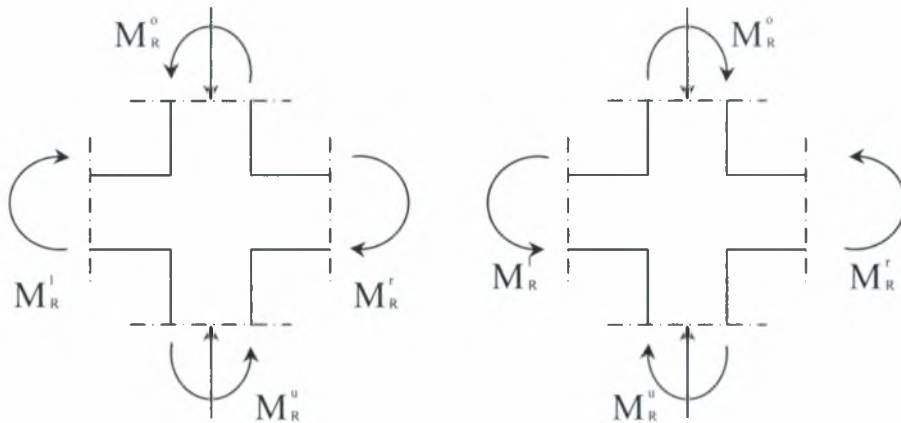
- Ως **δράσεις** λαμβάνονται οι ροπές M_E που οφείλονται **μόνον** στην δράση του σεισμού, και όχι οι συνολικές, επειδή η μεταβολή των ροπών των υποστυλωμάτων που ενδιαφέρει είναι ανάλογη προς τις πρώτες και όχι προς τις δεύτερες.
- Ο **συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης** $\alpha_{CD} > 1.00$ εκφράζει την μέγιστη μεγέθυνση της σεισμικής ροπής, που είναι πιθανόν να αναπτυχθεί, αν εξαντληθεί το πιθανό ανώτερο όριο της αντοχής των δοκών (υπεραντοχή).

Ο συντελεστής α_{CD} παίρνει την ελάχιστη τιμή ($\alpha_{CD} = \gamma_{Rd}$), όταν

$$\frac{\sum M_{Rd}}{|\sum M_{Eb}|} = 1.00$$

Δηλαδή όταν η διαστασιολόγηση των διατομών των δοκών έχει προκύψει με καθοριστική φόρτιση την σεισμική δράση.

- Η τιμή του συντελεστή υπεραντοχής $\gamma_{Rd}=1.40$ θεωρείται ότι καλύπτει ενδεχόμενη απόκλιση προς τα άνω της χαρακτηριστικής αντοχής ή/και κάποια κράτυνση του οπλισμού, καθώς και την πιθανότητα δυσμενούς μεταβολής της αναλογίας των ροπών των στύλων του κόμβου στην μεταλαστική φάση.
- Η προσήμανση των ροπών δράσεων πρέπει να είναι συνεπής προς μια κοινή φορά δράσης τους πάνω στον κόμβο (βλ. σχήμα 2).



Εικόνα 1.2. 4

- Σε κάθε κόμβο επιπέδου πλαισίου υπολογίζονται δυο τιμές για τον συντελεστή α_{CD} , και για τις δύο φορές του σεισμού.
- Ο έλεγχος των υποστυλωμάτων επιτρέπεται να γίνεται στις διατομές επαφής τους με το άνω και κάτω πέλας της δοκού, με αντίστοιχη μείωση των ικανοτικών ροπών, βάσει των τεμνουσών δυνάμεων που θα προκύψουν.
- Σε κόμβους στους οποίους η ροπή του υπερκείμενου κατακόρυφου στοιχείου $M_{Ec,1}$ είναι μεγαλύτερη από το άθροισμα των ροπών που ασκούνται από το ζύγωμα, δηλ.

$$|M_{Ec,1}| > |\sum M_{Eb}|$$

η ροπή ικανοτικού σχεδιασμού θα λαμβάνεται από τη σχέση:

$$M_{CD,e} = 1.40 M_{Ec} \geq M_{Sc}$$

Όπου M_{Sc} είναι η ροπή που προκύπτει από τον σεισμικό συνδυασμό

- Αν το υποστύλωμα ανήκει σε πλαίσιο και στην άλλη διεύθυνση, ο έλεγχος θα γίνεται για διαξονική κάμψη
 - με την ικανοτική ροπή στην πρώτη διεύθυνση και
 - την ροπή που προκύπτει από τον αντίστοιχο σεισμικό συνδυασμό στην άλλη διεύθυνση, για τη διεύθυνση και φορά της σεισμικής δράσης στην οποία αντιστοιχεί η ικανοτική ροπή.
- Σε ενδιάμεσα υποστυλώματα επιπέδων πλαισίων: $\alpha_{CD} \leq q$

Στις ενδιάμεσες στηρίξεις επιπέδων πλαισίων με σχετικά μεγάλα ανοίγματα, η αντοχή των διατομών των δοκών (ιδιαίτερα σε αρνητικές ροπές) είναι πολύ μεγαλύτερη (λόγω συνδυασμού μη σεισμικών δράσεων) από εκείνη του θα απαιτούσε μόνον η σεισμική δράση. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να προκύπτουν μεγάλες τιμές του λόγου $\Sigma M_{Rd} / |\Sigma M_{Ed}|$, που υπεισέρχεται στον υπολογισμό του ικανοτικού συντελεστή α_{CD} , οπότε μπορεί να προκύψουν υπερβολικά μεγάλες τιμές του α_{CD} .

Εξαιρέσεις από τον Ικανοτικό έλεγχο Κόμβου

α. Κτίρια με οποιοδήποτε στατικό σύστημα.

[1] Τα κατακόρυφα στοιχεία του ανωτάτου ορόφου καθώς και τον τυχόν υπερκείμενων απολήξεων κλιμακοστασιών. Επίσης τα κατακόρυφα στοιχεία μονώροφων κτιρίων καθώς και κανονικών διαφορών στα οποία δεν προβλέπεται προσθήκη άλλου ορόφου.

[2] Οι θέσεις πάκτωσης κατακόρυφων στοιχείων σε στοιχεία θεμελίωσης (πέδιλα ή τοιχώματα υπογείων). Στις περιοχές αυτές δεν είναι δυνατό να αποφευχθεί η πιθανότητα σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων. Ο έλεγχος των διατομών των υποστυλωμάτων στις θέσεις αυτές γίνεται με ροπή $1.35M_{EC} \geq M_{Sc}$ με στόχο την προσέγγιση στο επίπεδο αντοχής των άλλων κρίσιμων διατομών του υποστυλώματος και την αντίστοιχη μείωση της απαιτούμενης πλαστιμότητας.

[3] Ορθογωνικά τοιχώματα που συμμετέχουν σε πλαίσιακή λειτουργία με την ασθενή ροπή αδράνειας της διατομής τους, δεν χρειάζεται να ελέγχονται ικανοτικά στην ασθενή διεύθυνση, εφόσον η πλαίσιακή λειτουργία εξασφαλίζεται από τα άλλα κατακόρυφα στοιχεία.

β. Κτίρια με κατάλληλα διαμορφωμένο μικτό σύστημα.

Ο ικανοτικός έλεγχος κόμβου δεν είναι υποχρεωτικός σε κτίρια με μικτό φέροντα οργανισμό τα οποία διαθέτουν επαρκή τοιχώματα με κατάλληλη διάταξη.

Επαρκή θεωρούνται τα τοιχώματα σε μια διεύθυνση, όταν στην διεύθυνση αυτή $\eta_v > 0.60$

όπου: η_v = τέμνουσα τοιχωμάτων στη βάση δια της συνολικής τέμνουσας στη βάση.

Για τον έλεγχο αυτόν, τα τοιχώματα και τα υποστυλώματα επιτρέπεται να θεωρούνται πλήρως πακτωμένα στη βάση.

Αποφυγή ψαθυρών μορφών αστοχίας

Ο έλεγχος αυτός στοχεύει στην αποφυγή της διατμητικής αστοχίας, η οποία είναι ιδιαιτέρως ψαθυρή αστοχία.

Κατ' αντιστοιχία με τον ικανοτικό έλεγχο κόμβου, υπολογίζεται η ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού του στοιχείου (υπεραντοχή) στις θέσεις πιθανών ή ενδεχομένων πλαστικών αρθρώσεων και με αυτήν διαστασιολογείται το στοιχείο έναντι διατμήσεως.

Εξετάζουμε την κατάσταση στην οποία έχουν ήδη δημιουργηθεί πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των στοιχείων, οπότε τα στοιχεία λαμβάνονται ως αμφιαρθρωτά για τον υπολογισμό.

Η ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού V_{CD} προκύπτει ως άθροισμα:

- 1) Της τέμνουσας που οφείλεται στα κατακόρυφα φορτία (από τον σεισμικό συνδυασμό δράσεων με τους αντίστοιχους συντελεστές γ_i, ψ_i)
- 2) Της μέγιστης τέμνουσας που μπορεί να αναπτυχθεί στο στοιχείο λόγω σεισμού, και η οποία δεν είναι άλλη από την τέμνουσα που αντιστοιχεί στην ροπή αντοχής της υπ' όψιν διατομής, με δράση αξονικής εκείνη του αντίστοιχου σεισμικού συνδυασμού.

Θέσεις πιθανών ή ενδεχομένων πλαστικών αρθρώσεωνα) Υποστυλώματα

Τέμνουσα σχεδιασμού στην διεύθυνση του κάθε πλαισίου στο οποίο ανήκει το υποστύλωμα :

$$V_{CD,c} = 1.40(M_{R,c1} + M_{R,c2})/l_c \leq qV_{E,c}$$

όπου:

$M_{R,c1}, M_{R,c2}$ = υπολογιστικές αντοχές σε κάμψη με αξονική δύναμη στα άκρα του υποστυλώματος, όπως ενεργοποιούνται από την σεισμική δράση. (η μέγιστη από τις τιμές που προκύπτουν από δυο αντίθετες φορές της σεισμικής δράσης)

$V_{E,c}$ = τέμνουσα του υποστυλώματος λόγω της σεισμικής δράσης (μόνον)

l_c = μήκος του υποστυλώματος

β) Δοκοί

Τέμνουσα σχεδιασμού:

$$V_{CD,b} = V_{0,b} + \Delta V_{CD,b}$$

όπου,

$$\Delta V_{CD,b} = \frac{1.20(M_{R,b1} + M_{R,b2})}{l_c} \leq \frac{qV_{E,b}}{1.20}$$

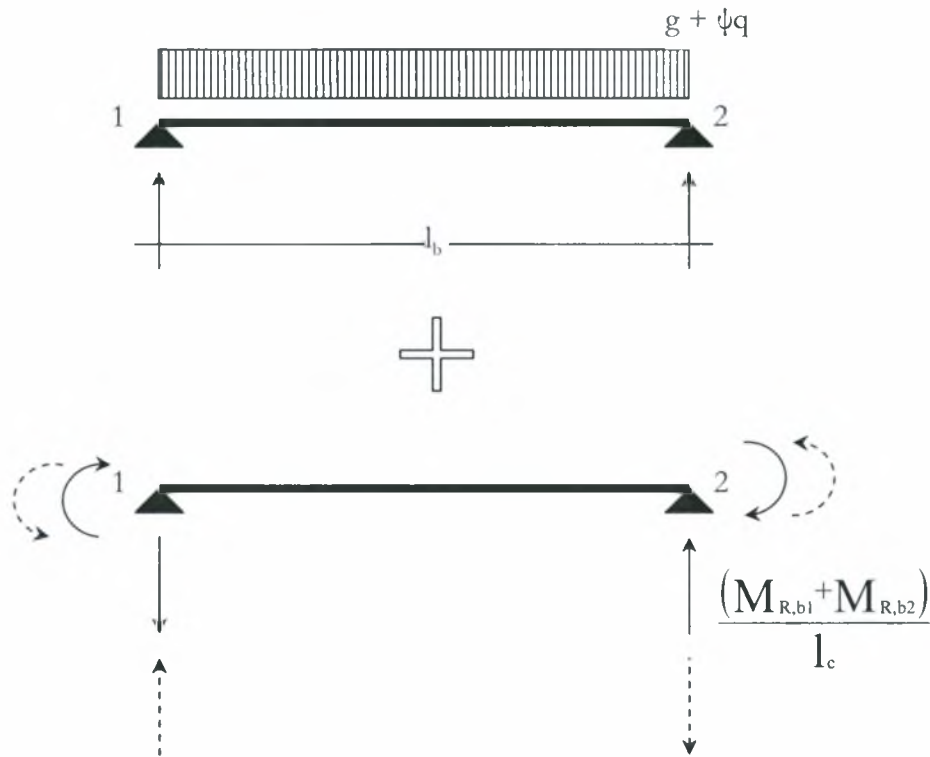
και

$V_{0,b}$ = τέμνουσα της δοκού υπό τα μη σεισμικά φορτία του συνδυασμού

$M_{R,b1}, M_{R,b2}$ = ροπές αντοχής των άκρων της δοκού, κατά την φορά που ενεργοποιούνται από την σεισμική δράση,

$V_{E,b}$ = τέμνουσα της δοκού λόγω της σεισμικής δράσης (μόνον)

l_b = μήκος της δοκού



Εικόνα 1.2. 5

Υποστυλώματα και δοκοί σε άκρα των οποίων δεν προβλέπεται ο σχηματισμός πλαστικής αρθρώσεως

Σε δοκούς και υποστυλώματα, οι μεγάλες διαστάσεις των οποίων δεν επιτρέπουν τον σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα τους, επιτρέπεται να εφαρμόζεται ο ικανοτικός κανόνας αποφυγής σχηματισμού ορόφου με βάση τις υπεραντοχές των πιθανών θέσεων πλαστικής αρθρώσεως στους εκατέρωθεν κόμβους.

Η τέμνουσα σχεδιασμού του στοιχείου e (υποστύλωμα ή δοκός) δεν χρειάζεται να ληφθεί μεγαλύτερη από την τιμή:

$$V_{CD,e} = V_{0,e} + \Delta V_{CD,e}$$

όπου,

$$\Delta V_{CD,e} = \frac{(\alpha_{CD,1} M_{E,e1} + \alpha_{CD,2} M_{E,e2})}{l_e}$$

και:

$V_{0,e}$ η τέμνουσα του στοιχείου υπό τα μη σεισμικά φορτία του συνδυασμού

$M_{E,e1}, M_{E,e2}$ είναι οι σεισμικές ροπές των άκρων του στοιχείου

L_e είναι το μήκος του στοιχείου και

$\alpha_{CD,1}, \alpha_{CD,2}$ είναι οι συντελεστές ικανοτικής μεγέθυνσης των κόμβων των άκρων του στοιχείου (υπολογίζονται όπως για τον ικανοτικό κόμβου)

οι συντελεστές ικανοτικής μεγέθυνσης α_{CD} θα υπολογίζονται στους εκατέρωθεν κόμβους σύμφωνα με τις σχέσεις :

$$\alpha_{CD} = \gamma_{Rd} \frac{\sum M_{R,b}}{|\sum M_{Eb}|}$$

ή

$$M_{CD,e} = 1.40 M_{EC} \geq M_{SC}$$

(σε κόμβους στους οποίους η ροπή του υπερκείμενου κατακόρυφου στοιχείου $M_{Ec,1}$ είναι μεγαλύτερη από το άθροισμα των ροπών που ασκούνται από το ζύγωμα, δηλαδή:

$$|M_{Ec,1}| > |\sum M_{Eb}|)$$

- σε κόμβους στους οποίους το άθροισμα αντοχών των δοκών υπερβαίνει το άθροισμα αντοχών των υποστυλωμάτων ($\sum M_{R,b} > \sum M_{R,c}$), θα χρησιμοποιείται $\sum M_{R,c}$ αντί του $\sum M_{R,b}$ στην εξίσωση υπολογισμού του ικανοτικού συντελεστή μεγέθυνσης α_{CD} .

Εξασφάλιση επαρκούς τοπικής πλαστιμότητας στις θέσεις πλαστικών αρθρώσεων

1. Σε πλαστικές αρθρώσεις στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα πρέπει να εξασφαλίζεται η πλάστιμη συμπεριφορά της θλιβόμενης ζώνης ώστε να μπορεί να επιτευχθεί η τοπικώς απαιτούμενη καμπυλότητα.
2. Σε κόμβους πλαισίων που γειτνιάζουν με πλαστικές αρθρώσεις πρέπει να εξασφαλίζεται επαρκής αγκύρωση των ράβδων του οπλισμού στο σώμα του κόμβου.
3. Στις περιοχές πιθανών πλαστικών αρθρώσεων συνίσταται να μη γίνεται σύνδεση των διαμήκων ράβδων με παράθεση. Αυτό πρέπει να αποφεύγεται οπωσδήποτε στις βάσεις των τοιχωμάτων, και συνίσταται να αποφεύγεται και στην πάκτωση των υποστυλωμάτων στο Ισόγειο.

1.3. Κοντά Υποστυλώματα

Σε αρκετά κτίρια παρατηρείται η διακοπή της τοιχοπλήρωσης του ισογείου 0,5μ χαμηλότερα από το κάτω μέρος της δοκού και η διαμόρφωσή του σε φεγγίτη. Αποτέλεσμα αυτής της τεχνικής είναι η λειτουργία του ανώτερου τμήματος των υποστυλωμάτων ως κοντά υποστυλώματα. Σε αρκετές περιπτώσεις η επίδραση της σεισμικής διέγερσης προκαλεί βλάβες διατμητικού χαρακτήρα. Τέτοιου είδους βλάβες παρατηρούνται όταν τα υποστυλώματα δεν είναι σωστά οπλισμένα ή έχουν οπλιστεί συμφωνά με παλαιότερους κανονισμούς. Δεν έχει γίνει δηλαδή καμία πύκνωση των συνδετήρων στα ακραία τμήματα των υποστυλωμάτων με αποτέλεσμα να παρουσιάζουν πολύ μικρή διατμητική αντοχή.



Εικόνα 1.3. 1 Επίδραση μερικής καθύψος πλήρωσης που αυξάνει τη διατμητική δύναμη του υποστυλώματος (σεισμός Χιλής 1985). (Earthquake Spectra και Earthquake Engineering Research Institute).

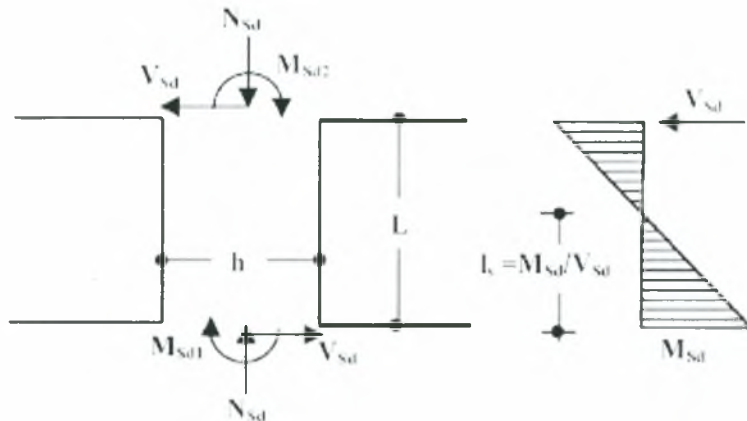


Εικόνα 1.3. 2 Βλάβες διατμητικού χαρακτήρα σε κοντά υποστυλώματα (Βαρθολομίο 12/2002)

Κοντά υποστυλώματα χαρακτηρίζονται τα υποστυλώματα μικρής λυγηρότητας, υποστυλώματα δηλαδή για τα οποία ο λόγος διατμήσεως α_s είναι:

$$\alpha_s = \frac{M_{sd}}{V_{sd} \cdot h} \leq 2,5$$

$$M_{sd} = \max(M_{sd1}, M_{sd2})$$



Εικόνα 1.3. 3

όπου M_{sd} , V_{sd} :ροπή και τέμνουσα του δυσμενέστερου σεισμικού συνδυασμού, στην κρίσιμη διατομή του άκρου του υποστυλώματος, όπου εμφανίζεται η μέγιστη τιμή της ροπής M_{sd}
 h : η διάσταση της διατομής στην διεύθυνση για της τέμνουσας V_{sd} .

Τα υποστυλώματα τα οποία λειτουργούν ως κοντά χωρίζονται σε δυο κατηγορίες: σε αυτά που έχουν κατασκευαστεί εξ αρχής κοντά και σε αυτά τα οποία έχουν μετατραπεί σε κοντά χωρίς να το συνειδητοποιήσει αυτό ο μηχανικός από την κατασκευή τοιχοποιίας που διακόπτεται σε κάποιο ύψος. Σε αυτήν την περίπτωση παρατηρείται δηλαδή δέσμευση μετακινήσεως καθ' ύψος. Αυτά ονομάζονται «θέσει» κοντά υποστυλώματα. Πιο συχνά συναντώνται τα «θέσει» κοντά υποστυλώματα αποτέλεσμα κακής κατασκευής ή άγνοιας του κατασκευαστή. «Θεσει» κοντά υποστυλώματα παρατηρούνται σε βιομηχανικούς χώρους (ανοίγματα μεταξύ διαδοχικών υποστυλωμάτων) ή σε ημιυπόγειους χώρους (κατασκευή φεγγιτών).

Έστω ότι το υποστυλώμα θεωρείται αμφίπακτο.
 Ο λόγος διάτμησης θα είναι τότε:

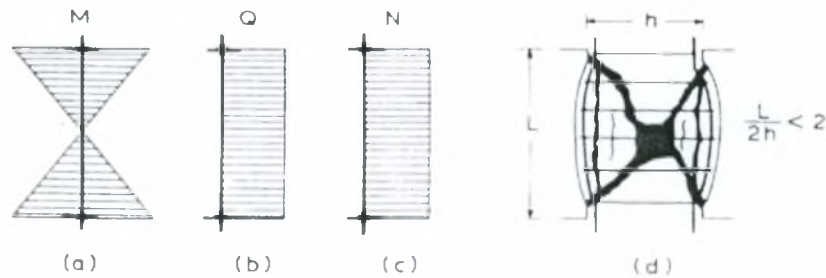
$$\alpha_s = \frac{M}{V \cdot h} = \frac{V \cdot l/2}{V \cdot h} = \frac{L}{2 \cdot h}$$



Εικόνα 1.3. 4 Κοντό υποστυλώμα

Παρατηρούμε δηλαδή ότι αυτό που καθορίζει αν το υποστυλώμα είναι κοντό είναι ο λόγος ύψους υποστυλώματος προς πλάτος. Για τον υπολογισμό λοιπόν του λόγου διατμήσεως λαμβάνεται υπόψη ως L το ελεύθερο ύψος μεταξύ τυχόν δεσμεύσεων σε περίπτωση «θέσει» κοντών υποστυλωμάτων.

Ποιες είναι όμως οι ιδιαιτερότητες των κοντών υποστυλωμάτων; Παρουσιάζουν διατμητικού χαρακτήρα αστοχία η οποία εκδηλώνεται υπό μορφή χιαστί ρηγματών. Η αστοχία είναι ειρηνική και οδηγεί σε εντυπωσιακή μερική ή ολική κατάρρευση κτιρίων κατά την διάρκεια των σεισμών. Η βασική αιτία αυτής της μορφής αστοχίας βρίσκεται στο γεγονός ότι στα μέσης και μικρής λυγηρότητας υποστυλώματα η καμπτική αντοχή είναι πολύ μεγαλύτερη από τη διατμητική. Τα κοντά υποστυλώματα δηλαδή έχουν μεγάλη ακαμψία, μικρή παραμορφωσιμότητα, μικρή ικανότητα απορρόφησης ενέργειας και χάνουν απότομα την αντοχή τους από την στιγμή που θα επιτευχθεί η φέρουσα ικανότητά τους. Εμφανίζουν δηλαδή ψαθυρή αστοχία.



Εικόνα 1.3. 5 Ειρηνική διατμητική αστοχία κοντού υποστυλώματος
(α) Διάγραμμα M , (b) Διάγραμμα V , (c) Διάγραμμα N , (d) Σκαρίφημα βλάβης

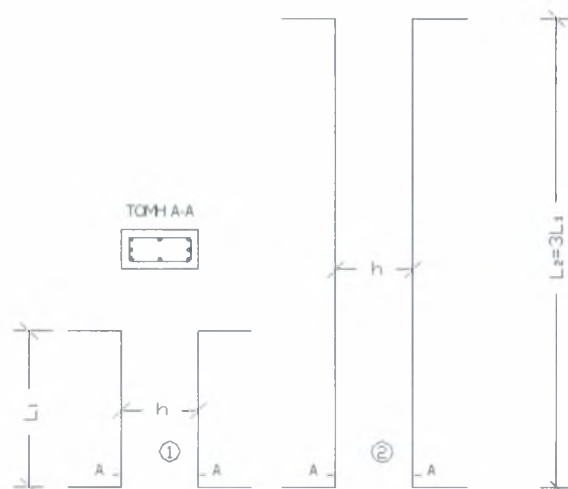
Αν συγκρίνουμε ένα κανονικό υποστυλώμα με ένα κοντό θα καταλήξουμε ότι τα κοντά υποστυλώματα αναλαμβάνουν πολύ μεγάλη τέμνουσα. Έστω δύο υποστυλώματα με ίδιο πλάτος $h_1=h_2$ και διαφορετικό ύψος $L_2=3L_1$. Η ροπή αντοχής και στα δυο υποστυλώματα είναι ίδια. Και τα δυο υποστυλώματα θεωρούνται αμφίπακτα. Επομένως :

$$a_s^1 = \frac{L_1}{2h}$$

$$a_s^2 = \frac{L_2}{2h} = \frac{3L_1}{2h} = 3a_s^1$$

$$M_{R1} = M_{R2} = M_R$$

$$V_{u1} = \frac{2 \cdot M_{R1}}{L_1}$$

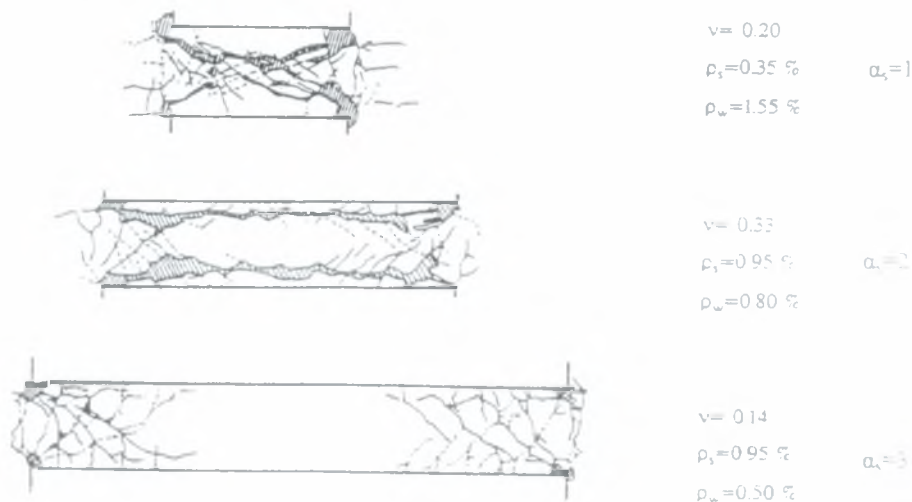


Εικόνα 1.3. 6

$$V_{u2} = \frac{2 \cdot M_{R2}}{L_2} = \frac{2 \cdot M_{R1}}{3 \cdot L_1} = \frac{V_{u1}}{3}$$

Σε κοντά υποστυλώματα λοιπόν που υπόκεινται σε μετελαστική επιπόνηση πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η ουσιαστική μείωση της διαθέσιμης πλαστιμότητας, που οφείλεται στην σημαντική αλληλεπίδραση κάμψης και διάτμησης. Η μείωση αυτή γίνεται εντονότερη όσο μικρότερος είναι ο λόγος διατμήσεως.

Γενικά οι μορφές αστοχίας που μπορεί να παρατηρηθούν μπορούν να χωριστούν σε τρεις κατηγορίες. Η πρώτη κατηγορία αφορά υποστυλώματα με λόγο διατμήσεως $a_s \leq 1.5$. Σ' αυτού του είδους τα υποστυλώματα παρατηρείται αστοχία κατά μήκος των κυρίων διαγωνίων. Η αστοχία αυτή είναι ιδιαίτερα ψαθυρή, επέρχεται ακαριαία και συχνά είναι εκρηκτική. Σε ορισμένες περιπτώσεις είναι πιθανό να προηγούνται μικρές καμπτοδιατμητικές ρωγμές που περιορίζονται στα άκρα. Η δεύτερη κατηγορία αφορά υποστυλώματα με λόγο διατμήσεως $1.5 - 2.0 \leq a_s \leq 2.5$. Σ' αυτήν την περίπτωση επέρχεται αστοχία συνάφειας χάλυβα-σκυροδέματος. Εμφανίζονται λοιπόν ρωγμές κατά μήκος των κύριων ράβδων οπλισμού. Η αστοχία αυτή χαρακτηρίζεται ψαθυρή. Τρίτη κατηγορία είναι αυτή που αφορά καμπτοδιατμητική/θλιπτοδιατμητική αστοχία των άκρων του υποστυλώματος. Εμφανίζονται δηλαδή ρωγμές καμπτοδιατμητικές στα άκρα οι οποίες τελικά οδηγούν στην αστοχία. Η μορφή αυτής της αστοχίας είναι πιθανό να είναι πλάστιμη σε περίπτωση που υπάρχει διαρροή του διαμήκους οπλισμού. Σχηματικά οι μορφές αστοχίας παρουσιάζονται στο επόμενο σχήμα.

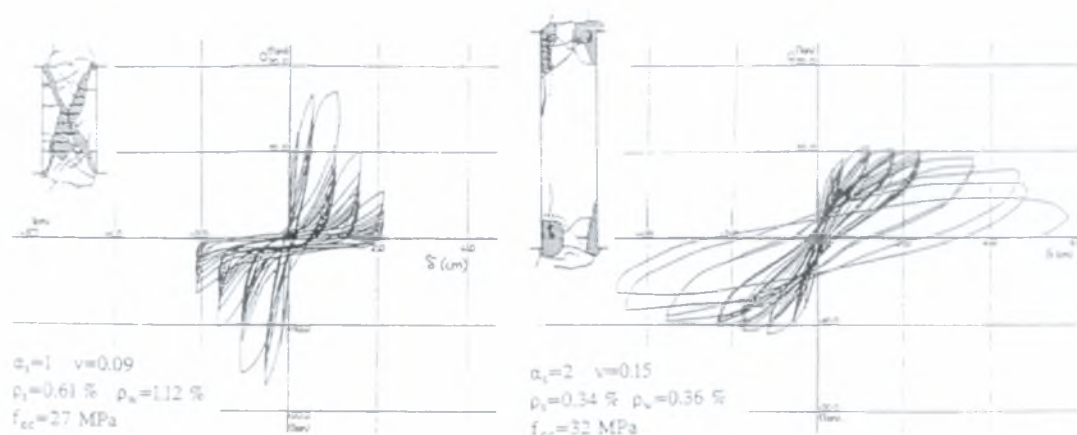


Εικόνα 1.3. 7 Μορφές αστοχίας υποστυλωμάτων, ανάλογα με το μέγεθος του λόγου διατμήσεως

Για την μεταφορά των δυνάμεων αναπτύσσονται κυρίως δύο μηχανισμοί στα κοντά υποστυλώματα. Ο ένας είναι ο μηχανισμός του δικτυώματος και ο δεύτερος είναι ο μηχανισμός του διαγωνίου θλιπτήρα. Ανάλογα με τον λόγο διατμήσεως του υποστυλώματος ενεργοποιείται διαφορετικό ποσοστό του ενός και του άλλου μηχανισμού. Για μικρές τιμές του λόγου διατμήσεως επέρχεται ενεργοποίηση σχεδόν

αποκλειστικά του μηχανισμού του διαγώνιου θλιπτήρα σκυροδέματος. Όσο μικρότερος είναι ο λόγος διάτμησης ο μηχανισμός αυτός ενεργοποιείται περισσότερο. Χαρακτηριστικό του μηχανισμού αυτού είναι ότι μπορεί να μεταφέρει σημαντικά ποσοστά της τέμνουσας και της αξονικής που αναπτύσσεται στο υποστύλωμα. Το άλλο άκρο είναι να ενεργοποιείται αποκλειστικά ο μηχανισμός του δικτυώματος. Αυτό συμβαίνει σε υποστυλώματα με λόγο διάτμησης $a_s \geq 2.5$. Για ενδιάμεση κατάσταση, δηλαδή για υποστυλώματα με λόγο διάτμησης $1.5 - 2.0 \leq a_s \leq 2.5$, ενεργοποιούνται και οι δυο μηχανισμοί μεταφοράς δυνάμεων.

Γενικά η μείωση του λόγου διατμήσεως οδηγεί σε περισσότερο ψαθυρή συμπεριφορά, σε αύξηση της φέρουσας ικανότητας σε τέμνουσα, σε μείωση της μέγιστης μετακίνησης στην κατάρρευση και στην μείωση της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας. Όλα τα παραπάνω μπορούμε εύκολα να τα διαπιστώσουμε από τα παρακάτω γραφήματα.

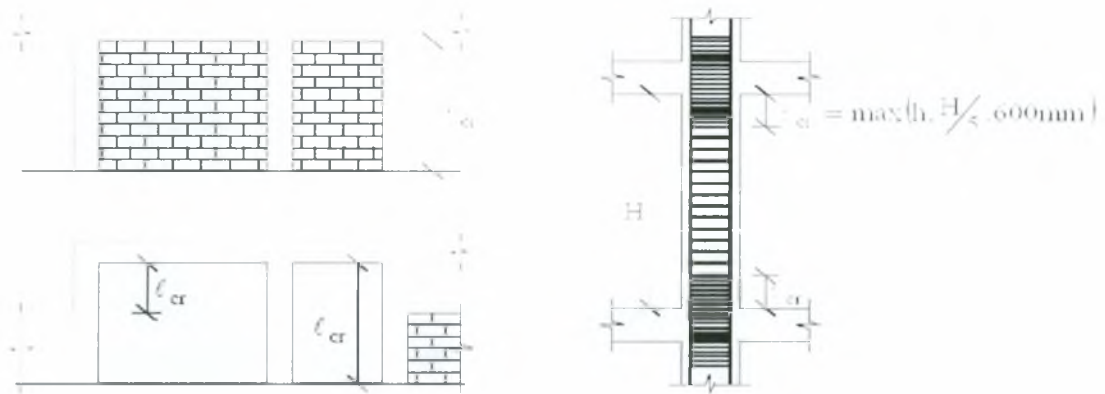


Εικόνα 1.3. 8 Επιρροή του λόγου διατμήσεως στον τρόπο αστοχίας και στην υστερητική απόσβεση των υποστυλωμάτων.

Ένας επιπλέον παράγοντας που επηρεάζει την συμπεριφορά των κοντών υποστυλωμάτων είναι το ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού ή οπλισμού διάτμησης. Ο κανονισμός για σχεδιασμό με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας επιβάλλει διαφορετική όπλιση της κρίσιμης περιοχής του υποστυλώματος σε σχέση με το υπόλοιπο υποστύλωμα. Πιο συγκεκριμένα στις κρίσιμες περιοχές η μέγιστη απόσταση των συνδετήρων δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από 8 φορές την ελάχιστη διάμετρο των διαμήκων ράβδων, 50% της μικρότερης πλευράς του υποστυλώματος, 100mm (§18.4.4.1 ΕΚΟΣ2000).

Οι κρίσιμες περιοχές σε ένα υποστύλωμα ορίζονται από την §18.4.5 του ΕΚΟΣ2000 ως οι ακραίες περιοχές του υποστυλώματος πάνω και κάτω από τους κόμβους σε απόσταση από την παρειά του κόμβου η οποία ισούται με το μεγαλύτερο από το 1/5 του καθαρού ύψους του ορόφου, την μεγαλύτερη διάσταση της διατομής του υποστυλώματος, 600mm. Όταν υπάρχει τοίχος από την μια πλευρά υποστυλώματος, τότε όλο το ύψος του θεωρείται κρίσιμο. Το ίδιο ισχύει και για τα

γωνιακά υποστυλώματα, τα οποία έχουν τοίχο από την μια τους πλευρά κατά x ή και κατά y . Όταν ένα υποστυλώμα έχει από την μια ή και από τις δυο μεριές του τοίχο, ο οποίος δεν εκτείνεται σε όλο το ύψος του ορόφου, το σύνολο του ύψους του θεωρείται κρίσιμο. Τέλος όταν το υποστυλώμα συνδέεται με τοίχωμα σε μέρος του ύψους του τότε κρίσιμο θεωρείται όλο το υπόλοιπο ύψος. Γενικά πρέπει να αποφεύγεται η σύνδεση με τοίχωμα ή η επαφή με τοίχο τμήματος του υποστυλώματος, γιατί αυξάνεται το ενδεχόμενο διατμητικής αστοχίας του υποστυλώματος στο υπόλοιπο τμήμα του ύψους του.



Εικόνα 1.3.9 Κρίσιμες περιοχές υποστυλωμάτων

Στα κοντά υποστυλώματα λοιπόν όλο το ύψος τους πρέπει να θεωρείται κρίσιμο. Σε κοντά υποστυλώματα δε με λόγο διατμήσεως $a_s \leq 1.5$ πιο επικίνδυνη θεωρείται η περιοχή στο μέσον του υποστυλώματος σε σχέση με τα άκρα αφού η αστοχία σ' αυτήν την περίπτωση είναι διαγώνια και ξεκινάει από το μέσον του υποστυλώματος. Το μεγαλύτερο ποσοστό οπλισμού που επιβάλλει ο κανονισμός να τοποθετηθεί στις κρίσιμες περιοχές συμβάλλει στην ανάληψη της τέμνουσας, στην περισφιξη της μεσαίας περιοχής του κοντού υποστυλώματος και τέλος στην διατήρηση της αντοχής του διαγώνιου θλιπτήρα. Σε περίπτωση αύξησης του ποσοστού συνδετήρων έχουμε αύξηση της μέγιστης τέμνουσας που μπορεί να αναλάβει το στοιχείο αλλά δεν βελτιώνεται σημαντικά ο ρυθμός μείωσης της απόκρισης. Συμπερασματικά λοιπόν προσοχή πρέπει να δίνεται στο ποσοστό οπλισμού που χρησιμοποιείται.

Το μέγεθος του αξονικού φορτίου επηρεάζει την συμπεριφορά των κοντών υποστυλωμάτων. Αύξησή του οδηγεί σε συμπεριφορά περισσότερο φαθυρή δηλαδή παρατηρείται αύξηση της φέρουσας ικανότητας σε τέμνουσα. Τέλος επιρροή στη συμπεριφορά έχει και το ποσοστό διαμήκους οπλισμού που τοποθετείται στο υποστυλώμα. Μεγάλες τιμές διαμήκους οπλισμού οδηγούν σε αστοχία του στοιχείου πριν την διαρροή του. Επιτείνεται δηλαδή η φαθυρή συμπεριφορά του υποστυλώματος.

Τυχόν τοποθέτηση ποσοστού του διαμήκους οπλισμού κατά μήκος των κυριών διαγωνίων επηρεάζει θετικά την αντισεισμική συμπεριφορά του υποστυλώματος. Παρατηρείται δηλαδή αύξηση της απορροφούμενης ενέργειας, μείωση του ρυθμού μείωσης της απόκρισης, αύξηση της μετακίνησης αστοχίας. Ο οπλισμός αυτός δεν αποτρέπει την διαγώνια αστοχία αλλά αναλαμβάνει τις δυνάμεις εφελκυσμού και θλίψεως που μεταφέρονται κατά μήκος των κυριών διαγωνίων. Από πειράματα έχει προκύψει ότι ένα ποσοστό 20-40% του συνολικού οπλισμού είναι καλό να τοποθετείται ως δισδιαγώνιος. Να σημειωθεί ότι ο οπλισμός αυτός δεν εμποδίζει την εμφάνιση διαγώνιας αστοχίας αλλά αναλαμβάνει τις δυνάμεις εφελκυσμού και θλίψεως που μεταφέρονται κατά μήκος της διεύθυνσης των κυριών διαγωνίων.

Ο δισδιαγώνιος οπλισμός πρέπει να τοποθετείται με προσοχή. Η τοποθέτησή του σε υποστυλώματα με $a_s \geq 1.5$ μάλλον δεν βοηθάει. Αυτό γιατί λόγω γεωμετρίας δεν αναπτύσσεται σημαντικά ο μηχανισμός του διαγώνιου θλιπτήρα. Επιπλέον οι θλιπτήρες μεταφοράς των δυνάμεων έχουν διαφορετική κλίση σε σχέση με τις κύριες διαγώνιους. Σε μια τέτοια περίπτωση όπλισης με δισδιαγώνιο οπλισμό υποστυλώματος με $a_s \geq 1.5$ οι ράβδοι θα λυγίσουν και μάλιστα στη θέση διασταυρώσεως με τους θλιπτήρες. Αποτέλεσμα θα είναι να αποδιοργανωθεί τοπικά το σκυρόδεμα και να αχρηστευθεί ο δισδιαγώνιος οπλισμός.

Μόλις πριν ένα χρόνο δημοσιεύτηκε στην Εφημερίδα της Κυβερνήσεως μια σειρά διατάξεων που υποδεικνύουν τον τρόπο διαστασιολόγησης των κοντών υποστυλωμάτων. Οι διατάξεις του ΦΕΚ Β/447/05.03.04 δεν αφορούν στοιχεία για τα οποία εξασφαλίζεται μέσω ικανοτικών ελέγχων στους κόμβους του υποστυλώματος (§4.1.4.1 [1] και [4] ΕΑΚ2000) ότι οι πλαστικές αρθρώσεις θα αναπτυχθούν μόνον στις δοκούς. Η συνθήκη αυτή είναι δύσκολο να τηρηθεί αξιόπιστα με τις συνήθεις διαστάσεις υποστυλωμάτων, όταν τα κοντά υποστυλώματα δημιουργούνται από την παρεμβολή δύσκαμπτων πετασμάτων πλήρωσης, είτε από σκυρόδεμα είτε από τοιχοποιία, στα φατνώματα μεταξύ δοκών. Στην περίπτωση αυτή πρέπει και στις δύο ακραίες διατομές του υποστυλώματος να ικανοποιείται η σχέση

$$M_V + \frac{q}{1.5} M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

όπου

M_V είναι η συμβολή των μη-σεισμικών φορτίων στην ροπή $M_{sd} = M_V + M_{Ed}$

M_{Ed} είναι η σεισμική ροπή που αντιστοιχεί στην M_{sd} , και

M_{Rd} είναι η αντοχή σχεδιασμού της διατομής με τον τελικό διαμήκη οπλισμό της και υπό την αξονική δύναμη N_{sd} του ίδιου σεισμικού συνδυασμού.

Η ικανοποίηση της δεύτερης αυτής συνθήκης συνεπάγεται ότι οι διατάξεις του ΦΕΚ δεν έχουν εφαρμογή όταν $q \leq 1.5$.

Σύμφωνα με το καινούριο αυτό ΦΕΚ συνιστάται να αποφεύγονται κατά τον σχεδιασμό κοντά υποστυλώματα. Να σημειωθεί ότι οι δυσμενείς συνέπειες των

κοντών υποστυλωμάτων αμβλύνονται αρκετά όταν ο φορέας περιλαμβάνει σημαντικά τοιχώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα. Σε περίπτωση όμως που δεν είναι δυνατό να αποφευχθούν θα πρέπει να ακολουθούνται οι παρακάτω διατάξεις.

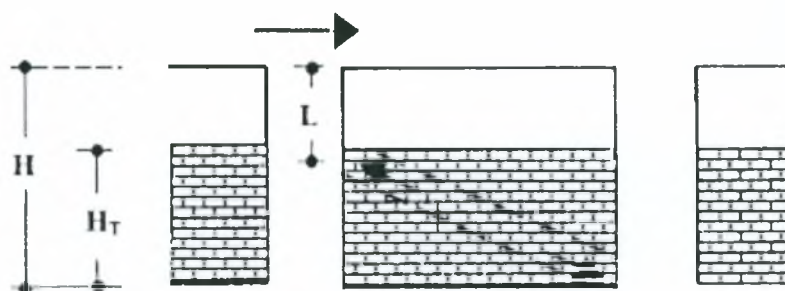
- 1) Ολόκληρο το μήκος του υποστυλώματος θεωρείται κρίσιμο. Η απαιτούμενη στις κρίσιμες περιοχές περίσφιξη (§ 18.4.5 ΕΚΟΣ2000) θα εκτείνεται σ' όλο το μήκος του υποστυλώματος.
- 2) Η μέγιστη ανεκτή τιμή ανηγμένου αξονικού φορτίου περιορίζεται σε $\max v_d = 0.40$ για τον σεισμικό συνδυασμό δράσεων. Η μείωση αυτή απαιτείται γιατί η διαθέσιμη πλαστιμότητα των κοντών υποστυλωμάτων συνεχίζει να είναι μειωμένη παρά την λήψη των μέτρων που συνιστώνται.
- 3) Για την μεταφορά των δυνάμεων σε κοντό υποστυλώμα στην μετελαστική περιοχή δεν ισχύει ο συνήθης μηχανισμός μεταφοράς διατμητικών δυνάμεων (§11.2.1 ΕΚΟΣ2000). Το σύνολο των δυνάμεων μεταφέρεται μέσω διαγωνίου θύσανου θλιπτήρων και αντίστοιχων εγκάρσιων ελκυστήρων οπλισμού.
- 4) Παρά ταύτα, είναι πρακτικώς δυνατόν να γίνεται χρήση των εξισώσεων διατμητικής αντοχής διατομών των συνήθων υποστυλωμάτων, με μειωτικό συντελεστή $\gamma_{Rd} = 0.80$ για τον υπολογισμό των V_{Rd2} και V_{Rd3} (με αμετάβλητες τις τιμές γ_c, γ_s).
- 5) Όταν $a_s \leq 1.5$, τότε εκτός του διαμήκους οπλισμού και των συνδετήρων που προκύπτουν κατά τα ανωτέρω, απαιτείται και η τοποθέτηση δισδιαγώνιου οπλισμού, με σκοπό τη διατήρηση φέρουσας ικανότητας λοξού θλιπτήρα μετά την εξάντληση της αντοχής του σκυροδέματός του (μείωση του ρυθμού απώλειας της πλαστιμότητας). Για λόγους πρακτικούς, συνιστάται να προβλέπεται συνολικός δισδιαγώνιος οπλισμός (A_{sd}) σε ποσοστό περίπου 30% του συνολικού διαμήκους οπλισμού. Ο δισδιαγώνιος οπλισμός αποσκοπεί στην μείωση του ρυθμού απώλειας της πλαστιμότητας του κοντού υποστυλώματος. Τοποθετείται κατά το επίπεδο ή τα επίπεδα κατά τα οποία το υποστυλώμα έχει λόγο διατμήσεως $a_s \leq 1.5$. Ο δισδιαγώνιος οπλισμός είναι αποδοτικότερος όταν το σημείο μηδενισμού των ροπών κάμψης βρίσκεται κοντά στο μέσον του ύψους του υποστυλώματος.
- 6) Ο οπλισμός αυτός θα συνυπολογίζεται στον διαμήκη οπλισμό κατά το τμήμα της προβολής του στην διεύθυνση του διαμήκους οπλισμού. Επίσης η τέμνουσα δύναμη που πρέπει να αναληφθεί από συνδετήρες μπορεί να μειωθεί κατά την συμβολή του διαγώνιου οπλισμού, δηλαδή κατά :

$$V_d = \gamma_{Rd} \cdot f_{cd} \cdot A_{sd} \cos \varphi$$

όπου φ είναι η γωνία κλίσης του διαγώνιου σπλισμού ως προς το οριζόντιο επίπεδο. Οι διαγώνιες ράβδοι πρέπει να αγκυρώνονται πλήρως πέραν των ακραίων διατομών του υποστυλώματος. Οι διαγώνιες ράβδοι (συνήθως $\emptyset < 20$) μπορούν να τοποθετηθούν σε οποιαδήποτε θέση μέσα στο πλάτος της διατομής (καθώς όλο το πλάτος της διατομής συμμετέχει στην μεταφορά των δυνάμεων μέσω των θλιπτήρων), πάντως όμως σε θέσεις συμμετρικές.

7) Ανάλογη μέριμνα πρέπει να λαμβάνεται και για τις περιπτώσεις των «θέσει» κοντών υποστυλωμάτων, τα οποία προκύπτουν όταν ο τοίχος πληρώσεως που βρίσκεται σε επαφή με το υποστυλωμα δεν συνεχίζεται σε όλο το ύψος του ορόφου, είτε από την μία είτε και από τις δυο πλευρές του υποστυλώματος. Αν δεν μπορούν να αποφευχθούν αυτές οι διαμορφώσεις θα πρέπει να εφαρμόζονται τα εξής:

- a) Τα υποστυλώματα να ελέγχονται με εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από προσομοίωμα για την ανάλυση στο οποίο το κατώτερο τμήμα του υποστυλώματος μήκους H_T είναι πρακτικώς απαραμόρφωτο κατά την σεισμική απόκριση.
- b) Θα εφαρμόζονται όλες οι προαναφερθείσες (1 έως 6) διατάξεις θεωρώντας ως μήκος «κοντού» υποστυλώματος το μήκος $L = H - H_T$.



Εικόνα 1.3. 10

Η συντηρητική αυτή παραδοχή εφαρμόζεται μόνον για τον έλεγχο των «θέσει» κοντών υποστυλωμάτων. Τα λοιπά στοιχεία του δομικού συστήματος ελέγχονται με βάση αποτελέσματα ανάλυσης με προσομοίωμα το οποίο λαμβάνει υπόψη ολόκληρο το μήκος των υποστυλωμάτων ως παραμορφώσιμο.

- c) Ο διαμήκης σπλισμός κάμψης και ο εγκάρσιος σπλισμός διάτμησης του «κοντού» τμήματος του υποστυλώματος θα διατηρούνται σταθεροί σε ολόκληρο το μήκος του υποστυλώματος.
- 8) Ο δείκτης συμπεριφοράς δομημάτων που περιλαμβάνουν «φύσει» ή «θέσει» κοντά υποστυλώματα θα λαμβάνεται για ολόκληρο το δόμημα ίσος με:

$$q' = \max\{1.5\eta\alpha_s + 1.0\} \leq q$$

όπου α_s ο λόγος διατμήσεως των υποστυλωμάτων αυτών και q οι τιμές του πιν. 2.6 του ΕΑΚ.

Οι πολλαπλώς ανεπιθύμητες συνέπειες της φαθυρής συμπεριφοράς των κοντών υποστυλωμάτων (ενδεχόμενες τοπικές καταρρεύσεις, απρόβλεπτη ασυμμετρία, κ.α.) δεν επιτρέπουν την ασφαλή αξιοποίηση της πλαστιμότητας που διαθέτουν όλα τα άλλα δομικά στοιχεία

Από την διάταξη αυτή εξαιρούνται τα δομήματα με επαρκή σε αριθμό και διάταξη τοιχώματα, τέτοια ώστε η σεισμική μετακίνηση $\delta = \gamma_{\theta} \cdot q \cdot \delta_{ελ}$ του σημείου μηδενισμού της ροπής ως προς την κάθετο στην διατομή του άκρου του υποστυλώματος από το οποίο καθορίζεται το α_{sd} , να μην υπερβαίνει τη μετακίνηση αστοχίας δ_u , όπου $\delta_{ελ}$ είναι η τιμή της ίδιας μετακίνησης όπως προκύπτει από την ανάλυση με βάση τον δείκτη συμπεριφοράς q . Η συνθήκη αυτή πρέπει να ισχύει για όλα τα κοντά υποστυλώματα.

Η μετακίνηση $\delta_{ελ}$ μπορεί να υπολογιστεί και από τα μετέγνη M_{sd} , V_{sd} και την απόσταση $I_s = M_{sd}/V_{sd}$ του σημείου μηδενισμού της ροπής από την κρίσιμη διατομή, ως εξής:

$$\delta_{ελ} = \frac{M_{sd} I_s^2}{3EI} + \frac{V_{sd} I_s}{AG}$$

όπου E και G είναι αντίστοιχα τα μέτρα ελαστικότητας και διάτμησης και I και A η ροπή αδρανείας και η ενεργός διατομή διάτμησης, που χρησιμοποιήθηκαν για το εξεταζόμενο υποστυλώμα κατά την σεισμική ανάλυση.

Η μετακίνηση αστοχίας δ_u μπορεί να εκτιμηθεί από τις «στροφές χορδής» θ ως εξής:

$$\delta_u = l_s (\theta_y + \theta_{pe})$$

όπου

$\theta_y \approx 0.008$ είναι η στροφή στην διαρροή και

$\theta_{pe} = \alpha_s 10^{-2} / \gamma_{\theta d}$ είναι η διαθέσιμη δυνατότητα πλαστική στροφής,

όπου $\gamma_{\theta d} = 1.3$ ενώ όταν $\alpha_s < 1$ τίθεται $\alpha_s = 1$.

Ο αυξητικός συντελεστής γ_d καλύπτει διόρθωση της μετακίνησης που είναι αναγκαία λόγω των απλοποιητικών παραδοχών που επιτρέπει η παράγραφος 3.2.3 [2] του ΕΑΚ για τη δυσκαμψία των κατακόρυφων στοιχείων και έχει τις ακόλουθες τιμές:

$\gamma_d = 1.50$ εφόσον χρησιμοποιούνται οι απλοποιητικές παραδοχές του 3.2.3 [2] του ΕΑΚ.

$\gamma_d = 1.20$ εφόσον γίνεται ακριβέστερη εκτίμηση της δυσκαμψίας όλων των στοιχείων.

- 9) Δεν δημιουργούνται «θέσει» κοντά υποστυλώματα, με την έννοια της παραγράφου 7, όταν λαμβάνονται ειδικά κατασκευαστικά μέτρα για την διαμόρφωση αρμού μεταξύ τοίχων πλήρωσης και υποστυλωμάτων. Τα μέτρα αυτά πρέπει να εξασφαλίζουν ότι κατά την σεισμική παραμόρφωση του κτιρίου δεν αναπτύσσονται σημαντικές δυνάμεις κατά μήκος του αρμού μέσα στο επίπεδο του τοίχου.

Δεν δημιουργούνται κοντά υποστυλώματα λοιπόν μεταξύ τοίχου και υποστυλώματος όταν παρεμβάλλεται σε ολόκληρο το ύψος του τοίχου αρμός, που επιτρέπει ελεύθερη σχετική μετακίνηση $\delta_T = 2\gamma_d q \delta_{ελ} \frac{H_T}{H} + 10$ (mm).

Ο αρμός αυτός μπορεί να σφραγιστεί με ενδόσιμο υλικό με δυστένεια ανά μέτρο μήκους επαφής τοίχου-υποστυλώματος μικρότερη από V_{sd}/δ_T . Τα q , $\delta_{ελ}$ και γ_d έχουν οριστεί παραπάνω, H_T είναι το ύψος του τοίχου, H το ύψος του διακένου μεταξύ φερόντων στοιχείων των ορόφων.

Παράλληλα πρέπει να διασφαλίζεται επαρκής αντοχή των τοίχων, σε διεύθυνση κάθετη στο επίπεδό τους.

Κλείνοντας αυτό το κεφάλαιο να σημειωθεί για ακόμη μια φορά ότι τα κοντά υποστυλώματα επιβαρύνονται ιδιαίτερα κατά τον σεισμό διότι, λόγω της γεωμετρίας, είναι δύσκαμπτα στοιχεία και καλούνται να παρακολουθήσουν τις παραμορφώσεις του πιο εύκαμπτου φορέα, με αποτέλεσμα να υφίστανται σημαντικές βλάβες. Για τον λόγο αυτό συνιστάται να αποφεύγονται υποστυλώματα με $a_s \leq 2.5$ καθώς και τα «θέσει» κοντά υποστυλώματα. Εάν για κάποιους λόγους επιβάλλεται λόγω σχεδιασμού η ύπαρξη ορισμένων κοντών υποστυλωμάτων τότε θα πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη μέριμνα κατά τον σχεδιασμό τους, να διαμορφωθεί όσο το δυνατόν πιο άκαμπτος ο φέρων οργανισμός του κτιρίου, ώστε να περιοριστούν οι μετακινήσεις του φορέα, να αποφευχθεί η παρουσία κοντών υποστυλωμάτων συγκεντρωμένων σε μια περιοχή του κτιρίου διότι σε αυτή την περίπτωση η αστοχία ενός κοντού υποστυλώματος είναι εύκολο να προκαλέσει αλυσιδωτή κατάρρευση όλων των γειτονικών κοντών υποστυλωμάτων.

1.4. Φυτευτά Υποστυλώματα

Τα εδραζόμενα σε δοκούς φυτευτά υποστυλώματα είναι μια κατασκευαστική πρακτική αριετά διαδεδομένη. Κατασκευάζονται συχνότερα στους τελευταίους ορόφους για να στηρίξουν τα ρετιρέ. Ωστόσο η κατασκευή τους πρέπει να αποφεύγεται γιατί επιβαρύνουν τα δοκάρια και είναι δυνατόν να δημιουργήσουν πρόβλημα στην οικοδομή. Οι δοκοί που φέρουν φυτευτά υποστυλώματα θα πρέπει να υποβάλλονται σε έλεγχο επάρκειας. Τέτοιου είδους δοκοί κρίνονται ως ιδιαίτερα κρίσιμες αφού από την ευστάθειά τους επηρεάζεται η γενική ευστάθεια του κτιρίου.

Οι κανονισμοί δεν απαγορεύουν τη χρήση φυτευτών υποστυλωμάτων. Αν όμως χρησιμοποιηθούν φυτευτά, θα πρέπει να ληφθεί υπόψη και η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού (αν το κτίριο βρίσκεται στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας III και IV) σύμφωνα με την παράγραφο 3.1.1[5] του ΕΑΚ 2000.

Ο ΕΑΚ λοιπόν αναφέρει τα ακόλουθα: Επιτρέπεται, γενικά η παράλειψη της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού, εκτός από τις περιπτώσεις φορέων από προεντεταμένο σκυρόδεμα και δοκών που φέρουν φυτευτά υποστυλώματα στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας III και IV. Στις περιπτώσεις αυτές επιτρέπεται η προσομοίωση και ανάλυση των παραπάνω δομικών στοιχείων σύμφωνα με τα παρακάτω, ανεξάρτητα από την υπόλοιπη κατασκευή. Επίσης, σε κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία, θα πρέπει να διερευνάται, γενικά, η επίδραση της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού.

Κατακόρυφη σεισμική διέγερση [παρ. 3.6 ΕΑΚ2000]

[1] Ο έλεγχος μεμονωμένων φορέων για κατακόρυφη σεισμική διέγερση μπορεί να γίνει με την απλοποιημένη φασματική μέθοδο ως ακολούθως :

α) Η κατακόρυφη σεισμική διέγερση εφαρμόζεται στα σημεία στήριξης του φορέα

β) Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του φορέα υπολογίζεται με τον τύπο του Rayleigh

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_i m_i \cdot y_i^2}{\sum_i m_i \cdot y_i}}$$

όπου y_i ($i=1,2,\dots,n$) οι μετατοπίσεις των συγκεντρωμένων μαζών m_i λόγω κατακόρυφων φορτίων $m_i \cdot l$.

γ) Τα κατακόρυφα σεισμικά φορτία υπολογίζονται από τη σχέση :

$$F_i = M \cdot \Phi_{d,v}(T) \cdot \frac{m_i \cdot y_i}{\sum_j m_j \cdot y_j} \quad (i, j = 1, 2, \dots, n)$$

όπου M η ταλαντούμενη μάζα του φορέα $\Phi_{d,v}(T)$ η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού και (n) ο αριθμός των συγκεντρωμένων μαζών m_i .

[2] Τα σεισμικά φορτία F_i εφαρμόζονται στατικά επάνω στον φορέα και η προκύπτουσα ένταση, τόσο του ίδιου όσο και των στοιχείων στήριξης του, προστίθεται στην ένταση από τις οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού, αν δεν εφαρμοσθεί ακριβέστερη μορφή επαλληλίας.

[3] Η προηγούμενη μέθοδος επιτρέπεται να εφαρμόζεται ανεξάρτητα από την μέθοδο υπολογισμού για την οριζόντια σεισμική διέγερση.

2. Μέθοδοι Αποτίμησης της Σεισμικής Συμπεριφοράς Κτιρίων

2.1 Εισαγωγή

Προκειμένου να γίνει η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς ενός κτηρίου που σχεδιάστηκε σύμφωνα με τους κανονισμούς, εφαρμόζονται μέθοδοι υπολογισμού της μετελαστικής του συμπεριφοράς. Οι μέθοδοι αυτές έχουν έως τώρα εφαρμοστεί για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υπαρχόντων κατασκευών και τον έλεγχο των παραδοχών που έγιναν κατά τον σχεδιασμό τους. Μπορεί όμως να αποτελέσουν και μεθόδους ανάλυσης πάνω στις οποίες θα βασιστεί ένας αλγόριθμος αυτόματου σχεδιασμού με ταυτόχρονη ικανοποίηση των κριτηρίων αντοχής και λειτουργικότητας που ορίζουν οι κανονισμοί. Οι μέθοδοι αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς διακρίνονται σε στατικές και δυναμικές ανάλογα με τον τρόπο επιβολής της διέγερσης. Στη **Στατική Υπερωθητική Ανάλυση (ΣΥΑ)** (*static push-over*) το αποτέλεσμα της σεισμικής δράσης προσομοιώνεται με στατικά επιβαλλόμενες μετατοπίσεις ή στατικά φορτία σταδιακά αυξανόμενα μέχρι την κατάρρευση. Ενώ στη **Προσαυξητική Δυναμική Ανάλυση (ΠΔΑ)** (*incremental dynamic analysis*) επιβάλλονται σεισμικές δράσεις η ένταση των οποίων αυξάνεται σταδιακά μέχρι την κατάρρευση.

Ο πλέον αξιόπιστος έλεγχος της σεισμικής συμπεριφοράς των κτηρίων μπορεί να πραγματοποιηθεί με τον ακριβή υπολογισμό των μετελαστικών παραμορφώσεων και εντατικών μεγεθών για ένα σύνολο σεισμικών διεγέρσεων που είναι πιθανό να πλήξουν την κατασκευή. Ο υπολογισμός αυτός είναι εφικτός μόνο με τη διενέργεια του ανελαστικού δυναμικού υπολογισμού με την άμεση χρονική ολοκλήρωση των δυναμικών εξισώσεων κινήσεως. Ένας τέτοιος υπολογισμός εξακολουθεί να έχει μεγάλες απαιτήσεις υπολογιστικής ισχύος ακόμη και για συνήθεις κατασκευές, παρά τη ραγδαία βελτίωση της ταχύτητας των Η/Υ. Επιπρόσθετα προσκρούει σε προβλήματα προσομοίωσης της μετελαστικής ανακυκλικής συμπεριφοράς των μελών

της κατασκευής η οποία βρίσκεται στο στάδιο της διερεύνησης και της πειραματικής επαλήθευσης.

Οι αντισεισμικοί κανονισμοί, μεταξύ των οποίων και ο ΕΑΚ, επιτρέπουν τον σχεδιασμό των κατασκευών με «ισοδύναμες» ελαστικές αναλύσεις επειδή ο σχεδιασμός με σεισμικά φορτία και δυναμική μη γραμμική ανάλυση της κατασκευής είναι πολύπλοκος και απαιτεί υπερβολικό υπολογιστικό χρόνο ακόμα και για συνήθεις κατασκευές. Για τον λόγο αυτό έχουν αναπτυχθεί προσεγγιστικές μέθοδοι αποτίμησης – ελέγχου της σεισμικής συμπεριφοράς των κτηρίων οι οποίες μετατρέπουν το ανελαστικό δυναμικό πρόβλημα σε ανελαστικό στατικό μέσω των οποίων υπολογίζονται χαρακτηριστικές παράμετροι της απόκρισης της κατασκευής (μετακινήσεις, στροφές, εντατικά μεγέθη, κλπ). Οι τιμές των χαρακτηριστικών παραμέτρων, όπως υπολογίζονται από τις αναλύσεις αυτές, αντιστοιχούν στις **διατιθέμενες τιμές** της κατασκευής οι οποίες συγκρίνονται με τις **απαιτούμενες τιμές** που προκύπτουν λογιστικά μέσω των κανονιστικών διατάξεων

2.2 Υπερωθητική Ανάλυση (PUSH-OVER ANALYSIS) Φορέων

Όπως είδαμε η υπερωθητική ανάλυση διακρίνεται σε στατική και δυναμική ανάλογα με τον τρόπο επιβολής της διέγερσης. Στη **Στατική Υπερωθητική Ανάλυση (ΣΥΑ)** (*static push-over analysis*) το αποτέλεσμα της σεισμικής δράσης προσομοιώνεται με στατικά επιβαλλόμενες μετατοπίσεις ή στατικά φορτία σταδιακά αυξανόμενα μέχρι την κατάρρευση. Ενώ στην **Προσαυξητική Δυναμική Ανάλυση (ΠΔΑ)** (*incremental dynamic analysis*) επιβάλλονται σεισμικές καταγραφές με μορφή επιταχυνσιογραφημάτων η ένταση των οποίων αυξάνεται σταδιακά μέχρι την κατάρρευση. Στο κεφάλαιο αυτό θα ασχοληθούμε με τη ΣΥΑ με επιβολή φορτίων η οποία είναι η πλέον διαδεδομένη μέθοδος υπερωθητικής ανάλυσης σήμερα.

