

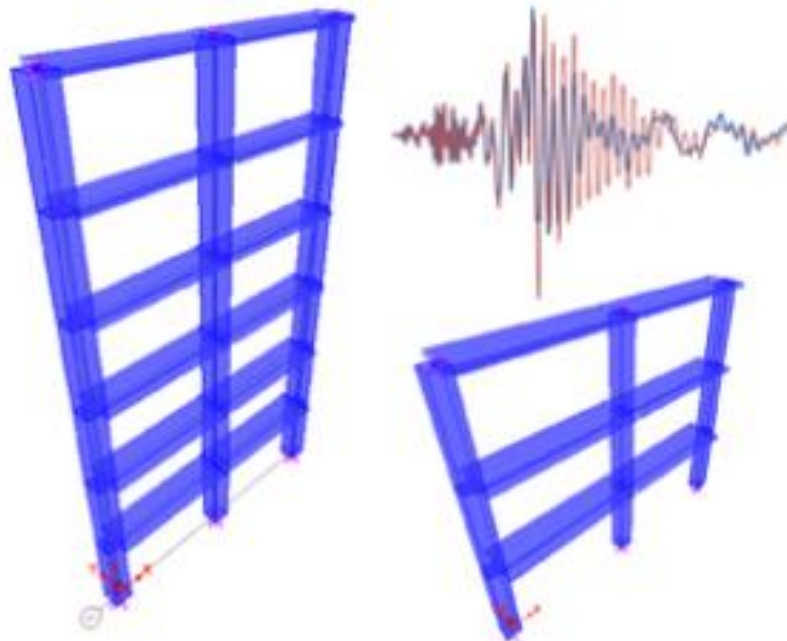


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΣΥΜΜΕΤΟΧΗΣ ΑΝΩΤΕΡΩΝ  
ΚΑΝΟΝΙΚΩΝ ΜΟΡΦΩΝ ΣΤΗΝ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ  
ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΠΡΟΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΜΕΝΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΣΕ  
ΣΕΙΣΜΟΥΣ ΚΟΝΤΙΝΟΥ ΠΕΔΙΟΥ**



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΚΑΝΕΛΛΟΠΟΥΛΟΥ ΜΑΡΙΑ**

Επιβλέπων : Ι. Ψυχάρης, Αναπληρωτής καθηγητής Ε.Μ.Π.

Συνεπιβλέπων : Χ. Μανιατάκης, Πολιτικός μηχανικός Υ.Δ.

ΑΘΗΝΑ 2012

Θα ήθελα να ευχαριστήσω ιδιαίτερα τον καθηγητή μου κύριο Ι. Ψυχάρη και τον κύριο Χ. Μανιατάκη υποψήφιο διδάκτορα, για την πολύτιμη βοήθεια τους και τις γνώσεις που μου προσέφεραν κατά την περάτωση της παρούσας εργασίας.

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1- Εισαγωγή.....	1
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2- Σεισμική διέγερση κοντινού πεδίου	
2.1 Οι επιδράσεις του κοντινού πεδίου .....	3
2.2 Παραμετροποίηση των εδαφικών κινήσεων κοντινού πεδίου .....	7
2.3 Κυματική ανάλυση με βάση το προσομοίωμα Baker.....	15
2.4 Επιδράσεις της παραμένουσας μετακίνησης.....	25
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3- Θεωρητικό υπόβαθρο	
3.1 Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας .....	26
3.2 Προκατασκευασμένα κτίρια.....	34
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4- Μέθοδοι Ανάλυσης	
4.1 Ελαστικές.....	37
4.2 Ανελαστικές.....	38
4.2.1 Ιδιομορφική ανελαστική δυναμική ανάλυση (UMRHA).....	38
4.2.2 Ιδιομορφική Ανελαστική στατική ανάλυση (MPA).....	41
4.2.3 Δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας.....	42
4.3 Μέθοδος Rejec et al.....	42
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5- ΦΟΡΕΙΣ	
5.1 Γενικά στοιχεία.....	45
5.2 Περιγραφή φορέων.....	46
5.2.1 Υλικά.....	46
5.2.2 Αρχικά κτίρια.....	47
5.2.3 Τα πλαίσια της εργασίας.....	51
5.3 Εισαγωγή των φορέων στο SAP2000.....	52
5.3.1 Προσομοίωση και φόρτιση.....	52
5.3.2 Αναλύσεις στο πρόγραμμα.....	55
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6- Σεισμοί	
6.1 Επιλογή σεισμών.....	57
6.2 Κλιμάκωση των σεισμών.....	60
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7- Ανάλυση τριώροφου πλαισίου	

7.1 Γενική περιγραφή της διαδικασίας.....	63
7.2 Υπολογισμός ιδιοπεριόδων –ιδιομορφών του πλαισίου.....	63
7.3 Καμπύλες αντίστασης της κατασκευής .....	64
7.4 Φάσμα αντίστασης μονοβάθμιου ταλαντωτή.....	67
7.5 Επίλυση ανελαστικής ανάλυσης χρονοϊστορίας μονοβάθμιου.....	69
7.6 Υπολογισμός ζητούμενων μεγεθών.....	69
7.7 Ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας πολυβάθμιου συστήματος.....	70
7.8 Τέμνουσες δυνάμεις που προκύπτουν από τη θεώρηση των Rejec <i>et al</i> .....	70
7.9 Σεισμοί.....	70
Σεισμός G0290.....	71
Σεισμός jen022.....	76
Σεισμός YER270.....	81
Σεισμός CYC195.....	87
7.10 Πλαστιμότητες .....	92
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8- Ανάλυση εξάώροφου πλαισίου</b>	
8.1 Εξάώροφο πλαίσιο.....	96
8.2 Καμπύλη αντίστασης της κατασκευής.....	97
8.3 Φάσμα αντίστασης μονοβάθμιου ταλαντωτή.....	99
8.4 Υπολογισμός ζητούμενων μεγεθών.....	101
8.5 Σεισμοί.....	101
Σεισμός G0290.....	102
Σεισμός jen022.....	107
Σεισμός YER270.....	111
Σεισμός TCU049E.....	115
8.6 Πλαστιμότητες.....	120
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9- Σύνοψη-Συμπεράσματα</b>	
9.1 Διαδικασία.....	123
9.2 Αποτελέσματα.....	124
9.3 Συμπεράσματα.....	128
<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ</b> .....	129
<b>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ</b> .....	



## **ABSTRACT**

At engineering practice the structures are usually designed considering their behavior under far-field earthquakes. However, recently contacted extensive research indicates that the structural response significantly alters when structures are located near the epicenter of the earthquake. For this reason, the attention of the scientific community has been focused on determining the response of structures under near field seismic excitations.

In this dissertation the seismic response of precast concrete frames is examined. For such frames, the estimation of dynamic forces acting on beam-column connections is crucial. Eurocode 8 applies design criteria and provisions for this type of connections. For dry pinned connections which are commonly used in Europe, following the paragraph §5.11.2.1.2 of Eurocode 8 for seismic design, the load values for these connections should be calculated based on the capacity design rules. In a single-storey building the inertial force and the shear resistance can be easily calculated by static equilibrium of forces. In a multi-storey building, though, the problem is more complicated due to the many degrees-of-freedom and the effects of higher modes.

Consequently, various methods of analysis have been found to account for higher-mode effects and properly estimate forces in multi degree-of-freedom (MDOF) systems. The nonlinear response history analysis (NLRHA) is considered as the most accurate method as it examines the inelastic response of the building by solving the equations of motion at each time increment. However, it is a time consuming and computationally complex process. Thus, other methods have been proposed to overcome the shortcomings of NLRHA. Most current seismic codes propose the modal response spectrum analysis method (MRSA) which considers all significant eigenmodes, and the linear static analysis (LSA) which uses only the first mode. During recently contacted experiments on precast buildings it has been shown that those methods provide much lower values of the inertial forces compared to those that are actually applied to the structure. As a result, other methods should be applied to accurately calculate the real inertial forces.

In the present study the uncoupled modal response history analysis (UMRHA) method is used. UMRHA assumes that the modes of an MDOF system may be considered as uncoupled, even for inelastic response, and examines the response of equivalent SDOF systems, equal in number as the significant modes. Through the study of two precast frames, a six-storey and a three-storey one, which are subjected to several near-field seismic excitations, the accuracy of the above method is evaluated and the significance of higher-

mode effects is assessed. The results of UMRHA are compared with the results of NLRHA, which is considered as the reference method.

The same procedure is followed for two other methods available in the literature. The first is the modal pushover analysis method (MPA) that resembles to the standard UMRHA, but involves the maximum values of the pushover curve for each mode. UMRHA and MPA were originally proposed by Chopra and Goel (2001). In addition, a recently proposed method by Rejec *et al* (2012) is applied to estimate story forces. The first three translational modes are considered for all methods examined.

Two precast plan-symmetric three-dimensional reinforced concrete buildings are initially designed, one with six and one with three floors, in accordance with the provisions of the former Greek Aseismic Code EAK 2000 (EPPO 2000). Each building consists of two symmetric frames at the longitudinal direction (x-x) and three symmetric frames at the transverse direction (y-y). Two internal frames along the longitudinal direction are finally selected and modeled as two-dimensional using linear finite elements with concentrated hinges at both ends of each column. The columns are fixed at the base of the ground floor.

As it appears in the following chapters, UMRHA can provide satisfactorily accurate results, using only the first mode, as far as the maximum displacement and the displacement time-history are concerned. This regards also the inter-storey drifts. On the contrary, both story inertial forces, which are critical to the design of beam-column connections, and story shear forces are significantly underestimated when the contribution of higher modes is neglected. In all cases, the role of the second mode is significant to the forces and its consideration yields to acceptably accurate results. The third mode enhances even more the results and in several cases presents unexpectedly significant influence to the overall response. MPA also provides accurate results when three modes are included. Finally, the analyses indicate that the method proposed by Rejec *et al* (2012) might provide both conservative and non-conservative results which are sensitive to the accuracy of assumed behavior factor.

The significance of higher-mode effects may be assessed by the frequency characteristics of the selected case-study frames. Precast structures are relatively slender; thus, it is possible that the first mode is located outside the acceleration-sensitive region of the spectra and higher modes comprise significantly higher spectral acceleration values. It should be also noted that the reduction factor and the ductility factor for each mode might be significantly different.

In conclusion, both UMRHA and MPA provided reliable results for the precast frame structures examined. The consideration of the higher modes is necessary, especially in the estimation of story forces of precast buildings. The application of the aforementioned methods could be useful in occasions, where the procedures proposed by Eurocode 8 seem to be less accurate.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

### Εισαγωγή

Οι κατασκευές παραδοσιακά, εξετάζονται ως προς τη συμπεριφορά τους σε σεισμούς μακρινού πεδίου. Διάφορες όμως καταγραφές των τελευταίων δεκαετιών μαρτυρούν ότι η απόκριση των κατασκευών αλλάζει όταν αυτές βρίσκονται κοντά στο επίκεντρο του σεισμού. Για το λόγο αυτό, η προσοχή της επιστημονικής κοινότητας έχει στραφεί στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων στις κατασκευές σε καταπόνησή τους σε σεισμούς εγγύς πεδίου.

Στην εργασία αυτή θα ασχοληθούμε με προκατασκευασμένους φορείς από σκυρόδεμα. Για τέτοιους φορείς κατά τη διάρκεια σεισμών κρίσιμες είναι οι περιοχές σύνδεσης δοκών-υποστυλωμάτων. Ο Ευρωκώδικας έχει κάποια κριτήρια σχεδιασμού και κάποιες διατάξεις για τις συνδέσεις. Για τις αρθρωτές με πείρους υπερδιαστασιολογημένες συνδέσεις που συνηθίζονται στην Ευρώπη, ακολουθώντας τον Ευρωκώδικα 8 για τον αντισεισμικό σχεδιασμό, δεν επιτρέπουμε στους πείρους να διαρρεύσουν. Σύμφωνα δηλαδή με την παράγραφο 5.11.2.1.2 του Ευρωκώδικα 8 τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού συνδέσεων αυτών πρέπει να υπολογίζονται με βάση τους κανόνες ικανοτικού σχεδιασμού, που δίνουν τα μέγιστα μεγέθη που μπορεί να αναπτυχθούν. Μένει ο υπολογισμός αυτών, και συγκεκριμένα των δυνάμεων που δέχεται η κάθε σύνδεση το οποίο μας ενδιαφέρει. Σε ένα μονοβάθμιο ο προσδιορισμός της αδρανειακής δύναμης και της τέμνουσας είναι απλός μέσω της ισορροπίας δυνάμεων. Όταν όμως η κατασκευή είναι πολυώροφη και άρα το σύστημα πολυβάθμιο, το πρόβλημα είναι πιο σύνθετο λόγω ύπαρξης ανωτέρων ιδιομορφών.

Εφαρμόζουμε συνεπώς, διάφορες μεθόδους ανάλυσης για να ξεπεράσουμε αυτή τη δυσκολία. Η ακριβέστερη φαίνεται να είναι η δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας, επειδή μελετά ανελαστικά το φορέα με τη πραγματική φόρτιση κάθε χρονική στιγμή κατά τη διάρκεια του σεισμού. Είναι όμως μια χρονοβόρα και υπολογιστικά σύνθετη διαδικασία. Έτσι, έχουν βρεθεί άλλες μέθοδοι που έχουν ως ζητούμενο την βελτιστοποίηση χρόνου και αξιοπιστίας των αποτελεσμάτων. Οι περισσότεροι και ο ισχύων κανονισμός προτείνουν την φασματική μέθοδο με βάση το φάσμα σχεδιασμού τους, και την ισοδύναμη ανελαστική στατική ανάλυση η οποία χρησιμοποιεί μόνο την πρώτη ιδιομορφή. Σε διάφορα πειράματα με προκατασκευασμένα κτίρια που έχουν γίνει, ακόμα και λίγων ορόφων, έχει αποδειχθεί ότι αυτές δίνουν τιμές πολύ μικρότερες σε σύγκριση με τα πραγματικά αποτελέσματα. Γι' αυτό αναζητούμε νέες μεθόδους που θα ανταποκρίνονται στις πραγματικές απαιτήσεις.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία χρησιμοποιείται η ιδιομορφική ανελαστική δυναμική ανάλυση, η οποία λαμβάνει υπόψη της παραπάνω από μία ιδιομορφές. Μέσω της μελέτης δύο φορέων, ενός εξάωροφου και ενός τριώροφου, οι οποίοι υποβάλλονται σε σεισμικές διεγέρσεις κοντινού πεδίου, αξιολογείται η παραπάνω μέθοδος και διερευνάται η συμμετοχή των ανώτερων κανονικών ιδιομορφών στην απόκριση τους, καθώς τα αποτελέσματα συγκρίνονται με αυτά που προκύπτουν από την ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας.

Οι φορείς που αναλύουμε είναι προκατασκευασμένα επίπεδα πλαίσια από σκυρόδεμα και έχουν σχεδιαστεί σύμφωνα με τις οδηγίες του Ελληνικού Αντισεισμικού Σχεδιασμού (ΕΑΚ).

Το πρώτο κεφάλαιο είναι η εισαγωγή όπου αναφέρεται συνοπτικά το περιεχόμενο ολόκληρης της διπλωματικής εργασίας, καθώς και του κάθε κεφαλαίου.

Στο δεύτερο κεφάλαιο δίνονται κάποια θεωρητικά στοιχεία για τους σεισμούς κοντινού πεδίου και τον προσδιορισμό της δεσπόζουσας ιδιοπεριόδου ενός τέτοιου σεισμού μέσω του προσομοιώματος Baker.

Στο τρίτο κεφάλαιο αναλύεται ο αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας και δίνονται κάποια στοιχεία για τη σεισμική συμπεριφορά προκατασκευασμένων φορέων καθώς τέτοιου είδους φορείς αναλύονται στην παρούσα εργασία.

Στο τέταρτο κεφάλαιο περιγράφονται όλοι οι μέθοδοι ανάλυσης που στη συνέχεια θα υποβληθούν οι φορείς μας, κυρίως οι ορισμοί των μεγεθών του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος και η ιδιομορφική ανελαστική δυναμική ανάλυση.

Στο πέμπτο κεφάλαιο δίνονται αναλυτικά τα στοιχεία των δύο που χρησιμοποιήθηκαν. Δίνονται κατόψεις της κατασκευής, στοιχεία των διατομών των μελών (σχήμα, διαστάσεις), τα φορτία, καθώς και των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν (χάλυβας). Τέλος περιγράφεται ο τρόπος προσομοίωσης των κτιρίων.

Στο έκτο κεφάλαιο δίνονται οι σεισμοί και ο τρόπος με τον οποίο αυτοί κλιμακώθηκαν ώστε να φορτίσουν τους φορείς μας.

Στο έβδομο κεφάλαιο παρουσιάζονται όλα τα αποτελέσματα από την ανάλυση του τριώροφου πλαισίου. Δίνονται τα διαγράμματα σύγκρισης των αποτελεσμάτων της μεθόδου της ιδιομορφικής ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης σε σχέση με αυτά που προκύπτουν από τη δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας στον πολυβάθμιο φορέα και σχολιάζονται τα εξαγόμενα.

Στο όγδοο κεφάλαιο γίνονται τα αντίστοιχα με το προηγούμενο αλλά για το εξαώροφο πλαίσιο αυτή τη φορά.

Στο ένατο κεφάλαιο γίνεται μια συνοπτική ανακεφαλαίωση των αποτελεσμάτων και συμπερασμάτων που προέκυψαν στα δύο προηγούμενα κεφάλαια.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

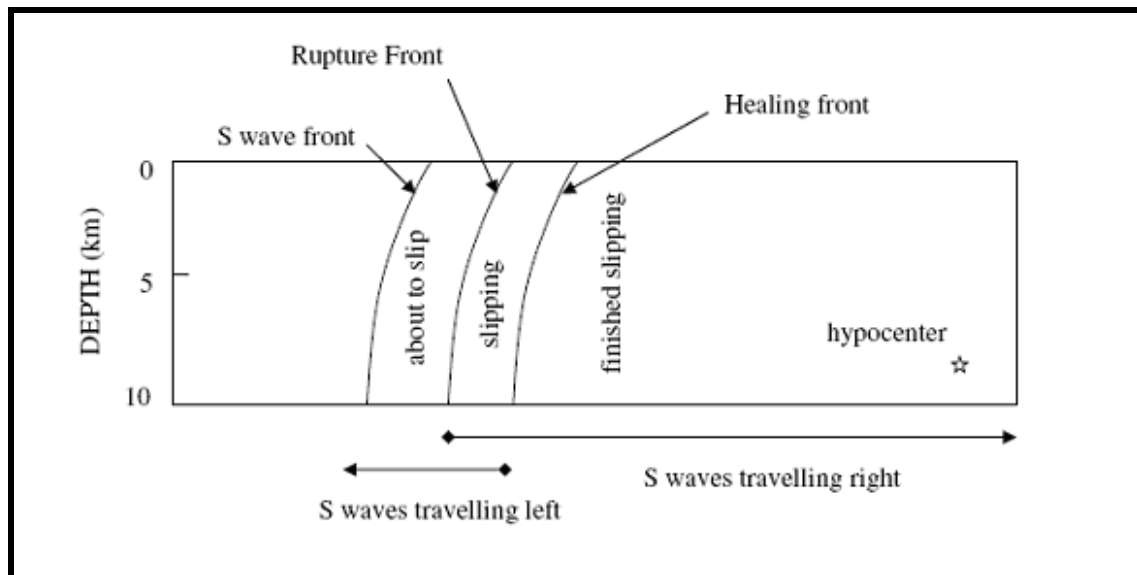
### Σεισμική διέγερση κοντινού πεδίου

#### 2.1 Οι επιδράσεις του κοντινού πεδίου

Η εδαφική κίνηση κοντά σε ένα ρήγμα μπορεί να διαφέρει σημαντικά από τις διεγέρσεις που καταγράφονται μακριά από τη σεισμική πηγή. Ως σεισμοί κοντινού πεδίου θεωρούνται αυτοί που καταγράφονται μέσα σε μια απόσταση περίπου 20-60 km από ένα ρήγμα. Μέσα σε αυτήν την ζώνη κοντινού πεδίου, οι εδαφικές κινήσεις επηρεάζονται σημαντικά από το μηχανισμό διάρρηξης, την κατεύθυνση της διάδοσης της διάρρηξης σε σχέση με την περιοχή, και τις πιθανές μόνιμες εδαφικές μετατοπίσεις ως αποτέλεσμα της ολίσθησης του ρήγματος. Αυτοί οι παράγοντες οδηγούν στα αποτελέσματα που καλούνται ως "κατευθυντικότητα της διάρρηξης" και "παραμένουσα μετακίνηση" (fling step).

Η εμπρόσθια κατευθυντικότητα (forward directivity) εμφανίζεται όταν η διάδοση της διάρρηξης γίνεται προς μια περιοχή και η κατεύθυνση της ολίσθησης στο ρήγμα είναι επίσης προς την περιοχή. Αυτό εμφανίζεται επειδή η ταχύτητα της διάρρηξης στο ρήγμα είναι κοντά (γενικά λίγο μικρότερη) στην ταχύτητα διατμητικών κυμάτων του βράχου κοντά στην πηγή. Για έναν μηχανισμό οριζόντιας ολίσθησης (σχήμα 2.1), όπου το μέτωπο διάρρηξης διαδίδεται μακριά από το υπόκεντρο και προς μια περιοχή, η ενέργεια συσσωρεύεται κοντά στο μέτωπο διάρρηξης από κάθε διαδοχική ζώνη της ολίσθησης κατά μήκος του ρήγματος. Το μέτωπο των κυμάτων φθάνει ως ένας μεγάλος παλμός της κίνησης. Ο παλμός της κίνησης χαρακτηρίζεται από το μεγάλο εύρος ενδιάμεσα στις μεγάλες περιόδους και τη μικρή διάρκεια.

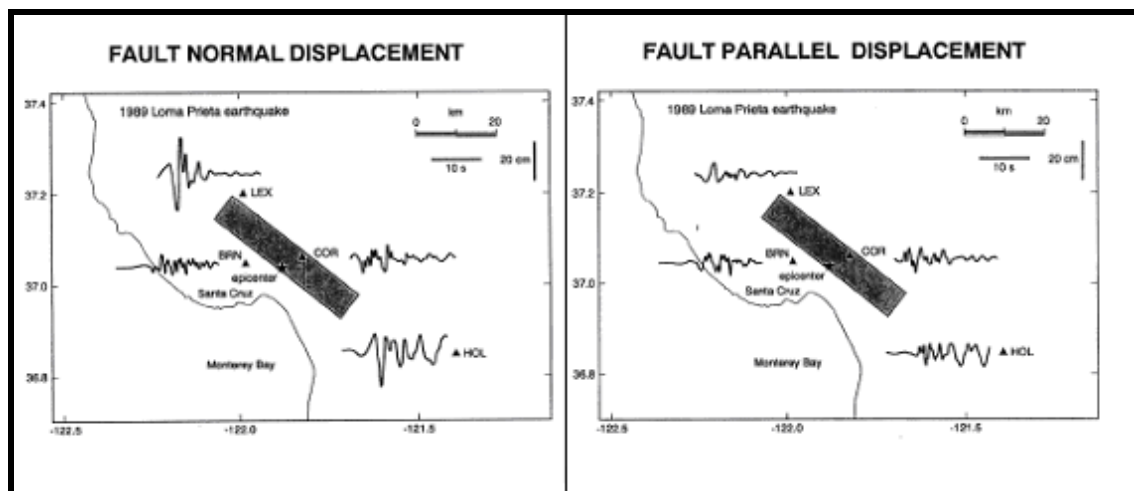
Εάν μια περιοχή βρίσκεται κοντά στο επίκεντρο, δηλαδή, η διάρρηξη διαδίδεται μακριά από την περιοχή, η άφιξη κάθε παλμού επιμέρους σεισμικής διάρρηξης γίνεται στο τέλος του προηγούμενου του. Αυτός ο όρος, καλούμενος ως "οπίσθια κατευθυντικότητα" (backward directivity), χαρακτηρίζεται από κινήσεις με σχετικά μεγάλη διάρκεια και μικρό εύρος. Η "ουδέτερη κατευθυντικότητα" (neutral directivity) εμφανίζεται όταν η ρήξη δεν είναι ούτε προς ούτε μακριά από την περιοχή.



Σχήμα 2.1: Σχηματικό διάγραμμα επίδρασης της κατευθυντικότητας της διάρρηξης για ένα οριζόντιο ρήγμα ολίσθησης. Η διάρρηξη αρχίζει στο υπόκεντρο και διαδίδεται με μια ταχύτητα που είναι περίπου 80% της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων. Η εικόνα παρουσιάζει ένα στιγμιότυπο του μετώπου ρήξης σε μια δεδομένη στιγμή (από Somerville et al 1997a).

Οι επιδράσεις της κατευθυντικότητας της διάρρηξης στις εδαφικές μετατοπίσεις που καταγράφηκαν κατά τη διάρκεια του σεισμού στο Loma Prieta του 1989 παρουσιάζονται στο σχήμα 2.2. Το επίκεντρο του σεισμού είναι κοντά στο Corralitos και Branciforte Drive, όπου οι οριζόντιες εδαφικές μετακινήσεις είναι μέτριες και στις κάθετες και στις παράλληλες με το ρήγμα συνιστώσες. Αυτό αποδίδεται στην οπίσθια κατευθυντικότητα. Στα άκρα του ρήματος εντούτοις, στο Lexington Dam και το Hollister, η εμπρόσθια κατευθυντικότητα αναγκάζει τις οριζόντιες εδαφικές κινήσεις στην κάθετη διεύθυνση του ρήματος να είναι παλμικές και πολύ μεγαλύτερες από τις κινήσεις των παράλληλων συνιστωσών του ρήματος, οι οποίες είναι παρόμοιες με εκείνες κοντά στο επίκεντρο. Οι μεγάλες παλμικές κινήσεις εμφανίζονται μόνο στην κάθετη με το ρήγμα συνιστώσα (fault normal) και μόνο μακριά από το επίκεντρο.

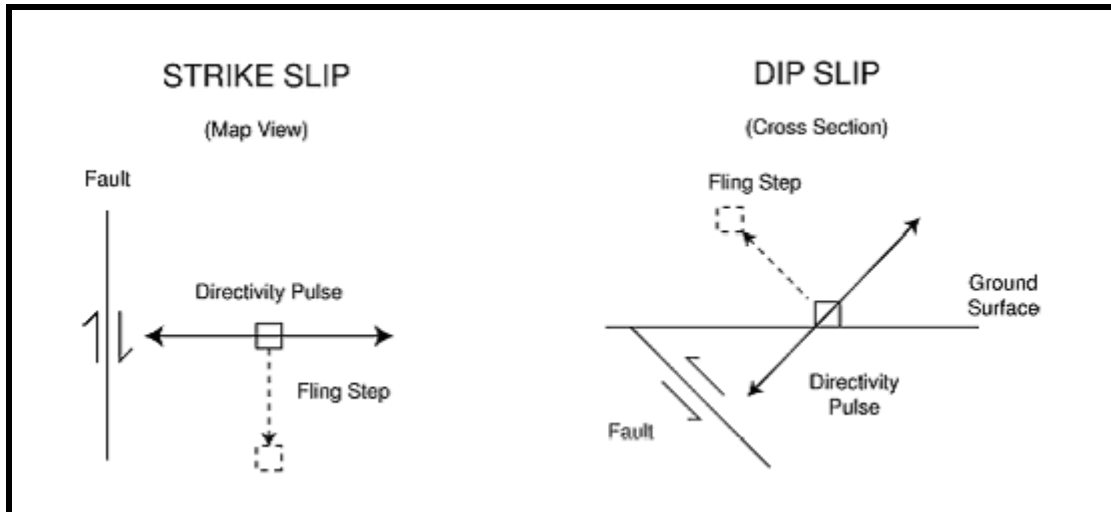
Τα φαινόμενα της κατευθυντικότητας της διάρρηξης μπορούν να παρουσιαστούν τόσο σε ρήματα οριζόντιας ολίσθησης, όσο και σε κατακόρυφης ολίσθησης - βύθισης. Στις περιπτώσεις ρήματος κατακόρυφης βύθισης, οι συνθήκες εμπρόσθιας κατευθυντικότητας εμφανίζονται για περιοχές κοντά στην προβολή του επάνω-τεμάχους του ρήματος. Σε μηχανισμούς οριζόντιας ολίσθησης, ο τρόπος εκπομπής ενέργειας λόγω διάτμησης σε ένα ανάστροφο ρήγμα αναγκάζει τον παλμό της κίνησης να είναι προσανατολισμένος κάθετα στα οριζόντια ρήματα (Somerville et al, 1997a).



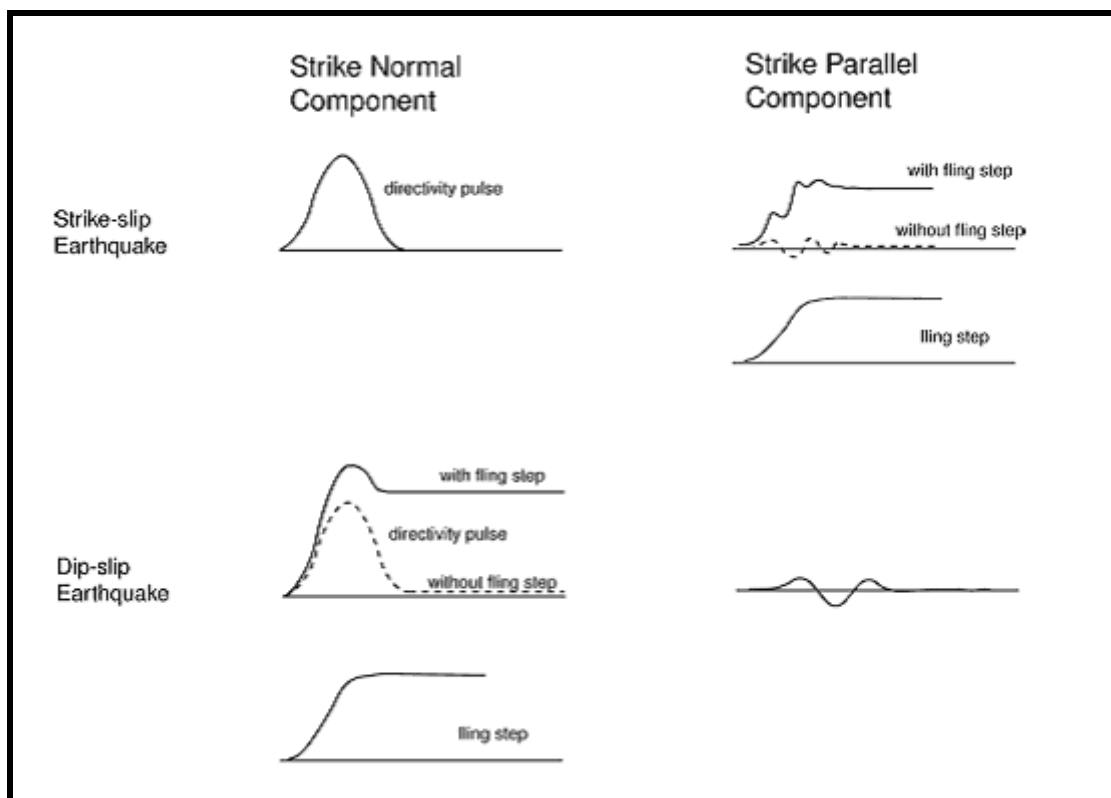
Σχήμα 2.2: Αποτελέσματα της κατευθυντικότητας της διάρρηξης στις καταγραμμένες χρονοϊστορίες μετακινήσεων του σεισμού του Loma Prieta του 1989, για τις κάθετες (αριστερά) και παράλληλες (δεξιά) στο ρήγμα συνιστώσες. Πηγή: EERI, 1995.

Οι σύγχρονες ψηφιακές καταγραφές των εδαφικών κινήσεων κοντινού πεδίου περιέχουν μόνιμες εδαφικές μετακινήσεις λόγω του στατικού πεδίου παραμόρφωσης του σεισμού. Αυτές οι στατικές μετατοπίσεις, που καλούνται "παραμένουσες μετακινήσεις" (fling step) εμφανίζονται μετά από ένα χρονικό διάστημα αρκετών δευτερολέπτων καθώς η ολίσθηση του ρήγματος προχωρά. Οι παραμένουσες μετακινήσεις (fling step) εμφανίζονται παράλληλες στην διεύθυνση ολίσθησης του ρήγματος, και επομένως δεν συνδέονται άμεσα με τις προαναφερθείσες δυναμικές μετακινήσεις που καλούνται "παλμός κατευθυντικότητας της διάρρηξης". Στα ρήγματα οριζόντιας ολίσθησης, ο παλμός κατευθυντικότητας εμφανίζεται στην κάθετη συνιστώσα ενώ η παραμένουσα μετακίνηση εμφανίζεται στην παράλληλη συνιστώσα. Στα ρήγματα κατακόρυφης βύθισης, τόσο η παραμένουσα μετακίνηση όσο και ο παλμός κατευθυντικότητας εμφανίζονται στην κάθετη συνιστώσα. Οι προσανατολισμοί της παραμένουσας μετακίνησης και του παλμού κατευθυντικότητας για ρήγματα οριζόντιας ολίσθησης και κατακόρυφης βύθισης παρουσιάζονται στο σχήμα 2.3, και οι χρονοϊστορίες στις οποίες αυτές οι συνεισφορές εμφανίζονται μαζί και χωριστά, παρουσιάζονται στο σχήμα 2.4.





Σχήμα 2.3: Σχηματικό διάγραμμα που δείχνει τους προσανατολισμούς της παραμένουσας μετακίνησης και του παλμού κατευθυντικότητας για ρήγμα οριζόντιας ολίσθησης και για ρήγμα κατακόρυφης βύθισης.



Σχήμα 2.4: Σχηματικό διάγραμμα των χρονοϊστοριών για ρήγμα οριζόντιας ολίσθησης και ρήγμα κατακόρυφης βύθισης στο οποίο η παραμένουσα μετακίνηση και ο παλμός κατευθυντικότητας δείχνονται μαζί και χωριστά.

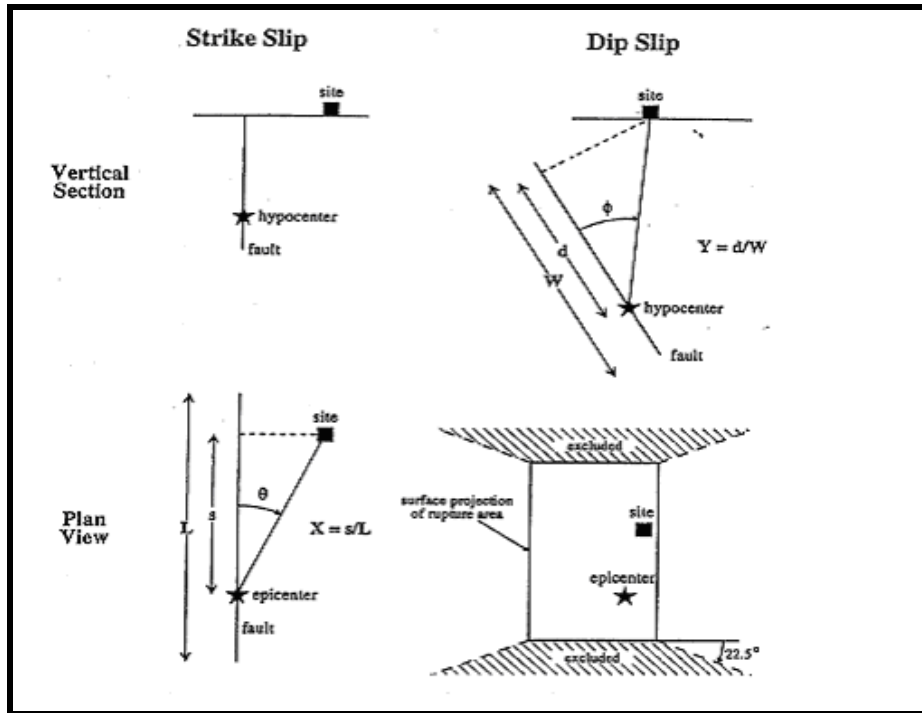
Τα διαθέσιμα στοιχεία κινήσεων που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για να μετρηθούν οι επιδράσεις του κοντινού πεδίου είναι περιορισμένα. Ωστόσο, οι πρόσφατοι σεισμοί στην

Τουρκία και την Ταϊβάν έχουν συμπληρώσει σημαντικά τη βάση δεδομένων εδαφικών κινήσεων κοντινού πεδίου.

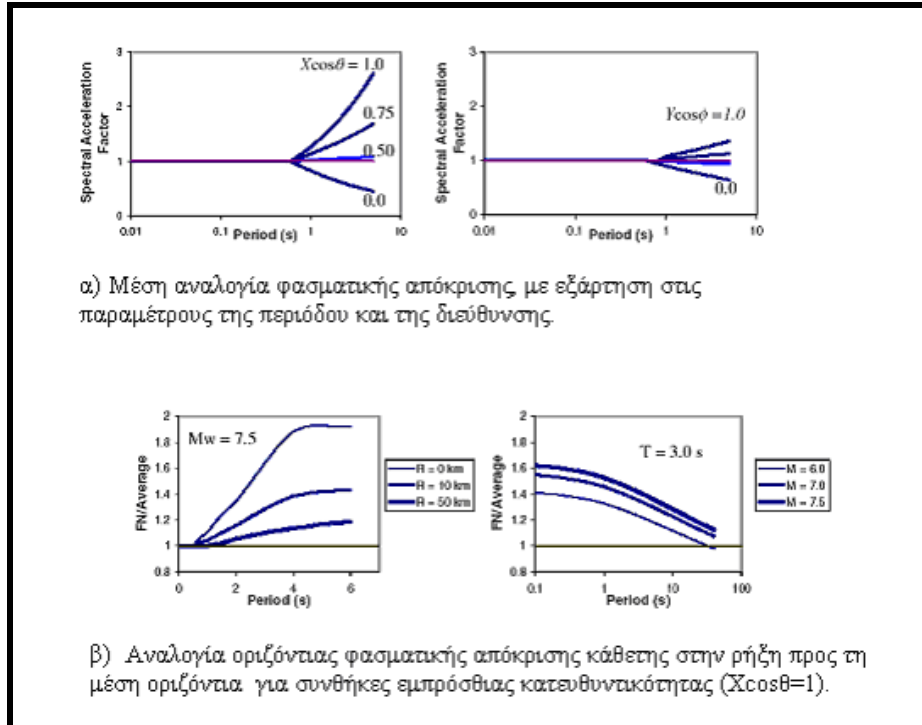
## 2.2 Παραμετροποίηση των εδαφικών κινήσεων κοντινού πεδίου

Οι Somerville et al (1997a) παραμετροποίησαν τις συνθήκες που οδηγούν σε εμπρόσθια και οπίσθια κατευθυντικότητα. Όπως φαίνεται στο σχήμα 2.5, η διαφοροποίηση στο χώρο, των επιδράσεων της κατευθυντικότητας εξαρτάται από τη γωνία μεταξύ της κατεύθυνσης της διάδοσης ρήξης και της κατεύθυνσης των κυμάτων που ταξιδεύουν από το ρήγμα στην περιοχή ( $\theta$  για τα ρήγματα οριζόντιας ολίσθησης, και  $\phi$  για τα ρήγματα ολίσθησης βύθισης), και στο μέρος της επιφάνειας διάρρηξης του ρήγματος που βρίσκεται μεταξύ του υποκέντρου και της εξεταζόμενης περιοχής ( $X$  για τα ρήγματα οριζόντιας ολίσθησης και  $Y$  για τα ρήγματα κατακόρυφης βύθισης). Τα σημαντικότερα αποτελέσματα εμπρόσθιας κατευθυντικότητας προκύπτουν από τις μικρότερες γωνίες μεταξύ της εξεταζόμενης περιοχής και του ρήγματος και για τα μεγαλύτερα μέρη του διερρηγμένου ρήγματος μεταξύ της θέσης και υποκέντρου. Πρέπει να σημειωθεί ότι ακόμα και όταν ικανοποιούνται οι γεωμετρικές συνθήκες για την εμπρόσθια κατευθυντικότητα, τα αποτελέσματα της εμπρόσθιας κατευθυντικότητας μπορούν να μην εμφανιστούν. Αυτό θα μπορούσε να συμβεί εάν ένας σταθμός είναι στο τέλος ενός ρήγματος και η διάρρηξη εμφανίζεται προς το σταθμό αλλά η ολίσθηση συγκεντρώνεται προς το τέλος του ρήγματος όπου ο σταθμός βρίσκεται.

Για να ληφθούν υπ όψιν τα αποτελέσματα της κατευθυντικότητας, οι Somerville et al (1997a) συσχέτισαν τις ανηγμένες προς ένα μέσο φάσμα, τιμές των φασμάτων απόκρισης (με 5% απόσβεση) με τις γεωμετρικές παραμέτρους που καθορίζονται στο σχήμα 2.5, και τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται στο σχήμα 2.6. Οι παράμετροι εδαφικής κίνησης που τροποποιούνται είναι τα μέσα οριζόντια φάσματα απόκρισης και ο λόγος των φασμάτων απόκρισης για την κάθετη και την παράλληλη στο ρήγμα συνιστώσα. Οι παράγοντες κοντινής πηγής καθορίζονται για αποστάσεις μικρότερες από 15km και για τρεις διαφορετικούς τύπους σεισμικών πηγών (πίνακας 2.1). Οι παράγοντες κοντινής πηγής από τον κανονισμό UBC (1997) είναι συμβατοί με το μέσο όρο των καθέτων και των παράλληλων στο ρήγμα συνιστωσών στο μοντέλο Somerville et al (1997a), και ως εκ τούτου, οι διατάξεις του κανονισμού δεν εξετάζουν τη μεγαλύτερη κάθετη συνιστώσα της κίνησης Somerville (1998).



Σχήμα 2.5: Οι παράμετροι που χρησιμοποιούνται για να ερμηνεύσουν τις συνθήκες της κατευθυντικότητας της διάρρηξης από Somerville et al (1997).



α) Μέση αναλογία φασματικής απόκρισης με εξάρτηση στις παραμέτρους της περιόδου και της διεύθυνσης

β) Αναλογία οριζόντιας φασματικής απόκρισης κάθετης στην ρήξη προς τη μέση οριζόντια για συνθήκες εμπρόσθιας κατευθυντικότητας ( $X \cos \theta = 1$ ).

Σχήμα 2.6: Προβλέψεις από την σχέση των Somerville et al (1997 a) μεταξύ διαφορετικών συνθηκών κατευθυντικότητας.

α) Παράγοντας μικρής περιόδου ( $N\alpha$ )

Seismic Source Type	Closest Distance to Known Seismic Source <sup>1</sup>		
	≤ 2 km	5 km	≥ 10 km
A	1.5	1.2	1.0
B	1.3	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0

β) Παράγοντας ενδιάμεσης περιόδου ( $N\nu$ )

Seismic Source Type	Closest Distance to Known Seismic Source <sup>1</sup>			
	≤ 2 km	5 km	10 km	≥ 15 km
A	2.0	1.6	1.2	1.0
B	1.6	1.2	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0

γ) Περιγραφή των τύπων σεισμικής πηγής

Seismic Source Type	Description	Seismic Source Definition	
		Maximum Moment Magnitude, $m$	Slip Rate, $s$ (mm/year)
A	Faults that are capable of producing large magnitude events and that have a high rate of seismic activity	$m \geq 7.0$	$s \geq 5$
B	All faults other than Types A and C	$m \geq 7.0$ $m < 7.0$ $m \geq 6.5$	$s > 5$ $s > 2$ $s < 2$
C	Faults that are not capable of producing large magnitude earthquakes and that have a relatively low rate of seismic activity	$m < 6.5$	$s \leq 2$

<sup>1</sup>: Η πλησιέστερη απόσταση στην σεισμική πηγή θα πρέπει να λαμβάνεται ως η ελάχιστη απόσταση μεταξύ της εξεταζόμενης θέσης και της προβολής του επιπέδου του ρήγματος στην επιφάνεια ( $R_{J-B}$ ). Η επιφανειακή προβολή δεν χρειάζεται να περιλαμβάνει μέρη της πηγής σε βάθη των 10 km ή μεγαλύτερα.

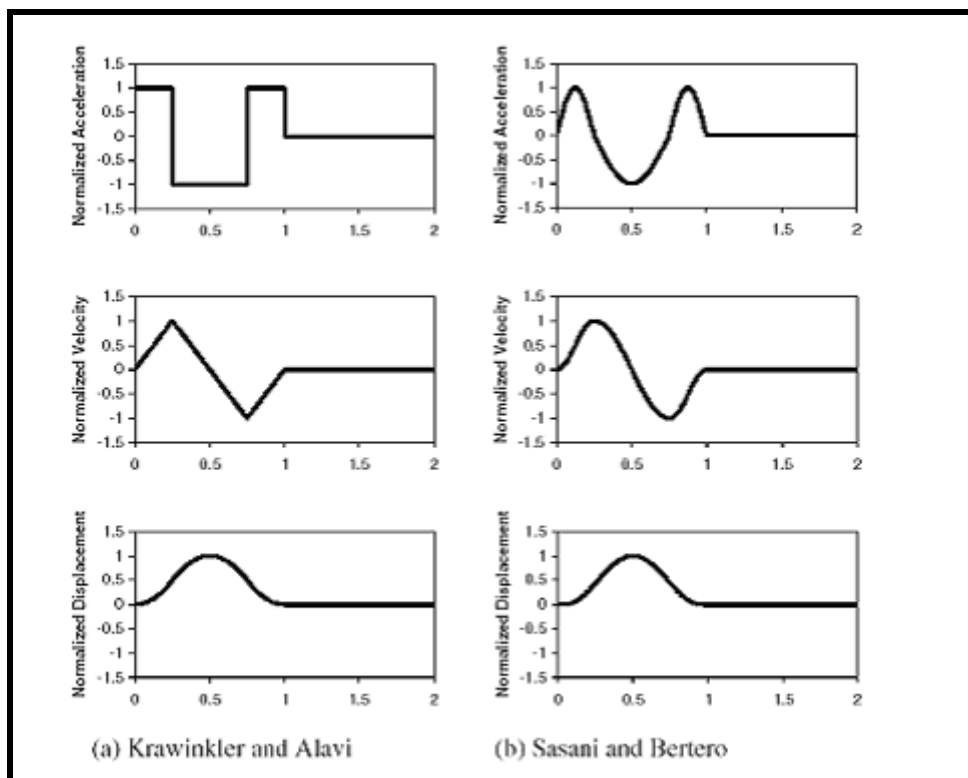
Πίνακας 2.1: Παράγοντες κοντινής πηγής από UBC (1997)

Η έρευνα για την απόκριση των κατασκευών στις κινήσεις κοντινού πεδίου έχει οδηγήσει στην εύρεση μιας αντιπροσωπευτικής χρονοϊστορίας των κινήσεων που είναι προτιμητέα για μια αντιπροσώπευση ενός φάσματος απόκρισης (π.χ. Somerville, 1998 Alavi και Krawinkler, 2000 Sasani και Bertero, 2000 Rodriguez- Marek, 2000). Μια παρουσίαση χρονοϊστορίας είναι προτιμητέα επειδή ο χαρακτηρισμός στο πεδίο συχνοτήτων της εδαφικής

κίνησης (δηλ. μέσω ενός φάσματος απόκρισης) υπονοεί μια πιθανοτική διαδικασία που έχει μια σχετικά ομοιόμορφη διανομή της ενέργειας σε όλη τη διάρκεια της κίνησης. Όταν η ενέργεια συγκεντρώνεται σε λίγους παλμούς κίνησης, το φαινόμενο συντονισμού που το φάσμα απόκρισης αντιλαμβάνεται για να παρουσιάσει μπορεί να έχει ανεπαρκή χρόνο να αναπτυχθεί (Somerville, 1998).

Οι μελέτες από Krawinkler και Alavi (1998) και Sasani και Bertero (2000) έχουν δείξει ότι οι απλουστευμένες θεωρήσεις του παλμού ταχύτητας μπορούν να «συλλάβουν» τα εμφανή χαρακτηριστικά γνωρίσματα απόκρισης των κατασκευών που υποβάλλονται στις εδαφικές κινήσεις κοντινού πεδίου. Μερικοί απλουστευμένοι παλμοί παρουσιάζονται στο σχήμα 2.7. Για να αναπαρασταθεί μια δόνηση δύο διευθύνσεων, απαιτείται μια αναπαράσταση ημιτονικού παλμού της παράλληλης στο ρήγμα συνιστώσας μαζί με τη χρονική καθυστέρηση μεταξύ της έναρξης της κάθετης και της παράλληλης με το ρήγμα συνιστώσας. Ο πίνακας 2.2 παρέχει τους ορισμούς συνηθισμένων παραμέτρων εδαφικών κινήσεων κοντινού πεδίου, και αυτές οι παράμετροι είναι διευκρινισμένες στο σχήμα 2.8. Ένας απλός χαρακτηρισμός είναι δυνατός με τη χρήση της μέγιστης οριζόντιας ταχύτητας ( $PHV$ ), της κατά προσέγγιση περιόδου δεσπόζοντος παλμού ( $T_v$ ), και του αριθμού σημαντικών ημιπαλμών της κίνησης στη (μεγαλύτερη) κάθετη διεύθυνση στο ρήγμα.

Ο προσδιορισμός της περιόδου του παλμού χρησιμοποιεί είτε το χρόνο μηδενισμού των τιμών (zero crossing time) είτε το χρόνο στον οποίο η ταχύτητα είναι ίση με 10% της μέγιστης ταχύτητας για αυτόν τον παλμό. Αυτό είναι απαραίτητο για τους παλμούς στους οποίους έχει προηγηθεί απόκλιση από το μηδενικό άξονα στη χρονοϊστορία της ταχύτητας. Ένας βαθμός αβεβαιότητας υφίσταται σε αυτόν τον προσδιορισμό και μπορεί να οδηγήσει σε παραλλαγές στις εκτιμήσεις της  $T_v$ . Εντούτοις, η αβεβαιότητα που συνδέεται με την πρόβλεψη της  $T_v$  από τις σεισμολογικές μεταβλητές είναι πολύ μεγαλύτερη από τα λάθη στον υπολογισμό του από τα σημεία μηδενισμού. Οι Krawinkler και Alavi (1998) προσδιορίζουν τον παλμό ταχύτητας από μια σαφή και σφαιρική κορυφή αιχμής στο φάσμα απόκρισης ταχύτητας της εδαφικής κίνησης. Ως εκ τούτου, αυτή η εκτίμηση της ισοδύναμης περιόδου παλμού ( $T_{v-p}$ ) είναι σχετικά σαφής. Για τις μονοπαλμικές κινήσεις, αυτοί οι διαφορετικοί ορισμοί της περιόδου του παλμού παρέχουν κατά προσέγγιση ισοδύναμα αποτελέσματα. Συνολικά, ο λόγος μεταξύ της  $T_v$  και της  $T_{v-p}$  είναι 0.84 με μια τυπική απόκλιση 0.28 (Rodriguez- Marek 2000). Η σύμπτωση της  $T_v$  και της  $T_{v-p}$  για μια εδαφική κίνηση σεισμού δείχνει ότι ο παλμός ταχύτητας περιέχει την ενέργεια σε μια συγκεκριμένη ζώνη περιόδων.

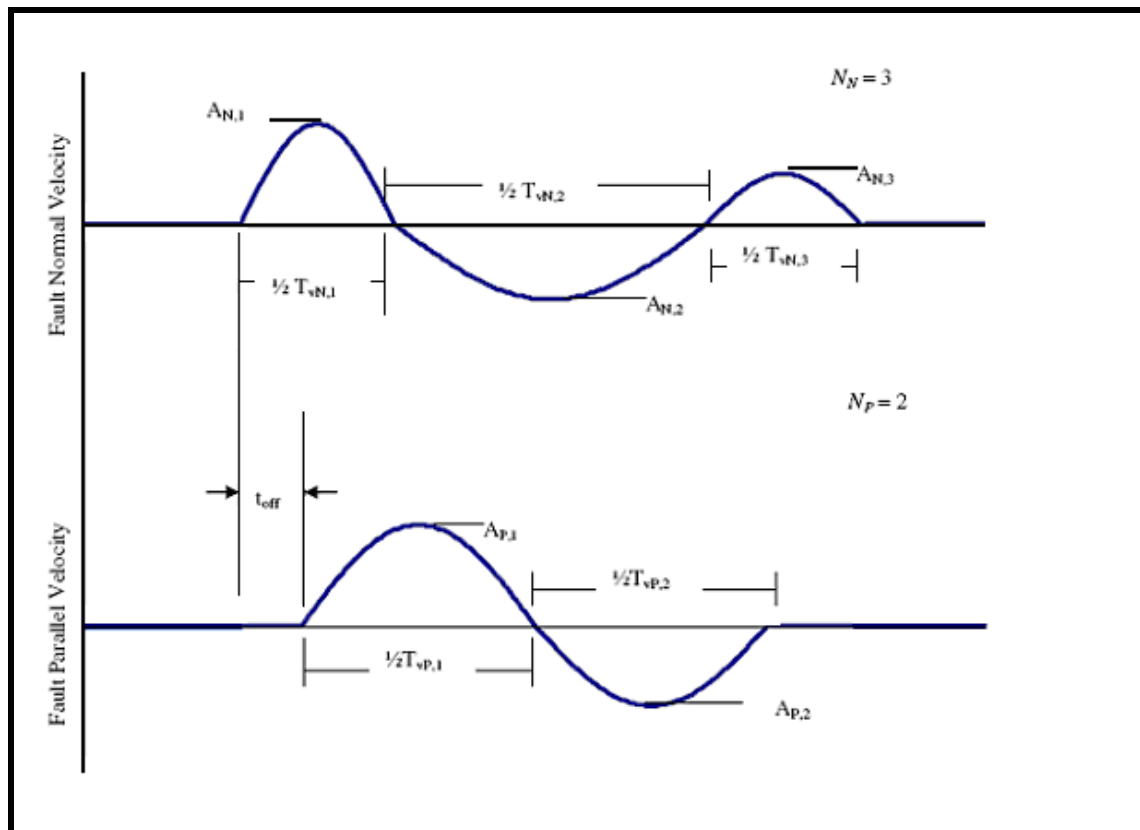


Σχήμα 2.7: Απλοποιημένοι παλμοί που έχουν χρησιμοποιηθεί από ερευνητές

Οι μελέτες απόκρισης των κατασκευών στις κινήσεις κοντινού πεδίου έχουν εστιάσει στα αποτελέσματα της μεγαλύτερης κάθετης στο ρήγμα συνιστώσας (π.χ. Alavi και Krawinkler 2000). Εντούτοις, υπάρχουν εφαρμογές για τις οποίες η παράλληλη συνιστώσα στο ρήγμα μπορεί επίσης να είναι σημαντική. Μη γραμμικές αναλύσεις εδαφικής απόκρισης από τον Rodríguez-Marek (2000) δείχνουν ότι οι τοπικές εδαφικές συνθήκες μπορούν να έχουν επιπτώσεις στις τιμές της  $PHV$  και της  $T_v$  και στις δύο διευθύνσεις. Δύο κινήσεις κοντινού πεδίου με τις σημαντικά διαφορετικές κινήσεις της παράλληλης συνιστώσας στο ρήγμα παρουσιάζονται στο σχήμα 2.9. Επιπρόσθετη έρευνα επιτρέπει να διακριθούν τα αποτελέσματα της δόνησης δύο διευθύνσεων στην απόκριση του εδάφους και των κατασκευών στη ζώνη κοντινού ρήγματος όπου οι δύο συνιστώσες της οριζόντιας εδαφικής κίνησης μπορούν να διαφέρουν σημαντικά. Από μια εξέταση καταγραμμένων κινήσεων κοντινού πεδίου που παρουσιάζουν την εμπρόσθια κατευθυντικότητα από τον Rodríguez-Marek (2000), διαπιστώθηκε ότι οι απλουστευμένες κινήσεις που παρουσιάστηκαν στο σχήμα 2.10 θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν για να ερευνηθούν τη σημασία της δόνησης δύο διευθύνσεων στις μελλοντικές μελέτες. Εάν είναι σημαντικές στη συμπεριφορά των κατασκευών, οι κατακόρυφες κινήσεις στη ζώνη κοντινού πεδίου μπορεί να πρέπει να υπολογιστούν επίσης.

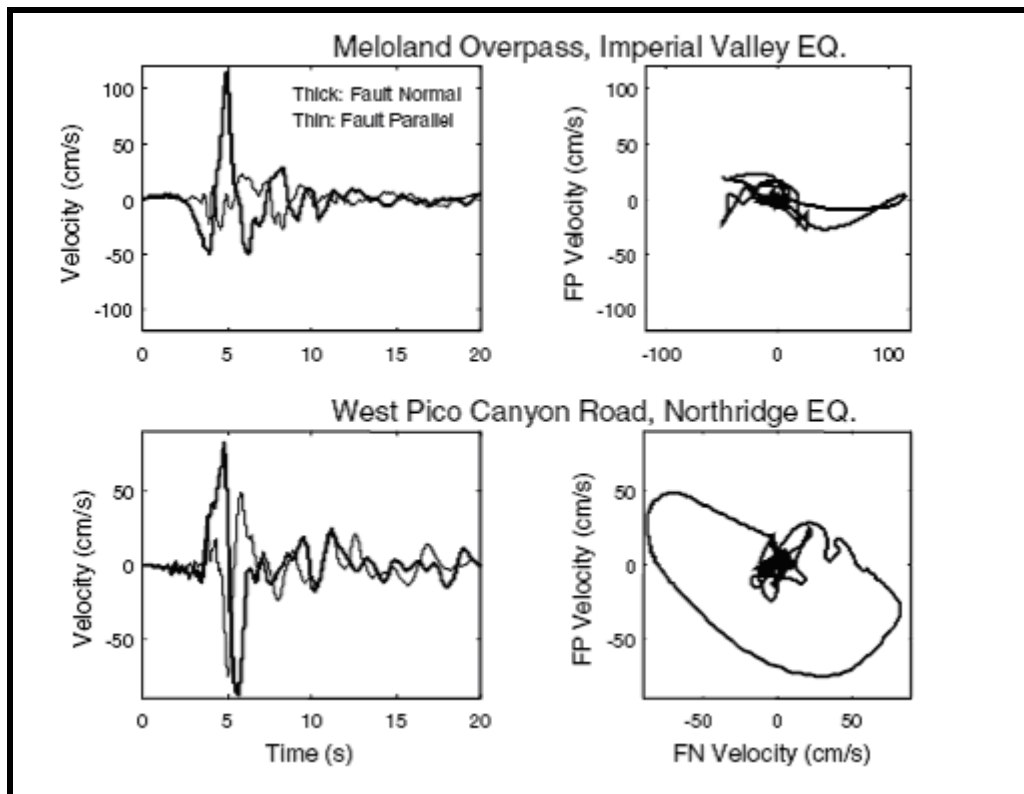
Parameter	Abbreviation	Methodology to obtain parameter
Number of significant pulses.	$N$	Number of half-cycle pulses in the velocity-time history with amplitudes at least 50% of the peak ground velocity of the record.
Pulse period.	$T_{v,i}$	For each half sine pulse, $T_{v,i} = 2(t_2 - t_1)$ , where $t_1$ and $t_2$ are either the zero-crossing time, or the time at which velocity is equal to 10% of the peak velocity for the pulse if this time is significantly different than the zero crossing time. $T_v$ corresponding to the pulse with maximum amplitude is the overall representative velocity pulse period.
Predominant period from pseudo-velocity response spectra.	$T_{p-v}$	Period corresponding to a clear and global peak in the pseudo-velocity response spectra at 5% damping.
Pulse amplitude.	$A_i$	For each half sine pulse, the peak ground velocity in the time interval $[t_1, t_2]$ .
Peak ground velocity	PHV	Maximum velocity, defined by the maximum value of $A_i$ . Note, however, that in very few exceptions, the maximum value of $A_i$ in the fault parallel direction does not occur concurrently with the fault normal pulse.
Ratio of fault parallel to fault normal amplitude	$PHV_{P/N}$	Defined by the ratio of maximum $A_P$ divided by maximum $A_N$ , where the subscripts $P$ and $N$ denote fault-parallel and fault-normal motions respectively.
Time delay between fault normal and fault parallel pulse	$t_{off}$	Time of initiation of fault parallel pulse minus the time of initiation of fault normal pulse.

Πίνακας 2.2: Παράγοντες που χρησιμοποιούνται για να καθορίσουν τις απλοποιημένες εδαφικές κινήσεις ημιτονικού παλμού (από Rodriguez-Marek 2000)

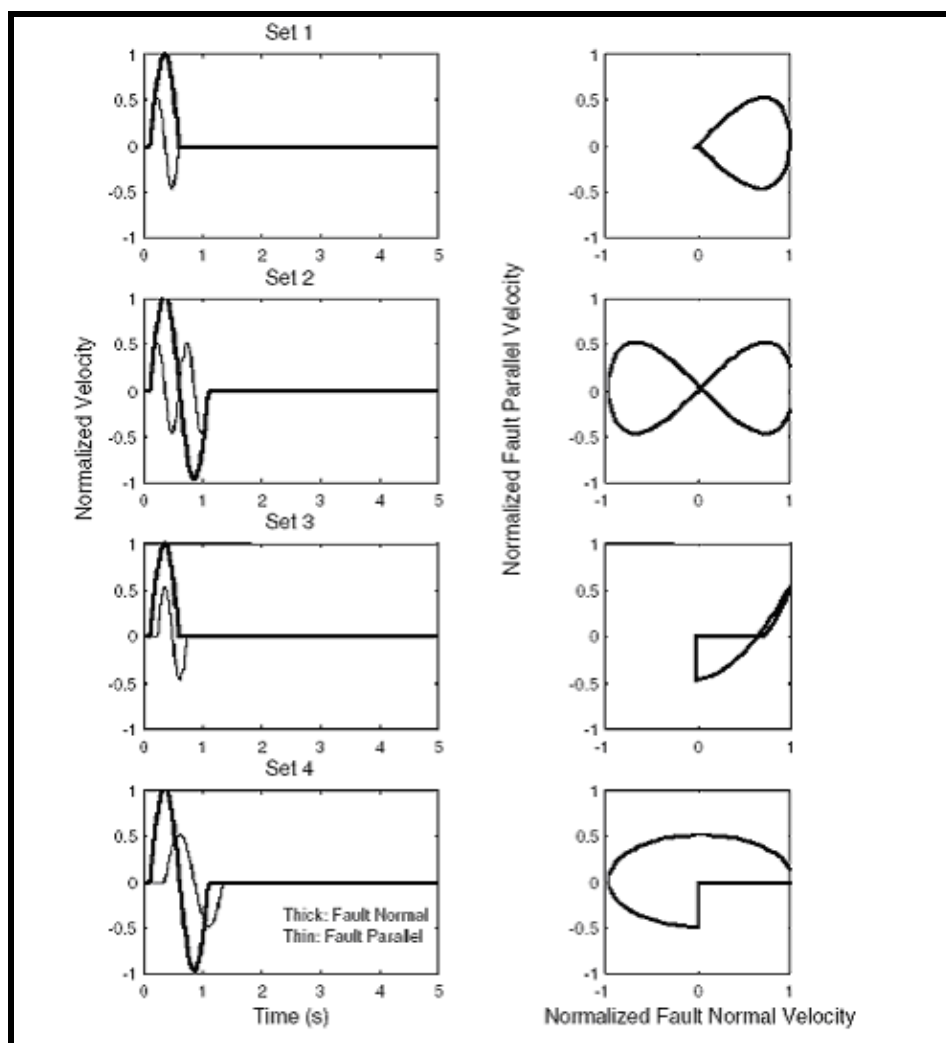


Σχήμα 2.8: Παράγοντες που χρειάζονται για να καθορίσουν την παράλληλη και την κάθετη στο ρήγμα συνιστώσα για απλοποιημένους παλμούς ταχύτητας. Τα σύμβολα N, P αντιστοιχούν στις κάθετες και παράλληλες κινήσεις ως προς τη διεύθυνση του ρήγματος, αντίστοιχα (Rodriguez-Marek 2000).





Σχήμα 2.9: Χρονοϊστορίες ταχύτητας και οριζόντια τροχιακά σχέδια για κάθετη (FN) και παράλληλη (FP) στο ρήγμα συνιστώσα για δύο καταγραφές κοντινού πεδίου. Και οι δύο καταγραφές παρουσιάζουν σημαντικές «κάθετες» ταχύτητες, αλλά το Meloland έχει σχετικά μικρότερες «παράλληλες» ταχύτητες.



Σχήμα 2.10: Απλοποιημένη αναπαράσταση ημιτονικού παλμού για εδαφικές κινήσεις κοντινού πεδίου. Η PHV (μέγιστη οριζόντια ταχύτητα) για παράλληλη στο ρήγμα συνιστώσα αντιστοιχεί στο 50% της PHV κάθετης στο ρήγμα συνιστώσας (Rodriguez-Marek 2000).

### 2.3 Κυματική ανάλυση με βάση το προσομοίωμα Baker

Στην παρούσα εργασία οι παλμοί εντοπίζονται μέσω της μελέτης του Baker (2007). Ο Baker παρουσιάζει μια μέθοδο ποσοτικής αναγνώρισης εδαφικών κινήσεων που εμπεριέχουν ισχυρούς παλμούς στην χρονοϊστορία της εδαφικής ταχύτητας, όπως εκείνοι που οφείλονται στην κατευθυντικότητα. Από το μέγεθος του εξαγόμενου μέγιστου παλμού ταχύτητας σε σχέση με τη συνολική χρονοϊστορία εξάγεται κριτήριο ποσοτικής κατηγοριοποίησης μιας κίνησης σε κίνηση παλμικού τύπου (“pulse-like” ground motion) με χρήση μεθόδων ανάλυσης κυμάτων. Επιπρόσθετα για να προσδιοριστεί το υποσύνολο των κινήσεων παλμικού τύπου οι οποίες οφείλονται σε φαινόμενα κατευθυντικότητας εφαρμόζονται δύο άλλα κριτήρια: ζητείται ο παλμός να εκδηλώνεται σχετικά νωρίς στην χρονοϊστορία και το απόλυτο μέγεθός του να είναι σημαντικό.

Από τις χρονοϊστορίες που προκύπτουν υπολογίζεται η ιδιοπερίοδος του παλμού, μέγεθος χρήσιμο σε πιθανοτικές αναλύσεις σεισμικού κινδύνου, σε μοντέλα πρόβλεψης – νόμους εξασθένησης της εδαφικής κίνησης (ground motion prediction “attenuation” models) και σε μη-γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (non linear dynamic analysis of structures).

Η απουσία ποσοτικής αναγνώρισης-ταυτοποίησης κινήσεων κοντινού πεδίου δυσχεραίνει και την αποτίμηση της πιθανότητας ότι μια εδαφική κίνηση η οποία προκαλείται από σεισμό δεδομένου μεγέθους σε συγκεκριμένη απόσταση από την πηγή θα εμπεριέχει παλμό ταχύτητας. Η γνώση της πιθανότητας αυτής είναι απαραίτητη για διάφορες εφαρμογές όπως η πιθανοτική ανάλυση σεισμικής επικινδυνότητας – probabilistic seismic hazard analysis – [Iervolino and Cornell 2006, Tothong *et al.* 2006].

Η πρωτότυπη εργασία του Baker προτείνει μέθοδο προσδιορισμού του παλμού σε εδαφικές κινήσεις, πραγματοποιώντας ανάλυση σήματος (signal processing) με χρήση κυματομορφών (wavelet-based). Ο μεγαλύτερος παλμός ταχύτητας απομονώνεται. Αν ο παλμός αυτός είναι αρκετά μεγάλος σε σχέση με την εναπομένουσα εδαφική κίνηση, τότε η αρχική χρονοϊστορία χαρακτηρίζεται σαν παλμικού τύπου. Στη συνέχεια προσδιορίζεται η περίοδος του ανηγμένου παλμού. Συγκρίνοντας τη μεθοδολογία με την ανάλυση Fourier, διαπιστώνουμε ότι ενώ η ανάλυση Fourier αναπαριστά ένα σήμα χρησιμοποιώντας έναν γραμμικό συνδυασμό ημιτονοειδών κυμάτων, που το καθένα αντιπροσωπεύει ένα σήμα απειροστικού μήκους και μια μοναδική συχνότητα, η κυματική ανάλυση αποσυνθέτει ένα σήμα σε στοιχειώδεις κυματομορφές που εντοπίζονται στον χρόνο και οι οποίες αντιπροσωπεύουν ένα ευρύ φάσμα συχνοτήτων. Για μη σταθερά σήματα όπως σεισμικές εδαφικές κινήσεις μπορεί να είναι προτιμότερο να αναπαραστήσουμε το σήμα σαν ένα άθροισμα από κυματομορφές απ’ ότι σαν ένα άθροισμα από ημιτονικά σήματα. Για μη-στάσιμα σήματα, όπως είναι η σεισμική κίνηση, η θεώρηση αθροίσματος μικροκυμάτων πιθανώς υπερτερεί από τη θεώρηση αθροίσματος στάσιμων ημιτονικών κυμάτων.

Χρησιμοποιείται μια μέθοδος επεξεργασίας σήματος (signal processing) γνωστή ως ανάλυση κυματιδίων (wavelet analysis). Η ανάλυση κυματιδίων περιγράφεται εκτενώς στη βιβλιογραφία [πχ, Mallat 1999]. Τα κυματίδια είναι συναρτήσεις βάσης οι οποίες ικανοποιούν μια σειρά από μαθηματικές απαιτήσεις. Η πρωτότυπη συνάρτηση η οποία ονομάζεται μητρικό κυματίδιο (mother wavelet) και επιλέγεται κατάλληλα τροποποιείται και κλιμακώνεται ώστε να σχηματίσει μια σειρά από συναρτήσεις βάσης (basis functions). Μερικά συνήθη μητρικά κυματίδια τα οποία μπορούν να χρησιμοποιηθούν για να αποσυνθέσουν ένα σήμα παρουσιάζονται στο σχήμα 2.11.

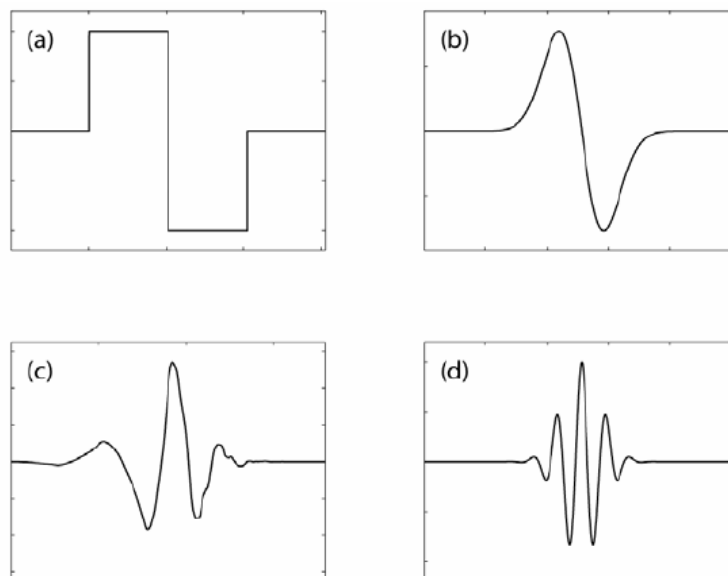
Το μητρικό κυματίδιο  $\psi$  τη χρονική στιγμή  $t$  το οποίο επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθεί από τον Baker ορίζεται μαθηματικά ως εξής:

$$\Phi_{s,l}(t) = \frac{1}{\sqrt{s}} \cdot \Phi\left(\frac{t-l}{s}\right) \quad [1]$$

όπου  $\Phi(t)$  είναι η συνάρτηση του μητρικού κυματιδίου (mother wavelet function),  $s$  είναι η παράμετρος κλιμάκωσης που πλαταίνει την κυματομορφή, και  $l$  είναι η παράμετρος που προσδιορίζει χρονικά την κυματομορφή. Κάθε χρονικά μεταβαλλόμενη συνάρτηση  $f(t)$  μπορεί να αντιπροσωπευθεί ως γραμμικός συνδυασμός συναρτήσεων βάσης (basis functions), όπου οι συντελεστές του γραμμικού συνδυασμού προσδιορίζονται από το ακόλουθο ολοκλήρωμα συνέλιξης (convolution integral). Ο συντελεστής που σχετίζεται με την κυματομορφή  $\Phi$  η οποία έχει κλιμακωθεί κατά  $s$  και έχει θέση  $l$  είναι:

$$C_{s,l} = \int_{-\infty}^{\infty} f(t) \cdot \Phi_{s,l}(t) dt = \int_{-\infty}^{\infty} f(t) \cdot \frac{1}{\sqrt{s}} \cdot \Phi\left(\frac{t-l}{s}\right) dt \quad [2]$$

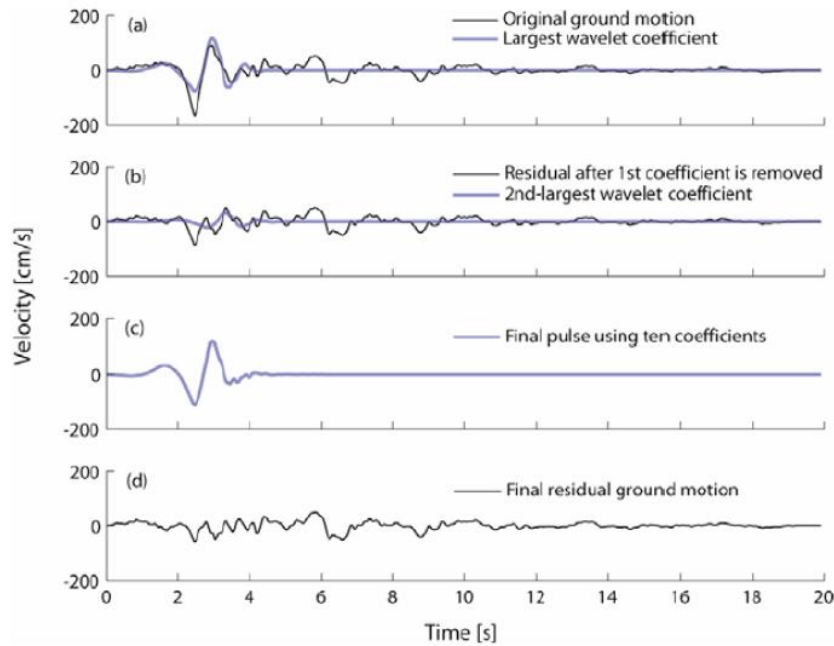
Αντίστοιχα με την ανάλυση Fourier υπάρχουν δύο μέθοδοι μετατροπής κυματομορφών (wavelet transforms): ο συνεχής (continuous wavelet transform) και ο διακριτός (discrete wavelet transform) – περισσότερο δαπανηρός υπολογιστικά αλλά περισσότερο ακριβής. Όταν οι κυματομορφές είναι ορθογωνικές (orthogonal) τότε για την πλήρη περιγραφή ενός διακριτού (discrete) σήματος μήκους  $n$  απαιτούνται  $n$  κυματομορφές. Επιπρόσθετα αν η μητρική κυματομορφή αντιπροσωπεύει επαρκώς το σήμα, απαιτείται μικρότερος αριθμός από  $n$  καθώς μόνο λίγοι συντελεστές είναι μεγάλοι και οι υπόλοιποι είναι σχεδόν μηδενικοί. Έτσι κάποιοι συντελεστές θα είναι μεγάλοι και θα σχετίζονται με κυματίδια που αναπαριστούν κύρια χαρακτηριστικά του σήματος ενώ πολλοί άλλοι θα είναι κοντά στο μηδέν σχετιζόμενοι με κυματίδια με μικρά χαρακτηριστικά. Στην εργασία του Baker [2007] η παρουσία παλμού πιστοποιείται όταν ένα σημαντικό μέρος της χρονοϊστορίας της εδαφικής κίνησης περιγράφεται από μία ή περισσότερες κυματομορφές. Ο μεγαλύτερος συντελεστής προσδιορίζει την περίοδο και τη χρονική θέση του παλμού.



Σχήμα 2.11: Μερικά συνήθη μητρικά κυματίδια (mother wavelets): (a) Κυματίδιο Haar, (b) Κυματίδιο Gauss 1<sup>ου</sup> βαθμού, (c) Κυματίδιο Daubechies 4<sup>ου</sup> βαθμού, (d) Κυματίδιο Morlet [Baker 2007].

Η κατηγοριοποίηση των σημάτων γίνεται ως εξής: απομονώνεται ο μεγαλύτερος παλμός και ελέγχεται αν αντιπροσωπεύει σημαντικό τμήμα της συνολικής κίνησης, επιπρόσθετα για να εξακριβωθεί ότι πρόκειται για παλμό κατευθυντικότητας ελέγχεται αν εμφανίζεται ενωρίς και αν υπάρχει σημαντική τιμή ταχύτητας.

Ο Baker χρησιμοποίησε την κυματομορφή του Daubechies 4<sup>ου</sup> βαθμού για την ανάλυση της χρονοϊστορίας της ταχύτητας και τον εντοπισμό του συντελεστή με τη μεγαλύτερη απόλυτη τιμή. Από την αντίστοιχη κυματομορφή εξάγεται η περίοδος και η χρονική στιγμή εμφάνισης του παλμού. Να σημειωθεί ότι ο συντελεστής της κυματομορφής ισούται με την ενέργεια και επομένως ο παλμός που απομονώνεται είναι εκείνος που εισάγει μέγιστη ενέργεια. Τελικά λαμβάνονται 10 συντελεστές αν και σε περιπτώσεις παλμικών κινήσεων 2 ή 3 αρκούν. Στο Σχήμα 2.12 φαίνεται ενδεικτικά η διαδικασία εξαγωγής παλμού από χρονοϊστορία εδαφικής ταχύτητας.