2.2.1 Προσομοίωση των οριζόντιων φορτίων

Η Στατική Υπερωθητική Ανάλυση (ΣΥΑ) διακρίνεται, ανάλογα με τη μορφή και τον τρόπο επιβολής των οριζόντιων φορτίων σε: (i) ΣΥΑ με φορτία γραμμικής κατανομής σταθερής αναλογίας, (ii) ΣΥΑ με φορτία ιδιομορφικής κατανομής σταθερής αναλογίας, (iii) ΣΥΑ με φορτία ιδιομορφικής κατανομής μεταβαλλόμενης αναλογίας, (iv) ΣΥΑ με φορτία πολύ-ιδιομορφικής κατανομής σταθερής ή μεταβαλλόμενης αναλογίας.

2.2.1.1 Οριζόντια φορτία ιδιομορφικής κατανομής σταθερής αναλογίας

Η μέθοδος αυτή υπολογισμού των στατικών οριζόντιων φορτίων βασίζεται στις παραδοχές της ισοδύναμης στατικής μεθόδου για τον αντισεισμικό σχεδιασμό κατασκευών όπου οι αδρανειακές δυνάμεις προσδιορίζονται με βάση τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του κτηρίου και το φάσμα σχεδιασμού. Οι δυνάμεις κατανομούνται καθ' ύψος του κτηρίου ώστε να προσεγγίζουν τις αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται κατά τη σεισμική διέγερση.

Μετά τη μόρφωση του μητρώου στιβαρότητας και του μητρώου μάζας του κτηρίου, υπολογίζονται η θεμελιώδης ιδιομορφή και η ιδιοπερίοδος από την επίλυση του γενικευμένου προβλήματος ιδιοτιμών.

$$[K] \{ \phi_1 \} = \lambda_1 [M] \{ \phi_1 \} \quad (2.1.1)$$

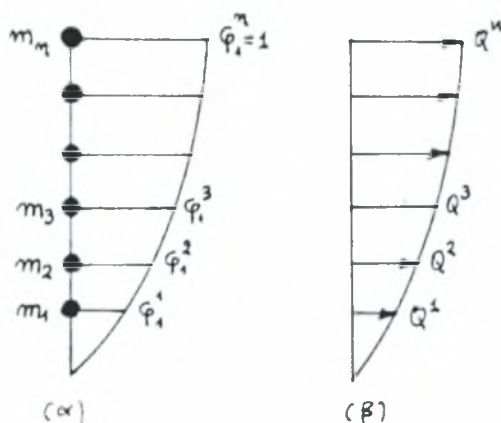
Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος προκύπτει από τη σχέση

$$T_1 = 2\pi / \omega_{\min} \quad (2.1.2)$$

$$\omega_{\min} = \sqrt{\lambda_1} \quad (2.1.3)$$

και $(\{\varphi_1\}, \omega_{\min})$ είναι το ζητούμενο ιδιοζεύγος της πρώτης ή θεμελιώδους ιδιομορφής $\{\varphi_1\}$ και της αντίστοιχης ιδιοσυχνότητας ω_{\min} .

Στη συνέχεια υπολογίζεται η τέμνουσα βάσεως από το φάσμα σχεδιασμού και την τιμή της θεμελιώδους ιδιοπερίοδου. Το φάσμα σχεδιασμού του κανονισμού αποτελεί συνήθως μία περιβάλλουσα φασμάτων τα οποία προέρχονται από μία σειρά χαρακτηριστικών επιταχυνσιογραφημάτων. Η δε μορφή του επηρεάζεται από τη γεωγραφική θέση, το είδος του κτηρίου και από τα εδαφοτεχνικά χαρακτηριστικά της περιοχής.



Εικόνα 2.1.1 Κατανομή σεισμικών φορτίων σύμφωνα με τη θεμελιώδη ιδιομορφή

Η τέμνουσα βάσης υπολογίζεται από την σχέση

$$V_b = Sa_1 \sum_k w_k / g \quad (2.1.4)$$

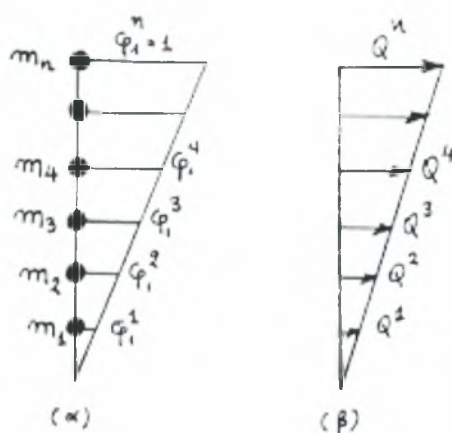
όπου w_k είναι το βάρος του k ορόφου ($k=1 \div n$), είναι ο συνολικός αριθμός ορόφων και $Sa_1 = Sa(T_1)$ είναι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού που αντιστοιχεί στην θεμελίωση ιδιοπερίοδο και προκύπτει από το φάσμα σχεδιασμού (βλ. σχήμα 7.2). Η τέμνουσα βάσεως κατανέμεται στη στάθμη των ορόφων του κτηρίου έτσι ώστε να προσεγγίζονται οι αδρανειακές δυνάμεις που αντιστοιχούν στη θεμελιώδη ιδιομορφή. Έτσι η οριζόντια αδρανειακή δύναμη που αντιστοιχεί στον k όροφο ενός κτηρίου μπορεί να εκφραστεί από τη σχέση

$$Q^k = \frac{w_k \phi_1^k}{\sum_k w_k \phi_1^k} V_b \quad , \quad k = 1..n \quad (2.1.5)$$

όπου το διάνυσμα

$$\{\phi_1\}^T = [\phi_1^1 \ \phi_1^2 \ \dots \ \phi_1^k \ \dots \ \phi_1^n] \quad (2.1.6)$$

έχει ως συνιστώσες τις τιμές της θεμελιώδους ιδιομορφής στις στάθμες των ορόφων $k=1,2,\dots,n$ του κτηρίου (βλ. Σχήμα 1α).



Εικόνα 2.1.2 (α) Προσέγγιση θεμελιώδους ιδιομορφής με γραμμική κατατομή, (β) γραμμική κατανομή των οριζόντιων αδρανειακών δυνάμεων

Μία προσέγγιση της καθ' ύψος κατανομής των σεισμικών φορτιών με βάση την πρώτη ιδιομορφή μπορεί να γίνει από μία τριγωνική καθ' ύψος κατανομή (βλ. σχήμα 2α). Τότε οι συνιστώσες της θεμελιώδους ιδιομορφής στους ορόφους του κτηρίου δίνονται από τη σχέση

$$\phi_1^k = h_k / h_n \quad (2.1.7)$$

όπου h_k είναι το ύψος του ορόφου από το έδαφος. Με την παραδοχή ότι η τέμνουσα δύναμη Q^k υπολογίζεται από την σχέση

$$Q^k = \frac{w_k h_k}{\sum_k w_k h_k} V_b \quad (2.1.8)$$

η οποία για ίδιες τιμές w_k ανά όροφο και ίσα ύψη ορόφων δίνει την τριγωνική κατανομή των σεισμικών φορτίων του σχήματος 2β.

Τα οριζόντια φορτία ανά όροφο που προέκυψαν από τις σχέσεις (8.8) και (8.5) θα αποτελέσουν, είτε αυτούσια είτε μετά από κάποια κλιμάκωση, τα **φορτία εκκίνησης** της οριακής προσαυξητικής ανάλυσης με τη μέθοδο βήμα – προς – βήμα προκειμένου να υπολογιστεί η καμπύλη ικανότητας του κτηρίου και τα άλλα χαρακτηριστικά μεγέθη τα οποία θα χρησιμοποιηθούν για τη στατική υπερωθητική ανάλυση. Τα φορτία εκκίνησης αυξάνονται σταδιακά μέχρι την πλήρη κατάρρευση του φορέα, ενώ η αναλογία των φορτίων εκκίνησης μεταξύ των ορόφων παραμένει σταθερή κατά τη διάρκεια της προσαυξητικής ανάλυσης.

2.2.1.2 Οριζόντια φορτία ιδιομορφικής κατανομής μεταβαλλόμενης αναλογίας

Κατά την προϊούσα φόρτιση του φορέα με τα σταθερά κατακόρυφα φορτία και σταδιακά αυξανόμενα οριζόντια φορτία μεταβάλλεται τόσο η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος όσο και η θεμελιώδης ιδιομορφή του φορέα λόγω του σταδιακού σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων. Μία ακριβέστερη προσομοίωση των σεισμικών οριζόντιων δράσεων επιτυγχάνεται με την προσαρμογή της καθ' ύψος κατανομής των σεισμικών φορτίων σύμφωνα με την τρέχουσα πρώτη ιδιομορφή του αντίστοιχου βήματος φόρτισης λαμβάνοντας υπόψη τον διαδοχικό σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στον φορέα.

2.2.1.3 Οριζόντια φορτία πολύ – ιδιομορφικής κατανομής σταθερής ή μεταβαλλόμενης αναλογίας

Σε φορείς των οποίων η δυναμική τους απόκριση επηρεάζεται σημαντικά και από ανώτερες, πέραν της θεμελιώδους, ιδιομορφές θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή ικανού αριθμού ιδιομορφών και κατά την εφαρμογή της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης. Υπενθυμίζεται ότι στη δυναμική φασματική μέθοδο ανάλυσης ο αριθμός των ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψη εξαρτάται από το άθροισμα των αντίστοιχων ιδιομορφικών μαζών τους. Δρώσα ιδιομορφική μάζα είναι το μέρος της συνολικής ταλαντούμενης μάζας που ενεργοποιείται για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Έτσι όλες οι ιδιομορφές των οποίων το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών αντιστοιχεί σε ένα ποσοστό (συνήθως στο 90%) της συνολικής ταλαντούμενης μάζας θεωρούνται ότι συμμετέχουν ενεργά στη δυναμική απόκριση του συστήματος (βλ. εδάφιο 7.2.1). Στην περίπτωση της ΣΥΑ μπορούμε να θεωρήσουμε ότι η κατανομή των οριζόντιων φορτίων επηρεάζεται από έναν αριθμό, μικρό σχετικά, ιδιομορφών και να υπολογίσουμε τα αντίστοιχα οριζόντια φορτία ανά όροφο που αντιστοιχούν σε αυτές τις ιδιομορφές. Στη συνέχεια η αναλογία των

φορτίων εκκίνησης μπορεί να παραμείνει σταθερή καθόλη τη διάρκεια της οριακής ανάλυσης ή να προσαρμόζεται ανάλογα με τον σταδιακό σχηματισμό των πλαστικών αρθρώσεων. Για τον υπολογισμό των οριζόντιων σεισμικών φορτίων εκκίνησης με σταθερά φορτία πολύ – ιδιομορφικής κατανομής με τη συμμετοχή 1 πλήθους ιδιομορφών ακολουθούνται τα παρακάτω βήματα:

Βήμα 1: Υπολογισμός ικανού αριθμού l m ιδιοπεριόδων και ιδιομορφών από την επίλυση του γενικευμένου προβλήματος ιδιοτιμών

$$[\mathbf{K}]\{\varphi\} = \lambda[\mathbf{M}]\{\varphi\} \quad (2.1.9)$$

$$T_1, T_2, \dots, T_m \quad (2.1.10\alpha)$$

$$\{\varphi_1\}, \{\varphi_2\}, \dots, \{\varphi_m\} \quad (2.1.10\beta)$$

Βήμα 2: Υπολογισμός της δρώσας μάζας κάθε ιδιομορφής

$$\bar{m}_j = \{\varphi_j\}^T [\mathbf{M}] \{\varphi_j\} \quad , \quad j=1, m \quad (2.1.11)$$

$$L_j = \{\varphi_j\}^T [\mathbf{M}] \{r\} \quad (2.1.12)$$

$$m_j^{\text{eff}} = \frac{L_j^2}{\bar{m}_j} \quad (2.1.13)$$

Βήμα 3: Υπολογισμός του αριθμού l των ενεργών ή σημαντικών ιδιομορφών που αντιστοιχεί στο απαιτούμενο ποσοστό της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος για τη ΣΥΑ

$$\sum_{j=1}^l m_j^{\text{eff}} \geq \delta \cdot m_{\text{tot}} \quad (2.1.14)$$

Βήμα 4: Υπολογισμός της φασματικής επιτάχυνσης $S_a(T_j)$, για $j = 1, l$ και στη συνέχεια της συνολικής οριζόντιας φόρτισης στον όροφο k

$$V_{b,j} = S_a \sum_k w_k g \quad , \quad j=1, l \quad , \quad k=1, n \quad (2.1.15)$$

$$Q_j^k = \frac{w_k Q_j^k}{\sum_k w_k Q_j^k} V_{t,j} \quad (2.1.16)$$

$$Q^k = \left[\sum_j (Q_j^k)^2 \right]^{-1/2} \quad (2.1.17)$$

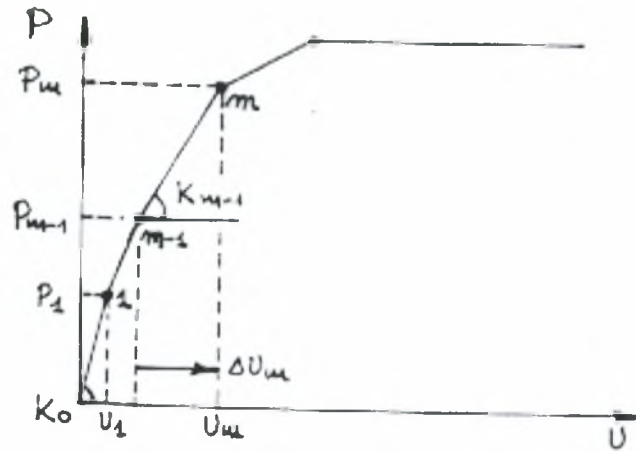
Στην περίπτωση που η αναλογία των φορτίων μεταβάλλεται ακολουθείται η μεθοδολογία του εδαφίου 8.1.2 της πρώτης ιδιομορφής με τη διαφορά ότι τα οριζόντια φορτία προκύπτουν από το σύνολο των I ιδιομορφών και υπολογίζονται σε κάθε βήμα m φόρτισης από τη σχέση

$$Q_m^k = \left[\sum_j (Q_{j,m}^k)^2 \right]^{1/2}, \quad j=1, \dots, I \quad \text{και} \quad k=1, n \quad (2.1.18)$$

Όπου τα φορτία Q_m^k του κάθε ορόφου υπολογίζονται μέσω των βημάτων 1 έως 4 του παρόντος εδαφίου σε κάθε βήμα m της φόρτισης.

2.2.2 Στατική Υπερωθητική Ανάλυση

Τα βήματα της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης με οριζόντια φορτία σταθερής ή μεταβαλλόμενης αναλογίας, επηρεάζονται από τη θεώρηση που υιοθετείται για την προσομοίωση της μη γραμμικής συμπεριφοράς του φορέα. Στο εδάφιο αυτό θα αναπτυχθεί η μέθοδος της γραμμικοποιημένης οριακής ανάλυσης με τη μέθοδο βήμα προς βήμα με οριζόντια φορτία ιδιομορφικής κατανομής και μεταβαλλόμενης αναλογίας. Η περίπτωση των οριζόντιων φορτίων σταθερής αναλογίας προκύπτει ως υποπερίπτωση της μεταβαλλόμενης αναλογίας.



Εικόνα 2.1.3 Προσαυξητικά βήματα ΣΥΑ με γραμμικοποιημένη πλαστικότητα

2.2.2.1 ΣΥΑ με γραμμικοποιημένη οριακή ανάλυση

Η ΣΥΑ, με γραμμικοποιημένη οριακή ανάλυση (βλ. κεφάλαιο 5 του Α' τεύχους) και οριζόντια φορτία ιδιομορφικής κατανομής μεταβαλλόμενης αναλογίας, περιγράφεται από τα παρακάτω βήματα. (βλ. σχήμα 8.3):

Βήμα 1

1α: Υπολογισμός της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου και ιδιομορφής που αντιστοιχούν σε ελαστική συμπεριφορά

$$[K_0]\{\phi_1\} = \lambda_1[M]\{\phi_1\} \Rightarrow T_{1,1} \cdot \{\phi_{1,1}\} \quad (2.1.19)$$

όπου οι κάτω δείκτες μετά το κόμμα αντιστοιχούν στο τρέχον βήμα φόρτισης.

1β: Υπολογισμός της τέμνουσας βάσεως και της καθ' ύψος κατανομής των οριζόντιων σεισμικών φορτίων

$$V_{b,i} = S a_{1,i} \sum_k w_k / g \quad (2.1.20)$$

$$Q_i^k = \frac{w_k \phi_{1,i}^k}{\sum_l w_l \phi_{1,i}^l} V_{b,i} \quad k = 1, n \quad (2.1.21)$$

$$\{Q_i\}^T = [Q_i^1 \quad Q_i^2 \quad \dots \quad Q_i^n] \quad (2.1.22)$$

1γ: Υπολογισμός του κλασματικού φορτίου εκκίνησης

$$\{q_1\} = \frac{\{Q_1\}}{R} \quad (2.1.23)$$

όπου R είναι ο μειωτικός συντελεστής των αρχικών οριζόντιων σεισμικών φορτίων.

1δ: Υπολογισμός του φορτίου σχηματισμού της πλαστικής άρθρωσης στο βήμα 1

$$[K_0] \{\delta U_1\} = \{q_1\} \Rightarrow \delta \lambda_1^{1j} \Rightarrow \Delta \lambda_1 = \min \delta \lambda_1^{1j} \quad (2.1.24)$$

για κάθε άκρο j της ράβδου i .

$$\{P_1\} = \Delta \lambda_1 \{q_1\} \quad (2.1.25)$$

Βήματα 2, 3, ..., m-1

Βήμα m

1α: Υπολογισμός της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου και ιδιομορφής

$$[K_{m-1}] \{\phi_m\} = \lambda_m [M] \{\phi_m\} \Rightarrow T_{1,m} \cdot \{\phi_{1,m}\} \quad (2.1.26)$$

1β: Υπολογισμός της τέμνουσας βάσεως και της καθ' ύψος κατανομής των οριζόντιων σεισμικών φορτίων εκκίνησης

$$V_{b,x} = S a_{1,m} \sum_k w_k / g \quad (2.1.27)$$

$$Q_m^k = \frac{w_k \phi_{1,m}^k}{\sum_k w_k \phi_{1,m}^k} V_{b,m} \quad , \quad k = 1, n \quad (2.1.29)$$

$$\{Q_m\}^T = [Q_m^1 \quad Q_m^2 \quad \dots \quad Q_m^n] \quad (2.1.28)$$

$$\{q_m\} = \frac{\{Q_m\}}{R} \quad (2.1.30)$$

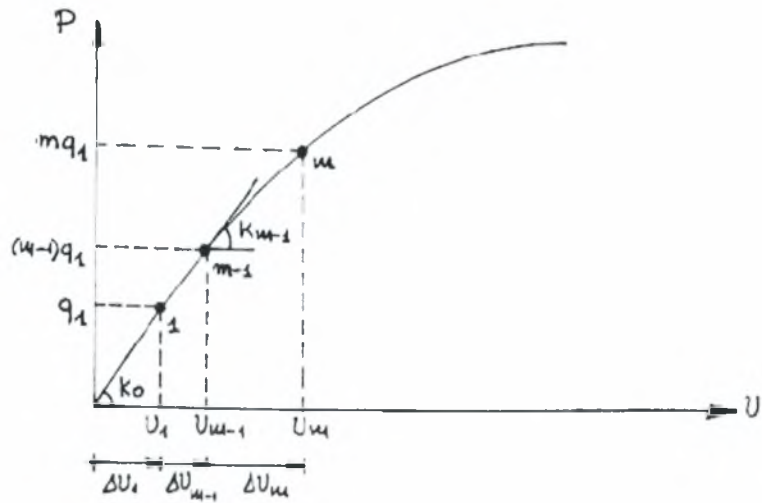
1γ: Υπολογισμός του φορτίου σχηματισμού της πλαστικής άρθρωσης στο βήμα m

$$\begin{aligned} [K_m] \{\delta U_m\} &= \{q_m\} \Rightarrow \delta \lambda_m^{ij} \Rightarrow M_p^{ij} = \{M_3^{ij}\}_{m-1} + \delta \lambda_m^{ij} \{\delta M_3^{ij}\}_m \Rightarrow \\ \Rightarrow \Delta \lambda_m &= \min \delta \lambda_m^{ij} \Rightarrow \{P_m\} = \{P_{m-1}\} + \Delta \lambda_m \{Q_m\} \end{aligned} \quad (2.1.31)$$

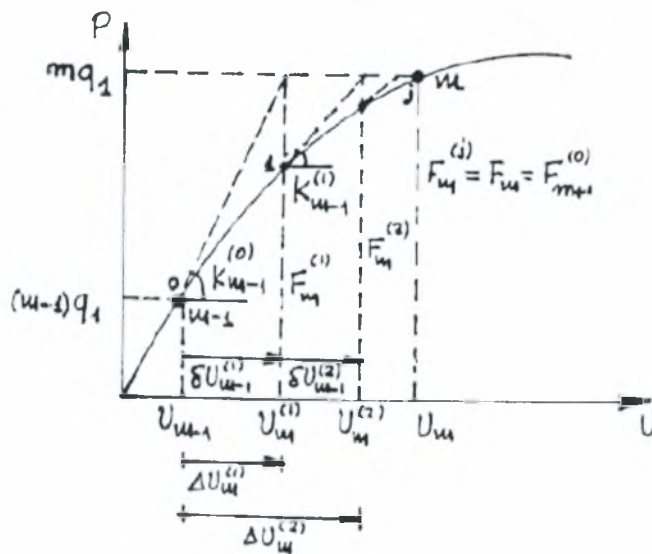
Εάν ο φορέας παραμένει ευσταθής τότε θέτουμε $m = m + 1$ και συνεχίζουμε στο βήμα m έως ότου ο φορέας γίνει μηχανισμός.

2.2.2.2 ΣΥΑ με μη γραμμική προσαυξητική-επαναληπτική οριακή ανάλυση

Η γραμμικοποιημένη μέθοδος βήμα προς βήμα υπολογισμού της καμπύλης ικανότητας προϋποθέτει τη γραμμική συμπεριφορά του φορέα μέσα σε κάθε προσαυξητικό βήμα φόρτισης. Αυτή η παραδοχή ισχύει με τη θεώρηση της συγκεντρωμένης πλαστικότητας και του ακαριαίου σχηματισμού των πλαστικών αρθρώσεων μέσω μιας ελαστικής-απολύτως πλαστικής θεώρησης. Στην πλέον ρεαλιστική θεώρηση της κατανεμημένης πλαστικότητας κατά την οποία η πλαστικοποίηση πραγματοποιείται σταδιακά καθ' ύψος της διατομής και κατά τον διαμήκη άξονα των ράβδων του φορέα με αποτέλεσμα ο φορέας να συμπεριφέρεται μη γραμμική σε κάθε προσαυξητικό βήμα φόρτισης. Στην περίπτωση αυτή ακολουθείται μία προσαυξητική-επαναληπτική διαδικασία για τον υπολογισμό της καμπύλης φορτίου – μετατόπισης. Ο υπολογισμός των εφαπτομενικών μητρώων και των ακραίων εντατικών μεγεθών στην κατανεμημένη πλαστικότητα περιγράφεται αναλυτικά στο κεφάλαιο 9.



Εικόνα 2.1.4 ΣΥΑ με μη γραμμική προσαυξητική-επαναληπτική οριακή ανάλυση



Εικόνα 2.1.5 Επαναληπτική μη γραμμική διαδικασία εντός του προσαυξητικού βήματος φόρτισης m

α. Οριζόντια φορτία σταθερής αναλογίας

Η στατική υπερωθητική ανάλυση με οριζόντια φορτία ιδιομορφικής κατανομής με τη μη γραμμική προσαυξητική-επαναληπτική μέθοδο περιγράφεται από τα παρακάτω βήματα (βλ. σχήματα 2.1.4 και 2.1.5):

Βήμα 1:

1α: Υπολογισμός της τέμνουσας βάσεως και της καθ' ύψος κατανομής των οριζόντιων σεισμικών φορτίων της ελαστικής απόκρισης

$$\begin{aligned} [K_0]\{\varphi_1\} = \lambda_1[M]\{\varphi_1\} &\Rightarrow T_{1,1} \cdot \{\varphi_{1,1}\} \Rightarrow \\ &\Rightarrow V_{b,1} \Rightarrow \{Q_1\} \end{aligned} \quad (2.1.32)$$

1β: Υπολογισμός του κλασματικού φορτίου εκκίνησης

$$\{q_1\} = \frac{\{Q_1\}}{R} \quad (2.1.33)$$

Βήμα 2: Εκτέλεσης της μη γραμμικής προσαυξητικής-επαναληπτικής διαδικασίας

2α: Επανάληψεις εντός του κλασματικού φορτίου $\{q_1\}$

Επανάληψη 1

$$\begin{aligned} [K_0^{(0)}]\{\delta U_1^{(1)}\} = \{q_1\} &\Rightarrow \{\delta U_1^{(1)}\} \Rightarrow \\ &\Rightarrow \{\Delta U_1^{(1)}\} \Rightarrow \{U_1^{(1)}\} \Rightarrow \{F_1^{(1)}\} \end{aligned} \quad (2.1.34)$$

όπου είναι $\{F_1^{(1)}\}$ το διάνυσμα των επικόμβιων δράσεων λόγω των ακραίων εντατικών μεγεθών των ράβδων του φορέα που αντιστοιχούν στη γραμμική λύση της επανάληψης 1 (βλ. σχήμα 8.5 για το βήμα φόρτισης m).

...

Επανάληψη l

$$\begin{aligned} [K_0^{(l-1)}]\{\delta U_1^{(l)}\} = \{q_1\} - \{F_1^{(l-1)}\} &\Rightarrow \{\delta U_1^{(l)}\} \Rightarrow \\ &\Rightarrow \{\Delta U_1^{(l)}\} \Rightarrow \{U_1^{(l)}\} \Rightarrow \{F_1^{(l)}\} \end{aligned} \quad (2.1.35)$$

.....

Σύγκλιση στην επανάληψη j :
$$\frac{\|\{q_1\} - \{F_1^{(j)}\}\|}{\|\{q_1\}\|} \leq \epsilon_j \quad (2.1.36)$$

Όπου ϵ_1 είναι μία παράμετρος ανοχής σφάλματος ($\epsilon_1 = 10^{-2} \sim 10^{-6}$)

2β: Επαναλήψεις εντός του κλασματικού φορτίου $m\{q_i\} - (m_{i-1})\{q\}$

Επανάληψη 1

$$\begin{aligned} [K_{m-1}^{(0)}] \{\delta U_m^{(1)}\} &= \{q_i\} - \{F_m^{(0)}\} \Rightarrow \{\delta U_m^{(1)}\} \Rightarrow \\ &\Rightarrow \{\Delta U_m^{(1)}\} \Rightarrow \{U_m^{(1)}\} \Rightarrow \{F_m^{(1)}\} \end{aligned} \quad (2.1.37)$$

.....

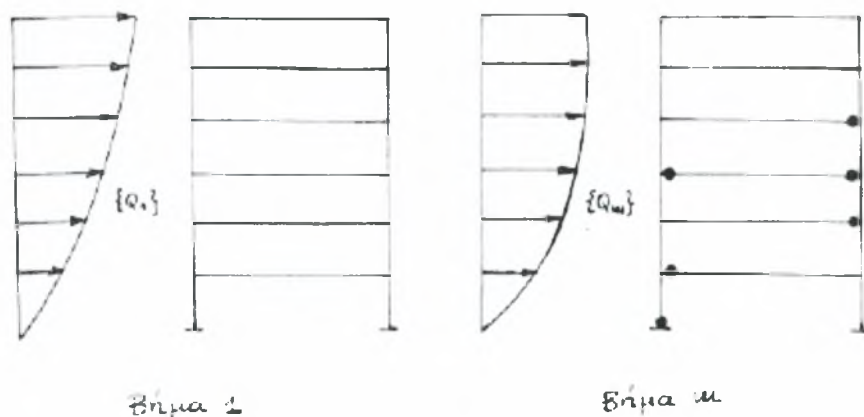
Επανάληψη 1

$$\begin{aligned} [K_{m-1}^{(0)}] \{\delta U_m^{(j)}\} &= \{q_i\} - \{F_m^{(j-1)}\} \Rightarrow \{\delta U_m^{(j)}\} \Rightarrow \\ &\Rightarrow \{\Delta U_m^{(j)}\} \Rightarrow \{U_m^{(j)}\} \Rightarrow \{F_m^{(j)}\} \end{aligned} \quad (2.1.38)$$

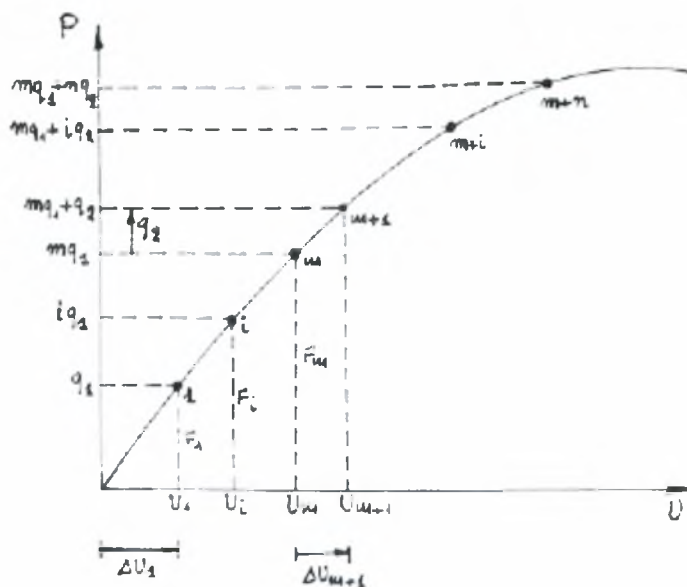
Σύγκλιση στην επανάληψη j:

$$\frac{\|m\{q_i\} - \{F_m^{(j)}\}\|}{\|m\{q_i\}\|} \leq \epsilon_1 \quad (2.1.39)$$

β. Οριζόντια φορτία μεταβαλλόμενης αναλογίας

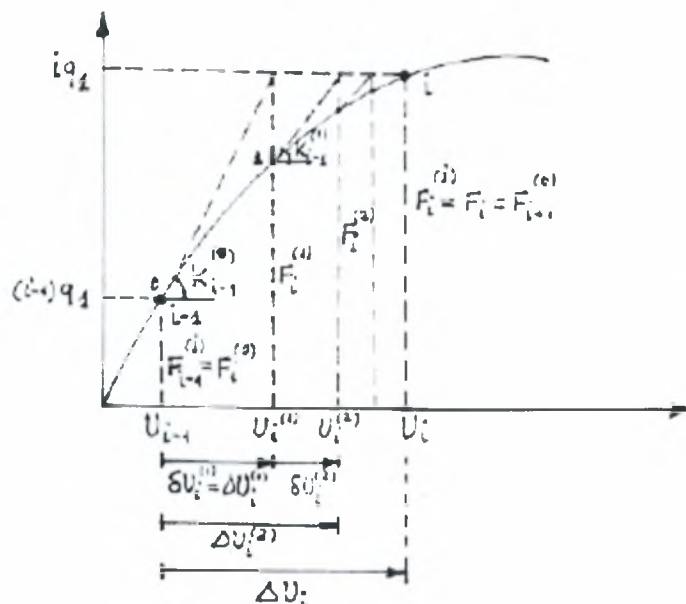


Εικόνα 2.1.6 Κατανομή σεισμικών φορτίων σύμφωνα με την τρέχουσα θεμελιώδη ιδιομορφή. (α) Βήμα φόρτισης 1, (β) Βήμα φόρτισης m



Εικόνα 2.1.7 Προσαυξητικά βήματα φόρτισης μεταβαλλόμενης αναλογίας

Η στατική υπερωθητική ανάλυση, με τη μη γραμμική προσαυξητική-επαναληπτική μέθοδο και με προσαρμοστικά οριζόντια φορτία ιδιομορφικής κατανομής μεταβαλλόμενης αναλογίας (βλ. σχήμα 8.6), περιγράφεται από τα παρακάτω βήματα (βλ. σχήματα 8.7, 8.8 και 8.9):



Εικόνα 2.1. 8 Επαναληπτική μη γραμμική διαδικασία εντός του προσαυξητικού βήματος φόρτισης i

Βήμα 1:

1α: Υπολογισμός της αρχική τέμνουσας βάσεων και της καθ' ύψος κατανομής των σεισμικών οριζόντιων φορτίων της ελαστικής απόκρισης

$$\begin{aligned}
 [K_0]\{\phi_1\} &= \lambda_1[M]\{\phi_1\} \Rightarrow T_{1,1} \{\phi_{1,1}\} \Rightarrow \\
 &\Rightarrow V_{1,1} \Rightarrow \{Q_1\}
 \end{aligned}
 \tag{2.1.40}$$

1β: Υπολογισμός του αρχικού προσαυξητικού κλασματικού φορτίου

$$\{q_1\} = \frac{\{Q_1\}}{R}
 \tag{2.1.41}$$

Βήμα 2: Εκτέλεση της μη γραμμικής προσαυξητικής-επαναληπτικής διαδικασίας εντός του κλασματικού προσαυξητικού φορτίου $\{q_1\}$

Επανάληψη 1:

$$\begin{aligned}
 [K_0^{(0)}]\{\delta U_1^{(1)}\} &= \{q_1\} \Rightarrow \{\delta U_1^{(1)}\} = \\
 &\Rightarrow \{\Delta U_1^{(1)}\} \Rightarrow \{U_1^{(1)}\} = \{F_1^{(1)}\}
 \end{aligned}
 \tag{2.1.42}$$

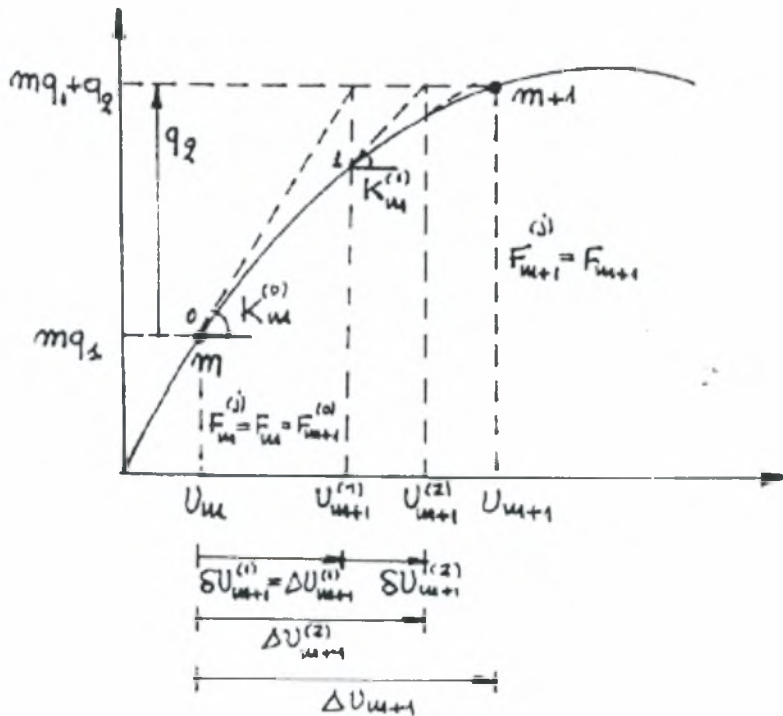
.....

Επανάληψη l :

$$\begin{aligned} [K_s^{(l-1)}] \{\delta U_1^{(l)}\} &= \{q_1\} - \{F_1^{(l-1)}\} \Rightarrow \{\delta U_1^{(l)}\} \Rightarrow \\ &\Rightarrow \{\Delta U_1^{(l)}\} \Rightarrow \{U_1^{(l)}\} \Rightarrow \{F_1^{(l)}\} \end{aligned} \quad (2.1.43)$$

.....

Σύγκλιση στην επανάληψη j :
$$\frac{\|\{q_1\} - \{F_1^{(j)}\}\|}{\|\{q_1\}\|} \leq \epsilon_1 \quad (2.1.44)$$



Εικόνα 2.1. 9 Επαναληπτική μη γραμμική διαδικασία εντός του προσαυξητικού βήματος φόρτισης $m+1$

Βήμα 3: Επαναλήψεις εντός του προσαυξητικού φορτίου $i\{q_1\}$ - $(i-1)\{q_1\}$ (βλ. σχήμα 2.1.9)

Επανάληψη 1:

$$\begin{aligned} [K_{i-1}^{(0)}]\{\delta U_1^{(1)}\} &= i\{q_1\} - \{F_1^{(0)}\} \Rightarrow \{\delta U_1^{(1)}\} \Rightarrow \\ &\Rightarrow \{\Delta U_1^{(1)}\} \Rightarrow \{U_1^{(1)}\} \Rightarrow \{F_1^{(1)}\} \end{aligned} \quad (2.1.45)$$

Επανάληψη ℓ :

$$\begin{aligned} [K_{i-1}^{(\ell-1)}]\{\delta U_1^{(\ell)}\} &= i\{q_1\} - \{F_1^{(\ell-1)}\} \Rightarrow \{\delta U_1^{(\ell)}\} \Rightarrow \\ &\Rightarrow \{\Delta U_1^{(\ell)}\} \Rightarrow \{U_1^{(\ell)}\} \Rightarrow \{F_1^{(\ell)}\} \end{aligned} \quad (2.1.46)$$

Σύγκλιση στην επανάληψη j :
$$\|i\{q_1\} - \{F_1^{(j)}\}\| / \|i\{q_1\}\| \leq \epsilon_1 \quad (2.1.47)$$

Βήμα 4: Έλεγχος κριτηρίου μεταβολής στιβαρότητας (βλ. σχήματα 2.1.7 και 2.1.9)

Αρχικό μέτρο στιβαρότητας:
$$k_1 = \frac{\{q_1\}^T \{\Delta U_1\}}{\{\Delta U_1\}^T \{\Delta U_1\}} \quad (2.1.48)$$

Τρέχον μέτρο στιβαρότητας:
$$k_i = \frac{\{q_1\}^T \{\Delta U_1\}}{\{\Delta U_1\}^T \{\Delta U_1\}} \quad (2.1.49)$$

Κριτήριο μεταβολής στιβαρότητας:
$$\frac{k_i}{k_1} < \epsilon_2 \quad (2.1.50)$$

όπου ϵ_2 είναι η παράμετρος απομείωσης στιβαρότητας ($\epsilon_2 = 0.5 \sim 0.1$). Εάν ισχύει το κριτήριο πήγαινε στο επόμενο βήμα 5 θέτοντας $i = m$. Εάν όχι τότε συνέχισε στο βήμα 3 θέτοντας $i = i + 1$.

Βήμα 5:

1α: Υπολογισμός της τρέχουσας τέμνουσας βάσεως και της καθ' ύψος κατανομής των σεισμικών οριζόντιων φορτίων (Βλ. Σχήμα 2.1.9)

$$\begin{aligned} [K_m]\{\phi_{m-1}\} &= \lambda_{m-1}[M]\{\phi_{m-1}\} \Rightarrow \\ &\Rightarrow T_{i,m-1} \cdot \{\phi_{i,m-1}\} \Rightarrow \\ &\Rightarrow V_{b,m-1} \Rightarrow \{Q_{m-1}\} \end{aligned} \quad (2.1.51)$$

1β: Υπολογισμός του τρέχοντος προσαυξητικού κλασματικού φορτίου

$$\{q_2\} = \frac{\{Q_{m-1}\}}{R} \quad (2.1.52)$$

Βήμα 6: Εκτέλεση της προσαυξητικής-επαναληπτικής διαδικασίας εντός του προσαυξητικού κλασματικού φορτίου $\{q_2\}$ (βλ. σχήμα 2.1.9)

Επανάληψη 1:

$$\begin{aligned} [K_m^{(0)}]\{\delta U_{m-1}^{(1)}\} &= \{q_2\} \Rightarrow \{\delta U_{m-1}^{(1)}\} \Rightarrow \\ &\Rightarrow \{\Delta U_{m-1}^{(1)}\} \Rightarrow \{U_{m-1}^{(1)}\} \Rightarrow \{F_{m-1}^{(1)}\} \end{aligned} \quad (2.1.53)$$

.....

Επανάληψη ℓ :

$$\begin{aligned} [K_m^{(\ell-1)}]\{\delta U_{m-1}^{(\ell)}\} &= \{mq_2 - q_2\} - \{F_{m-1}^{(\ell-1)}\} \Rightarrow \{\delta U_{m-1}^{(\ell)}\} \\ &\Rightarrow \{\Delta U_{m-1}^{(\ell)}\} \Rightarrow \{U_{m-1}^{(\ell)}\} \Rightarrow \{F_{m-1}^{(\ell)}\} \end{aligned} \quad (2.1.54)$$

Σύγκλιση στην επανάληψη j:

$$\frac{\| \{mq_1 + iq_2\} - \{F_{m-1}^{(j)}\} \|}{\| \{mq_1 + iq_2\} \|} \leq \varepsilon_j \quad (2.1.55)$$

Βήμα 7: Επαναλήψεις εντός του πραυσαζητικού φορτίου

$$\{m\{q_1\} + i\{q_2\}\} - \{m\{q_1\} + (i-1)\{q_2\}\} \quad (\text{βλ. σχήμα 2.1.7})$$

Επανάληψη 1:

$$\begin{aligned} [K_{m-1}^{(0)}] \{\delta U_{m-1}^{(0)}\} &= m\{q_1\} + i\{q_2\} - \{F_{m-1}^{(0)}\} \Rightarrow \\ \{\delta U_{m-1}^{(0)}\} &\Rightarrow \{\Delta U_{m-1}^{(0)}\} \Rightarrow \{U_{m-1}^{(0)}\} \Rightarrow \{F_{m-1}^{(0)}\} \end{aligned} \quad (2.1.56)$$

Επανάληψη ℓ :

$$\begin{aligned} [K_{m-1}^{(\ell-1)}] \{\delta U_{m-1}^{(\ell)}\} &= m\{q_1\} + i\{q_2\} - \{F_{m-1}^{(\ell-1)}\} \Rightarrow \\ \{\delta U_{m-1}^{(\ell)}\} &\Rightarrow \{\Delta U_{m-1}^{(\ell)}\} \Rightarrow \{U_{m-1}^{(\ell)}\} \Rightarrow \{F_{m-1}^{(\ell)}\} \end{aligned} \quad (2.1.57)$$

Σύγκλιση στην επανάληψη j:

$$\frac{\| \{mq_1 + iq_2\} - \{F_{m-1}^{(j)}\} \|}{\| \{mq_1 + iq_2\} \|} \leq \varepsilon_j \quad (2.1.58)$$

Βήμα 8: Έλεγχος κριτηρίου μεταβολής στιβαρότητας.

$$\text{Μέτρο στιβαρότητας στο βήμα } m+1: \quad k_m = \frac{\{q_2\}^T \{\Delta U_m\}}{\{\Delta U_m\}^T \{\Delta U_m\}} \quad (2.1.59)$$

$$\text{Τρέχον μέτρο στιβαρότητας:} \quad k_{m-1} = \frac{\{q_2\}^T \{\Delta U_{m-1}\}}{\{\Delta U_{m-1}\}^T \{\Delta U_{m-1}\}} \quad (2.1.60)$$

$$\text{Κριτήριο μεταβολής στιβαρότητας:} \quad \frac{k_{m+1}}{k_m} \leq \varepsilon_2 \quad (2.1.61)$$

Εάν ισχύει το κριτήριο πήγαινε στο βήμα 5 θέτοντας $m=n$. Εάν όχι τότε συνέχισε στο Βήμα 7 θέτοντας $i=i+1$.

Η ΣΥΑ με μη γραμμική προσαυξητική-επαναληπτική οριακή ανάλυση τερματίζεται με την κατάρρευση του φορέα. Το σημείο καταρρεύσεως της καμπύλης P-U ανιχνεύεται αριθμητικά κατά την επίλυση των εξισώσεων (2.1.38) ή (2.1.56) από το πρόγραμμα ανάλυσης του H/Y με μία από τις τρεις ενδείξεις: (i) αδυναμία παραγοντοποίησης του εφαπτομενικού μητρώου στιβαρότητας (ανίχνευση μηδενικού διαγώνιου όρου), (ii) αδυναμία σύγκλισης της επαναληπτικής διαδικασίας, (iii) υπολογισμός μεγάλων προσαυξητικών μετατοπίσεων από τη λύση των εξισώσεων (2.1.38) ή (2.1.56).

γ. Οριζόντια φορτία πολύ –ιδιομορφικής κατανομής

Για τη ΣΥΑ με μη γραμμική προσαυξητική-επαναληπτική οριακή ανάλυση και σταθερά οριζόντια φορτία πολύ – ιδιομορφικής κατανομής ακολουθούνται τα ίδια βήματα με εκείνα της κατανομής των φορτίων σύμφωνα με την πρώτη ιδιομορφή με τη διαφορά ότι τα φορτία εκκίνησης υπολογίζονται από τη σχέση (2.1.17) αντί της σχέσης (2.1.16) με $j=1$. Αντίστοιχα, για τη ΣΥΑ με μη γραμμική προσαυξητική-επαναληπτική οριακή ανάλυση και μεταβαλλόμενα οριζόντια φορτία εκκίνησης πολύ – ιδιομορφικής κατανομής τα φορτία εκκίνησης σε κάθε προσαρμογή των τιμών τους υπολογίζονται από τη σχέση (2.1.18).

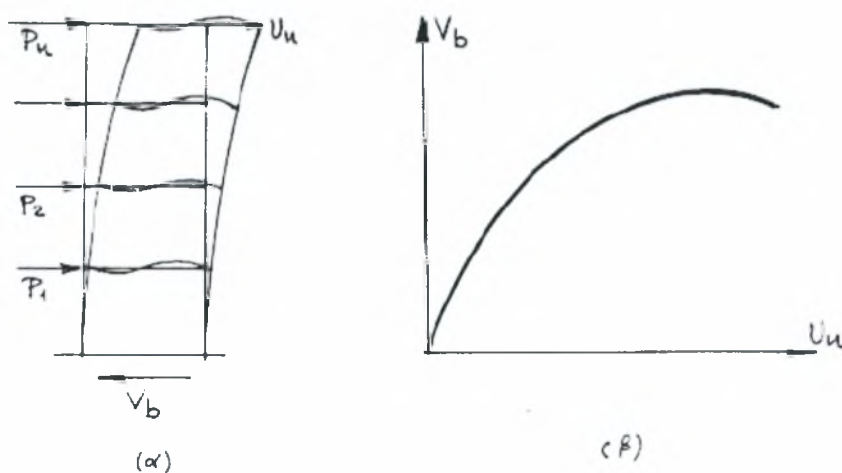
2.3 Μέθοδος Φασματικής Ικανότητας

2.3.1 Εισαγωγή

Δυο προσεγγιστικές μέθοδοι με ευρεία αποδοχή, οι οποίες βασίζονται στη στατική υπερωθητική ανάλυση, είναι η μέθοδος της **σεισμικής αποτίμησης και σχεδιασμού με επιβολή μετατοπίσεων** (*displacement – based seismic design method*) και η μέθοδος της **φασματικής ικανότητας** (*capacity spectrum method*) με επιβολή δυνάμεων. Η μέθοδος της φασματικής ικανότητας θεωρείται ότι είναι πιο κοντά στη δυναμική ανάλυση στην οποία επιβάλλονται αδρανειακές δυνάμεις και έχει υιοθετηθεί από τους αμερικάνικους κανονισμούς ATC – 40 και FEMA 273. Η μέθοδος αυτή παρουσιάζεται αναλυτικά στη συνέχεια.

2.3.2 Μέθοδος της φασματικής ικανότητας

Σκοπός της μεθόδου της φασματικής ικανότητας είναι η σύγκριση της διατιθέμενης αντοχής της κατασκευής, η οποία εκφράζεται από την καμπύλη φορτίου – μετατόπισης $P - U$, με την **απαιτούμενη** αντοχή, η οποία προκύπτει από το φάσμα σχεδιασμού. Προκειμένου να γίνει η σύγκριση αυτών των δυο χαρακτηριστικών αντοχών πρέπει τόσο η καμπύλη $P - U$ όσο και το φάσμα σχεδιασμού να μετατραπούν στο διάγραμμα των φασματικών συντεταγμένων $S_a - S_d$.



Εικόνα 2.2.1. (α) Παραμόρφωση κτηρίου, (β) καμπύλη συμπεριφοράς ή καμπύλη ικανότητας (ΣΥΑ $P - U$)

Η μέθοδος της φασματικής ικανότητας συνοψίζεται στα παρακάτω βήματα:

Βήμα 1: Ανάλυση και διαστασιολόγηση του φορέα και εκτέλεση της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης (ΣΥΑ).

Μετά τη διαστασιολόγηση του φορέα, εφόσον πρόκειται για νέα κατασκευή, εκτελείται η στατική υπερωθητική ανάλυση. Με τη ΣΥΑ υπολογίζεται και σχεδιάζεται η **καμπύλη συμπεριφοράς** ή **καμπύλη ΣΥΑ P – U** ή **καμπύλη ικανότητας** (*capacity curve*) του κτηρίου, όπου $P=V_b$ είναι η τέμνουσα βάσης και U είναι συνήθως η οριζόντια μετακίνηση της κορυφής του κτηρίου (βλ. σχήμα 7.3)

Μέσα από αυτή την ανάλυση είναι δυνατή η εύρεση του μηχανισμού καταρρέυσεως του φορέα για μονοτονική φόρτιση με ταυτόχρονη δράση των κατακόρυφων φορτίων και των σταδιακά αυξανόμενων οριζόντιων φορτίων, που προσομοιώνουν τα σεισμικά, και η εκτίμηση του δείκτη πλαστιμότητας των μετατοπίσεων του φορέα.

Βήμα 2: Ορισμός ισοδύναμου **Ιδεατού Μονοβάθμιου Συστήματος (IMΣ)** – Καμπύλη ικανότητας φάσματος.

Στο βήμα αυτό μετατρέπεται η καμπύλη ικανότητας ενός πολυβάθμιου κτηρίου (με n ορόφους και ndf (*number of degrees of freedom*) βαθμούς ελευθερίας) στην καμπύλη φασματικής συμπεριφοράς ή **καμπύλη φασματικής ικανότητας** (*capacity spectrum*) ενός ισοδύναμου ιδεατού μονοβάθμιου συστήματος. Η μετατροπή αυτή γίνεται για να μπορέσουμε να συγκρίνουμε τη διατιθέμενη ικανότητα του κτηρίου με την απαιτούμενη από τους κανονισμούς, όπως προκύπτει μέσα από το φάσμα σχεδιασμού. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι η χρήση ενός ισοδύναμου ιδεατού μονοβάθμιου συστήματος αποτελεί μια παραδοχή με σημαντικές αβεβαιότητες. Η αξιοπιστία του IMΣ επηρεάζεται από την μορφή και τον τύπο της κατασκευής και τις μετελαστικές παραμορφώσεις που αναπτύσσονται κατά τη σεισμική καταπόνηση.

2.1 Υπολογισμός της θεμελιώδους ιδιομορφής $\{\varphi_1\}$, της αντίστοιχης ιδιοσυχνότητας ω_1 και ιδιοπεριόδου T_1 του πολυβάθμιου φορέα για ελαστική απόκριση.

2.2 Υπολογισμός της μάζας \hat{m}_1 του ιδεατού – ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

$$\hat{m}_1 = \alpha_1 m_{tot}$$

όπου m_{tot} είναι η συνολική μάζα του φορέα και α_1 είναι ένας συντελεστής ισοδυναμίας μαζών μεταξύ του πολυβάθμιου και του IMΣ συστήματος. Ο συντελεστής αυτός υπολογίζεται ύστερα από πρόταση του Freeman (1998) από τη σχέση

$$a_i = \left(\frac{\sum_j (m_j \phi_{ji})^2}{\sum_j m_j \cdot \sum_j (m_j \phi_{ji}^2)} \right) \quad i = 1, n \quad (2.2.1)$$

όπου m_i, ϕ_{ji} είναι η συγκεντρωμένη μάζα και η συνιστώσα της κανονικοποιημένης θεμελιώδους ιδιομορφής στον όροφο i του κτηρίου, αντίστοιχα.

2.3 Υπολογισμός της φασματικής επιτάχυνσης και μετατόπισης του ΙΜΣ

$$S_a = P \cdot \dot{u}$$

$$S_d = U / a_2$$

όπου a_2 είναι ο συντελεστής ισοδυναμίας μετατοπίσεων. Ο συντελεστής αυτός δίνεται από τη σχέση

$$a_2 = \frac{\sum_j (m_j \phi_{2j})}{\sum_j (m_j \phi_{2j}^2)} \quad (2.2.2)$$

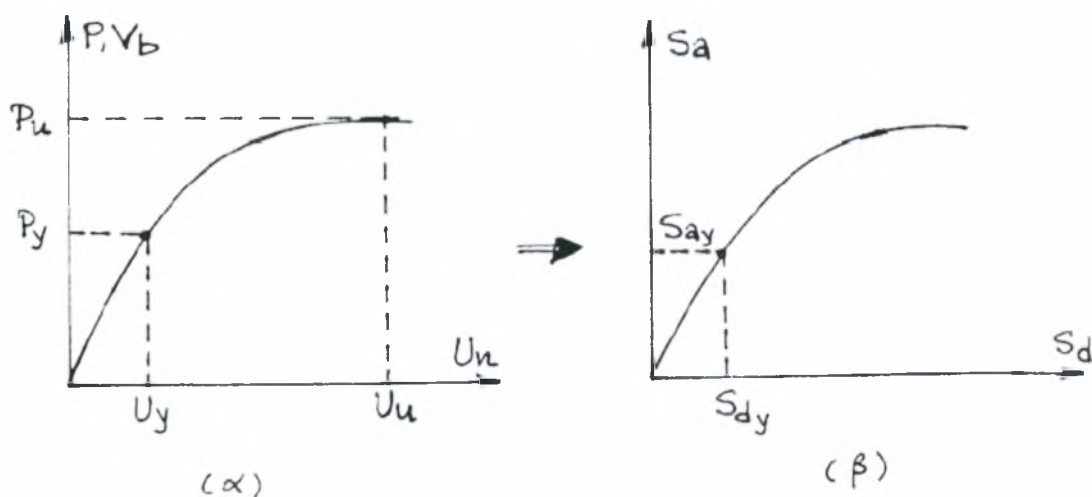
2.4 Υπολογισμός και σχεδίαση της καμπύλης ικανότητας φάσματος (S_a, S_d)

2.5 Υπολογισμός της στιβαρότητας και της ιδιοπεριόδου του ΙΜΣ

$$\dot{k} = \dot{m} S_{a_y} / S_{d_y}$$

$$\dot{T} = 2 \pi \sqrt{\dot{m} / \dot{k}}$$

όπου $S_{a_y} = P_y / \dot{m}$, $S_{d_y} = U_y / a_2$ είναι η ιδεατή φασματική επιτάχυνση και η ιδεατή μετατόπιση που αντιστοιχούν στο οριακό σημείο της ελαστικής συμπεριφοράς του κτηρίου (βλ σχήμα 2.2.2 α,β).



Εικόνα 2.2.2. Μετάβαση από την καμπύλη ικανότητας (α) στην καμπύλη φασματικής ικανότητας (β) ενός ιδεατού ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

Βήμα 3: Υπολογισμός της δρώσας απόσβεσης του φορέα.

Προκειμένου να υπολογίσουμε το διάγραμμα της φασματικής απόκρισης (*Acceleration Displacement Response Spectrum – ADRS*), που ονομάζεται και διάγραμμα απαιτούμενου φάσματος (*demand spectrum*), από το οποίο θα προκύψει η απαιτούμενη ικανότητα της κατασκευής, είναι απαραίτητος ο υπολογισμός της δρώσας απόσβεσης του φορέα. Η δρώσα απόσβεση είναι διαφορετική από εκείνη που αντιστοιχεί στο αρχικό ελαστικό σύστημα και συνάρτηση της ιξώδους απόσβεσης που αναπτύσσεται κατά την ελαστική απόκριση και της υστερητικής απόσβεσης η οποία εξαρτάται από το μέγεθος των μεταλαστικών παραμορφώσεων και του τύπου του μηχανισμού κατάρρευσης της κατασκευής. Ο Priestley (1995) μετά από σειρά πειραμάτων σε κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος πρότεινε τον υπολογισμό της δρώσας απόσβεσης του φορέα από τη σχέση

$$\zeta_{\text{eff}} = \zeta_{\text{ei}} + c\zeta_{\text{u}} \quad (2.2.3)$$

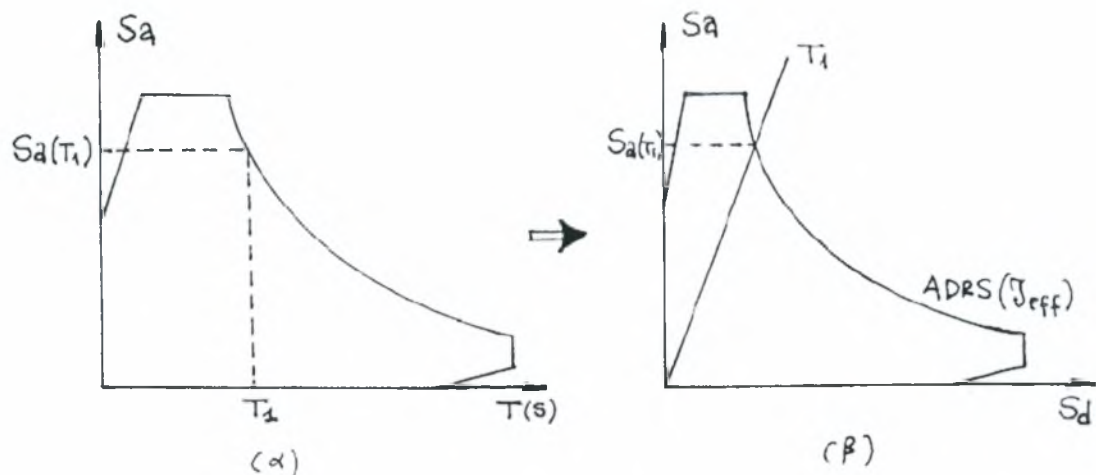
όπου ζ_{ei} είναι η ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση η οποία δίνεται από τον κανονισμό (συνήθως $\zeta_{\text{ei}} = 5\%$ για οπλισμένο σκυρόδεμα), ζ_{u} είναι η ισοδύναμη υστερητική απόσβεση η οποία δίνεται από τον τύπο

$$\zeta_{\text{u}} = 2(\mu-1)/(\pi\mu) \quad (2.2.4)$$

όπου $\mu = U_u/U_y$ είναι ο δείκτης πλαστιμότητας ως προς τις μετατοπίσεις. Η μετατόπιση U_u αντιστοιχεί στην κορυφή του κτηρίου με την ολοκλήρωση του πλαστικού μηχανισμού καταρρεύσεως και U_y είναι η αντίστοιχη μετατόπιση τη στιγμή της εμφάνισης τα πρώτης πλαστικής άρθρωσης του φορέα (βλ. εικόνα 2.2.2.α). Τέλος ο συντελεστής c της σχέσης (2.2.3) εξαρτάται από τον τύπο του μηχανισμού καταρρεύσεως ανάλογα με τις θέσεις σχηματισμού των πλαστικών αρθρώσεων. Εάν είναι μηχανισμός με πλαστικές αρθρώσεις κυρίως στις δοκούς τότε $c \cong 0.60$, ενώ εάν οι πλαστικές αρθρώσεις εντοπίζονται κυρίως στα υποστυλώματα τότε $c \cong 0.40$. Η σχέση (2.2.4) προέκυψε από τη συσχέτιση της ενέργειας που εκλύεται σε μια ανελαστική ανακύκλιση με την αντίστοιχη ελαστική ενέργεια.

Ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης η , με τον οποίο τροποποιούνται οι ελαστικές φασματικές τιμές απόκρισης, υπολογίζεται από τη σχέση

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta_{\text{eff}})} \geq 0.7$$



Εικόνα 2.2.3 Μετάβαση από το φάσμα σχεδιασμού (α) στο διάγραμμα απαιτούμενου φάσματος (β)

Βήμα 4: Διάγραμμα απαιτούμενου φάσματος ή φασματικής ανελαστικής απόκρισης *ADRS*.

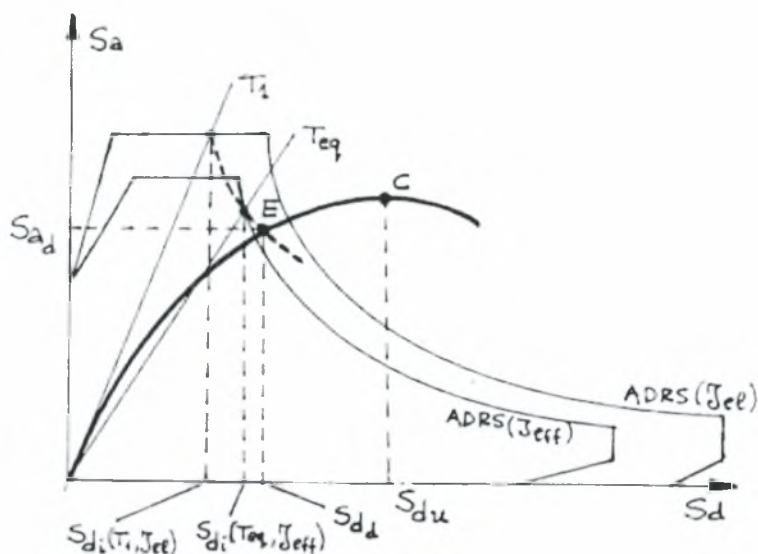
Μετά τον υπολογισμό του διορθωτικού συντελεστή απόσβεσης η από τη σχέση (7) σχεδιάζεται το **απαιτούμενο φάσμα**, που ονομάζεται και **διάγραμμα φασματικής απόκρισης *ADRS***, για μετελαστική συμπεριφορά. Έτσι από τα αντίστοιχα ελαστικά φάσματα σχεδιασμού προκύπτουν τα διαγράμματα φασματικής μετελαστικής απόκρισης για κάθε συντελεστή απόσβεσης η (βλ. εικόνα 2.2.3). Οι νέες τιμές S_a , S_d υπολογίζονται από τις σχέσεις:

$$S_a = \eta S_{a,el} \quad (2.2.5)$$

$$S_d = \eta S_{d,el} \quad (2.2.6)$$

Το διάγραμμα *ADRS* (S_a, S_d) προκύπτει από το ανελαστικό φάσμα απόκρισης (S_a, T) από τη σχέση

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a$$



Εικόνα 2.2.4 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας «E»

Στο διάγραμμα ADRS μπορούν να παρασταθούν ακτινικά οι τιμές των ιδιοπεριόδων που συνδέονται με τις τιμές των S_a, S_d (βλ. σχήμα 2.2.3)

Βήμα 5: Υπολογισμός της μέγιστης απαιτούμενης μετελαστικής μετακίνησης. Για τον υπολογισμό της μέγιστης απαιτούμενης μετελαστικής μετακίνησης ακολουθούνται τα παρακάτω στάδια: (βλ. σχήμα 2.2.4).