Σχήμα 2.12: Σχηματική αναπαράσταση εξαγωγής του παλμικής μορφής τμήματος της κίνησης [Baker 2007].

Για μη-παλμικές κινήσεις ο εξαγόμενος παλμός αποτελεί μικρό τμήμα της εδαφικής κίνησης. Από τον απομονωμένο μέγιστο παλμό και από την εναπομένουσα εδαφική κίνηση μετά την αφαίρεση του παλμού (residual) γίνεται προσπάθεια κατηγοριοποίησης της κίνησης. Αρχικά γίνεται μια οπτική κατάταξη των κινήσεων σε παλμικές, μη-παλμικές και αμφιβόλου μορφής. Στην συνέχεια εφαρμόζοντας κατάλληλες αναλύσεις (Linear discriminant analysis) γίνεται προσπάθεια να προβλέπεται η τελική οπτική κατηγοριοποίηση χωρίς οπτικό έλεγχο. Μεταξύ άλλων χρησιμοποιείται: ο λόγος της μέγιστης ταχύτητας της εναπομένουσας προς την αρχική χρονοϊστορία  $PGV_{residual}/PGV_{original}$  και ο λόγος της εισαγόμενης ενέργειας από την εναπομένουσα προς την αρχική χρονοϊστορία  $Energy_{res}/Energy_{orig}$ . Τελικά προκύπτει η ακόλουθη συνάρτηση πρόβλεψης παλμικών διεγέρσεων (predictive equation):

$$PulseIndicator = \frac{1}{1 + e^{-23.3 + 14.6 \cdot (PGV_{ratio}) + 20.5 \cdot (Energy\_ratio)}} \quad [3]$$

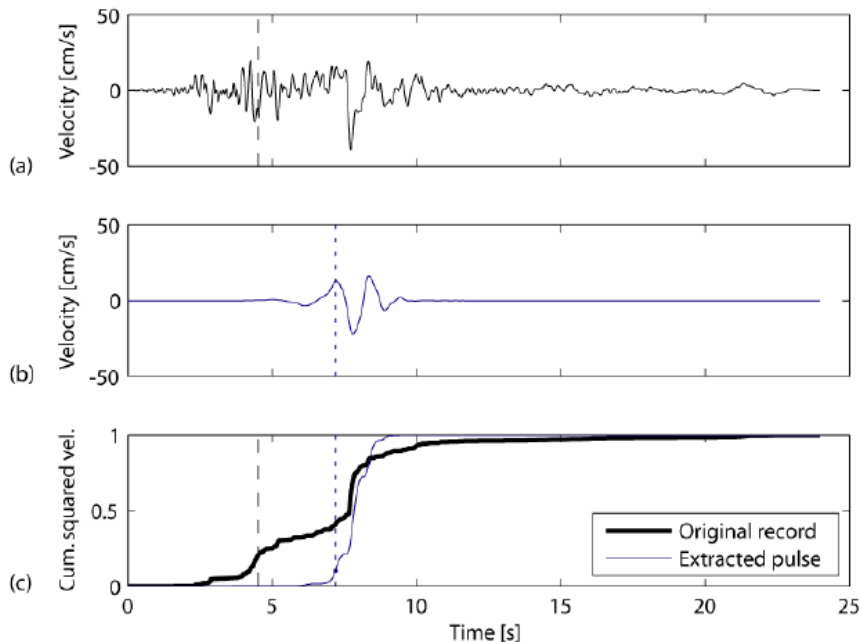
Η συνάρτηση λαμβάνει τιμές μεταξύ 0 και 1. Όταν τείνει στο 1 υπάρχει ισχυρή ένδειξη για κίνηση παλμικού τύπου. Όταν  $PI > 0.85$  θεωρείται παλμικού τύπου και όταν  $PI < 0.15$  θεωρείται μη-παλμικού τύπου. Με την κατηγοριοποίηση αυτή διαπιστώνεται καλή σύγκλιση και με την οπτική κατάταξη.

Με την παραπάνω διαδικασία επιλέγονται κινήσεις που έχουν γενικά χαρακτηριστικά παλμού. Προκειμένου να προσδιοριστεί το υποσύνολο των παλμικού τύπου καταγραφών που οφείλονται σε φαινόμενα έμπροσθεν κατευθυντικότητας, εφαρμόζονται δύο επιπλέον κριτήρια:

1. Εξασφαλίζεται ότι οι παλμοί εμφανίζονται ενωρίς στην χρονοϊστορία, όπως υποστηρίζει η θεωρητική σεισμολογία. Για το λόγο αυτό υπολογίζεται η αθροιστική τετραγωνική ταχύτητα (cumulative squared velocity) για την αρχική χρονοϊστορία και για τον απομονωμένο παλμό από τη σχέση:

$$CSV(t) = \int_0^t v^2(u) du \quad [4]$$

Αν η χρονική στιγμή  $t_{10\%pulse}$  κατά την οποία το  $CSV_{pulse}$  φτάνει το 10% της μέγιστης τιμής του προηγείται της χρονικής στιγμής  $t_{20\%original}$  κατά την οποία το  $CSV_{original}$  φτάνει το 20% της μέγιστης τιμής του, τότε ο παλμός θεωρείται ότι παρουσιάζεται ενωρίς. Στο σχήμα 9 παρουσιάζεται ένας αργά εμφανιζόμενος παλμός ο οποίος δεν θα πρέπει να αποδίδεται σε πρόσω κατευθυντικότητα.



Σχήμα 2.13: Παράδειγμα «αργά» εμφανιζόμενου παλμού στην εδαφική ταχύτητα από την καταγραφή 12520 Mulholland του σεισμού του 1994 στο Northridge. (a) χρονοϊστορία εδαφικής ταχύτητας, (b) απομονωμένος παλμός, (c) αθροιστική τετραγωνική ταχύτητα για τη συνολική καταγραφή – έντονη γραμμή – και για τον παλμό [Baker 2007].

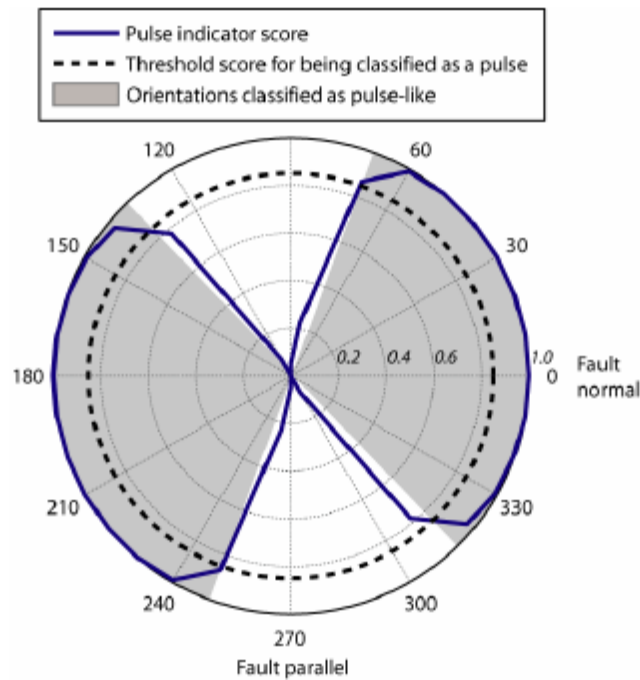
2. Εξασφαλίζεται ότι ο παλμός οφείλεται από σημαντικό εύρος εδαφική κίνηση. Μερικές κινήσεις η οποίες προέρχονται από σεισμικά γεγονότα μικρής έντασης εμφανίζονται να έχουν παλμικό χαρακτήρα λόγω της απλής του μορφής. Αυτό παρατηρείται για παράδειγμα σε κινήσεις από σειμούς μικρού μεγέθους οι οποίες έχουν μικρή διάρκεια και στις οποίες συνέβησαν λίγες αντανάκλασεις (reflections)

κατά τη διάδοση των κυμάτων. Για το λόγο αυτό χρησιμοποιείται ένα κάτω όριο της τάξεως των 30 cm/s στην μέγιστη εδαφική ταχύτητα το οποίο εξαιρεί και παλμικού τύπου κινήσεις οι οποίες καταγράφηκαν σε μεγάλη απόσταση.

Έτσι για την ταυτοποίηση καταγραφών που παρουσιάζουν παλμούς πρόσω κατευθυντικότητας ζητείται να ικανοποιούνται ταυτόχρονα τα εξής κριτήρια:

1. Το  $PI > 0.85$  (παλμική μορφή)
2. Το  $t_{10\% \text{ pulse}} < t_{20\% \text{ original}}$  (χρόνος εμφάνισης)
3.  $PGV_{\text{original}} > 30 \text{ cm/s}$  (σημαντικό εύρος)

Οι περιπτώσεις μη ικανοποίησης του 2<sup>ου</sup> κριτηρίου και ικανοποίησης του 1<sup>ου</sup> και 3<sup>ου</sup> αποτελούν περιπτώσεις όπου απαιτείται περαιτέρω διερεύνηση. Με τη χρήση του  $PI$  δίδεται η δυνατότητα να προσδιοριστούν οι γωνίες υπό τις οποίες μπορούν να εμφανιστούν παλμοί, δεδομένου ότι έχει διαπιστωθεί ότι ο κύριος παλμός είναι δυνατόν να εμφανιστεί σε γωνία διαφορετική από την κάθετη στο ρήγμα [Howard *et al.* 2005, Mavroeidis and Papageorgiou 2002]. Είναι ενδεικτικό από τη συγκεκριμένη ανάλυση, όπως φαίνεται και στο σχήμα 9, ότι η περιοχή γωνιών όπου σύμφωνα με τον προτεινόμενο από τον Baker δείκτη, εμφανίζονται παλμοί κατευθυντικότητας είναι ευρύτατη.



Σχήμα 2.14: Τιμές του δείκτη παλμού  $PI$  για την εδαφική κίνηση του σεισμού Chi-Chi Taiwan Tsao tun (TCU075) σε σχέση με τη γωνία διεύθυνσης. Σκιαγραφημένη παρουσιάζεται η περιοχή των θέσεων όπου εμφανίζονται παλμικές καταγραφές. [Baker 2007].

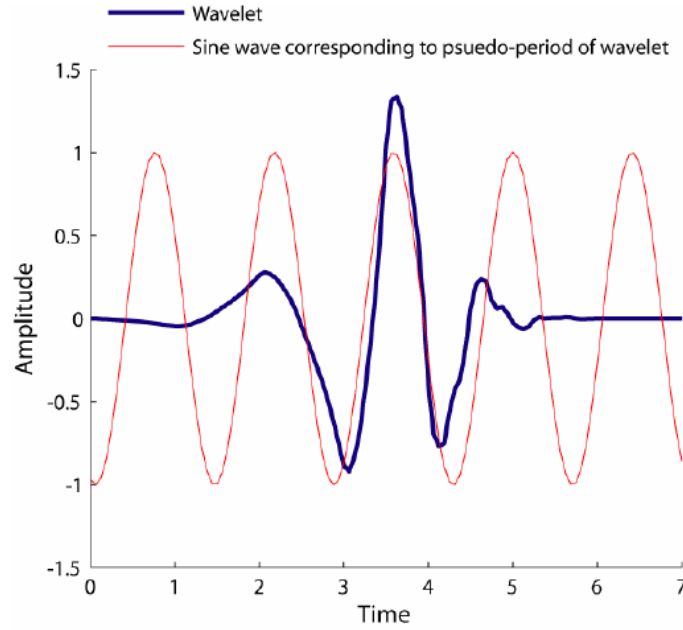


Ως αποτέλεσμα της ανάλυσης που προτείνει ο Baker [2007], εξετάζοντας την δεσπόζουσα συχνότητα της κυματομορφής που χρησιμοποιείται για να προκύψει ο παλμός ταχύτητας μιας εδαφικής κίνησης μπορεί να υπολογισθεί και η περίοδος του παλμού.

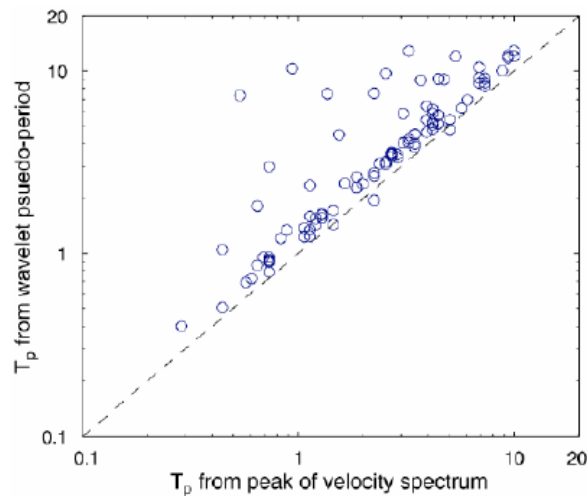
Καθώς δεν υπάρχει καλά προσδιορισμένη περίοδος για τις κυματομορφές όπως υπάρχει για τα ημιτονοειδή κύματα στην ανάλυση Fourier, ακριβώς διότι περιλαμβάνουν εύρος συχνοτήτων, ο Baker χρησιμοποίησε την περίοδο που σχετίζεται με το μέγιστο εύρος Fourier του χρησιμοποιούμενου κυματίδιου. Στο Σχήμα 10 παρουσιάζεται ένα παράδειγμα κυματομορφής και το αντίστοιχο ημιτονικό κύμα με περίοδο ίση με το μέγιστο εύρος Fourier της κυματομορφής. Καταυτόν τον τρόπο ορίζεται η περίοδος του παλμού της ταχύτητας της εδαφικής κίνησης ως η ψευδοπερίοδος της κυματομορφής με τον μεγαλύτερο συντελεστή εύρους Fourier.

Έχουν προταθεί διάφορες άλλες μέθοδοι για τον προσδιορισμό της περιόδου του παλμού της ταχύτητας. Μερικές μέθοδοι όπως αναφέραμε νωρίτερα, υπολογίζουν τις διελεύσεις από το μηδέν ή εφαρμόζουν μη γραμμική βελτιστοποίηση προσαρμογής ημιτονικών καμπύλων στην αρχική χρονοϊστορία (π.χ. Akkar*et al.* 2005, Bray and Rodriguez Marek 2004, Mavroeidis and Papageorgiou 2003, MenumandFu 2002). Ωστόσο αυτές οι μέθοδοι δεν χρησιμοποιήθηκαν από τον Baker καθώς υπόκεινται σε κάποιο βαθμό στην κρίση του χρήστη, ο οποίος πρέπει να κρίνει τις διελεύσεις από το μηδέν παρουσία θορύβου ή να επιλέξει λογικά εναρκτήρια σημεία ώστε η βελτιστοποίηση να συγκλίνει.

Όπως προαναφέρθηκε, η πιο διαδεδομένη εναλλακτική μέθοδος προσδιορισμού του παλμού της περιόδου είναι να επιλεγεί η περίοδος που σχετίζεται με το μέγιστο του φάσματος των ταχυτήτων της εδαφικής κίνησης. Μια σύγκριση των δύο αυτών προσεγγίσεων της περιόδου του παλμού, από την κυματομορφή και το φάσμα ταχυτήτων, φαίνεται στο Σχήμα 11. Όπως φαίνεται και από το σχήμα οι περίοδοι που αποκτήθηκαν χρησιμοποιώντας τις δύο προσεγγίσεις είναι συνήθως περίπου ίσες με τις βασισμένες στην κυματομορφή  $T_p$  να είναι γενικώς λίγο μεγαλύτερες από τις  $T_{v-p}$  που προκύπτουν από το φάσμα ταχυτήτων συμπεράσμα στο οποίο καταλήγουν και οι Bray and Rodriguez-Marek [2004].



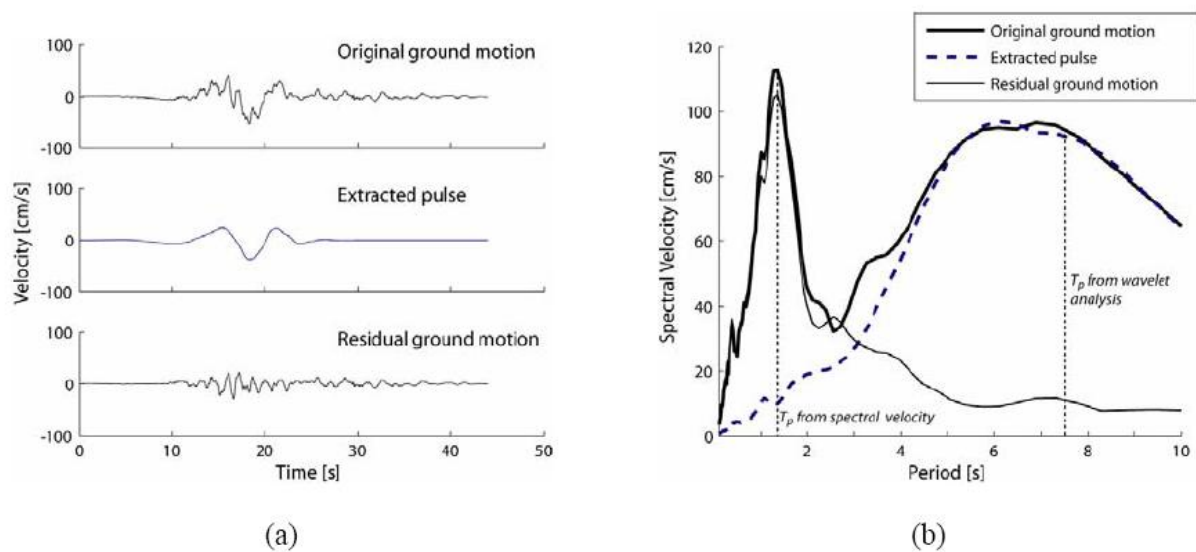
Σχήμα 2.15: Κυματίδιο Daubechie και ημιτονικό κύμα με περίοδο ίση με το μέγιστο εύρος ανάλυσης Fourier του κυματιδίου [Baker 2007].



Σχήμα 2.16: Σύγκριση της  $T_{v-p}$  – οριζόντιος άξονας - που αντιστοιχεί στη μέγιστη φασματική ταχύτητα και  $T_p$  – κατακόρυφος άξονας – που αντιστοιχεί στην ψευδοπερίοδο της κυματομορφής για 91 καταγραφές κοντινού πεδίου [Baker 2007].

Στις περιπτώσεις κατά τις οποίες οι δύο περίοδοι διαφέρουν σημαντικά φαίνεται ότι η περίοδος  $T_p$  είναι περισσότερο αξιόπιστη. Φαίνεται ότι η περίοδος  $T_{v-p}$  σχετίζεται με ένα υψίσυχο τμήμα της εδαφικής κίνησης ενώ το  $T_p$  σχετίζεται με την περίοδο του ορατού παλμού ταχύτητας. Το γεγονός αυτό φαίνεται στο Σχήμα 12 για την καταγραφή στο σταθμό YermoFireStation του σεισμού 1992 Landers. Στο παράδειγμα, οι πρώτες διελεύσεις από το

μηδέν που σχετίζονται με τον παλμό της εδαφικής κίνησης εμφανίζονται 7.3 δευτερόλεπτα μακριά. Η μέγιστη φασματική τιμή της ταχύτητας αυτής της καταγραφής εμφανίζεται σε περίοδο 1.4 sec , ενώ η ψευδοπερίοδος της κυματομορφής στα 7.5 sec είναι πολύ κοντά με την περίοδο που βρέθηκε οπτικώς. Συμπερασματικά , στο φάσμα ταχυτήτων παρατηρείται ένα τοπικό μέγιστο, σε μεγαλύτερη περίοδο από αυτή της μέγιστης φασματικής ταχύτητας, που ταυτίζεται με την πιο σημαντική αρμονική της εδαφικής ταχύτητας και κατ' επέκταση με την περίοδο του παλμού.



Σχήμα 2.17: Καταγραφή στο σταθμό Yermo Fire Station του σεισμού 1992 Landers (a) χρονοϊστορίες αρχικής εδαφικής ταχύτητας, απομονωμένου παλμού εδαφικής ταχύτητας και απομένουσας εδαφικής ταχύτητας (b) φάσμα απόκρισης ταχυτήτων και σύγκριση περιόδων  $T_{v-p}$  και  $T_p$  [Baker 2007].

## 2.4 Επιδράσεις της παραμένουσας μετακίνησης (fling step)

Οι επιδράσεις της παραμένουσας μετακίνησης (fling step) της εδαφικής κίνησης στην απόκριση των κατασκευών εθεωρείτο ότι είχαν λιγότερη σημασία από τις επιδράσεις της κατευθυντικότητας. Οι πρόσφατοι σεισμοί στην Τουρκία (1999) και στην Ταϊβάν (1999), τόνισαν τη σημασία της παραμένουσας παραμόρφωσης που συνδέεται με τη ρήξη επιφάνειας στην απόκριση των κτιρίων. Οι ευδιάκριτες εδαφικές μεταθέσεις, οι διαφορικές καθιζήσεις και η παραμόρφωση του εδάφους, είναι μερικές εκφάνσεις αυτού του φαινομένου.

Η παραμένουσα μετακίνηση, που είναι αποτέλεσμα στατικής μετατόπισης του εδάφους, χαρακτηρίζεται γενικά από έναν παλμό ταχύτητας μονής κατεύθυνσης και ένα μονοτονικό βήμα στη χρονοϊστορία των μετατοπίσεων. Το βήμα στη χρονοϊστορία μετατοπίσεων εμφανίζεται παράλληλα στην διεύθυνση της ολίσθησης ρήγματος (δηλ., κατά μήκος της διάρρηξης).

Για όλους τους τύπους ρηγμάτων, η μέγιστη μετατόπιση ( $MD$ ) ρήγματος σε  $m$ , μπορεί συσχετισθεί με το μέγεθος σεισμού ( $m$ ) του γεγονότος μέσω της εξίσωσης:

$$\log_{10}(MD) = -5.46 + 0.82m \quad (2.9)$$

Ισχύει για εύρος μεγέθους σεισμού  $m = 5.2-8.1$ , και για εύρος  $MD$  από  $0.01m$  σε  $14.6m$ .

Η μέση μετατόπιση ( $AD$ ) ρήγματος για όλους τους τύπους ρηγμάτων είναι:

$$\log_{10}(AD) = -4.80 + 0.69 m \quad (2.10)$$

Ισχύει για εύρος μεγέθους σεισμού  $m = 5.6-8.1$

Η παραμένουσα μετακίνηση επιφάνειας ως αποτέλεσμα της διάρρηξης ρηγμάτων μπορεί να ποικίλει σημαντικά με την απόσταση από το ίχνος του ρήγματος. Η τεκτονική μετατόπιση μακριά από το ρήγμα μπορεί να εντοπιστεί σε ίχνη δευτεροβάθμιων ρηγμάτων και σε άλλες ασυνέχειες.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

### Θεωρητικό υπόβαθρο

#### 3.1 Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας

Κατά την κλασική μεθοδολογία αντισεισμικού σχεδιασμού ερευνάται η συμπεριφορά μιας κατασκευής μέχρι να εμφανιστούν οι ζημιές (ελαστική απόκριση). Αντίθετα, μια σχετικά πρόσφατη φιλοσοφία σχεδιασμού των κατασκευών είναι η θέση στόχου της σεισμικής ικανότητάς τους. Αυτό πραγματώνεται μέσω των σταθμών επιτελεστικότητας οι οποίες ορίζουν ένα αποδεκτό επίπεδο ζημιών ανάλογα με την πιθανότητα εμφάνισης της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού. Εξετάζεται δηλαδή ο πραγματικός τρόπος που θα συμπεριφερθεί η κατασκευή σε διάφορα επίπεδα ισχύος της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού και το αντίστοιχο αναμενόμενο επίπεδο ζημιών. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζεται ένας βέλτιστος συνδυασμός ασφάλειας και οικονομίας.

Η μεθοδολογία των σταθμών επιτελεστικότητας εφαρμόζεται κυρίως για τον έλεγχο και την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών και αποτελεί τον βασικό κορμό των διεθνών κανονισμών επεμβάσεων (π.χ. Ευρωκώδικας 8 - Μέρος 3, Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων - ΚΑΝ.ΕΠΕ., FEMA 356, ATC-40 κλπ). Σε νέες κατασκευές, η μεθοδολογία μπορεί να εφαρμοστεί για τον έλεγχο μιας ήδη διαστασιολογημένης κατασκευής.

Από τη στιγμή που μελετάται η κατασκευή και μετά την πρώτη εμφάνιση ζημιών πρέπει να υπάρχει γνώση του τρόπου συμπεριφοράς της κατασκευής και μετά την ελαστική περιοχή, μέχρι δηλαδή την οιονεί κατάρρευση. Συνεπώς, η μέθοδος εφαρμόζεται με χρήση ανελαστικών (μη-γραμμικών) αναλύσεων, είτε στατικών (ανάλυση pushover) είτε δυναμικών (αναλύσεων χρονοϊστορίας).

Οι περισσότεροι κανονισμοί κάνουν λόγο για τέσσερις στάθμες επιτελεστικότητας οι οποίες ορίζονται ως εξής :

- **Στάθμη 1 (Άμεση χρήση)** : Η κατασκευή συνεχίζει τη λειτουργία της με αμελητέες ζημιές.
- **Στάθμη 2 (Λειτουργική)** : Η κατασκευή συνεχίζει να λειτουργεί με λίγες ζημιές και διακοπή μόνο μερικών ασήμαντων λειτουργιών της.
- **Στάθμη 3 (Προστασία ζωής)** : Σ' αυτή τη στάθμη παρέχεται η προστασία ζωής, ενώ οι ζημιές είναι από μέτριες έως και σημαντικές.
- **Στάθμη 4 (Οιονεί κατάρρευση)** : Υπάρχει κίνδυνος για την προστασία ζωής, οι ζημιές είναι σοβαρές και αποφεύγεται η κατάρρευση.

Οι σχέσεις ανάμεσα στα τέσσερα επίπεδα σεισμικών δράσεων και στην ετήσια πιθανότητα υπέρβασης της κάθε στάθμης, θα διαφέρουν ανάλογα με τη σεισμικότητα της κάθε περιοχής και τη σπουδαιότητα της κατασκευής:

- **EQ-I:** 87% πιθανότητα σε 50 χρόνια: 33% του EQ-III
- **EQ-II:** 50 % πιθανότητα σε 50 χρόνια: 50 % πιθανότητα του EQ-III
- **EQ-III:** Περίπου 10% πιθανότητα σε 50 χρόνια.
- **EQ-IV:** Περίπου 2% πιθανότητα σε 50 χρόνια: 150 % του EQ-III

Στον Ευρωκώδικα ορίζονται τρεις βασικές στάθμες επιτελεστικότητας ανάλογα με το αναμενόμενο επίπεδο βλαβών τόσο για το φέροντα όσο και για το μη-φέροντα οργανισμό, δηλαδή το σύστημα που δε συμμετέχει στην ανάληψη φορτίων.

### 1. Άμεση χρήση μετά το σεισμό (Immediate occupancy)

Όσον αφορά στο φέροντα οργανισμό (στάθμη A), το επίπεδο βλαβών είναι τέτοιο ώστε καμία λειτουργία να μη διακόπτεται κατά τη διάρκεια του σεισμού ή μετά από αυτόν, εκτός ενδεχομένως από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι επιτρέπονται μόνο μερικές αραιές *τριχοειδείς ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα*, οι οποίες δεν επηρεάζουν την ικανότητα της κατασκευής να φέρει τα κατακόρυφα και τα οριζόντια φορτία, στον ίδιο βαθμό, όπως και πριν το σεισμό. Επίσης, ο κίνδυνος τραυματισμού ατόμων από τις βλάβες είναι πρακτικά αμελητέος.

Όσον αφορά στα μη-φέροντα στοιχεία (στάθμη A), επιτρέπονται μικρές μόνο βλάβες, οι οποίες δεν επηρεάζουν τις βασικές λειτουργίες. Οι προσβάσεις και τα συστήματα ασφαλείας (π.χ. κλιμακοστάσια, πόρτες, ανελκυστήρες, συστήματα πυρασφάλειας, γεννήτριες κλπ) πρέπει να παραμείνουν σε λειτουργία, εκτός εάν υπάρχει γενική διακοπή ηλεκτροδότησης στην περιοχή, η οποία τα επηρεάζει.

### 2. Προστασία ζωής (Life safety)

Όσον αφορά στο φέροντα οργανισμό (στάθμη B), αναμένεται να εμφανιστούν βλάβες, οι οποίες είναι επισκευάσιμες και δεν αποτελούν αιτία απώλειας της στατικής ευστάθειας της κατασκευής ή σοβαρού τραυματισμού ατόμων (μικροί τραυματισμοί, οι οποίοι όμως δεν αποτελούν κίνδυνο απώλειας ζωής, μπορεί να συμβούν) ή σημαντικών ζημιών σε αντικείμενα που βρίσκονται στην κατασκευή. Για τη επανάχρηση της κατασκευής μετά το σεισμό απαιτείται να επισκευαστούν οι βλάβες.

Όσον αφορά στα μη-φέροντα στοιχεία (στάθμη Β), αναμένονται βλάβες, οι οποίες όμως δεν αποτελούν κίνδυνο για άτομα εντός ή εκτός της κατασκευής, είτε λόγω πτώσης αντικειμένων είτε λόγω δευτερογενών αιτιών, όπως διαφυγή τοξικών ουσιών, αστοχία συστημάτων υψηλής πίεσης, κίνδυνος πρόκλησης πυρκαγιάς, κλπ.

### 3. Οιονεί κατάρρευση (Structural stability-Collapse Prevention)

Όσον αφορά στο φέροντα οργανισμό (στάθμη Γ), αναμένεται να εμφανιστούν εκτεταμένες, μη-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα βλάβες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα κατακόρυφα φορτία, αλλά η οριζόντια δυσκαμψία και η ικανότητα αντίστασης σε οριζόντια φορτία έχουν μειωθεί σημαντικά, με αποτέλεσμα η κατασκευή να μη διαθέτει άλλα περιθώρια ασφάλειας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης. Γι' αυτό υπάρχει κίνδυνος κατάρρευσης σε μετασεισμούς. Ο κίνδυνος σοβαρού τραυματισμού ατόμων από πτώσεις στοιχείων της κατασκευής είναι μεγάλος, εντός και εκτός αυτής. Για τη επανάχρηση της κατασκευής μετά το σεισμό απαιτούνται εκτεταμένες επιδιορθώσεις, ενώ είναι πιθανόν να μην είναι τεχνικά ή οικονομικά δυνατή η επισκευή της.

Όσον αφορά στα μη-φέροντα στοιχεία(στάθμη γ), αναμένονται σημαντικές βλάβες, οι οποίες μπορούν να προκαλέσουν ακόμη και την πτώση τους. Εξαιρέση αποτελούν τα υψηλού κινδύνου μη-φέροντα στοιχεία και προσαρτήματα, τα οποία πρέπει να είναι καλά στερεωμένα, ώστε να μην υπάρχει κίνδυνος πτώσης τους σε χώρους συνάθροισης κοινού.

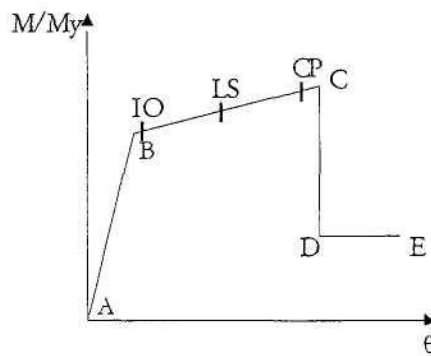
Ο καθορισμός του στόχου για τον οποίο θα γίνει ο σχεδιασμός εξαρτάται από τον επιθυμητό συνδυασμό ασφαλείας και κόστους λαμβάνοντας υπόψη τη σπουδαιότητα του δομήματος. Σχηματικά, η φιλοσοφία σχεδιασμού φαίνεται στο σχήμα 2.1 όπου κάθε τετράγωνο αντιπροσωπεύει ένα στόχο σχεδιασμού, ενώ οι διαγώνιες γραμμές αντιστοιχούν σε συγκεκριμένα κριτήρια σχεδιασμού. Έτσι, η γραμμή 1-3 καθορίζει τον βασικό σχεδιασμό συνήθων κατασκευών, η γραμμή 2-3 αντιστοιχεί σε ένα σχεδιασμό με μικρότερο σεισμικό κίνδυνο και θα μπορούσε να αντιστοιχεί σε κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας και η γραμμή 3-3 σε ένα πολύ ασφαλή αλλά και πολύ αντιοικονομικό σχεδιασμό που θα μπορούσε να αντιστοιχεί σε μία κατασκευή πολύ μεγάλης σπουδαιότητας. Οι στόχοι που αντιστοιχούν στα τετράγωνα δεξιά της γραμμής 1 -3 δεν είναι αποδεκτοί.

		Στάθμη επιτελεστικότητας		
		Άμεση χρήση	Προστασία ζωής	Οιονεί κατάρρευση
Συχνότητα εμφάνισης σεισμικής δράσης	Μεγάλη (συχνοί σεισμοί)	1		Μη-αποδεκτοί στόχοι
	Μικρή (σπάνιοι σεισμοί)	2		
	Πολύ μικρή (πολύ σπάνιοι σεισμοί)		3	3

Σχήμα 3.1: Καθορισμός Στόχων Σχεδιασμού

**1. Καμπύλη F-δ δομικού στοιχείου ή διατομής**

Το πρώτο βήμα για την μελέτη της σεισμικής απόκρισης μίας κατασκευής είναι ο καθορισμός των νόμων που διέπουν την ανελαστική συμπεριφορά των μελών, οι οποίοι περιγράφονται μέσω διαγραμμάτων που σχετίζουν εντατικά μεγέθη  $F$  με παραμορφώσεις ή σχετικές μετακινήσεις  $\delta$ . Τα μεγέθη  $F$  μπορούν να είναι δυνάμεις ή ροπές και οι σχετικές μετακινήσεις  $\delta$  παραμορφώσεις, καμπυλότητες, ή στροφές (ανάλογα με το αν καθοριστική της ανελαστικής παραμόρφωσης είναι η κάμψη ή η διάτμηση). Επειδή στα στοιχεία από Ω.Σ. οι καμπτικές και οι διατμητικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν, ενώ οι στροφές των ακραίων διατομών των στοιχείων επηρεάζονται και από την εξόλκευση των οπλισμών στις αγκυρώσεις, η καταλληλότερη επιλογή  $F$  και  $\delta$  είναι η ροπή κάμψης,  $M$  και η γωνία στροφής χορδής,  $\theta$ , στα άκρα του στοιχείου. Στον ΚΑΝΕΠΕ και τον Ευρωκώδικα 8 δίνονται σχέσεις για τον υπολογισμό της  $\theta_g$  και της  $\theta_{in}$  για συνήθεις διατομές από οπλισμένο σκυρόδεμα.



Σχήμα 3.2 Καμπύλη M-θ με στάθμες επιτελεστικότητας



Οι κλάδοι του σχήματος 3.2 ορίζονται ως εξής:

Τμήμα AB:

Αντιπροσωπεύει την ελαστική συμπεριφορά μέχρι το θεωρητικό σημείο διαρροής. Η κλίση της ευθείας AB ορίζει την τέμνουσα δυσκαμψία που πρέπει να ληφθεί υπόψη στην ελαστική ανάλυση. Σημειώνεται ότι εάν η παραμόρφωση δίνεται σε όρους στροφής χορδής, η τιμή της  $\delta\gamma = \theta\gamma$  πρέπει να υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη όχι μόνο την καμπυλότητα διαρροής  $C_v$  ή  $(1/r)y$  αλλά και τη συμμετοχή των διατμητικών παραμορφώσεων και της πιθανής ολίσθησης οπλισμού στις αγκυρώσεις. Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον Ευρωκώδικα 8 - Τμήμα 3 δίνονται σχέσεις για τον υπολογισμό της  $\theta\gamma$  για συνήθεις διατομές από Ω.Σ., λαμβάνοντας υπόψη αυτά τα φαινόμενα.

Τμήμα BC:

Αντιπροσωπεύει τη μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου μέχρι τη θεωρητική αστοχία (σημείο C). Το σημείο C καθορίζεται από την οριακή παραμόρφωση αστοχίας,  $\delta u$ , που ορίζεται ως η παραμόρφωση για την οποία έχει συμβεί ουσιαστική μείωση της αντίστασης. Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον Ευρωκώδικα 8 - Τμήμα 3 δίνονται σχέσεις για τον υπολογισμό της οριακής γωνίας στροφής χορδής,  $\theta u$ , για συνήθεις διατομές από Ω.Σ. Πολλές φορές, η κλίση του κλάδου BC λαμβάνεται οριζόντια. Σε αυτή την περίπτωση, η αντίσταση διαρροής  $M_{\gamma}$  μπορεί να ληφθεί ίση με την οριακή αντίσταση για τον κρίσιμο τρόπο αστοχίας. Η παραμόρφωση  $\delta u$  ορίζει και την ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης, η οποία ορίζεται από το μετελαστικό τμήμα της παραμόρφωσης μέχρι την αστοχία, δηλαδή:  $\delta p = \delta u - \delta y$ .

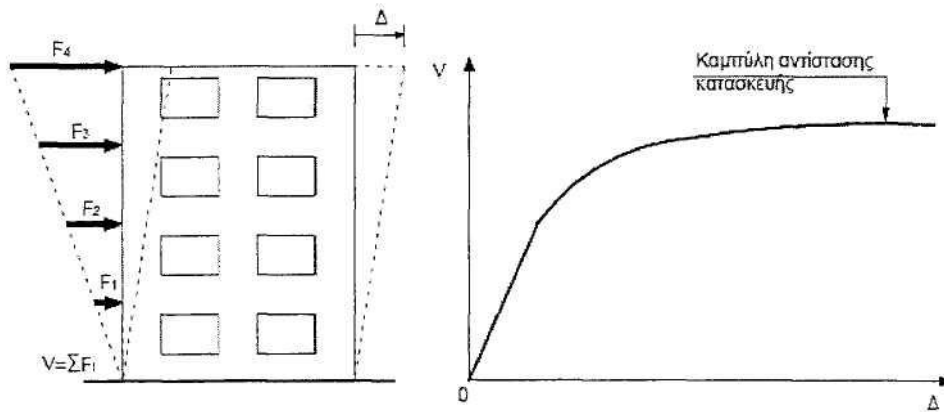
Τμήμα DE:

Αντιπροσωπεύει την απομένουσα αντίσταση του στοιχείου. Συνήθως, μετά την παραμόρφωση αστοχίας,  $\delta u$ , η ικανότητα ενός μέλους να παραλάβει σεισμικά φορτία μειώνεται σημαντικά, αλλά δεν μηδενίζεται και έτσι το στοιχείο μπορεί να εξακολουθήσει να παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία. Στο σημείο E, θεωρούμε ότι το στοιχείο χάνει την ικανότητα να παραλαμβάνει και κατακόρυφα φορτία. Η τιμή της απομένουσας αντίστασης είναι δύσκολο να εκτιμηθεί. Συνήθως λαμβάνεται ίση με το 20% της οριακής αντοχής.

Μετά την κατασκευή της καμπύλης M-θ για τα επιμέρους στοιχεία του φορέα, ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας του εκάστοτε στοιχείου. Ο ορισμός του σημείου επιτελεστικότητας δίνεται στους διάφορους κανονισμούς (FEMA 356 κλπ), ανάλογα με το είδος του στοιχείου (υποστύλωμα, δοκός), τον τρόπο αστοχίας (πλάστιμη ή καμπτική συμπεριφορά), και την κατηγοριοποίηση του στοιχείου σε πρωτεύον ή δευτερεύον. Στο σχήμα 2.2 το σημείο IO αντιστοιχεί σε στάθμη επιτελεστικότητας A (άμεση χρήση μετά το σεισμό), το σημείο LS σε στάθμη επιτελεστικότητας B (προστασία ζωής), και το σημείο CP σε στάθμη επιτελεστικότητας Γ (οικονομική κατάρρευση).

## 2. Καμπύλη Αντίστασης

Μετά την ορισμό της καμπύλης  $M-\theta$  για τα επιμέρους στοιχεία του φορέα, κατασκευάζεται η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής (ή υπερωθητική καμπύλη), η οποία εκφράζει τη μη γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης κορυφής.



Σχήμα 3.3: Καμπύλη αντίστασης κατασκευής

Η κατασκευή της καμπύλης αντίστασης γίνεται με υπολογισμό της ανελαστικής μετακίνησης της κορυφής για διάφορες τιμές του οριζόντιου φορτίου, με δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους. Η κατανομή της φόρτισης καθ' ύψος της κατασκευής μπορεί να είναι τριγωνική, ομοιόμορφη, καθ' ύψος κατανομή με βάση το σχήμα της θεμελιώδους ιδιόμορφης της στη θεωρούμενη διεύθυνση, αναπροσαρμοζόμενη κατανομή φορτίων που μεταβάλλεται καθώς ο φορέας παραμορφώνεται, ή και κάποια άλλη κατανομή που ακολουθεί πιο πολύπλοκους συνδυασμούς με τη συμμετοχή ενδεχομένως και ανώτερων ιδιόμορφων. Σε κάθε περίπτωση πάντως, το αρχικό σχήμα της φόρτισης παραμένει σταθερό σε κάθε βήμα της ανάλυσης. Διεξάγονται διαδοχικές γραμμικές-ελαστικές βήμα προς βήμα αναλύσεις και στόχος είναι η προσέγγιση της ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής λαμβάνοντας πάντα υπ' όψιν τη μείωση της δυσκαμψίας των μελών που έχουν διαρρεύσει σε κάθε προηγούμενο βήμα.

Τα αποτελέσματα κάθε ανάλυσης προστίθενται στα αποτελέσματα της προηγούμενης έτσι ώστε να προσεγγιστεί το συνολικό διάγραμμα τέμνουσας βάσης  $V$  - μετακίνησης στην κορυφή της κατασκευής  $\delta$ , που ονομάζεται καμπύλη αντίστασης του φορέα. Πιο συγκεκριμένα, για δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους του κτιρίου, με σταδιακή επαύξηση της τιμής αυτών των φορτίων σε κάθε βήμα, υπολογίζεται η ανελαστική μετακίνηση κορυφής του βήματος και τελικά ολόκληρου του φορέα. Μετά από κάθε

ελαστική ανάλυση το αναλυτικό προσομοίωμα της κατασκευής τροποποιείται κατάλληλα, ώστε να ληφθεί υπόψη η πραγματική εντατική κατάσταση και η μείωση της δυσκαμψίας των στοιχείων που έχουν ήδη διαρρεύσει. Εφαρμόζεται μία νέα κατανομή μονοτονικά αυξημένων πλευρικών φορτίων και η ελαστική ανάλυση επαναλαμβάνεται μέχρι να διαρρεύσει μία νέα ομάδα στοιχείων. Η διαδικασία αυτή συνεχίζεται ώσπου είτε η κατασκευή να γίνει ασταθής, είτε η συνολική μετακίνηση αυτής να φτάσει μία προκαθορισμένη οριακή τιμή.

### **Ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα**

Τα φάσματα σχεδιασμού του κανονισμού μας δίνουν την απαιτούμενη ικανότητα της κατασκευής και για να πληρούνται οι προϋποθέσεις θα πρέπει να αντιπαραβάλλουμε τον υπό μελέτη φορέα με αυτά. Για να γίνει αυτό, μετατρέπουμε το πολυβάθμιο σύστημα που είναι ο φορέας σε ένα άλλο ιδεατό σύστημα το ισοδύναμο μονοβάθμιο. Όπως γίνεται αντιληπτό κάτι τέτοιο συνεπάγεται κάποιες παραδοχές που ως αποτέλεσμα έχουν κάποιες αποκλίσεις.

Για κάθε όροφο οι δυνάμεις που ασκούνται είναι:

$$F_i = \sum F_i(m_i \Phi_i) / (\sum_j m_j \Phi_j)$$

όπου  $\sum F_i = V$  που είναι η τέμνουσα στη βάση. Οι συντελεστές  $\Phi_i$  δηλώνουν την κατανομή των μετακινήσεων των ορόφων και λαμβάνουν τις τιμές της  $n$  ιδιομορφής στην περίπτωση της ιδιομορφικής ανελαστικής στατικής ανάλυσης. Συνήθως το διάνυσμα  $\Phi$  κανονικοποιείται ώστε η τιμή που αντιστοιχεί στη μετακίνηση της κορυφής να είναι ίση με τη μονάδα ( $\Phi_{top} = 1$ ). Σε αυτή την περίπτωση η αντιστοιχία οποιουδήποτε μεγέθους (δύναμη, μετακίνηση, ενέργεια, κλπ) μεταξύ του πολυβάθμιου και του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος γίνεται με βάση την παρακάτω σχέση:

$$Q = \Gamma_n Q$$

όπου:

$Q^*$  = μέγεθος στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα.

$Q$  = αντίστοιχο μέγεθος στο πολυβάθμιο σύστημα

$\Gamma_n$  = συντελεστής συμμετοχής ο οποίος δίνεται από τη σχέση:

$$\Gamma_n = (\sum m_i \Phi_i) / (\sum m_i \Phi_i^2)$$

Η μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος είναι:

$$m^* = \sum m_i \Phi_i$$

Καθ' ό τι τόσο οι δυνάμεις όσο και οι μετακινήσεις ακολουθούν τη σχέση μετασχηματισμού  $Q = \Gamma_n Q$ , η ακαμψία του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος ισούται με αυτή του πολυβάθμιου. Ωστόσο η ιδιοπερίοδος του μονοβάθμιου συστήματος δεν είναι ίση με την ιδιοπερίοδο του πολυβάθμιου ακόμα και αν το διάνυσμα  $\Phi$  είναι ίσο με το ιδιοδιάνυσμα.

Για τη μετατροπή της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής σε φάσμα αντίστασης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος χρησιμοποιούνται οι παρακάτω σχέσεις:

$$\frac{F_{sn}}{L_n} = \frac{V_{bn}}{M_n^{\bar{\omega}}}$$

$$D_n = \frac{u_{rn}}{\Gamma_n \varphi_n}$$

όπου,

$\varphi_i$ : οι συντελεστές  $\varphi_i$  δηλώνουν την κατανομή των μετακινήσεων στους ορόφους, διαφοροποιούνται για κάθε ιδιομορφή, και είναι κανονικοποιημένοι έτσι ώστε η τιμή στην κορυφή να ισούται με μονάδα ( $\varphi_{top}=1$ ).

$\Gamma_n$ : ο συντελεστής συμμετοχής ο οποίος δίνεται από τη σχέση:

$$\Gamma_n = \frac{\sum m_i \varphi_i}{\sum m_i \varphi_i^2}$$

$L_n$ : η μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος ίση με:

$$L_n = \sum m_i \varphi_i$$

$M_n^*$ : η ενεργός ιδιομορφική μάζα της κατασκευής ίση με:

$$M_n = L_n \Gamma_n$$

### 3.2 Προκατασκευασμένα κτίρια

Στην εργασία αυτή θα χρησιμοποιηθούν προκατασκευασμένα κτίρια από σκυρόδεμα που θα υποβληθούν σε αναλύσεις. Τέτοιου είδους κτίρια χρησιμοποιούνται ευρέως, ιδιαίτερα για βιομηχανικά κτίρια. Τα πλεονεκτήματά τους είναι πολλά, αφού πρόκειται για ταχεία κατασκευαζόμενα και οικονομικά κτίρια, με μειωμένη στο ελάχιστο δουλειά στο εργοτάξιο, ενώ οι καιρικές συνθήκες ελάχιστα επηρεάζουν το χρόνο ανέγερσης και την ποιότητα της κατασκευής. Έτσι η εφαρμογή αυτού του τύπου κτιρίων εξαπλώνεται με επιτυχία καθιστώντας τα μία από τις κύριες τεχνικές παγκοσμίως.

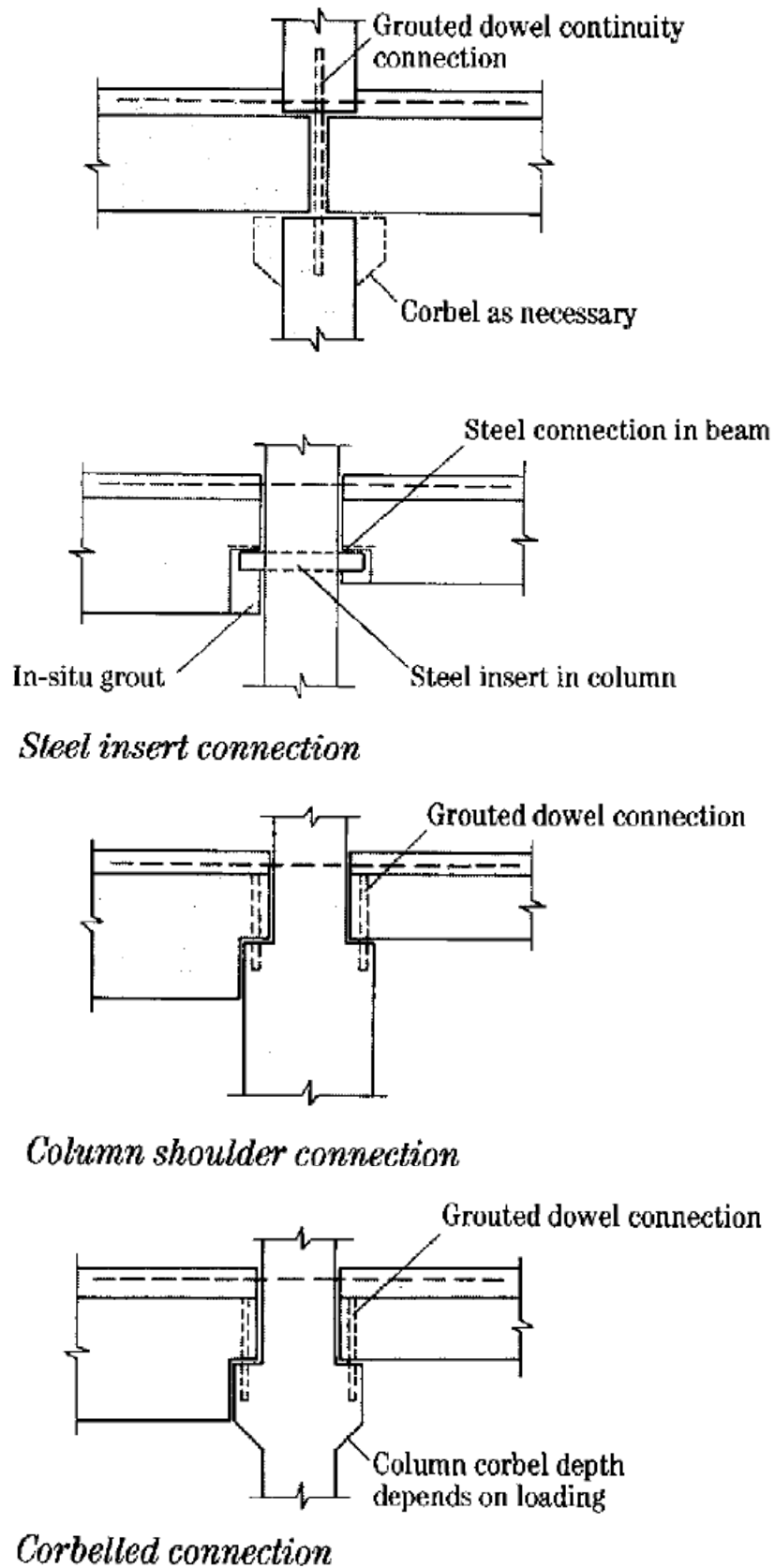
Αν και η ασφάλεια των προκατασκευασμένων κτιρίων κατά τη διάρκεια σεισμών έχει αναγνωριστεί ως ένα από τα πιο σημαντικά θέματα στο σχεδιασμό, παραδόξως έχει γίνει πολύ περιορισμένη πειραματική έρευνα. Σε τέτοια συστήματα, η σεισμική συμπεριφορά εξαρτάται από τον τύπο των συνδέσεων, τη θέση τους στην κατασκευή και τον τύπο της ίδιας της κατασκευής. Ειδικά στους κόμβους δοκών- υποστυλωμάτων οι συνδέσεις κρίνονται κρίσιμες. Σε πολλές χώρες (Ηνωμένες Πολιτείες, Νέα Ζηλανδία, Ιαπωνία, Αυστραλία και άλλες) προτιμώνται άκαμπτες συνδέσεις δοκών- υποστυλωμάτων, ενώ στην Ευρώπη και αλλού, χρησιμοποιούνται παραδοσιακά απλές αρθρωτές συνδέσεις. Πρόσφατα, δημοσιεύτηκε ο fib Bulletin No.43, στον οποίο δίνονται σημαντικές πληροφορίες για σχεδόν κάθε είδος σύνδεσης τέτοιων κόμβων σε σχέση με το σχεδιασμό και τη συμπεριφορά τους. Μια επισκόπηση της έρευνας και της ανάπτυξης για το σχεδιασμό προκατασκευασμένων πλαισίων μπορεί επίσης να βρει κανείς στο fib Bulletin No.27 (Park et al.2003).

Περιορισμένη έρευνα έχει διεξαχθεί για τις εν ξηρώ αρθρωτές συνδέσεις οι οποίες υλοποιούνται με πείρους, για παράδειγμα από τον Leong (2006) ο οποίος πρότεινε βελτιώσεις σε τέλειες καρφωτές συνδέσεις με πείρους. Ο μηχανισμός του πείρου ερευνηθήκε εκτεταμένα από τους Βινζηλέου και Τάσσιος (1985,1987) ενώ οι Τσουκαντάς και Τάσσιος (1989) πραγματοποίησαν αναλυτική έρευνα για τη διατμητική αντοχή των συνδέσεων αυτών μεταξύ γραμμικών προκατασκευασμένων στοιχείων υπό μονοτονική και κυκλική φόρτιση σε λείες και τραχείες επιφάνειες. Πρόσφατα έγινε σημαντική πειραματική και υπολογιστική έρευνα για την συμπεριφορά των παραπάνω συνδέσεων στα πλαίσια του project 'Προκατασκευασμένα κτίρια EC8: Σεισμική Συμπεριφορά των Προκατασκευασμένων Κτιρίων από Σκυρόδεμα σε σχέση με τον Ευρωκώδικα' το οποίο εστίασε την προσοχή του στη μη γραμμική συμπεριφορά αυτών των κατασκευών για διάφορους τύπους συνδέσεων. Επειδή και πάλι δεν υπήρχε λεπτομερή έρευνα διεξήχθη μια επιπλέον έρευνα στο Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου από τους

Ψυχάρης και Μουζάκης (2012) για καινοτόμες μηχανικές συνδέσεις σε προκατασκευασμένα κτίρια υπό σεισμική φόρτιση. Παρακάτω φαίνονται ενδεικτικά κάποιοι τύποι συνδέσεων.



Σχήμα 3.4: Αρθρωτή σύνδεση δοκών-υποστυλώματος



Σχήμα 3.5: Διαφορετικοί τρόποι σύνδεσης δοκού- υποστυλωμάτων

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

### Μέθοδοι Ανάλυσης

#### 4.1 Ελαστικές

Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης βασίζονται στην παραδοσιακή γραμμική σχέση έντασης - παραμόρφωσης για τα δομικά στοιχεία της κατασκευής με κατάλληλες τροποποιήσεις των μετακινήσεων και των κριτηρίων επιτελεστικότητας, έτσι ώστε να λαμβάνεται υπόψη η πιθανότητα εκδήλωσης μη γραμμικής συμπεριφοράς για το σεισμό σχεδιασμού.

Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης έχουν νόημα κατά τη διάρκεια της ελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής μέχρι το σημείο της πρώτης διαρροής. Στη συνέχεια όμως αδυνατούν να προβλέψουν την ανακατανομή των εντάσεων που θα συμβεί λόγω της προοδευτικής διαρροής των δομικών στοιχείων του φορέα. Έτσι λοιπόν οι ελαστικές αναλύσεις γίνονται όταν το αναμενόμενο επίπεδο της ανελαστικής απόκρισης μιας κατασκευής είναι μικρό, οπότε και είναι βέλτιστες χρονικά και υπολογιστικά.

#### Ιδιομορφική φασματική ανάλυση

Σύμφωνα με αυτή τη μέθοδο η μέγιστη απόκριση κατά τη φόρτιση ενός ελαστικού πολυβάθμιου συστήματος με ενεργές σεισμικές δυνάμεις  $p_{\text{eff},n}(t)$  υπολογίζεται με την εξής διαδικασία: Κατ' αρχάς οι σεισμικές δυνάμεις κατανέμονται καθ' ύψος του κτιρίου με συγκεκριμένο τρόπο, δηλαδή ως το άθροισμα των εσωτερικών ιδιομορφικών δυνάμεων (modal inertia forced distribution)  $s_n$  από τη σχέση:

$$s_n = \sum_{n=1, N} (\Gamma_n m \phi_n)$$

Ακολουθώντας αυτή τη κατανομή δυνάμεων υπολογίζεται οποιοδήποτε μέγεθος απόκρισης θέλουμε όπως μετακινήσεις, τέμνουσες δυνάμεις, γωνιακές παραμορφώσεις και άλλα.

Η συμμετοχή της n-οστής ιδιομορφής στη συνολική απόκριση δίνεται από τη σχέση:

$$r_{no} = r_n^{st} A_n$$

όπου:  $r_n^{st}$  είναι η στατική απόκριση λόγω της n-οστής ιδιομορφής,

$A_n(\Gamma_n, \zeta_n)$  η τιμή της ψευδοεπιτάχυνσης που αντιστοιχεί σε ιδιοπερίοδο  $T_n$  της η-οστής ιδιομορφής του πολυβάθμιου συστήματος όπως προκύπτει από το ελαστικό φάσμα απόκρισης του σεισμού. Η τελική συνολική απόκριση προκύπτει ως η ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων των μέγιστων «ιδιομορφικών» αποκρίσεων, (γνωστός ως κανόνας SRSS):

$$r_o = \left( \sum_{n=1}^N (r_{no})^2 \right)^{0.5}$$



## 4.2 Ανελαστικές

Οι ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης ασχολούνται με την πραγματική συμπεριφορά των κατασκευών δηλαδή των μηχανισμών αστοχίας και προοδευτικής κατάρρευσης τους. Με αυτές γίνεται ακριβέστερη πρόβλεψη της συμπεριφοράς μίας κατασκευής όταν υποβληθεί σε ισχυρούς σεισμούς, για τους οποίους είναι πιθανότατα δεν θα συμπεριφερθεί ανελαστικά.

### 4.2.1 Ιδιομορφική ανελαστική δυναμική ανάλυση (UMRHA)

Πρόκειται για μια μέθοδο ανάλυσης με σκοπό τον προσδιορισμό της ικανότητας της κατασκευής όπου αυτή φορτίζεται μέχρι το σημείο της κατάρρευσης. Πραγματοποιούνται διαδοχικές βήμα προς βήμα αναλύσεις με σκοπό την προσέγγιση της ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής συνυπολογίζοντας τη μείωση της δυσκαμψίας των μελών που έχουν διαρρεύσει.

Η κατανομή της ενεργής σεισμικής φόρτισης καθ' ύψος της κατασκευής προσομοιώνεται με στατικά οριζόντια φορτία σύμφωνα με κάθε ιδιομορφή της κατασκευής. Διεξάγονται αναλύσεις όσες και οι ιδιομορφές που επηρεάζουν την απόκριση της κατασκευής. Το αρχικό σχήμα της φόρτισης παραμένει σταθερό σε κάθε βήμα της ανάλυσης. Όσο για τον αριθμό των ιδιομορφών που μελετώνται κρίνεται από τον εκάστοτε μελετητή και συνήθως οι πρώτες τρεις επαρκούν καθώς μετά μειώνεται στο ελάχιστο η τιμή της ιδιοπεριόδου σε σχέση με την προηγούμενη.

Παρακάτω δίνονται συνοπτικά τα βήματα της μεθόδου σύμφωνα με τον Chopra:

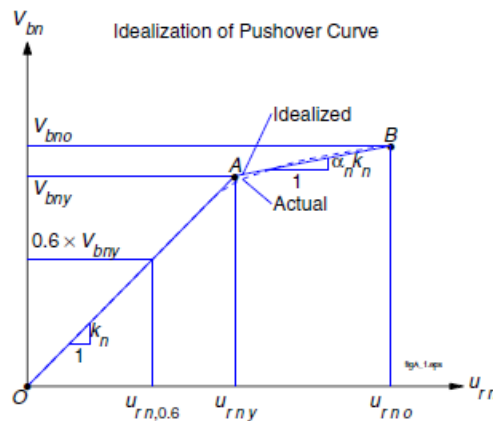
1. Υπολογίζονται οι κυκλικές συχνότητες  $\omega_n$ , και τα ιδιομορφικά μεγέθη  $\varphi_n$ , μετά από ιδιομορφική ελαστική ανάλυση.
2. Για τη ν-οστή ιδιομορφή προσδιορίζουμε την καμπύλη αντίστασης της κατασκευής (διάγραμμα τέμνουσας βάσης - μετατόπιση κορυφής) χρησιμοποιώντας την αντίστοιχη κατανομή δυνάμεων  $s_n$ .

2.1 Προσδιορίζουμε τη διανομή της δύναμης  $s_n = m\varphi_n$

2.2 Εφαρμόζουμε την  $s_n$  βαθμιαία και να καταγράφονται οι τέμνουσες βάσης και οι αντίστοιχες μετατοπίσεις της κορυφής. Η κατασκευή θα πρέπει να ωθείται ακριβώς πέρα από τη μετατόπιση στόχο (είτε αναμενόμενη) κορυφής στην επιλεγμένη ιδιομορφή. Επειδή η μετατόπιση οροφής στόχου μπορεί να μην είναι γνωστή κατά την έναρξη της διαδικασίας, επαναλήψεις συνήθως είναι απαραίτητες. Αυτό εφαρμόζεται εύκολα σε οποιοδήποτε εμπορικό πρόγραμμα.

3. Κατασκευή του ιδεατού διγραμμικού διαγράμματος αντίστασης με βάση την παρακάτω διαδικασία:

- 3.1. Προσδιορίζεται το σημείο B της διγραμμικής καμπύλης, που αντιστοιχεί στη μετακίνηση στόχο της κατασκευής. Η αντίστοιχη τέμνουσα βάσης και η μετακίνηση κορυφής είναι  $V_{bno}$  και  $u_{rno}$  αντίστοιχα.
- 3.2. Υπολογίζεται το εμβαδό κάτω από την πραγματική καμπύλη αντίστασης  $A_{pn}$ , χρησιμοποιώντας κάποια αριθμητική μέθοδο (π.χ. κανόνας του τραπεζίου).
- 3.3. Ακολούθως γίνεται μία πρώτη εκτίμηση της τέμνουσα βάσης στη διαρροή  $V_{bny}$ . Η τιμή αυτή, που αρχικά υιοθετείται αυθαίρετα, υπολογίζεται ακριβέστερα στη συνέχεια, έτσι ώστε τα εμβαδά κάτω από τις δύο καμπύλες να είναι ίσα.
- 3.4. Με γνωστή την  $V_{bny}$  υπολογίζεται στη συνέχεια η κλίση του ελαστικού κλάδου της διγραμμικής καμπύλης  $k_n$ , ενώνοντας με μία ευθεία γραμμή την αρχή των αξόνων O και το σημείο της πραγματικής καμπύλης που αντιστοιχεί σε τέμνουσα βάσης ίση με  $0,6 V_{bny}$ . Από την πραγματική καμπύλη αντίστασης λαμβάνεται η μετατόπιση κορυφής  $u_{m0,6}$  που αντιστοιχεί στην τέμνουσα βάσης  $0,6 V_{bny}$ , και υπολογίζεται η κλίση από τη σχέση  $k_n = 0,6 V_{bny} / u_{rn0,6}$
- 3.5. Υπολογίζεται η μετατόπιση διαρροής  $u_{rny} = V_{bny} / k_n$  που αντιστοιχεί στην τέμνουσα διαρροής  $V_{bny}$  (σημείο A).
- 3.6. Στη συνέχεια σχηματίζεται η καμπύλη OAB, ενώνοντας με ευθείες γραμμές τα σημεία O, A, B. Από τη διαδικασία αυτή προκύπτει η ιδεατή διγραμμική καμπύλη αντίστασης.



Σχήμα 4.1: Ιδεατή καμπύλη αντίστασης (pushover) της ν-στής ιδιομορφής

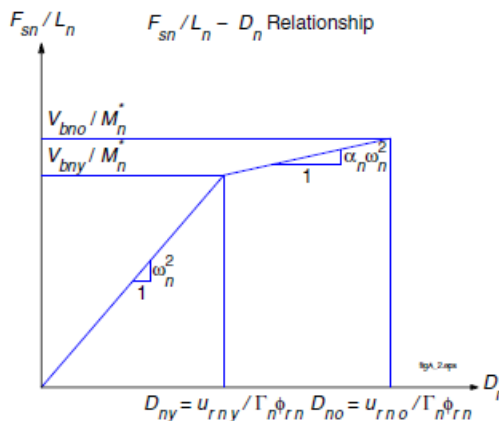
- 3.7. Η μετελαστική κλίση της καμπύλης αυτής υπολογίζεται από τη σχέση  $\alpha_n = [(V_{bno} - V_{bny}) - 1] / [(u_{rno} / u_{rny}) - 1]$
- 3.8. Υπολογίζεται το εμβαδό  $A_{bn}$  της ιδεατής διγραμμικής καμπύλης OAB.
- 3.9. Υπολογίζεται το σφάλμα:  $100 * (A_{bn} - A_{pn}) / A_{pn}$ . Αν η τιμή του σφάλματος είναι μεγάλη πραγματοποιούνται επαναλήψεις έως ότου καταλήξουμε σε μία αποδεκτή τιμή απόκλισης. Σε αυτή την περίπτωση ακολουθείται η εξής διαδικασία: Υπολογίζεται η νέα τιμή της τέμνουσας διαρροής  $V_{bny}^* = V_{bny} * A_{pn} / A_{bn}$ , και στη συνέχεια

επαναλαμβάνονται τα βήματα 3.4-3.8 έως ότου επιτευχθεί ο επιθυμητός βαθμός ακρίβειας (0,01 απόκλιση είναι ικανοποιητική)

4. Μετατροπή της διγραμμικοποιημένης καμπύλης  $V_{bn}-u_m$  σε σχέση δύναμης - παραμόρφωσης  $F_{sn}/L_n - D_n$  για τη ν-οστή ιδιομορφή του ανελαστικού μονοβάθμιου συστήματος.

4.1. Υπολογίζεται η μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος  $L_n$ , ο συντελεστής συμμετοχής  $\Gamma_n$  και η ενεργός ιδιομορφική μάζα  $M_n$  από τις σχέσεις:  $L_n = \sum \phi_i^T m_i$   
 $\Gamma_n = \sum m_i \phi_i / \sum m_i \phi_i^2$      $M_n = L_n \Gamma_n$

4.2. Κατασκευάζεται το διγραμμικό διάγραμμα δύναμης - παραμόρφωσης. Για τη μετατροπή της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής σε φάσμα αντίστασης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος χρησιμοποιούνται οι παρακάτω σχέσεις:  $F_{sn}/L_n = V_{bn}/M_n$ ,  $D_n = u_{rn}/(\Gamma_n \phi_{rn})$ . Στη συνέχεια τοποθετούμε στον κατακόρυφο άξονα τις τιμές  $F_{sno}/L_n = V_{bno}/M_n$ ,  $F_{sny}/L_n = V_{bny}/M_n$  και στον οριζόντιο άξονα τις αντίστοιχες τιμές της παραμόρφωσης  $D_{no} = u_{rno}/(\Gamma_n \phi_{rn})$  και  $D_{ny} = u_{rny}/(\Gamma_n \phi_{rn})$ .



Σχήμα 4.2 : Ιδεατό διγραμμικό φάσμα αντίστασης μονοβάθμιου ταλαντωτή

5. Υπολογίζεται η χρονοϊστορία της παραμόρφωσης  $D_n(t)$  και της ψευδοεπιτάχυνσης  $A_n(t)$  για τη ν-οστή ιδιομορφή του δυναμικού ανελαστικού μονοβάθμιου συστήματος μοναδιαίας μάζας, με τη σχέση δύναμης-παραμόρφωσης που περιγράφεται από την παραπάνω καμπύλη.

6. Υπολογίζουμε τις χρονοϊστορίες των αποκρίσεων της μετακίνησης και της επιτάχυνσης από τους τύπους  $u_n(t) = \Gamma_n \phi_n D_n(t)$  και  $a_n(t) = \Gamma_n \phi_n A_n(t)$

7. Επαναλαμβάνουμε τα βήματα 3 έως 6 για όσες ιδιομορφές είναι απαραίτητο. Συνήθως οι τρεις πρώτες ιδιομορφές επαρκούν.

8. Συνδυάζουμε τις ιδιομορφικές αποκρίσεις αθροίζοντας τες χρονικά. Από αυτές προκύπτει και η χρονοϊστορία των μεγεθών που μπορούν να υπολογιστούν ως συνάρτησή τους.

9. Από τα συνδυασμένα μεγέθη ξεχωρίζουμε τις μεγαλύτερες τιμές που είναι και οι μέγιστες

αυτής της μεθόδου.

#### 4.2.2 Ιδιομορφική Ανελαστική στατική ανάλυση (MPA)

Μέθοδος συγγενής με την παραπάνω στην οποία επίσης επιβάλλονται πλευρικά σταδιακά αυξανόμενα φορτία στην κατασκευή για τον υπολογισμό της μέγιστης απόκρισης ενός ανελαστικού πολυβάθμιου συστήματος. Τα φορτία αυξάνονται μέχρι να φτάσουν μία προκαθορισμένη μετατόπιση στην κορυφή του φορέα ίση με  $u_m$ , η μέγιστη τιμή της οποίας είναι  $u_{mo} = \Gamma_n \varphi_{rn} D_n$ . Για αυτή την κατανομή καταγράφονται οι τιμές της μετατόπισης κορυφής που αντιστοιχούν στην εκάστοτε τιμή της τέμνουσας βάσης. Έτσι κατασκευάζεται η καμπύλη αντίστασης του φορέα για την κάθε ιδιομορφή σύμφωνα με την παράγραφο 3.1 και στη συνέχεια διγραμμικοποιείται, σύμφωνα με το βήμα 4 της προηγούμενης μεθόδου. Οι διαφορές της με την UMRH Αρχίζουν από το επόμενο βήμα.

##### Βήματα Μεθόδου

1-4 :ανατρέχουμε στην προηγούμενη μέθοδο

5.Για τη ν-οστή ιδιομορφή του ανελαστικού μονοβάθμιου συστήματος μοναδιαίας μάζας, και σχέση δύναμης-παραμόρφωσης που περιγράφεται από την καμπύλη που υπολογίστηκε στο βήμα 4, υπολογίζεται η μέγιστη τιμή της παραμόρφωσης  $D_n$  μετά από δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας του μονοβάθμιου συστήματος ή από το φάσμα απόκρισης ή σχεδιασμού.

6.Από τη μέγιστη τιμή της παραμόρφωσης  $D_n$  και της ψευδοεπιτάχυνσης  $A_n$  του μονοβάθμιου συστήματος, υπολογίζεται η μέγιστη μετακίνηση κορυφής της κατασκευής  $u_{mo}$  από τη σχέση  $u_{mo} = \Gamma_n \varphi_{rn} D_n$  και η μέγιστη επιτάχυνση  $\alpha_{mo} = \Gamma_n \varphi_{rn} A_n$ .

7.Από τα αποτελέσματα της pushover ανάλυσης υπολογίζονται για την τιμή  $u_{mo}$  της μετατόπισης κορυφής, τα αντίστοιχα μεγέθη που μας ενδιαφέρουν (γωνιακές παραμορφώσεις, τέμνουσες, πλαστικές στροφές κλπ).

8.Επαναλαμβάνονται τα βήματα 3 έως 7 για όσες ιδιομορφές είναι απαραίτητο.

9.Η συνολική απόκριση προκύπτει συνδυάζοντας τις μέγιστες ιδιομορφικές αποκρίσεις, χρησιμοποιώντας τον κανόνα SRSS.

### 4.2.3 Δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Στη μέθοδο αυτή φορτίζουμε την κατασκευή με το ελαστικό φάσμα του σεισμού σχεδιασμού του κανονισμού ή του σεισμού που μας ενδιαφέρει και συγκρίνουμε την αντοχή που απαιτήσε ο σεισμός με αυτή που έχει η κατασκευή. Η φόρτιση που δέχεται η κατασκευή δεν τυποποιείται επειδή διαρκώς αλλάζει ανάλογα με το φάσμα. Όσο πιο μικρό είναι το βήμα που χρησιμοποιείται τόσο πιο ακριβής είναι η χρονοϊστορία φόρτισης, όποτε πιο έγκυρα και τα αποτελέσματα. Η μέθοδος αυτή είναι η ακριβέστερη για τον προσδιορισμό της μη γραμμικής ανελαστικής απόκρισης της κατασκευής όμως λόγω έλλειψης τυποποίησης είναι αργή και με μεγάλο υπολογιστικό φόρτο.