5.1 Εύρεση της φασματικής μετατόπισης που αντιστοιχεί στην ιδιοπερίοδο $1 T$ του κτηρίου και στο απαιτούμενο φάσμα για $\zeta_{eff} = \zeta_{el}$:

$$\zeta_{eff} = \zeta_{el} \rightarrow S_{d_i}(T_1, \zeta_{el})$$

5.2 Υπολογισμός του δείκτη πλαστιμότητας μ , της ισοδύναμης ιδιοπεριόδου T_{eq} , της ισοδύναμης δρώσας απόσβεσης ζ_{eff} και του συντελεστή απόσβεσης η

$$\mu = S_{d_i} / S_{d_e} \quad (2.2.7)$$

$$T_{eq} = T_1 \cdot \sqrt{\mu}$$

$$\zeta_{eq} = 2(\mu - 1) / \pi \mu \Rightarrow \zeta_{eff} = \zeta_{eq} + \zeta_{el} \quad (2.2.8)$$

$$\eta = \sqrt{7 / (2 - \zeta_{eff})} \quad (2.2.9)$$

5.3 Εύρεση της νέας μετατόπισης S_{d_i} που αντιστοιχεί στο ζεύγος (T_{eq}, ζ_{eff}) .

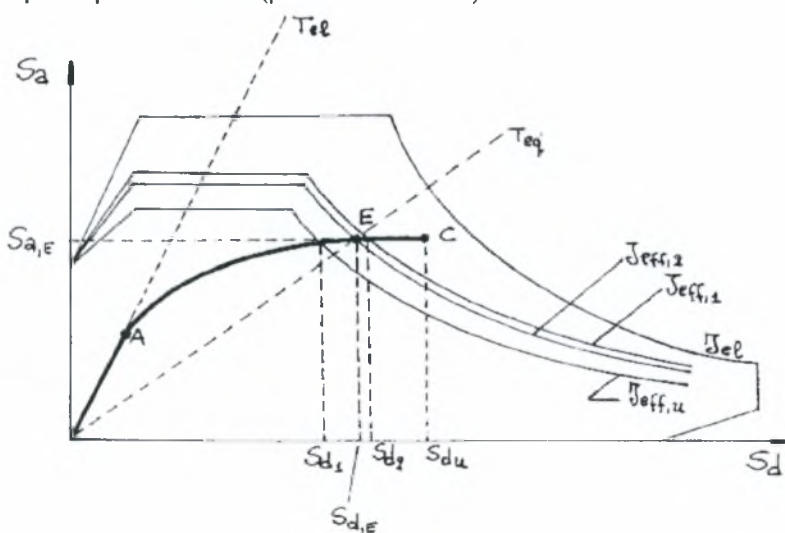
Για την εύρεση της νέας φασματικής μετατόπισης S_{d_i} σχεδιάζεται το νέο διάγραμμα της φασματικής απόκρισης $ADRS(\zeta_{eff})$ το οποίο προκύπτει από τον πολλαπλασιασμό των τιμών του ελαστικού διαγράμματος με τον διορθωτικό συντελεστή απόσβεσης η . Το σημείο τομής της ευθείας που αντιστοιχεί στην ιδιοπερίοδο T_{eq} με την καμπύλη της φασματικής απόκρισης αποτελεί τη μέγιστη απαιτούμενη φασματική μετατόπιση για τη μετελαστική συμπεριφορά της ισοδύναμης ιδιοπεριόδου T_{eq} .

5.4 Υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας (performance point).

Επαναλαμβάνουμε τη διαδικασία του σταδίου 5.3 και σχηματίζουμε την καμπύλη των σημείων τομής των ευθειών T_{eq} με τα αντίστοιχα διαγράμματα φασματικής απόκρισης $ADRS(\zeta_{eff})$. Η τομή της καμπύλης αυτής με την καμπύλη φασματικής ικανότητας της κατασκευής μας δίνει το σημείο επιτελεστικότητας $E(S_{d_i}, S_{d_i})$ το οποίο θα δώσει τη μέγιστη απαιτούμενη μετελαστική μετακίνηση στην κορυφή του κτηρίου. Στην περίπτωση που η καμπύλη αυτή δεν τέμνει το διάγραμμα φασματικής ικανότητας τότε η διατιθέμενη μέγιστη μετελαστική μετακίνηση υπολείπεται της απαιτούμενης. Εάν πρόκειται για νέα κατασκευή θα πρέπει να επανασχεδιασθεί ο φορέας, ενώ για υφιστάμενη κατασκευή θα πρέπει να ενισχυθεί για την αύξηση της στιβαρότητας και της αντοχής της, ώστε η διατιθέμενη μετελαστική μετακίνηση να γίνει μεγαλύτερη της απαιτούμενης.

Από τα παραπάνω συνάγεται ότι για να καταστεί δυνατή η αποτίμηση-έλεγχος της σεισμικής συμπεριφοράς ενός κτηρίου θα πρέπει η καμπύλη της φασματικής ικανότητας του κτηρίου και η καμπύλη της φασματικής απόκρισης να αναφέρονται στο ίδιο ποσοστό ισοδύναμης δρώσας απόσβεσης ζ_{eff} . Σε κάθε σημείο της καμπύλης φασματικής ικανότητας αντιστοιχεί μία ισοδύναμη ιδιοπερίοδος T_{eq} , μία ισοδύναμη δρώσα απόσβεση και ένα διάγραμμα φασματικής απόκρισης.

Για τον υπολογισμό του σημείου τομής της καμπύλης φασματικής ικανότητας με το διάγραμμα της φασματικής απόκρισης, έτσι ώστε η δρώσα απόσβεση του σημείου τομής να είναι η ίδια για τα δύο διαγράμματα, ακολουθείται η παρακάτω επαναληπτική διαδικασία (βλ. εικόνα 2.2.5):



Εικόνα 2.2.5 Επαναληπτική διαδικασία υπολογισμού του σημείου επιτελεστικότητας «E»

1. Υπολογίζεται το ποσοστό της ισοδύναμης δρώσας απόσβεσης ζ_{eff} από τη σχέση (2.2.8) και ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης η από τη σχέση (2.2.9) για το ακρότατο σημείο $Sd_u = U_u/\alpha_2$ (διατιθέμενη τιμή) της καμπύλης φασματικής ικανότητας του κτηρίου.
2. Σχεδιάζεται το διάγραμμα φασματικής απόκρισης $ADRS(\zeta_{eff,u})$ μέσω των σχέσεων (2.2.5), (2.2.6), το οποίο μπορεί να τέμνει ή να μην τέμνει το διάγραμμα φασματικής ικανότητας του κτηρίου.
3. Στην περίπτωση που δεν υπάρχει σημείο τομής τότε η κατασκευή δεν είναι σε θέση να ανταπεξέλθει στη συγκεκριμένη σεισμική διέγερση που αντιστοιχεί στο $ADRS(\zeta_{eff,u})$.
4. Στην περίπτωση που το σημείο τομής είναι διαφορετικό του ακρότατου σημείου της καμπύλης φασματικής ικανότητας, τότε υπολογίζεται ο δείκτης πλαστιμότητας μ (σχέση 2.2.7) και το ποσοστό ζ_{eff} (2.2.8β) που αντιστοιχούν στο σημείο τομής, επανασχεδιάζεται το διάγραμμα $ADRS$ και υπολογίζεται το νέο σημείο τομής των δύο διαγραμμάτων. Η επαναληπτική διαδικασία συνεχίζεται έως ότου δύο διαδοχικά σημεία τομής ταυτιστούν σε ικανοποιητικό βαθμό. Έτσι, ορίζεται η φασματική απαιτούμενη της μετελαστικής μετατόπιση Sd_d . Μετά τον υπολογισμό της Sd_d και της Sa_d από το διάγραμμα φασματικής ικανότητας, υπολογίζονται η μέγιστη απαιτούμενη μετατόπιση του τελευταίου ορόφου του κτηρίου και η τέμνουσα βάσεως από τις σχέσεις

$$U_d = \alpha_2 Sd_d \quad (2.2.10)$$

$$V_d = \alpha_1 m_{tot} Sa_d \quad (2.2.11)$$

όπου α_1, α_2 είναι οι συντελεστές των σχέσεων (2.2.1) και (2.2.2).

3. Σεισμικές Διεγέρσεις

3.1 Εισαγωγή

Απώτερος στόχος της παρούσας εργασίας είναι η σύγκριση της φέρουσας ικανότητας διαφοροποιημένων μοντέλων μιας αρχικής κατασκευής υπό σεισμική διέγερση. Το παρόν κεφάλαιο πραγματεύεται τον τρόπο με τον οποίο εξήχθησαν από τα αντίστοιχα επιταχυνσιογραφήματα τα φάσματα των σεισμικών διεγέρσεων τα οποία χρησιμοποιήθηκαν για τους σκοπούς της εργασίας αυτής. Παρακάτω παρατίθενται οι σεισμικές διεγέρσεις που χρησιμοποιήθηκαν, η κανονικοποίηση των επιταχυνσιογραφήματων των διεγέρσεων αυτών και τέλος η μετατροπή τους σε φάσματα με την βοήθεια του προγράμματος SEISMOSOFT.

3.2 Επιταχυνσιογραφήματα

Για τους σκοπούς της εργασίας αυτής χρησιμοποιήθηκαν επιταχυνσιογραφήματα τα οποία δίνονται σε μια επιστημονική εργασία με τίτλο “GROUND MOTION TIME HISTORIES FOR THE HUMBOLDT BAY BRIDGE” από τους συγγραφείς Paul Somerville και Nancy Collins. Η εργασία αυτή αφορά την συγκεκριμένη κατασκευή που αναφέρει ο τίτλος και χρησιμοποιούνται επιταχυνσιογραφήματα από πολλές περιοχές. Αυτά κατηγοριοποιούνται ως εξής: στις διεγέρσεις που συμβαίνουν με πιθανότητα 50 φορές στα 50 χρόνια, στις διεγέρσεις που συμβαίνουν 10 φορές στα 50 χρόνια και τέλος στις πιο σπάνιες διεγέρσεις που αφορούν πιθανότητα εμφάνισης 2 φορές στα 50 χρόνια. Παρακάτω παρατίθενται πίνακες με τα επιταχυνσιογραφήματα.

Ονοματολογία αρχείων

R = **R**eturn period (περίοδος επαναφοράς) (02in50, 10in50, or 50in50)

E =Κωδικός του σεισμού δυο χαρακτήρων

C1 -Cape Mendocino Aftershock, 1992/4/26, 0741GMT

C2 -Cape Mendocino Aftershock, 1992/4/26, 1118GMT

CC -Chi-Chi, Taiwan, 1999/9/20

CM -Cape Mendocino, 1992/4/25

MI -Michoacan, 1989/9/19

PT -Honeydew, 1991/8/17

TB -Tabas, 1978/9/16

VL -Valparaiso, 1985/3/3

S = (Station code)Κωδικός του σταθμού

bunk Bunker Hill FAA Transmitter

butl Butler Valley Station

cale Caleta de Campos, Michoacan, Mexico

capm Cape Mendocino

cent Centerville Beach Naval

cred Eureka, College of the Redwoods

day Dayhook, Iran

esbs Eureka, South Bay Union School

fern Ferndale Fire Station

frtn Fortuna Fire Station
llol Llollea, Chile
lolt Loleta Fire Station
petr Petrolia, General Store
pich Pichilemu, Chile
riod Rio Dell Hwy 101 Overpass
tab Tabas, Iran
tcu052 tcu052
tcu065 tcu065
tcu067 tcu067
tcu068 tcu068
tcu071 tcu071
tcu072 tcu072
tcu074 tcu074
tcu075 tcu075
tcu076 tcu076
tcu078 tcu078
tcu079 tcu079
tcu089 tcu089
tcu101 tcu101
tcu102 tcu102
tcu129 tcu129

unio	La Union, Michoacan, Mexico
valu	Valparaiso, U.T.F.S.M., Chile
vent	Ventanas, Chile
vill	La Villita, Michoacan, Mexico
vina	Vina del Mar, Chile
zapa	Zapallar, Chile
zihu	Zihuatenejo, Michoacan, Mexico

T = Data Type represented on a plot
 rsp Response Spectra
 th Acceleration

Time History

C = Component

lng Longitudinal

trn Transverse

v Vertical

Acceleration Time History Data Format

Line 1 Station abbreviation Component Title

Line 2 Number of points Time increment Line 3 Data

in (6e13.5) format

Time Histories Scaled to 50% in 50 Year Hazard Level				
Filename	Number of Data Points	Time Step	PGA (cm/sec/sec)	
			Scaled to Transverse Component	Scaled to Longitudinal component
50in50_C1_bunk.trn=1y	5673	.005	217.7	227.2
50in50_C1_bunk.lng=1x			153.9	160.6
50in50_C1_bunk.ver			86.2	90.0
50in50_C1_cent.trn= 2y	5688	.005	486.7	826.2
50in50_C1_cent.lng =2x			516.1	876.1
50in50_C1_cent.ver			139.9	237.5
50in50_C1_cred.trn =3y	5680	.010	247.2	430.5
50in50_C1_cred.lng =3x			161.6	281.4
50in50_C1_cred.ver			65.9	114.8
50in50_C1_esbs.trn =4y	5688	.010	321.2	474.1
50in50_C1_esbs.lng =4x			183.8	271.4
50in50_C1_esbs.ver			62.9	92.8
50in50_C1_fern.trn =5y	5744	.010	259.5	645.9
50in50_C1_fern.lng =5x			195.9	487.7
50in50_C1_fern.ver			56.5	140.7
50in50_C1_frtn.trn =6y	5656	.005	629.9	1044.5
50in50_C1_frtn.lng =6x			478.8	793.9
50in50_C1_frtn.ver			107.1	177.6
50in50_C1_lolt.trn =7y	5747	.005	274.1	488.4
50in50_C1_lolt.lng =7x			222.3	396.0
50in50_C1_lolt.ver			188.3	335.5
50in50_C2_bunk.trn=8y	5617	.005	82.3	200.1
50in50_C2_bunk.lng=8x			39.6	96.2
50in50_C2_bunk.ver			14.2	34.6
50in50_C2_cent.trn =9y	5711	.005	479.3	1030.0
50in50_C2_cent.lng =9x			432.7	929.8
50in50_C2_cent.ver			189.6	407.4
50in50_C2_fern.trn=10y	5734	.005	186.9	260.9
50in50_C2_fern.lng=10x			140.4	196.0
50in50_C2_fern.ver			50.8	70.9
50in50_C2_frtn.trn=11y	5692	.005	310.6	597.2
50in50_C2_frtn.lng=11x			118.9	228.7
50in50_C2_frtn.ver			85.0	163.5
50in50_CM_bunk.trn=12y	5710	.005	115.2	134.1
50in50_CM_bunk.lng=12x			140.3	163.2
50in50_CM_bunk.ver			52.9	61.6
50in50_CM_butl.trn =13y	5684	.005	203.8	168.8
50in50_CM_butl.lng =13x			220.6	182.7
50in50_CM_butl.ver			101.3	83.9

Time Histories Scaled to 50% in 50 Year Hazard Level (continued)				
Filename	Number of Data Points	Time Step	PGA (cm/sec/sec)	
			Scaled to Transverse Component	Scaled to Longitudinal Component
50in50_CM_cent.trn=14y	5723	.005	261.6	413.0
50in50_CM_cent.lng=14x			382.6	604.2
50in50_CM_cent.ver			106.7	168.5
50in50_CM_cred.trn=15y	5685	.005	266.6	153.0
50in50_CM_cred.lng=15y			416.5	239.1
50in50_CM_cred.ver			169.7	97.4
50in50_CM_esbs.trn=16y	5678	.005	195.6	262.7
50in50_CM_esbs.lng=16x			285.2	383.1
50in50_CM_esbs.ver			71.6	96.1
50in50_CM_fern.trn=17y	5599	.005	223.6	227.1
50in50_CM_fern.lng=17x			163.0	165.5
50in50_CM_fern.ver			47.5	48.2
50in50_CM_frtn.trn =18y	5652	.005	762.6	579.7
50in50_CM_frtn.lng=18x			800.8	608.8
50in50_CM_frtn.ver			198.0	150.5
50in50_CM_lolt.trn =19y	5736	.005	589.4	422.0
50in50_CM_lolt.lng =19x			598.8	428.6
50in50_CM_lolt.ver			280.0	200.5
50in50_CM_riod.trn=20y	2000	.020	358.3	1843.3
50in50_CM_riod.lng=20x			82.4	424.1
50in50_CM_riod.ver			185.8	955.8
50in50_PT_capm.trn=21y	2001	.020	273.2	315.4
50in50_PT_capm.lng=21x			513.2	592.4
50in50_PT_capm.ver			101.8	117.6
50in50_PT_petr.trn =22y	2000	.020	777.3	1859.0
50in50_PT_petr.lng =22x			558.5	1335.6
50in50_PT_petr.ver			262.5	627.9

Κεφάλαιο 3ο

Time Histories Scaled to 10% in 50 Year Hazard Level				
Filename	Number of Data Points	Time Step	PGA (cm/sec/sec)	
			Scaled to Transverse Component	Scaled to Longitudinal component
10in50_CC_tcu052.trn=1y	17980	.005	362.3	271.3
10in50_CC_tcu052.lng=1x			455.9	341.4
10in50_CC_tcu052.ver			201.5	150.9
10in50_CC_tcu065.trn=2y	20000	.005	737.5	867.1
10in50_CC_tcu065.lng=2x			533.0	626.6
10in50_CC_tcu065.ver			240.8	283.1
10in50_CC_tcu067.trn=3y	20000	.005	721.6	898.1
10in50_CC_tcu067.lng=3x			450.2	560.3
10in50_CC_tcu067.ver			324.6	404.0
10in50_CC_tcu068.trn=4y	17980	.005	635.3	615.5
10in50_CC_tcu068.lng=4x			461.6	447.2
10in50_CC_tcu068.ver			657.9	637.5
10in50_CC_tcu071.trn=5y	20000	.005	884.7	877.9
10in50_CC_tcu071.lng=5x			1025.2	1017.3
10in50_CC_tcu071.ver			698.5	693.1
10in50_CC_tcu072.trn=6y	20000	.005	910.6	884.1
10in50_CC_tcu072.lng=6x			729.4	708.2
10in50_CC_tcu072.ver			532.2	516.6
10in50_CC_tcu074.trn=7y	20000	.005	789.2	1015.1
10in50_CC_tcu074.lng=7x			498.0	642.8
10in50_CC_tcu074.ver			365.5	473.7
10in50_CC_tcu075.trn=8y	20000	.005	1208.2	1362.6
10in50_CC_tcu075.lng=8x			968.3	1092.1
10in50_CC_tcu075.ver			840.8	948.2
10in50_CC_tcu076.trn=9y	20000	.005	1127.2	493.0
10in50_CC_tcu076.lng=9x			1409.7	616.6
10in50_CC_tcu076.ver			895.7	391.8
10in50_CC_tcu078.trn=10y	20000	.005	1143.1	1038.3
10in50_CC_tcu078.lng=10x			765.7	695.6
10in50_CC_tcu078.ver			415.5	377.4
10in50_CC_tcu079.trn=11y	20000	.005	803.5	1178.0
10in50_CC_tcu079.lng=11x			576.1	844.6
10in50_CC_tcu079.ver			533.5	782.2
10in50_CC_tcu089.trn=12y	20000	.005	633.5	279.5
10in50_CC_tcu089.lng=12x			418.2	184.5
10in50_CC_tcu089.ver			310.5	137.0
10in50_CC_tcu101.trn=13y	9800	.005	775.1	545.3
10in50_CC_tcu101.lng=13x			927.2	652.2
10in50_CC_tcu101.ver			581.8	409.3

Time Histories Scaled to 10% in 50 Year Hazard Level (continued)				
Filename	Number of Data Points	Time Step	PGA (cm/sec/sec)	
			Scaled to Transverse Component	Scaled to Longitudinal Component
10in50_CC_tcu102.trn=14y	17980	.005	411.4	466.7
10in50_CC_tcu102.lng=14x			233.0	264.3
10in50_CC_tcu102.ver			239.0	271.2
10in50_CC_tcu129.trn=15y	20000	.005	1800.7	3055.0
10in50_CC_tcu129.lng=15x			1131.2	1919.1
10in50_CC_tcu129.ver			610.5	1035.8
10in50_CM_capm.trn=16y	3000	.020	2162.4	614.1
10in50_CM_capm.lng=16x			2438.8	692.6
10in50_CM_capm.ver			1283.9	364.6
10in50_CM_petr.trn=17y	3000	.020	1026.5	1302.8
10in50_CM_petr.lng=17x			1050.8	1333.6
10in50_CM_petr.ver			272.0	345.2
10in50_TB_day.trn =18y	2000	.020	773.6	449.0
10in50_TB_day.lng =18x			910.5	528.5
10in50_TB_day.ver			382.1	221.8
10in50_TB_tab.trn =19y	2500	.020	574.0	472.1
10in50_TB_tab.lng =19x			623.3	512.7
10in50_TB_tab.ver			475.6	391.2

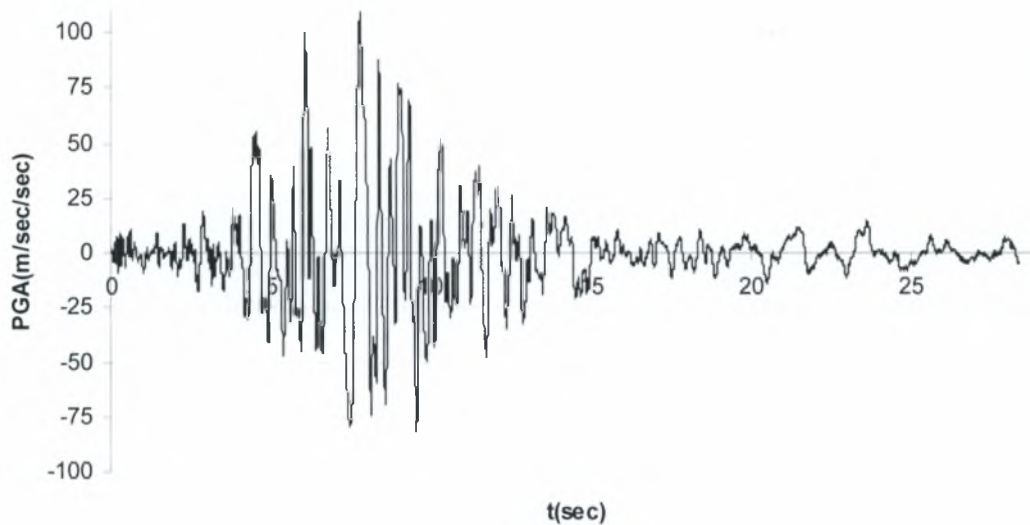
Time Histories Scaled to 2% in 50 Year Hazard Level				
Filename	Number of Data Points	Time Step	PGA (cm/sec/sec)	
			Scaled to Transverse Component	Scaled to Longitudinal Component
02in50_MI_cale.trn=1y	9980	.005	1001.6	686.0
02in50_MI_cale.lng=1x			1065.2	729.6
02in50_MI_cale.ver			706.0	483.6
02in50_MI_unio.trn=2y	12544	.005	938.3	1034.8
02in50_MI_unio.lng=2x			1102.3	1215.7
02in50_MI_unio.ver			837.9	924.1
02in50_MI_vill.trn=3y	10240	.005	1231.9	1059.3
02in50_MI_vill.lng=3x			1007.8	866.6
02in50_MI_vill.ver			604.5	519.8
02in50_MI_zihu.trn=4y	7176	.01	867.3	844.5
02in50_MI_zihu.lng=4x			1117.2	1087.8
02in50_MI_zihu.ver			688.3	670.2
02in50_VL_llol.trn=5y	16000	.005	1224.2	748.7
02in50_VL_llol.lng=5x			2064.9	1262.8
02in50_VL_llol.ver			2378.0	1454.3
02in50_VL_pich.trn=6y	10914	.005	1176.3	1153.9
02in50_VL_pich.lng=6x			1972.4	1934.7
02in50_VL_pich.ver			868.0	851.5
02in50_VL_valu.trn=7y	15874	.005	1419.6	2205.7
02in50_VL_valu.lng=7x			1193.9	1855.0
02in50_VL_valu.ver			711.1	1104.9
02in50_VL_vent.trn=8y	16000	.005	873.3	1070.2
02in50_VL_vent.lng=8x			786.3	963.6
02in50_VL_vent.ver			583.9	715.6
02in50_VL_vina.trn=9y	16000	.005	1155.5	742.9
02in50_VL_vina.lng=9x			2167.2	1393.3
02in50_VL_vina.ver			920.2	591.6
02in50_VL_zapa.trn=10y	16000	.005	3536.3	3588.8
02in50_VL_zapa.lng=10x			2924.5	2967.9
02in50_VL_zapa.ver			2131.1	2162.7

Σημ. :Δίπλα από της ονομασίες που δόθηκαν από τους συγγραφείς σημειώνονται οι ονομασίες που υιοθετήθηκαν στην παρούσα εργασία για λόγους απλούστευσης. Δηλαδή το επιταχυνσιογράφημα που αφορά το αρχείο acc50_1x είναι το 50in50_C1_bunk.lng

Ενδεικτικά παρατίθενται μέρος των δεδομένων που αφορούν το επιταχυνσιογράφημα acc50_1x:

t(sec)	PGA(cm/sec/sec)
0,000	0,8965290
0,005	1,2984300
0,010	2,3543200
0,015	2,7046100
0,020	2,1305100
0,025	0,2975080
0,030	0,2986150
0,035	-0,8035530
0,040	-2,8607100
0,045	-3,7885100
0,050	-3,3272600
0,055	-3,4654300
0,060	-4,5035600
0,065	-3,7914300
0,070	-2,4161100
0,075	-0,8704550
0,080	0,4508260
0,085	1,5970300
0,090	2,1255300
0,095	3,3113900
0,100	4,6367200
0,105	5,0917700
0,110	4,9929100
0,115	4,9471500
0,120	3,1418900
0,125	1,0792200
0,130	-1,3860500
0,135	-2,3843000
0,140	-3,8940600
...	
...	
28,280	-0,7923350
28,285	-1,7097800
28,290	-1,9966400
28,295	-1,6783500
28,300	-1,4203600
28,305	-2,3718100
28,310	-2,3476900
28,315	-2,6119700
28,320	-2,6141400
28,325	-2,7028800
28,330	-3,6854300
28,335	-3,7226400
28,340	-3,7919400
28,345	-4,1318700
28,350	-4,1340400
28,355	-4,8987700
28,360	-4,3386100

Οι παραπάνω τιμές παριστάνονται γραφικά στο ακόλουθο σχήμα.



Εικόνα 3. 1 Επιταχυνσιογράφημα acc50_1x

Να σημειωθεί ότι η περίοδος επαναφοράς ενός σεισμού που ανήκει στην κατηγορία 2in50 υπολογίζεται ως εξής:

$$T = \frac{1}{1 - P_1}, \quad (3.1)$$

όπου T ...περίοδος επαναφοράς

$$0,02 = 1 - P_1^{50} \quad (3.2)$$

όπου 0,02...πιθανότητα υπέρβασης στα 50 χρόνια
 P_1 ...πιθανότητα υπέρβασης στον 1 χρόνο

$$\Rightarrow P_1 = \sqrt[50]{1 - 0,02} = 0,999596 \quad (3.3)$$

Επομένως $T_{2in50} = 2475$ χρόνια

Όμοια υπολογίζονται και οι περίοδοι επαναφοράς για 10in50 και 50in50

$$T_{10in50} = 475 \text{ χρόνια}$$

$$T_{50in50} = 72 \text{ χρόνια}$$

Με τον ίδιο τρόπο όπως παρουσιάστηκε προηγουμένως ονομάστηκαν και παρήχθησαν και τα υπόλοιπα επιταχυνσιογραφήματα. Οι διεγέρσεις όμως αυτές δεν αφορούν τον Ελλαδικό χώρο. Για τον λόγο αυτό το επόμενο βήμα είναι η κανονικοποίηση των επιταχυνσιογραφημάτων.

3.3 Κανονικοποίηση Επιταχυνσιογραφημάτων

Για τον Ελλαδικό χώρο δόθηκαν οι εξής τιμές για την μέγιστη επιτάχυνση για καθεμία από τις τρεις κατηγορίες που αφορούν την πιθανότητα υπέρβασης:

$$50 \text{ in } 50 \dots\dots\dots acc_{gr} = 0,11g$$

$$10 \text{ in } 50 \dots\dots\dots acc_{gr} = 0,31g$$

$$02 \text{ in } 50 \dots\dots\dots acc_{gr} = 0,78g$$

$$\text{Ο συντελεστής κανονικοποίησης θα είναι } \lambda = \frac{acc_{Greece}}{acc_{America}} \quad (3.4)$$

$$\text{Θα πρέπει να ισχύει πάντα } 0,2 < \lambda < 5. \quad (3.5)$$

Αν δεν ισχύει η εξίσωση (3.5) τότε απορρίπτεται το επιταχυνσιογράφημα και δεν λαμβάνεται υπόψη στον υπολογισμό του αντίστοιχου φάσματος. Να σημειωθεί ότι αν η σχέση αυτή δεν ισχύει στην διεύθυνση x για παράδειγμα τότε απορρίπτεται και το αντίστοιχο επιταχυνσιογράφημα της διεύθυνσης y.

Η διαδικασία που ακολουθείται έχει ως εξής: Για κάθε κατηγορία επιταχυνσιογραφημάτων, π.χ για την κατηγορία 02 in 50, για κάθε επιταχυνσιογράφημα βρίσκεται η μέγιστη κατ' απόλυτο τιμή επιτάχυνση. Έπειτα βρίσκεται το λ για κάθε επιταχυνσιογράφημα και ελέγχεται αν ισχύει η σχέση (3.5). Η διαδικασία φαίνεται αναλυτικά στους ακόλουθους πίνακες.

Για τους υπολογισμούς χρησιμοποιήθηκε $g=9,81m/sec^2$. Επίσης για την κατηγορία 02in50 όπως προαναφέρθηκε δόθηκε $maxacc=0,78g$, για 50in50 $maxacc = 0,11g$ για 10 in 50 $maxacc = 0,31g$

Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται για κάθε κατηγορία επιταχυνσιογραφημάτων.

Κατηγορία 02in50

	ABS(MAX)	0.78g	λ= Greece/America	ΕΛΕΓΧΟΣ		
				0.2<λ	λ<5	τελικά
ACC02_1X	1,3415	7,6518	5,70	OK	not OK	απορ.
ACC02_1Y	1,2614	7,6518	6,07	OK	not OK	
ACC02_2X	1,70543	7,6518	4,49	OK	OK	απορ.
ACC02_2Y	1,45163	7,6518	5,27	OK	not OK	
ACC02_3X	0,965979	7,6518	7,92	OK	not OK	απορ.
ACC02_3Y	1,18084	7,6518	6,48	OK	not OK	
ACC02_4X	1,69563	7,6518	4,51	OK	OK	απορ.
ACC02_4Y	1,31637	7,6518	5,81	OK	not OK	
ACC02_5X	6,37799	7,6518	1,20	OK	OK	δεκτό
ACC02_5Y	3,78132	7,6518	2,02	OK	OK	
ACC02_6X	2,68996	7,6518	2,84	OK	OK	δεκτό
ACC02_6Y	1,60432	7,6518	4,77	OK	OK	
ACC02_7X	1,66406	7,6518	4,60	OK	OK	δεκτό
ACC02_7Y	1,97867	7,6518	3,87	OK	OK	
ACC02_8X	2,17792	7,6518	3,51	OK	OK	δεκτό
ACC02_8Y	2,41888	7,6518	3,16	OK	OK	
ACC02_9X	3,62065	7,6518	2,11	OK	OK	δεκτό
ACC02_9Y	1,93043	7,6518	3,96	OK	OK	
ACC02_10X	2,57853	7,6518	2,97	OK	OK	δεκτό
ACC02_10Y	3,118	7,6518	2,45	OK	OK	

Κατηγορία 10in50

	ABS(MAX)	0.31g	λ= Greece/America	ΕΛΕΓΧΟΣ		
				0.2<λ	λ<5	τελικά
ACC10_1X	4,39	3,0411	0,69	OK	OK	δεκτό
ACC10_1Y	3,49	3,0411	0,87	OK	OK	
ACC10_2X	5,59	3,0411	0,54	OK	OK	δεκτό
ACC10_2Y	7,74	3,0411	0,39	OK	OK	
ACC10_3X	3,13	3,0411	0,97	OK	OK	δεκτό
ACC10_3Y	5,01	3,0411	0,61	OK	OK	
ACC10_4X	3,64	3,0411	0,83	OK	OK	δεκτό
ACC10_4Y	5,02	3,0411	0,61	OK	OK	
ACC10_5X	6,08	3,0411	0,50	OK	OK	δεκτό
ACC10_5Y	5,25	3,0411	0,58	OK	OK	
ACC10_6X	3,75	3,0411	0,81	OK	OK	δεκτό
ACC10_6Y	4,68	3,0411	0,65	OK	OK	
ACC10_7X	3,73	3,0411	0,82	OK	OK	δεκτό
ACC10_7Y	5,89	3,0411	0,52	OK	OK	
ACC10_8X	2,58	3,0411	1,18	OK	OK	δεκτό
ACC10_8Y	3,22	3,0411	0,94	OK	OK	
ACC10_9X	4,21	3,0411	0,72	OK	OK	δεκτό
ACC10_9Y	3,36	3,0411	0,90	OK	OK	
ACC10_10X	2,98	3,0411	1,02	OK	OK	δεκτό

ACC10_10Y	4,44	3,0411	0,68	OK	OK	
ACC10_11X	4,08	3,0411	0,74	OK	OK	ΔΕΚΤΟ
ACC10_11Y	5,70	3,0411	0,53	OK	OK	
ACC10_12X	2,24	3,0411	1,36	OK	OK	ΔΕΚΤΟ
ACC10_12Y	3,40	3,0411	0,90	OK	OK	
ACC10_13X	2,43	3,0411	1,25	OK	OK	ΔΕΚΤΟ
ACC10_13Y	2,03	3,0411	1,50	OK	OK	
ACC10_14X	1,69	3,0411	1,80	OK	OK	ΔΕΚΤΟ
ACC10_14Y	2,98	3,0411	1,02	OK	OK	
ACC10_15X	6,00	3,0411	0,51	OK	OK	ΔΕΚΤΟ
ACC10_15Y	9,56	3,0411	0,32	OK	OK	
ACC10_16X	14,04	3,0411	0,22	OK	OK	ΔΕΚΤΟ
ACC10_16Y	12,45	3,0411	0,24	OK	OK	
ACC10_17X	6,17	3,0411	0,49	OK	OK	ΔΕΚΤΟ
ACC10_17Y	6,03	3,0411	0,50	OK	OK	
ACC10_18X	4,39	3,0411	0,69	OK	OK	ΔΕΚΤΟ
ACC10_18Y	3,73	3,0411	0,82	OK	OK	
ACC10_19X	9,59	3,0411	0,32	OK	OK	ΔΕΚΤΟ
ACC10_19Y	8,83	3,0411	0,34	OK	OK	

Κατηγορία 50in50

	ABS(MAX)	0.31g	$\lambda =$ Greece/America	ΕΛΕΓΧΟΣ		
				0.2< λ	$\lambda < 5$	ΤΕΛΙΚΑ
ACC10_1X	1,09	1,0791	0,99	OK	OK	ΔΕΚΤΟ
ACC10_1Y	1,55	1,0791	0,70	OK	OK	
ACC10_2X	3,70	1,0791	0,29	OK	OK	ΔΕΚΤΟ
ACC10_2Y	3,49	1,0791	0,31	OK	OK	
ACC10_3X	1,22	1,0791	0,89	OK	OK	ΔΕΚΤΟ
ACC10_3Y	1,86	1,0791	0,58	OK	OK	
ACC10_4X	0,88	1,0791	1,23	OK	OK	ΔΕΚΤΟ
ACC10_4Y	1,53	1,0791	0,70	OK	OK	
ACC10_5X	2,05	1,0791	0,53	OK	OK	ΔΕΚΤΟ
ACC10_5Y	2,71	1,0791	0,40	OK	OK	
ACC10_6X	2,60	1,0791	0,42	OK	OK	ΔΕΚΤΟ
ACC10_6Y	3,42	1,0791	0,32	OK	OK	
ACC10_7X	1,73	1,0791	0,62	OK	OK	ΔΕΚΤΟ
ACC10_7Y	2,13	1,0791	0,51	OK	OK	
ACC10_8X	1,12	1,0791	0,96	OK	OK	ΔΕΚΤΟ
ACC10_8Y	2,33	1,0791	0,46	OK	OK	
ACC10_9X	2,54	1,0791	0,42	OK	OK	ΔΕΚΤΟ
ACC10_9Y	2,81	1,0791	0,38	OK	OK	
ACC10_10X	2,19	1,0791	0,49	OK	OK	ΔΕΚΤΟ
ACC10_10Y	2,91	1,0791	0,37	OK	OK	
ACC10_11X	0,99	1,0791	1,09	OK	OK	ΔΕΚΤΟ
ACC10_11Y	2,59	1,0791	0,42	OK	OK	
ACC10_12X	2,21	1,0791	0,49	OK	OK	ΔΕΚΤΟ

Κεφάλαιο 3ο

ACC10_12Y	1,81	1,0791	0,60	OK	OK	
ACC10_13X	1,47	1,0791	0,74	OK	OK	δεκτό
ACC10_13Y	1,35	1,0791	0,80	OK	OK	
ACC10_14X	4,40	1,0791	0,25	OK	OK	δεκτό
ACC10_14Y	3,01	1,0791	0,36	OK	OK	
ACC10_15X	1,83	1,0791	0,59	OK	OK	δεκτό
ACC10_15Y	1,17	1,0791	0,92	OK	OK	
ACC10_16X	2,11	1,0791	0,51	OK	OK	δεκτό
ACC10_16Y	1,45	1,0791	0,75	OK	OK	
ACC10_17X	2,52	1,0791	0,43	OK	OK	δεκτό
ACC10_17Y	3,45	1,0791	0,31	OK	OK	
ACC10_18X	3,08	1,0791	0,35	OK	OK	δεκτό
ACC10_18Y	2,93	1,0791	0,37	OK	OK	
ACC10_19X	2,68	1,0791	0,40	OK	OK	δεκτό
ACC10_19Y	2,64	1,0791	0,41	OK	OK	
ACC10_20X	0,85	1,0791	1,27	OK	OK	δεκτό
ACC10_20Y	3,69	1,0791	0,29	OK	OK	
ACC10_21X	2,41	1,0791	0,45	OK	OK	δεκτό
ACC10_21Y	1,29	1,0791	0,84	OK	OK	
ACC10_22X	3,49	1,0791	0,31	OK	OK	δεκτό
ACC10_22Y	4,85	1,0791	0,22	OK	OK	

Εικόνα 3. 2 Πίνακες υπολογισμού συντελεστή κανονικοποίησης

Τα κανονικοποιημένα επιταχυνσιογραφήματα θα χρησιμοποιηθούν για να εξαχθούν τα φάσματα επιταχύνσεως για τις τρεις κατηγορίες σεισμών.

3.4 Φάσματα Επιτάχυνσης

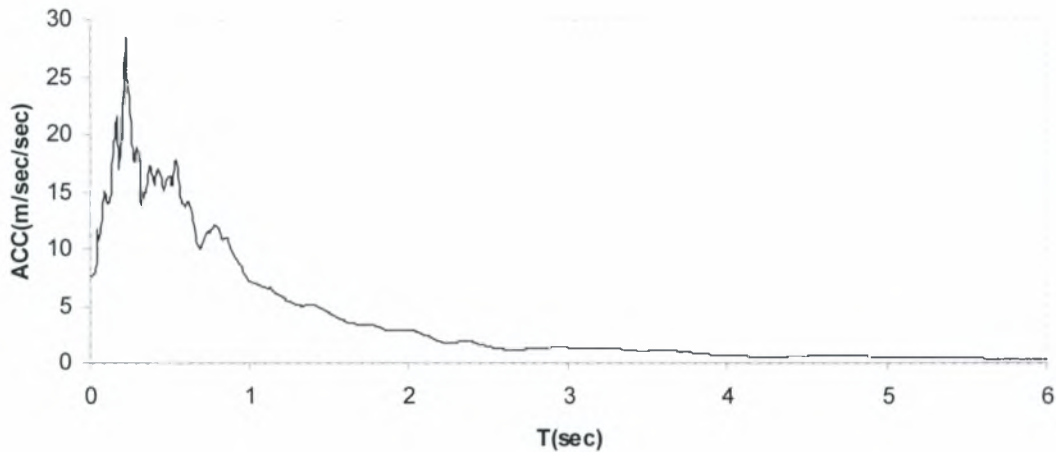
Αφού ολοκληρώθηκε η κανονικοποίηση των φασμάτων το επόμενο βήμα είναι να εξαχθούν τα αντίστοιχα φάσματα. Η διαδικασία αυτή θα πραγματοποιηθεί με το πρόγραμμα SEISMOSOFT. Τα φάσματα που παράγονται αφορούν απόσβεση 5% και η περίοδος αυξάνεται κατά 0,01sec. Ενδεικτικά παρατίθενται μερικές από τις τιμές που προέκυψαν για το φάσμα για την κατηγορία 02in50 από το επιταχυνσιογράφημα ACC02_5X καθώς και το φάσμα που προέκυψε σχηματικά.

T	ACC(m/s ²)
0	7,6472
0,01	7,6505
0,02	7,7325
0,03	8,0057
0,04	9,7585
0,05	11,7906
0,06	10,8449
0,07	11,4618
0,08	12,5336
0,09	15,1074
0,1	14,682
0,11	13,9866
0,12	14,0901
0,13	15,5966
0,14	15,9328
0,15	18,9439
0,16	19,7289
0,17	21,5426
0,18	17,2219
0,19	18,5665
0,2	19,7177
0,21	25,0354
0,22	28,4662
0,23	25,2181
0,24	24,5488
0,25	23,3907
0,26	20,5462

....

....

5,89	0,3258
5,9	0,3242
5,91	0,3225
5,92	0,3209
5,93	0,3192
5,94	0,3175
5,95	0,3158
5,96	0,3141
5,97	0,3123
5,98	0,3106
5,99	0,3089
6	0,3071



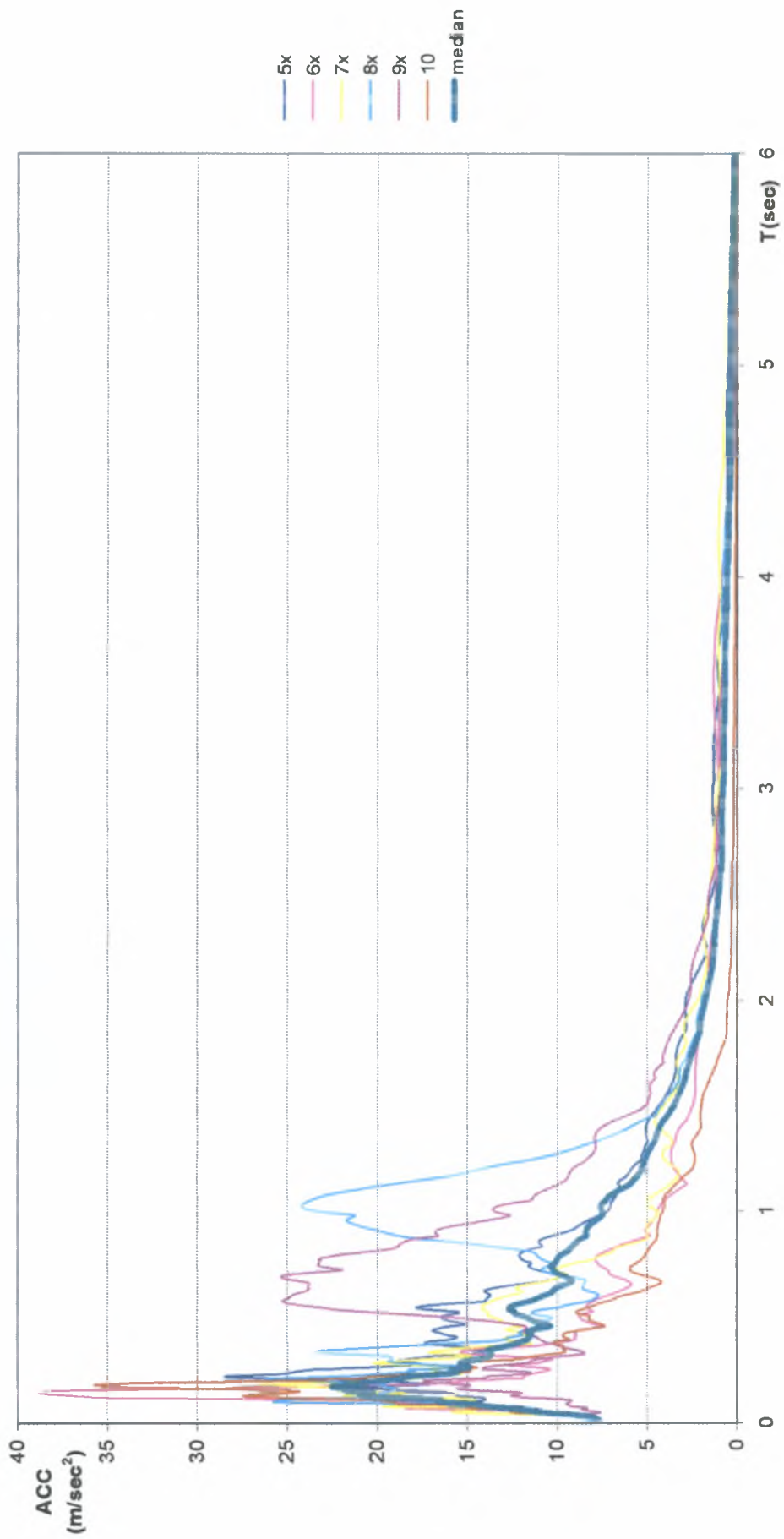
Εικόνα 3.3 Φάσμα Επιτάχυνσης για το αρχείο ACC02_5X

Τέλος για τις ανάγκες της εργασίας θα χρησιμοποιηθεί μια μέση καμπύλη για την κάθε κατηγορία και για κάθε διεύθυνση. Η μέση αυτή καμπύλη προκύπτει από τον τύπο :

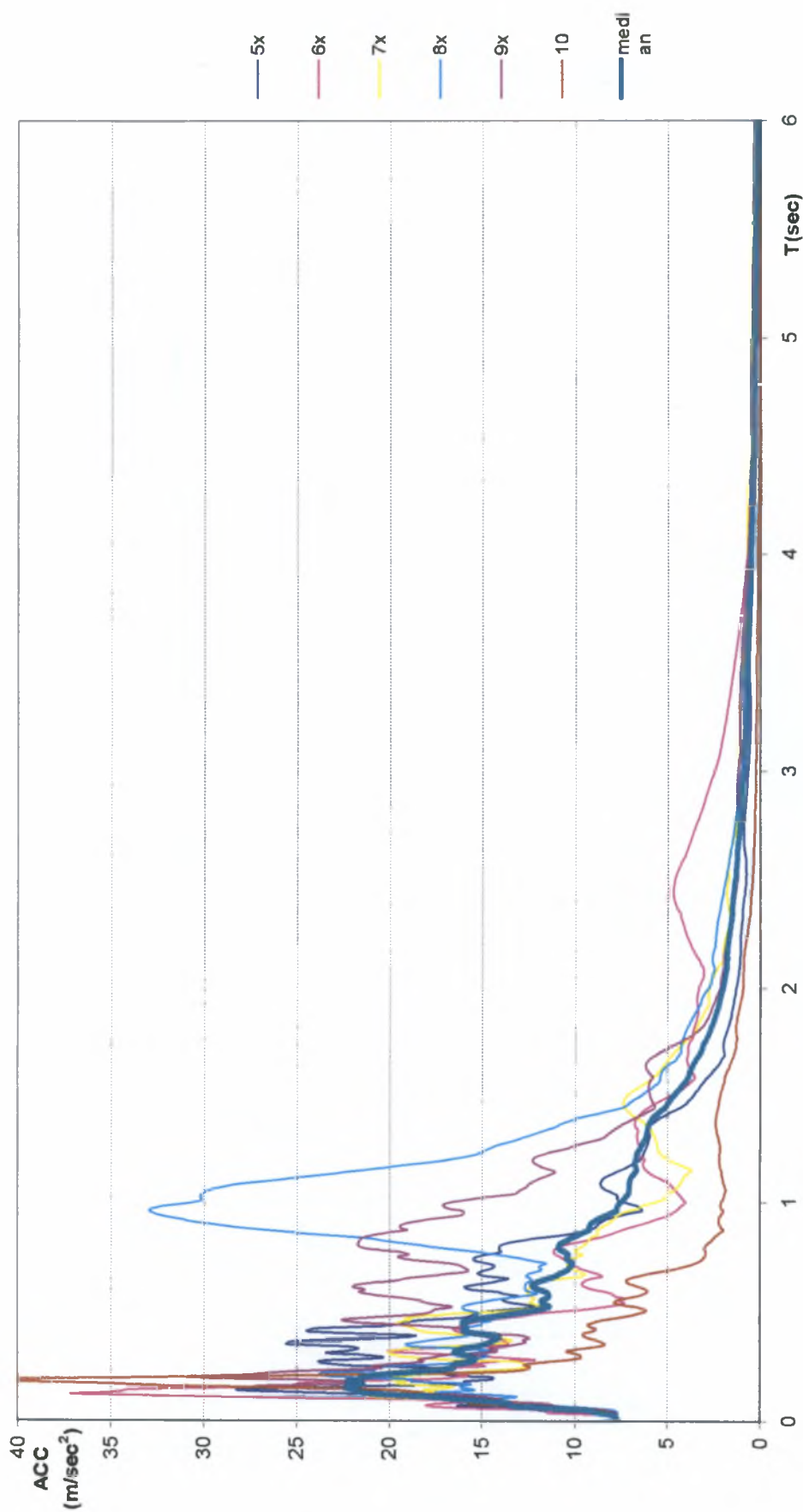
$$\hat{\lambda} = \exp \left[\frac{\sum_{i=1}^n \ln x_i}{n} \right] \quad (3.6)$$

Έτσι για κάθε κατηγορία π.χ. για την 02in50 προκύπτουν μια καμπύλη median κατά χ και μια καμπύλη median κατά y.

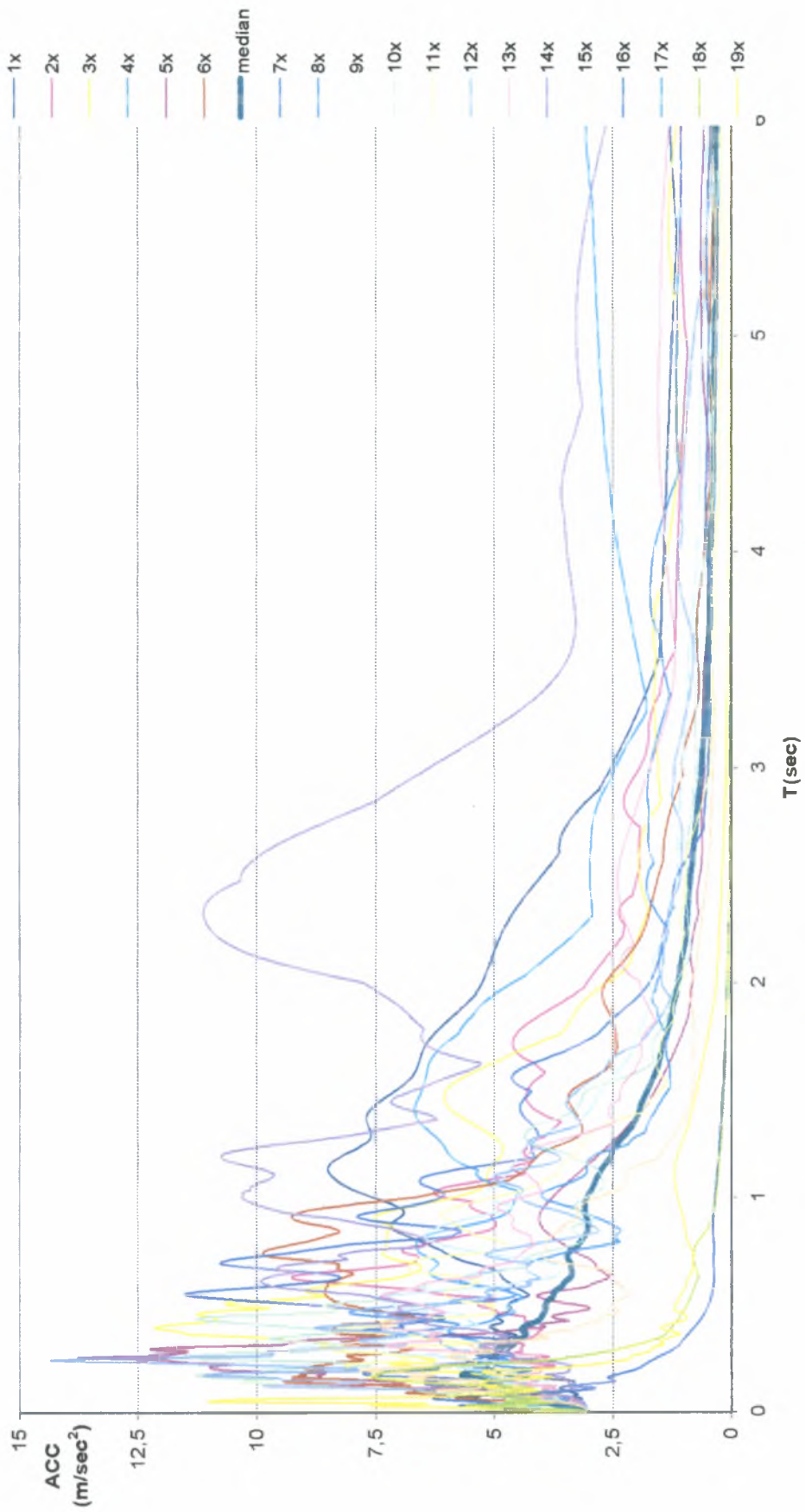
Συγκεντρωτικά παρατίθενται παρακάτω τα φάσματα για κάθε κατηγορία και σε κάθε διεύθυνση ξεχωριστά. Στα γραφήματα περιλαμβάνονται και οι median καμπύλες με πιο παχιά γραμμή.



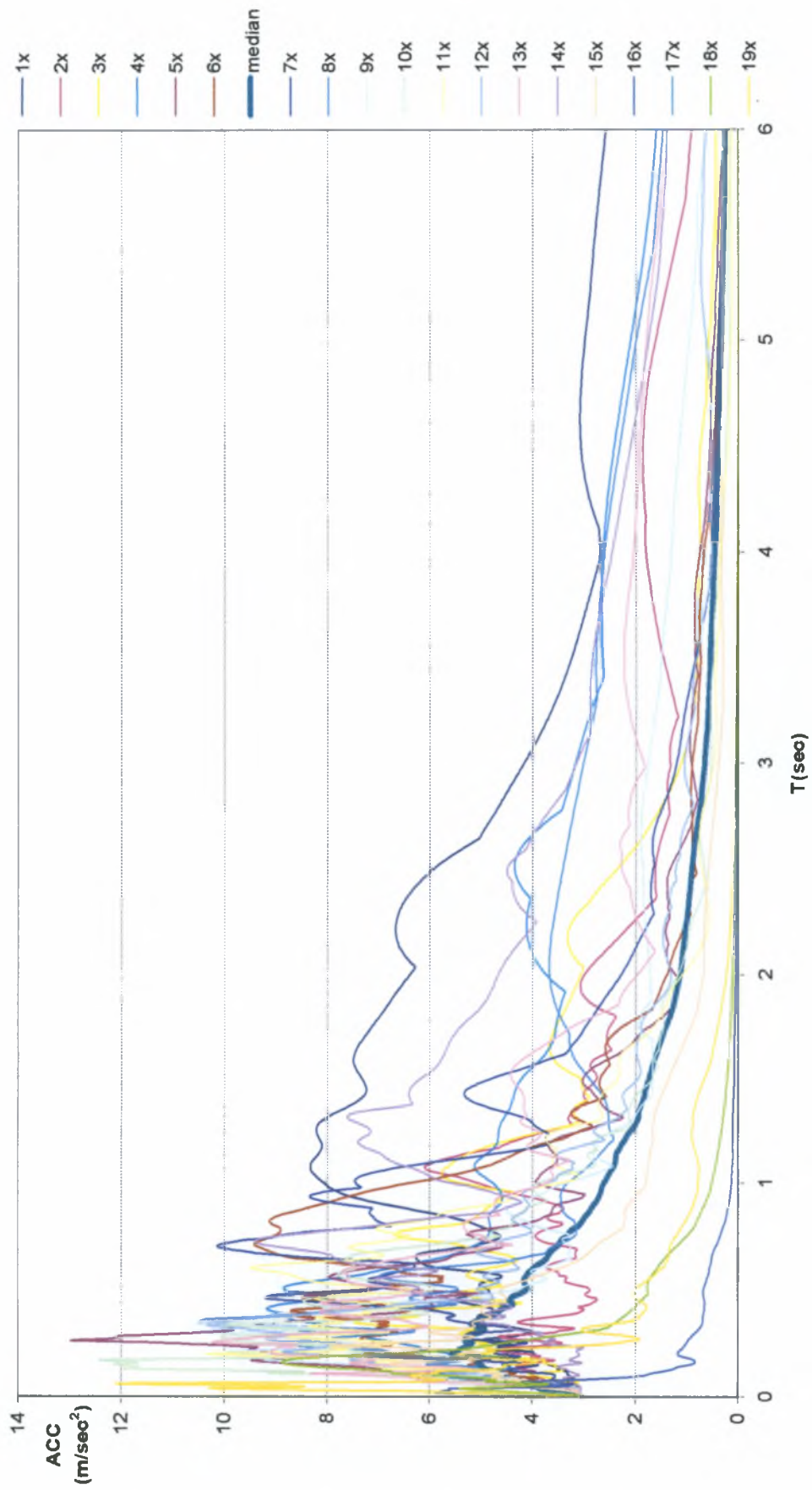
Εικόνα 3. 4 Φάσματα επιταχύνσεων για την κατηγορία 02 in 50 για την διεύθυνση χ



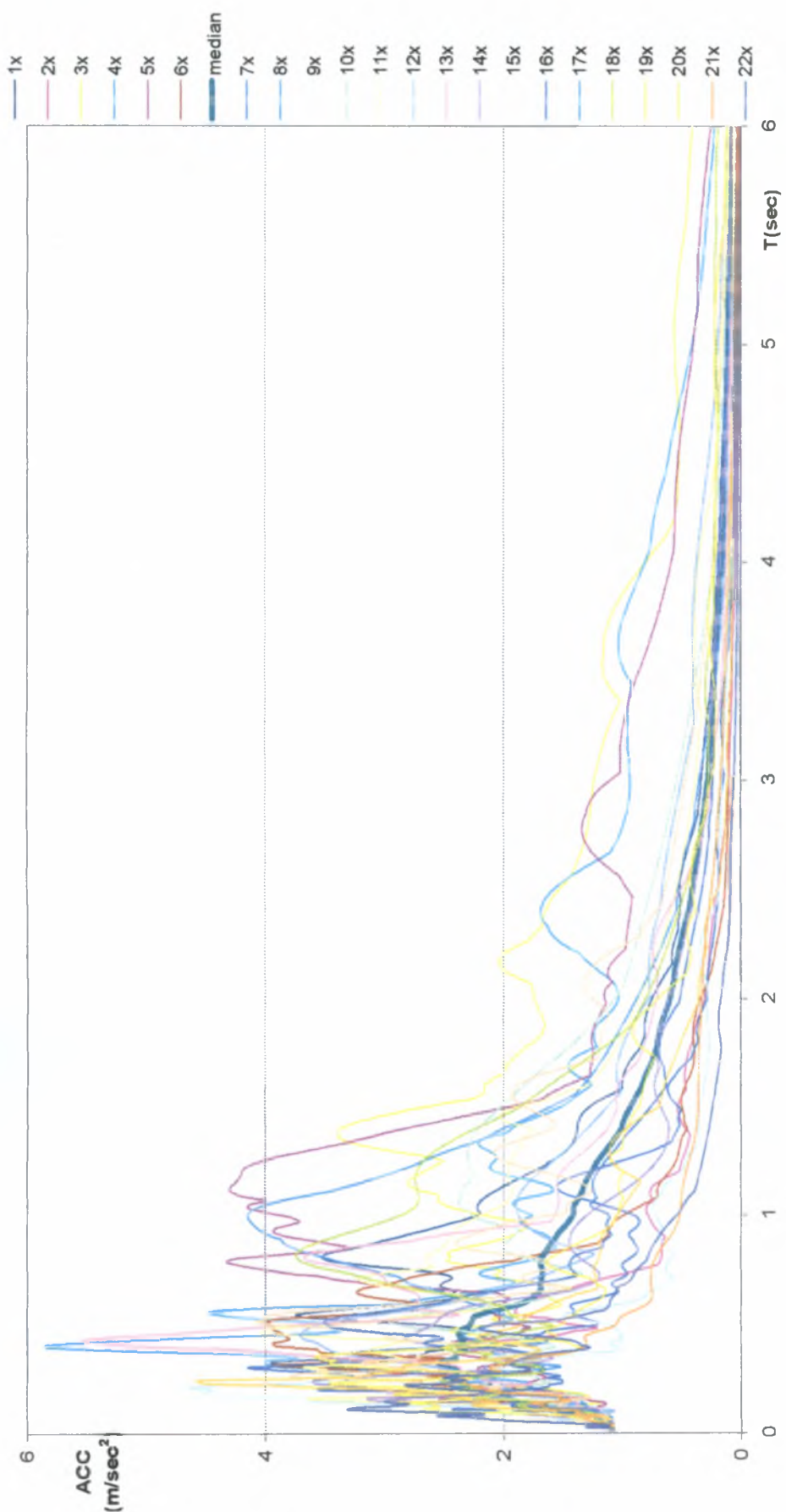
Εικόνα 3. 5 Φάσματα επιταχύνσεων για την κατηγορία 02 in 50 για την διεύθυνση γ



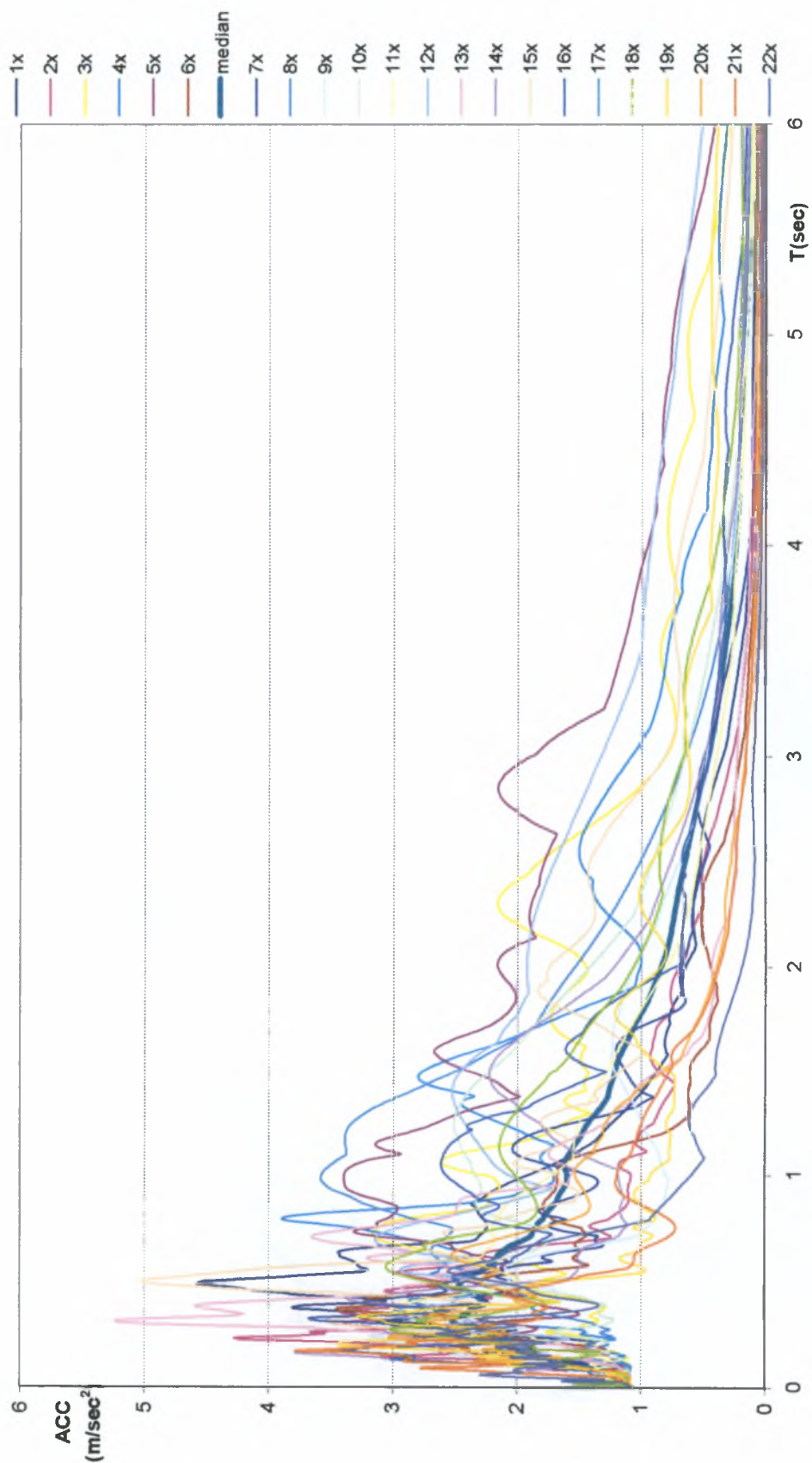
Εικόνα 3.6 Φάσματα επιταχύνσεων για την κατηγορία 10 in 50 για την διεύθυνση χ



Εικόνα 3.7 Φάσματα επιταχύνσεων για την κατηγορία 10 in 50 για την διεύθυνση γ



Εικόνα 3.8 Φάσματα επιταχύνσεων για την κατηγορία 50 in 50 για την διεύθυνση χ



Εικόνα 3. 9 Φάσματα επιταχύνσεων για την κατηγορία 50 in 50 για την διεύθυνση γ

4. Περιγραφή Μοντέλων

Για τις ανάγκες της εργασίας καταστρώθηκαν τα εξής μοντέλα. Η επεξεργασία τους έγινε με το στατικό πρόγραμμα VK STRAD2004 :

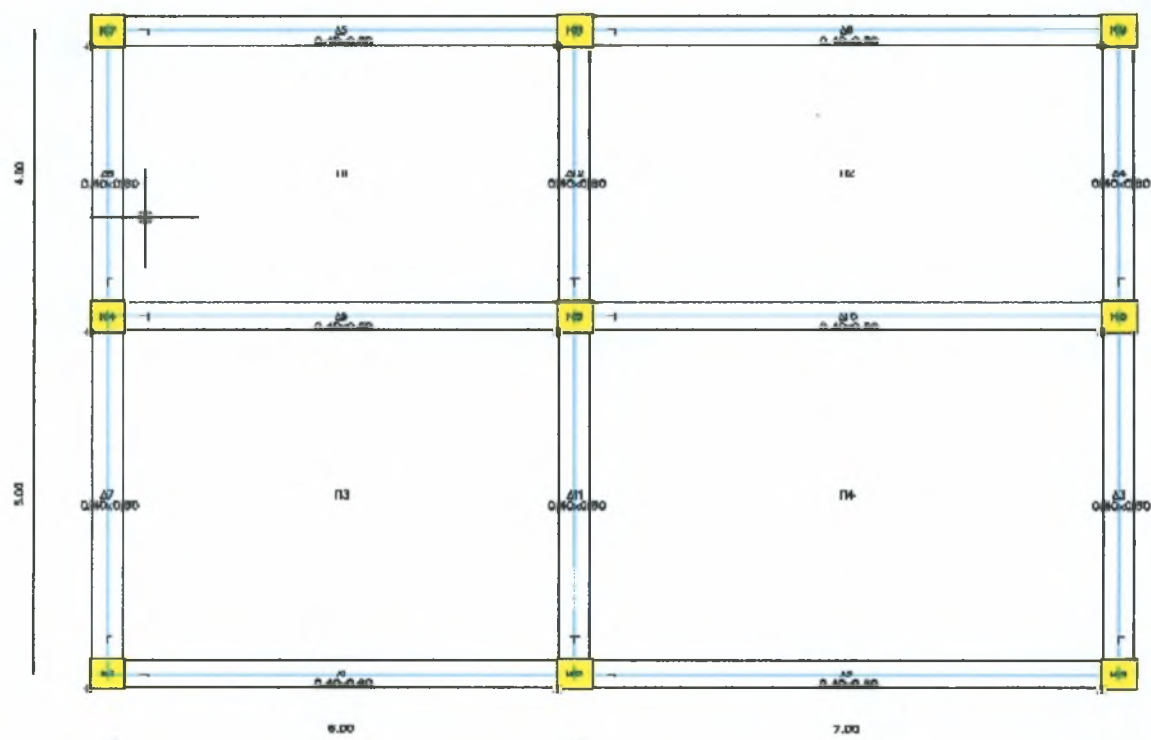
0. Αρχική κατασκευή. Πρόκειται για τριώροφη οικοδομή με τοιχοπληρώσεις και στο ισόγειο
1. Η ίδια κατασκευή με πιλοτή στο ισόγειο
2. Η αρχική κατασκευή με κοντά υποστυλώματα στο ισόγειο
3. Η αρχική κατασκευή με φυτευτά υποστυλώματα στον τελευταίο όροφο.
4. Συνδυασμός των μοντέλων 1. και 3.
5. Συνδυασμός των μοντέλων 2. και 3.