### 4.3 Μέθοδος Rejec et al

Οι Rejec et al θέλησαν να εξετάσουν την αξιοπιστία της διαδικασίας που ακολουθείται για τον προσδιορισμό των ανελαστικών τεμνουσών δυνάμεων στον Ευρωκώδικα 8. Σε πολλές κατασκευές που είναι χαρακτηριστικές για τις πρακτικές σχεδιασμού τους στην Ευρώπη και είναι σχεδιασμένες ώστε να ικανοποιούν τις απαιτήσεις του EC8, έγιναν αναλύσεις και τα αποτελέσματα συγκρίθηκαν με τη ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας. Κανονικά, αν ο Ευρωκώδικας ακολουθηθεί σωστά θα πρέπει να δίνει αξιόπιστα αποτελέσματα για τις τέμνουσες που έχουν ξεπεράσει τη διαρροή. Ωστόσο, έδωσε σημαντικά λανθασμένα αποτελέσματα (υπερεκτιμημένα μέχρι και 40%). Έτσι οι Rejec et al προτείνουν κάποιες αλλαγές:

1. Η μέθοδος Keinzel η οποία υιοθετείται στον EC8 θα πρέπει να χρησιμοποιείται σε συνδυασμό με τις σεισμικές τέμνουσες λαμβάνοντας υπόψη την ύπαρξη μόνο της πρώτης ιδιομορφής.
2. Το μέγιστο όριο του συντελεστή μεγέθυνσης των τεμνουσών θα πρέπει να συσχετίζεται με την συνολική τέμνουσα και
3. Να χρησιμοποιείται διαφορετικός συντελεστής μεγέθυνσης της τέμνουσας καθ' ύψος του κτιρίου

Κατ' αρχάς δίνουμε την διαδικασία του Ευρωκώδικα 8:

Η διαδικασία του Ευρωκώδικα απαιτεί οι τέμνουσες  $V'_{Ed}$  που λαμβάνονται από την ισοδύναμη ελαστική ανάλυση να πολλαπλασιάζονται καθ' ύψος όλου του κτιρίου από το συντελεστή μεγέθυνσης  $\varepsilon$ , ώστε να δίνουν τις τέμνουσες σχεδιασμού  $V_{Ed}$ , δηλαδή:

$$V_{Ed} = \varepsilon \cdot V'_{Ed} \quad (1)$$

Για κτίρια που η απόκρισή τους δίνει δυνάμεις που μπαίνουν αρκετά μέσα στην ανελαστική περιοχή, ο συντελεστής μεγέθυνσης  $\varepsilon$  δίνεται από την έκφραση (2), που αρχικά προτάθηκε από τον Keinzel:

$$\varepsilon = q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0.1 \cdot \left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)^2} \begin{cases} \leq q \\ \geq 1.5 \end{cases} \quad (2)$$

όπου :

$q$ : ο συντελεστής συμπεριφοράς σχεδιασμού

$M_{Ed}$ : η σεισμική ροπή σχεδιασμού

$M_{Rd}$ : η ροπή αντοχής της βάσης

$\gamma_{Rd}$ : ο συντελεστής υπεραντοχής του χάλυβα

$T_1$ : η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου κατά τη διεύθυνση των τεμνουσών δυνάμεων

$T_C$ : η περίοδος που αντιστοιχεί στο άνω όριο της περιοχής σταθερής επιτάχυνσης του φάσματος

$Se(T)$ : η τεταγμένη του ελαστικού φάσματος απόκρισης

Ο Keinzel (1990) σε μια έρευνά του σύγκρινε τα αποτελέσματα του ισοδύναμου ελαστικού συστήματος της διαδικασίας του Ευρωκώδικα με την ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας. Βασιζόμενος στα εξαγόμενα αποτελέσματα συμπέρανε ότι συνδυασμός των ιδιομορφών μπορεί να εφαρμοστεί στην ελαστική περιοχή και ότι μόνο η συνεισφορά των δύο πρώτων ιδιομορφών είναι σημαντική.

$$V_{Ed}^* = \sqrt{\left(V'_{Ed,1}\right)^2 + \left(V'_{Ed,2}\right)^2} \quad (3)$$

όπου :

$V_{Ed}^*$ : η τέμνουσα σχεδιασμού της βάσης όπως την όρισε ο Keinzel

$V'_{Ed,1}$ : η σεισμική τέμνουσα βάσης λόγω της 1<sup>ης</sup> ιδιομορφής

$V'_{Ed,2}$ : η σεισμική τέμνουσα βάσης λόγω της 2<sup>ης</sup> ιδιομορφής

Επιπλέον ο Keinzel συμπέρανε ότι το η μείωση των σεισμικών δυνάμεων που αντιστοιχούν σε κάθε ιδιομορφή είναι αναλογική με το μέγεθος της σεισμικής ροπής της βάσης και το κατά πόσο διεγείρεται εκεί η συγκεκριμένη ιδιομορφή. Για το λόγο αυτό πρακτικά μόνο η συνεισφορά της 1<sup>ης</sup> πρέπει να μειωθεί με το  $q$  (όπως γίνεται με τον ισοδύναμο ελαστικό συνδυασμό) και η συνεισφορά της 2<sup>ης</sup> ιδιομορφής πρέπει να είναι ελαστική-αμείωτη ( $qV'_{Ed,2}$ )

$$V_{Ed}^* = \sqrt{\left(V'_{Ed,1}\right)^2 + \left(q \cdot V'_{Ed,2}\right)^2} \quad (4)$$

Λαμβάνοντας υπόψη ότι η καμπτική υπεραντοχή επηρεάζει μόνο τις τέμνουσες της 1<sup>ης</sup> ιδιομορφής, και ότι στην ιδιομορφική φασματική ανάλυση η συμμετοχή της 2<sup>ης</sup> στη βάση είναι περίπου  $\sqrt{0.1Se(T_2)/Se(T_1)}$  της 1<sup>ης</sup>, καταλήγουμε στην παρακάτω έκφραση:

$$V_{Ed} = V_{Ed}^* = \sqrt{\left(\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \cdot \gamma_{Rd} \cdot V'_{Ed,1}\right)^2 + \left(q \cdot V'_{Ed,1} \cdot \sqrt{0.1} \cdot \frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)^2} \quad (5)$$

Η έκφραση (2) προκύπτει βγάζοντας το γινόμενο  $V'_{Ed,1} \cdot q$  έξω από το τη ρίζα στην (5) :

$$V_{Ed} = V'_{Ed,1} \cdot q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + \left(\sqrt{0.1} \cdot \frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)^2} = V'_{Ed,1} \cdot \varepsilon \quad (6)$$

Είναι σημαντικό να σημειωθεί ότι σύμφωνα με τα παραπάνω ο συντελεστής μεγέθυνσης του Keinzel πρέπει να εφαρμόζεται στις σεισμικές τέμνουσες που προκύπτουν από την ελαστική ανάλυση, λαμβάνοντας υπόψη μόνο την ύπαρξη της 1<sup>ης</sup> ιδιομορφής. Επιπρόσθετα, παρόλο που η παραδοχή  $V'_{Ed,2}/V'_{Ed,1} = \sqrt{0.1} \cdot S_e(T_2)/S_e(T_1)$  είναι σωστή μόνο για την βάση του κτιρίου ο Ευρωκώδικας επιβάλλει την εφαρμογή της (2) σε όλες τις τέμνουσες που προκύπτουν λόγω σεισμικής διέγερσης καθ' ύψος του κτιρίου. Ο Keinzel επίσης κατέληξε πως ο συντελεστής  $\varepsilon$  περιορίζεται στην άνω τιμή του  $q$ . Την ίδια υπόθεση υιοθέτησε ο EC8. Ενώ ισχύει ότι το άνω όριο της  $V_{Ed}$  πρέπει να είναι η ελαστική τιμή  $V_E = qV'_{Ed}$  (όπως εφαρμόζεται στον EC8), η αρχική υπόθεση της διαδικασίας του Keinzel ότι  $V_{Ed} = qV'_{Ed,1}$ , παραμελώντας την συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών, δεν είναι έγκυρη. Είναι προφανές λοιπόν ότι η πρόταση του συγκεκριμένου επιστήμονα περιλαμβάνει μια σειρά μη αξιόπιστων παραδοχών και προσεγγίσεων. Πρώτα από όλα ότι ισχύει στην ελαστική χρησιμοποιείται και στην ανελαστική περιοχή. Δεδομένου ότι η διαδικασία αυτή είχε αρχικά εγκριθεί από περιορισμένη μελέτη, απαιτείται μια πληρέστερη.

Οι Rejes et al προσπάθησαν να βρουν έγκυρα τις απαιτούμενες τέμνουσες δυνάμεις λόγω σεισμικής διέγερσης όχι μόνο της βάσης, αλλά όλων των ορόφων καθ' ύψος του κτιρίου, σε διαφέροντας έτσι με αυτό που εφαρμόζει ο Ευρωκώδικας. Έτσι, στον τύπο του Keinzel και η θέση της σταθεράς αναλογίας της συνεισφοράς των ανώτερων ιδιομορφών με τη συνεισφορά της 1<sup>ης</sup> ιδιομορφής αντικαθίσταται με διαφορετική αναλογία σε κάθε όροφο του κτιρίου που μελετάται, οπότε ο συντελεστής μεγέθυνσης διαμορφώνεται σύμφωνα με την παρακάτω έκφραση:

$$\varepsilon_a(z) = q \cdot \sqrt{\left(\min\left[\frac{\gamma_{Rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}; 1\right]\right)^2 + m(z)^2 \cdot \left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)^2} \geq 1.5$$

όπου ανάλογα με την ροπή ή την τέμνουσα ο όρος  $m(z)$  είναι:

$$M_i(\bar{z}) = m \cdot H^2 \cdot S_d(T_i) \cdot \bar{M}_i(\bar{z})$$

$$V_i(\bar{z}) = m \cdot H \cdot S_d(T_i) \cdot \bar{V}_i(\bar{z})$$

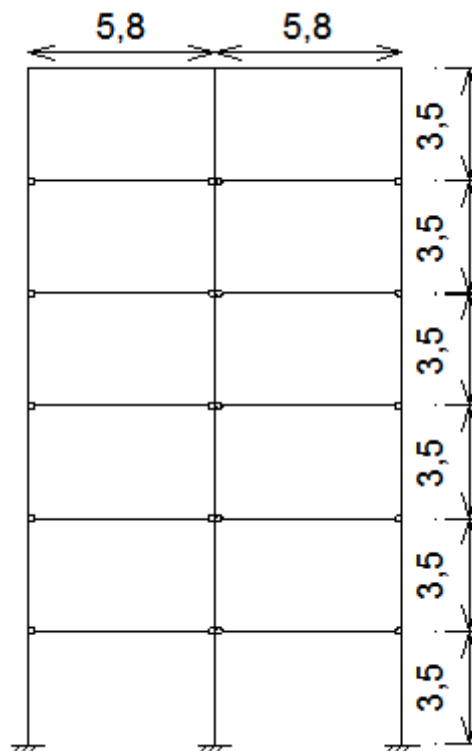
και όπου:  $\bar{z} = z/H$

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

### ΦΟΡΕΙΣ

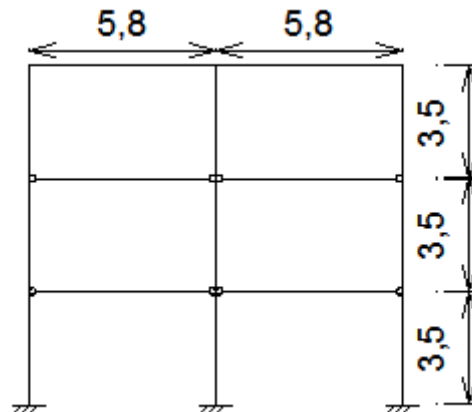
#### 5.1 Γενικά στοιχεία

Οι κατασκευές που χρησιμοποιήθηκαν είναι δυο επίπεδο προκατασκευασμένοι πλαισιοτοί φορείς από σκυρόδεμα, ο ένας έξι και ο άλλος τριών ορόφων. Αυτοί σχεδιάστηκαν σύμφωνα με τις οδηγίες του ΕΑΚ (Ελληνικός Αντισεισμικός Σχεδιασμός) και πληρούν τις απαιτήσεις του για τα φορτία βαρύτητας και τα σεισμικά φορτία σχεδιασμού. Οι φορείς αποτελούνται από ορόφους, καθένας από τους οποίους έχει ένα συμμετρικό τρίπτυλο πλαίσιο ύψους 3.5m και μήκους 11.6m. Πρόκειται για προκατασκευασμένους φορείς, συνεπώς οι συνδέσεις στους κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων είναι αρθρωτές. Το συνολικό ύψος του εξαώροφου είναι 21m και του τριώροφου 10.5m. Παρακάτω παρουσιάζονται σχηματικά :



Σχήμα 5.1 εξαώροφο πλαίσιο





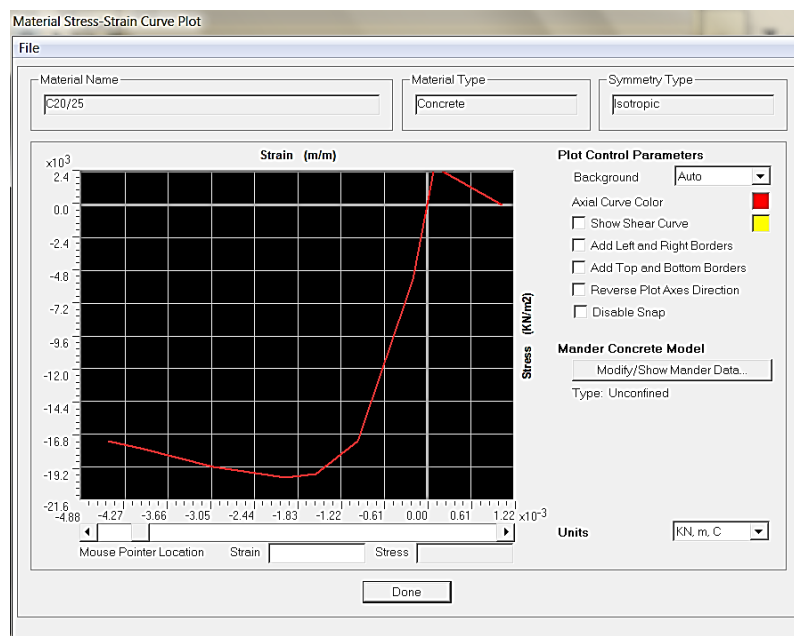
Σχήμα 5.2 τριώροφο πλαίσιο

## 5.2 Περιγραφή φορέων

### 5.2.1 Υλικά

- Σκυρόδεμα

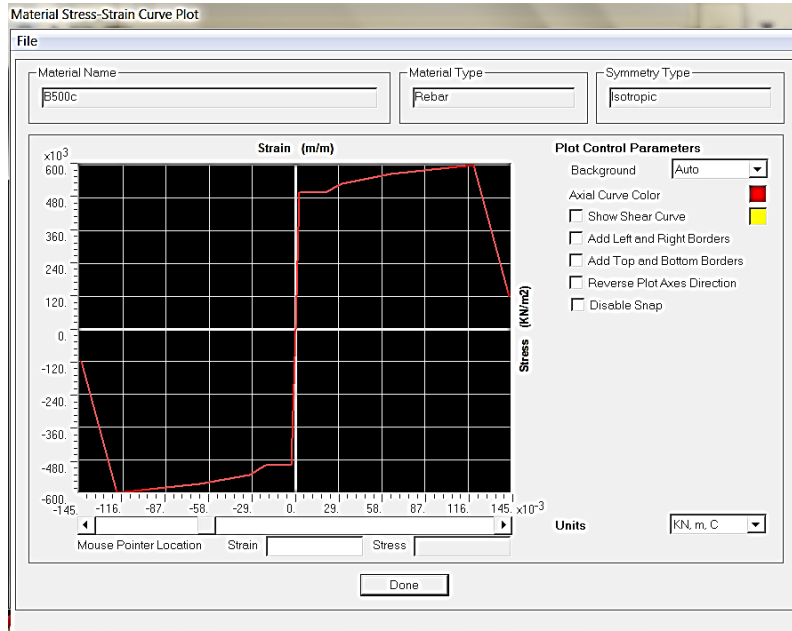
Χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα ποιότητας C20/25 και στους δύο φορείς. Ο πρώτος αριθμός ορίζει τη χαρακτηριστική αντοχή κυλίνδρου ( $f_{ck}$ ), ενώ ο δεύτερος ορίζει την χαρακτηριστική αντοχή κύβου ( $f_{ck,cube}$ ) σε MPa, στις 28 ημέρες. Η τιμή του επιβατικού μέτρου ελαστικότητας για το σκυρόδεμα δίνεται από τον κανονισμό και είναι ίση με  $E=29$  GPa. Ο συντελεστής Poisson λαμβάνεται ίσος με  $\nu=0,2$ , και ο συντελεστής θερμικής διαστολής ίσος με  $10^{-5}$  ανά  $^{\circ}\text{C}$ . Λήφθηκε υπόψη συντελεστής ασφαλείας για το σκυρόδεμα  $\gamma_s=1.5$ . Το διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων δίνεται στο σχήμα 5.1.



Σχήμα 5.3: Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων του σκυροδέματος

- Χάλυβας

Χρησιμοποιήθηκε χάλυβας ποιότητας B500C ως οπλισμός στους φορείς. Η χαρακτηριστική τιμή τάσης διαρροής για το συγκεκριμένο υλικό είναι  $f_{yk}=500\text{MPa}$ , με μέτρο ελαστικότητας  $E=200\text{GPa}$ , συντελεστή θερμικής διαστολής ίσο με  $10^{-5}$  ανά  $^{\circ}\text{C}$  και συντελεστή ασφαλείας  $\gamma_s=1.15$ . Το διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων του υλικού δίνεται στο σχήμα 5.2.



Σχήμα 5.4: Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων του χάλυβα

### 5.2.2 Αρχικά κτίρια

- Διατομές

Στα αρχικά κτίρια οι διατομές επιλέχθηκαν κατ' αρχάς έτσι ώστε να ικανοποιούνται οι παρακάτω απαιτήσεις του ΕΚΩΣ 2000:

#### 1. Υποστυλώματα

Σε όλα εν γένει τα υποστυλώματα η ελάχιστη πλευρά της διατομής πρέπει να είναι τουλάχιστον  $b_c \geq 250\text{ mm}$ .

Για να εξασφαλίζεται επαρκής πλαστιμότητα σε υποστυλώματα με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας, πρέπει η διατομή τους να είναι τέτοια ώστε να πληρούται η συνθήκη:

$$v_d = \frac{N_{sd}}{A_c \cdot f_{cd}} \leq 0.65$$

για τους συνδυασμούς δράσεων σε σεισμό.

#### 2. Δοκοί

Σε όλες εν γένει τις δοκούς πρέπει το πλάτος  $b_w$  να ικανοποιεί τη συνθήκη  $b_w > 200\text{ mm}$ .

Σε δοκούς με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας συνίσταται:

$$b_w < 2b_c$$

$b_w < b_c + h_c/2$  Ο λόγος ανοίγματος προς ύψος να είναι τουλάχιστον ίσος προς 4.

### 3. Πλάκες

Για την αποφυγή του ελέγχου έναντι βελών κάμψης, υπολογίζεται το ύψος των πλακών έτσι ώστε να ικανοποιείται η σχέση  $al/d < 30$ . Στην τελευταία σχέση, ο συντελεστής  $a$  εκφράζει το λόγο μεταξύ ιδεατού μήκους και θεωρητικού ανοίγματος και παίρνει τιμές από 1 έως 2.4 ανάλογα με το αν πρόκειται για ακραίο ή ενδιάμεσο άνοιγμα συνεχούς δοκού, για πρόβολο ή αμφιέρειστο στοιχείο. Το θεωρητικό άνοιγμα  $l$  υπολογίζεται σύμφωνα με την παράγραφο 7.2.2 του ΕΚΩΣ και για τις δύο διευθύνσεις της πλάκας.

- Φορτία

1 Ίδια βάρη: υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα FESPA. ( $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$ )

2 Μόνιμα :στις πλάκες:  $1.5 \text{ kN/m}^2$

δρομική οπτοπλινθοδομή:  $2.12 \text{ kN/m}^2$

μπατική οπτοπλινθοδομή:  $3.6 \text{ kN/m}^2$

3 Κινητά: στους εξώστες:  $5 \text{ kN/m}^2$

στις υπόλοιπες πλάκες:  $2 \text{ kN/m}^2$

4 Σεισμικά:

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας: II ( $A=0,24g$ )

Συντελεστής Σπουδαιότητας:  $\gamma_I=1$  (συνήθη κτίρια)

Συντελεστής Συμπεριφοράς της Κατασκευής:

$q=3.5$  (πλαίσια από οπλισμένο σκυρόδεμα)

Συντελεστής Φασματικής Ενίσχυσης:  $\beta_o=2,5$

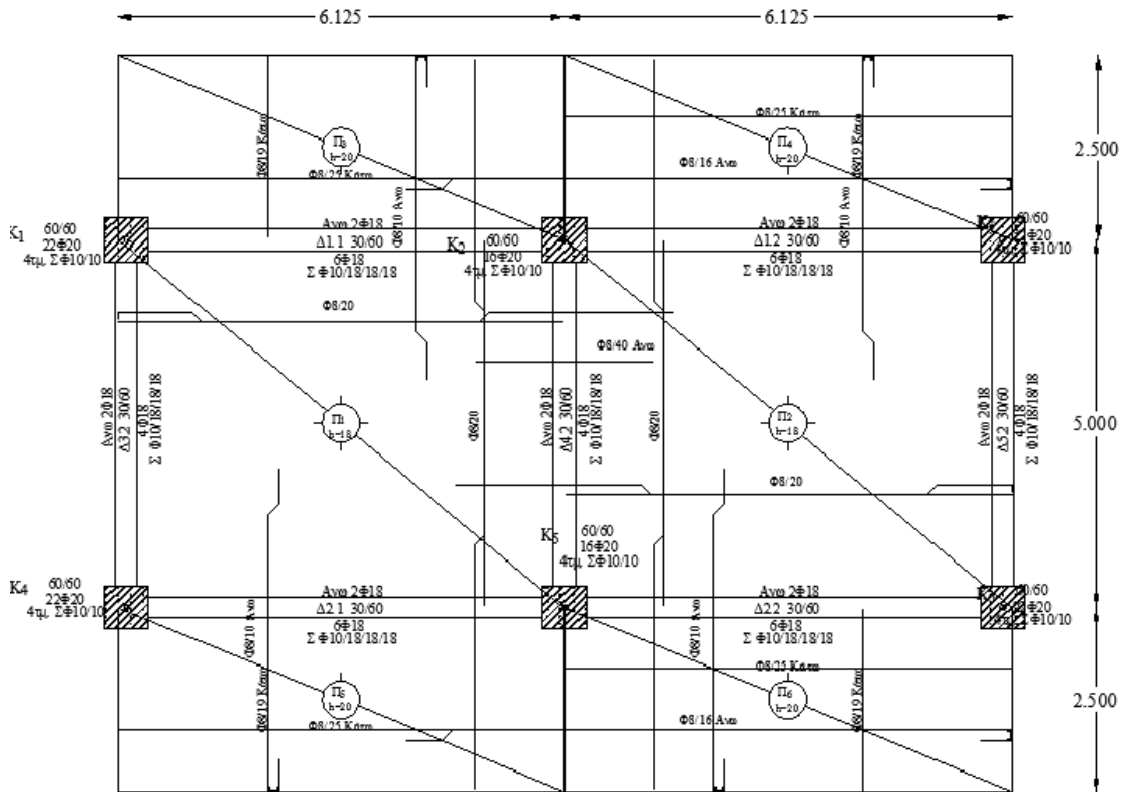
Συντελεστής Επιρροής της Θεμελίωσης:  $\theta=1$

Κατηγορία Εδάφους: B ( $T_1=0,15 \text{ sec}$ ,  $T_2=0.60 \text{ sec}$ )

- Επίλυση των κατασκευών στο στατικό πρόγραμμα FESPA

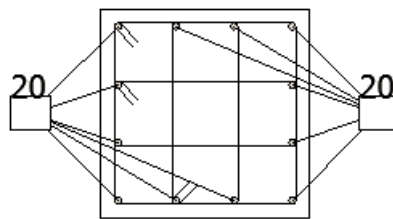
Οι αρχικοί φορείς επιλύονται με την δυναμική φασματική μέθοδο ενώ θεωρούνται πακτωμένοι στη βάση τους. Ύστερα από αυτήν καταλήξαμε στις τελικές διατομές και τους οπλισμούς αυτών. Προέκυψαν έτσι τα κτίρια για τα οποία δίνεται μια τυπική κάτοψη ορόφου και μια τυπική διατομή υποστυλώματος.

### 1. Τριώροφο:



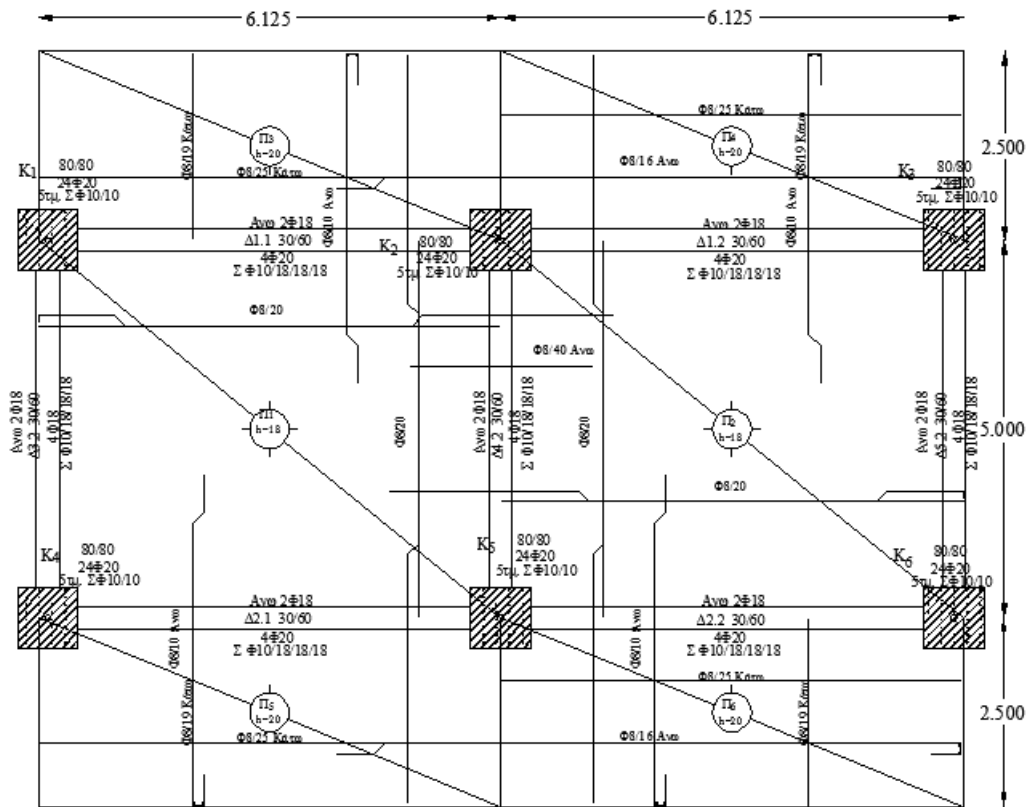
Σχήμα 5.5: Τυπική κάτοψη τριώροφου (2<sup>ος</sup> όροφος)

**K1** 60/60  
12Φ20  
4τμ. ΣΦ10/10

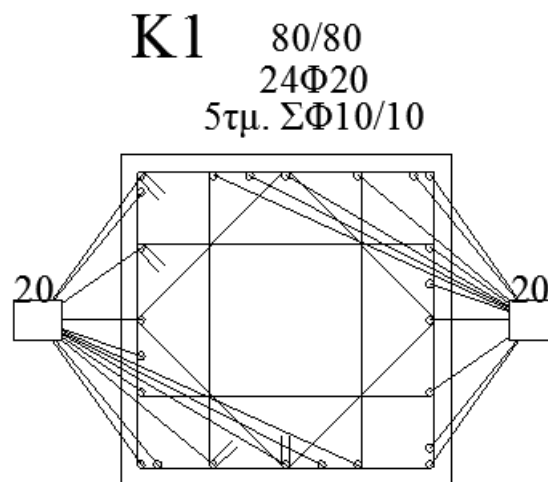


Σχήμα 5.6: Τυπικό υποστύλωμα τριώροφου

2. Εξαώροφο:



Σχήμα 5.7: Τυπική κάτοψη εξαώροφου (4<sup>ος</sup>όροφος)



Σχήμα 5.8: Τυπικό υποστύλωμα εξαώροφου

### 5.2.3 Τα πλαίσια της εργασίας

Οι τελικοί φορείς προέκυψαν από τα παραπάνω τρισδιάστατα κτίρια. Κάθε όροφος των κτιρίων αποτελείται από δύο πλαίσια με τρεις στύλους το καθένα τα οποία είναι συμμετρικά τοποθετημένα σ' αυτόν, έχουν τις ίδιες διαστάσεις και παραλαμβάνουν τα ίδια φορτία άμεσα και έμμεσα, επομένως το καθένα φέρει τη μισή μάζα του ορόφου. Απομονώσαμε από κάθε όροφο το ένα πλαίσιο φορτίζοντάς το με τα φορτία των πλακών και των δοκών που του αντιστοιχούν, δηλαδή τα μισά σε σχέση με τα συνολικά του εκάστοτε επιπέδου. Επαναλαμβάνοντας τη διαδικασία για όλους τους ορόφους καταλήξαμε στους υπό εξέταση φορείς μας. Οι φορείς δόθηκαν σχηματικά στην αρχή του κεφαλαίου. Σημειώνεται ότι οι διατομές των πλαισίων είναι αυτές των αρχικών κτιρίων, δηλαδή δεν τροποποιήθηκαν, και είναι οι εξής:

Οι διατομές του εξώροφου φορέα αναγράφονται στους παρακάτω πίνακες:

Όροφος	Υποστυλώματα 80x80 (cm <sup>2</sup> )		δοκοί 30x60 (cm <sup>2</sup> )
	ακραία	μεσαία	
1 <sup>ος</sup>	50Φ20	40Φ20	2Φ18 άνω και 4Φ18 κάτω
2 <sup>ος</sup>	46Φ20	36Φ20	
3 <sup>ος</sup>	34Φ20	28Φ20	
4 <sup>ος</sup>	24Φ20	24Φ20	
5 <sup>ος</sup>	24Φ20	24Φ20	
6 <sup>ος</sup>	24Φ20	24Φ20	

Πίνακας 5.1: Διαστάσεις και οπλισμοί μελών εξώροφου πλαισίου

Οι διατομές του τριώροφου φορέα δίνονται στους παρακάτω πίνακες:

Όροφος	Υποστυλώματα 60x60 (cm <sup>2</sup> )		δοκοί 30x60 (cm <sup>2</sup> )
	ακραία	μεσαία	
1 <sup>ος</sup>	50Φ20	40Φ20	8Φ18
2 <sup>ος</sup>	46Φ20	36Φ20	8Φ18
3 <sup>ος</sup>	34Φ20	28Φ20	7Φ18

Πίνακας 5.2: Διαστάσεις και οπλισμοί μελών τριώροφου πλαισίου

### 5.3 Εισαγωγή των φορέων στο SAP2000

#### 5.3.1 Προσομοίωση και φόρτιση

Προσομοίωση:

Οι φορείς προσομοιάζονται στο πρόγραμμα SAP2000 v15 με μοντέλα δύο διαστάσεων. Οι δοκοί και τα υποστυλώματα εισάγονται στο πρόγραμμα ως στοιχεία δοκού. Οι φορείς είναι πακτωμένοι στη βάση τους, στο έδαφος. Στη συνέχεια τοποθετούνται πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων στην αρχή και στο πέρας των μελών του φορέα. Στους κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων οι συνδέσεις είναι αρθρωτές καθώς πρόκειται για προκατασκευασμένους φορείς. Αυτό επιτυγχάνεται στους φορείς μας με τη χρήση στοιχείων link (link elements). Επιλέγονται γραμμικά link αμελητέου μήκους σε σχέση με αυτό των μελών (0.1m). Σε αυτά δίνουμε μεγάλη αξονική δυσκαμψία τιμής  $1.0E+12\text{kN/m}$  και έτσι έχουμε τη δυνατότητα να γνωρίζουμε με ακρίβεια πόση δύναμη παραλαμβάνει καθεμία εκ των τεσσάρων αρθρωτών συνδέσεων ανά όροφο και τη μεταφέρει στα υποστυλώματα.

Φόρτιση:

Τα υλικά που χρησιμοποιούμε τα εισάγουμε ως αβαρή στοιχεία στο πρόγραμμα. Σε κάθε όροφο τοποθετούμε κατανεμημένα και συγκεντρωμένα φορτία. Στους ακόλουθους πίνακες δίνονται αναλυτικά τα φορτία που καταπονούν τους φορείς μας και είναι  $n=3$  για το τριώροφο και  $n=6$  για το εξαώροφο. Σημειώνεται ότι το  $\gamma_{Rd}$  ο συντελεστής υπεραντοχής λήφθηκε ίσος με  $\gamma_{Rd}=1$  καθώς οι φορείς μας ενδιαφέρουν για πειραματικά αποτελέσματα και όχι κατασκευαστικά.

Συγκεντρωμένα φορτία		Ακραίοι κόμβοι	Μεσαίοι κόμβοι
συνολικό μήκος εγκάρσιας δοκού	m	5.0	5.0
h πλάκας	m	0.18	0.18
bw	m	0.3	0.3
h	m	0.6	0.6
Ac	m <sup>2</sup>	0.126	0.126
Ίδιον Βάρος εγκάρσιας δοκού	kN/m	3.15	3.15
Μόνιμο στη δοκό (τοιχοποιία)	kN/m	10.44	10.44
Επιφάνεια πλάκας που αντιστοιχεί στην εγκάρσια δοκό	m <sup>2</sup>	6.25	12.5
φορτίο μόνιμο πλάκας	kN/m <sup>2</sup>	1.5	1.5
Μόνιμο από πλάκα (iβ + g)	kN/m	7.5	15
g1	kN/m	21.09	28.59
ήμισυ του μήκους	m	2.5	2.5
<b>Συνολικό μόνιμο</b>	kN	<b>52.73</b>	<b>71.48</b>
κινητό στη δοκό (τοιχοποιία)	kN/m	0	0
Επιφάνεια πλάκας στην εγκάρσια δοκό	m <sup>2</sup>	6.25	12.5
φορτίο κινητό πλάκας	kN/m <sup>2</sup>	2	2
κινητό από πλάκα	kN/m	8.125	16.25
q1	kN/m	8.125	16.25
l1	m	2.5	2.5
<b>Συνολικό κινητά</b>	kN	<b>20.31</b>	<b>40.63</b>
συνολικό μήκος εγκάρσιας δοκού	m	5.0	5.0
h πλάκας	m	0.18	0.18
bw	m	0.3	0.3
h	m	0.6	0.6
Ac	m <sup>2</sup>	0.126	0.126
Ίδιον Βάρος εγκάρσιας δοκού	kN/m	3.15	3.15
Μόνιμο στη δοκό (τοιχοποιία)	kN/m	0	0
Επιφάνεια πλάκας που αντιστοιχεί στην εγκάρσια δοκό	m <sup>2</sup>	6.25	12.5
φορτίο μόνιμο πλάκας	kN/m <sup>2</sup>	1.5	1.5
Μόνιμο από πλάκα (iβ + g)	kN/m	7.5	15
g1	kN/m	10.65	18.15
ήμισυ του μήκους	m	2.5	2.5
<b>Συνολικό μόνιμο</b>	kN	<b>26.63</b>	<b>45.38</b>
κινητό στη δοκό (τοιχοποιία)	kN/m	0	0
Επιφάνεια πλάκας στην εγκάρσια δοκό	m <sup>2</sup>	6.25	12.5
φορτίο κινητό πλάκας	kN/m <sup>2</sup>	2	2
κινητό από πλάκα	kN/m	8.125	16.25
q1	kN/m	8.125	16.25
l1	m	2.5	2.5
<b>Συνολικό κινητά</b>	kN	<b>20.31</b>	<b>40.63</b>

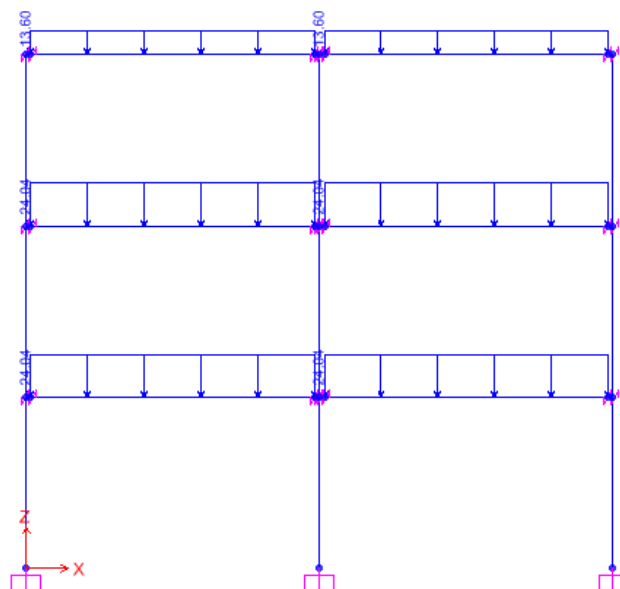
Πίνακας 5.3: Συγκεντρωμένα φορτία που ασκούνται στους φορείς



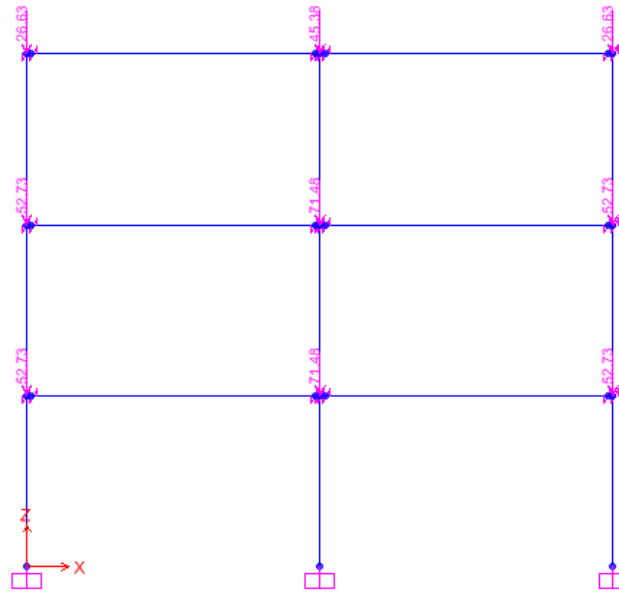
Κατανεμημένα φορτία			
Όροφοι		1 έως (n-1)	n
συνολικό κύριας μήκος δοκού	m	6.0	6
συνεργαζόμενο πλάτος beff	m	2.4	2.4
Μόνιμο στη δοκό (τοιχοποιία)	kN/m	10.44	0
Επιφάνεια πλάκας που αντιστοιχεί στην κύρια δοκόA1	m <sup>2</sup>	8.75	8.75
h1 πλάκας	m	0.18	0.18
φορτίο μόνιμο πλάκας g1	kN/m <sup>2</sup>	1.5	1.5
A2	m <sup>2</sup>	15.0	15
h2 πλάκας	m	0.2	0.2
φορτίο μόνιμο πλάκας g2	kN/m <sup>2</sup>	1.5	1.5
Μόνιμο από πλάκα (ιβ + g)	kN/m	13.6	13.6
<b>Συνολικό μόνιμα</b>	kN/m	<b>24.04</b>	<b>13.6</b>
Επιφάνεια πλάκας που αντιστοιχεί στην κύρια δοκόA1	m <sup>2</sup>	8.75	8.75
h1 πλάκας	m	0.18	0.18
φορτίο κινητό πλάκας q1	kN/m <sup>2</sup>	2	2
A2	m <sup>2</sup>	15.0	15
h2 πλάκας	m	0.2	0.2
φορτίο κινητό πλάκας q2	kN/m <sup>2</sup>	5	5
κινητό από πλάκα	kN/m	34.48	34.479
<b>Συνολικό κινητά</b>	kN/m	<b>34.48</b>	<b>34.479</b>

Πίνακας 5.3: Κατανεμημένα φορτία που ασκούνται στους φορείς

Ενδεικτικά φαίνονται σχηματικά τα μόνιμα φορτία που ασκούνται στο τριώροφο πλαίσιο.



Σχήμα 5.9: Μόνιμα κατανεμημένα φορτία τριώροφου πλαισίου



Σχήμα 5.10: Μόνιμα συγκεντρωμένα φορτία τριώροφου πλαισίου

### 5.3.2 Αναλύσεις στο πρόγραμμα

Η παραπάνω διαδικασία γίνεται προκειμένου να πραγματοποιηθούν στο πρόγραμμα αναλύσεις ιδιομορφικές (modal), ανελαστική στατική (pushover), και χρονοϊστορίας (time history).

#### 1. Ιδιομορφική ανάλυση

Η ιδιομορφική ανάλυση είναι ένας τύπος ελαστικής ανάλυσης της κατασκευής, τη στιγμή που οι ιδιότητες των υλικών θεωρούνται σταθερές και έτσι τα στοιχεία του φορέα παρουσιάζουν ελαστική συμπεριφορά. Για μία εκτίμηση της ιδιοπεριόδου του φορέα στη ρηγματωμένη περιοχή, χρησιμοποιούμε μειωτικούς συντελεστές στη ροπή αδράνειας των διατομών. Συγκεκριμένα εμείς επιλέγουμε την τιμή 0.5. Επιπλέον, μπορεί να γίνει επιλογή μεταξύ των ιδιομορφών τύπου Ritz όπου οι ιδιομορφές προκύπτουν από τη συγκεκριμένη φόρτιση, και των ιδιομορφών τύπου Eigen όπου δίνονται οι ιδιοπεριόδους δίχως απόσβεση. Οι τελευταίες επιλέγονται για τη δική μας περίπτωση και έτσι έχουμε τις ιδιοπεριόδους και τις ιδιομορφές των φορέων μας.