4.1 Αρχικό Μοντέλο

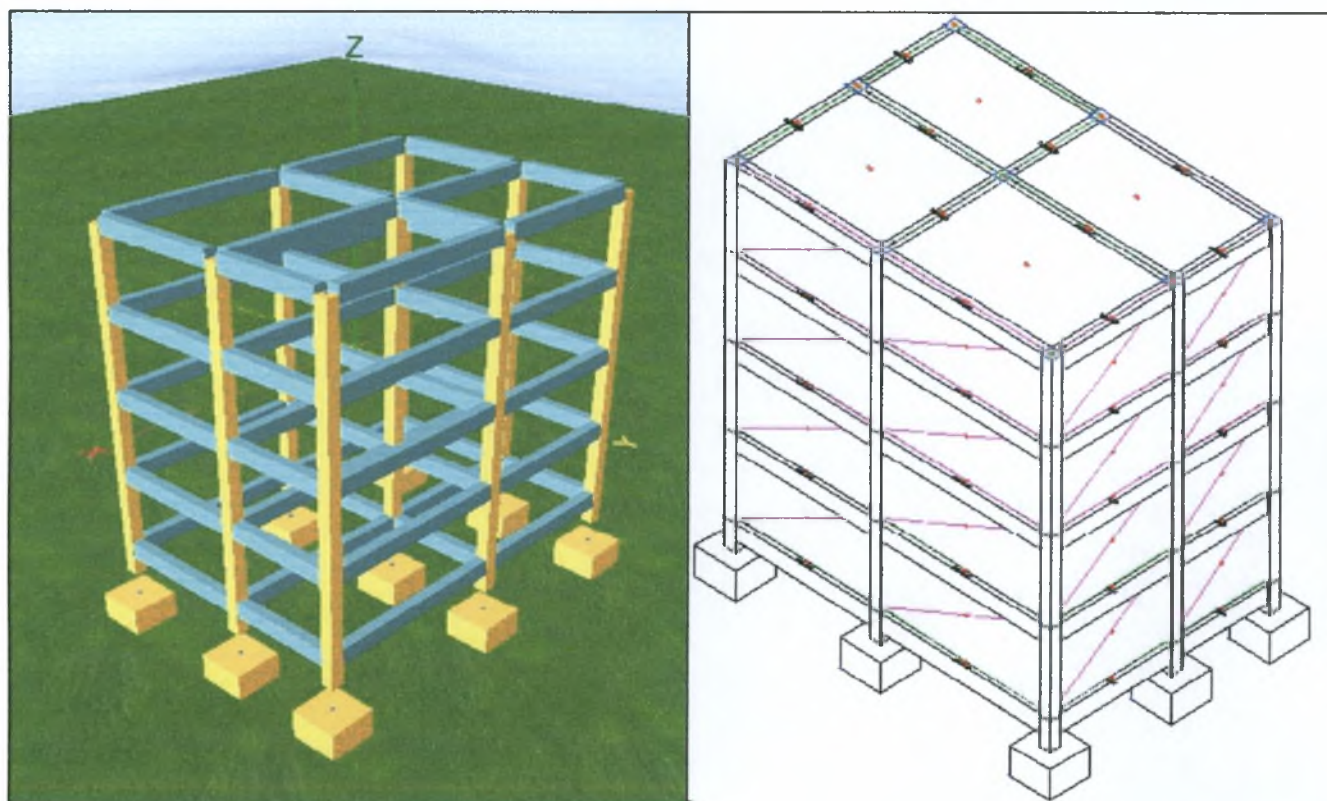
Το πρώτο μοντέλο είναι η κατασκευή που επιλέχθηκε να μελετηθεί με τοιχοπληρώσεις παντού, και στο ισόγειο αντί για πιλοτή. Περιλαμβάνει ισόγειο και τρεις ορόφους . Μια τυπική κάτοψη ορόφου φαίνεται στην εικόνα 4.1.1. Παρακάτω στην εικόνα 4.1.2 απεικονίζεται η κατασκευή 400.bld στις τρεις διαστάσεις.

Πρόκειται λοιπόν για τριώροφη οικοδομή. Το έργο αποτελείται από 6 στάθμες και μορφώνεται από πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος επί δοκών και υποστυλωμάτων. Η θεμελίωση γίνεται με πέδιλα οπλισμένου σκυροδέματος συνδεδεμένα κατάλληλα με δοκούς σύνδεσης.

Χρησιμοποιείται ο Ελληνικός Κανονισμός για τη Μελέτη και Κατασκευή Εργων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα (Ε.Κ.Ω.Σ) (ΦΕΚ 1329 Β 6.11.2000) με τη συμπλήρωση του κειμένου και των σχολίων του κεφ. 18 (Αποφ. Δ17α/32/10/ΦΝ 429) και ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός Ε.Α.Κ (ΦΕΚ 2184 Β 20.12.2000) όπως τροποποιήθηκε με τα ΦΕΚ 1153 Β/12.08.03 (Αποφ.Δ17α/113/1/ΦΝ.275/03) και ΦΕΚ 1154 Β/12.08.03 (Αποφ. Δ17α/115/9/ΦΝ.275/03).



Εικόνα 4.1.1 Κάτοψη τυπικού ορόφου



Εικόνα 4.1.2 3D άποψη της κατασκευής

Η επίλυση έγινε σε H/Y με το πρόγραμμα WinSTRAD της 4M-VK Προγράμματα Πολιτικού Μηχανικού (προγράμματα Βαδαλούκα). Η επίλυση των πλακών γίνεται κατά CROSS στο επίπεδο. Η κατανομή των ροπών των πλακών έγινε με τη μέθοδο MARCUS ή CROSS στο επίπεδο.

Το όλο κτίριο επιλύεται στο χώρο (χωρικό πλαίσιο) με την μέθοδο Άμεσης Αντίστασης όπου λαμβάνονται υπ' όψη 3 μετατοπίσεις και 3 στροφές ανά κόμβο.

Η θεμελίωση επιλύθηκε συνολικά με τον υπόλοιπο φορέα.

Γίνεται επίλυση των εξισώσεων $[R]=[K].[r]$

όπου $[R]$ =μητρώο εξωτερικών φορτίσεων

$[K]$ =μητρώο αντίστασης

$[r]$ =μητρώο παραμορφώσεων

Για την δυναμική επίλυση γίνεται επίλυση της χαρακτηριστικής εξίσωσης $[K] - [m].\omega^2 = 0$ για εύρεση 12 ιδιοπεριόδων (μέθοδος SUBSPACE)

όπου $[K]$ =μητρώο αντίστασης

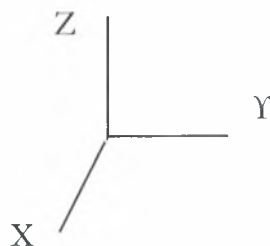
$[m]$ =μήτρα μάζας διαγώνια ή πλήρης

Εύρεση 12 ιδιομορφών $[K].[\Phi] - [m].[\Phi].\omega^2 = 0$

Συντελεστής συμμετοχής
$$V_i = \frac{[\Phi]_i^T \cdot [m] \cdot [\delta]}{[\Phi]_i \cdot [m] \cdot [\Phi]_i}$$

Εύρεση μετατοπίσεων $[r] = V_i \cdot [\Phi]_i \cdot S_{ai} / \omega_i^2$

Οι μετατοπίσεις αναφέρονται στο απόλυτο δεξιόστροφο σύστημα αξόνων όπως και οι στροφές.



όπου: Z κατακόρυφος άξονας
X-Y οριζόντιο επίπεδο

Τα εντατικά μεγέθη αναφέρονται στο τοπικό δεξιόστροφο σύστημα X'-Y'-Z'

όπου: Άξονας X' = Κατά μήκος του μέλους, θετικός από αρχή προς τέλος

Άξονας Y' = Για υποστυλώματα: Παράλληλος με Y πριν από στροφή

Για δοκούς: Παράλληλος με το επίπεδο της πλάκας

Άξονας Z' = Κάθετος στο επίπεδο X'-Y'.

ΚΟΜΒΟΣ = Σημείο τομής υποστυλώματος με στάθμη

ΕΛΕΥΘΕΡΟΣ ΚΟΜΒΟΣ = Οποιοσδήποτε κόμβος που δεν ανήκει στην περιγραφή κόμβου π.χ σημείο τομής δοκού επί δοκού.

ΑΡΧΗ ΣΤΥΛΟΥ είναι ο πόδας και ΤΕΛΟΣ η κεφαλή του

ΑΡΧΗ ΔΟΚΟΥ είναι ο κόμβος ή ελεύθερος κόμβος με το μικρότερο αύξοντα αριθμό και ΤΕΛΟΣ είναι ο κόμβος ή ελεύθερος με το μεγαλύτερο αύξοντα αριθμό.

ΣΤ = ΣΤάθμη

ΚΟΜ = ΚΟΜβος

ΠΦ = Περίπτωση Φόρτισης

ΣΦ = Συνδυασμός Φόρτισης: Δυσμενέστερη Φόρτιση Υποστυλώματος (1-)

Το μοντέλο στο χώρο του φορέα που επιλύεται περιγράφεται από τα εξής αρχεία:

DATAK: Περιέχει τις συντεταγμένες X,Y,Z όλων των ΚΟΜΒΩΝ του φορέα που αριθμούνται στο απόλυτο σύστημα (1,2,...N)

DATAKM: Περιέχει τις συντεταγμένες (x1,y1,z1) και (x2,y2,z2) της πραγματικής αρχής και τέλους των μελών όπου σ' αυτό το μήκος προκαλούνται παραμορφώσεις.

DATAM: Είναι το αρχείο ΜΕΛΩΝ και σ' αυτό περιέχεται η συνδεσμολογία κάθε μέλους (δηλ. οι κόμβοι με τους οποίους συνδέεται), οι ιδιότητες του (ροπές αδρανείας, μέτρο ελαστικότητας) και η στροφή του άξονα X'-X'. Και τα μέλη αριθμούνται σε απόλυτο σύστημα αρίθμησης.

DATAF: Είναι το αρχείο επικόμβιων φορτίων (για 16 Π.Φ.) όπου:

ΠΦ1 = Στατικά φορτία

ΠΦ2 = Σεισμός κατά Y-Y.

ΠΦ3 = Σεισμός κατά X-X

ΠΦ4,5,6,7 = Θερμοκρασιακή φόρτιση

ΠΦ8 = Κινητά φορτία

ΠΦ9,10,11 = Ελεύθερες για το χρήστη

ΠΦ 12 = Δυσμενείς Φορτίσεις Κινητών

ΠΦ 13 = Φόρτιση από θετική μετατόπιση της ΠΦ2 (Τυχημ.Εκκεντρο)

ΠΦ 14 = Φόρτιση από αρνητική μετατόπιση της ΠΦ2 -\-

ΠΦ 15 = Φόρτιση από θετική μετατόπιση της ΠΦ3 -\-

ΠΦ 16 = Φόρτιση από αρνητική μετατόπιση της ΠΦ3 -\-

• ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ

Ε.Α.Κ.

- 1) Δυναμική Φασματική Μέθοδος Άρθρο 3.4 ΕΑΚ
- 2) Έλεγχος θ για φαινόμενα δευτέρας τάξεως για $0.10 < \theta < 0.20$
Άρθρο 4.1.2.2 ΕΑΚ
- 3) Έλεγχος γωνιακής παραμόρφωσης $\gamma \ll 0.005$ Άρθρο 4.2.2 ΕΑΚ
- 4) Έλεγχος Κανονικότητας Κτιρίου
 $\Delta K_i = K_{i+1} - K_i \ll 0.35 K_i$
 $\ll 0.50 K_i$
 $\Delta m_i = m_{i+1} - m_i \ll 0.35 m_i$
 $\ll 0.50 m_i$
 Άρθρο 3.5.1.4 ΕΑΚ
- 5) Έλεγχος Επάρκειας Τοιχείων Άρθρο 4.1.4.2 ΕΑΚ
- $n_v > 0.60$
 - Το κτίριο δεν είναι στρεπτικά ευαίσθητο.
 - Διαθέτει 2 τοιχεία σε μία κατεύθυνση
- 6) Τυχηματική Εκκεντρότητα Ορόφου Άρθρο 3.3.1 ΕΑΚ
- 7) Έλεγχος Αποφυγής Σχηματισμού Μηχανισμού Ορόφου
Άρθρο 4.1.4.1 ΕΑΚ
- 8) Ικανοτικός έλεγχος κόμβων όπου απαιτείται.
- 9) Ειδικοί έλεγχοι αποφυγής ψαθυρών μορφών αστοχίας
- 8.1 Ειδικός έλεγχος υποστυλωμάτων Παραρτημα Β.1.1 ΕΑΚ
- 8.2 Ειδικός έλεγχος τοιχωμάτων Παραρτημα Β.1.4 ΕΑΚ
- 8.3 Ειδικός έλεγχος δοκών Παραρτημα Β.1.2 ΕΑΚ
- 10) Έλεγχος θεμελίωσης Παραρτημα Ζ ΕΑΚ

Ε.Κ.Ω.Σ.

1. Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (Ο.Κ.Α.)

Μόνιμες δράσεις

Μεταβλητές δράσεις

Τυχηματικές δράσεις

} Πίνακες 6.1, 6.2, 6.3 ΕΚΩΣ

α) Συνδυασμοί βασικών δράσεων σχέση 6.11

Άρθρο 6.4 ΕΚΩΣ

β) Συνδυασμοί τυχηματικών δράσεων σχέση 6.12

Άρθρο 6.4 ΕΚΩΣ

Ο.Κ.Α έναντι ορθών εντατικών μεγεθών
Κεφ. 10 ΕΚΩΣ (εξίσωση ουδέτερης γραμμής, διαγράμματα σ,ε)

Ο.Κ.Α. έναντι διατμητικών καταπονήσεων :

σε τέμνουσα..... Κεφ. 11 ΕΚΩΣ

σε στρέψη Κεφ. 12 ΕΚΩΣ

σε διάτρηση για εύκαμπτα πέδιλα.....Κεφ. 13 ΕΚΩΣ

Ο.Κ.Α λόγω ευστάθειας (Λυγισμός).

Μέθοδος πρότυπου υποστυλώματος με διαξονική κάμψη.....Κεφ 14.3.8ΕΚΩΣ

2. Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.)

α) Απαλλαγή από έλεγχο ρηγμάτωσης.Κεφ. 15.3.1ΕΚΩΣ

υποστυλώματα σε « 200 (Φ_{max}=36) , σεκ 0,6 f_{ck}

δοκοί.....(Πιν. 15.2) ΕΚΩΣ

πλάκες.....(Πιν. 15.2) ΕΚΩΣ

β) Απαλλαγή από έλεγχο παραμορφώσεων. Κεφ. 16.2 ΕΚΩΣ

$$\text{πλάκες} \quad \frac{a l}{d} < 30, \quad \frac{(a l)^2}{d} < 150$$

$$\text{δοκοί} \quad \frac{a l}{h} < 20, \quad \frac{(a l)^2}{h} < 150$$

3. Έλεγχος αμεταθετότητας πλαισίων (Έλεγχος Θ και α) Κεφ. 14.4 ΕΚΩΣ

• ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ

1. Φορτία:

1.1 Μόνιμα φορτία:

1. βάρος σκυροδέματος..... 25

2. επικάλυψη δαπέδων με μάρμαρα.....1.5

3. επικάλυψη δαπέδων με ξύλινο δάπεδο..... 1.5

4. Μόνωση δώματος.....1.5

5. Τοιχοποιία δρομική 5

6. Τοιχοποιία διπλή δρομική..... 9

1.2 Μεταβλητά φορτία:

1. Κινητό φορτίο πλακών.....2
2. Κινητό φορτίο δώματος..... 2
3. Κινητό φορτίο κλιμάκων & πλατυσιάλων.....3.5
4. Κινητό φορτίο εξωστών..... 5
5. Κινητό φορτίο δαπέδου ισογείου..... 2

2. Υλικά:

- 2.1 Σκυρόδεμα..... 20
- 2.2 Χάλυβας500
- 2.3 Χάλυβας για συνδετήρες..... 500

3. Φορτίσεις:

3.1 Στατική:

Με όλα τα μόνιμα και κινητά φορτία

3.2 Σεισμός:

Συντελεστής κινητών 0.3

Συντελεστής συμπεριφοράς $q= 3.5$

Ζώνη 2, Έδαφος Α, Σπουδαιότητα Σ 2, Θεμελίωση $\Theta= 1$

Απόσβεση 5%

Εξίσωση Φάσματος ως προς $Bd(T)$

Από 0 sec έως .1sec γραμμικά από 2.5 έως 2.5

Από 0.1sec έως 0.4sec γραμμικά από 2.5 έως 2.5

Από 0.4sec έως άπειρο εκθετικά. Από 2.5 έως 0.875 Με εκθέτη 0.666

$Bd_{min} = 0.875$

$Rd(T)/g \text{ Y-Y} = 0.1714 \quad Rd(T)/g \text{ X-X} = 0.1714$

4. Θεμελίωση:

Η μελέτη θεμελίωσης έγινε με τάση εδάφους $\sigma = 20$

δείκτη εδάφους $K = 50000$

μέτρο ελαστικότητας $E = 10000$

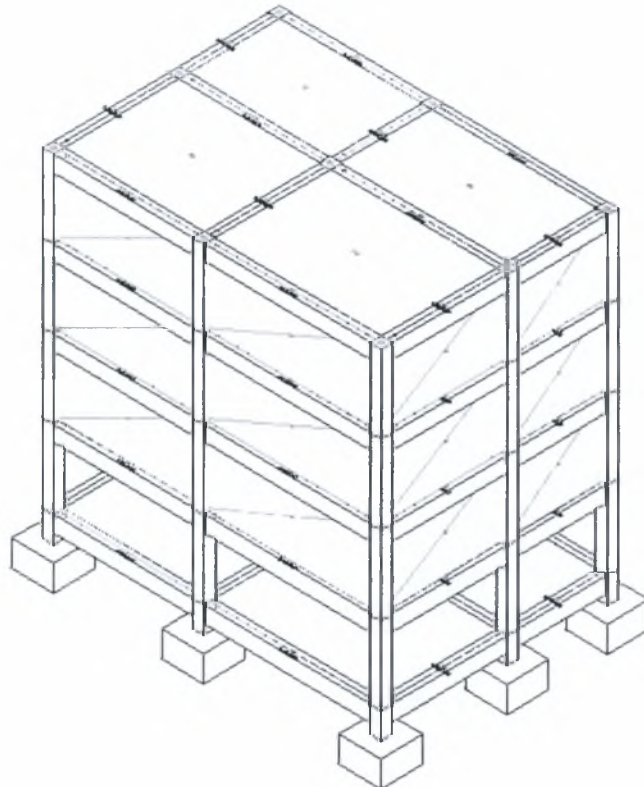
δυναμικό δείκτη εδάφους $= 3$

Η οριστική τάση εδάφους και η στάθμη θεμελίωσης θα καθοριστεί από την επίβλεψη ανάλογα με τις συνθήκες εδάφους που θα συναντηθούν στο έργο.

5. Πρόβλεψη: 0 ορόφων

4.2 Πιλοτή

Το δεύτερο μοντέλο αφορά την αρχική κατασκευή διαφοροποιημένη. Στο ισόγειο αφαιρούνται οι τοιχοπληρώσεις. Έχουμε έτσι δημιουργία πιλοτής. Το μοντέλο 401.bld παρουσιάζεται στην παρακάτω εικόνα.

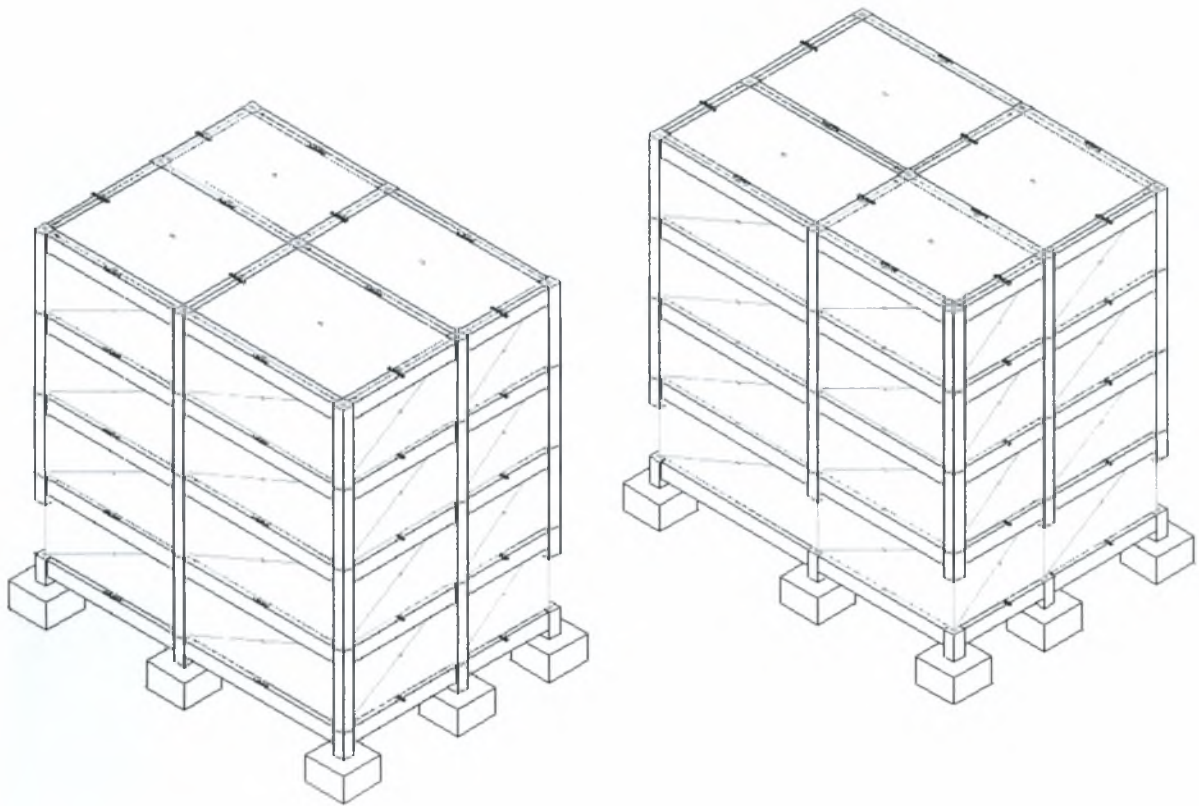


Εικόνα 4.2. 1 3D άποψη της κατασκευής 401.bld

Η επίλυση του μοντέλου έγινε ακριβώς με τον ίδιο τρόπο όπως και το αρχικό μοντέλο 400.bld.

4.3 Κοντά Υποστυλώματα

Το τρίτο μοντέλο 402.bld αφορά την δημιουργία κοντών υποστυλωμάτων στο ισόγειο. Προκύπτει από τροποποίηση του αρχικού μοντέλου 400.bld. Για την δημιουργία κοντών υποστυλωμάτων μεταβλήθηκε η εκκεντρότητα κατά ζ του κάτω άκρου του κάθε υποστυλώματος που επιλέχθηκε να συμπεριφερθεί σαν κοντό. Η τιμή αυτή της εκκεντρότητας αντιπροσωπεύει το ύψος της τοιχοποιίας.

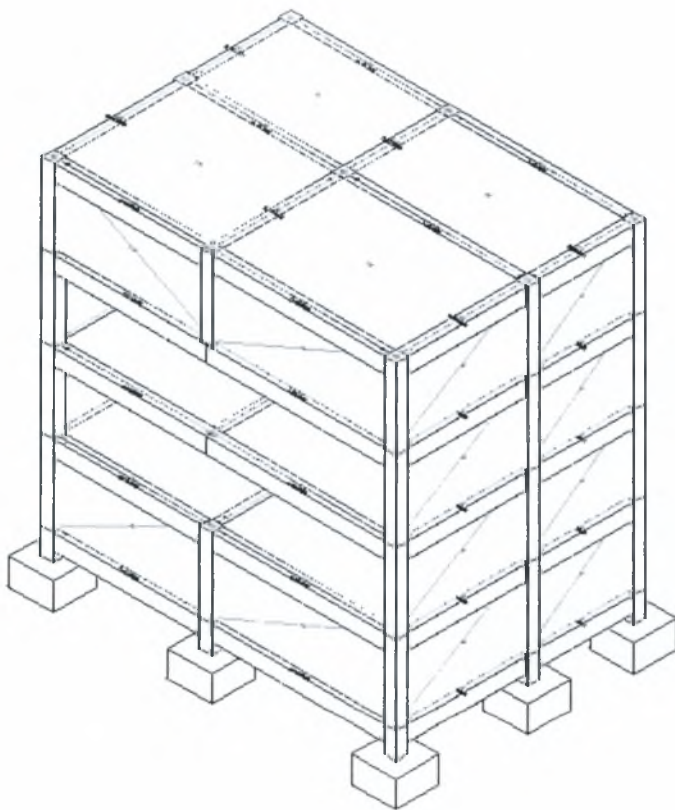


Εικόνα 4.3. 1 3D απεικόνιση της κατασκευής 402.bld(κοντά υποστυλώματα)

Η επίλυση του μοντέλου έγινε ακριβώς με τον ίδιο τρόπο όπως και το αρχικό μοντέλο 400.bld.

4.4 Φυτευτά Υποστυλώματα

Το τέταρτο μοντέλο 403.bld αφορά την δημιουργία φυτευτού υποστυλώματος στον τελευταίο όροφο. Όπως και τα προηγούμενα μοντέλα και αυτό προκύπτει από το αρχικό με διαφοροποιήσεις. Δημιουργείται φυτευτό υποστυλώμα στην τελευταία στάθμη σταματώντας τη συνέχεια ενός από τα ήδη υπάρχοντα υποστυλώματα. Το μοντέλο που προκύπτει φαίνεται στην παρακάτω εικόνα.

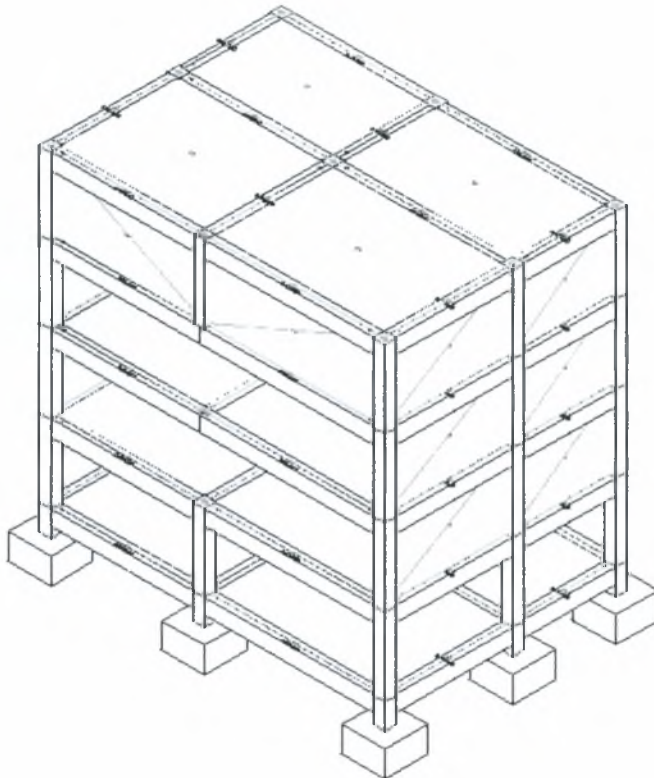


Εικόνα 4.4 1 3D απεικόνιση της κατασκευής 403.bld(φυτευτά υποστυλώματα)

Και εδώ η επίλυση του μοντέλου έγινε ακριβώς με τον ίδιο τρόπο όπως και το αρχικό μοντέλο 400.bld.

4.5 Φυτευτά Υποστυλώματα & Πιλοτή

Το πέμπτο μοντέλο 404.bld αφορά τον συνδυασμό φυτευτού υποστυλώματος στον τελευταίο όροφο και πιλοτής στο ισόγειο. Όπως και τα προηγούμενα μοντέλα και αυτό προκύπτει από το αρχικό με διαφοροποιήσεις. Το μοντέλο που προκύπτει φαίνεται στην παρακάτω εικόνα.

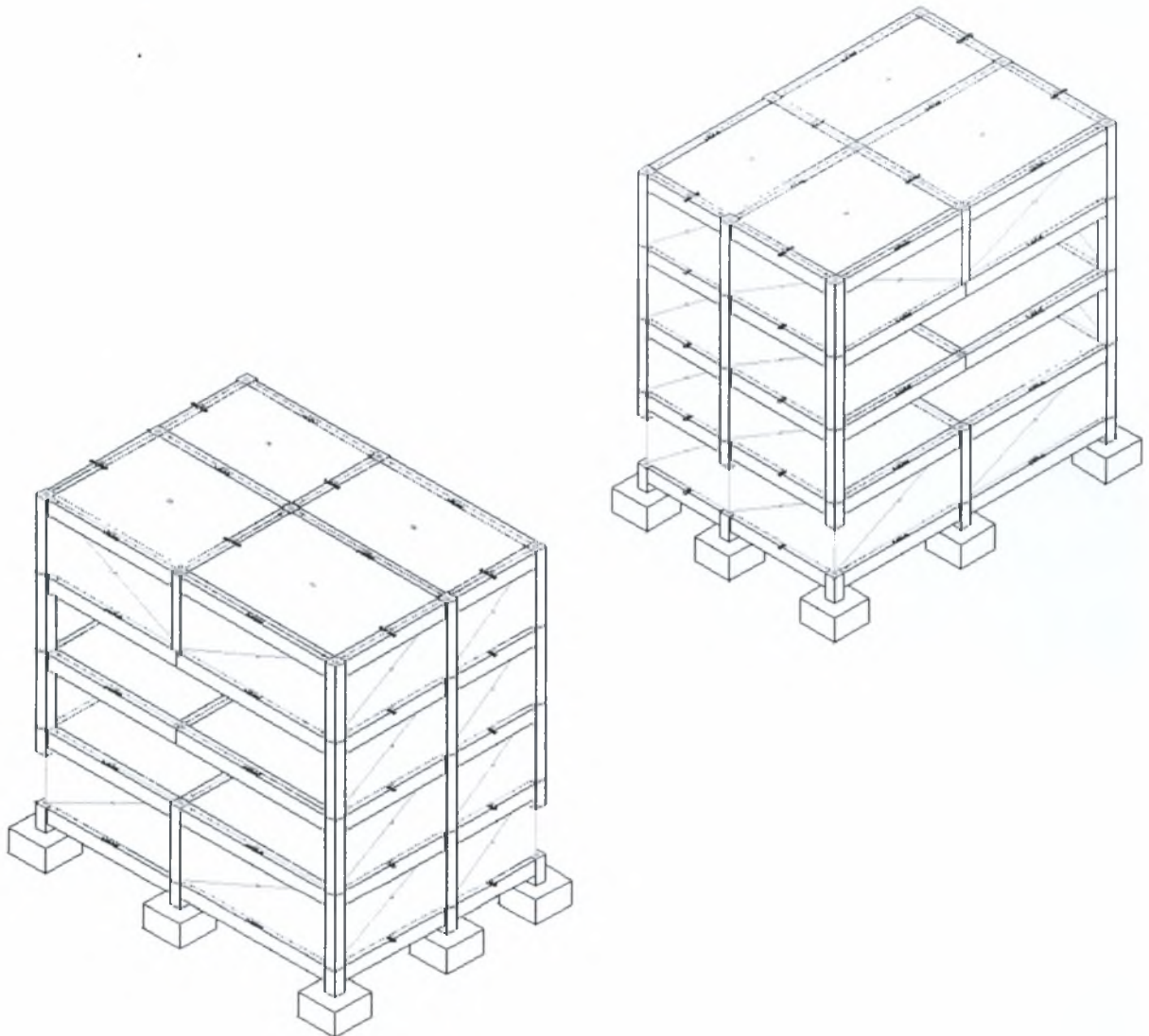


Εικόνα 4.5. 1 3D απεικόνιση της κατασκευής 403.bld(φυτευτά υποστυλώματα & πιλοτίς)

Και εδώ η επίλυση του μοντέλου έγινε ακριβώς με τον ίδιο τρόπο όπως και το αρχικό μοντέλο 400.bld.

4.6 Φυτευτά & Κοντά Υποστυλώματα

Το έκτο μοντέλο 405.bld αφορά τον συνδυασμό φυτευτού υποστυλώματος στον τελευταίο όροφο και κοντών υποστυλωμάτων στο ισόγειο. Όπως και τα προηγούμενα μοντέλα και αυτό προκύπτει από το αρχικό με διαφοροποιήσεις. Το μοντέλο που προκύπτει φαίνεται στις παρακάτω εικόνες.



Εικόνα 4.6.1 3D απεικόνιση της κατασκευής 403.bld(φυτευτά υποστυλώματα & κοντά υπ/τα)

Και εδώ η επίλυση του μοντέλου έγινε ακριβώς με τον ίδιο τρόπο όπως και το αρχικό μοντέλο 400.bld

5. Διενέργεια Στατικής Υπερωθητικής Ανάλυσης

5.1 Φόρτιση

Για την διενέργεια στατικής υπερωθητικής ανάλυσης εφαρμόστηκε τριγωνική φόρτιση καθ' ύψος του κτιρίου όπως προβλέπεται από τον ΕΑΚ 2000(παρ. 3.5.3.[3]).

$$F_i = (V_o - V_H) \cdot \frac{m_i \cdot z_i}{\sum_j m_j \cdot z_j}, \quad i, j = 1, 2, \dots, N$$

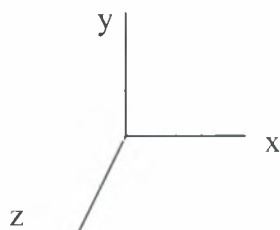
όπου z_i η απόσταση της στάθμης i από τη βάση

m_i η μάζα κάθε στάθμης i

V_o η τέμνουσα βάσης που λήφθηκε ίση με μονάδα.

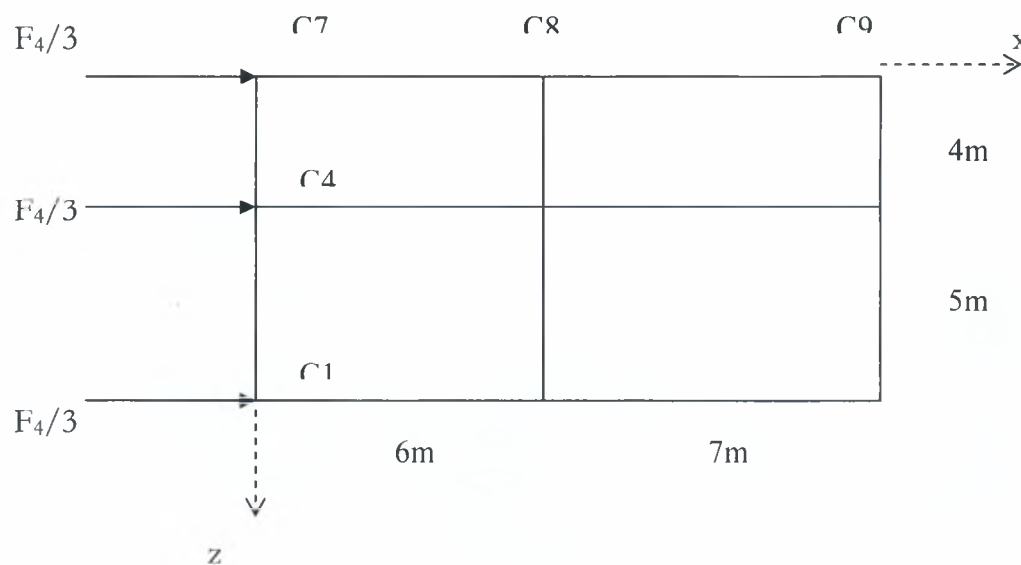
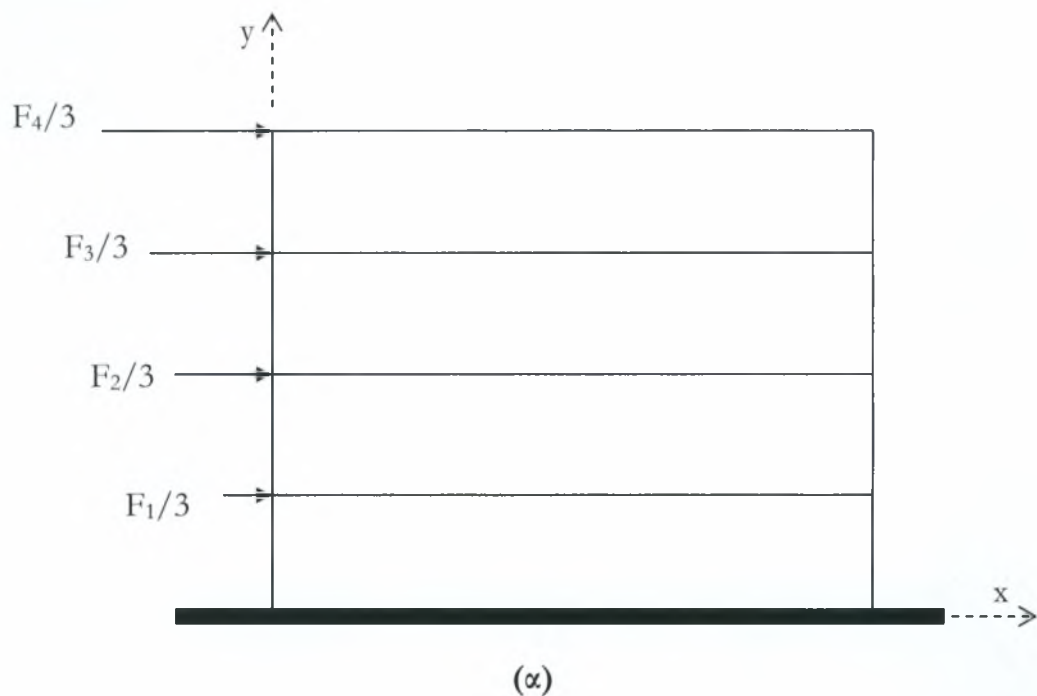
$$V_o = 1 \quad \text{και} \quad V_H = 0$$

Η όλη διαδικασία έγινε στο πρόγραμμα GTSTRUDL28. Στο πρόγραμμα αυτό ο κατακόρυφος άξονας είναι ο y σε αντίθεση με το STRAD2004 όπου ο κατακόρυφος άξονας είναι ο z . Διενεργήθηκε μια φορά push over κατά την x διεύθυνση και ξεχωριστά για την y (στο STRAD) διεύθυνση (z στο STRUDL). Από εδώ και στο εξής υιοθετείται ο συμβολισμός του STRUDL, δηλαδή οι διευθύνσεις που διενεργείται η push over είναι οι x, z .



Εικόνα 5. 1 Τρισσορθογώνιο σύστημα στο STRUDL.

Η φόρτιση σχηματικά κατανέμεται όπως φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα και υπολογίζεται ως ακολούθως.



Εικόνα 5.2 Κατανομή φόρτισης (α) όψη , (β) κάτοψη

Επομένως:

$$F_1 = 1 \cdot \frac{174 \cdot 3}{174 \cdot (3 + 6 + 9 + 12)} = 0,10$$

$$F_2 = \frac{6}{3 + 6 + 9 + 12} = 0,20$$

$$F_3 = \frac{9}{3 + 6 + 9 + 12} = 0,30$$

$$F_4 = \frac{12}{3 + 6 + 9 + 12} = 0,40$$

$$F_1 / 3 = 0,033$$

$$F_2 / 3 = 0,067$$

$$F_3 / 3 = 0,10$$

$$F_4 / 3 = 0,133$$

$$0,3 \cdot F_1 / 3 = 0,01$$

$$0,3 \cdot F_2 / 3 = 0,02$$

$$0,3 \cdot F_3 / 3 = 0,03$$

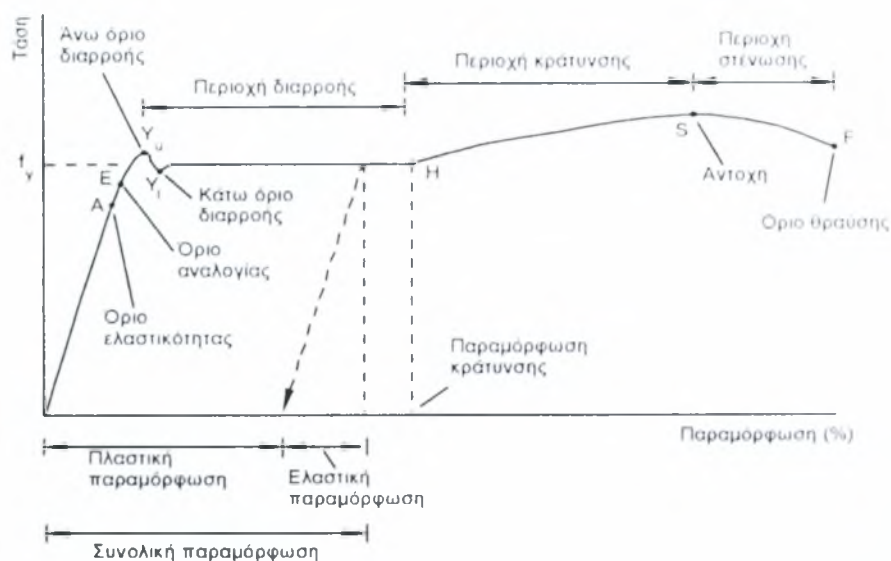
$$0,3 \cdot F_4 / 3 = 0,04$$

Αρχικά διενεργήθηκε push over ανάλυση κατά την x-κατεύθυνση. Το αρχείο φόρτισης περιλαμβάνει για τα υποστυλώματα C7, C4, C1 φόρτιση F_i στην x κατεύθυνση και $0,3F_i$ στην z κατεύθυνση. Στη συνέχεια διενεργήθηκε για κάθε μοντέλο ξεχωριστά push over κατά z. Το αρχείο φόρτισης περιλαμβάνει φόρτιση F_i στην z κατεύθυνση και $0,3F_i$ στην x κατεύθυνση για τα υποστυλώματα κάθε ορόφου.

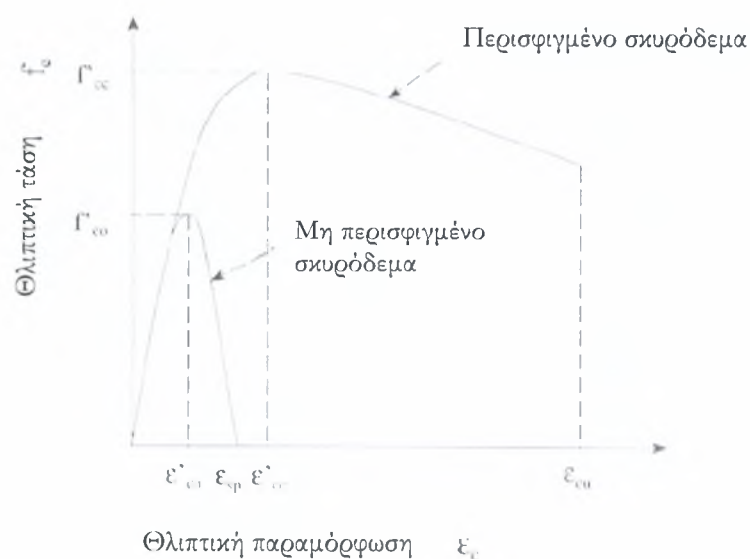
Αφού καταστρώνεται το μοντέλο στο STRAD, γίνεται ο σχεδιασμός της κατασκευής με το πρόγραμμα, προκύπτουν δηλαδή οι οπλισμοί για όλα τα στοιχεία της κατασκευής. Έπειτα εξάγονται αρχεία από το STRAD τα οποία θα χρησιμοποιηθούν στο STRUDL για την διενέργεια της push over. Τα αρχεία τα οποία εξάγονται περιγράφουν το μοντέλο της κατασκευής. Αφορούν την γεωμετρία του μοντέλου, την φόρτιση του μοντέλου για όλες τις περιπτώσεις ξεχωριστά (Π.Φ1 → μόνιμα φορτία, Π.Φ.2 → επικόμβια φορτία από σεισμό κατά z-z Π.Φ3 → επικόμβια φορτία από σεισμό κατά x-x, Π.Φ.8 → κινητά φορτία κ.λ.π.). Το τρίτο αρχείο που εξάγεται αφορά την διενέργεια της push over και συμπεριλαμβάνει και την μη γραμμικότητα των στοιχείων.

5.2 Νόμοι υλικών

Εφόσον πρόκειται να πραγματοποιηθεί μη γραμμική ανάλυση θα πρέπει και τα υλικά να είναι σε θέση να παρακολουθήσουν τις πλαστικές παραμορφώσεις που θα προκύψουν στον φορέα. Έχουμε υλικά σκυρόδεμα C20 και χάλυβα S500. Οι νόμοι των υλικών φαίνονται στα ακόλουθα σχήματα.



Εικόνα 5.3 Διάγραμμα τάσης παραμόρφωσης για το χάλυβα



Εικόνα 5.4 Διάγραμμα τάσης παραμόρφωσης για το περισφιγμένο σκυρόδεμα

5.3 Παράμετροι της Push Over ανάλυσης

Οι παράμετροι που επιλέχθηκαν για την διενέργεια της POV ανάλυσης φαίνονται στην ακόλουθη εικόνα. Σε όλες τις περιπτώσεις χρησιμοποιήθηκαν οι ίδιοι παράμετροι.

The screenshot shows the 'Pushover Analysis' dialog box with the following settings:

- Loading Data:**
 - Incremental Load: 3
 - Constant Load: (empty dropdown)
 - Maximum # of Increments: 1000
 - Loading Rate: 100
 - Backup Rate: 0.5
- Analysis Parameters:**
 - Maximum # of Search Trials: 20
 - Collapse Tolerance: 0.002
 - Equilibrium Convergence:**
 - Equilibrium:
 - Displacement:
 - Tolerance: 5
 - Maximum # of Cycles: 50
 - Displacement Control:**
 - Limit Factor: 1.5
 - DispX, DispY, DispZ, RotX, RotY, RotZ: (all unchecked)
- Perform Analysis:**
- Buttons: OK, Cancel, Help

Εικόνα 5. 5 Παράμετροι για την push over ανάλυση

Σημ. Το φορτίο το οποίο αυξάνεται σταδιακά(incremental load) αφορά στην μία περίπτωση σεισμο κατά x (περίπτωση φόρτισης 3) και στην άλλη περίπτωση σεισμό κατά z (περίπτωση φόρτισης 2). Επιπλέον να σημειωθεί ότι στη POV ανάλυση δεν λήφθηκε υπόψη το μόνιμο φορτίο της κατασκευής.

5.4 Αοχικό Μοντέλο

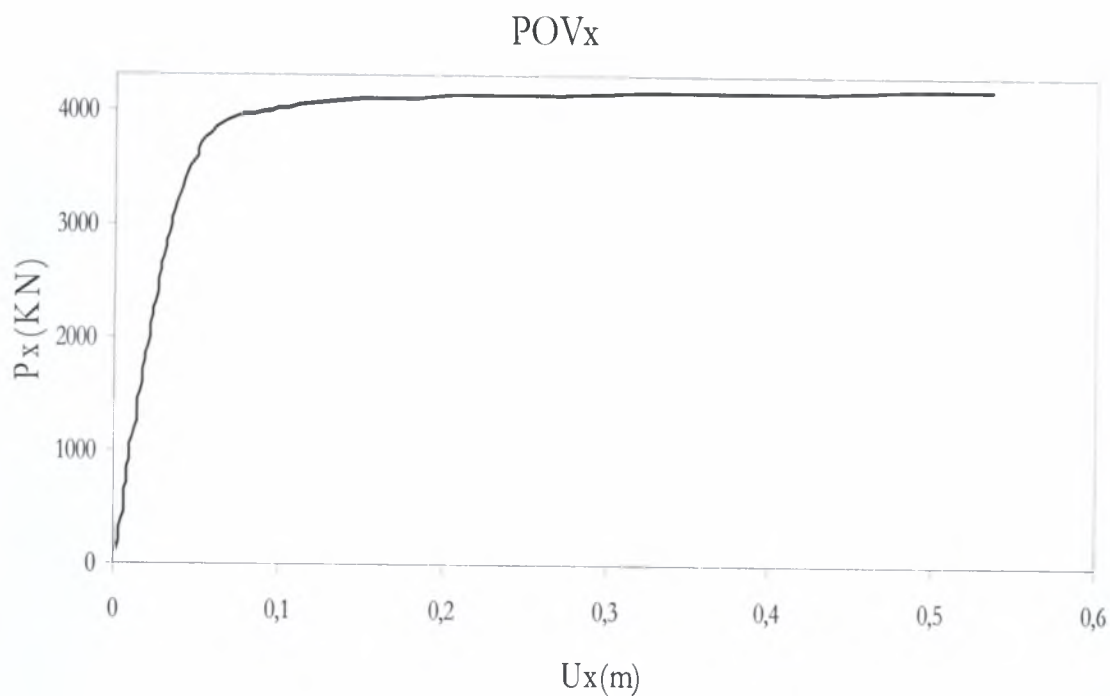
Παρακάτω παρατίθενται τα αποτελέσματα της POV ανάλυσης για το αρχικό μοντέλο καθώς και η καμπύλη που προκύπτει

PUSH OVER ΚΑΤΑ Χ

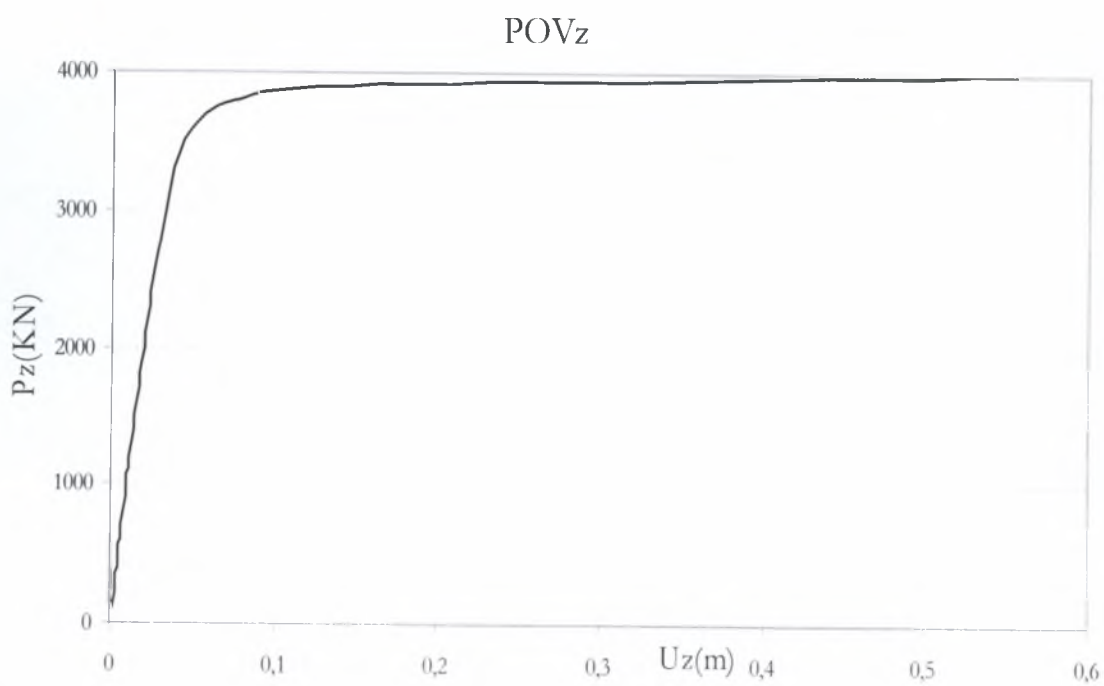
P_x	U_x
100	0,002094
200	0,002972
300	0,003842
400	0,004709
500	0,005577
600	0,006446
700	0,00733
800	0,008239
900	0,009178
1000	0,010169
1100	0,011204
1200	0,012266
1300	0,01335
1400	0,014437
1500	0,015532
1600	0,016637
1700	0,017763
1800	0,018872
1900	0,019994
2000	0,02115
2100	0,022328
2200	0,023546
2300	0,024781
2400	0,026063
2500	0,027392
2600	0,028804
2700	0,030253
2800	0,031748
2900	0,033302
3000	0,034914
3100	0,036575
3200	0,038318
3300	0,040133
3400	0,042027
3500	0,044676
3600	0,049591
3700	0,051931
3800	0,058414
3900	0,06802
4000	0,090638
4100	0,150336
4200	0,535104

PUSH OVER ΚΑΤΑ Ζ

P_z	U_z
100	0,001904
200	0,002737
300	0,003563
400	0,004387
500	0,005211
600	0,006035
700	0,006859
800	0,007683
900	0,008521
1000	0,009391
1100	0,010311
1200	0,011267
1300	0,012245
1400	0,013224
1500	0,014236
1600	0,01524
1700	0,016247
1800	0,017271
1900	0,018318
2000	0,019402
2100	0,020499
2200	0,02162
2300	0,022773
2400	0,023961
2500	0,02519
2600	0,026434
2700	0,027734
2800	0,029066
2900	0,030484
3000	0,031989
3100	0,033568
3200	0,0353
3300	0,037262
3400	0,0395
3500	0,04273
3600	0,047624
3700	0,055758
3800	0,074649
3900	0,125016
4000	0,555352



Εικόνα 5.6 Καμπύλη POV αρχικού μοντέλου κατά x



Εικόνα 5.7 Καμπύλη POV αρχικού μοντέλου κατά z

5.5 Πιλοτή

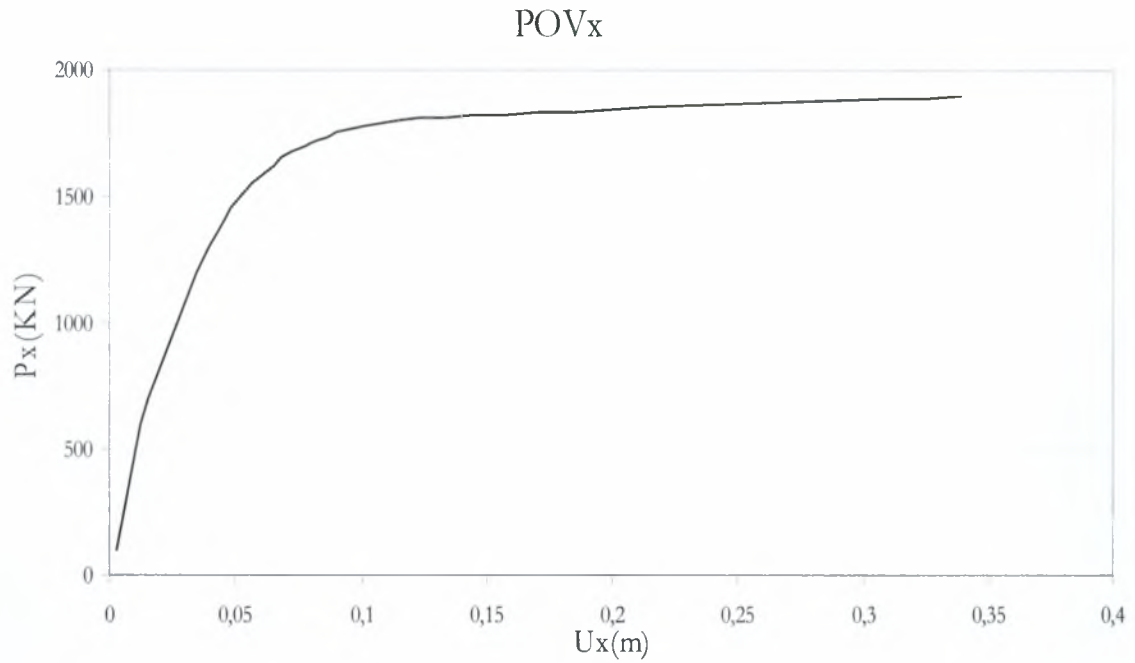
Παρακάτω παρατίθενται τα αποτελέσματα της POV ανάλυσης για το μοντέλο με πιλοτή καθώς και η καμπύλη που προκύπτει.

PUSH OVER ΚΑΤΑ X

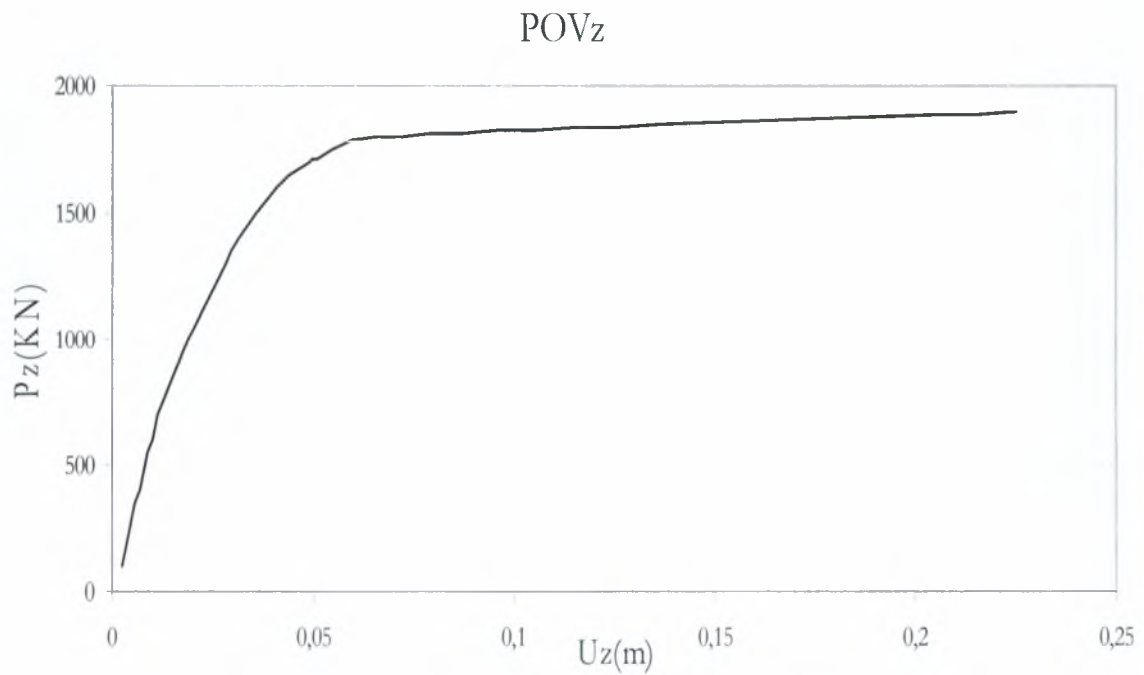
P_x	U_x
100	0,002595
200	0,004543
300	0,006507
400	0,008473
500	0,010546
600	0,012866
700	0,015609
800	0,018932
900	0,022638
1000	0,026531
1100	0,030455
1200	0,03456
1300	0,039287
1400	0,044861
1500	0,051867
1600	0,061761
1700	0,077216
1800	0,113599
1900	0,339017

PUSH OVER ΚΑΤΑ Z

P_z	U_z
100	0,002298
200	0,003783
300	0,005273
400	0,006761
500	0,008246
600	0,00976
700	0,011475
800	0,013606
900	0,016179
1000	0,01901
1100	0,021952
1200	0,024891
1300	0,02798
1400	0,031432
1500	0,0356
1600	0,040897
1700	0,048636
1800	0,06569
1900	0,224887



Εικόνα 5. 8 Καμπύλη POV του μοντέλου με πιλοτή κατά x



Εικόνα 5. 9 Καμπύλη POV του μοντέλου με πιλοτή κατά z

5.6 Κοντά Υποστυλώματα

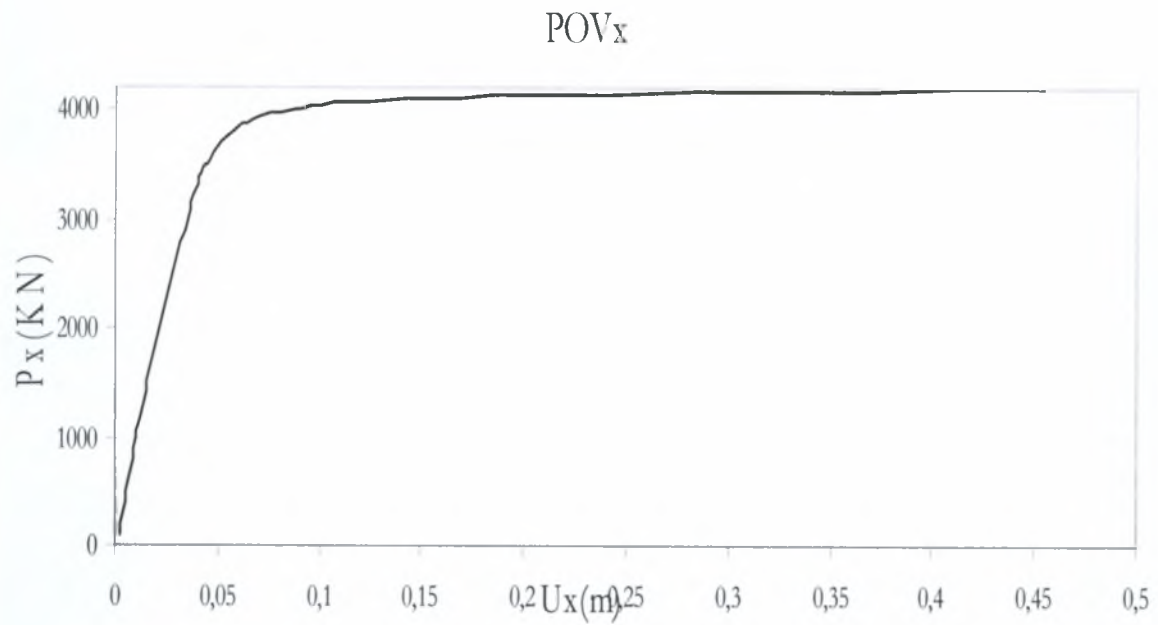
Παρακάτω παρατίθενται τα αποτελέσματα της POV ανάλυσης για το μοντέλο με κοντά υποστυλώματα στο ισόγειο καθώς και η καμπύλη που προκύπτει.