#### 2. Pushover

Δημιουργούμε μία φόρτιση η οποία είναι μη γραμμική και αθροίζει τα μόνιμα και μέρος των κινητών φορτίων ( $G+0.3Q$ ). Με βάση αυτήν υπολογίζεται η εντατική κατάσταση του φορέα που προκύπτει από τα κατακόρυφα φορτία του φορέα. Στα μέλη του φορέα εισάγουμε τις πλαστικές αρθρώσεις και στα άκρα των δοκών τα link. Για κάθε ιδιομορφή φτιάχνουμε μία μη γραμμική στατική ανάλυση (pushover), δηλαδή συνολικά τρεις. Οι αναλύσεις αυτές αρχίζουν μετά το τέλος της μη γραμμικής φόρτισης που προαναφέρθηκε και γίνονται με διαδοχικά βήματα. Σε καθένα από αυτά η κατασκευή αποφορτίζεται πλήρως. Αρχικά

θέτουμε αυθαίρετα μία μετακίνηση ως μέγιστη και το φορτίο εφαρμόζεται με βάση αυτή. Σταδιακά αυξάνεται η τέμνουσα βάσης και ταυτόχρονα καταγράφονται οι τιμές της μαζί με τις αντίστοιχες μετατοπίσεις κορυφής. Με τον τρόπο αυτό προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του φορέα. Επειδή όμως η μέγιστη μετακίνηση δεν είναι η σωστή πραγματοποιούνται διαδοχικές επαναλήψεις που αυτή μεταβάλλεται έτσι ώστε ο φορέας να υπολογίσει την αντοχή του με γνώμονα την αστοχία του λόγω δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης. Η καμπύλη αντίστασης που εξάγεται ξεκινά από την αρχή των αξόνων και τελειώνει εκεί που απότομα χάνει αντοχή ο φορέας, διότι δεν έχει νόημα να αναμένουμε να μηδενιστεί.

### 3. Δυναμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας

Με τη μέθοδο αυτή διεξάγεται μη γραμμική ανελαστική ανάλυση μίας κατασκευής για κάθε στιγμή μιας συγκεκριμένης σεισμικής φόρτισης. Το χρονικό αυτό βήμα ορίζεται από το χρήστη που λαμβάνει υπόψη του τις χρονικές τιμές που του έχουν δοθεί στο φάσμα αλλά μπορεί για λόγους ακρίβειας ή σύγκλισης να το αλλάξει το πρόγραμμα. Η ολοκλήρωση των εξισώσεων κίνησης εκτελείται με χρήση του αριθμητικού αλγορίθμου ολοκλήρωσης (Hilber et al., 1977 HHT). Το βήμα της ολοκλήρωσης επιλέγεται από το χρήστη και γίνονται επαναλήψεις για την επίτευξη σύγκλισης. Για το λόγο αυτό επιλέγουμε do not allow hinges to drop load (μην αφήνεις τις πλαστικές αρθρώσεις να χάσουν την αντοχή τους) και αλλάζουμε και τις τιμές της παραμέτρου alpha από 0 μέχρι -1/3.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

### Σεισμοί

#### 6.1 Επιλογή σεισμών

Η εργασία αυτή μελετά την απόκριση πλαισίων σε σεισμούς κοντινού πεδίου. Έτσι αναζητήσαμε κάποιους πραγματικούς τέτοιους σεισμούς. Οι σεισμικές καταγραφές αυτές είναι όλες κάθετες στο ρήγμα με παλμό κατευθυντικότητας.

Οι σεισμοί είναι οι :	$T_p$	PGV	$M_w$ *	Closest†	Epicentral‡
24 Morgan Hill 1984 Coyote Lake Dam (southwest abut)	<b>1.0</b>	62.3	6.2	0.5	24.6
34 Loma Prieta 1989 Gilroy Array #2	<b>1.7</b>	45.7	6.9	11.1	29.8
41 Landers 1992 Yermo Fire Station	<b>7.5</b>	53.2	7.3	23.6	86.0
43 Northridge-01 1994 Jensen Filter Plant Generator	<b>3.5</b>	67.4	6.7	5.4	13.0
68 Chi-Chi, Taiwan 1999 TCU049	<b>11.8</b>	44.8	7.6	3.8	38.9

Όπου :

$T_p$  είναι η δεσπόζουσα ιδιοπερίοδος

PGV: η μέγιστη εδαφική ταχύτητα σεcm/sec

$M_w$ : το μέγεθος του σεισμού

Closest: η κοντινότερη απόσταση σε km

Epicentral: η επικεντρική απόσταση σε km

Στο εξής για χάρη συντομίας οι παραπάνω σεισμοί θα αναφέρονται με τη σειρά αντιστοιχίας που δόθηκαν ως εξής:

CYC195

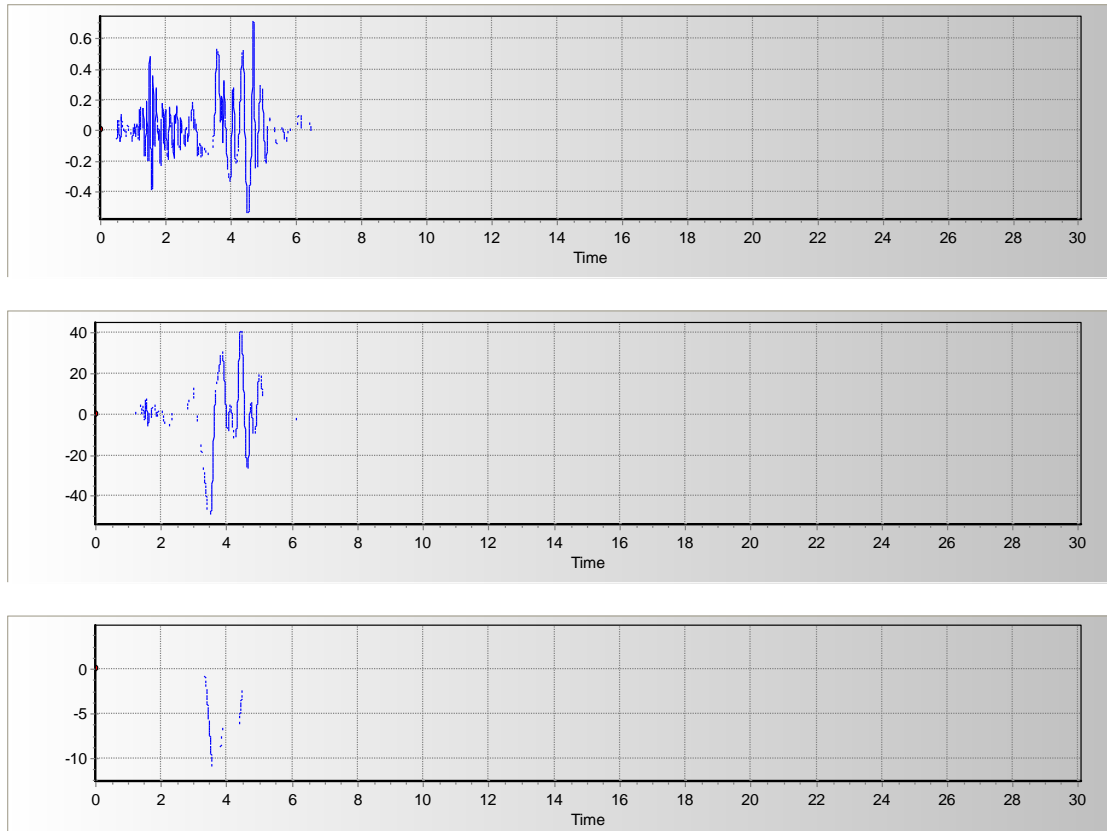
G0290

YER270

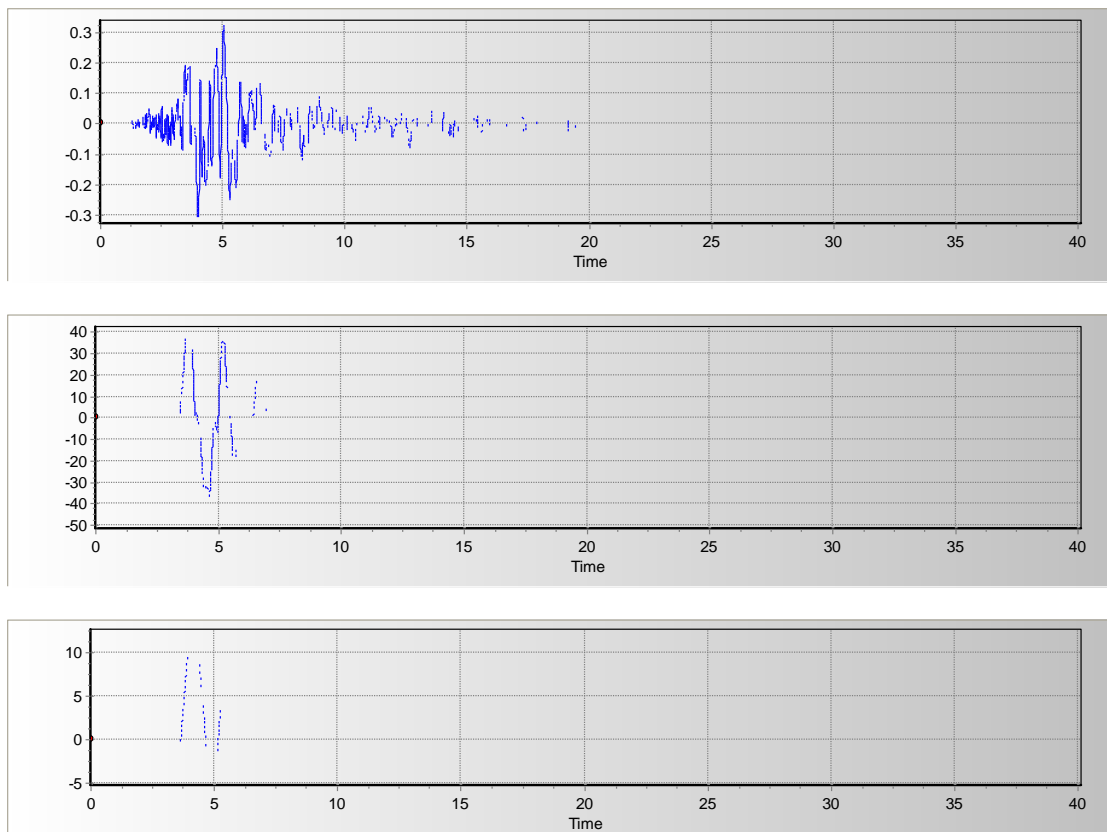
jen022

TCU049E

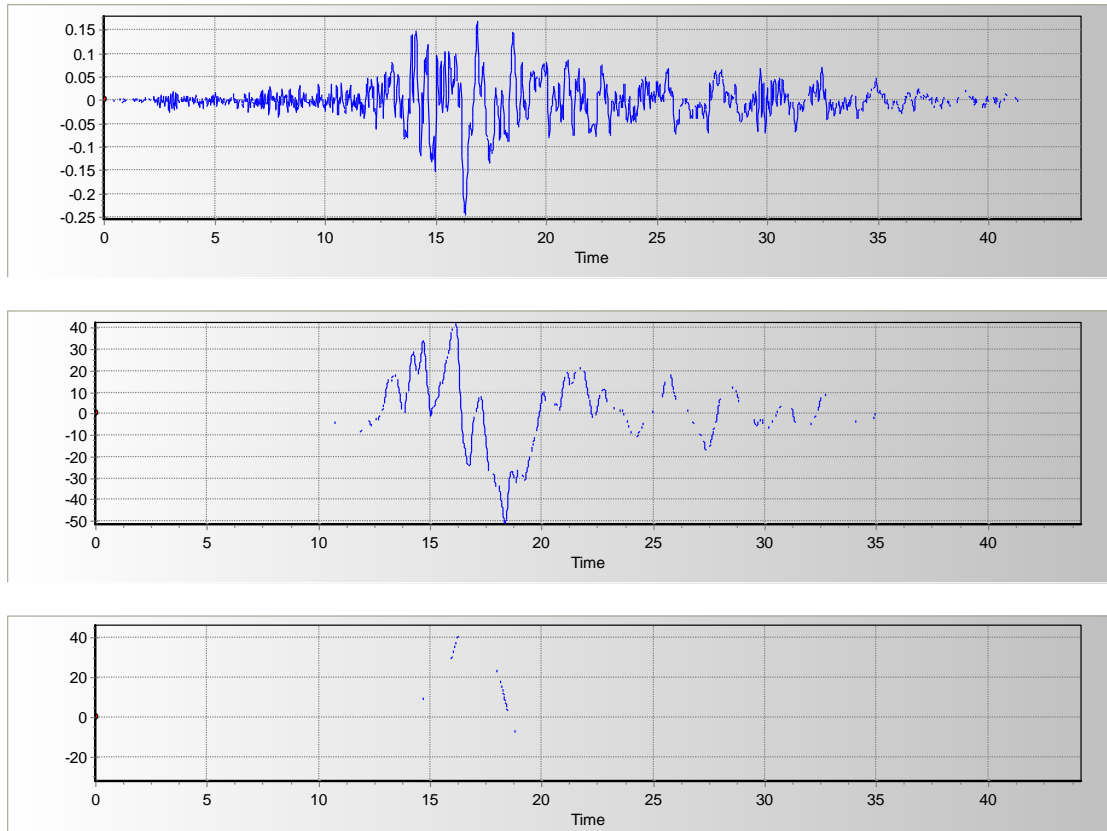
Για κάθε σεισμό δίνονται τα ελαστικά φάσματα της επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετατόπισης:



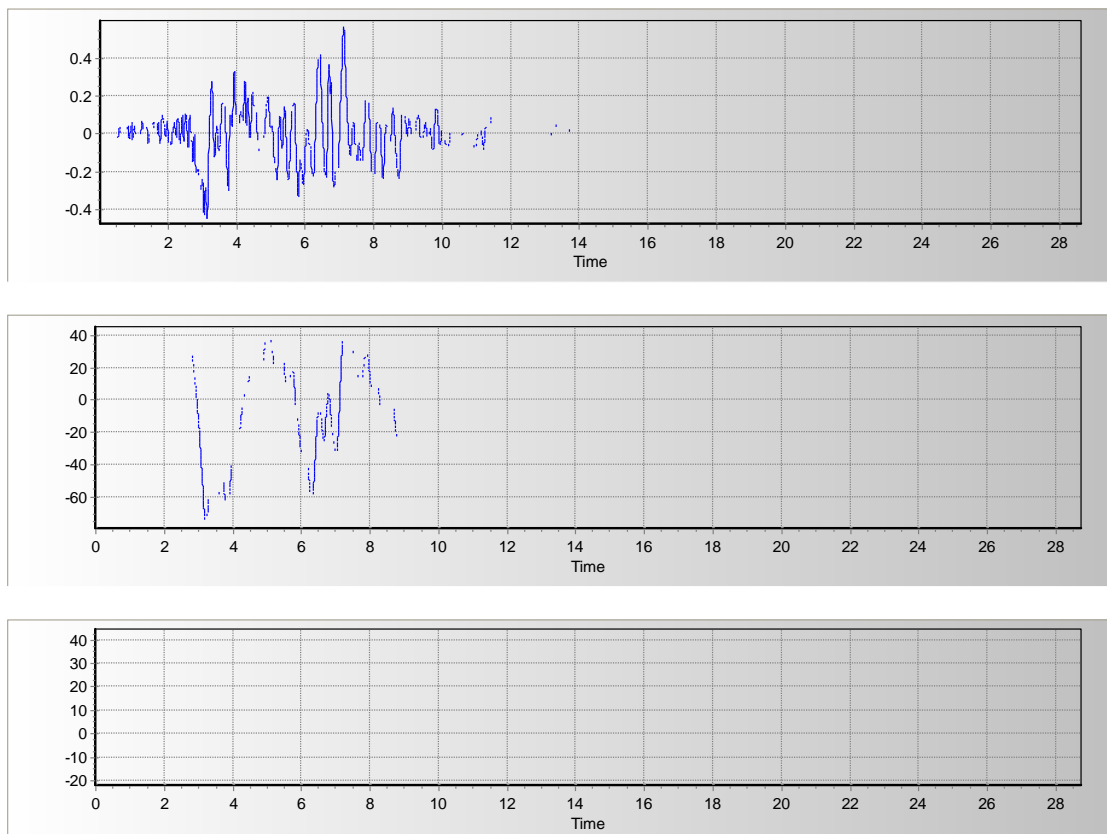
Σχήμα 6.1: Ελαστικά φάσματα επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετατόπισης για το σεισμό CYC195



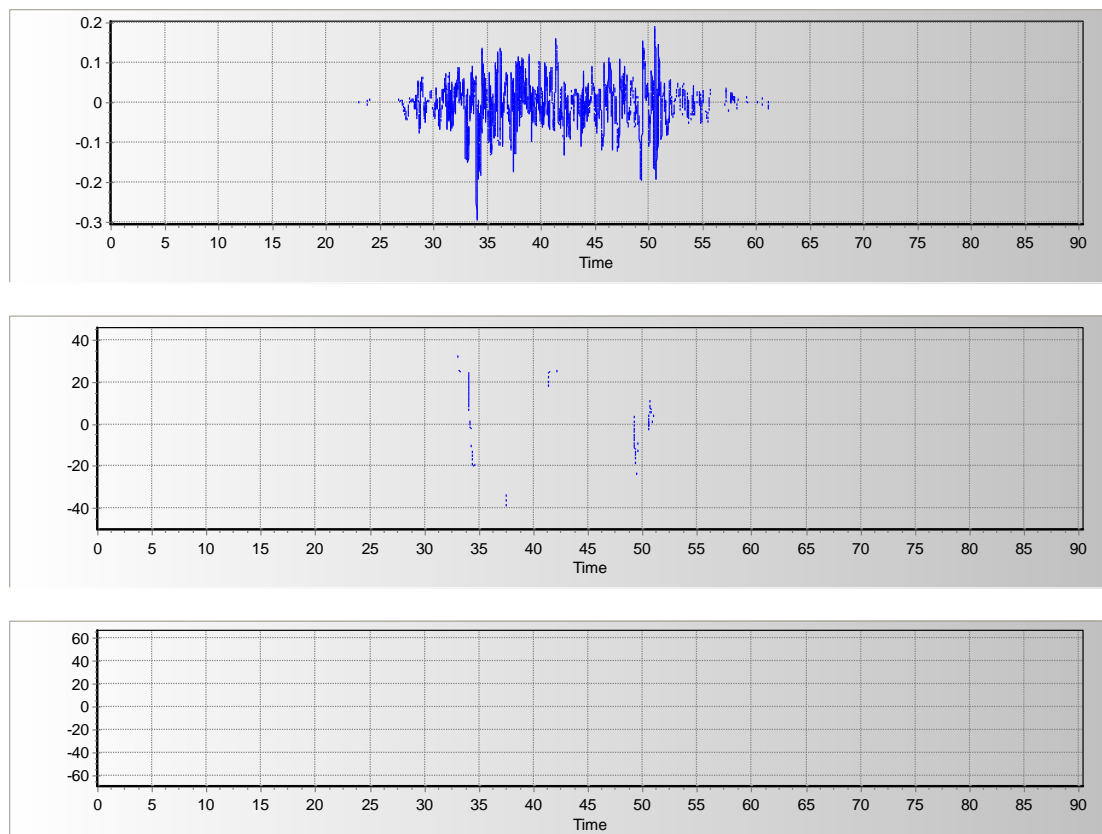
Σχήμα 6.2: Ελαστικά φάσματα επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετατόπισης για το σεισμό G0290



Σχήμα 6.3: Ελαστικά φάσματα επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετατόπισης για το σεισμό YER270



Σχήμα 6.4: Ελαστικά φάσματα επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετατόπισης για το σεισμό jen022



Σχήμα 6.5: Ελαστικά φάσματα επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετατόπισης για το σεισμό TCU049E

## 6.2 Κλιμάκωση των σεισμών

Οι σεισμοί που δόθηκαν στην προηγούμενη παράγραφο δεν χρησιμοποιούνται αυτούσιοι στη φόρτιση των πλαισίων αλλά αυτά καταπονήθηκαν με τεχνητούς σεισμούς που προέκυψαν από κλιμάκωση των αρχικών. Η κλιμάκωση έγινε σύμφωνα με την Ευρωπαϊκή Επιτροπή για την Τυποποίηση 2004, Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός, Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια:

### 3.2.3 Εναλλακτικές προσομοιώσεις της σεισμικής δράσης

#### 3.2.3.1 Προσομοίωση χρονοϊστορίας

##### 3.2.3.1.1 Γενικά

(1)P Η σεισμική κίνηση μπορεί επίσης να προσομοιωθεί σε όρους χρονοϊστοριών εδαφικής επιτάχυνσης και αντίστοιχων μεγεθών (ταχύτητα και μετακίνηση).

(2)P Όταν απαιτείται χωρικό προσομοίωμα του φορέα, η σεισμική κίνηση θα αποτελείται από τρία επιταχυνσιογραφήματα που δρουν ταυτόχρονα. Το ίδιο επιταχυνσιογράφημα δεν μπορεί να χρησιμοποιείται ταυτόχρονα στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις. Είναι δυνατές απλοποιήσεις σύμφωνα με τα σχετικά Μέρη του EN 1998.

(3) Ανάλογα με τη φύση της εφαρμογής και τα διαθέσιμα στοιχεία, η περιγραφή της σεισμικής κίνησης μπορεί να γίνει με τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα (βλ. 3.2.3.1.2) καθώς και καταγραφές ή προσομοιώσεις επιταχυνσιογραφημάτων (βλ. 3.2.3.1.3).

#### 3.2.3.1.2 Τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα

(1)P Τα τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα θα παράγονται ώστε να είναι συμβατά με τα φάσματα ελαστικής απόκρισης που δίνονται στις 3.2.2.2 και 3.2.2.3 για 5% ιξώδη απόσβεση ( $\xi = 5\%$ ).

(2)P Η διάρκεια των επιταχυνσιογραφημάτων θα είναι συμβατή με το μέγεθος και τα άλλα σχετικά χαρακτηριστικά του σεισμικού γεγονότος που υπεισέρχεται ουσιαστικά στον καθορισμό του  $a_g$ .

(3) Όταν δεν είναι διαθέσιμα στοιχεία για την συγκεκριμένη περιοχή, η ελάχιστη διάρκεια  $T_s$  του στάσιμου μέρους των επιταχυνσιογραφημάτων πρέπει να είναι ίση με 10 s.

(4) Η ομάδα των τεχνητών επιταχυνσιογραφημάτων πρέπει να τηρεί τους ακόλουθους κανόνες:

α) πρέπει κατ' ελάχιστον να χρησιμοποιούνται τρία επιταχυνσιογραφήματα

β) η μέση τιμή της επιτάχυνσης φασματικής απόκρισης μηδενικής περιόδου (που υπολογίζεται από τις μεμονωμένες ιστορίες) δεν θα είναι μικρότερη από την τιμή  $a_g.S$  για την θέση που εξετάζεται.

Γ) στην περιοχή περιόδων μεταξύ  $0,2T_1$  και  $2T_1$ , όπου  $T_1$  είναι η θεμελιώδης περίοδος του φορέα στην διεύθυνση όπου θα εφαρμοστεί το επιταχυνσιογράφημα., καμία τιμή του μέσου ελαστικού φάσματος απόσβεσης 5%, που υπολογίζεται από όλες τις ιστορίες, δεν πρέπει να είναι μικρότερη από το 90% της αντίστοιχης τιμής του ελαστικού φάσματος απόκρισης, με απόσβεση 5%.

#### 3.2.3.1.3 Καταγραφές ή Προσομοιώσεις Επιταχυνσιογραφημάτων

(1)P Μπορούν να χρησιμοποιηθούν καταγραφές επιταχυνσιογραφημάτων ή επιταχυνσιογραφήματα που παράγονται από φυσική προσομοίωση των μηχανισμών πηγής και διάδοσης, εφόσον τα δείγματα που χρησιμοποιούνται είναι κατάλληλα επιλεγμένα όσον αφορά τα σεισμογεννητικά χαρακτηριστικά των πηγών και τις εδαφικές συνθήκες της περιοχής του έργου και οι τιμές τους έχουν υποστεί κλιμακώσεις για προσαρμογή στην τιμή του  $a_g.S$  για την ζώνη που εξετάζεται.

(2)P Για αναλύσεις εδαφικής ενίσχυσης και για ελέγχους ευστάθειας πρανών βλέπε EN 1998-5:2004, 2.2.

(3) Η ομάδα των καταγραφών ή προσομοιώσεων επιταχυνσιογραφημάτων πρέπει να ικανοποιεί την 3.2.3.1.2(4).



Η εφαρμογή των παραπάνω στους επιλεγμένους σεισμούς έγινε ακολουθώντας την εξής διαδικασία:

- Καταγράφουμε τις τιμές του ελαστικού φάσματος του ΕΑΚ, απόσβεσης 5%, ανά 0.02 δευτερόλεπτα. Το ίδιο γίνεται και για τα ελαστικά φάσματα των πραγματικών σεισμών που έχουμε. Τα τελευταία έχουν μεγαλύτερη ή ίση ακρίβεια χρονικού βήματος, οπότε δεν χρειάζεται κάποια τροποποίηση.
- Απομονώνουμε το χρονικό διάστημα το οποίο βρίσκεται ανάμεσα στις τιμές  $0.2T_1$  και  $2T_1$ , όπου  $T_1$  η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του φορέα που πρόκειται να καταπονηθεί. Έτσι για το εξάωροφο πλαίσιο το διάστημα αυτό είναι [0.8sec,8.21sec] και για το τριώροφο [0.38sec,3.7sec].
- Στη συνέχεια διαιρούμε τις τιμές του ελαστικού φάσματος του κάθε σεισμού που βρίσκονται στο χρονικό διάστημα που έχουμε ορίσει με τις αντίστοιχες του φάσματος του ΕΑΚ.
- Εντοπίζουμε για κάθε σεισμό τη χρονική στιγμή που ο λόγος αυτός λαμβάνει την ελάχιστη τιμή του.
- Μειώνουμε την τιμή του ελαστικού φάσματος του ΕΑΚ που αντιστοιχεί στην παραπάνω χρονική στιγμή, κατά 10% και τη διαιρούμε με την αντίστοιχη του ελαστικού φάσματος του σεισμού. Κάνουμε το ίδιο για όλους τους σεισμούς και έτσι για τον καθένα έχουμε την ελάχιστη τιμή του τεχνητού ελαστικού φάσματος.
- Με την τιμή αυτή πολλαπλασιάζουμε όλες τις τιμές του αρχικού φάσματος του σεισμού και έτσι προκύπτει ο κλιμακωμένος σεισμός. Η παραπάνω τιμή ονομάζεται συντελεστής κλιμάκωσης.

Τελικά οι συντελεστές κλιμάκωσης (scale factor) είναι:

Σεισμοί	3ώροφο	6ώροφο
CYC195	1.46	-
G0290	1.871	4.121
YER270	1.275	1.082
jen022	1.00	1.222
TCU049E	-	1.464

Πίνακας 6.1: Συντελεστές κλιμάκωσης σεισμών

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

### Ανάλυση τριώροφου πλαισίου

#### 7.1 Γενική περιγραφή της διαδικασίας

Η αρχική κατασκευή διαστασιολογείται στο στατικό πρόγραμμα FESPA όπου εφαρμόζονται οι ελληνικοί κανονισμοί για ωπλισμένο σκυρόδεμα και για σεισμούς (ΕΚΩΣ και ΕΑΚ αντίστοιχα) και στη συνέχεια το πλαίσιο που προκύπτει από την κατασκευή όπως περιγράφεται στο κεφάλαιο 5 εισάγεται στο πρόγραμμα SAP2000.v15. Στο τελευταίο πρόγραμμα γίνεται πρώτα μια ιδιομορφική ανάλυση με σκοπό τον υπολογισμό των ιδιοπεριόδων και των ιδιομορφών του πλαισίου. Στη συνέχεια γίνεται ανελαστική στατική ανάλυση (pushover) με κατανομή φορτίων σύμφωνα με την κατανομή των μετακινήσεων για τις σημαντικότερες ιδιομορφές καθ' ύψος του φορέα απ' όπου προκύπτει η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής, για κάθε ιδιομορφή. Οι καμπύλες αυτές μετατρέπονται σε φάσμα αντίστασης ADRS του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος κάθε ιδιομορφής τα οποία μετατρέπονται σε ιδεατά διγραμμικά. Προκύπτει έτσι η μετακίνηση και η επιτάχυνση διαρροής του μονοβάθμιου συστήματος και εν συνεχεία η ιδιοπερίοδός του. Στη συνέχεια γίνονται αναλύσεις χρονοϊστορίας του φορέα για τις κλιμακωμένες σεισμικές διεγέρσεις κοντινού πεδίου.

Επίσης χρησιμοποιείται το πρόγραμμα Bispec προκειμένου να διεξαχθούν ανελαστικές αναλύσεις χρονοϊστορίας των μονοβάθμιων συστημάτων.

Από την ανάλυση χρονοϊστορίας του SAP2000 και αυτών που προκύπτουν από σύνθεση των χρονοϊστοριών των ισοδύναμων μονοβάθμιων συστημάτων του Bispec προκύπτουν τα μεγέθη των μετακινήσεων, των drift, των επιταχύνσεων, των αδρανειακών δυνάμεων κάθε ορόφου και των τεμνουσών δυνάμεων. Αυτά συγκρίνονται μεταξύ τους οπότε και αξιολογούνται οι μέθοδοι της ιδιομορφικής ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης καθώς και η συμβολή στην ακρίβειά τους των ανώτερων ιδιομορφών.

Τέλος τα αποτελέσματα συγκρίνονται με αυτά που προκύπτουν με βάση το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού από τον τύπο που προτείνουν οι Rejec et al ώστε να κρίνουμε αν η μέθοδος αυτή είναι αξιόπιστη.

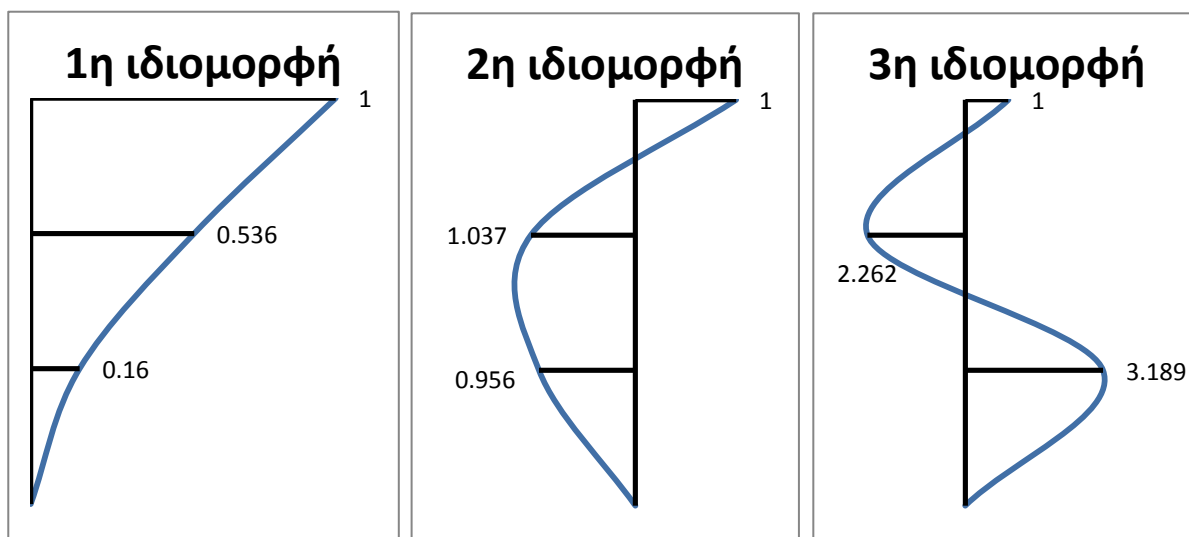
#### 7.2 Υπολογισμός ιδιοπεριόδων –ιδιομορφών του πλαισίου

Στην διπλωματική αυτή εργασία λαμβάνουμε υπόψη τις τρεις πρώτες ιδιομορφές. Κατόπιν ιδιομορφικής ανάλυσης έχουμε ότι:

- 1<sup>η</sup> ιδιοπερίοδος:  $T_1=1.85769$  sec
- 2<sup>η</sup> ιδιοπερίοδος:  $T_2=0.31033$  sec
- 3<sup>η</sup> ιδιοπερίοδος:  $T_3=0.12074$  sec

Επίσης γνωστές γίνονται και οι ιδιομορφές, τις οποίες όμως κανονικοποιούμε ώστε η κορυφή του πλαισίου να έχει πάντα τιμή  $\varphi=1$ , διαιρώντας τις τιμές των ορόφων με αυτή του υψηλότερου ορόφου. Οι τελικές τιμές φαίνονται στο παρακάτω σχήμα:

	1.000	1.000	1.000
[Φ1]=	0.5357	[Φ2]= -1.037	[Φ3]= -2.2623
	0.1596	-0.9562	3.1885



Σχήμα 7.1 : Ιδιομορφές της κατασκευής

### 7.3 Καμπύλες αντίστασης της κατασκευής

Στη συνέχεια γίνεται ιδιομορφική ανελαστική στατική ανάλυση (pushover) προκειμένου να κατασκευαστεί η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής (τέμνουσα βάση – μετακίνηση κορυφής) για καθεμία από τις τρεις ιδιομορφές. Η κατανομή των φορτίων στους ορόφους του φορέα γίνεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$S=m*\varphi n$$

Έχοντας τις καμπύλες αντίστασης της κατασκευής τις μετατρέπουμε σε διγραμμικές:

1<sup>η</sup> ιδιομορφή:

- i) Βρίσκουμε το σημείο της καμπύλης που αντιστοιχεί στη μετατόπιση κορυφής για την οποία παρατηρείται πτώση της αντοχής του φορέα. Για την πρώτη ιδιομορφή είναι  $V_{bno}=416.088\text{kN}$  και η αντίστοιχη μετατόπιση  $u_{mo}=0.4382\text{ m}$
- ii) Υπολογίζουμε το εμβαδό της πραγματικής καμπύλης μέχρι το σημείο αυτό με τον κανόνα του τραπεζίου το οποίο είναι:  $A_{pn}=128.63\text{kNm}$
- iii) Επειδή στη δική μας περίπτωση το κομμάτι της καμπύλης που παραμένει είναι σχεδόν διγραμμικό μπορούμε με αρκετή ακρίβεια να εκτιμήσουμε την τιμή της τέμνουσας στη διαρροή:  $V_{bny}=397.039\text{ kN}$
- iv) Για να προσδιορίσουμε την κλίση  $k_n$  του μετελαστικού κλάδου της διγραμμικής καμπύλης : βρίσκουμε το σημείο της αρχικής με τεταγμένη  $0.6 V_{bny}$ . Η τεταγμένη του σημείου είναι η  $u_{rny0.6}$ . Έτσι έχουμε:  $k_n= 0.6 V_{bny}/ u_{rny0.6} =238.223/0.14433=1662.218\text{ kN/m}$
- v) Η μετατόπιση διαρροής είναι τότε  $u_{rny}= V_{bny}/ k_n=0.239\text{ m}$
- vi) Η μετελαστική κλίση είναι:  $\alpha_n= [(V_{bno}- V_{bny}) -1]/[(u_{mo}/ u_{rny})-1]=0.057$
- vii) Η καμπύλη που προκύπτει αν ενώσουμε την αρχή των αξόνων με τα σημεία  $(u_{rny}, V_{bny})$ ,  $(u_{mo}, V_{bno})$  και την αρχή των αξόνων είναι η ζητούμενη διγραμμική.
- viii) Το εμβαδό της είναι  $A_{bn}=128.46\text{ kNm}$  και σε σχέση με αυτό της πραγματικής καμπύλης είναι έχει μικρό σφάλμα 0.12%. Αν και η απόκλιση είναι αμελητέα κάνουμε επαναλήψεις των βημάτων iii)-vii) οπότε η τελική τέμνουσα βάσης είναι  $V_{bny}=397.78\text{kN}$

Επαν.	$V_{bny}^i$	$0,6*V_{bny}^i$	$u_{rn0,6}^i$	$k_n^i$	$u_{rny}^i$	$\alpha_n^i$	$A_{bn}^i$	Σφάλμα
	(kN)	(kN)	(m)	(kN/m)	(m)	-	(KN*m)	
1	397.039	238.223	0.143	1662.22	0.239	0.057	128.47	0.127
2	397.542	238.525	0.143	1664.33	0.239	0.056	128.58	0.041
3	397.705	238.623	0.143	1665.01	0.239	0.055	128.61	0.013
4	397.758	238.655	0.143	1665.23	0.239	0.055	128.63	0.004
5	397.774	238.665	0.143	1665.30	0.239	0.055	128.63	0.001
6	397.780	238.668	0.143	1665.32	0.239	0.055	128.63	0.000

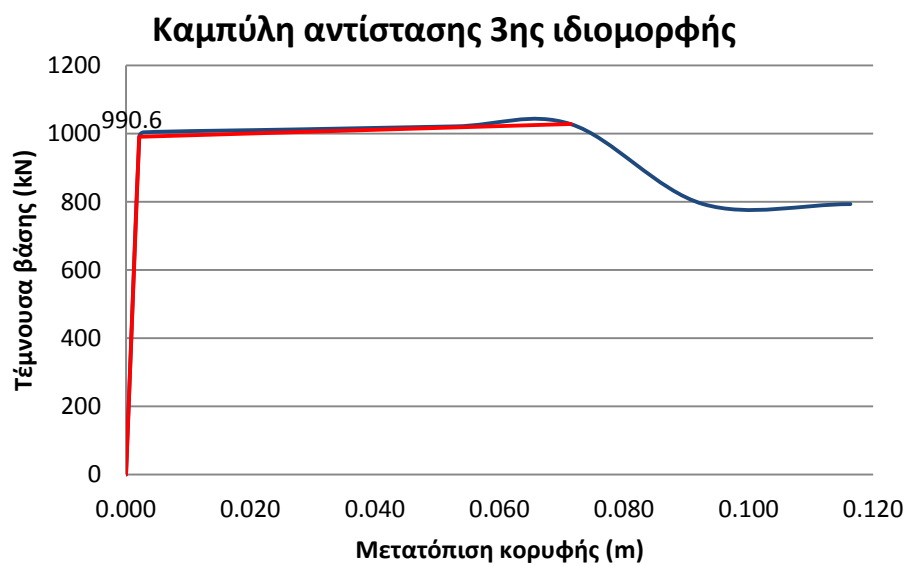
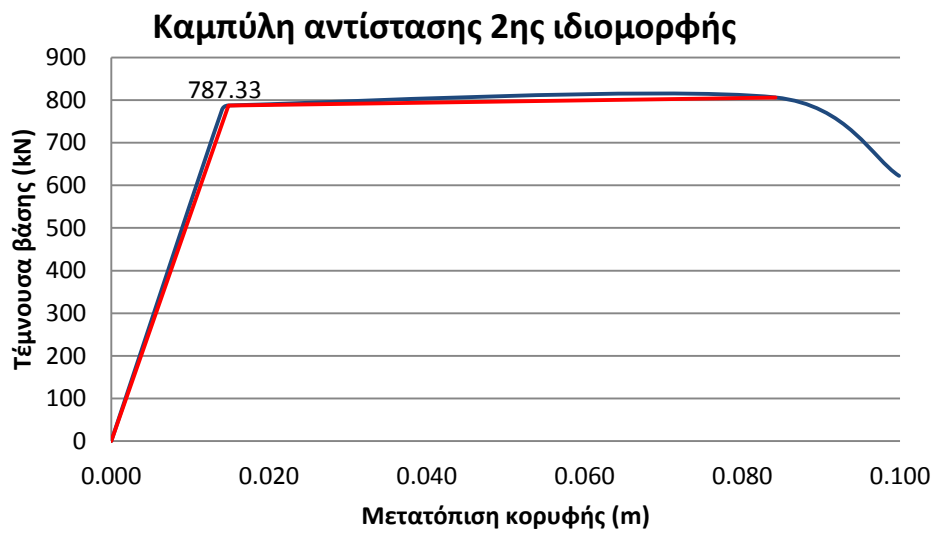
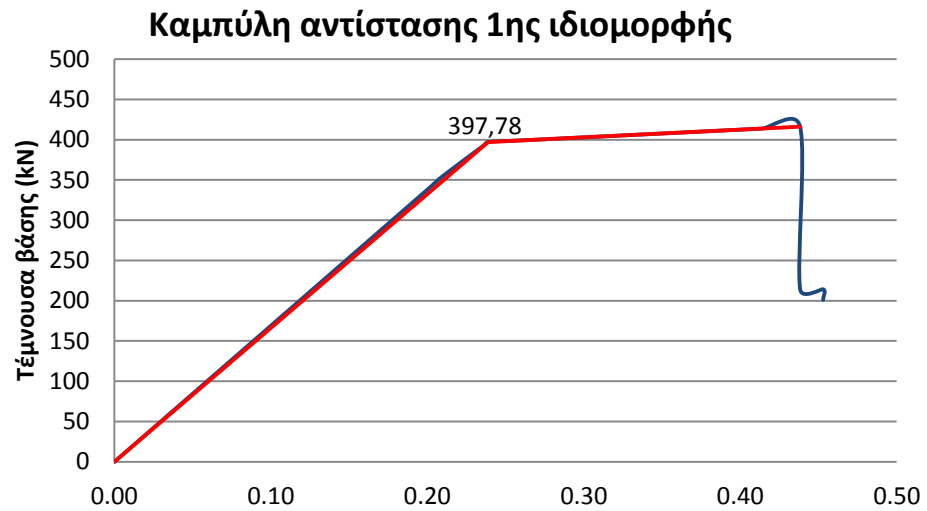
Πίνακας 7.1: Επαναλήψεις βημάτων για ακρίβεια

Ομοίως προκύπτουν και οι καμπύλες αντίστασης της 2<sup>ης</sup> και 3<sup>ης</sup> ιδιομορφής.