PUSH OVER ΚΑΤΑ Χ

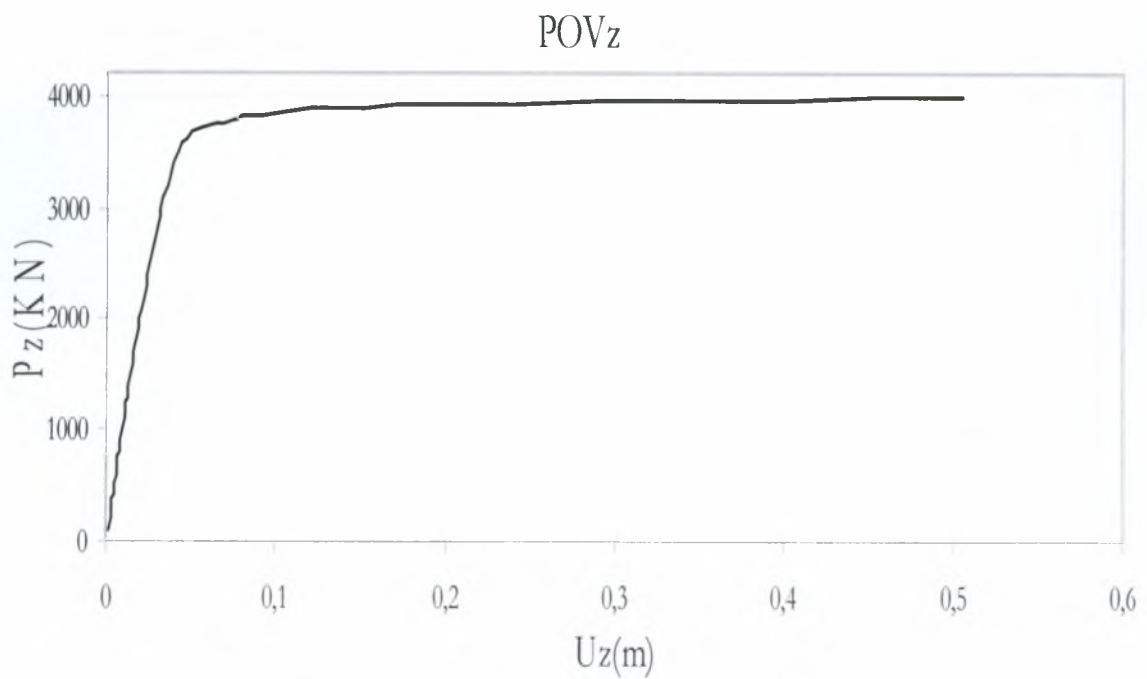
P	U
100	0,002162
200	0,003038
300	0,003906
400	0,004773
500	0,005638
600	0,006506
700	0,007385
800	0,008297
900	0,009255
1000	0,010253
1100	0,011285
1200	0,012341
1300	0,013426
1400	0,01451
1500	0,015602
1600	0,016701
1700	0,017812
1800	0,018917
1900	0,020038
2000	0,021183
2100	0,022362
2200	0,023578
2300	0,024818
2400	0,026095
2500	0,027429
2600	0,028831
2700	0,030284
2800	0,031769
2900	0,033311
3000	0,034914
3100	0,036573
3200	0,038296
3300	0,040088
3400	0,041979
3500	0,044624
3600	0,047889
3700	0,051508
3800	0,0574
3900	0,067128
4000	0,088449
4100	0,141412
4200	0,454968

PUSH OVER ΚΑΤΑ Ζ

P	U
100	0,001947
200	0,002769
300	0,003586
400	0,004401
500	0,005216
600	0,006031
700	0,006846
800	0,007668
900	0,008515
1000	0,00939
1100	0,010301
1200	0,011238
1300	0,012209
1400	0,013177
1500	0,01416
1600	0,015153
1700	0,016153
1800	0,017156
1900	0,018192
2000	0,019274
2100	0,020367
2200	0,021483
2300	0,022625
2400	0,023799
2500	0,025017
2600	0,026271
2700	0,027551
2800	0,028884
2900	0,030311
3000	0,031811
3100	0,033418
3200	0,035164
3300	0,037142
3400	0,039423
3500	0,042585
3600	0,047346
3700	0,055394
3800	0,073862
3900	0,120388
4000	0,505538



Εικόνα 5. 10 Καμπύλη POV του μοντέλου με κοντά υποστυλώματα κατά x



Εικόνα 5. 11 Καμπύλη POV του μοντέλου με κοντά υποστυλώματα κατά z

5.7 Φυτευτά Υποστυλώματα

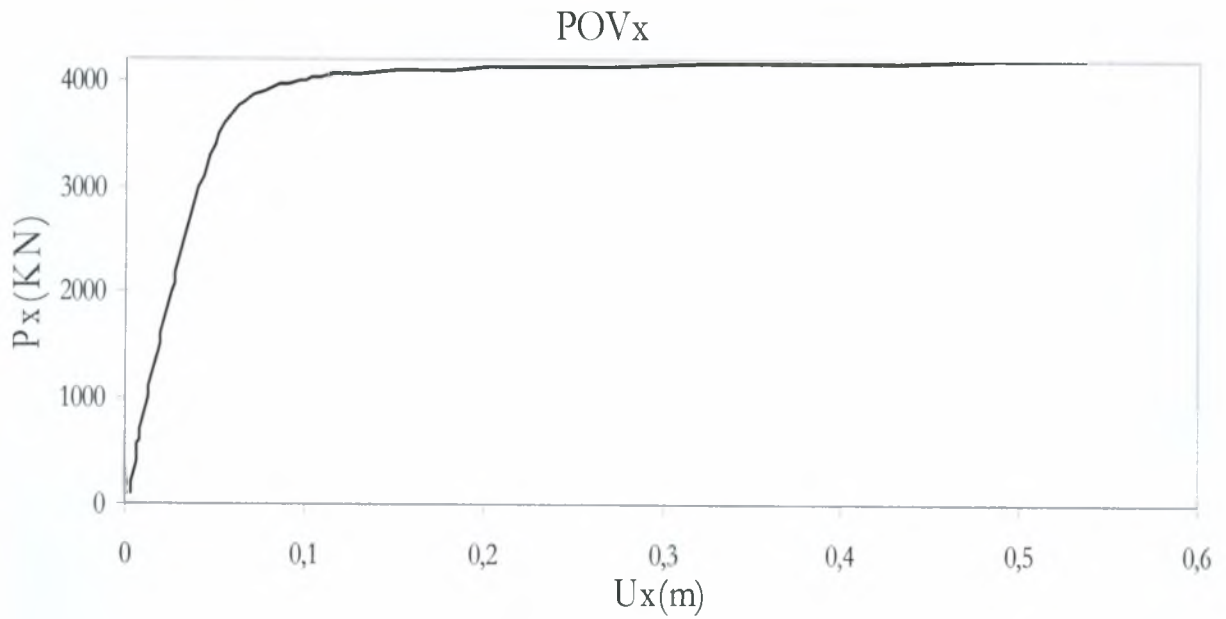
Παρακάτω παρατίθενται τα αποτελέσματα της POV ανάλυσης για το μοντέλο με φυτευτά υποστυλώματα στον τελευταίο όροφο καθώς και η καμπύλη που προκύπτει.

PUSH OVER ΚΑΤΑ Χ

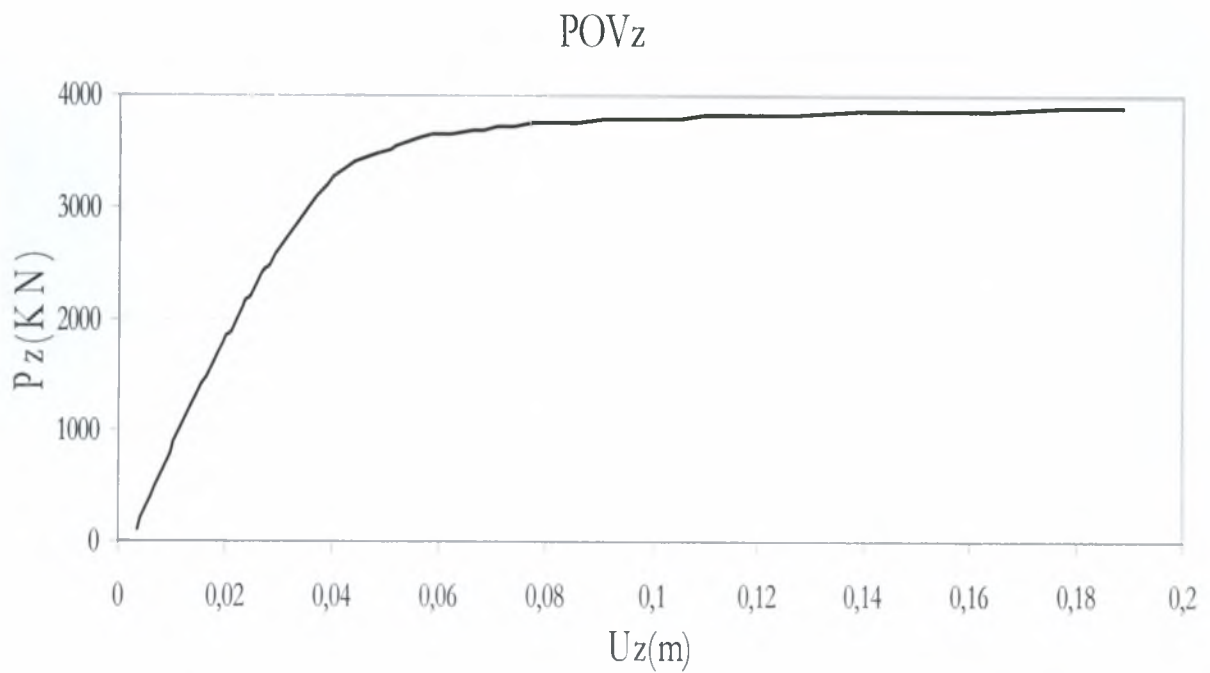
P	U
100	0,002492
200	0,003567
300	0,004623
400	0,005678
500	0,006734
600	0,007796
700	0,008873
800	0,009971
900	0,011105
1000	0,012291
1100	0,013516
1200	0,014758
1300	0,016039
1400	0,017328
1500	0,018613
1600	0,01991
1700	0,02124
1800	0,022575
1900	0,023927
2000	0,025306
2100	0,026695
2200	0,028111
2300	0,029546
2400	0,031024
2500	0,032557
2600	0,034172
2700	0,035819
2800	0,037515
2900	0,039275
3000	0,041118
3100	0,043089
3200	0,045104
3300	0,04719
3400	0,049704
3500	0,052147
3600	0,055462
3700	0,060097
3800	0,066342
3900	0,077151
4000	0,097058
4100	0,15116
4200	0,535883

PUSH OVER ΚΑΤΑ Ζ

P	U
100	0,003343
200	0,004246
300	0,005127
400	0,006009
500	0,006893
600	0,007778
700	0,008661
800	0,009543
900	0,01045
1000	0,01138
1100	0,01237
1200	0,013379
1300	0,014413
1400	0,015467
1500	0,016526
1600	0,017596
1700	0,01867
1800	0,019768
1900	0,020909
2000	0,022073
2100	0,023236
2200	0,024431
2300	0,025653
2400	0,026916
2500	0,028203
2600	0,029539
2700	0,03092
2800	0,032384
2900	0,033928
3000	0,035548
3100	0,03727
3200	0,039169
3300	0,041375
3400	0,044057
3500	0,048205
3600	0,054222
3700	0,066168
3800	0,096317
3900	0,18875



Εικόνα 5. 12 Καμπύλη POV του μοντέλου με φυτευτά υποστυλώματα κατά x



Εικόνα 5. 13 Καμπύλη POV του μοντέλου με φυτευτά υποστυλώματα κατά z

5.8 Φυτευτά Υποστυλώματα & Πιλοτή

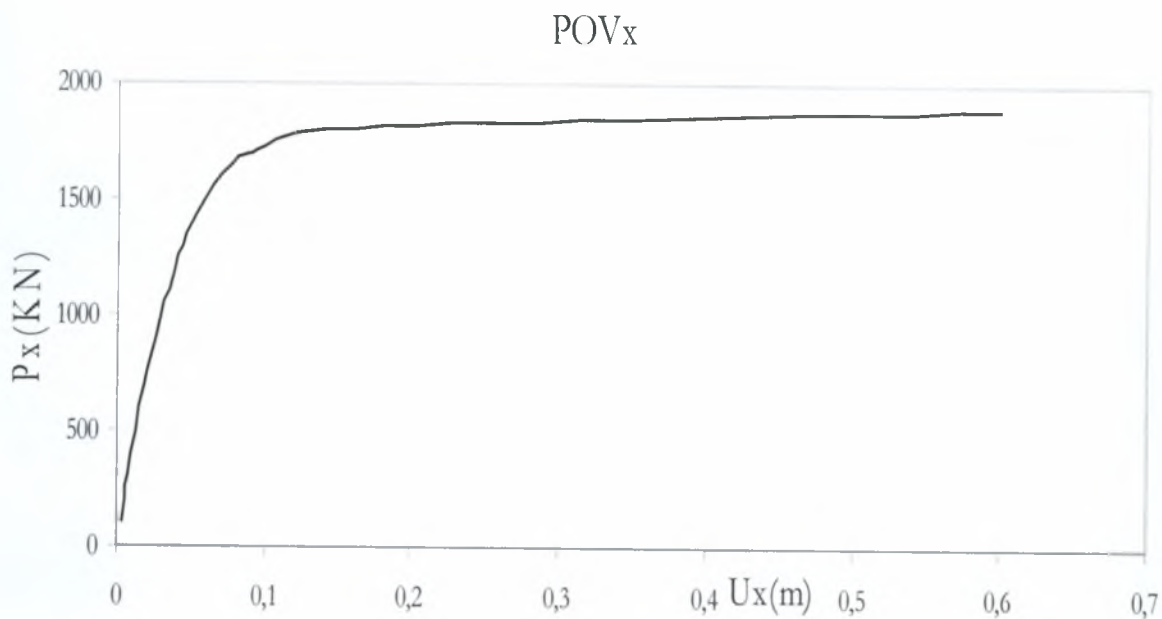
Παρακάτω παρατίθενται τα αποτελέσματα της POV ανάλυσης για το μοντέλο με φυτευτά υποστυλώματα στον τελευταίο όροφο και πιλοτή καθώς και η καμπύλη που προκύπτει.

PUSH OVER ΚΑΤΑ X

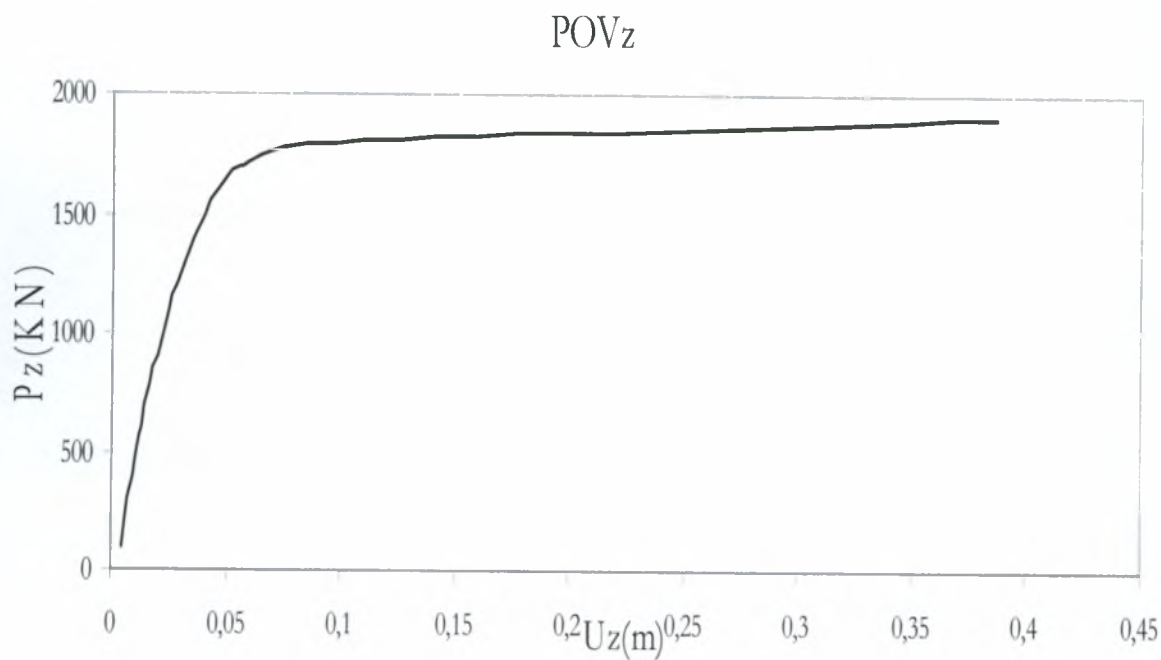
P	U
100	0,003061
200	0,005301
300	0,007607
400	0,009963
500	0,012422
600	0,015076
700	0,018085
800	0,021617
900	0,025544
1000	0,029676
1100	0,03403
1200	0,038634
1300	0,043889
1400	0,05011
1500	0,058018
1600	0,069008
1700	0,087773
1800	0,140708
1900	0,598599

PUSH OVER ΚΑΤΑ Z

P	U
100	0,004242
200	0,005917
300	0,007606
400	0,009288
500	0,010928
600	0,012615
700	0,014478
800	0,01674
900	0,019402
1000	0,022866
1100	0,025231
1200	0,028289
1300	0,031675
1400	0,035531
1500	0,040118
1600	0,046114
1700	0,055321
1800	0,084034
1900	0,386349



Εικόνα 5. 14 Καμπύλη POV του μοντέλου με φυτευτά υποστυλώματα και πιλοτή κατά x



Εικόνα 5. 15 Καμπύλη POV του μοντέλου με φυτευτά υποστυλώματα και πιλοτή κατά z

5.9 Φυτευτά & Κοντά Υποστυλώματα

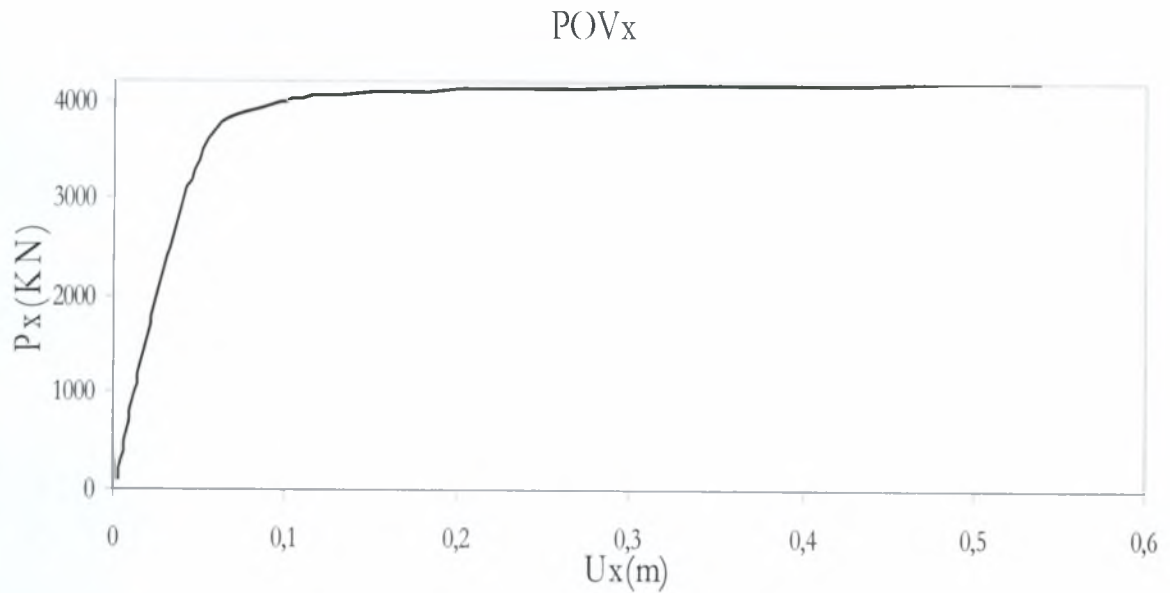
Παρακάτω παρατίθενται τα αποτελέσματα της POV ανάλυσης για το μοντέλο με φυτευτά υποστυλώματα στον τελευταίο όροφο και πιλοτή καθώς και η καμπύλη που προκύπτει.

PUSH OVER ΚΑΤΑ Χ

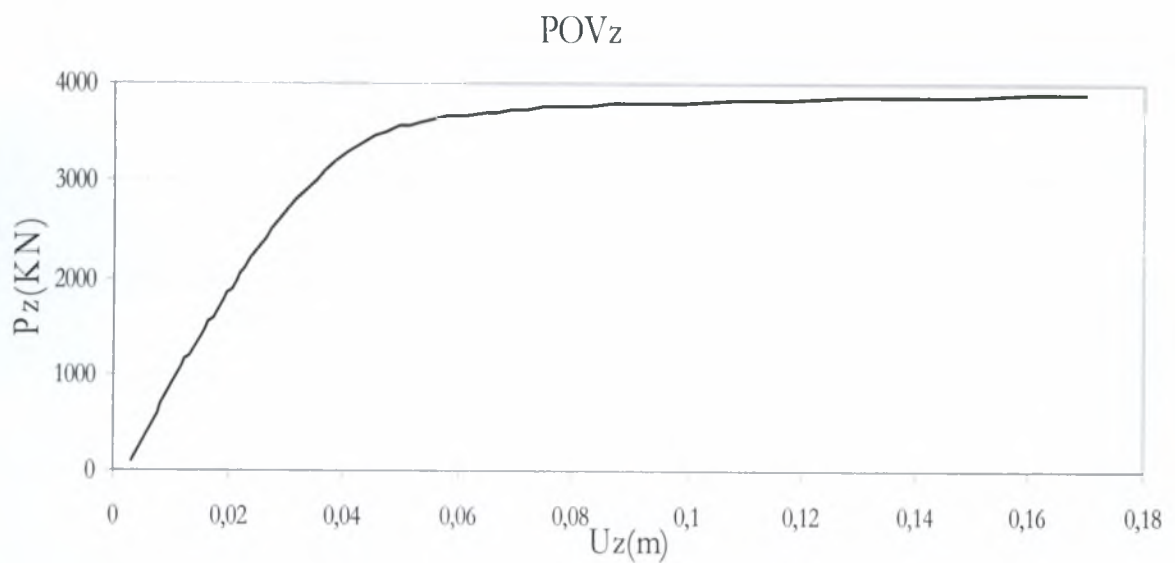
P	U
100	0,003485
200	0,003546
300	0,00459
400	0,005631
500	0,006674
600	0,00772
700	0,008781
800	0,009876
900	0,01101
1000	0,01219
1100	0,013415
1200	0,014656
1300	0,015921
1400	0,017181
1500	0,018445
1600	0,01973
1700	0,021045
1800	0,022362
1900	0,023703
2000	0,025063
2100	0,026446
2200	0,027871
2300	0,029348
2400	0,030846
2500	0,032372
2600	0,033958
2700	0,035612
2800	0,037311
2900	0,039076
3000	0,040882
3100	0,042767
3200	0,044762
3300	0,04684
3400	0,049335
3500	0,051764
3600	0,055222
3700	0,059786
3800	0,065937
3900	0,076699
4000	0,096667
4100	0,150252
4200	0,537801

PUSH OVER ΚΑΤΑ Ζ

P	U
100	0,003286
200	0,004169
300	0,005026
400	0,005885
500	0,006746
600	0,007609
700	0,008469
800	0,009337
900	0,010231
1000	0,011168
1100	0,012144
1200	0,013143
1300	0,014145
1400	0,015169
1500	0,016208
1600	0,017237
1700	0,018287
1800	0,019365
1900	0,020491
2000	0,021622
2100	0,022781
2200	0,023962
2300	0,025166
2400	0,02641
2500	0,027699
2600	0,029009
2700	0,030399
2800	0,031904
2900	0,033481
3000	0,035133
3100	0,036855
3200	0,038715
3300	0,040867
3400	0,043428
3500	0,047502
3600	0,05342
3700	0,064904
3800	0,091905
3900	0,169959



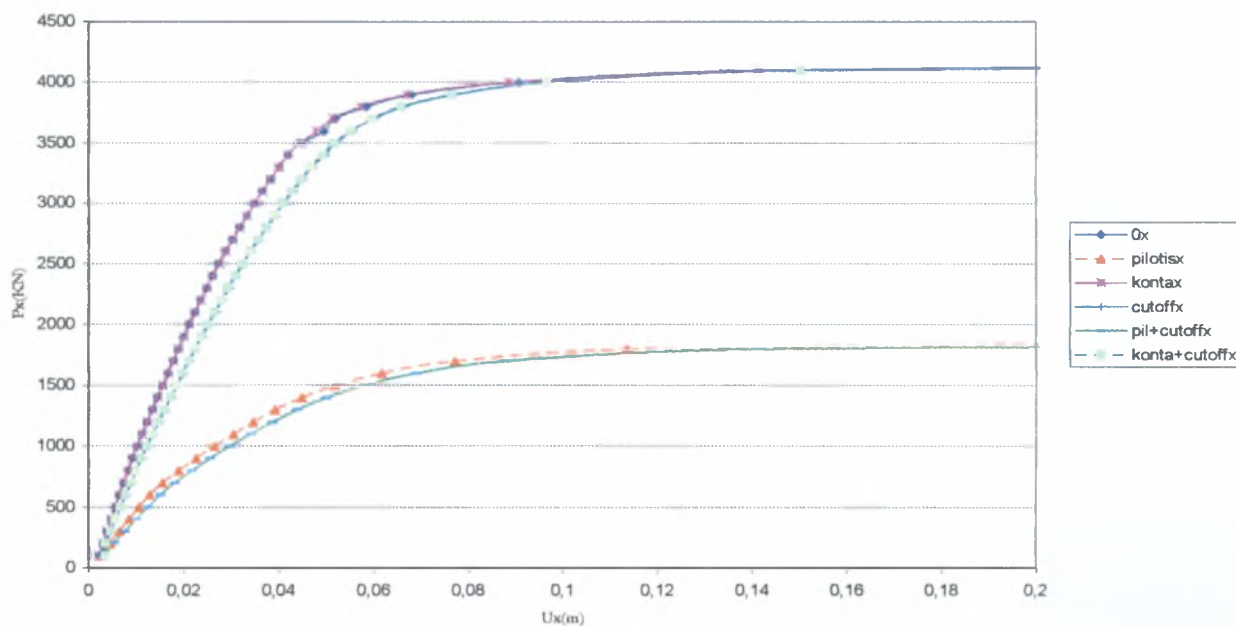
Εικόνα 5. 16 Καμπύλη POV του μοντέλου με φυτευτά και κοντά υποστυλώματα κατά x



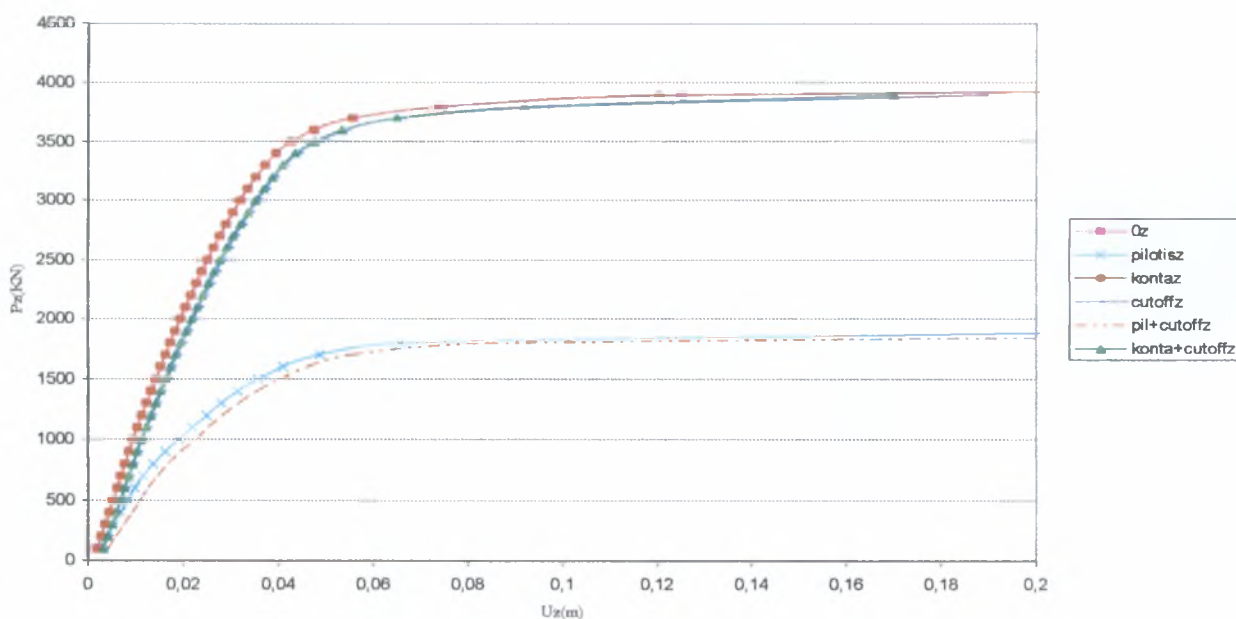
Εικόνα 5. 17 Καμπύλη POV του μοντέλου με φυτευτά και κοντά υποστυλώματα κατά z

5.10 Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα

Παρακάτω δίνονται τα συγκεντρωτικά γραφήματα που αφορούν αντίστοιχα την τη POV ανάλυση κατά χ και κατά z .



Εικόνα 5. 18 Καμπύλες POV για σεισμό στην διεύθυνση χ



Εικόνα 5. 19 Καμπύλες POV για σεισμό στην διεύθυνση z

6. Υπολογισμός Σημείου Επιτελεστικότητας

6.1 Εισαγωγή

Ο υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (S_{ad} , S_{da}) για κάθε μοντέλο ξεχωριστά γίνεται με την Μέθοδο Ικανότητας Φάσματος (Capacity Spectrum Method) όπως αναλύθηκε στο κεφάλαιο 2.3 . Το σημείο επιτελεστικότητας E δίνει την μέγιστη απαιτούμενη μεταλαστική μετακίνηση στην κορυφή του κτιρίου. Γενικά η μεθοδολογία που θα ακολουθηθεί έχει ως εξής: 1. ορισμός ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, σχηματισμός καμπύλης ικανότητας φάσματος, 2. σχηματισμός διαγράμματος απαιτούμενου φάσματος (ADRS), 3. υπολογισμός σημείου επιτελεστικότητας

Το σημείο επιτελεστικότητας είναι το σημείο τομής της καμπύλης φασματικής ικανότητας με την καμπύλη που σχηματίζουν τα σημεία τομής των ευθειών T_{eq} με τα αντίστοιχα διαγράμματα φασματικής απόκρισης ADRS. Στην περίπτωση που η καμπύλη αυτή δεν τέμνει το διάγραμμα φασματικής ικανότητας τότε η διατιθέμενη μέγιστη μεταλαστική μετακίνηση υπολείπεται της απαιτούμενης. Εάν πρόκειται για νέα κατασκευή θα πρέπει να επανασχεδιασθεί ο φορέας, ενώ για υφιστάμενη κατασκευή θα πρέπει να ενισχυθεί για την αύξηση της στιβαρότητας και της αντοχής της, ώστε η διατιθέμενη μεταλαστική μετακίνηση να γίνει μεγαλύτερη της απαιτούμενης.

Παρακάτω θα αναπτυχθεί ο τρόπος εφαρμογής της μεθόδου φασματικής ικανότητας και ο προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας για την μια περίπτωση και έπειτα θα παρατεθούν τα διαγράμματα και τα αποτελέσματα που προέκυψαν για τις υπόλοιπες περιπτώσεις.

6.2 Αρχικό Μοντέλο

Αρχικά θα πρέπει να σημειωθεί ότι για κάθε μοντέλο προκύπτουν, όπως είδαμε στο κεφάλαιο 5, δυο καμπύλες push over - κατά x και κατά z . Για κάθε μια καμπύλη εφαρμόζεται η μέθοδος φασματικής ικανότητας για όλα τα φάσματα που υπολογίστηκαν στο κεφάλαιο 3. Δηλαδή για το αρχικό μοντέλο για την καμπύλη κατά x εφαρμόζεται η μέθοδος φασματικής ικανότητας για το φάσμα $2in50x$, $2in50z$, $10in50x$, $10in50z$, $50in50x$, $50in50z$. Παρακάτω θα αναπτυχθεί αναλυτικά η διαδικασία για την καμπύλη POV κατά x του αρχικού μοντέλου για το φάσμα που αφορά την περίπτωση $10in50x$.

6.2.1 Καμπύλη POV_x

6.2.1.1 Σεισμική Διέγερση 10x in50

Βήμα 1^ο

Διενέργεια στατικής υπερωθητικής ανάλυσης.

Καταλήγουμε στην καμπύλη που φαίνεται στην εικόνα 5.5 του προηγούμενου κεφαλαίου.

Βήμα 2^ο

Ορισμός του ιδεατού μονοβάθμιου συστήματος.

Η πρώτη ιδιομορφή για την αρχική κατασκευή όπως προκύπτει από το STRAD είναι

$$\varphi_1^T = [1 \quad 0.84 \quad 0.68 \quad 0.51 \quad 0.33] \quad (6.1)$$

$$\text{Οι μάζα κάθε στάθμης είναι } m_i = 173,9 \quad (6.2)$$

Ο συντελεστής ισοδυναμίας μαζών μεταξύ πολυβάθμιου και ιδεατού μονοβάθμιου συστήματος είναι

$$\alpha_i = \left(\sum_1 (m_i \cdot \varphi_{1i}) \right)^2 / \left(\sum_1 m_i \cdot \sum_1 (\varphi_{1i}^2) \right) \quad , \quad i=1,n \quad (6.3)$$

$$\alpha_1 = 0,892248$$

Επομένως η μάζα \bar{m} του ιδεατού μονοβάθμιου συστήματος θα είναι :

$$\bar{m} = \alpha_1 \cdot m_{tot} = 767,62 \quad (6.4)$$

Ο συντελεστής ισοδυναμίας μετατοπίσεων α_2 είναι

$$a_2 = \frac{\sum_i (m_i \phi_{2i})}{\sum_i (m_i \phi_{1i}^2)}$$

(6.5)

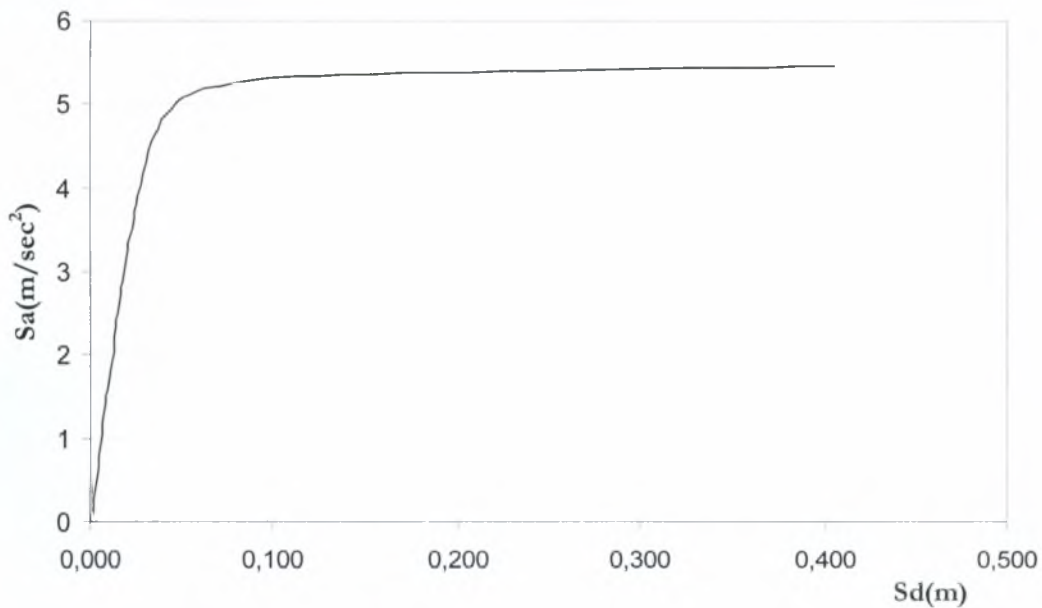
$$\alpha_2 = 1,32$$

Στη συνέχεια μετατρέπεται η καμπύλη ικανότητας σε διάγραμμα φασματικής ικανότητας με τους εξής τύπους:

$$S_a = P \dot{m} \quad (6.6)$$

$$S_d = U/a_2$$

οπότε και προκύπτει το ακόλουθο διάγραμμα:



Εικόνα 6.1 Καμπύλη φασματικής ικανότητας

Από την εικόνα 5.5 και από το παραπάνω διάγραμμα προκύπτει:

$$P_y = 2300 \text{ KN}$$

$$U_y = 0,024781 \text{ m} \quad (6.7)$$

$$S_{ay} = 2,996279 \text{ m/sec}^2$$

$$S_{dy} = 0,018767 \text{ m}$$

Στη συνέχεια υπολογίζεται η στιβαρότητα και η ιδιοπερίοδος του ιδεατού μονοβάθμιου συτήματος.

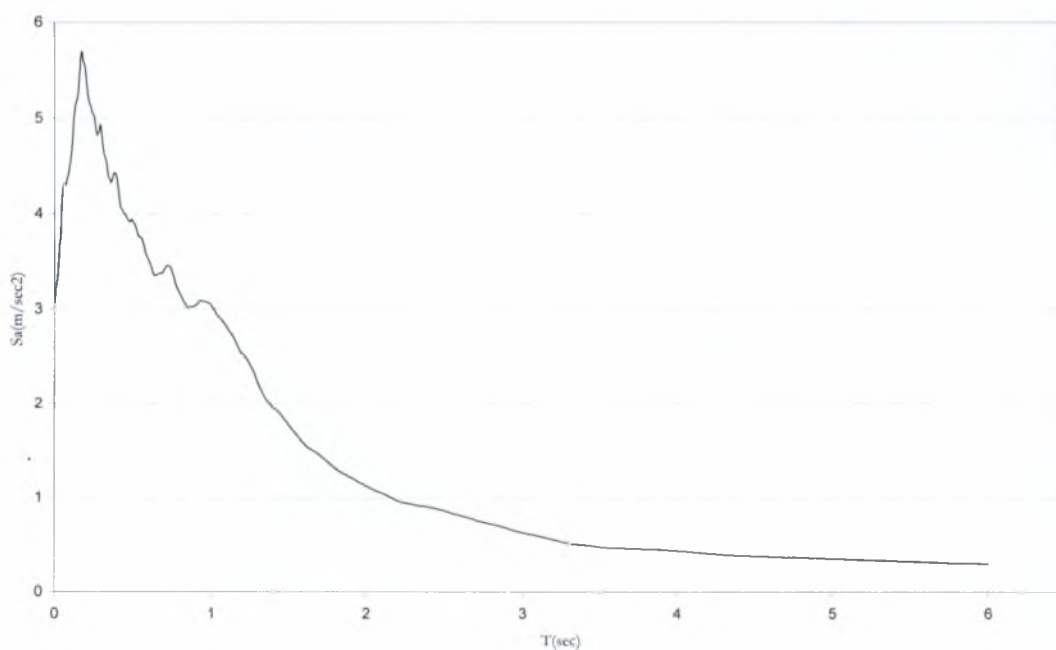
$$\hat{k} = \hat{m} \frac{SA_y}{SD_y} = 122556,6 \quad (6.8)$$

$$\hat{T} = 2\pi \sqrt{\frac{\hat{m}}{\hat{k}}} = 0,497261 \quad (6.9)$$

Βήμα 3ο

Σχεδιασμός διαγράμματος φασματικής απόκρισης ή απαιτούμενου φάσματος *ADRS*(*ζελ*).

Έχουμε το φάσμα σχεδιασμού για την περίπτωση 10 in 50x όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 6.2 Φάσμα σχεδιασμού για σεισμό 10in50x

$$\text{Για } \zeta_{eff} = \zeta_{el} = 0,05 \quad (6.10)$$

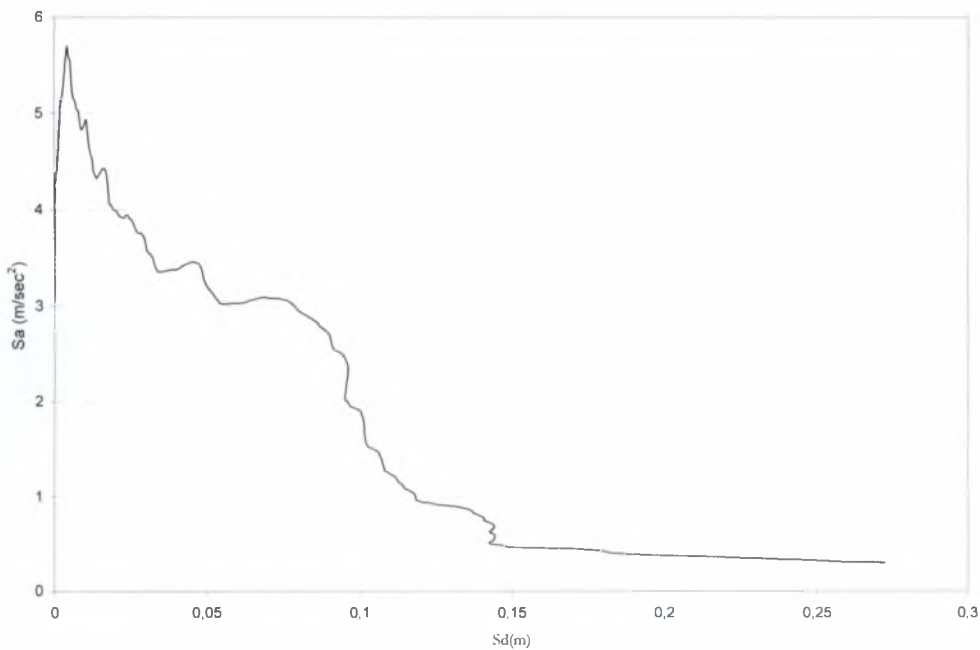
$$\text{δηλαδή για } n = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta_{eff}}} = 1 \quad (6.11)$$

σχηματίζεται το διάγραμμα φασματικής απόκρισης ή απαιτούμενου φάσματος ADRS(ζ_{el}) από τις σχέσεις :

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (6.12)$$

$$S_a = \eta S_{a_{el}} \quad (6.13)$$

$$S_d = \eta S_{d_{el}} \quad (6.14)$$



Εικόνα 6. 3 Διάγραμμα απαιτούμενου φάσματος ADRS(ζ_{el})

Για $T_{eq1} = 0,497261 \text{ sec}$ από το διάγραμμα της εικόνας 6.2 βρίσκεται το $S_{a_{el}} = 3,9081 \text{ m/sec}^2$. Οπότε υπολογίζεται το $S_{d_{el}} = 0,0245 \text{ m}$ από τη σχέση (6.12).

Επομένως $S_d = n S_{d_{el}} = 1 \cdot 0,0245 = 0,0245 \text{ m}$.

Σχεδιάζεται η ευθεία T_{eq1} η οποία περνά από την αρχή των αξόνων και τέμνει την καμπύλη ADRS στο σημείο (0.0245, 3.908).

Βήμα 4ο

Σχεδιασμός διαγράμματος φασματικής απόκρισης ή απαιτούμενου φάσματος ADRS (ζ_{eff})

Υπολογίζεται ο δείκτης πλαστιμότητας μ_2 , η ισοδύναμη ιδιοπερίοδος T_{eq2} , η ισοδύναμη δρώσα απόσβεση ζ_{eff} και ο συντελεστής απόσβεσης η .

$$\mu_2 = Sd_1 / Sd_y = 1,308 \tag{6.15}$$

$$T_{eq}^2 = T_{eq}^1 \cdot \sqrt{\mu} = 0,5687 \tag{6.16}$$

$$\zeta_u = \frac{2(\mu - 1)}{\pi\mu} = 0,1499 \tag{6.17}$$

$$\zeta_{eff} = \zeta_{el} + c \cdot \zeta_u = 0,10996 \tag{6.18}$$

όπου $c \cong 0.40$ πλαστικές αρθρώσεις κυρίως στα υποστυλώματα

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta_{eff}}} = 0,734 > 0,7 \tag{6.19}$$

Για $\eta = 0,734$ σχεδιάζεται η καινούρια καμπύλη ADRS ($\zeta = 10,996\%$).

Για $T_{eq2} = 0,5687 \text{sec}$ από το διάγραμμα της εικόνας 6.2 βρίσκεται το $Sa^{el2} = 3,648 \text{m/sec}^2$. Οπότε υπολογίζεται το $Sd^{el2} = 0,0298 \text{m}$ από τη σχέση (6.12). Επομένως $Sd = \eta Sd^{el2} = 0,0219 \text{m}$ και $Sa = \eta Sa^{el2} = 2,683$.

Σχεδιάζεται η ευθεία T_{eq2} η οποία περνά από την αρχή των αξόνων και τέμνει την καμπύλη ADRS στο σημείο (0.0219 , 2.683).

Βήμα 5^ο

Σχεδιασμός διαγράμματος φασματικής απόκρισης ή απαιτούμενου φάσματος ADRS (ζ_{eff2})

Υπολογίζεται ο δείκτης πλαστιμότητας μ_2 , η ισοδύναμη ιδιοπερίοδος T_{eq2} , η ισοδύναμη δρώσα απόσβεση ζ_{eff} και ο συντελεστής απόσβεσης η .

$$\mu_2 = Sd_1 / Sd_y = 1,168$$

$$T_{eq}^2 = T_{eq}^1 \cdot \sqrt{\mu} = 0,537$$

$$\zeta_u = \frac{2(\mu-1)}{\pi\mu} = 0,0916$$

$$\zeta_{eff} = \zeta_{el} + c \cdot \zeta_u = 0,0866$$

όπου $c \cong 0.40$ πλαστικές αρθρώσεις κυρίως στα υποστυλώματα

$$n = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta_{eff}}} = 0,81 > 0,7$$

Για $\eta=0,81$ σχεδιάζεται η καινούρια καμπύλη ADRS ($\zeta=8,66\%$).

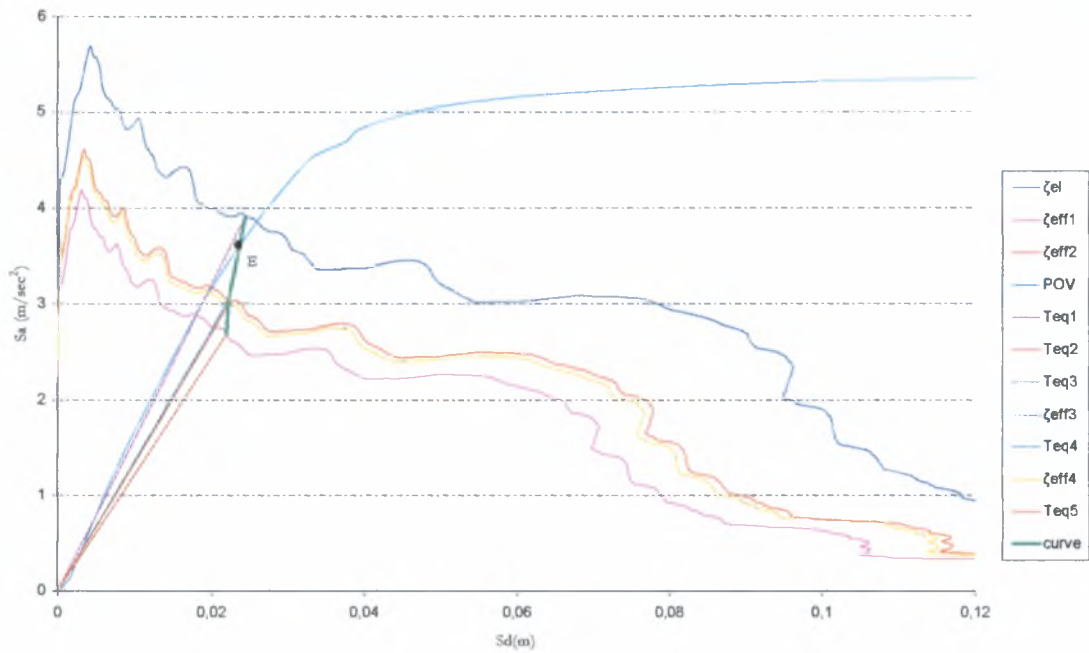
Για $T_{eq3}=0,537\text{sec}$ από το διάγραμμα της εικόνας 6.2 βρίσκεται το $Sa^{el3}=3,757\text{m/sec}^2$. Οπότε υπολογίζεται το $Sd^{el2}=0,0275\text{m}$ από τη σχέση (6.12).

Επομένως $Sd=n Sd^{el3}=0,0223\text{m}$ και $Sa=n Sa^{el2}=3,044$.

Σχεδιάζεται η ευθεία T_{eq3} η οποία περνά από την αρχή των αξόνων και τέμνει την καμπύλη ADRS στο σημείο (0.0219,3.044).

Επαναλαμβάνουμε τη διαδικασία αυτή και σχηματίζουμε την καμπύλη των σημείων τομής των ευθειών T_{eq} με τα αντίστοιχα διαγράμματα φασματικής απόκρισης ADRS(ζ_{eff}). Η διαδικασία αυτή συνεχίζεται έως ότου $T_{eq_{i+1}} = T_{eq_i}$.

Συγκεντρωτικά η παραπάνω διαδικασία φαίνεται στο ακόλουθο γράφημα.

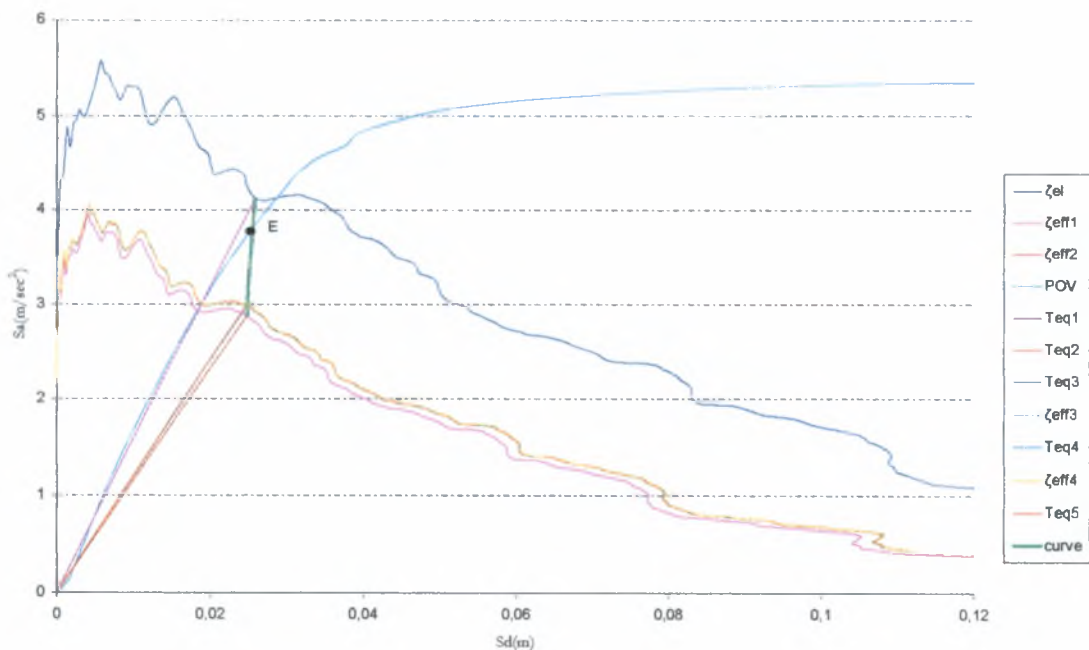


Εικόνα 6. 4 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (400x & 10x)

Από το γράφημα προκύπτει E1(0.0275, 3.6).

6.2.1.2 Σεισμική Διέγερση 10γ in50

Όμοια υπολογίζεται και το σημείο επιτελεστικότητας για την σεισμική διέγερση 10γin50. Το γράφημα που προκύπτει φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα.

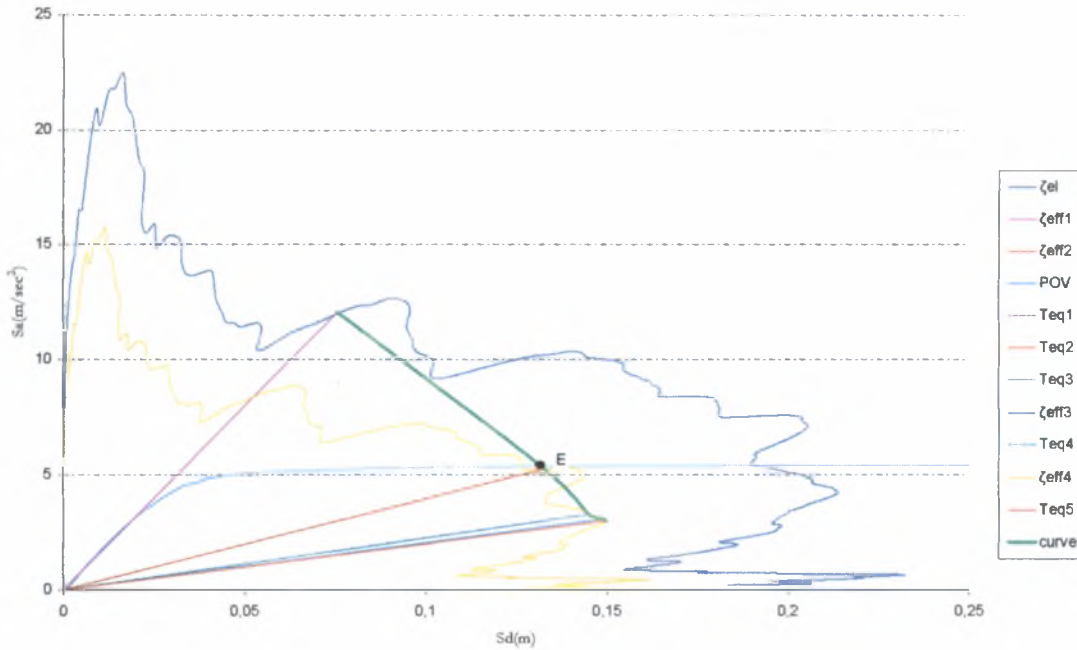


Εικόνα 6. 5 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (400x & 10γ)

Από το γράφημα προκύπτει E2(0.031, 3.8).

6.2.1.3 Σεισμική Διέγερση $2x$ in50

Το γράφημα που προκύπτει φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα.

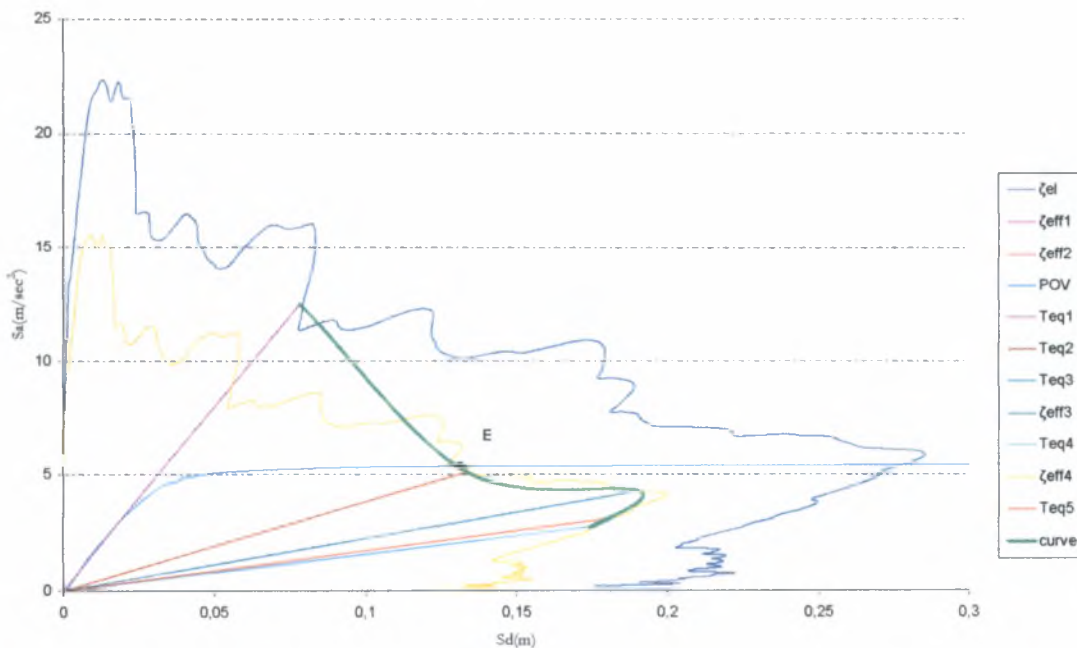


Εικόνα 6. 6 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (400x & 2x)

Από το γράφημα προκύπτει E3(0.131, 5.25). Το η που προκύπτει από την 1^η επανάληψη είναι μικρότερο του 0,7. Όπως επιβάλλεται από το ΕΑΚ υιοθετείται $\eta=0.7$ στις περιπτώσεις αυτές. Γι' αυτό το λόγο προκύπτει τέτοιου είδους γράφημα.

6.2.1.4 Σεισμική Διέγερση $2y$ in50

Το γράφημα που προκύπτει φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα.

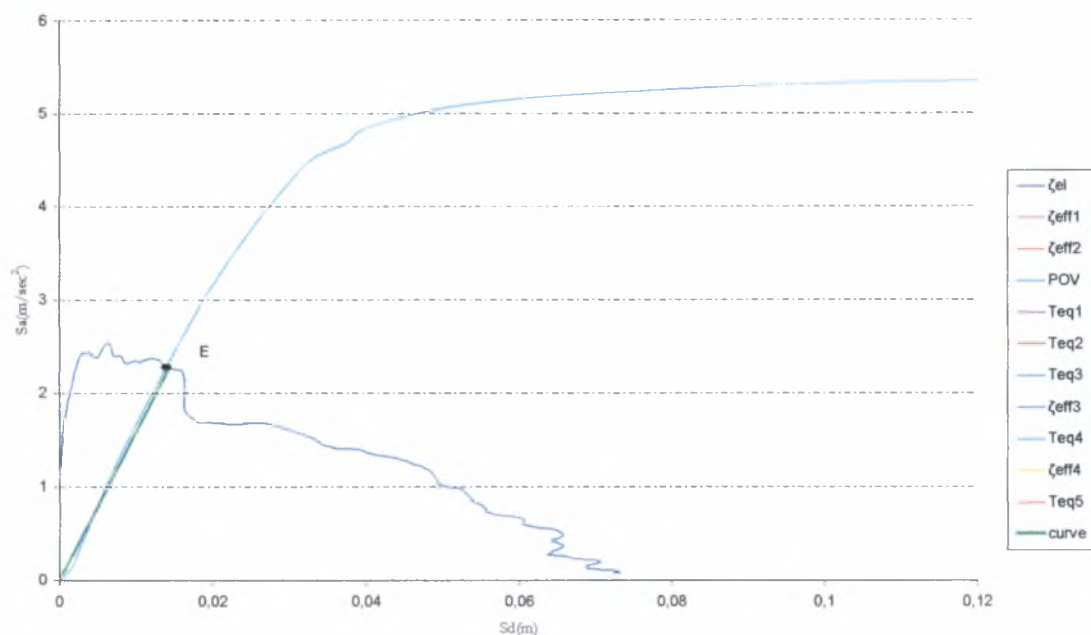


Εικόνα 6. 7 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (400x & 2y)

Από το γράφημα προκύπτει E4(0.131, 5.40).

6.2.1.5 Σεισμική Διέγερση 50x in50

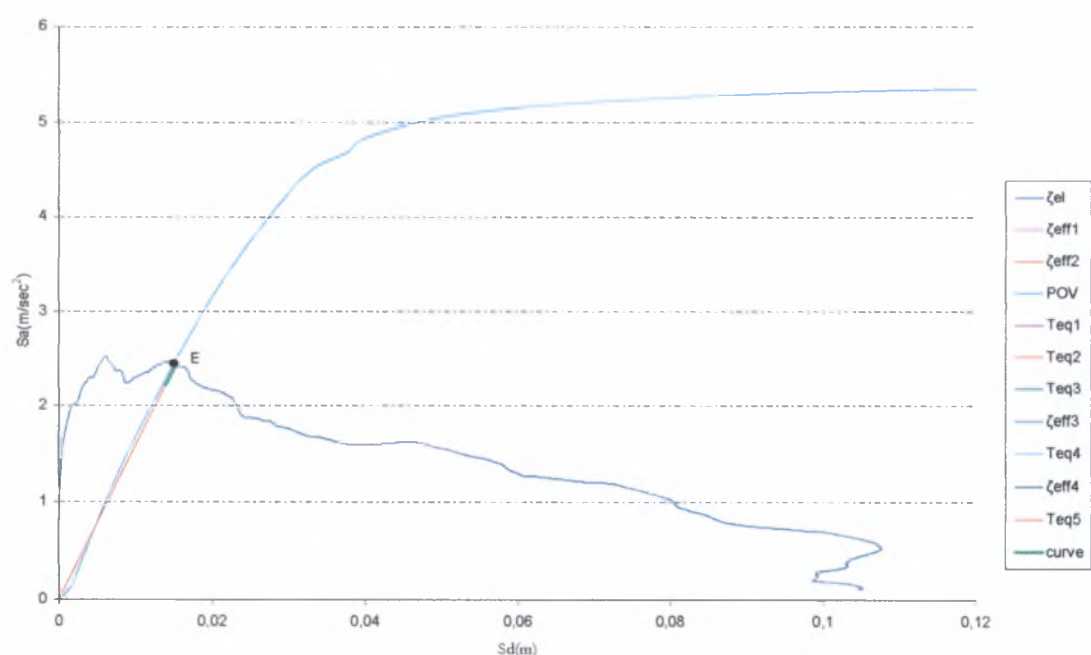
Το γράφημα που προκύπτει φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα.



Εικόνα 6. 8 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεσιμότητας E (400x & 50y)

Προκύπτει το $S_{d1} < S_{dy}$. Δηλαδή η απαιτούμενη μετακίνηση της κατασκευής για την συγκεκριμένη σεισμική διέγερση είναι μικρότερη από την διαθέσιμη πλαστιμότητα της κατασκευής. Επομένως το μοντέλο παρουσιάζει ελαστική συμπεριφορά. Μπορούμε να ορίσουμε από το γράφημα E5(0.014, 2.27).

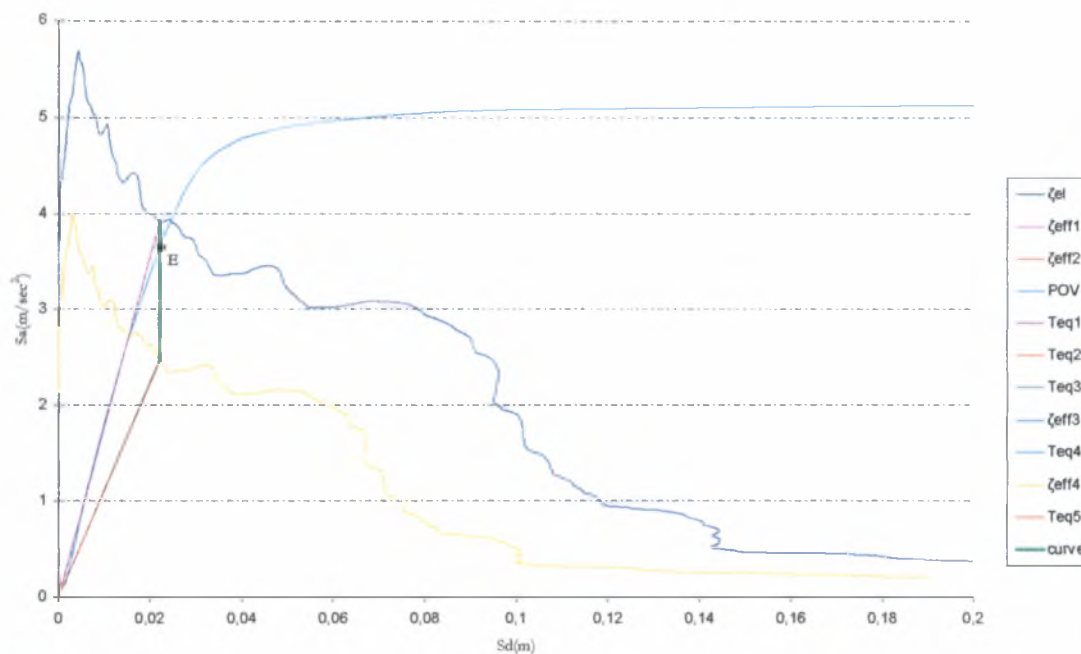
6.2.1.6 Σεισμική Διέγερση 50y in50



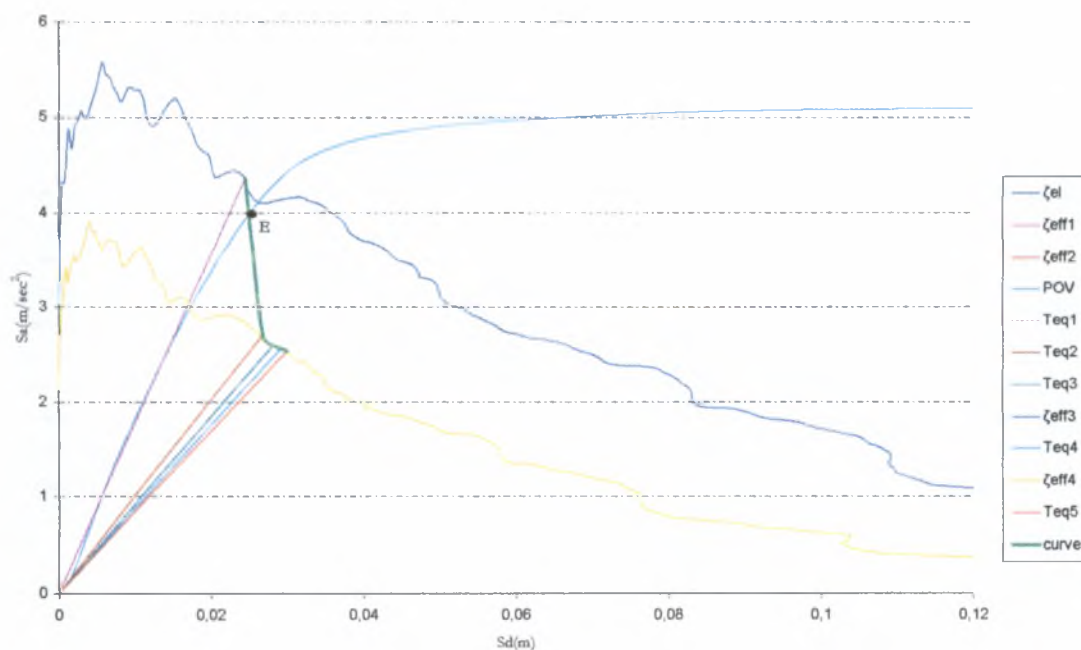
Εικόνα 6. 9 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεσιμότητας E (400x & 50y)

Όμοια με 50x in50 το μοντέλο παρουσιάζει ελαστική συμπεριφορά. Από το γράφημα E6(0.015, 2.42).

6.2.2 Καμπύλη POVy

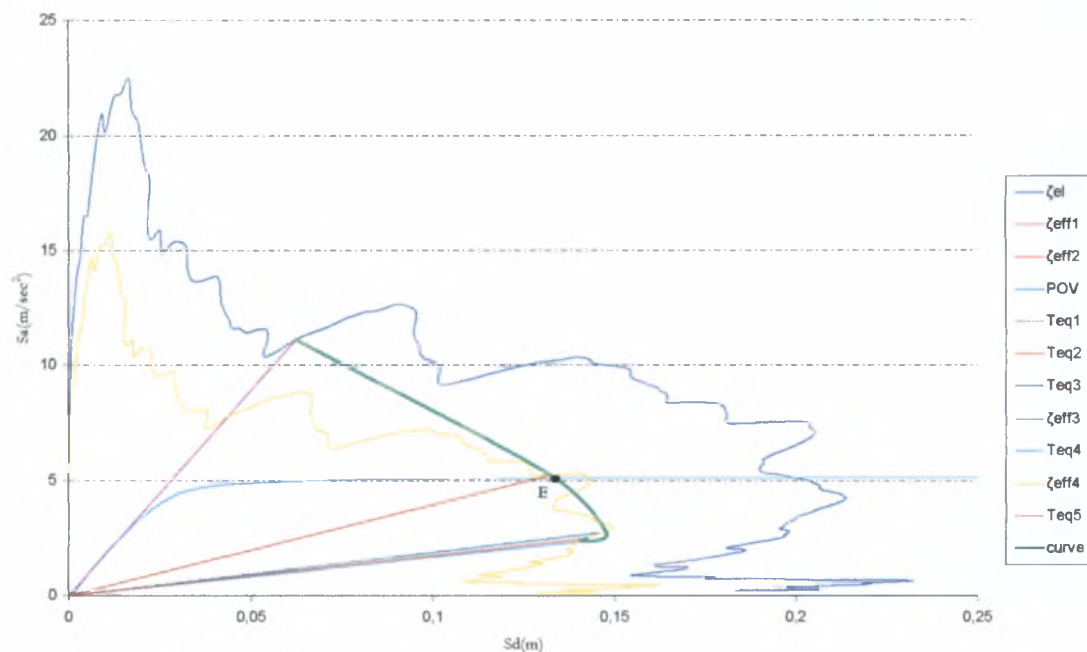
6.2.2.1 Σεισμική Διέγερση 10x in50

Εικόνα 6. 10 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (400y & 10x)
Βλέπε περίπτωση 6.2.1.3. Από το γράφημα προκύπτει E7(0.024, 3.6).

6.2.2.2 Σεισμική Διέγερση 10y in50

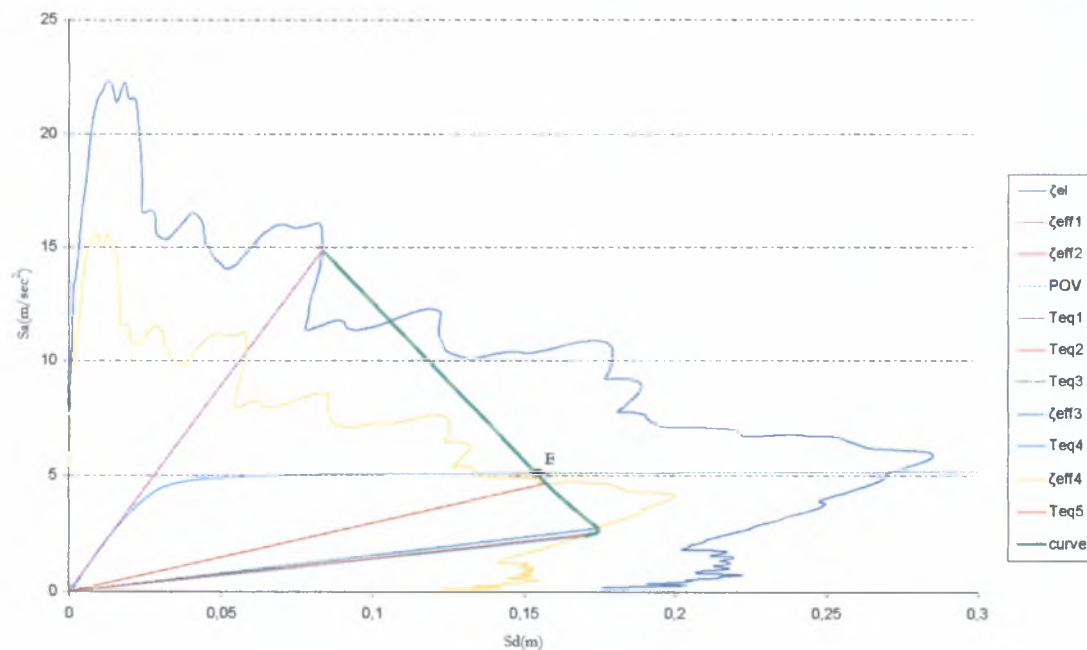
Εικόνα 6. 11 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (400y & 10y)
Βλέπε περίπτωση 6.2.1.3. Από το γράφημα προκύπτει E8(0.025, 3.99).

6.2.2.3 Σεισμική Διέγερση *2x in50*

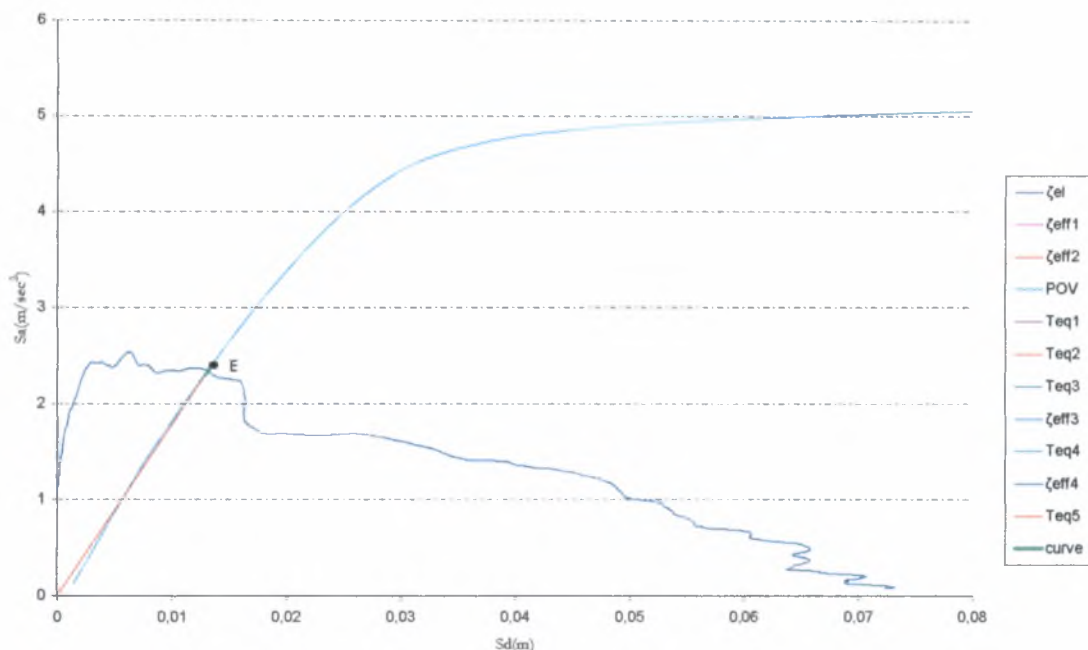


Εικόνα 6. 12 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (400y & 2x)
 Βλέπε περίπτωση 6.2.1.3. Από το γράφημα προκύπτει E9(0.132, 5.25).

6.2.2.4 Σεισμική Διέγερση *2y in50*

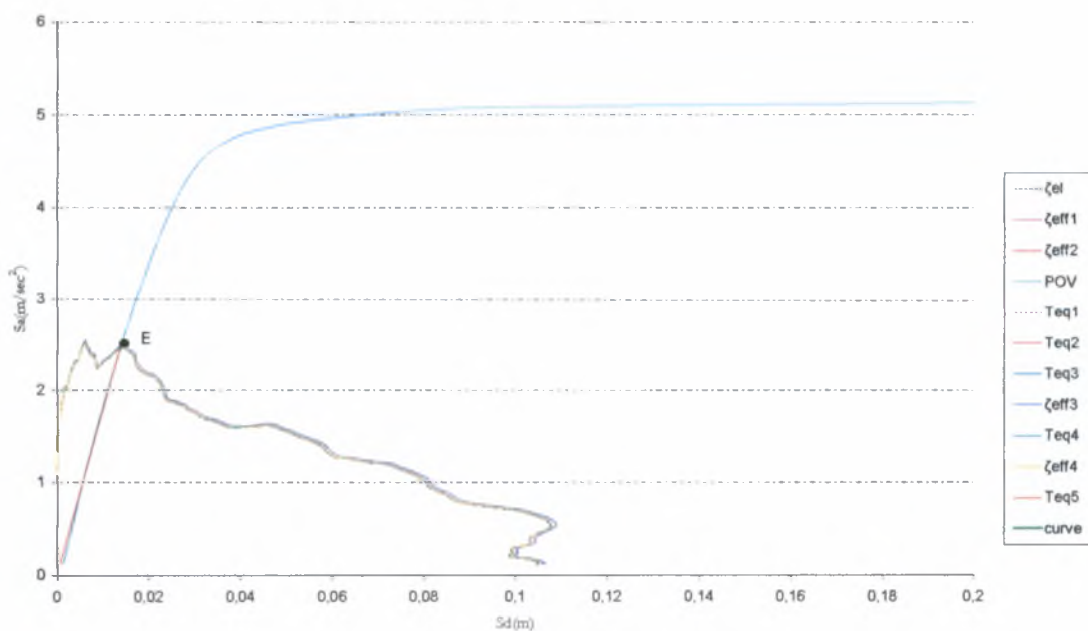


Εικόνα 6. 13 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (400y & 2y)
 Βλέπε περίπτωση 6.2.1.3. Από το γράφημα προκύπτει E10(0.156, 5.11).

6.2.2.5 Σεισμική Διέγερση 50x in50

Εικόνα 6. 14 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (400y & 50y)

Προκύπτει το $S_{d1} < S_{dy}$. Δηλαδή η απαιτούμενη μετακίνηση της κατασκευής για την συγκεκριμένη σεισμική διέγερση είναι μικρότερη από την διαθέσιμη πλαστιμότητα της κατασκευής. Επομένως το μοντέλο παρουσιάζει ελαστική συμπεριφορά. Μπορούμε να ορίσουμε από το γράφημα E11(0.013, 2.35).

6.2.2.6 Σεισμική Διέγερση 50y in50

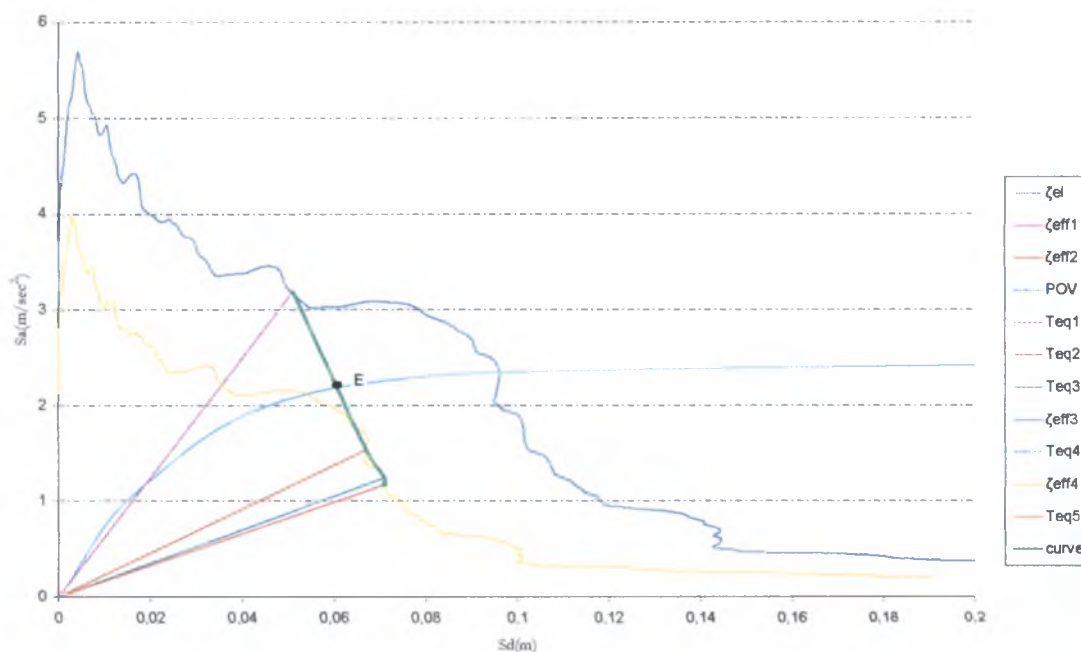
Εικόνα 6. 15 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (400y & 50y)

Όμοια με 50x in50 το μοντέλο παρουσιάζει ελαστική συμπεριφορά. Από το γράφημα E12(0.014, 2.49).

6.3 Πιλοτή

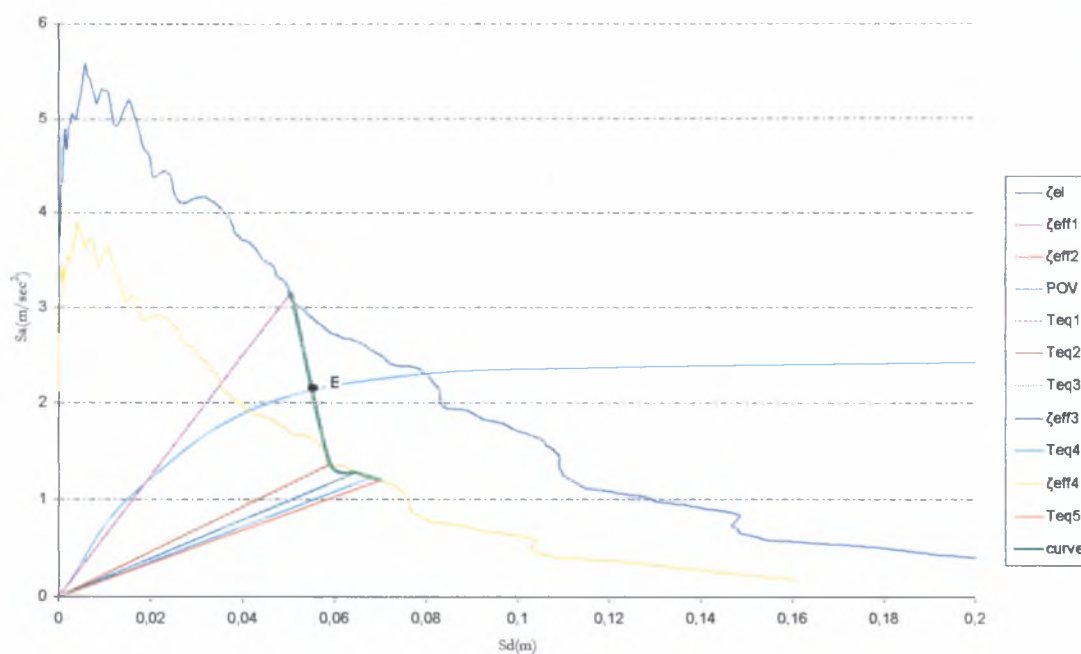
6.3.1 Καμπύλη POVx

6.3.1.1 Σεισμική Διέγερση 10x in50



Εικόνα 6. 16 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (401x & 10x)
 Βλέπε περίπτωση 6.2.1.3. Από το γράφημα προκύπτει E13(0.06, 2.23).

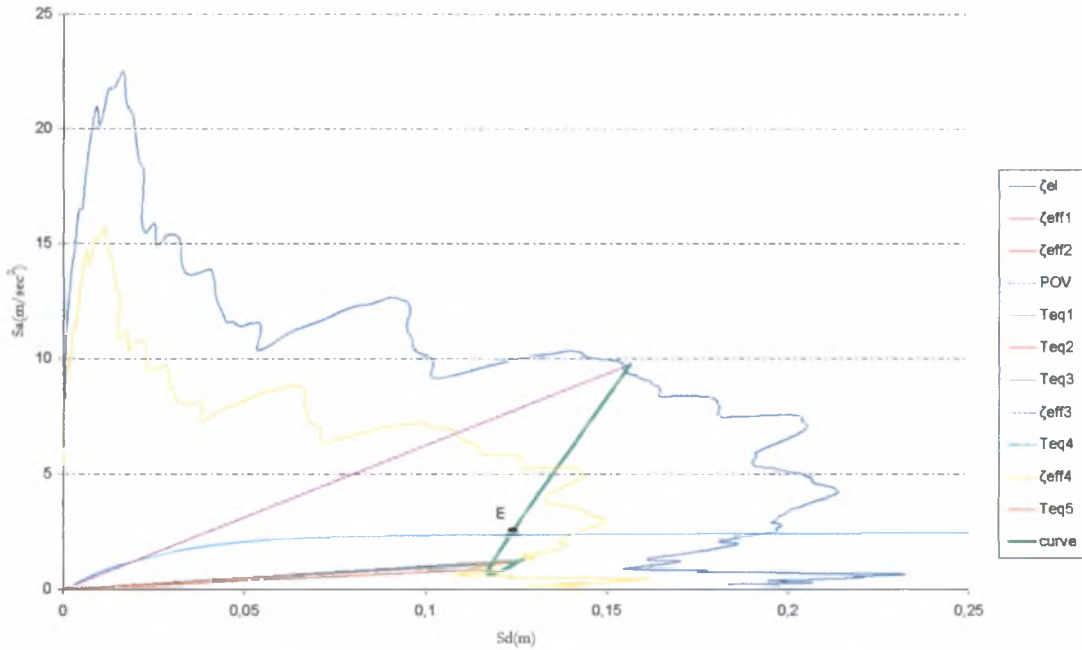
6.3.1.2 Σεισμική Διέγερση 10y in50



Εικόνα 6. 17 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (401x & 10y)

Βλέπε περίπτωση 6.2.1.3. Από το γράφημα προκύπτει E14(0.055, 2.23).

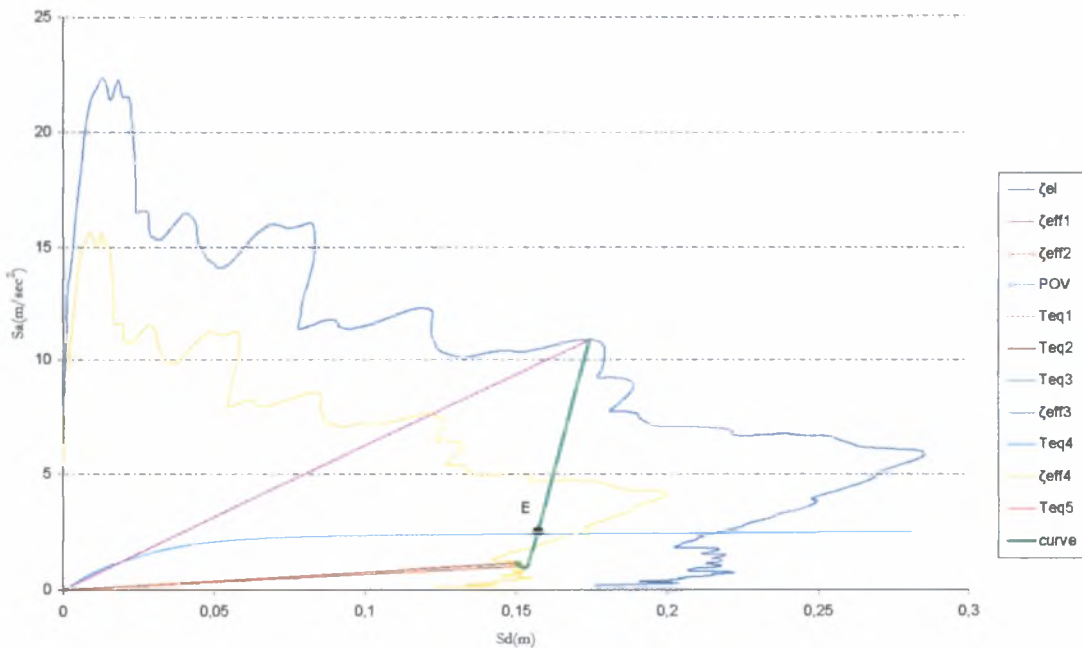
6.3.1.3 Σεισμική Διέγερση 2x in50



Εικόνα 6. 18 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεσματικότητας E (401x & 2x)

Βλέπε περίπτωση 6.2.1.3. Από το γράφημα προκύπτει E15(0.15, 2.48).

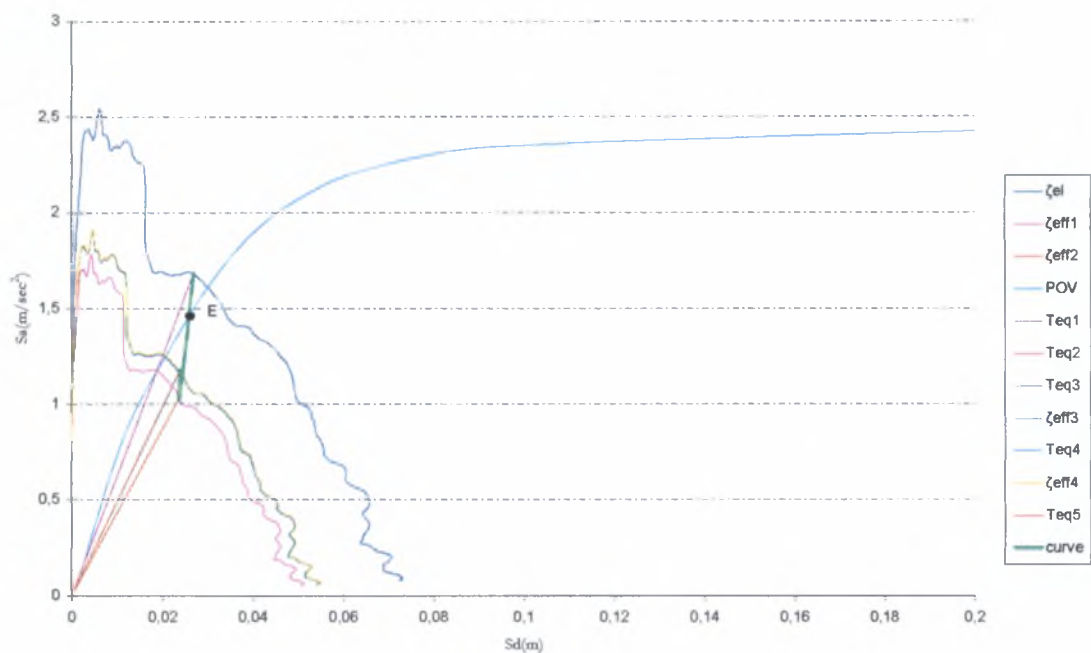
6.3.1.4 Σεισμική Διέγερση 2y in50



Εικόνα 6. 19 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεσματικότητας E (401x & 2y)

Βλέπε περίπτωση 6.2.1.3. Από το γράφημα προκύπτει E16(0.157, 2.48).

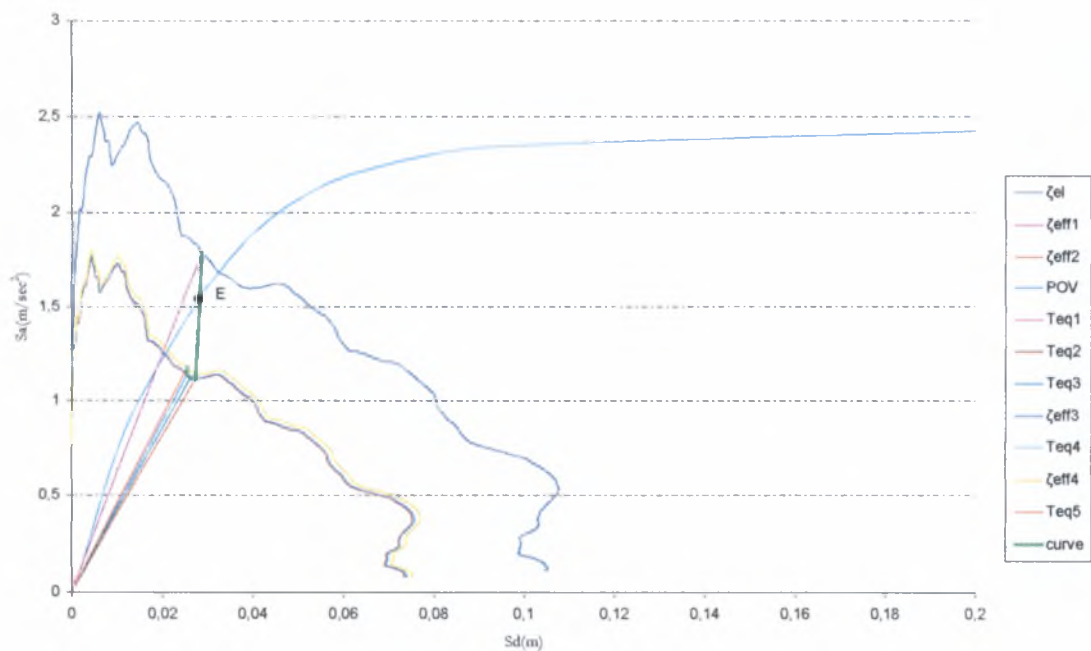
6.3.1.5 Σεισμική Διέγερση 50x in50



Εικόνα 6. 20 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (401x & 50y)

Από το γράφημα προκύπτει E17(0.025, 1.49).

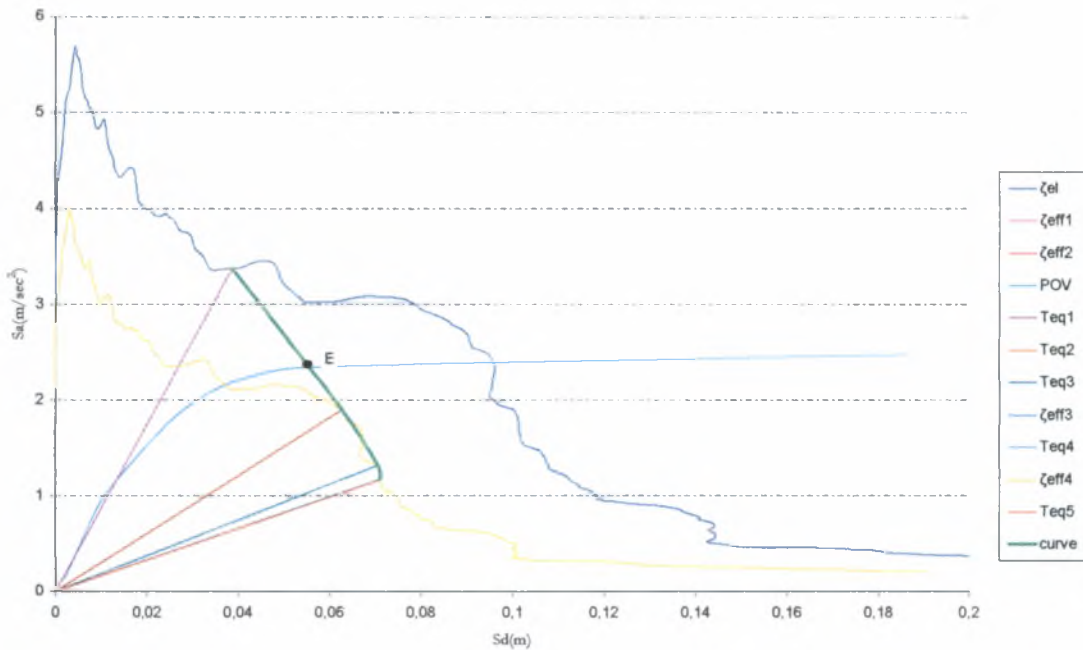
6.3.1.6 Σεισμική Διέγερση 50y in50



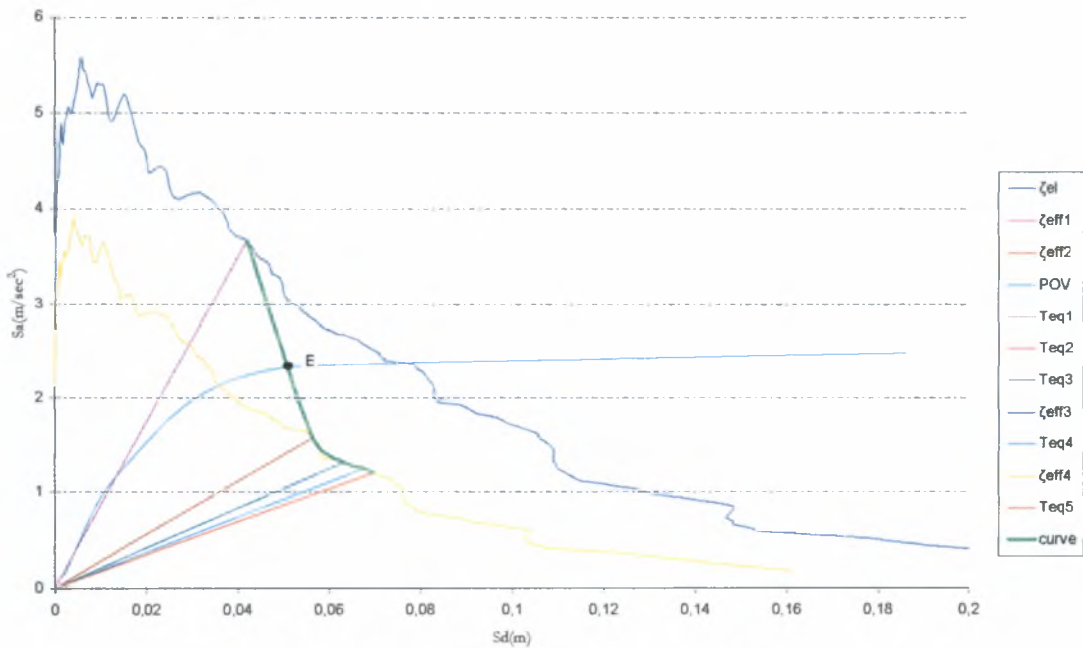
Εικόνα 6. 21 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (401x & 50y)

Από το γράφημα E18(0.027, 1.55).

6.3.2 Καμπύλη POVy

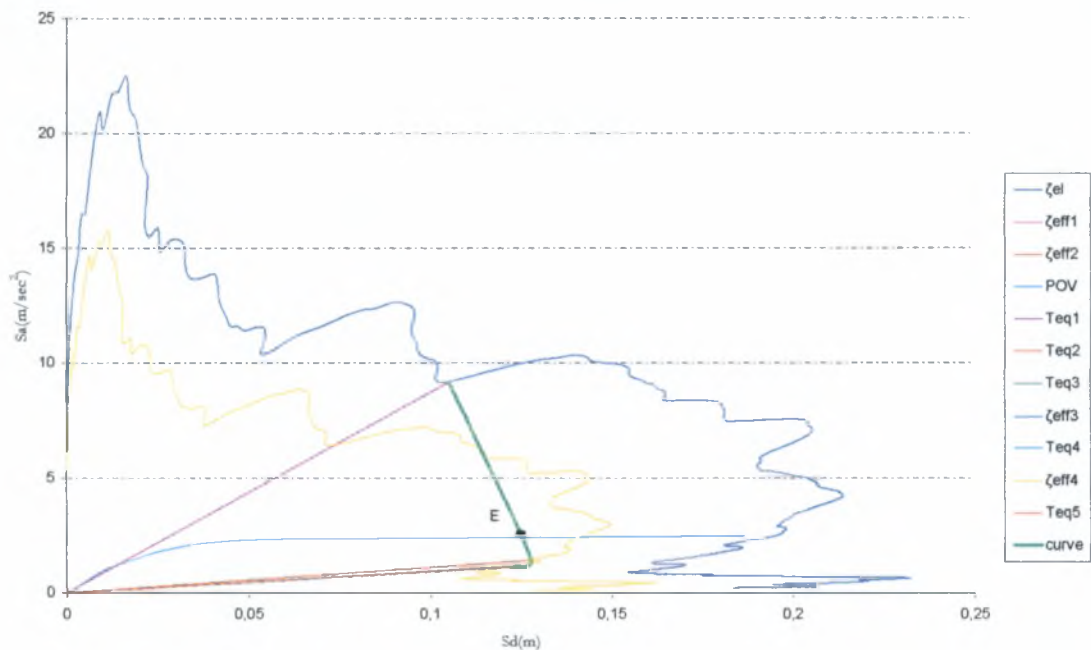
6.3.2.1 Σεισμική Διέγερση 10x in50

Εικόνα 6. 22 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (401y & 10x)
Βλέπε περίπτωση 6.2.1.3. Από το γράφημα προκύπτει E19(0.055, 2.35).

6.3.2.2 Σεισμική Διέγερση 10y in50

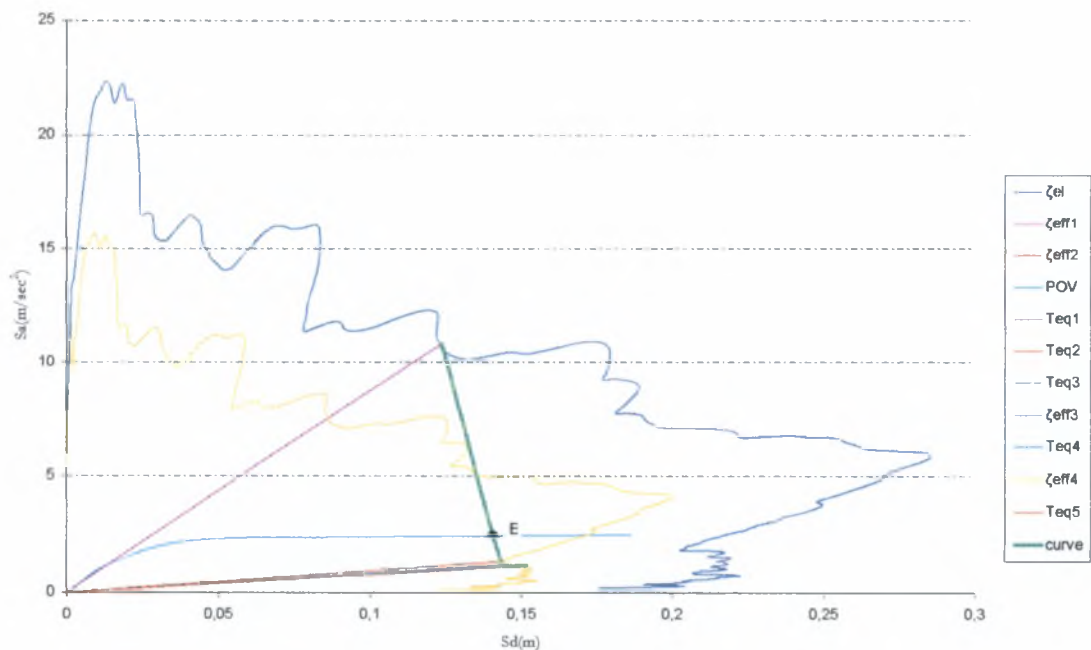
Εικόνα 6. 23 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (401y & 10y)
Βλέπε περίπτωση 6.2.1.3. Από το γράφημα προκύπτει E20(0.050, 2.35).

6.3.2.3 Σεισμική Διέγερση $2x$ in50



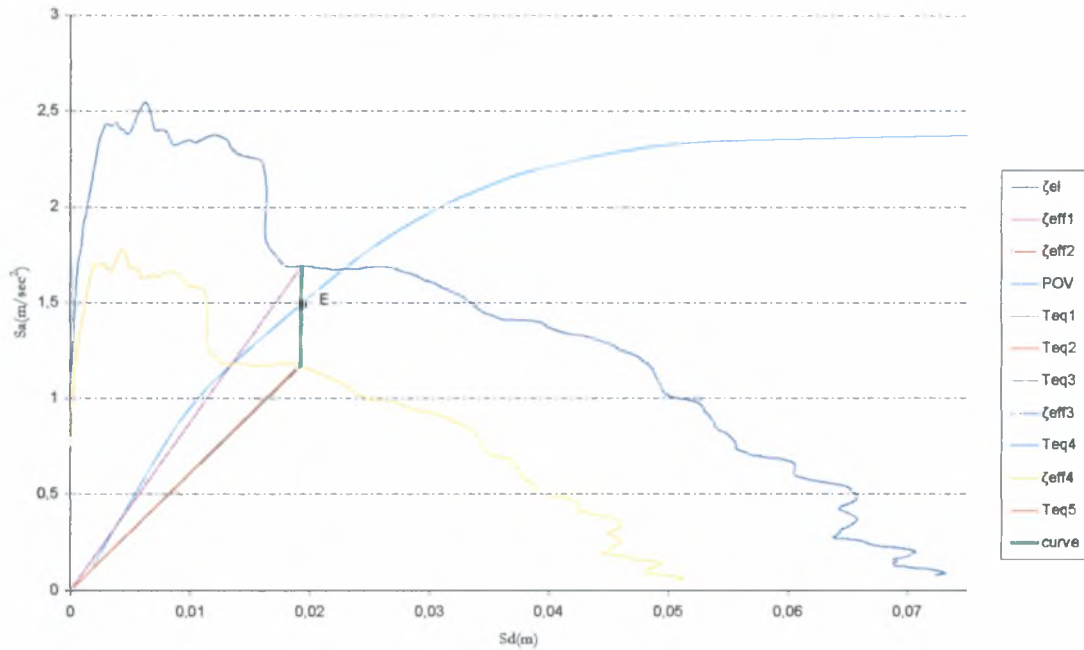
Εικόνα 6. 24 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (401y & 2x)
 Βλέπε περίπτωση 6.2.1.3. Από το γράφημα προκύπτει E21(0.125, 2.48).

6.3.2.4 Σεισμική Διέγερση $2y$ in50



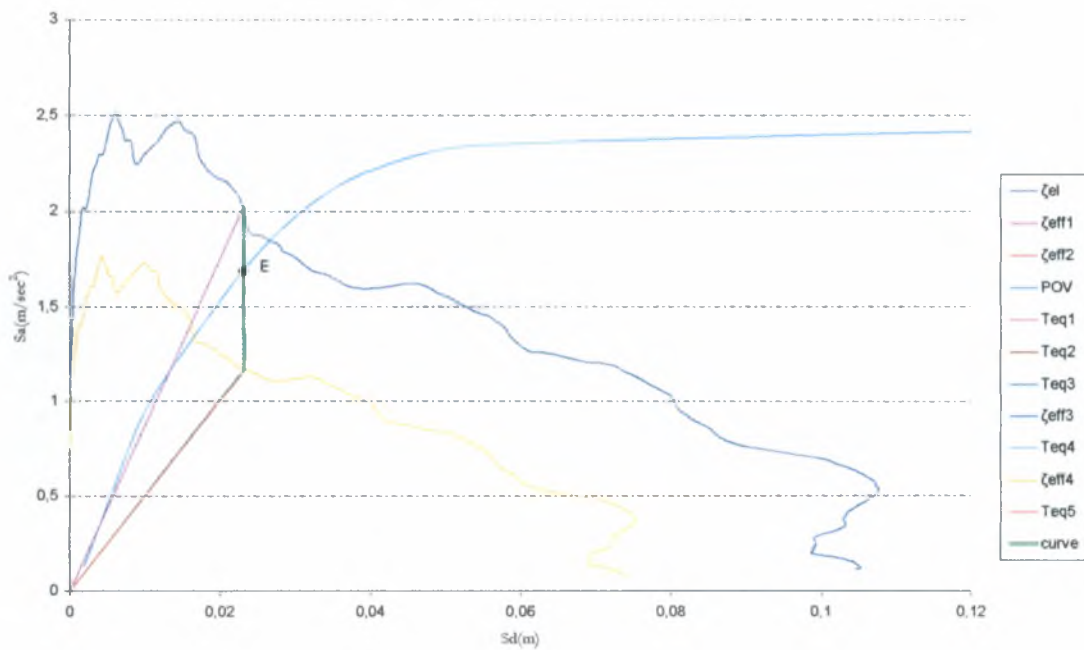
Εικόνα 6. 25 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (401y & 2y)
 Βλέπε περίπτωση 6.2.1.3. Από το γράφημα προκύπτει E22(0.14, 2.48).

6.3.2.5 Σεισμική Διέγερση 50x in50



Εικόνα 6. 26 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (401y & 50y)
 Βλέπε περίπτωση 6.2.1.3. Από το γράφημα προκύπτει E23(0.018, 1.50).

6.3.2.6 Σεισμική Διέγερση 50y in50

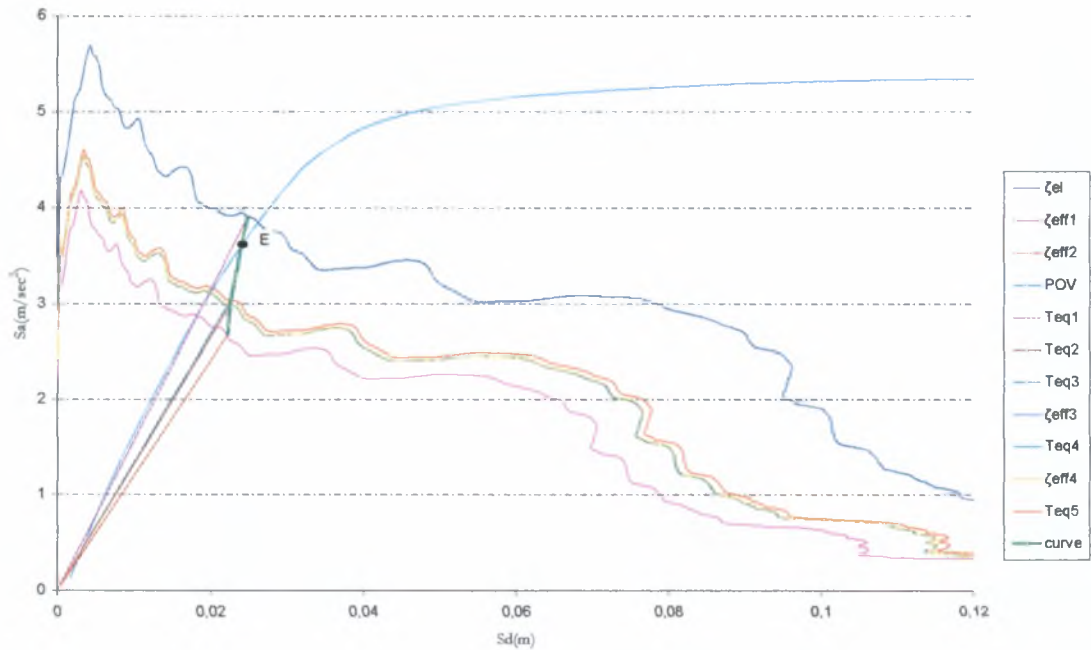


Εικόνα 6. 27 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (401y & 50y)
 Βλέπε περίπτωση 6.2.1.3. Από το γράφημα E24(0.023, 1.55).

6.4 Κοντά Υποστυλώματα

6.4.1 Καμπύλη POV_x

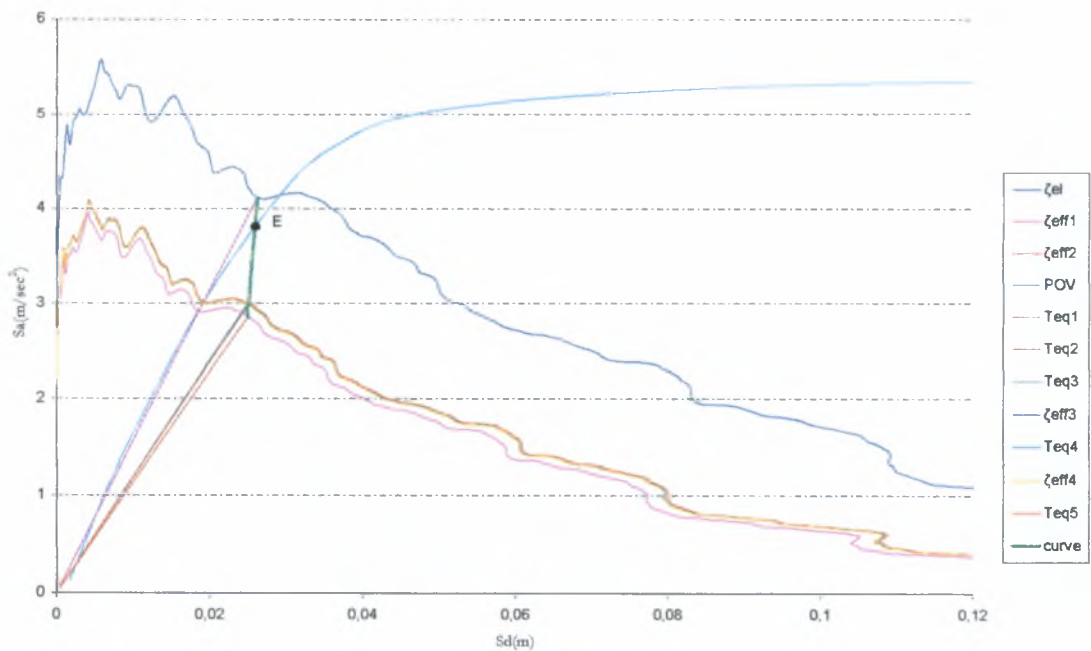
6.4.1.1 Σεισμική Διέγερση $10x$ in50



Εικόνα 6. 28 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (402x & 10x)

Από το γράφημα προκύπτει E25(0.024, 3.6).

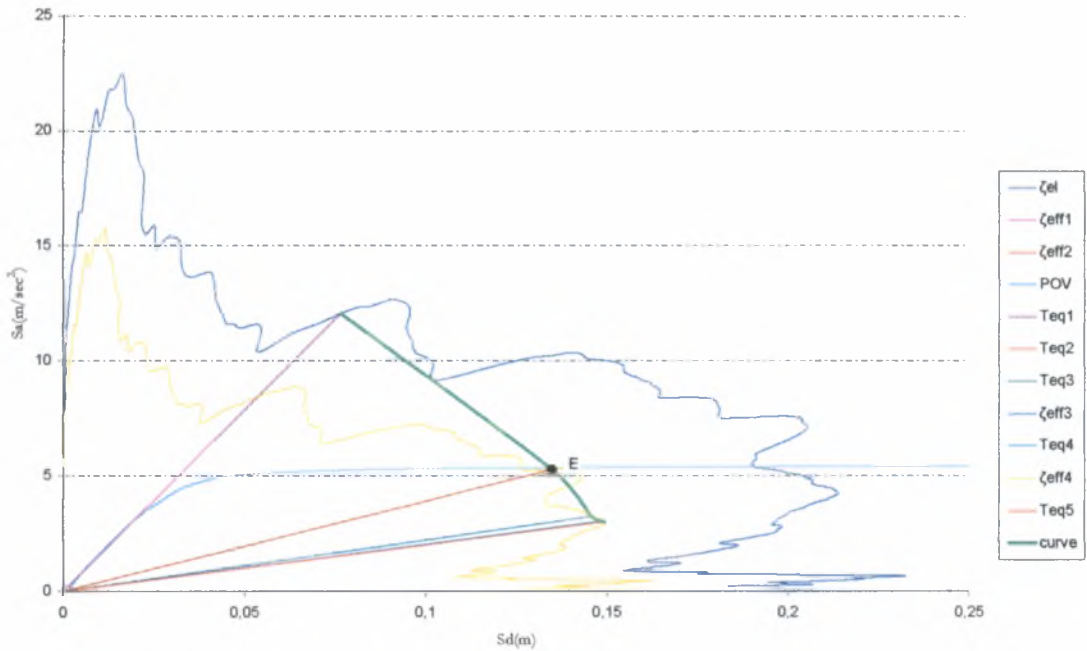
6.4.1.2 Σεισμική Διέγερση $10y$ in50



Εικόνα 6. 29 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (402x & 10y)

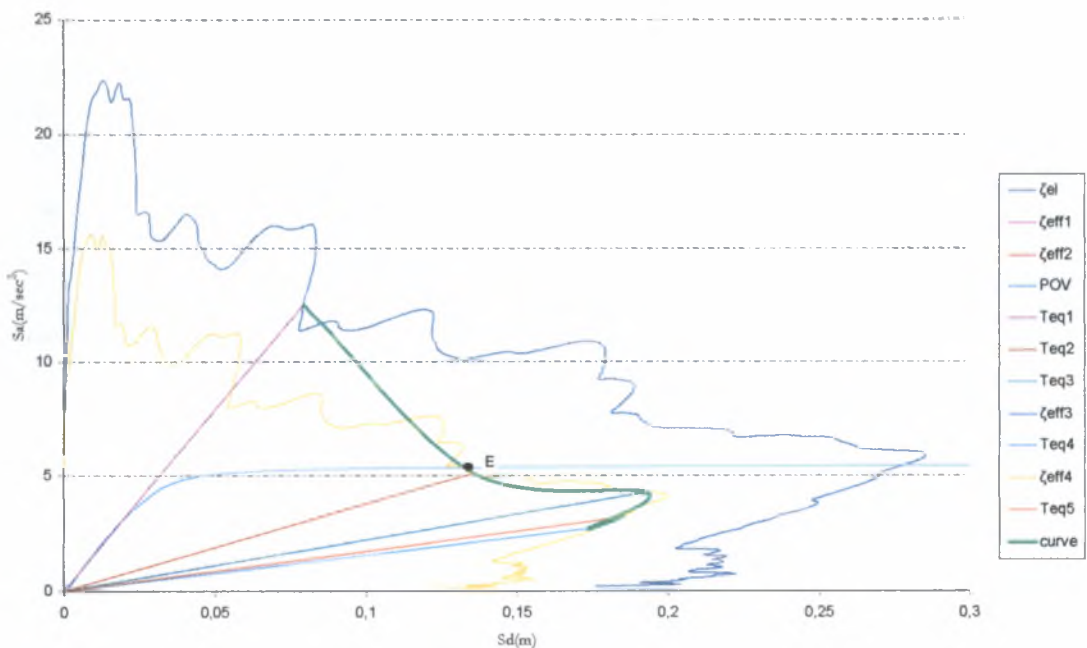
Από το γράφημα προκύπτει E26(0.026, 3.8).

6.4.1.3 Σεισμική Διέγερση 2x in50



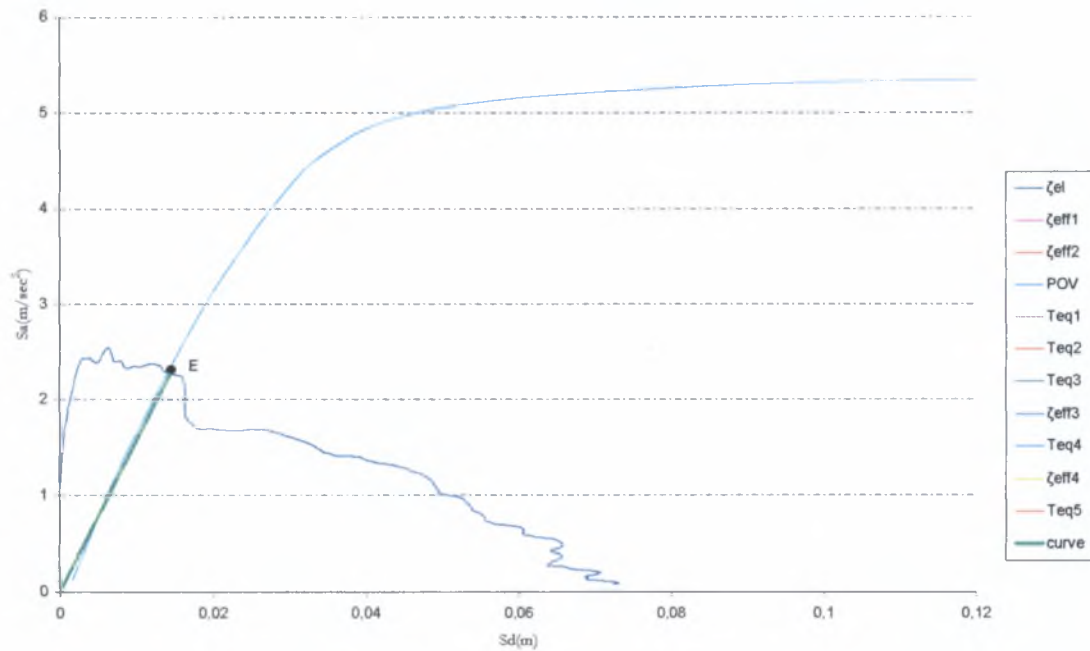
Εικόνα 6. 30 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (402x & 2x)
Βλέπε περίπτωση 6.2.1.3. Από το γράφημα προκύπτει E27(0.135, 5.26).

6.4.1.4 Σεισμική Διέγερση 2γ in50



Εικόνα 6. 31 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (402x & 2γ)
Βλέπε περίπτωση 6.2.1.3. Από το γράφημα προκύπτει E28(0.133, 5.0).

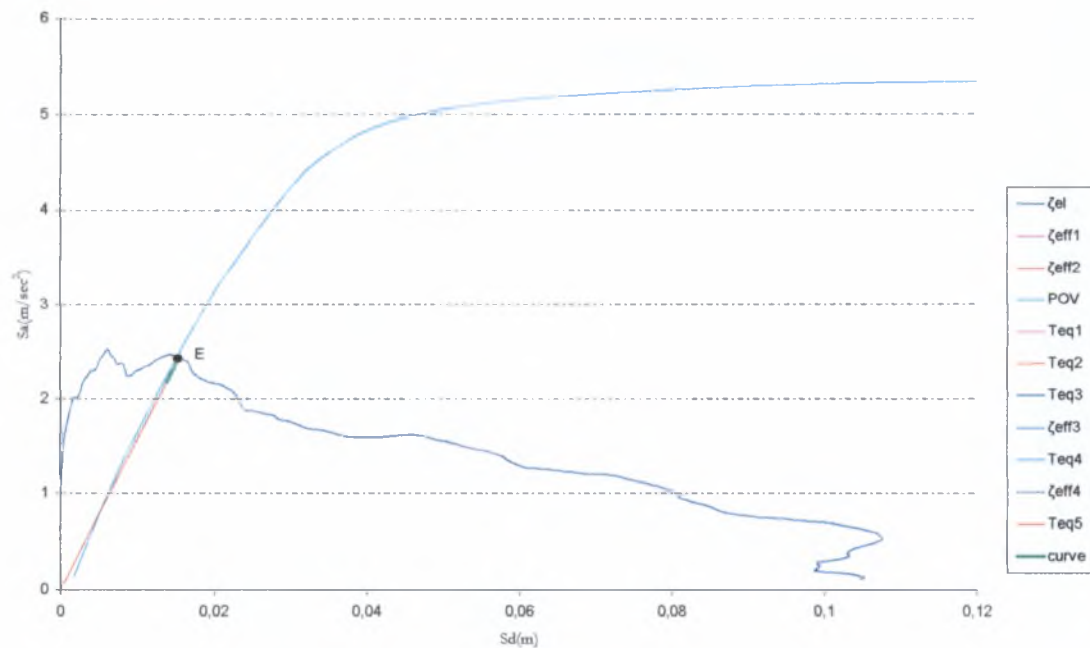
6.4.1.5 Σεισμική Διέγερση *50x in50*



Εικόνα 6. 32 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (402x & 50y)

Βλέπε περίπτωση 6.2.1.5. Από το γράφημα προκύπτει E29(0.014, 2.27).

6.4.1.6 Σεισμική Διέγερση *50y in50*

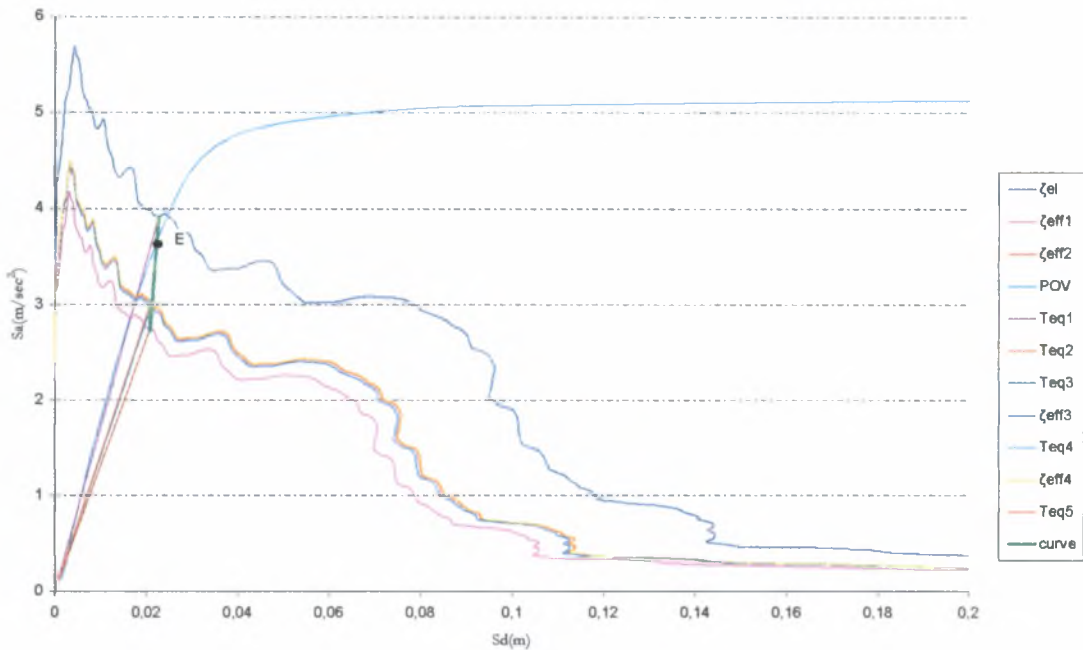


Εικόνα 6. 33 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (402x & 50y)

Βλέπε περίπτωση 6.2.1.5. Από το γράφημα E30(0.015, 2.42).

6.4.2 Καμπύλη POVy

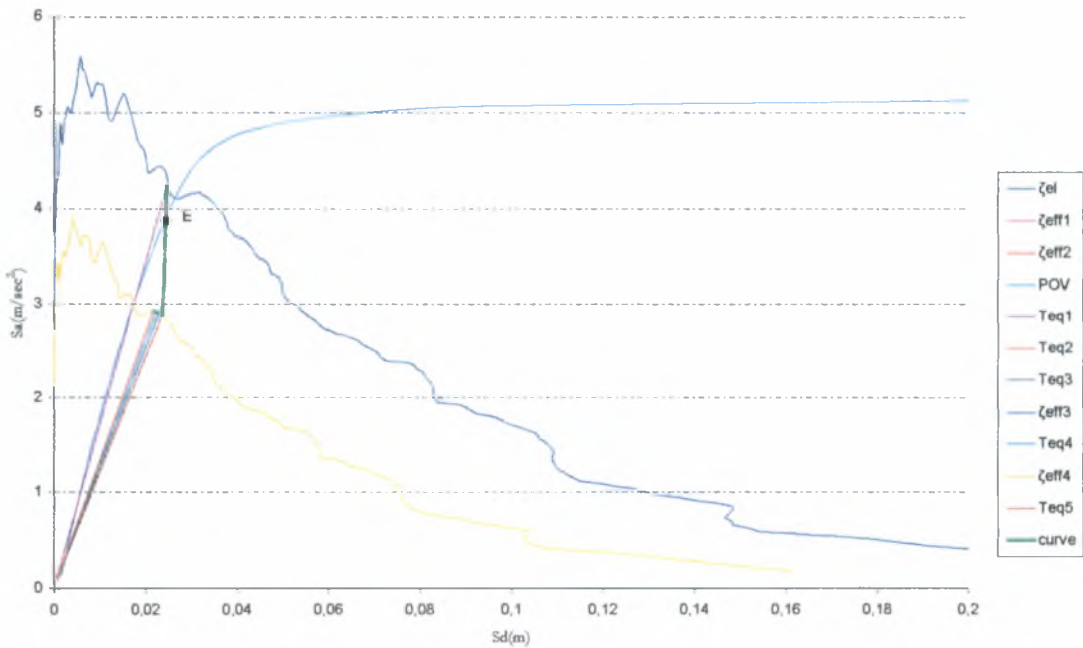
6.4.2.1 Σεισμική Διέγερση 10x in50



Εικόνα 6. 34 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεσματικότητας E (402y & 10x)

Από το γράφημα προκύπτει E31(0.023, 3.7).