Τιμές διγραμμικής καμπύλης αντίστασης:

ιδιομορφή	1 <sup>η</sup>	2 <sup>η</sup>	3 <sup>η</sup>
$V_{bny}$ (kN)	397.039	787.332	990.60
$u_{rny}$ (m)	0.2389	0.015	0.0021
$V_{bno}$ (kN)	416.088	806.148	1028.08
$u_{mo}$ (m)	0.4382	0.084	0.0715

Πίνακας 7.2: Τιμές διαρροής τέμνουσας και μετακίνησης για κάθε ιδιομορφή



Σχήμα 7.2: Καμπύλη αντίστασης 1<sup>ης</sup>, 2<sup>ης</sup> και 3<sup>ης</sup> ιδιομορφής

#### 7.4 Φάσμα αντίστασης μονοβάθμιου ταλαντωτή

Η διγραμμική καμπύλη αντίστασης μετατρέπεται σε δύναμη-παραμόρφωση  $F_{sn}/L_n - D_n$  για κάθε ιδιομορφή του ανελαστικού μονοβάθμιου συστήματος. Από το SAP βρίσκουμε τις τιμές των συγκεντρωμένων μαζών σε κάθε στάθμη :

$$M_1 = 105.1 \text{ Mgr}$$

$$M_2 = 105.1 \text{ Mgr}$$

$$M_3 = 74.7 \text{ Mgr}$$

Για τη n-οστή ιδιομορφή στο μονοβάθμιο :

i) Συντελεστής Συμμετοχής:  $\Gamma_n = L_n / \sum m_i \phi_i^2$

όπου  $L_n = \sum m_i \phi_i$  η μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

ii) Ενεργός Ιδιομορφική Μάζα:  $M_n = L_n \Gamma_n$

iii) Για την κατασκευή του φάσματος αντίστασης για τη διαρροή και την αστοχία:  $F_{sn}/L_n = V_{bn}/M_n$  (τεταγμένες) και

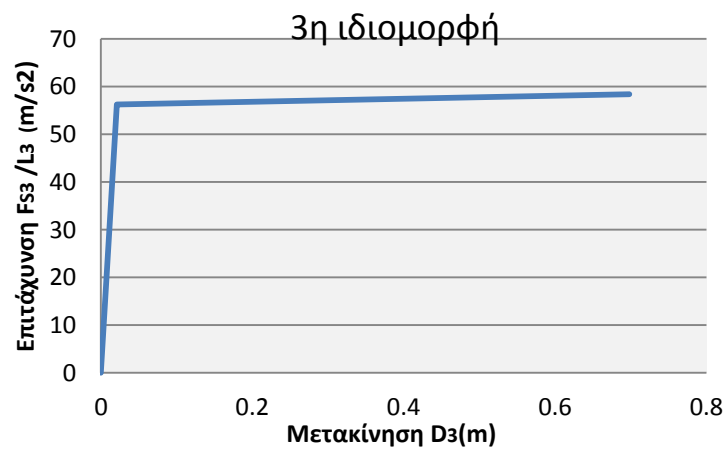
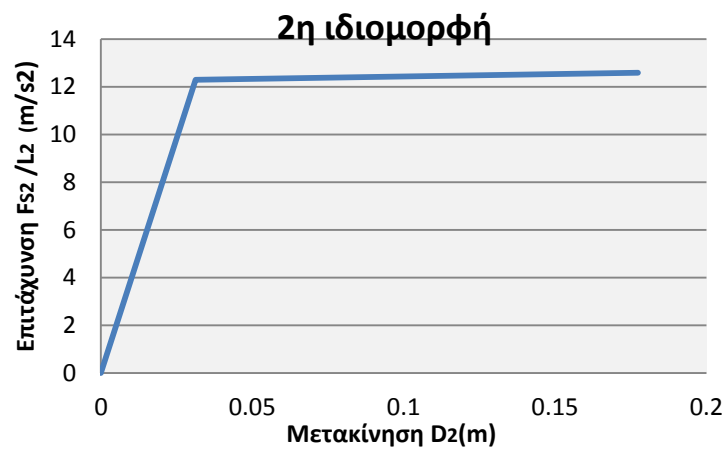
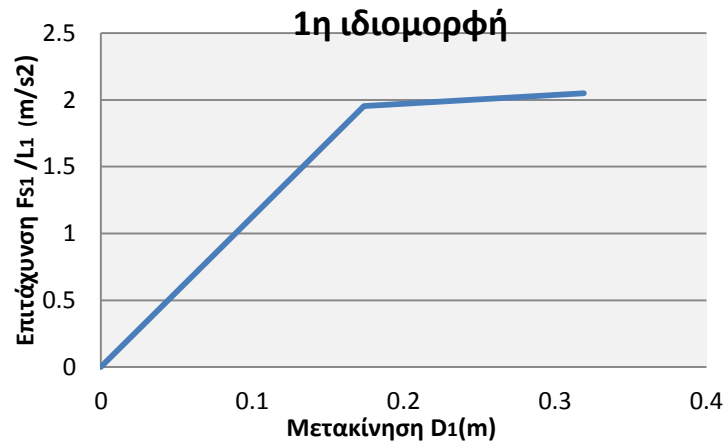
$$D_n = u_{tn} / (\Gamma_n \phi_n)$$

iv) Ιδιοπερίοδος ταλαντωτή:  $T = 2\pi (D_{yn} / (F_{sn}/L_n))$

Ακολουθώντας τα παραπάνω βήματα καταλήγουμε στο φάσμα αντίστασης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος για όλες τις ιδιομορφές, καθώς γνωρίζουμε και τις τιμές των δυνάμεων και μετακινήσεων που αντιστοιχούν στη διαρροή και στην αστοχία όπως φαίνεται στον πίνακα.

Ιδιομορφή n		1	2	3
$\omega_n$	(rad/s)	0.534	3.156	8.265
$\zeta_n$	(%)	5.0	5.32	5.0
$L_n$	(Mgr)	147.780	-134.792	172.047
$\Gamma_n$	-	1.374	-0.475	0.102
$M_n^*$	(Mgr)	203.070	64.013	17.607
$F_{sny}/L_n$	cm/s <sup>2</sup>	195.518	1229.947	5626.054
$D_{yn}$	cm	17.383	-3.131	2.088
$F_{sno}/L_n$	cm/s <sup>2</sup>	204.898	1259.341	5838.902
$D_{no}$	cm	31.890	-17.733	69.819
$T_n$	(s)	<b>1.873</b>	<b>0.317</b>	<b>0.121</b>

Πίνακας 7.3: Ιδιότητες Μονοβάθμιου Ταλαντωτή



Σχήμα 7.3 : Φάσμα αντίστασης 1<sup>ης</sup>, 2<sup>ης</sup> και 3<sup>ης</sup> ιδιομορφής

### 7.5 Επίλυση ανελαστικής ανάλυσης χρονοϊστορίας μονοβάθμιου

Με τη βοήθεια του προγράμματος Bispec βρίσκουμε την επιτάχυνση και την μετακίνηση σε συνάρτηση με το χρόνο καθενός από τα τρία μονοβάθμια που αντιστοιχούν σε κάθε σεισμό. Συγκεκριμένα, στο Bispec για κάθε μονοβάθμιο εισάγουμε:

Την περίοδο της ιδιομορφής, την επιτάχυνση διαρροής (λόγος  $F_{sny}/L_n$ ) τη μετελαστική κλίση της καμπύλης  $\alpha$  και την απόσβεση  $\zeta(\%)$ . Για κάθε σεισμό χρησιμοποιούμε το ελαστικό φάσμα απόκρισης της επιτάχυνσης και το πολλαπλασιάζουμε με τον συντελεστή που έχουμε αποφασίσει να τον κλιμακώσουμε.

Επίσης από το κλιμακωμένο φάσμα του σεισμού υπολογίζουμε την ελαστική επιτάχυνση που αντιστοιχεί στην χρονική στιγμή της εκάστοτε περιόδου  $SA_{ei}(T_n)$  και διαιρώντας την με την επιτάχυνση διαρροής προκύπτει η πλαστιμότητα  $R_y$ . Παράλληλα υπολογίζεται και ο δείκτης πλαστιμότητας  $\mu$  διαιρώντας τη μέγιστη τιμή της μετακίνησης που μας δίνει το Bispec με την μετακίνηση διαρροής του μονοβάθμιου ( $\mu = D_{max}/D_{ny}$ ).

### 7.6 Υπολογισμός ζητούμενων μεγεθών

Τα μεγέθη που χρειαζόμαστε είναι του πολυβάθμιου συστήματος που είναι ο φορέας μας άλλωστε με αυτά μπορούν να γίνουν οι συγκρίσεις που επιθυμούμε. Ανάγουμε συνεπώς τα αποτελέσματα της χρονοϊστορίας επιτάχυνσης και μετακίνησης του μονοβάθμιου σε πολυβάθμιο πολλαπλασιάζοντας επί τον συντελεστή συμμετοχής της ιδιομορφής και επί την ιδιομορφή της.

$$u_{jn}(t) = \Gamma_n \Phi_{jn} D_n(t) \text{ και } a_{jn}(t) = \Gamma_n \Phi_{jn} A_{jn}(t)$$

Στη συνέχεια υπολογίζουμε τα μεγέθη:

$$\text{drift}_j = (u_j(t) - u_{j-1}(t)) / h_{op} \text{ (για τον } 1^\circ \text{ όροφο } \text{drift} = u_j(t) / h_{op})$$

$$\text{αδρανειακές δυνάμεις: } F_{jn}(t) = m_j a_n(t)$$

$$\text{τέμνουσες δυνάμεις: } V_{jn}(t) = \int_1^j \Sigma F_n(t)$$

όπου  $j$ : ο όροφος για τον οποίο υπολογίζουμε το μέγεθος

Οι παραπάνω σχέσεις υπολογίζουν τα μεγέθη μιας στάθμης από μία ιδιομορφή. Για να έχουμε τη συνολική απόκριση:

UMRHA 1<sup>st</sup> mode: απλά βάζουμε όπου  $n=1$  στους παραπάνω τύπους και έχουμε την ζητούμενη χρονοϊστορία απόκρισης των  $u$ ,  $\alpha$ ,  $\text{drift}$ ,  $F$ ,  $V$ .

UMRHA 1<sup>st</sup>+2<sup>st</sup> mode: βρίσκουμε τα μεγέθη για  $n=1$  και για  $n=2$  και τα αθροίζουμε χρονικά μεταξύ τους.

UMRHA(1<sup>st</sup>+2<sup>st</sup>+3<sup>st</sup> mode): υπολογίζουμε τα μεγέθη και για τις τρεις ιδιομορφές και τα τελικά προκύπτουν όταν τα αθροίσουμε χρονικά μεταξύ τους.



MPA: υπολογίζουμε τα μεγέθη και για τις τρεις ιδιομορφές και η συνολική απόκριση δίνεται όταν συνδυάσουμε τα μέγιστα από κάθε ιδιομορφή μεγέθη κάνοντας χρήση του κανόνα SRSS.

### 7.7 Ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας πολυβάθμιου συστήματος

Στο πρόγραμμα SAP2000 έχουμε περάσει το τριώροφο πλαίσιο και γίνεται ανάλυση απευθείας σε αυτό. Το φάσμα απόκρισης που εισάγουμε είναι το ελαστικό της επιτάχυνσης του σεισμού και δίνουμε συντελεστή κλίμακας ίδιο με αυτόν που δόθηκε για τις μεθόδους umrha και mra. Μετά την ανάλυση, εξάγουμε τη χρονοϊστορία απόκρισης της επιτάχυνσης, της μετακίνησης και των δυνάμεων κάθε στοιχείου link των οποίων το άθροισμα σε κάθε στάθμη είναι η αδρανειακή δύναμη του ορόφου.

### 7.8 Τέμνουσες δυνάμεις που προκύπτουν από τη θεώρηση των Rejec et al

Οι δυνάμεις αυτές υπολογίζονται από τις αντίστοιχες αδρανειακές των ορόφων. Χρησιμοποιούμε την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή θεωρώντας ότι αυτή έχει διαρρεύσει οπότε οι αδρανειακές δυνάμεις κάθε ορόφου υπολογίζονται από την επιτάχυνση διαρροής  $F_{snj}/L_n$  που εξαρτάται μόνο από την ιδιομορφή και όχι από το σεισμό μέσω του τύπου:

$F_{ij}=m_j\Gamma_i\phi_{ij}\alpha_{vj}/q$  όπου j ο εκάστοτε όροφος και  $q=R_{y1}$  ο συντελεστής συμπεριφοράς που απαίτησε ο σεισμός ή το  $q=3.5$  που σχεδιάστηκε η κατασκευή.

Οι ανώτερες ιδιομορφές θεωρείται ότι συμπεριφέρονται ελαστικά άρα υπολογίζουμε τις ελαστικές αδρανειακές:  $F_{ij}=m_j\Gamma_i\phi_{ij}S_{ae1}(T_i)$ . Εφόσον υπολογιστούν οι αδρανειακές για κάθε όροφο και ιδιομορφή είμαστε σε θέση να προσδιορίσουμε τις αντίστοιχες τέμνουσες:

$$V_{ed,j} = ((\gamma_{rd} * V_{ed,1j})^2 + (q * V_{ed,2j})^2 + (q * V_{ed,3j})^2)^{0.5}$$

Όπου το  $\gamma_{rd}=1$  και το  $q=1$  στους όρους της 2<sup>ης</sup> και 3<sup>ης</sup> ιδιομορφής επειδή είναι ελαστικές.

Εμείς θα υπολογίσουμε τα μεγέθη αυτά με  $q=R_{y1}$  ώστε να συγκρίνουμε με τις τέμνουσες που προκύπτουν από τις αδρανειακές των links και να αξιολογήσουμε την ακρίβεια της μεθόδου των Rejec et al αλλά και με  $q=3.5$  για να δούμε τι θα υπολόγιζε ο μελετητής της κατασκευής που φυσικά δεν γνωρίζει το φάσμα του σεισμού που πρόκειται να καταπονηθεί η κατασκευή.

### 7.9 Σεισμοί

Οι σεισμοί που επιβάλλουμε στο τριώροφο πλαίσιο είναι οι 24CYC195, 34 G0290, 41 YER270 και 43 jen022 με συντελεστές κλίμακας (scale factor) 1.46 , 1.871 ,1.275 ,1.00 αντίστοιχα.

Σεισμός G0290

- Μονοβάθμιο

1<sup>η</sup> ιδιομορφή

$$T_1=1.8577 \text{ sec} > T_p=1.7 \text{ sec (περίοδος παλμού)}$$

$$T_1 / T_p = 1.09$$

Ανεξαρτήτως σεισμού:

$$F_{s1y}/L_1 = 1.9552 \text{ m/s}^2$$

$$D_{y1} = 0.1738 \text{ m}$$

$$\alpha = 0.055$$

$$\zeta = 5\%$$

Για το συγκεκριμένο σεισμό:

$$SA_{ei}(T_1) = 5.85 \text{ m/s}^2$$

$$R_{y1} = SA_{ei}(T_1) / SA_y = 5.85 / 1.9552 = 2.99$$

Από το Bispec προκύπτει μέγιστη μετακίνηση  $D_{\max,1} = 0.387$  μέτρα:

$$\mu_1 = D_{\max,1} / D_{y1} = 0.387 / 0.1738 = 2.23$$

Ομοίως για τις 2 και 3 ιδιομορφές. Τελικά το μονοβάθμιο δίνει:

ιδιομορφή	Sael(m/s <sup>2</sup> )	Ry	Dyn(m)	Dmax(m)	μ
1 <sup>η</sup>	5.85	2.99	0.174	0.387	2.23
2 <sup>η</sup>	22.16	1.80	0.031	0.029	1.80
3 <sup>η</sup>	16.19	0.29	0.021	0.004	0.29

Πίνακας 7.4 : Αποτελέσματα ανάλυσης μονοβάθμιων συστημάτων

- Πολυβάθμιο:

Ενδεικτικά υπολογίζονται τα μεγέθη της MPA του 3<sup>ου</sup> ορόφου:

$$1^{\text{η}} \text{ ιδιομορφή: } u_{31} = \Gamma_1 * \varphi_{31} * D_{1\max} = 1.374 * 1 * 0.387 = 0.5317 \text{ m}$$

$$u_{21} = \Gamma_1 * \varphi_{21} * D_{1\max} = 1.374 * 0.5358 * 0.387 = 0.2849 \text{ m}$$

$$\alpha_{31} = \Gamma_1 * \varphi_{31} * A_{1\max} = 1.374 * 1 * 2.33 = 3.20 \text{ m/s}^2$$

$$\text{drift}_{31} = (u_{31} - u_{21}) / h_{op} = (0.5317 - 0.2849) / 3.5 = 0.0705 \text{ m}$$

$$F_{31} = m_3 * \alpha_{31} = 74.7 * 3.20 = 239.14 \text{ kN}$$

$$V_{31} = F_{31} = 239.14 \text{ kN}$$

2<sup>η</sup> ιδιομορφή:  $u_{32} = \Gamma_1 * \varphi_{32} * D_{2max} = -0.475 * 1 * 0.029 = 0.0141m$

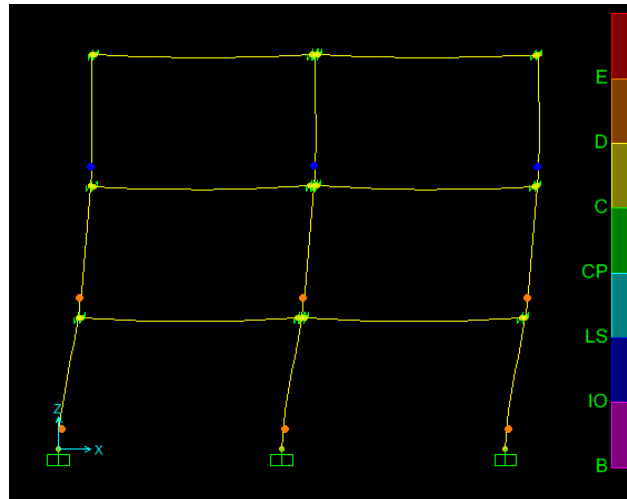
3<sup>η</sup> ιδιομορφή:  $u_{33} = \Gamma_1 * \varphi_{33} * D_{3max} = 0.102 * 1 * 0.004 = 0.00041m$

Ομοίως τα υπόλοιπα μεγέθη της 2<sup>ης</sup> και 3<sup>ης</sup> ιδιομορφής.

Για παράδειγμα η συνολική απόκριση της μετακίνησης 3<sup>ου</sup> ορόφου (κορυφής) είναι:

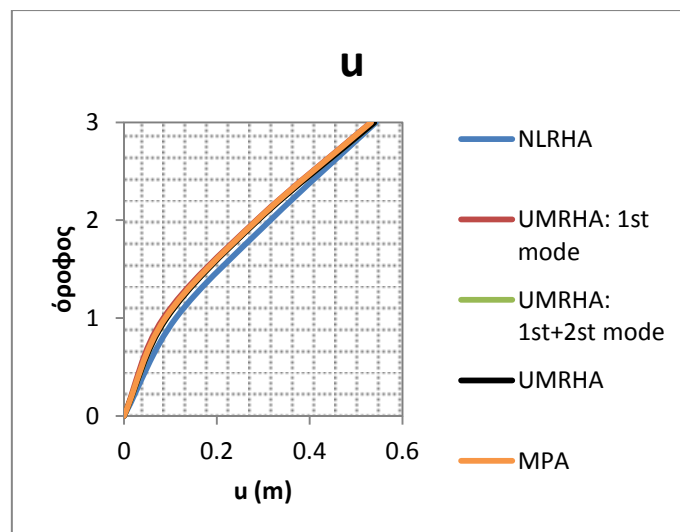
$$u_3 = ((u_{31})^2 + (u_{32})^2 + (u_{33})^2)^{0.5} = (0.5317^2 + 0.0141^2 + 0.00041^2)^{0.5} = 0.532m$$

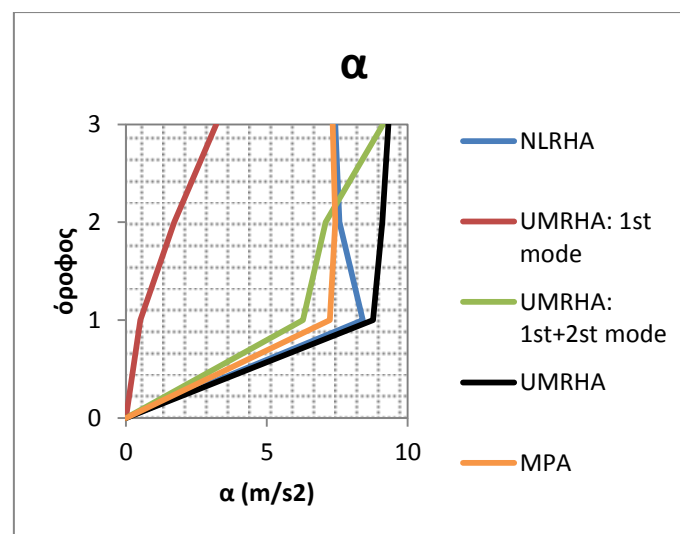
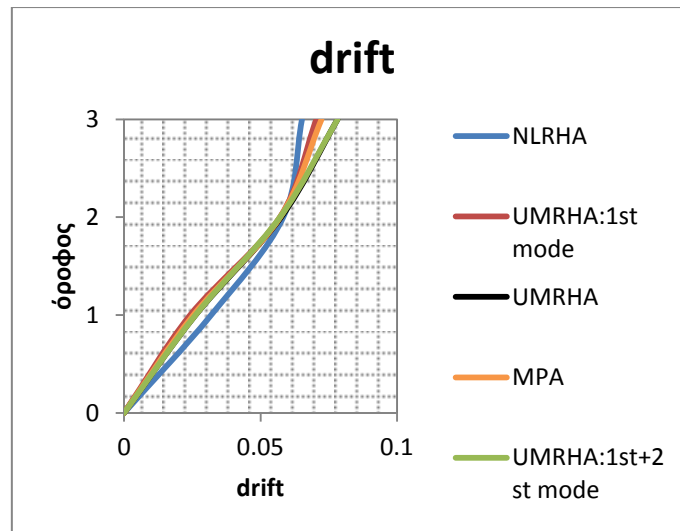
- Ανάλυση χρονοϊστορίας



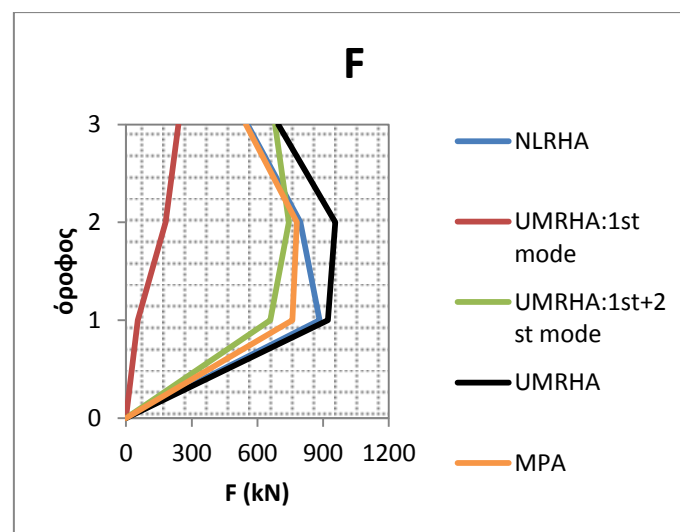
Σχήμα 7.4: Παραμορφωμένος φορέας μετά από ανάλυση χρονοϊστορίας .Φαίνονται οι πλαστικές αρθρώσεις και ανάλογα με το χρώμα τους κατατάσσονται στην αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας.

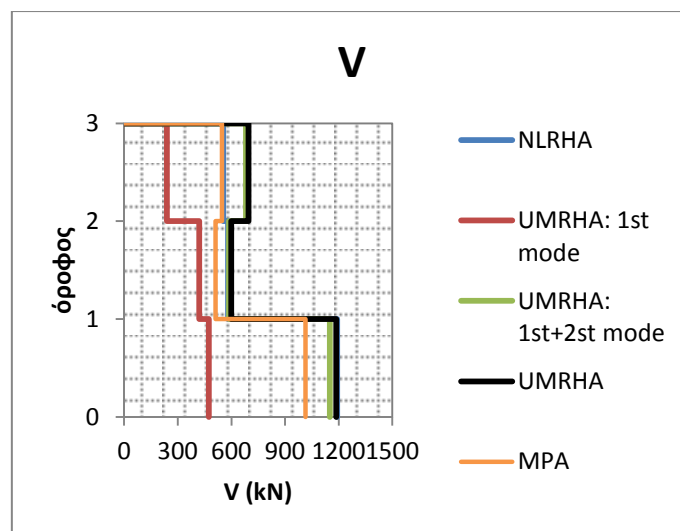
Τα διαγράμματα κορυφής των ζητούμενων μεγεθών σε συνάρτηση με το χρόνο της UMRHA με χρήση και των τριών ιδιομορφών και της ανελαστικής ανάλυσης χρονοϊστορίας προκειμένου να φανούν εποπτικά οι αποκλίσεις , δίνονται στο ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ.Οι συνολικές τιμές της απόκρισης των μεγεθών του πλαισίου είναι :





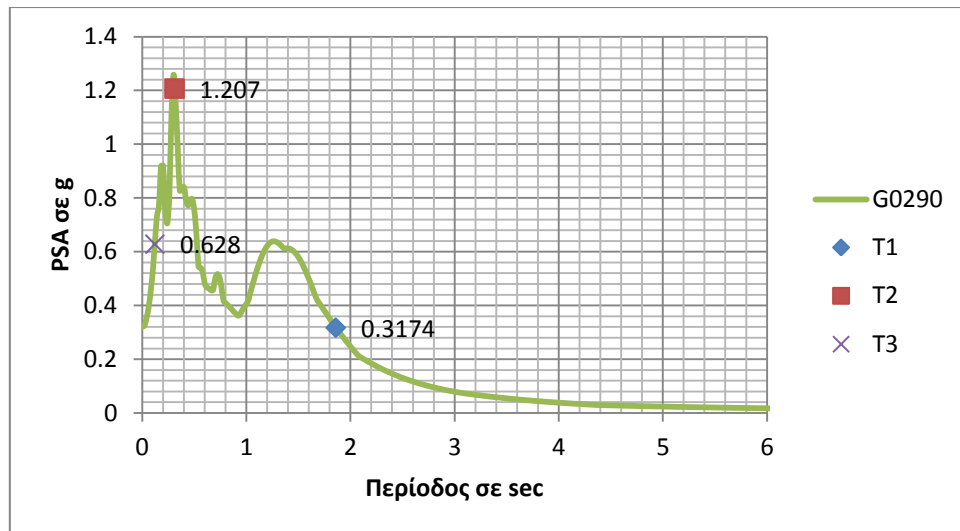
Σχήμα 7.5: Διαγράμματα σύγκρισης μετακινήσεων, drift και επιταχύνσεων





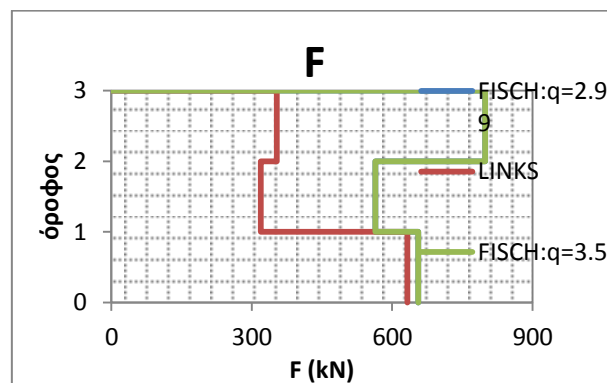
Σχήμα 7.6: Διαγράμματα σύγκρισης αδρανειακών και τεμνουσών δυνάμεων

Παρατηρούμε ότι για τις μετακινήσεις και τα drift η Modal Pushover και η UMRHA είναι αρκετά ικανοποιητικής ακριβείας. Μάλιστα η UMRHA δίνει καλά αποτελέσματα ακόμα και αν δεν λάβουμε υπόψη τις ανώτερες ιδιομορφές, δηλαδή η συμβολή τους είναι αμελητέα. Όσο αναφορά την επιτάχυνση, τις αδρανειακές δυνάμεις και τις τέμνουσες η MPA δίνει, με μια μικρή τους υποτίμηση σε κάποια σημεία, αλλά παραπλήσια και αποδεκτά σε σύγκριση με τη μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας αποτελέσματα. Αντίθετα με πριν, η UMRHA δίνει τελείως παραπλανητικά αποτελέσματα αν ασχοληθούμε μόνο με την πρώτη ιδιομορφή. Μόλις προστεθεί και η δεύτερη ιδιομορφή οι τιμές αλλάζουν καθοριστικά και πλησιάζουν αυτές της NLRHA. Συμπεραίνουμε ότι επειδή διαρρέει και η δεύτερη ιδιομορφή ( $R_y=1.8$ ) δεν μπορεί παρά να συμβάλλει στην απόκριση του φορέα. Μόλις συνυπολογίσουμε και την τρίτη η οποία συμπεριφέρεται ελαστικά, τα αποτελέσματα αποκτούν μεγάλη ακρίβεια ενώ σε κάποια σημεία που υπάρχει μικρή διαφορά είναι υπέρ της ασφαλείας. Η συμβολή της δεύτερης ιδιομορφής επιβεβαιώνεται επιπλέον από το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων όπου αυτή βρίσκεται κοντά στο μέγιστο της φασματικής ενίσχυσης. Τέλος και η τρίτη ιδιομορφή, παρόλο που είναι ελαστική αντιστοιχεί σε μεγαλύτερη τιμή επιτάχυνσης σε σχέση με την πρώτη και συμβάλλει και αυτή ιδιαίτερα στην επιτάχυνση και τις αδρανειακές δυνάμεις.



Σχήμα 7.7: Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων

Τέλος δίνονται τα διαγράμματα δυνάμεων των Rejec et al για  $q=R_{y1}=2.99$  και  $q=3.5$  προκειμένου να τα αντιπαραβάλλουμε με τα αντίστοιχα που προκύπτουν από τα links μετά από ανάλυση χρονοϊστορίας. Γίνεται αντιληπτό ότι ο Rejec et al υπερεκτιμά και ιδίως στους πάνω ορόφους κατά πολύ τα πραγματικά μεγέθη ενώ τα διαφορετικά  $q$  δεν επηρεάζουν τη μέθοδο ίσως λόγω της μικρής διαφοράς 2.99 και 3.5. Άρα ο μελετητής χρησιμοποιώντας τη μέθοδο θα είναι ασφαλής αλλά θα υπερδιαστασιολογήσει.



Σχήμα 7.8: Δυνάμεις από τα link και από τους Rejec et al

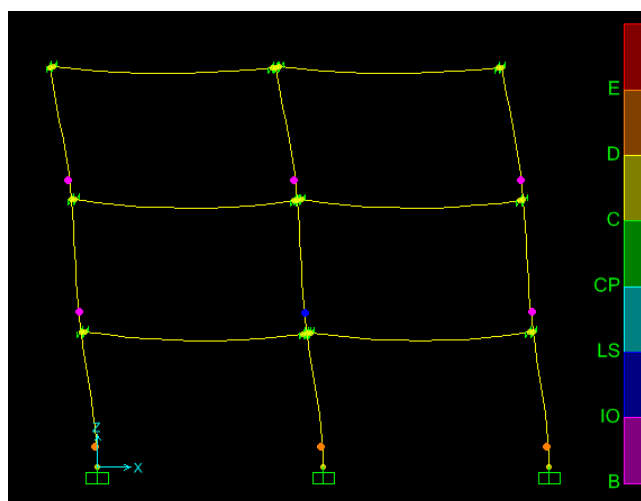
## Σεισμός jen022

Η περίοδος παλμού είναι  $T_p=3.5$  sec με  $T1/T_p=0.53$ . Από το μονοβάθμιο μετά από ανάλυση χρονοϊστορίας όπως στον προηγούμενο σεισμό, προκύπτουν τα μεγέθη που αναγράφονται στον παρακάτω πίνακα.

ιδιομορφή	Sael(m/s <sup>2</sup> )	Ry	Dyn(m)	Dmax(m)	μ
1 <sup>η</sup>	4.08	2.08	0.174	0.284	1.63
2 <sup>η</sup>	15.64	1.27	0.031	0.036	1.13
3 <sup>η</sup>	8.07	0.14	0.021	0.003	0.14

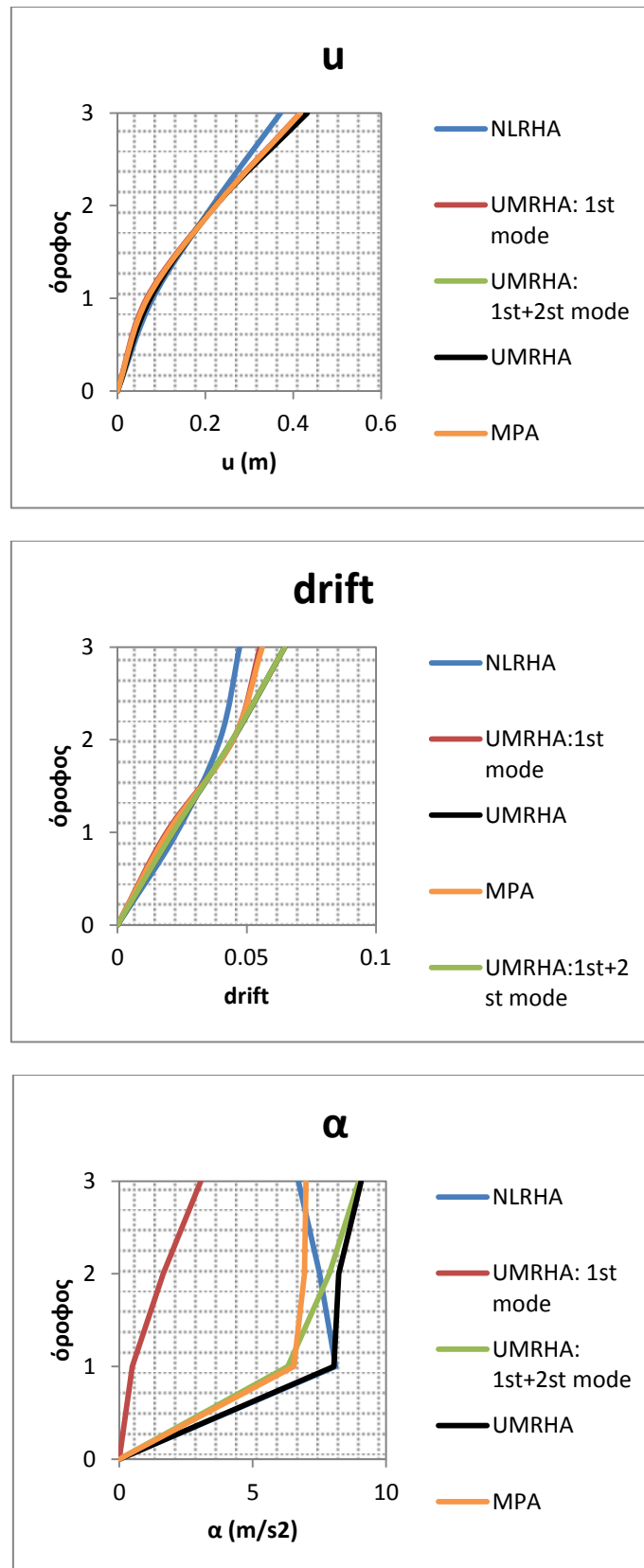
Πίνακας 7.5 : Αποτελέσματα ανάλυσης μονοβάθμιων συστημάτων

Στη συνέχεια ανάγουμε το μονοβάθμιο σε πολυβάθμιο και συνδυάζουμε τις ιδιομορφικές αποκρίσεις με τις μεθόδους UMRH και MPA οπότε προσδιορίζονται οι μετακινήσεις, τα drift, οι επιταχύνσεις, οι αδρανειακές δυνάμεις και οι τέμνουσες καθ' ύψος του πλαισίου. Τα ίδια μεγέθη προσδιορίζονται μετά από ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας στο SAP2000. Παρακάτω φαίνεται η παραμορφωμένη κατάσταση του φορέα όπου διαπιστώνουμε ότι περνά στην πλαστική περιοχή.