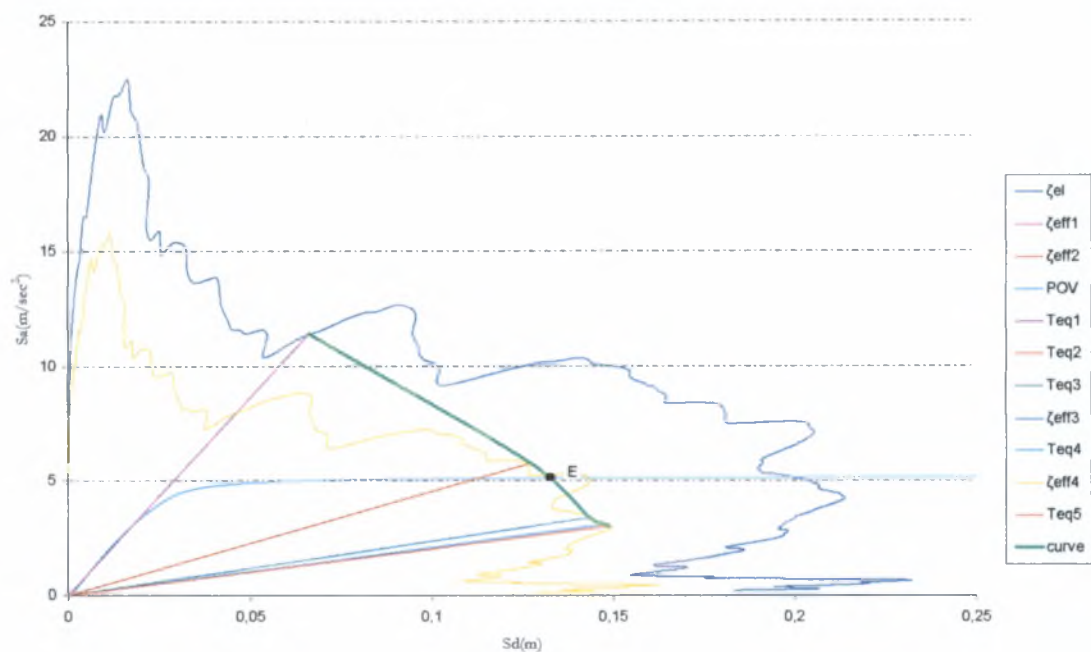
6.4.2.2 Σεισμική Διέγερση 10y in50



Εικόνα 6. 35 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεσματικότητας E (402y & 10y)

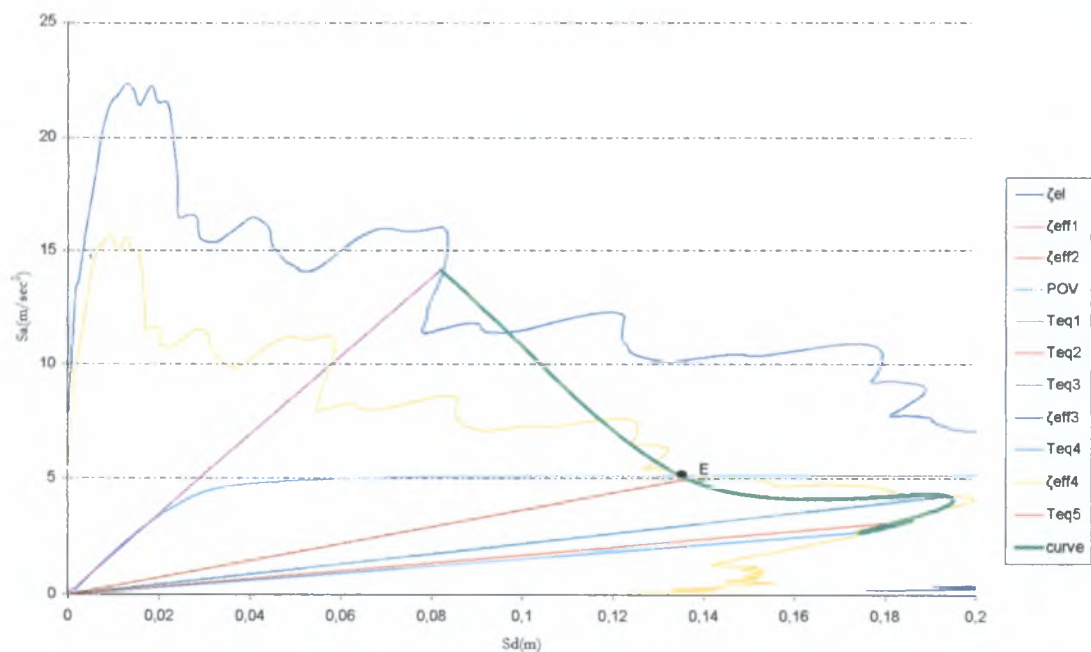
Από το γράφημα προκύπτει E31(0.024, 3.9).

6.4.2.3 Σεισμική Διέγερση $2x$ in50

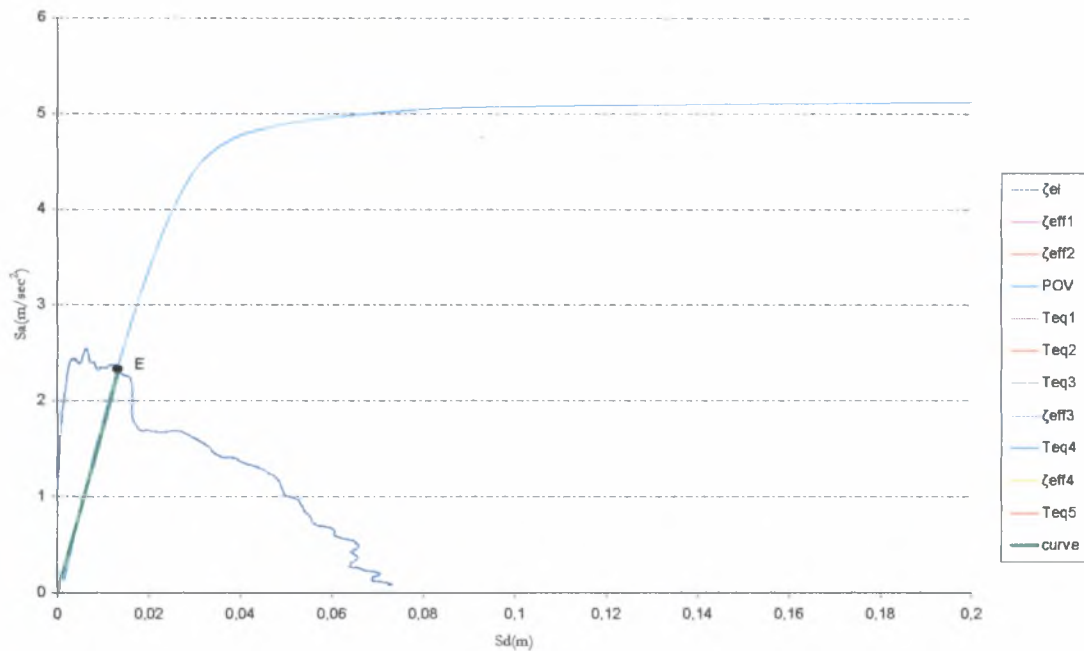


Εικόνα 6. 36 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (402y & 2x)
Βλέπε περίπτωση 6.2.1.3. Από το γράφημα προκύπτει E33(0.132, 5.0).

6.4.2.4 Σεισμική Διέγερση $2y$ in50

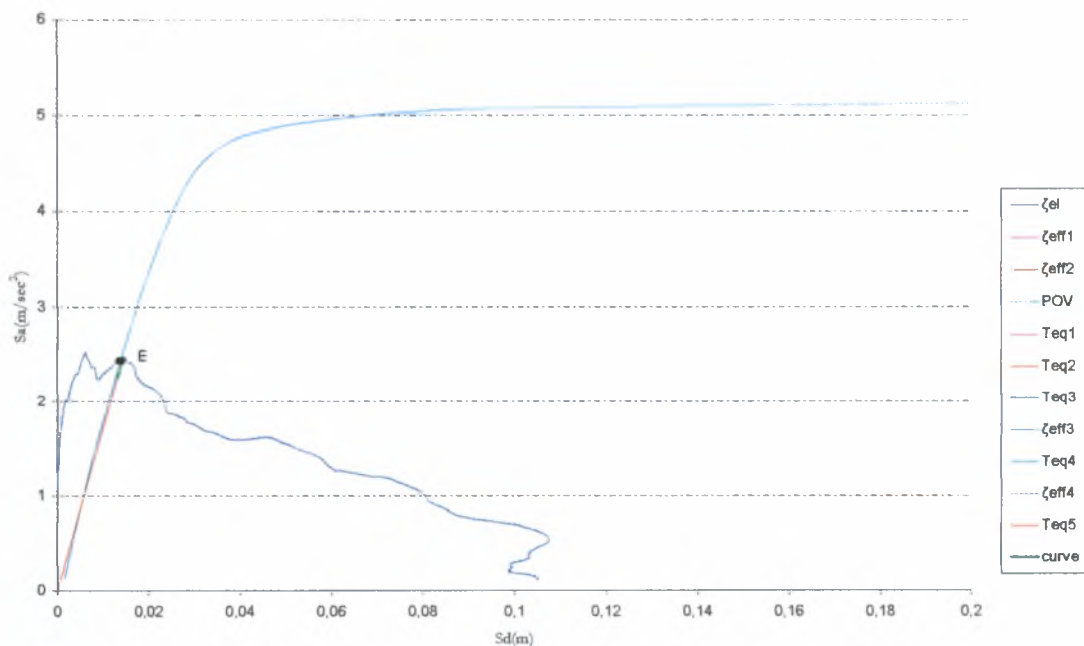


Εικόνα 6. 37 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (402y & 2y)
Βλέπε περίπτωση 6.2.1.3. Από το γράφημα προκύπτει E34(0.135, 5.05).

6.4.2.5 Σεισμική Διέγερση 50x in50

Εικόνα 6. 38 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (402y & 50y)

Βλέπε περίπτωση 6.2.1.5. Από το γράφημα προκύπτει E35(0.013, 2.31).

6.4.2.6 Σεισμική Διέγερση 50y in50

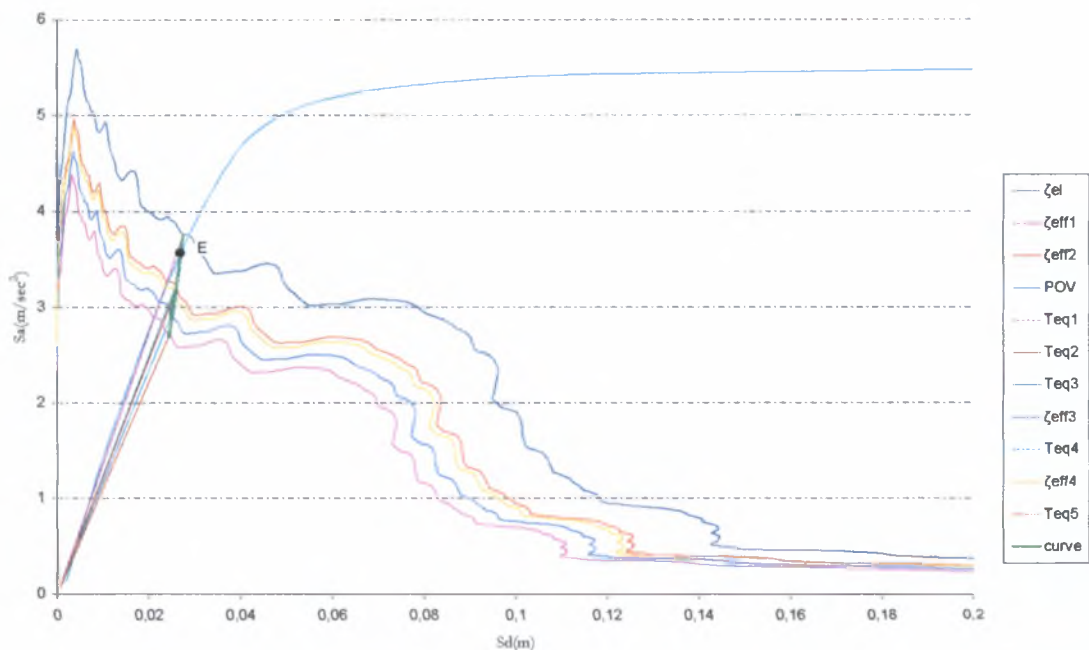
Εικόνα 6. 39 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (402y & 50y)

Βλέπε περίπτωση 6.2.1.5. Από το γράφημα E36(0.014, 2.47).

6.5 Φυτευτά Υποστυλώματα

6.5.1 Καμπύλη POVx

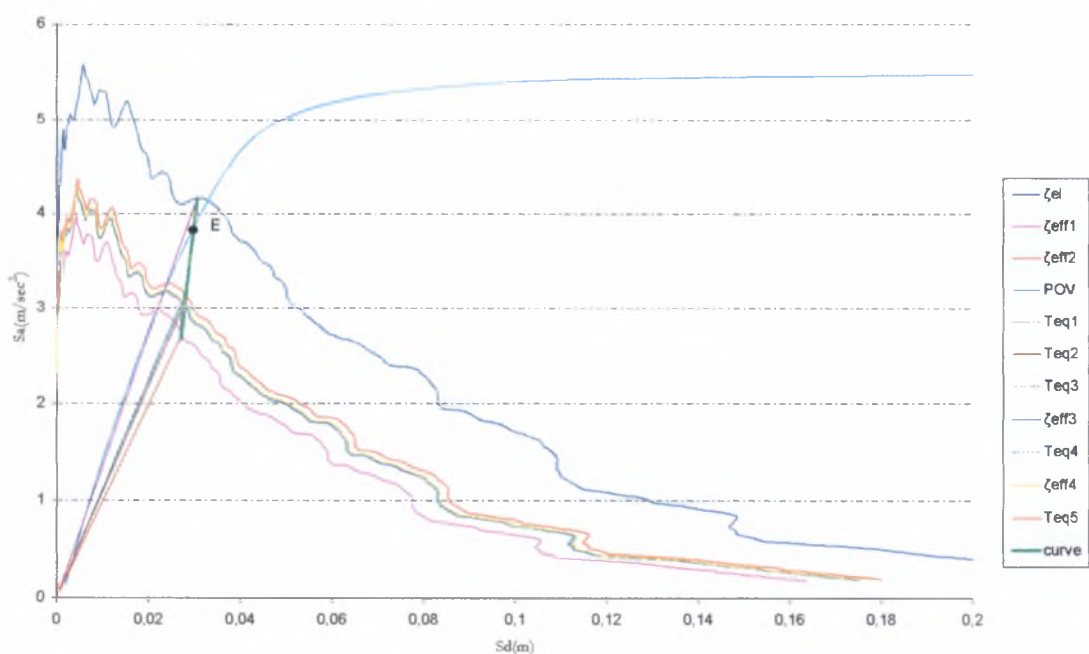
6.5.1.1 Σεισμική Διέγερση 10x in50



Εικόνα 6. 40 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (403x & 10x)

Από το γράφημα προκύπτει E37(0.027, 3.57).

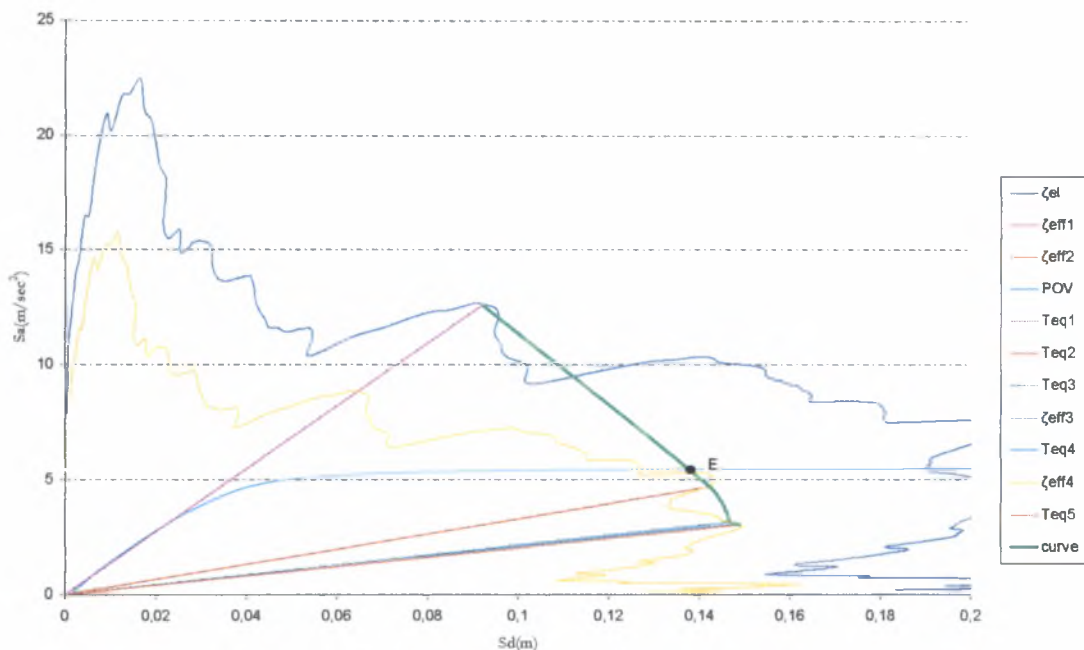
6.5.1.2 Σεισμική Διέγερση 10y in50



Εικόνα 6. 41 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (403x & 10y)

Από το γράφημα προκύπτει E38(0.029, 3.84).

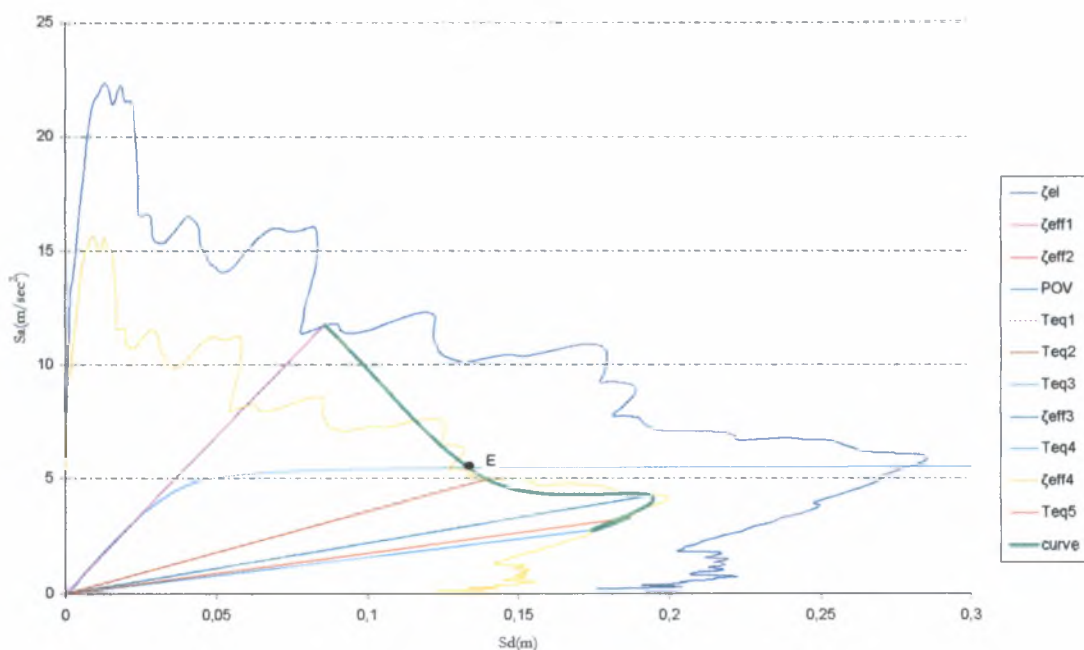
6.5.1.3 Σεισμική Διέγερση *2x in50*



Εικόνα 6. 42 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (403x & 2x)

Βλέπε περίπτωση 6.2.1.3. Από το γράφημα προκύπτει E39(0.142, 5.3).

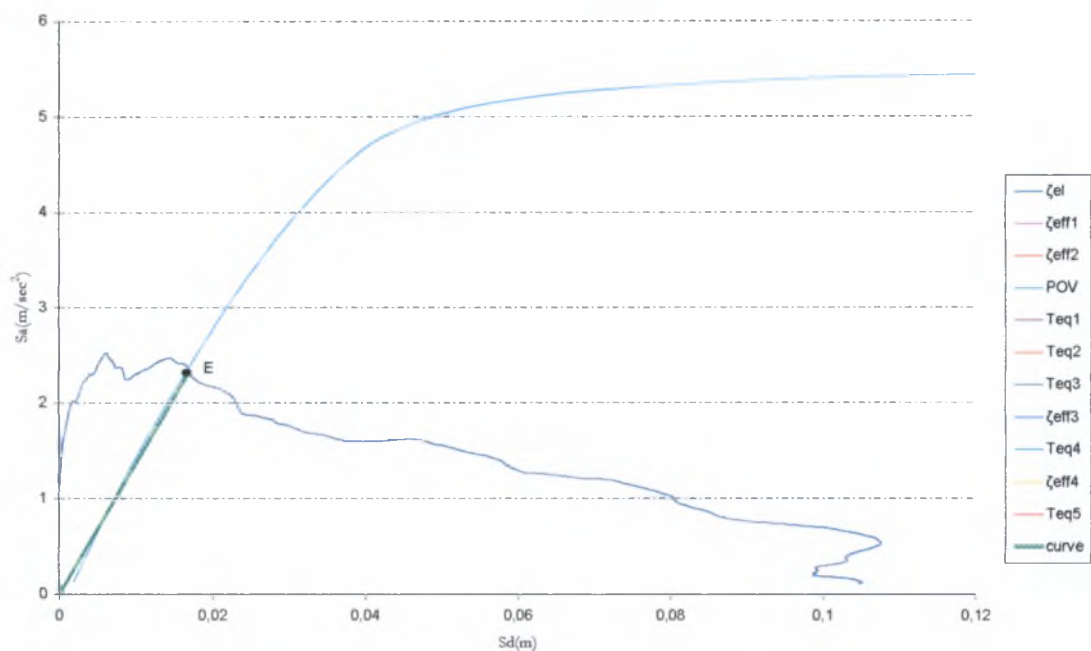
6.5.1.4 Σεισμική Διέγερση *2y in50*



Εικόνα 6. 43 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (403x & 2y)

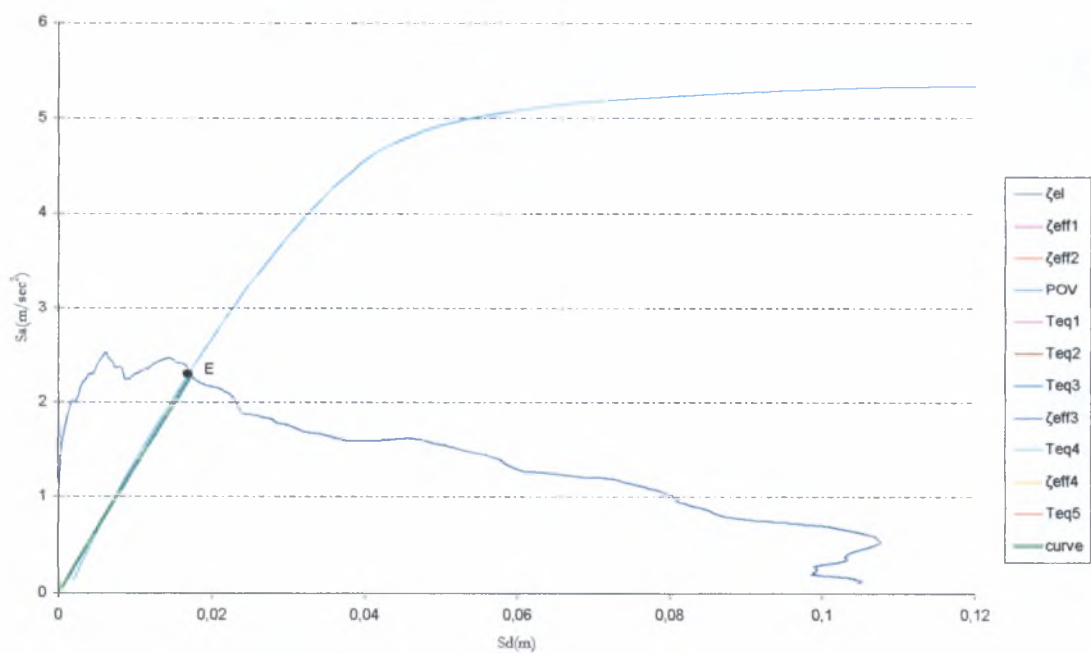
Βλέπε περίπτωση 6.2.1.3. Από το γράφημα προκύπτει E40(0.133, 5.35).

6.5.1.5 Σεισμική Διέγερση 50x in50



Εικόνα 6. 44 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (403x & 50x)
 Βλέπε περίπτωση 6.2.1.5. Από το γράφημα προκύπτει E41(0.016, 2.31).

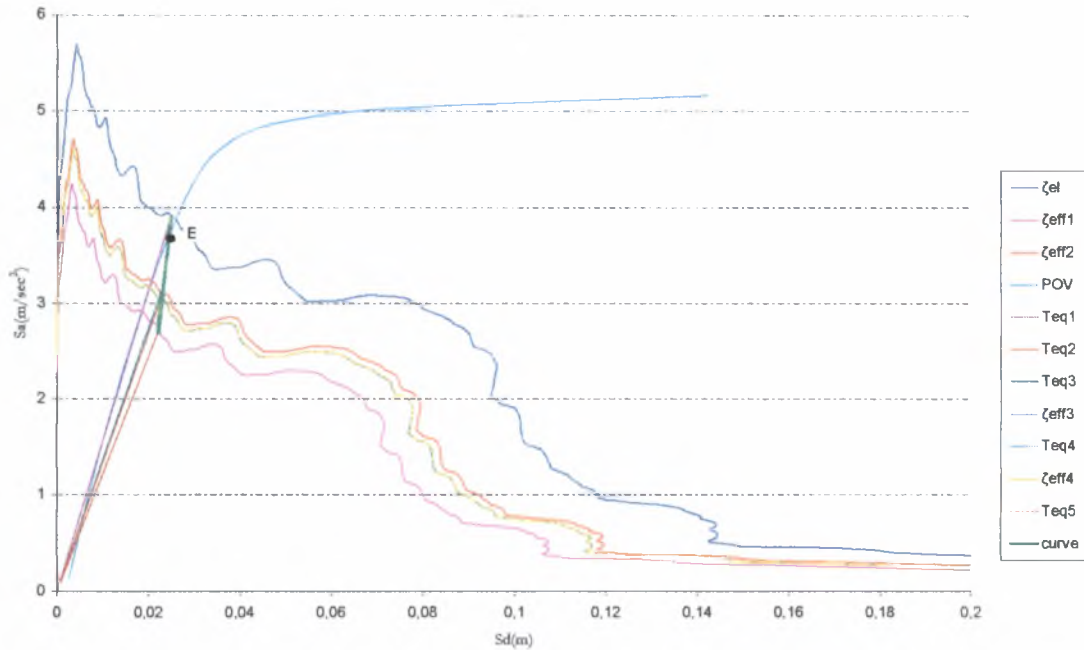
6.5.1.6 Σεισμική Διέγερση 50y in50



Εικόνα 6. 45 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (403x & 50y)
 Βλέπε περίπτωση 6.2.1.5. Από το γράφημα προκύπτει E42(0.017, 2.27).

6.5.2 Καμπύλη POVy

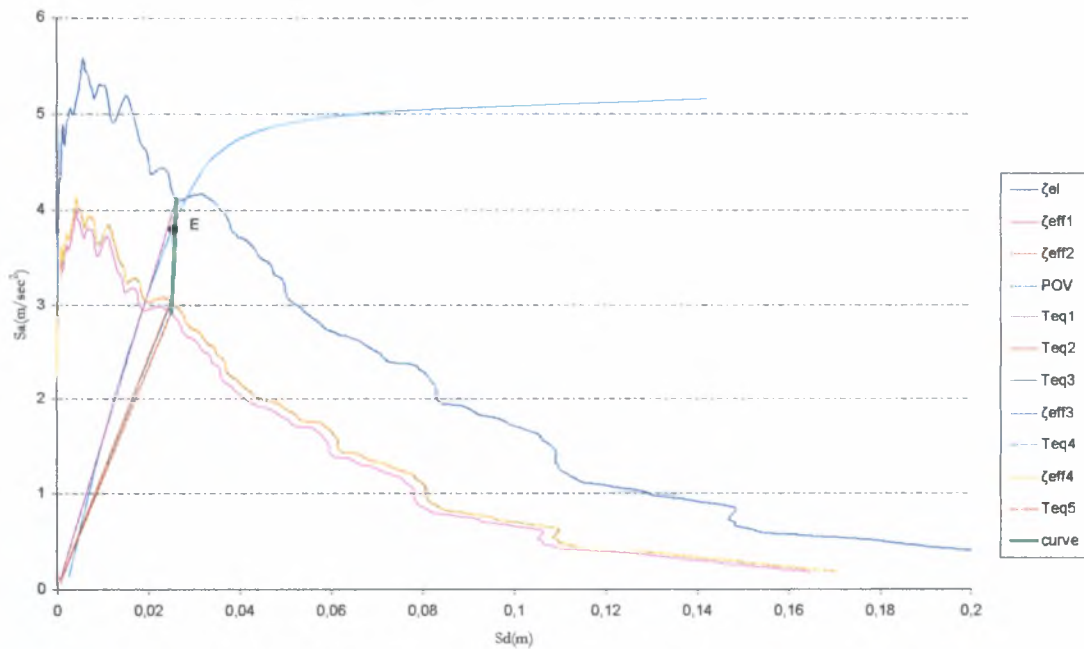
6.5.2.1 Σεισμική Διέγερση 10x in50



Εικόνα 6. 46 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεσματικότητας E (403y & 10x)

Από το γράφημα προκύπτει E43(0.024, 3.71).

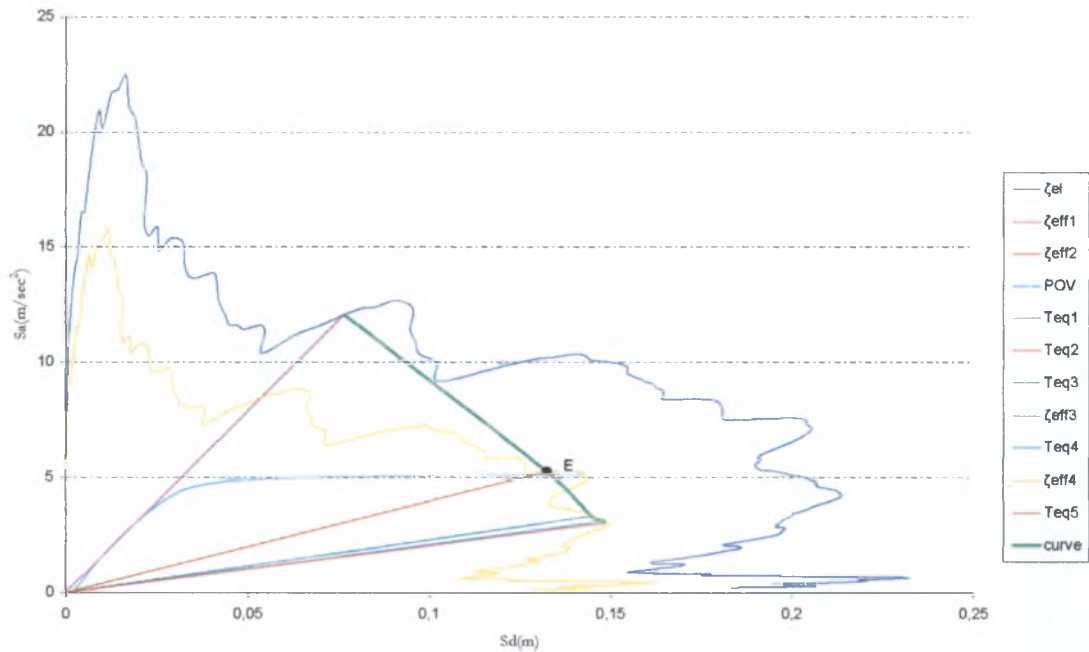
6.5.2.2 Σεισμική Διέγερση 10y in50



Εικόνα 6. 47 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεσματικότητας E (403y & 10y)

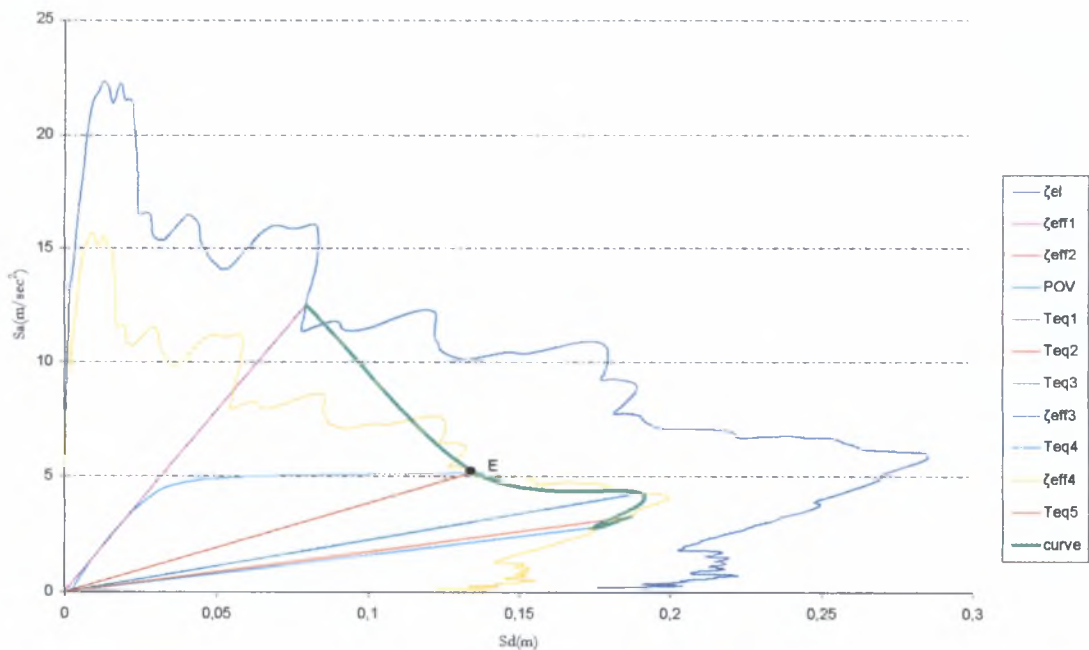
Από το γράφημα προκύπτει E44(0.026, 3.84).

6.5.2.3 Σεισμική Διέγερση 2x in50

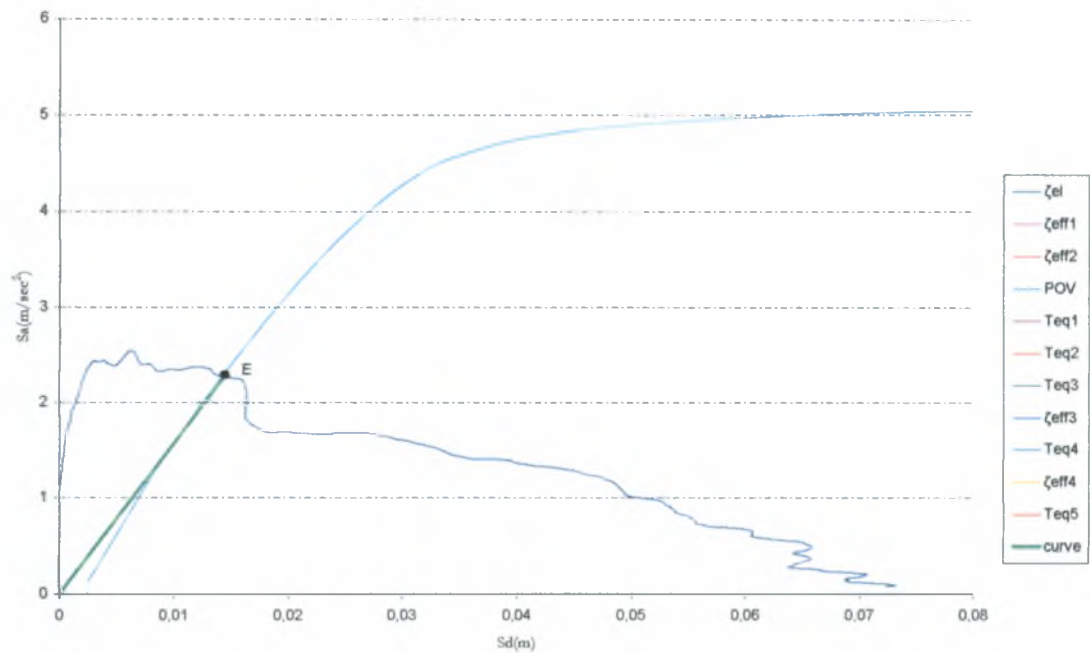


Εικόνα 6. 48 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (403y & 2x)
 Βλέπε περίπτωση 6.2.1.3. Από το γράφημα προκύπτει E45(0.133, 5.26).

6.5.2.4 Σεισμική Διέγερση 2y in50

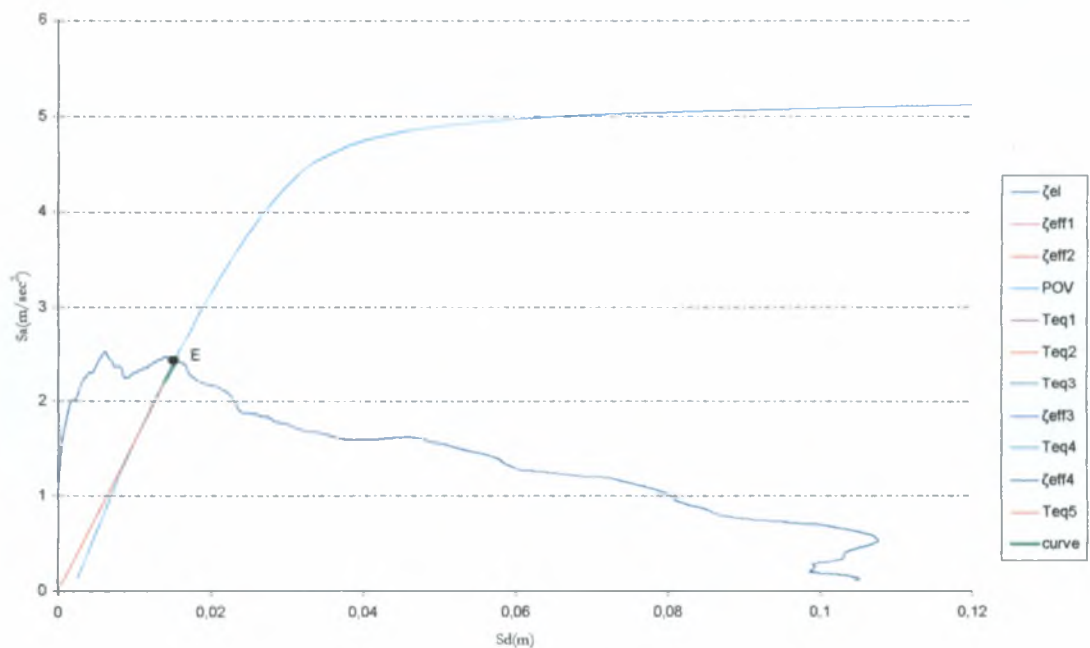


Εικόνα 6. 49 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (403y & 2y)
 Βλέπε περίπτωση 6.2.1.3. Από το γράφημα προκύπτει E46(0.135, 5.18).

6.5.2.5 Σεισμική Διέγερση *50x in50*

Εικόνα 6. 50 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (403y & 50y)

Βλέπε περίπτωση 6.2.1.5. Από το γράφημα προκύπτει E47(0.014, 2.27).

6.5.2.6 Σεισμική Διέγερση *50y in50*

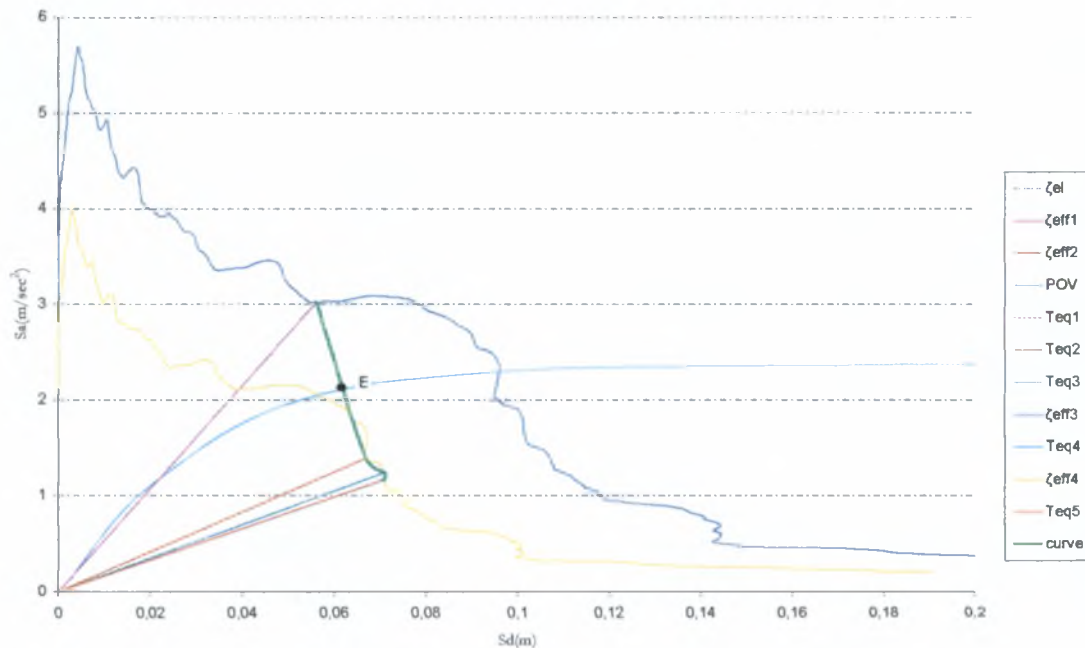
Εικόνα 6. 51 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (403y & 50y)

Βλέπε περίπτωση 6.2.1.5. Από το γράφημα E48(0.015, 2.42).

6.6 Φυτευτά Υποστυλώματα & Πιλοτή

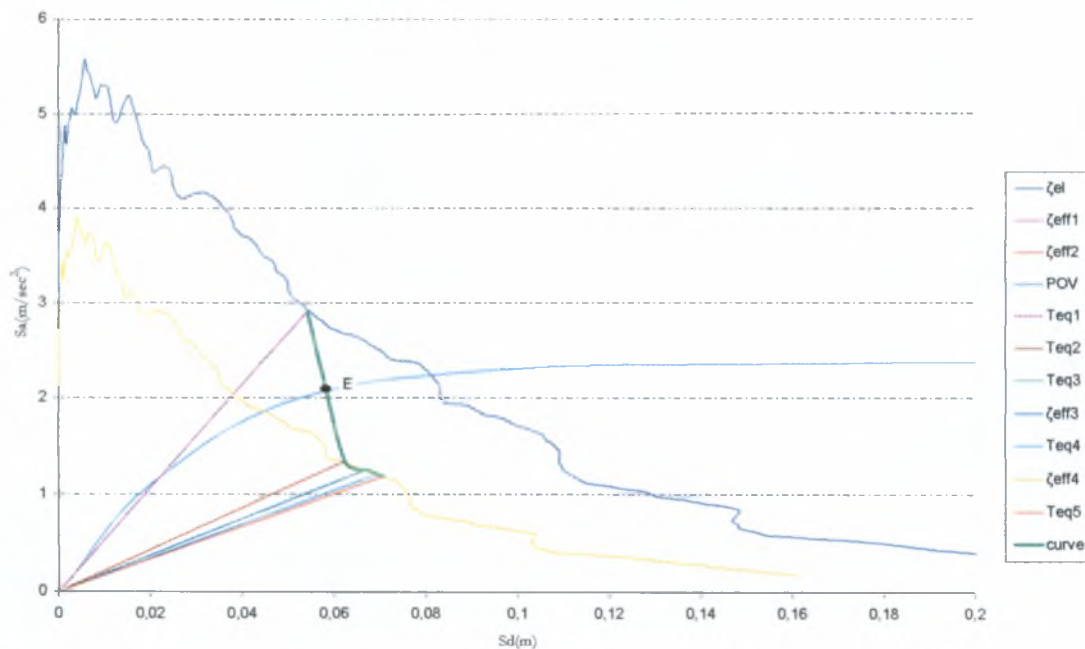
6.6.1 Καμπύλη POVx

6.6.1.1 Σεισμική Διέγερση *10x in50*



Εικόνα 6. 52 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (404x & 10x)
Βλέπε περίπτωση 6.2.1.3. Από το γράφημα προκύπτει E49(0.075, 2.1).

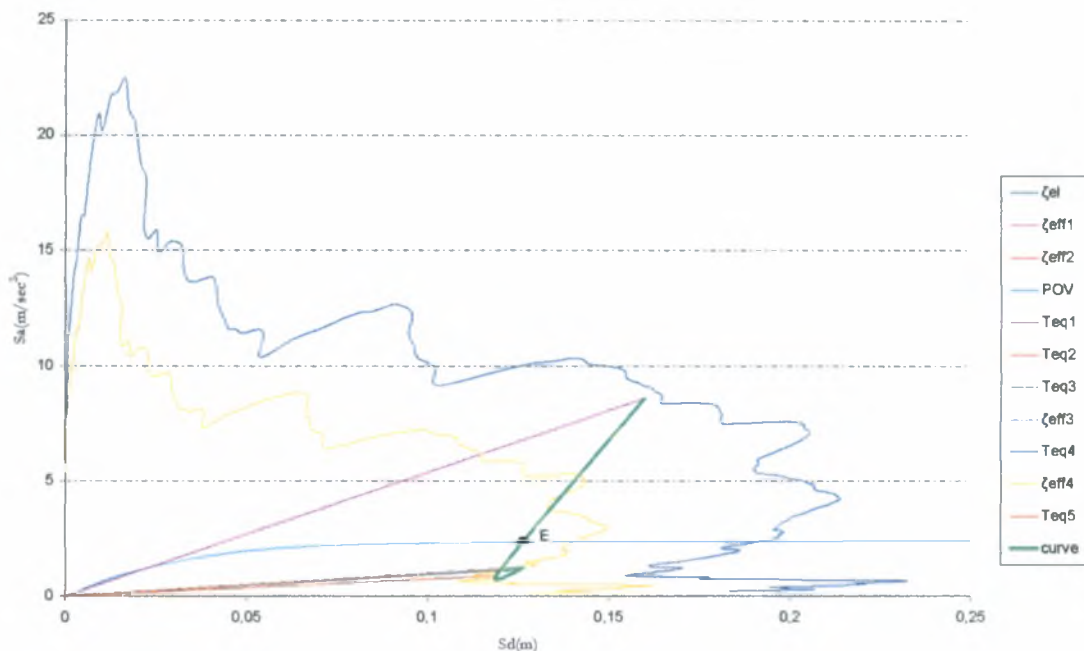
6.6.1.2 Σεισμική Διέγερση *10y in50*



Εικόνα 6. 53 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (404x & 10y)

Βλέπε περίπτωση 6.2.1.3. Από το γράφημα προκύπτει E50(0.059, 2.1).

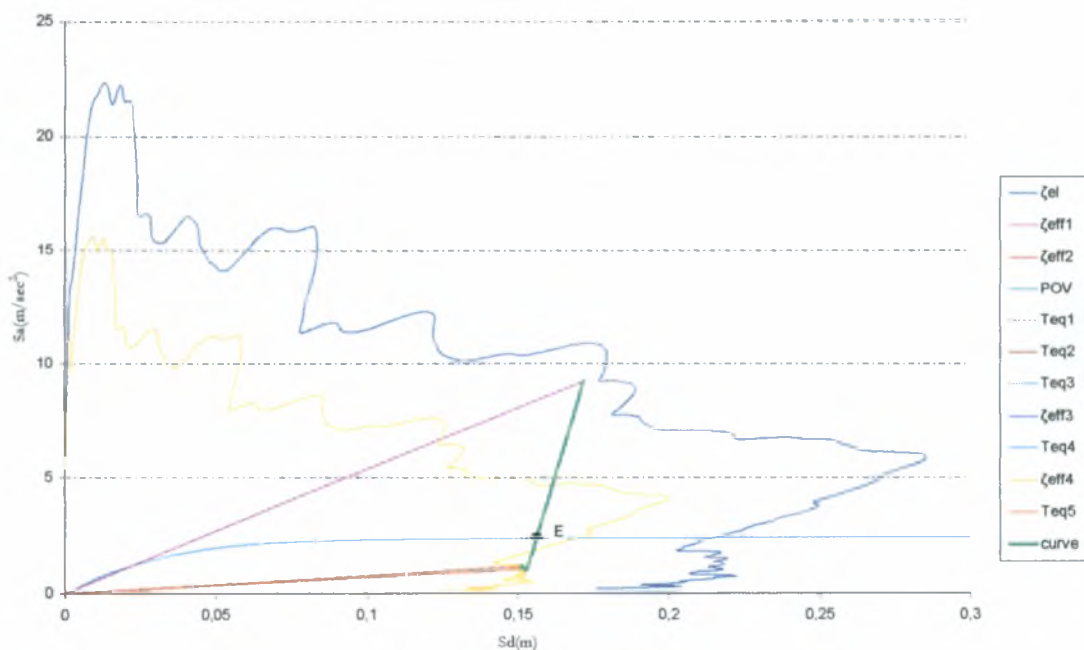
6.6.1.3 Σεισμική Διέγερση *2x in50*



Εικόνα 6. 54 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (404x & 2x)

Βλέπε περίπτωση 6.2.1.3. Από το γράφημα προκύπτει E51(0.126, 2.3).

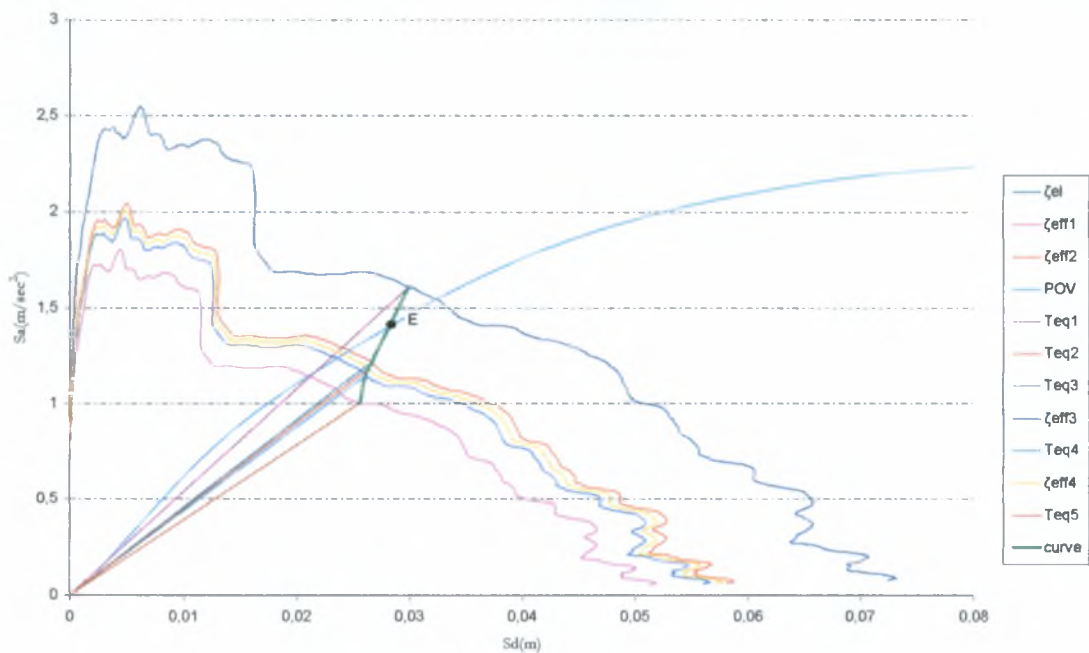
6.6.1.4 Σεισμική Διέγερση *2y in50*



Εικόνα 6. 55 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (404x & 2y)

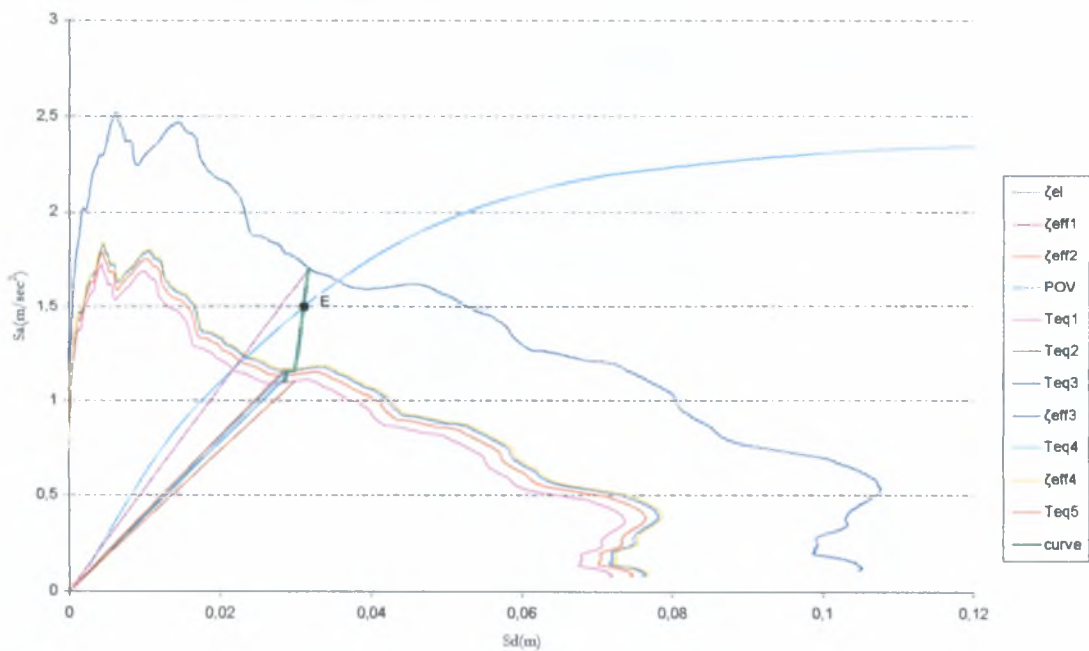
Βλέπε περίπτωση 6.2.1.3. Από το γράφημα προκύπτει E52(0.142, 2.25).

6.6.1.5 Σεισμική Διέγερση 50x in50



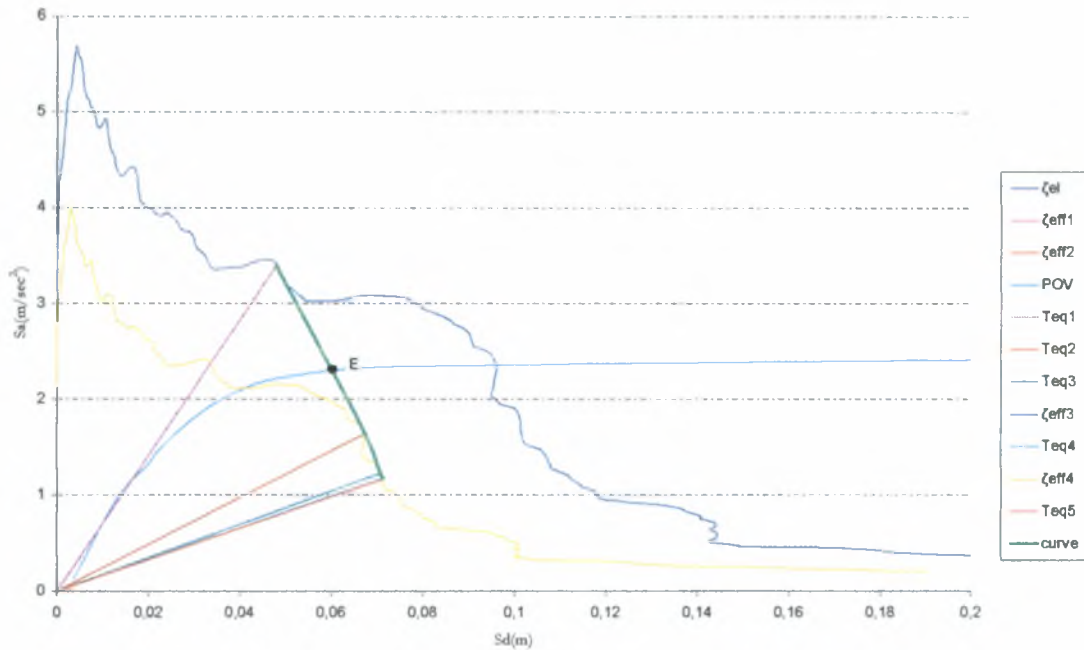
Εικόνα 6. 56 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (404x & 50x)
Από το γράφημα προκύπτει E53(0.029, 1.43).

6.6.1.6 Σεισμική Διέγερση 50y in50



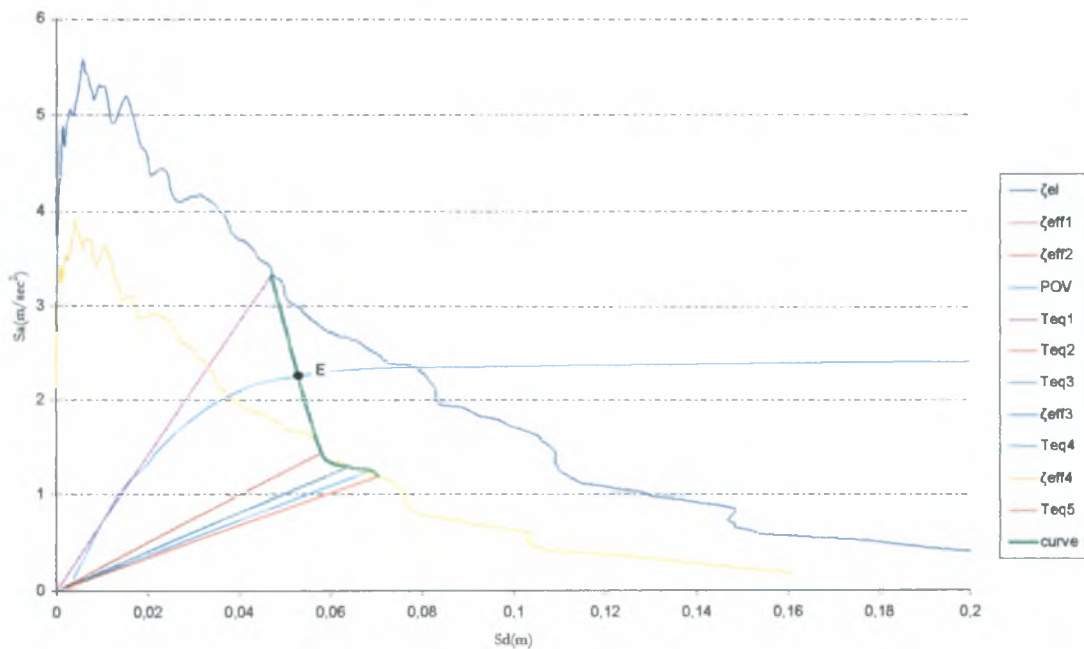
Εικόνα 6. 57 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (404x & 50y)
Από το γράφημα E54(0.031, 1.50).

6.6.2 Καμπύλη POVy

6.6.2.1 Σεισμική Διέγερση 10x in50

Εικόνα 6. 58 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (404y & 10x)

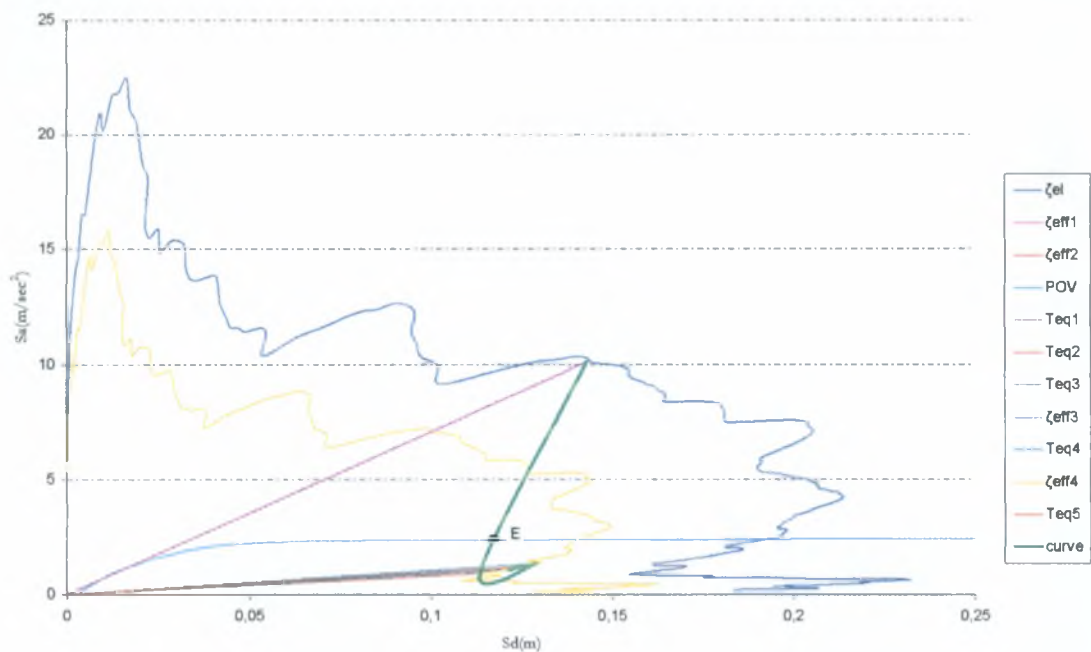
Βλέπε περίπτωση 6.2.1.3. Από το γράφημα προκύπτει E55(0.06, 2.3).

6.6.2.2 Σεισμική Διέγερση 10y in50

Εικόνα 6. 59 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (404y & 10y)

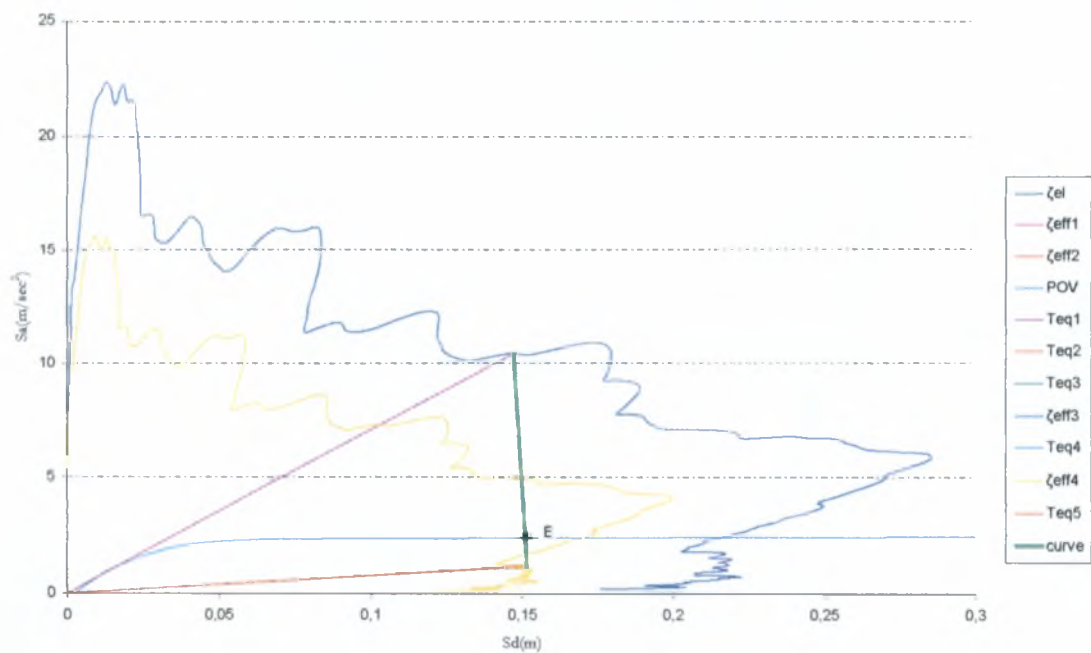
Βλέπε περίπτωση 6.2.1.3. Από το γράφημα προκύπτει E56(0.053, 2.22).

6.6.2.3 Σεισμική Διέγερση $2x$ in50



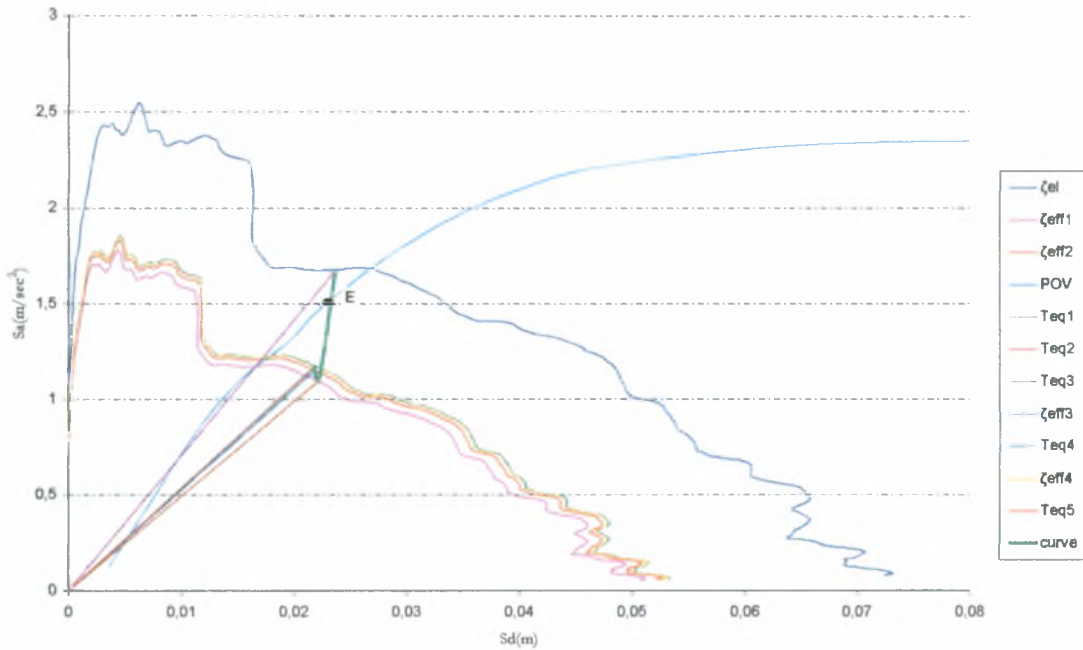
Εικόνα 6. 60 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (404y & 2x)
Βλέπε περίπτωση 6.2.1.3. Από το γράφημα προκύπτει E57(0.113, 2.5).

6.6.2.4 Σεισμική Διέγερση $2y$ in50



Εικόνα 6. 61 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (404y & 2y)
Βλέπε περίπτωση 6.2.1.3. Από το γράφημα προκύπτει E58(0.14, 2.5).

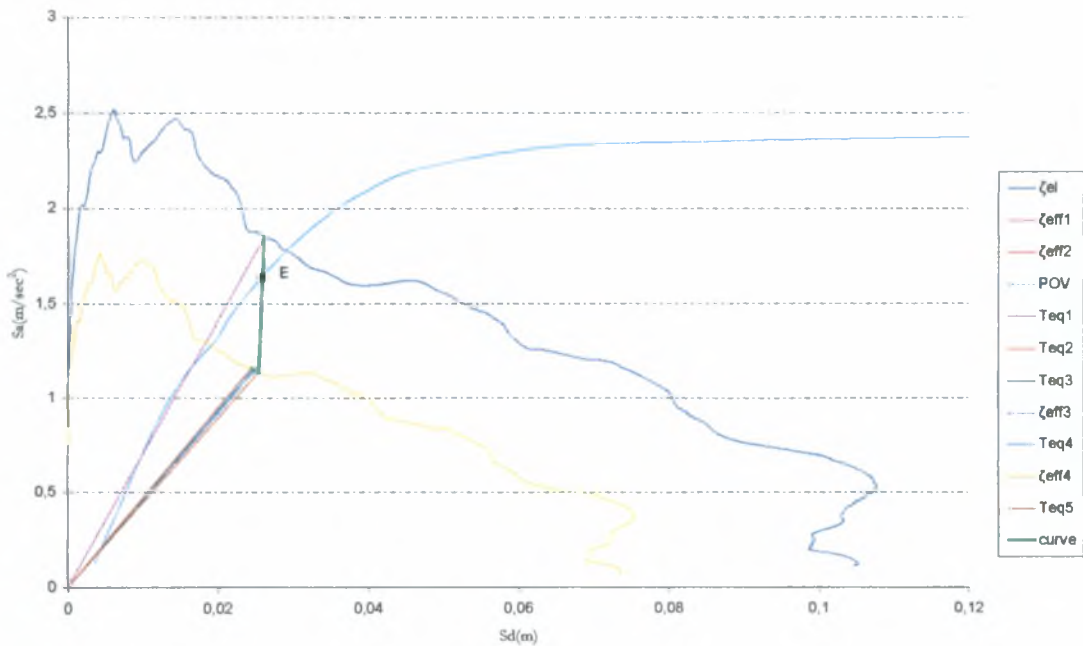
6.6.2.5 Σεισμική Διέγερση 50x in50



Εικόνα 6. 62 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (404y & 50y)

Από το γράφημα προκύπτει E59(0.024, 1.52).

6.6.2.6 Σεισμική Διέγερση 50y in50



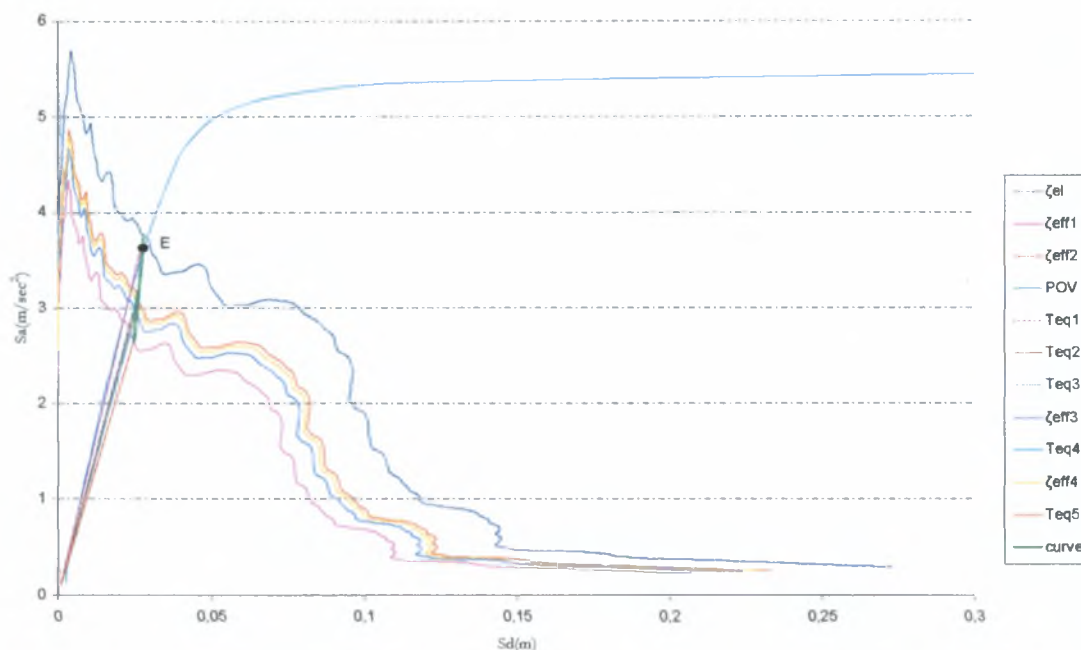
Εικόνα 6. 63 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (404y & 50y)

Βλέπε περίπτωση 6.2.1.3. Από το γράφημα E60(0.027, 1.55).

6.7 Φυτευτά & Κοντά Υποστυλώματα

6.7.1 Καμπύλη POV_x

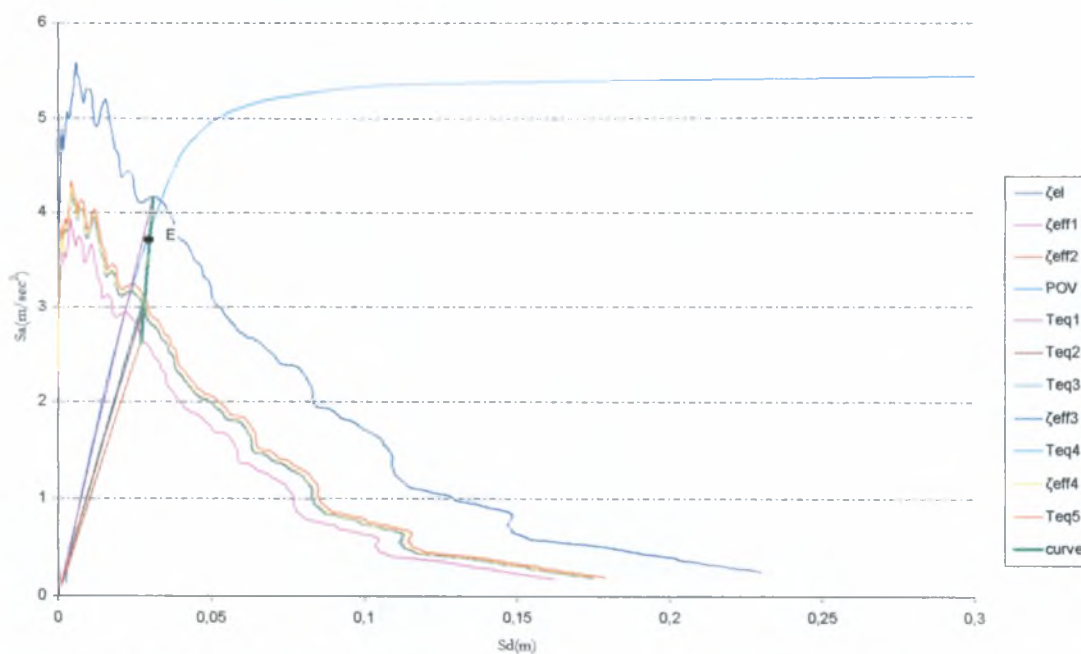
6.7.1.1 Σεισμική Διέγερση 10x in50



Εικόνα 6. 64 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (405x & 10x)

Από το γράφημα προκύπτει E61(0.027, 3.53).

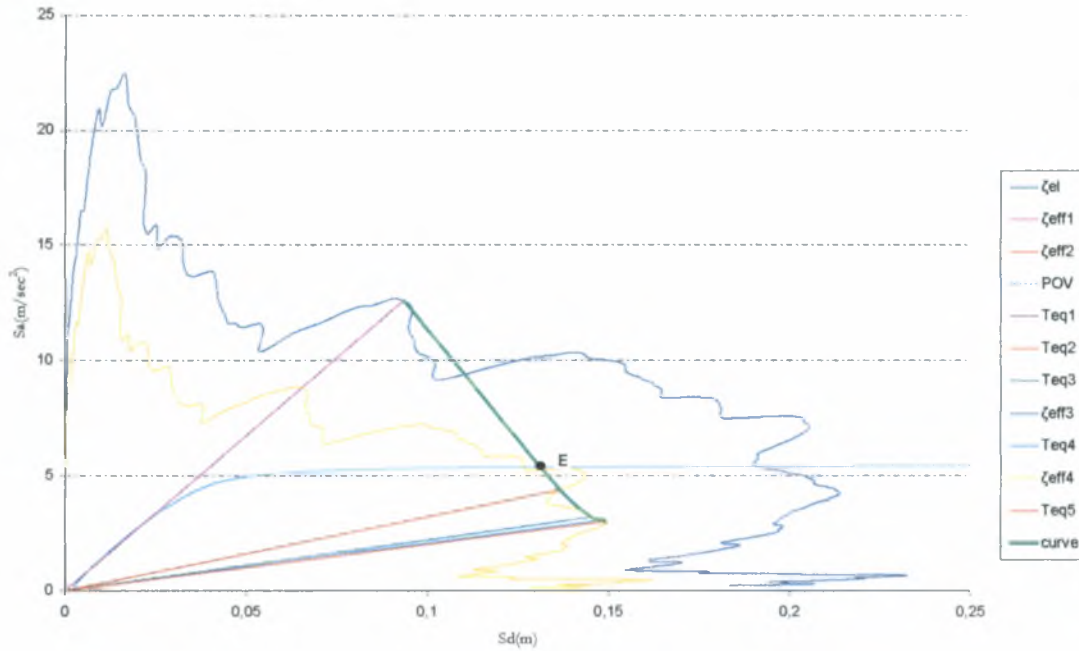
6.7.1.2 Σεισμική Διέγερση 10y in50



Εικόνα 6. 65 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (405x & 10y)

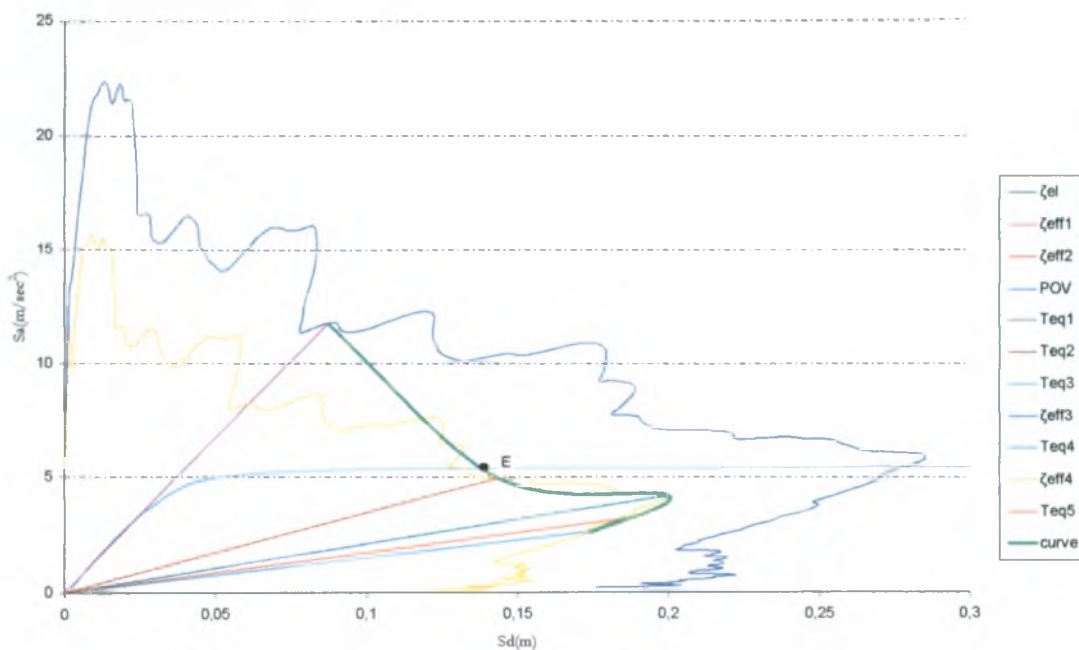
Από το γράφημα προκύπτει E62(0.03, 3.79).

6.7.1.3 Σεισμική Διέγερση *2x in50*



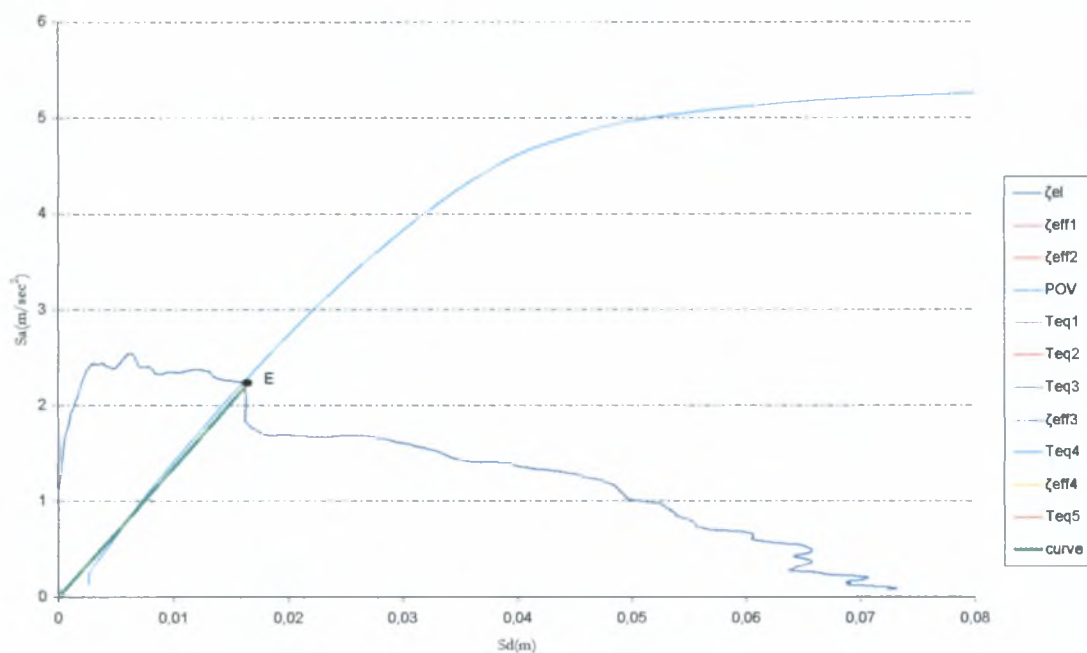
Εικόνα 6. 66 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (405x & 2x)
 Βλέπε περίπτωση 6.2.1.3. Από το γράφημα προκύπτει E63(0.13, 5.25).

6.7.1.4 Σεισμική Διέγερση *2y in50*



Εικόνα 6. 67 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (405x & 2y)
 Βλέπε περίπτωση 6.2.1.3. Από το γράφημα προκύπτει E64(0.14, 5.4).

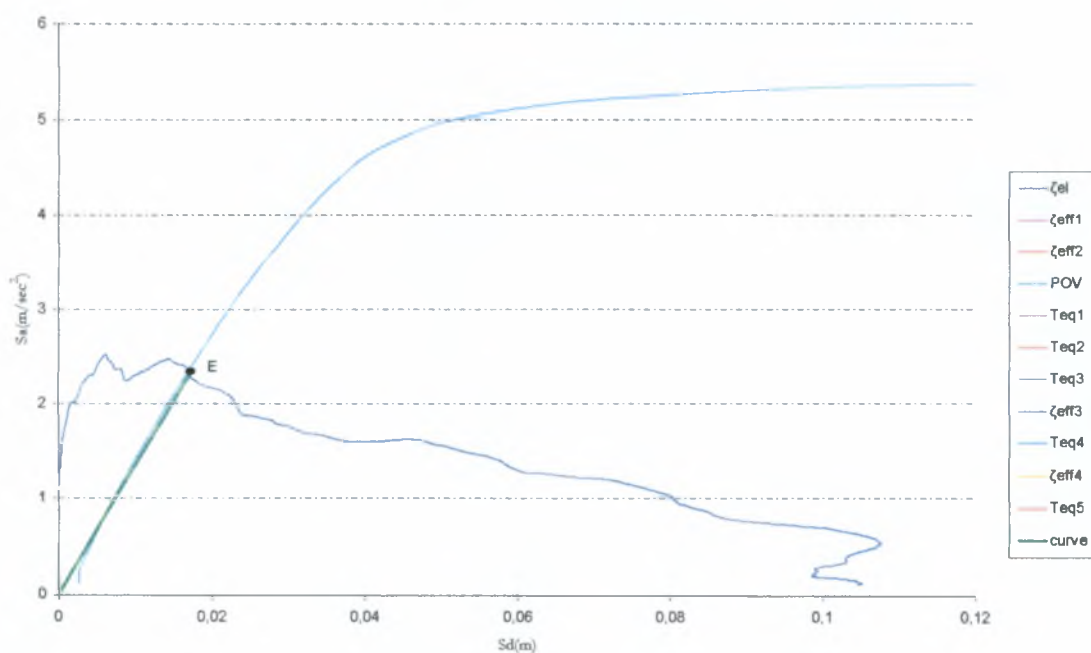
6.7.1.5 Σεισμική Διέγερση 50x in50



Εικόνα 6. 68 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (405x & 50x)

Βλέπε περίπτωση 6.2.1.5. Από το γράφημα προκύπτει E65(0.016, 2.19).

6.7.1.6 Σεισμική Διέγερση 50γ in50

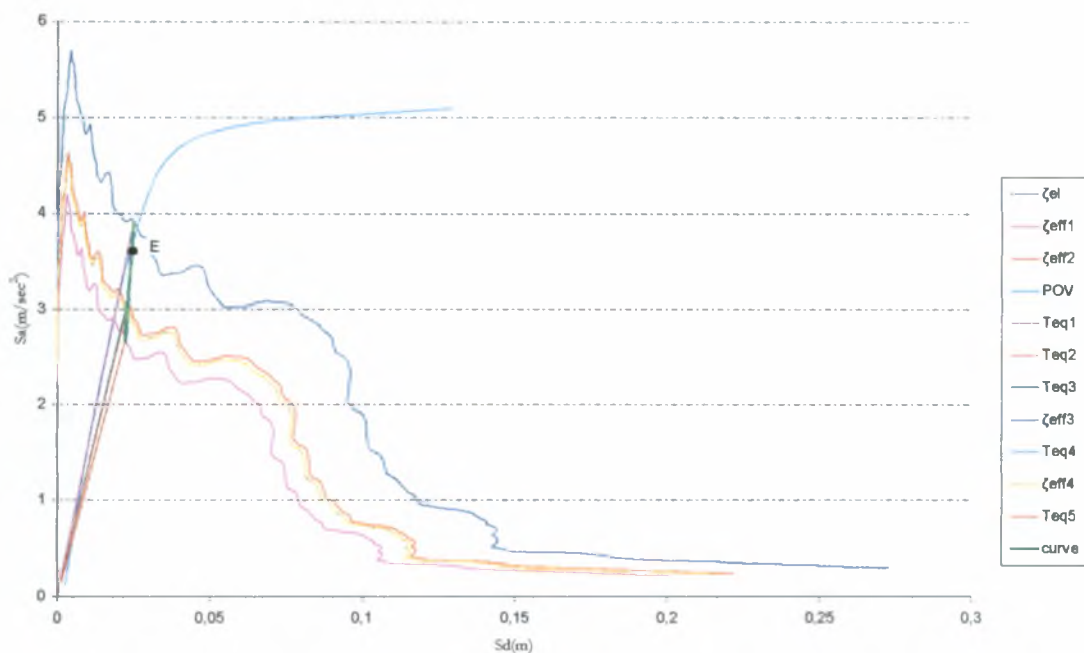


Εικόνα 6. 69 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (405x & 50γ)

Βλέπε περίπτωση 6.2.1.5. Από το γράφημα E66(0.017, 2.31).

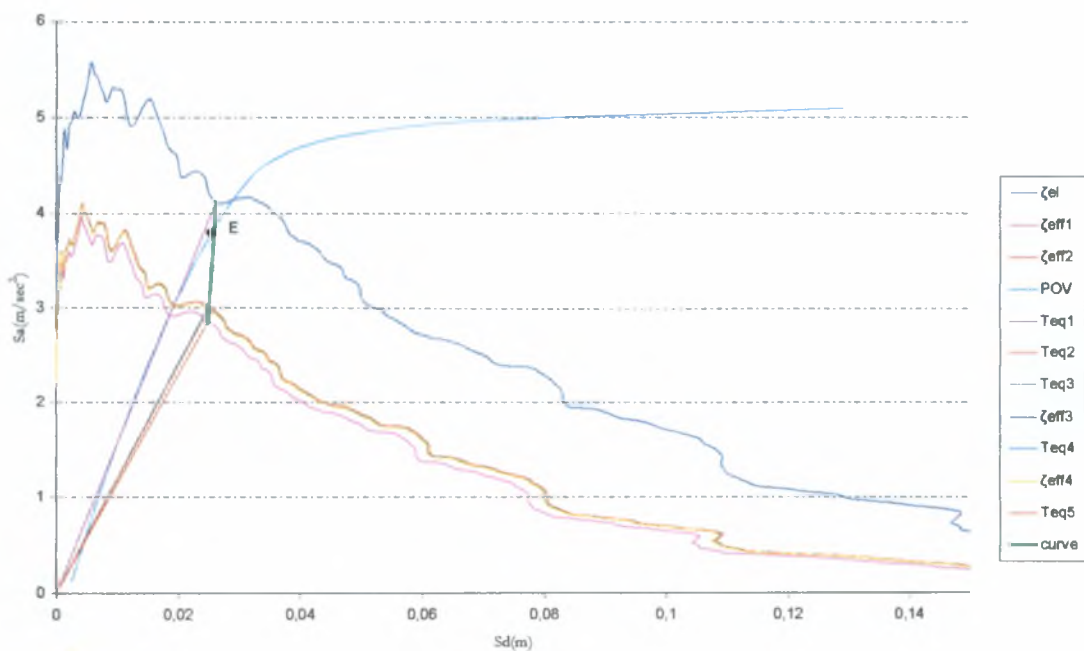
6.7.2 Καμπύλη POV_y

6.7.2.1 Σεισμική Διέγερση 10x in50



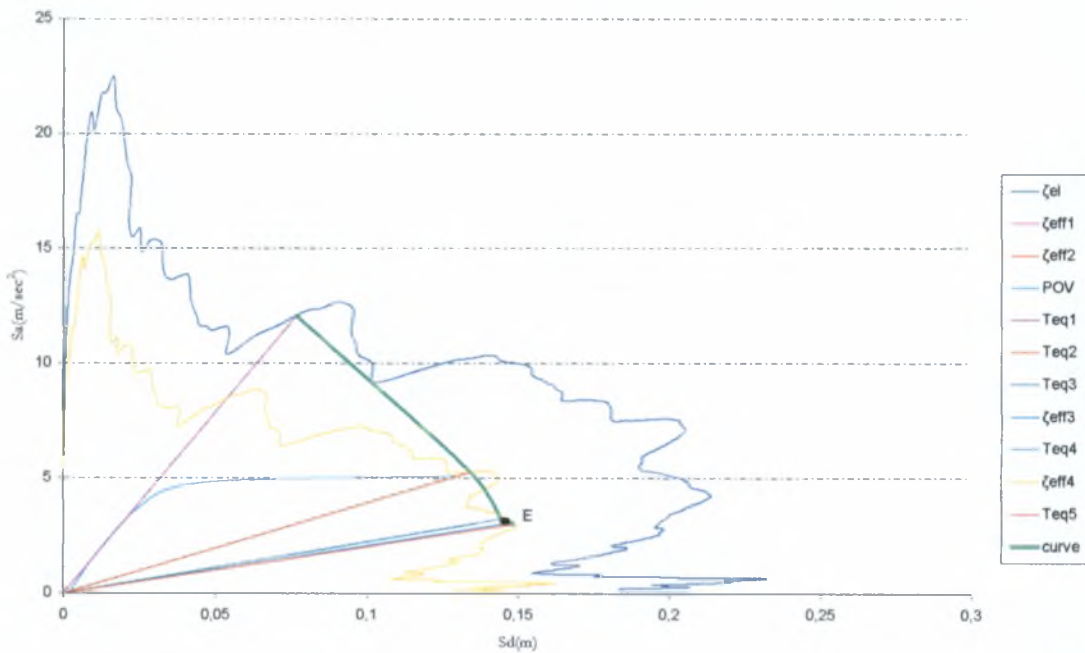
Εικόνα 6. 70 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (405y & 10x)
Από το γράφημα προκύπτει E67(0.024, 3.66).

6.7.2.2 Σεισμική Διέγερση 10y in50



Εικόνα 6. 71 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (405y & 10y)
Από το γράφημα προκύπτει E68(0.026, 3.92).

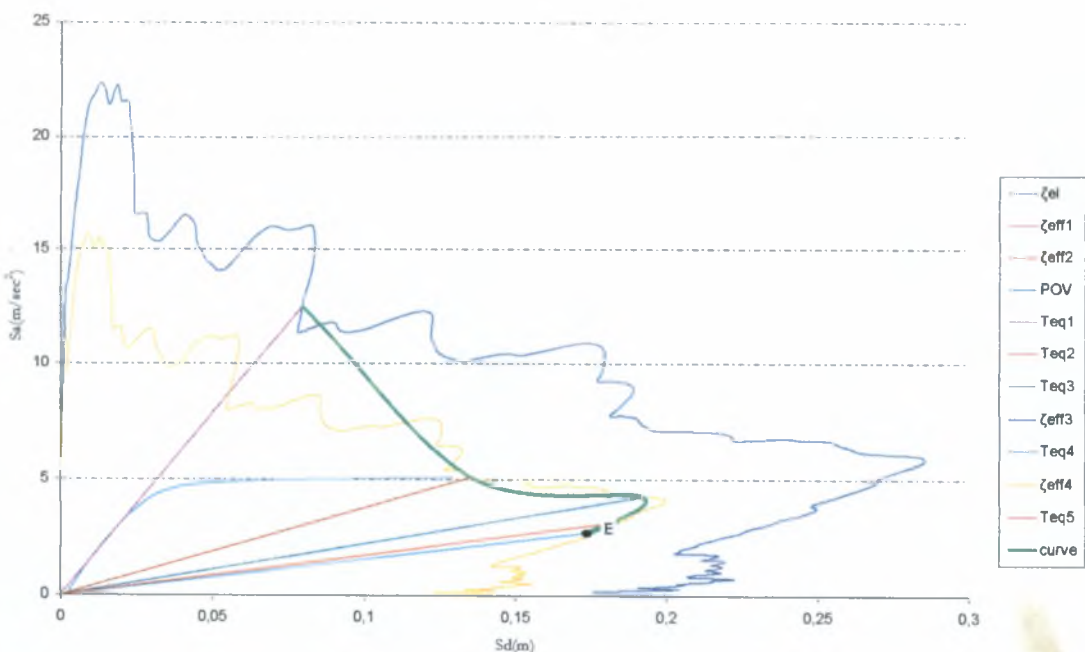
6.7.2.3 Σεισμική Διέγερση 2x in50



Εικόνα 6. 72 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (405y & 2x)

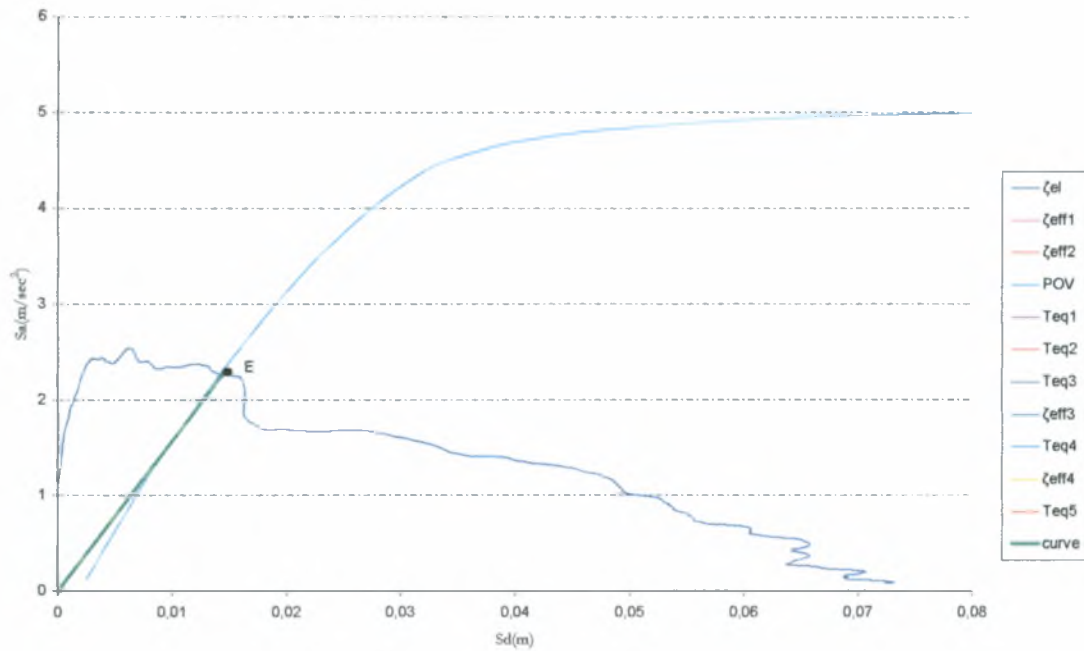
Δεν υπάρχει σημείο τομής. Επομένως η κατασκευή δεν αντέχει, καταρρέει σε περίπτωση που επιβληθεί τέτοιου είδους φόρτιση. Η μετακίνηση που επιβάλλεται από την σεισμική διέγερση είναι μεγαλύτερη από την διαθέσιμη της κατασκευής. E69(---).

6.7.2.4 Σεισμική Διέγερση 2y in50



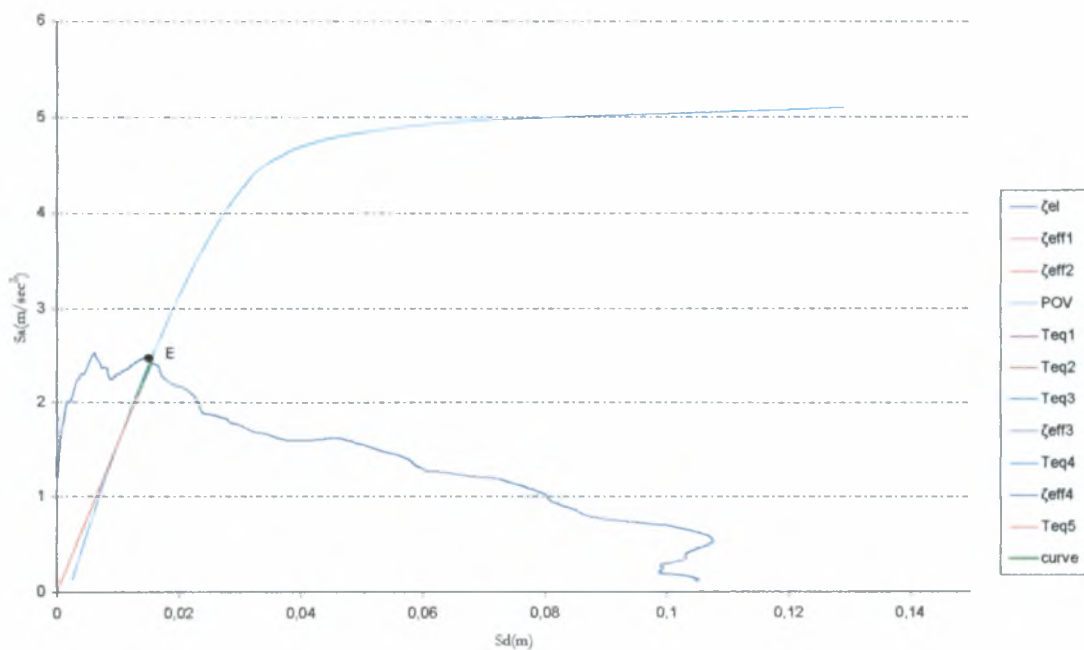
Εικόνα 6. 73 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (405y & 2y)

Όμοια με 6.7.2.4.E70(--).

6.7.2.5 Σεισμική Διέγερση 50x in50

Εικόνα 6. 74 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (405y & 50y)

Βλέπε περίπτωση 6.2.1.5. Από το γράφημα προκύπτει E71(0.014, 2.27).

6.7.2.6 Σεισμική Διέγερση 50y in50

Εικόνα 6. 75 Γραφικός υπολογισμός του σημείου επιτελεστικότητας E (404y & 50y)

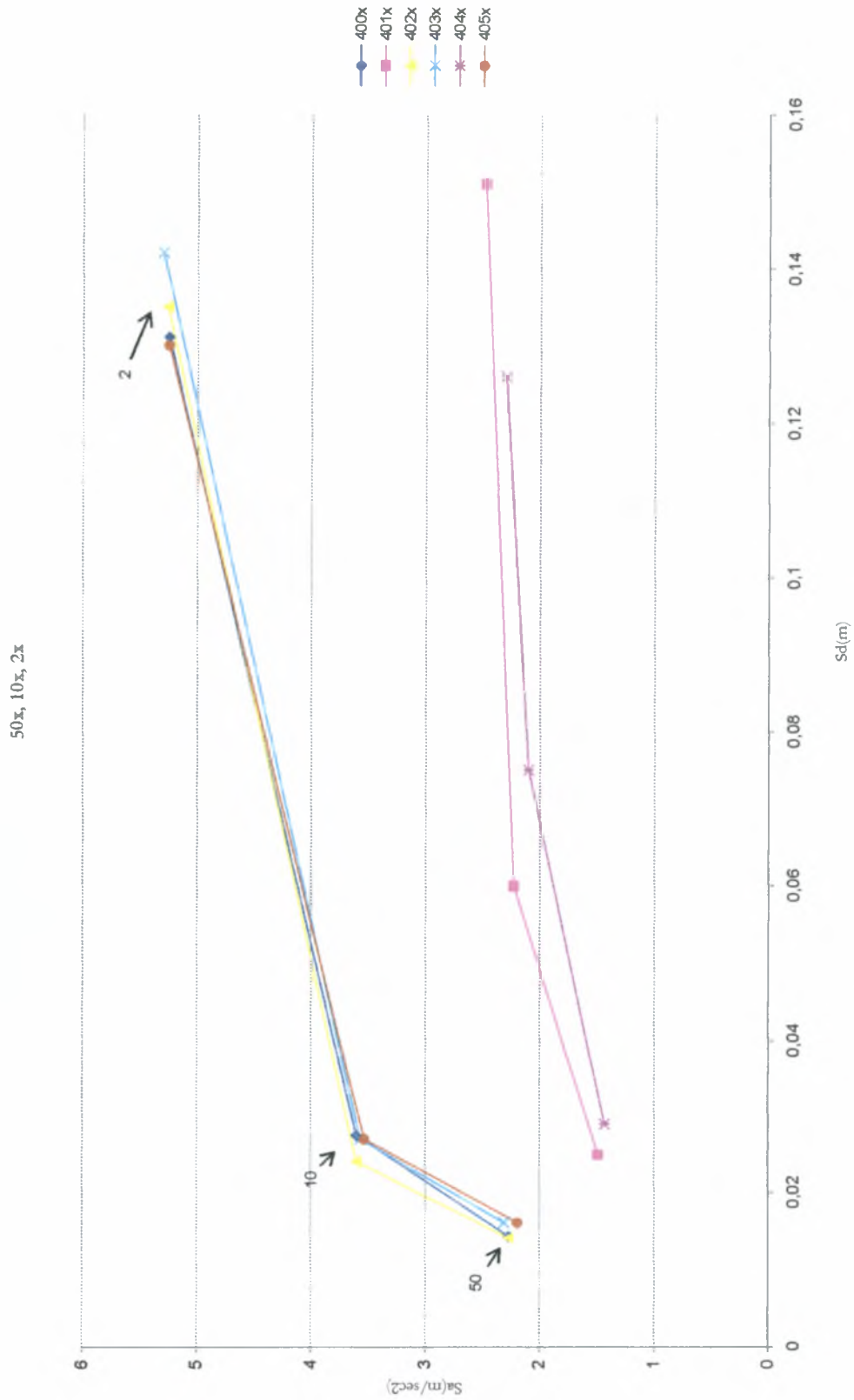
Βλέπε περίπτωση 6.2.1.5. Από το γράφημα E72(0.013, 2.42).

6.8 Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα

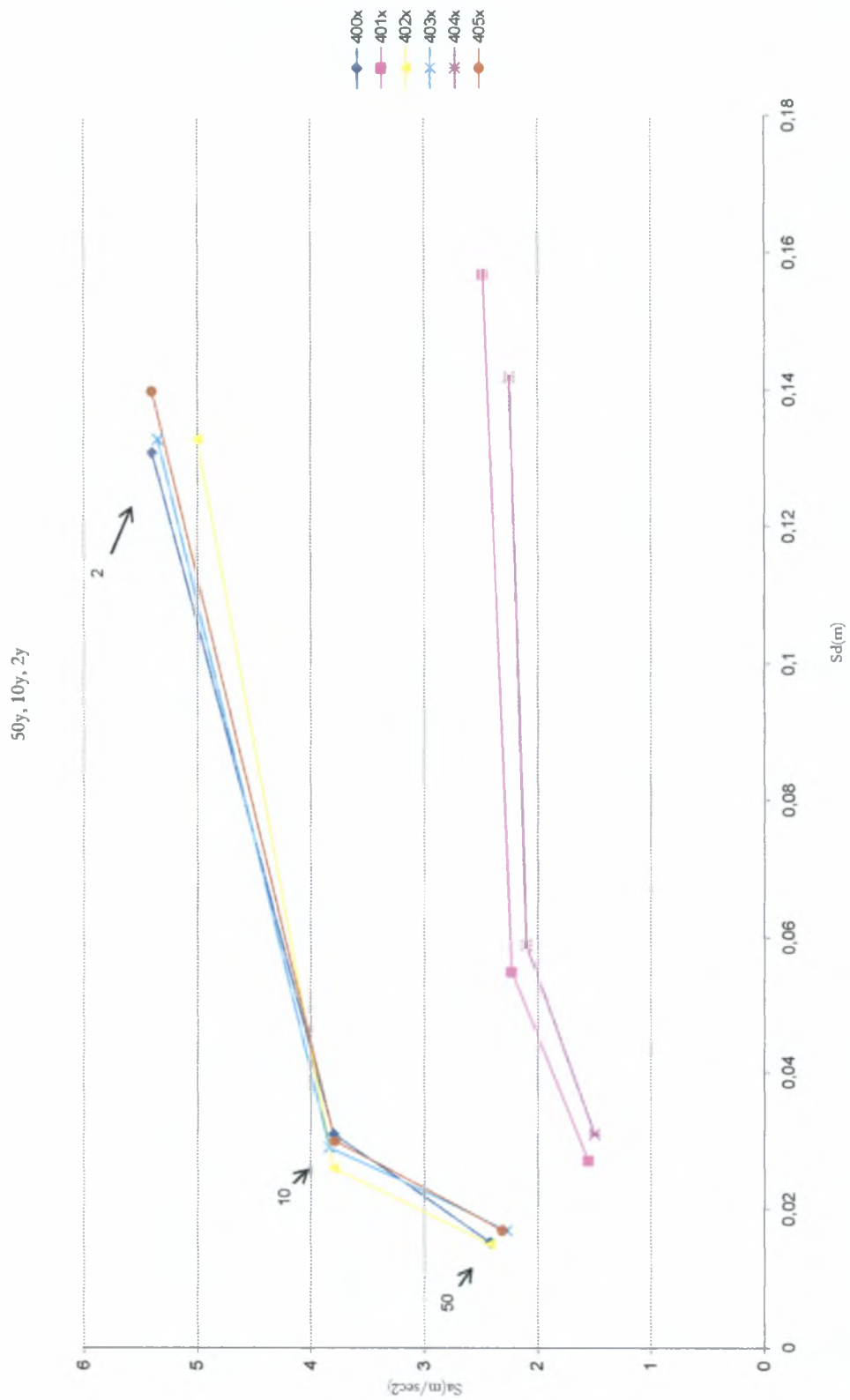
Συγκεντρωτικά για όλα τα μοντέλα προκύπτουν τα παρακάτω αποτελέσματα.

		<u>Sd(m)</u>	<u>Sa(m/sec²)</u>		<u>Sd(m)</u>	<u>Sa(m/sec²)</u>
<u>400x</u>	2x	0,131	5,25	2y	0,131	5,4
	10x	0,0275	3,6	10y	0,031	3,8
	50x	0,0142	2,27	50y	0,0152	2,42
<u>400y</u>	2x	0,132	5,25	2y	0,156	5,11
	10x	0,024	3,6	10y	0,025	3,99
	50x	0,013	2,35	50y	0,014	2,49
<u>401x</u>	2x	0,151	2,48	2y	0,157	2,48
	10x	0,06	2,23	10y	0,055	2,23
	50x	0,025	1,49	50y	0,027	1,55
<u>401y</u>	2x	0,125	2,48	2y	0,14	2,48
	10x	0,055	2,35	10y	0,05	2,35
	50x	0,018	1,5	50y	0,023	1,55
<u>402x</u>	2x	0,135	5,26	2y	0,133	5
	10x	0,024	3,6	10y	0,026	3,8
	50x	0,014	2,27	50y	0,015	2,42
<u>402y</u>	2x	0,132	5	2y	0,135	5,05
	10x	0,022	3,7	10y	0,024	3,9
	50x	0,013	2,31	50y	0,014	2,47
<u>403x</u>	2x	0,142	5,3	2y	0,133	5,35
	10x	0,027	3,57	10y	0,029	3,84
	50x	0,016	2,31	50y	0,017	2,27
<u>403y</u>	2x	0,133	5,26	2y	0,135	5,18
	10x	0,024	3,71	10y	0,026	3,84
	50x	0,014	2,27	50y	0,015	2,42
<u>404x</u>	2x	0,126	2,3	2y	0,142	2,25
	10x	0,075	2,1	10y	0,059	2,1
	50x	0,029	1,43	50y	0,031	1,5
<u>404y</u>	2x	0,113	2,5	2y	0,15	2,5
	10x	0,06	2,3	10y	0,053	2,22
	50x	0,024	1,52	50y	0,027	1,55
<u>405x</u>	2x	0,13	5,25	2y	0,14	5,4
	10x	0,027	3,53	10y	0,03	3,79
	50x	0,016	2,19	50y	0,017	2,31
<u>405y</u>	2x	--	--	2y	--	--
	10x	0,024	3,66	10y	0,026	3,92
	50x	0,014	2,27	50y	0,013	2,42

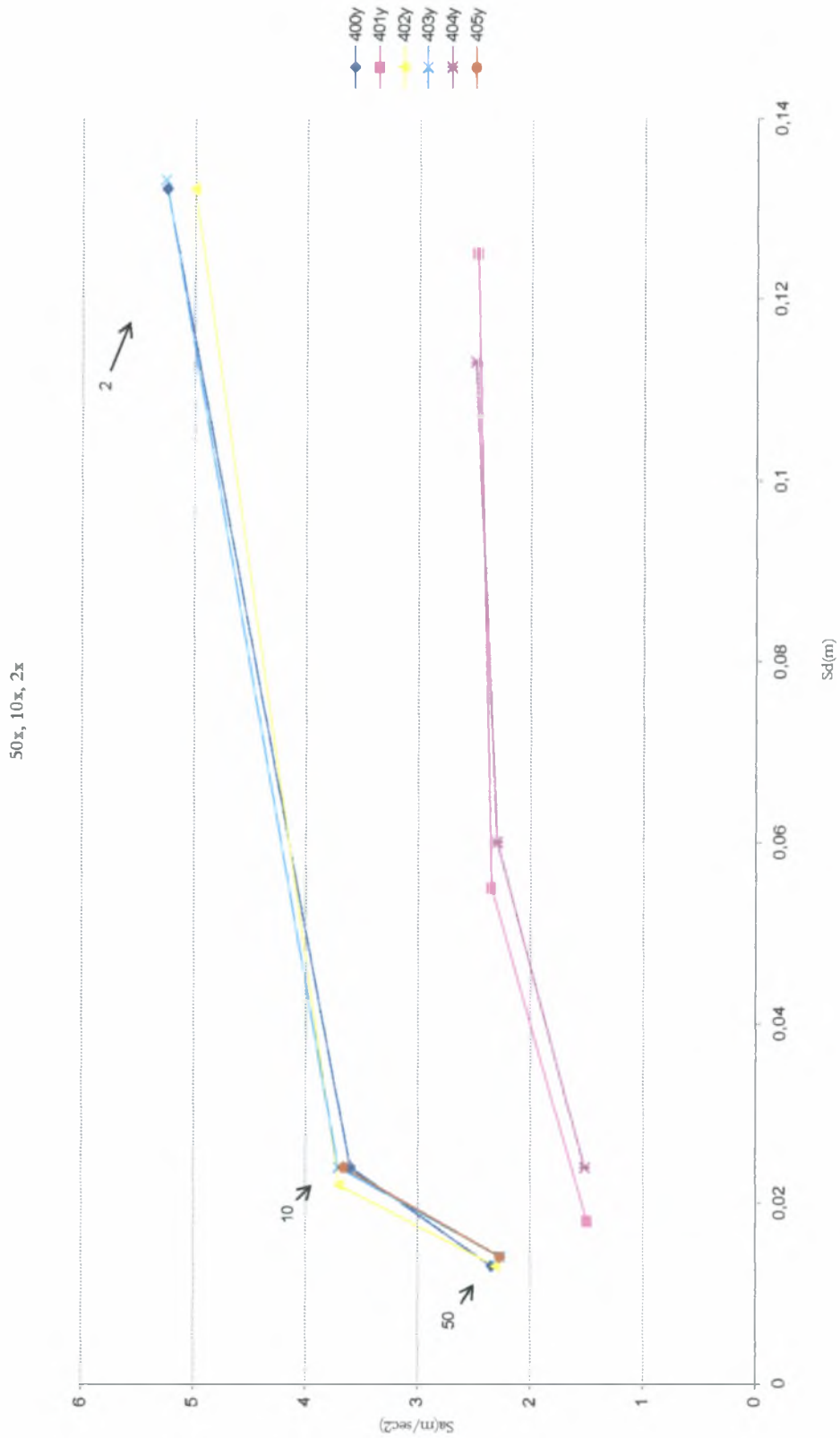
Γραφικά τα παραπάνω αποτελέσματα φαίνονται παρακάτω.



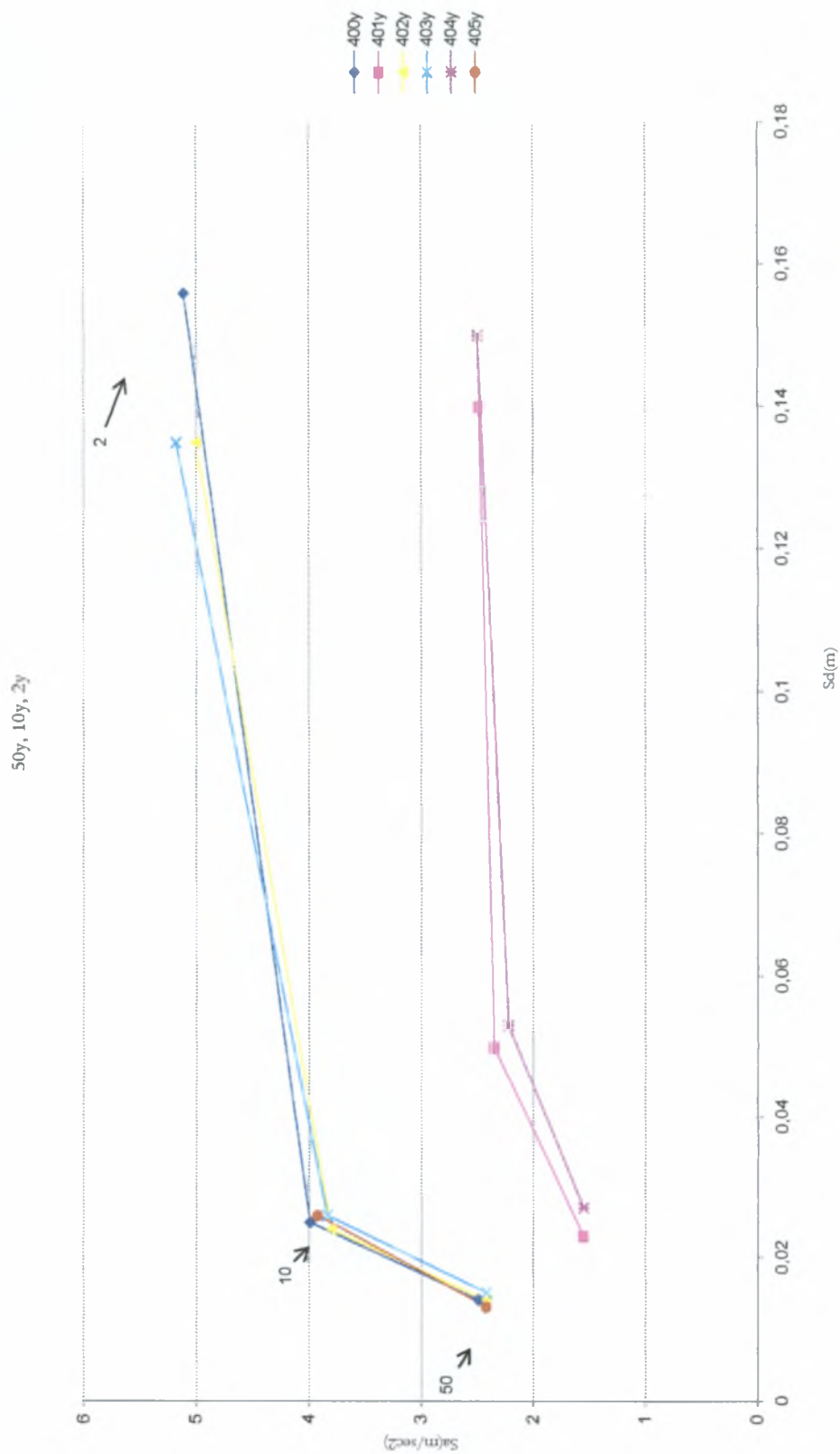
Εικόνα 6.76 Γραφική Απεικόνιση σημείων επιτελεσματικότητας για POVx και σεισμό κατά x



Εικόνα 6. 77 Γραφική Απεικόνιση σημείων επιτελεστικότητας για POVx και σεισμό κατά γ



Εικόνα 6. 78 Γραφική Απεικόνιση σημείων επιτελεστικότητας για ΡΟVγ και σεισμό κατά x



Εικόνα 6.79 Γραφική Απεικόνιση σημείων επιτελεστικότητας για ΡΟΝγ και σεισμό κατά γ



7. Συμπεράσματα

7.1 Στατική Υπερωθητική Ανάλυση

Η διενέργεια της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης προμηνύει την συμπεριφορά των μοντέλων στην μέθοδο φασματικής ικανότητας. Από τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα που παρουσιάζονται στις εικόνες 5.18 και 5.19 παρατηρούμε ότι τα μοντέλα χωρίζονται σε δυο ομάδες, σε αυτά που περιλαμβάνουν τοιχοποιία στο ισόγειο και σε αυτά που δεν περιλαμβάνουν τοιχοποιία στο ισόγειο. Γενικά παρατηρείται από τις καμπύλες push over, τόσο για την μια διεύθυνση όσο και για την άλλη, ότι πιο σημαντικό ρόλο παίζει η ύπαρξη τοιχοποιίας σε σχέση με τις υπόλοιπες κατασκευαστικές πρακτικές. Δεν παίζει δηλαδή τόσο καθοριστικό ρόλο δηλαδή ούτε η ύπαρξη φυτευτών υποστυλωμάτων στον τελευταίο όροφο ούτε η ύπαρξη κοντών υποστυλωμάτων στο ισόγειο.

Γενικά το αρχικό μοντέλο παρουσιάζει γραμμική συμπεριφορά μέχρι $P_y=2300\text{KN}$ μετακίνηση οροφής $0,025\text{m}$ όπου και ξεκινάει να μπαίνει στην πλαστική περιοχή. Για $P_u=4200\text{KN}$ και μετακίνηση οροφής $0,535\text{m}$ παρατηρείται κατάρρευση της κατασκευής. Τα ίδια χαρακτηριστικά με μικρές διαφοροποιήσεις παρουσιάζουν και τα μοντέλα που αφορούν κοντά και φυτευτά υποστυλώματα και αυτό γιατί περιλαμβάνουν τοιχοποιία στο ισόγειο. Το μοντέλο με τα κοντά υποστυλώματα ωστόσο παρουσιάζει μετακίνηση οροφής στην αστοχία μικρότερη από του αρχικού μοντέλου όπως αναμενόταν. Επιπλέον το μοντέλο με τα φυτευτά υποστυλώματα για σεισμό στην διεύθυνση z, στη μικρή διεύθυνση του κτιρίου δηλαδή, παρουσιάζει μετακίνηση οροφής στην αστοχία $0,19\text{m}$ πολύ μικρότερη της αντίστοιχης για το αρχικό μοντέλο. Το ίδιο ισχύει και για το συνδυασμό φυτευτών και κοντών υποστυλωμάτων. Η φέρουσα ικανότητα ωστόσο κυμαίνεται στα ίδια επίπεδα σε σχέση με το αρχικό μοντέλο. Το ερώτημα πλέον είναι θα ανταπεξέλθουν οι προς εξέταση κατασκευές στην ελάχιστη σεισμική διέγερση; Απάντηση θα δώσει η μέθοδος φασματικής ικανότητας.

7.2 Μέθοδος Φασματικής Ικανότητας

Η μέθοδος φασματικής ικανότητας δίνει το σημείο επιτελεστικότητας της υπό εξέταση κατασκευής. Δίνει δηλαδή την μέγιστη απαιτούμενη μετελαστική μετακίνηση στην κορυφή του κτιρίου για την συγκεκριμένη σεισμική διέγερση που μελετάται. Με την μέθοδο φασματικής ικανότητας δηλαδή προσδιορίζουμε την μετελαστική μετακίνηση που μπορεί να φέρει η κατασκευή και επιβάλλεται από την συγκεκριμένη σεισμική διέγερση. Για το αρχικό μοντέλο για POVx και για σεισμό κατά x, όπως φαίνεται και από τα συγκεντρωτικά διαγράμματα στις σελ 155 και εξής, το σημείο επιτελεστικότητας για σεισμό 10in50 προκύπτει (0.0275, 3.6). Η κατασκευή δηλαδή μπορεί να ανταπεξέλθει στην σεισμική διέγερση αλλά με βλάβες. Για σεισμό 2in50 προκύπτει (0.131, 5.25). Ισχύει ότι και προηγουμένως. Για σεισμό 50in50 προκύπτει η απαιτούμενη μετακίνηση της κατασκευής για την συγκεκριμένη σεισμική διέγερση ότι είναι μικρότερη από την διαθέσιμη πλαστιμότητα της κατασκευής. Επομένως το μοντέλο παρουσιάζει ελαστική συμπεριφορά γι' αυτήν την κατηγορία σειμού.

Η ίδια συμπεριφορά παρατηρείται και στα υπόλοιπα μοντέλα με διακυμάνσεις στις τιμές που λαμβάνει το σημείο επιτελεστικότητας σε κάθε περίπτωση. Μια περίπτωση που αξίζει να σχολιασθεί είναι η συμπεριφορά του μοντέλου με φυτευτά και κοντά υποστυλώματα. Όπως σχολιάστηκε προηγουμένως το μοντέλο αυτό παρουσιάζει μετακίνηση οροφής στην αστοχία στα 0,19m εκεί που τα υπόλοιπα μοντέλα που ανήκουν στην ομάδα που περιλαμβάνει τοιχοποιία στο ισόγειο παρουσιάζουν μετακίνηση οροφής στην αστοχία 0,40 έως 0,55m για το ίδιο φορτίο αστοχίας. Εξαιτίας αυτής της διαφοράς δεν υπάρχει σημείο τομής των καμπύλων της καμπύλης φασματικής ικανότητας με την καμπύλη που σχηματίζουν τα σημεία τομής των ευθειών Teq με τα αντίστοιχα διαγράμματα φασματικής απόκρισης ADRS. Επομένως όπως αναμενόταν η κατασκευή δεν μπορεί να ανταπεξέλθει στην σεισμική διέγερση 2in50. Η κατασκευή δηλαδή δεν είναι σε θέση να ανταπεξέλθει στη συγκεκριμένη σεισμική διέγερση που αντιστοιχεί στο συγκεκριμένο ADRS διάγραμμα.

Γενικά για τις μικρού μεγέθους διεγέρσεις παρατηρείται επί το πλείστον ελαστική συμπεριφορά σε εξαίρεση τα μοντέλα που περιλαμβάνουν πιλοτή. Τα μοντέλα πιλοτή και πιλοτή & φυτευτά υποστυλώματα μπορούν να ανταπεξέλθουν στη σεισμική διέγερση με βλάβες ενώ τα υπόλοιπα μοντέλα δεν παρουσιάζουν βλάβες υπό τη συγκεκριμένη σεισμική διέγερση. Για τις μεσαίου μεγέθους σεισμικές διεγέρσεις όλα τα μοντέλα που μελετήθηκαν ανταπεξέρχονται εμφανίζοντας βλάβες. Τέλος για τις μεγάλου μεγέθους σεισμικές διεγέρσεις γενικά τα μοντέλα ανταπεξέρχονται με εξαίρεση το μοντέλο φυτευτά & κοντά υποστυλώματα που καταρρέει.



1. Gary R. Searer, Eduardo A.Ferro : “CRITICISM OF UURRENT SEISMIC DESIGN AND CONSTRUCTION PRACTICE IN VENEZUELA: A BLEAK PERSPECTIVE” . Earthquake Spectra, Volume 20, November 2004.
2. Chatpan Chintanapakdee and Anil K. Chopra : “EVALUATION OF MODAL PUSHOVER ANALYSIS USING GENERIC FRAMES”. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2003.
3. Anil K. Chopra and Rakesh K. Goel: “CAPACITY DEMAND DIAGRAM METHODS FOR ESTIMATING SEISMIC DEFORMATION OF INELASTICSTRUCTURES: SDF SYSTEMS”, April 1999.
4. Manolis Papadrakakis, Michalis Fragiadakis, Nikos D. Lagaros, Varvara Rizou : “SEISMIC DESIGN OPTIMIZATION OF STEEL FRAMES INCORPORATING PUSHOVER ANALYSIS”, Design Optimization International Conference, Athens 2004.
5. Peter Fajfar: “CAPACITY SPECTRUM METHOD BASED ON INELASTIC DEMAND SPECTRA”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1999.
6. Μ. Παπαδορακάκης: “ΜΑΘΗΜΑΤΑ ΣΤΑΤΙΚΗΣ V. ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΡΑΒΔΩΤΩΝ ΦΟΡΕΩΝ. ΣΥΓΧΡΟΝΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ.”, Ε.Μ.Π, Αθήνα 2003.
7. T. Paulay and M.J.N. Priestley: “ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΚΑΙ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ”, εκδ. Κλειδάριθμος.
8. Γ.Γ. Πενέλης, Α.Ι.Κάππος: “ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ”, Εκδόσεις Ζήτη, Θεσ/νίκη.
9. Bruce A. Bolt: “ΣΕΙΣΜΟΙ”, Πανεπιστήμιο Berkeley, μετάφραση Ελένη Ιωαννίδου, Εκδόσεις Τροχαλία.

10. Ευρυπίδης Μυστακίδης, Δρ. Πολ. Μηχανικός, Επίκουρος Καθηγητής Στατικής Πανεπιστημίου Θεσσαλίας: “ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ”, Βόλος, Δεκεμβριος 2002.
11. Μακάριος Τριαντάφυλλος, Δρ Πολ. Μηχανικός, Ερευνητής του ΙΤΣΔΚ. : “ΕΠΙΜΟΡΦΩΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΓΙΑ ΠΕ ΜΗΧΑΝΙΚΟΥΣ ΜΕ ΘΕΜΑ: ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ”, Υπουργείο Εσωτερικών Δημόσιας Διοίκησης και Αποκέντρωσης, Ινστιτούτο Επιμόρφωσης, Αθήνα 2004.
12. Ινστιτούτο Τεχνικής Σεισμολογίας & Αντισεισμικών Κατασκευών : “Ο σεισμός του Βαρθολομιού. (M=5,6) , 2 Δεκεμβρίου 2002. Ισχυρή Εδαφική Δόνηση και Συμπεριφορά των Κατασκευών. ”, ΤΕΕ, Αθήνα 2003.
13. Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος 2000
14. Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000, ΥΠΕΧΩΔΕ, Αθήνα Ιανουάριος 2000.
15. Ι.Θ. Κατσικαδέλης: “ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ. ΤΟΜΟΣ Ι”, Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα 2002.
16. Ι.Θ. Κατσικαδέλης: “ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ. ΤΟΜΟΣ ΙΙ”, Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα 2002.
17. Θανάσης Χ. Τριανταφύλλου, Αναπληρωτής Καθηγητής Πανεπιστημίου Πατρών Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών : “ΔΟΜΙΚΑ ΥΛΙΚΑ”, 5^η έκδοση 2002.



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ
ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ



004000074679