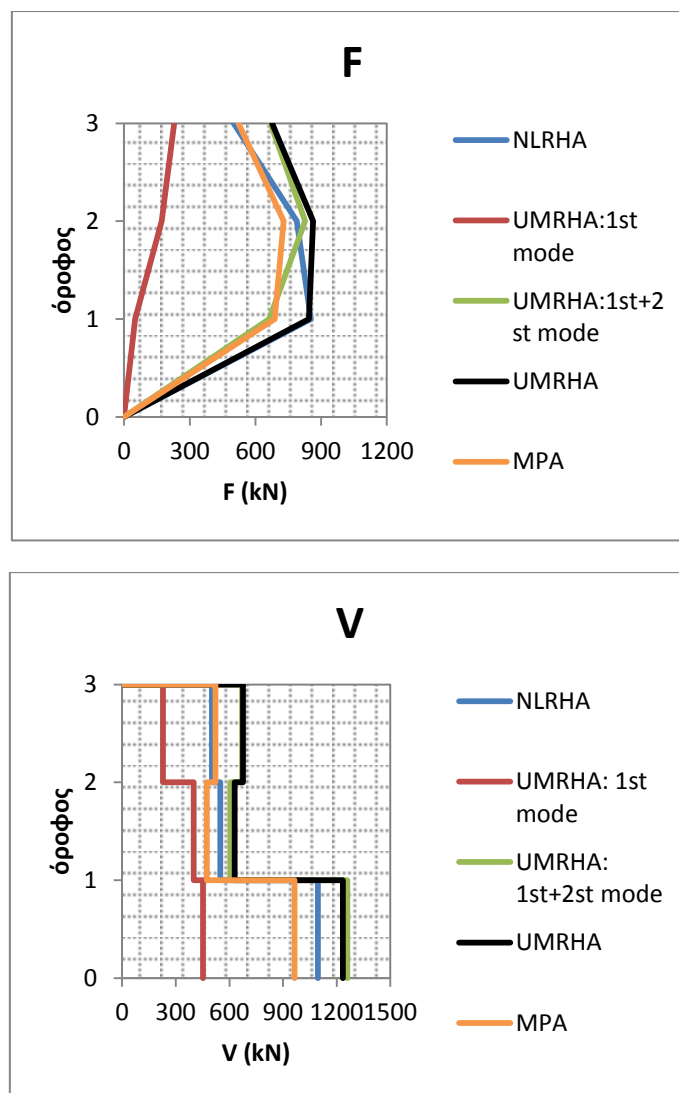
Σχήμα 7.9: Παραμορφωμένος φορέας όπου το χρώμα των πλαστικών αρθρώσεων αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητάς τους

Τα ζητούμενα μεγέθη δίνονται στα διαγράμματα που ακολουθούν:



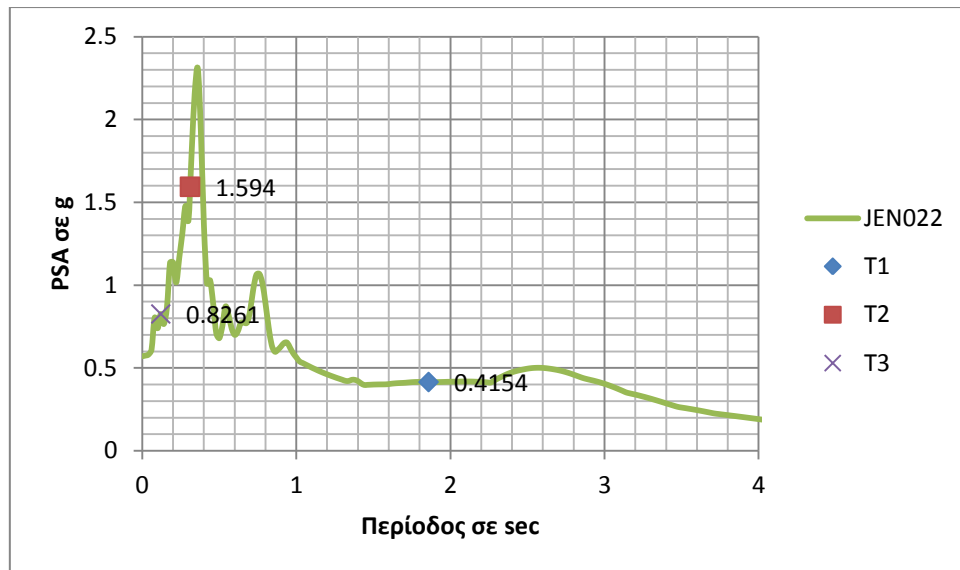
Σχήμα 7.10: Διαγράμματα σύγκρισης μετακινήσεων, drift και επιταχύνσεων





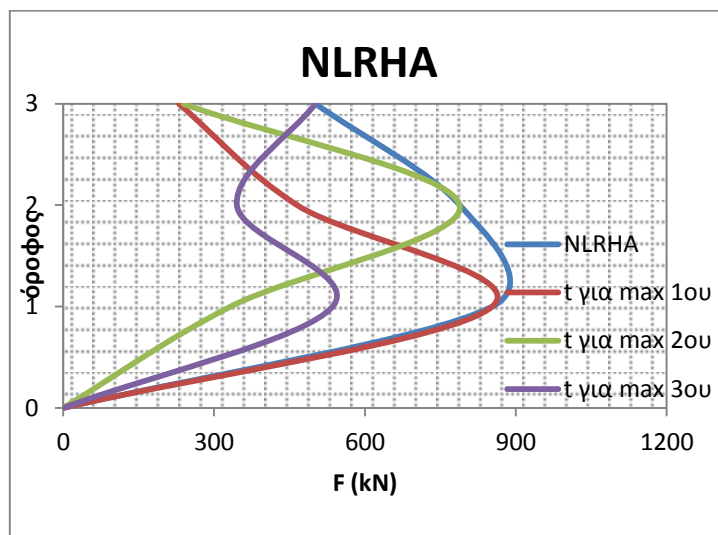
Σχήμα 7.11: Διαγράμματα σύγκρισης αδρανειακών και τεμνουσών δυνάμεων

Διαπιστώνουμε ότι στις μετακινήσεις και τα drift η MPA και η UMRHA πλησιάζουν αρκετά την NLRHA. Η UMRHA προσεγγίζει καλά ακόμα και χωρίς τον συνυπολογισμό των ανώτερων ιδιομορφών, ενώ στο drift η MPA είναι ακόμα καλύτερη. Στην επιτάχυνση και τις δυνάμεις μεγάλο ρόλο παίζει η 2<sup>η</sup> ιδιομορφή τη στιγμή που χωρίς αυτήν δεν θα πλησιάζαμε καν την NLRHA. Ωστόσο και η 3<sup>η</sup> ιδιομορφή βοηθά τα αποτελέσματα να βελτιωθούν. Έτσι η MPA είναι κοντά στην πραγματική απόκριση με λίγο μικρότερες τιμές, ενώ η UMRHA με τις τρεις ιδιομορφές είναι πιο ακριβής και σε κάποια σημεία λίγο μεγαλύτερη οπότε η βέλτιστη που θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί. Την επίδραση της 2<sup>ης</sup> ιδιομορφής μπορεί να εξηγήσει τόσο το γεγονός ότι αυτή διαρρέει  $R_{y2}=1.27$ , όσο και το ότι στο ελαστικό φάσμα η 1<sup>η</sup> ιδιομορφή βρίσκεται στην περιοχή σταθερών επιταχύνσεων σε αντίθεση με την 2<sup>η</sup> που έχει σχεδόν τετραπλάσια τιμή. Ακόμα, η 3<sup>η</sup> ιδιομορφή συμπεριφέρεται ελαστικά και είναι μικρής ιδιοπερίοδου, αλλά έχει μια συμβολή αφού και αυτή έχει διπλάσια ελαστική επιτάχυνση από την πρώτη:

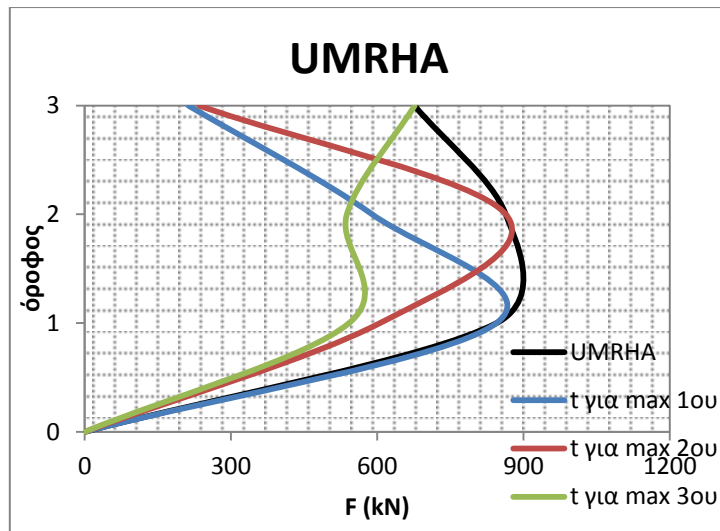


Σχήμα 7.12: Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων

Τα αποτελέσματα των διαγραμμάτων της NLRHA προκύπτουν από τις μέγιστες τιμές που μπορούν να συμβούν σε κάθε όροφο και της UMRHA προκύπτουν από το μέγιστο χρονικό άθροισμα των ιδιομορφικών αποκρίσεων σε κάθε όροφο επίσης, δηλαδή δεν εμφανίζονται ταυτόχρονα αυτά τα μεγέθη σε όλους τους ορόφους. Παρακάτω δίνονται ενδεικτικά δύο διαγράμματα που αφορούν τις αδρανειακές δυνάμεις και δείχνουν τι τιμές έχουν οι άλλοι όροφοι όταν ο ένας έχει τη μέγιστη τιμή του.

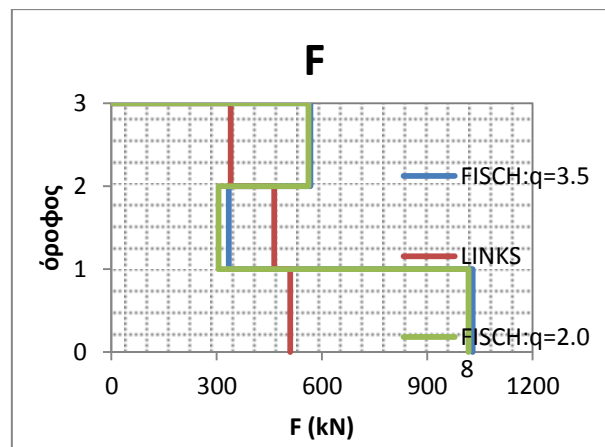


Σχήμα 7.13 : Διάγραμμα ταυτόχρονων αδρανειακών δυνάμεων της NLRHA για το μέγιστο κάθε ορόφου



Σχήμα 7.14 : Διάγραμμα ταυτόχρονων αδρανειακών δυνάμεων της UMRHA για το μέγιστο κάθε ορόφου

Όπως στον προηγούμενο σεισμό εφαρμόζουμε τον τύπο του Rejec et al για  $q=R_{y1}=2.08$  και  $q=3.5$  και τα συγκρίνουμε με τις αδρανειακές που μας δίνουν τα link της NLRHA:



Σχήμα 7.15: Δυνάμεις από τα link και από τους Rejec et al

Ενώ τα αποτελέσματα για τα διαφορετικά  $q$  είναι σχεδόν ταυτόσημα στους δύο ορόφους υπερτιμώνται πολύ τα μεγέθη ενώ στον ένα όροφο υποτιμούνται. Από τη συγκεκριμένη ανάλυση φαίνεται ότι η μέθοδος αυτή δεν ανταποκρίνεται στην πραγματικότητα.

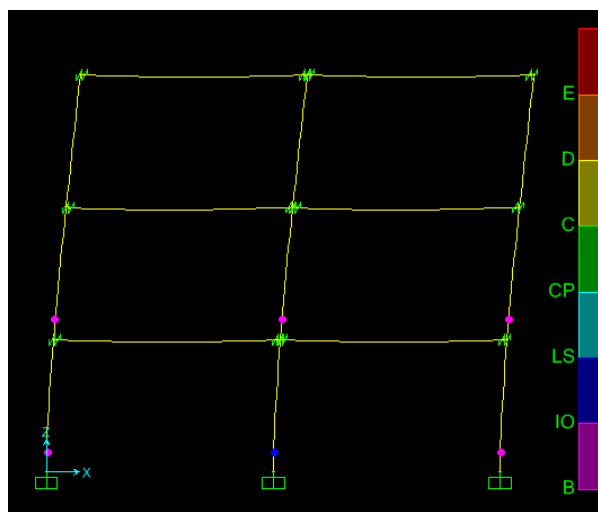
Σεισμός YER270

Η περίοδος παλμού είναι  $T_p=7.5$  sec με  $T_1/T_p=0.25$ . Από το μονοβάθμιο μετά από ανάλυση χρονοϊστορίας, προκύπτουν τα μεγέθη που αναγράφονται στον παρακάτω πίνακα.

ιδιομορφή	Sael(m/s <sup>2</sup> )	Ry	Dyn(m)	Dmax(m)	μ
1 <sup>η</sup>	2.82	1.44	0.174	0.247	1.42
2 <sup>η</sup>	4.90	0.40	0.031	0.013	0.40
3 <sup>η</sup>	4.44	0.10	0.021	0.002	0.10

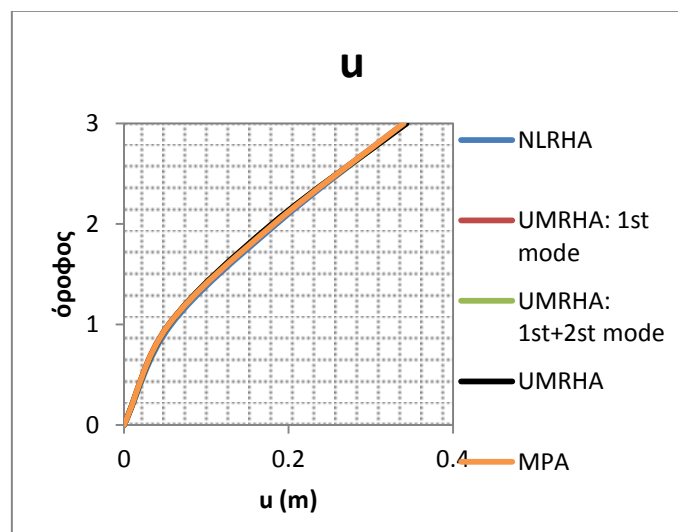
Πίνακας 7.6 : Αποτελέσματα ανάλυσης μονοβάθμιων συστημάτων

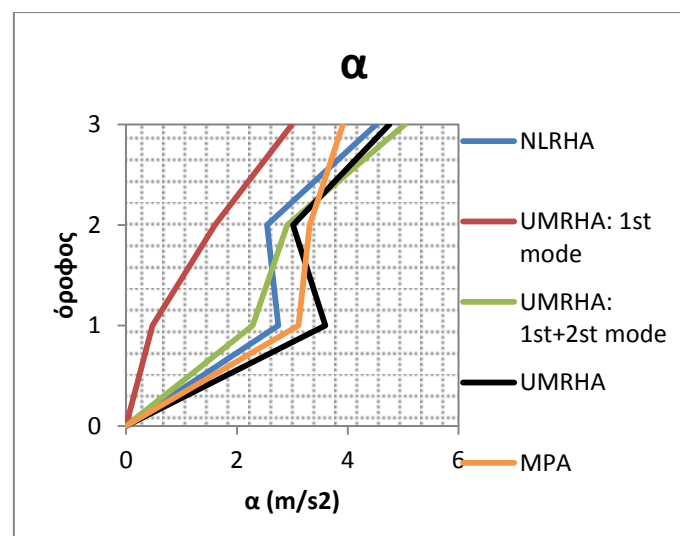
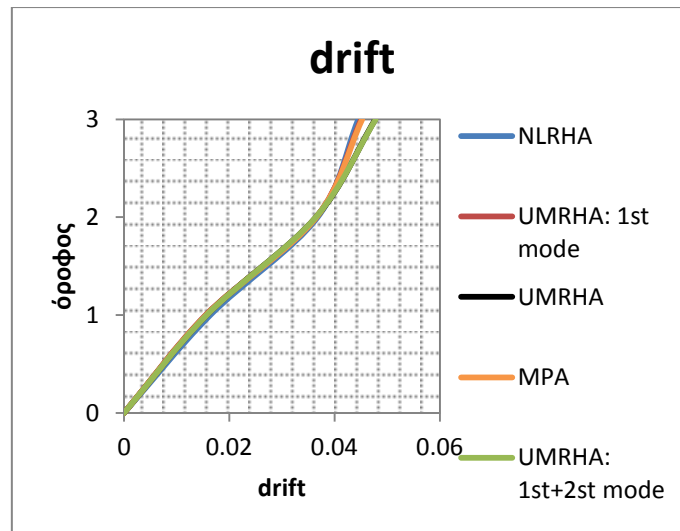
Με βάση το μονοβάθμιο υπολογίζουμε τα μεγέθη που θέλουμε στο πολυβάθμιο με τις μεθόδους UMRHA και MPA. Επιπλέον αναλύεται η ανελαστική χρονοϊστορία στο SAP2000 όπου και μας δίνεται ο παραμορφωμένος φορέας.



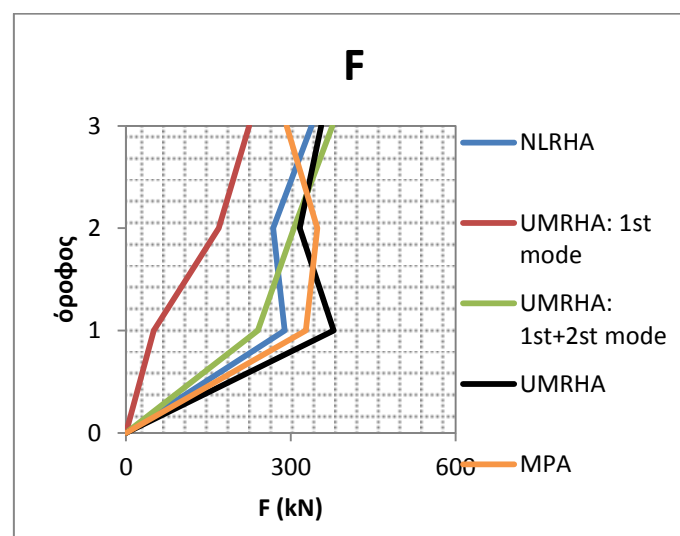
Σχήμα 7.16: Παραμορφωμένος φορέας

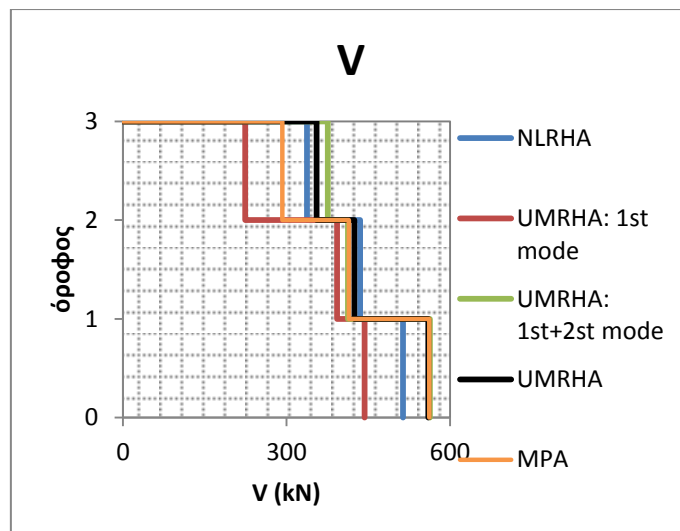
Ο φορέας μόλις ξεπερνά την ελαστική συμπεριφορά του στο μεσαίο υποστύλωμα του ισογείου. Ακολουθώς δίνονται τα διαγράμματα αντιπαραβολής των μεθόδων για τα ζητούμενα μεγέθη.





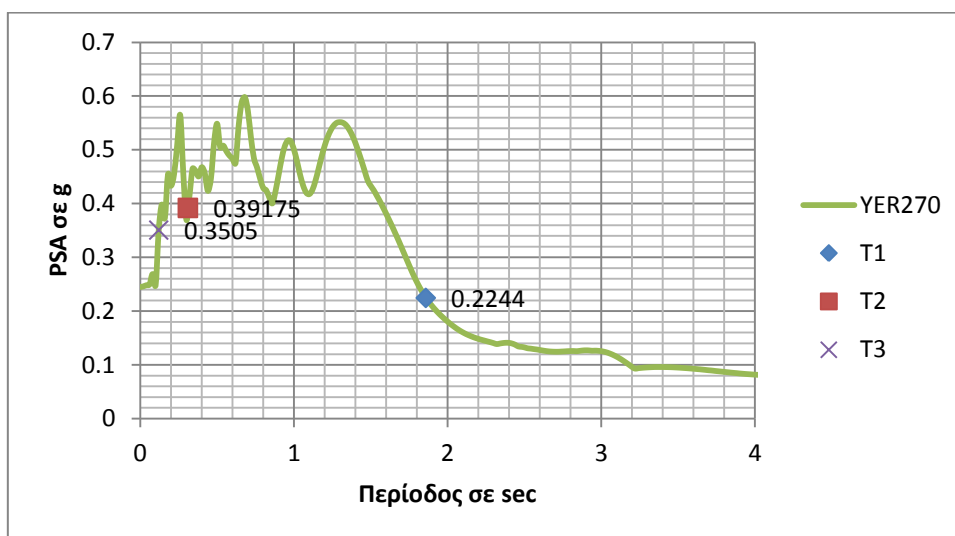
Σχήμα 7.17: Διαγράμματα σύγκρισης μετακινήσεων, drift και επιταχύνσεων





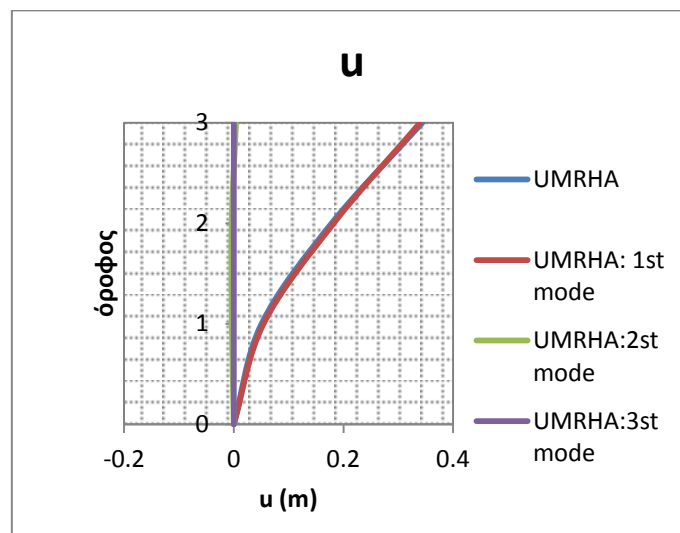
Σχήμα 7.18: Διαγράμματα σύγκρισης αδρανειακών και τεμνουσών δυνάμεων

Εξετάζοντας τα διαγράμματα συμπεραίνουμε ότι στις μετακινήσεις και τα drift οι μέθοδοί μας έχουν απόκλιση σχεδόν μηδενική με τη χρήση και μόνο της 1<sup>ης</sup> ιδιομορφής. Στα υπόλοιπα μεγέθη η MPA είναι με αποκλίσεις της τάξης των 50kN. Αν λάβουμε ταυτόχρονα υπόψη μας την UMRHA με δύο ιδιομορφές έχουμε μια καλή επίσης εικόνα. Πιο κατάλληλη ωστόσο παρατηρούμε ότι είναι η UMRHA (1<sup>η</sup>+2<sup>η</sup>+3<sup>η</sup>) αφού στο σύνολό της δημιουργεί μια περιβάλλουσα όλων των μεγεθών με μικρή απόκλιση. Στην περίπτωση αυτή η 2<sup>η</sup> ιδιομορφή δεν διαρρέει και η 1<sup>η</sup> δίνει λίγο καλύτερα αποτελέσματα σε σχέση με τους προηγούμενους σεισμούς, από μόνη της όμως στις επιταχύνσεις και τις δυνάμεις έχει σημαντική απόκλιση. Ανακαλύπτουμε δηλαδή, ότι παρόλο που η 2<sup>η</sup> ιδιομορφή συμπεριφέρεται τελείως ελαστικά ( $R_{y2}=0.40$ ) συμμετέχει ενεργά στην απόκριση του πλαισίου μας. Αυτό γίνεται διότι κατά το σχεδιασμό η κατασκευή υπολογίζεται να φτάνει μέχρι την  $a_y$ ,  $F_y$  ως φράγμα και η 1<sup>η</sup> ιδιομορφή την ακολουθεί άρα δεν ανεβαίνει η τιμή της περισσότερο. Όπως και στις προηγούμενες αναλύσεις βλέπουμε ότι στο ελαστικό φάσμα οι ανώτερες ιδιομορφές αντιστοιχούν σε υψηλότερες τιμές επιτάχυνσης σε σχέση με την πρώτη:

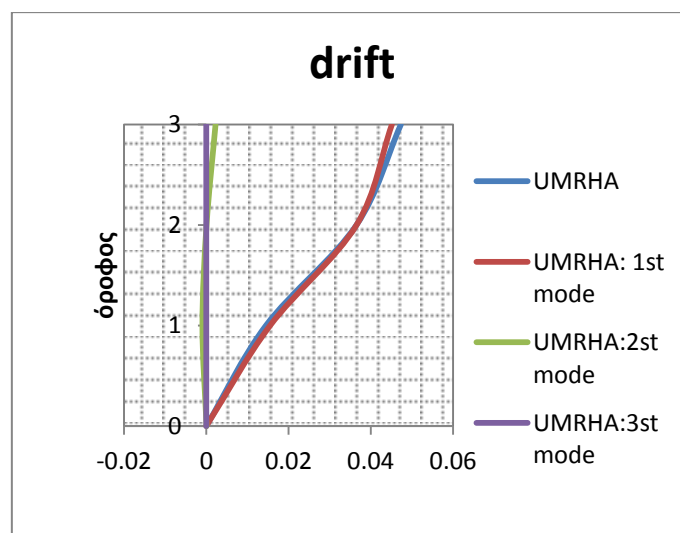


Σχήμα 7.19 : Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων

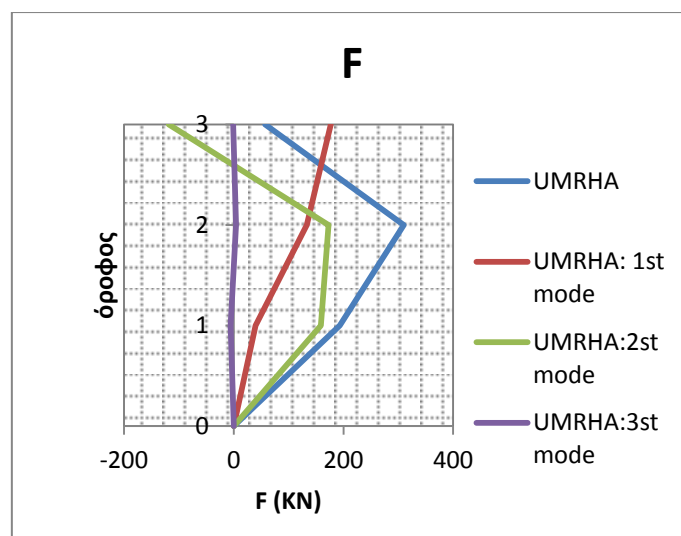
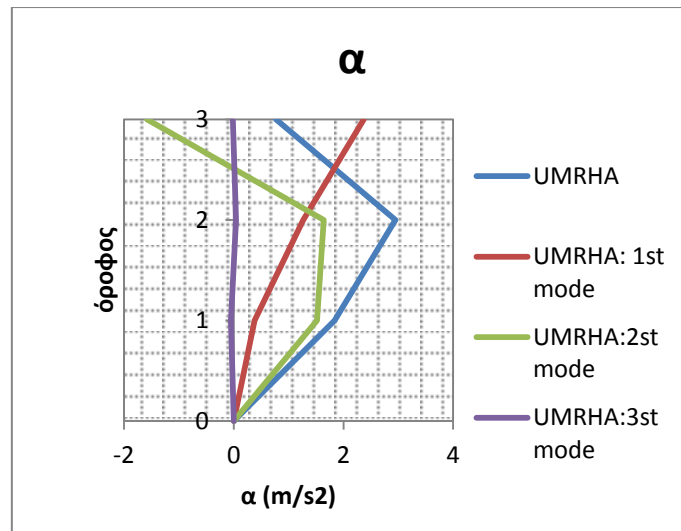
Τα αποτελέσματα των παραπάνω διαγραμμάτων  $u$ , drift,  $a$ ,  $F$ ,  $V$  της UMRHA προκύπτουν από το μέγιστο χρονικό άθροισμα των ιδιομορφικών αποκρίσεων σε κάθε όροφο, δηλαδή δεν εμφανίζονται ταυτόχρονα αυτά τα μεγέθη σε όλους τους ορόφους. Στα παρακάτω διαγράμματα των  $u$ , drift παρουσιάζονται οι τιμές της 1<sup>ης</sup>, 2<sup>ης</sup>, 3<sup>ης</sup> ιδιομορφής σε κάθε όροφο τη χρονική στιγμή που η συνολική μετακίνηση κορυφής είναι η μέγιστη. Στη συνέχεια γίνεται το ίδιο στα διαγράμματα  $a$ ,  $F$ ,  $V$  για τη χρονική στιγμή που η συνολική τέμνουσα βάσης είναι η μέγιστη.



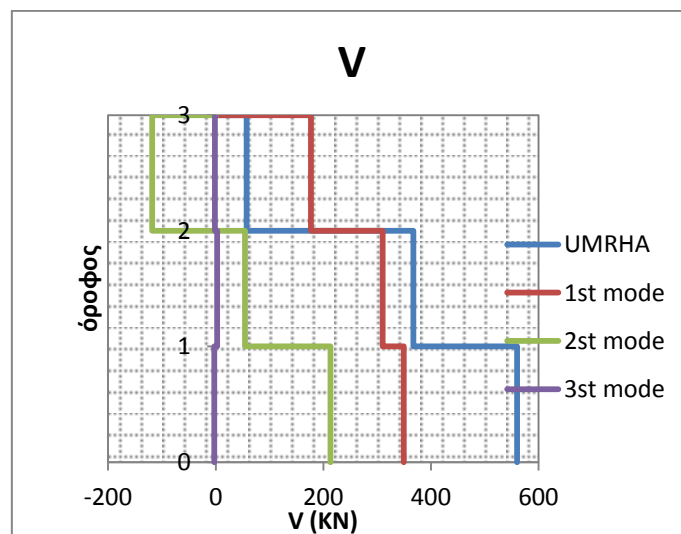
Σχήμα 7.20: Διαγράμματα μετακινήσεων τη χρονική στιγμή της μέγιστης συνολικής μετακίνησης κορυφής



Σχήμα 7.21: Διαγράμματα drift τη χρονική στιγμή της μέγιστης μετακίνησης κορυφής



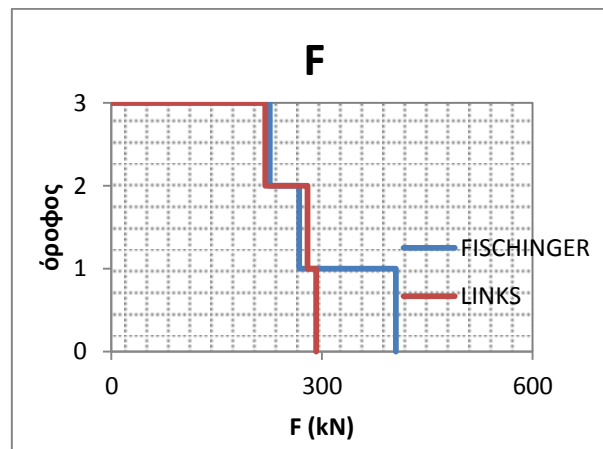
Σχήμα 7.22: Διαγράμματα επιταχύνσεων και αδρανειακών δυνάμεων τη χρονική στιγμή της μέγιστης συνολικής τέμνουσας βάσης





Σχήμα 7.23 : Διαγράμματα τεμνουσών τη χρονική στιγμή της μέγιστης συνολικής τέμνουσας βάσης

Εκτίμηση τεμνουσών δυνάμεων με τους Rejec et al:



Σχήμα 7.24: Δυνάμεις από τα linkV και από τους Rejec et al

Δίνει καλές τιμές στους δύο πάνω ορόφους με απόκλιση 10kN ενώ στο ισόγειο με απόκλιση μεγαλύτερη τιμή. Ο μελετητής θα μπορούσε να χρησιμοποιήσει χωρίς κίνδυνο τη μέθοδο αλλά θα υστερούσε οικονομία.

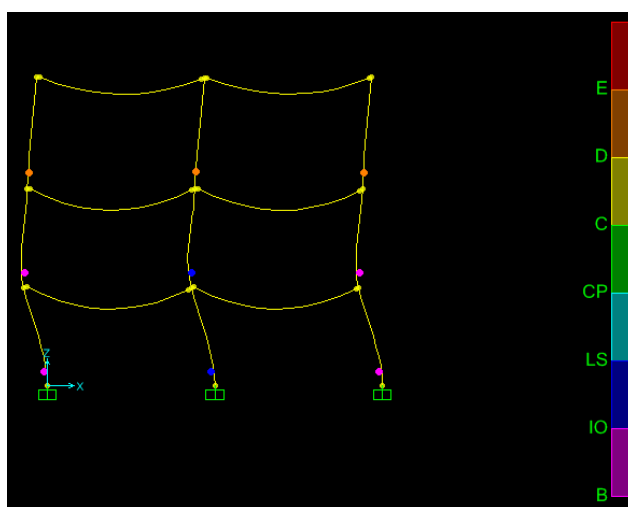
### Σεισμός CYC195

Η περίοδος παλμού είναι  $T_p=1\text{sec}$  με  $T_1/T_p=1.86$ . Από το μονοβάθμιο μετά από ανάλυση χρονοϊστορίας, προκύπτουν τα μεγέθη που αναγράφονται στον παρακάτω πίνακα.

ιδιομορφή	$S_{ael}(m/s^2)$	$R_y$	$D_{yn}(m)$	$D_{max}(m)$	$\mu$
1 <sup>η</sup>	1.86	0.95	0.174	0.155	0.89
2 <sup>η</sup>	30.46	2.48	0.031	0.065	2.09
3 <sup>η</sup>	16.16	0.29	0.021	0.006	0.29

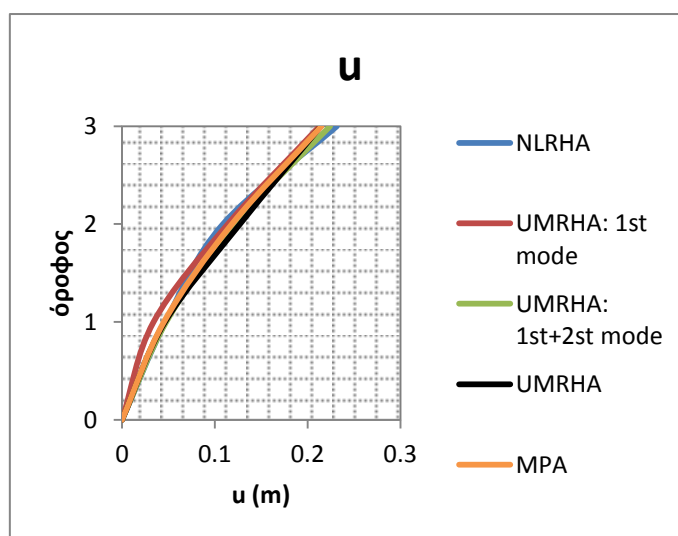
Πίνακας 7.7 : Αποτελέσματα ανάλυσης μονοβάθμιων συστημάτων

Με βάση το μονοβάθμιο υπολογίζουμε τα μεγέθη που θέλουμε με τις μεθόδους UMRHA και MPA αφού πρώτα το ανάγουμε στο πολυβάθμιο. Επιπλέον αναλύεται η ανελαστική χρονοϊστορία στο SAP2000 όπου και μας δίνεται ο παραμορφωμένος φορέας.

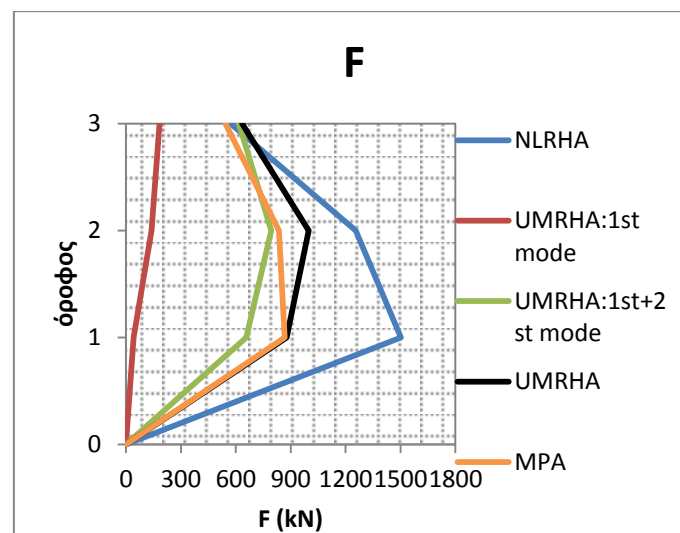
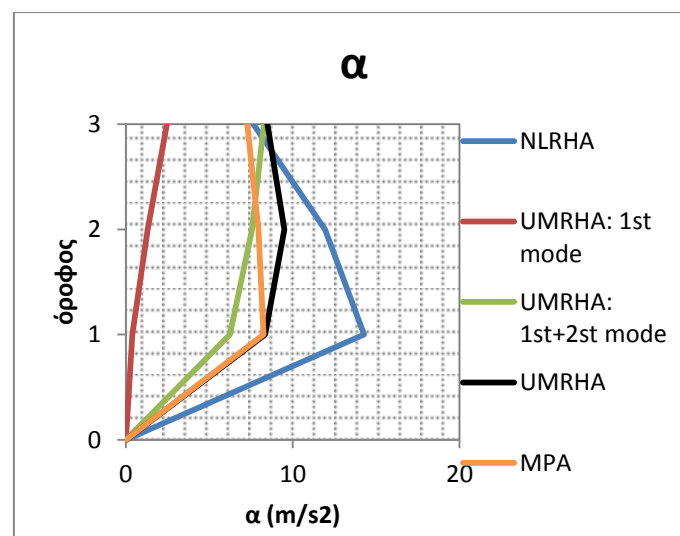
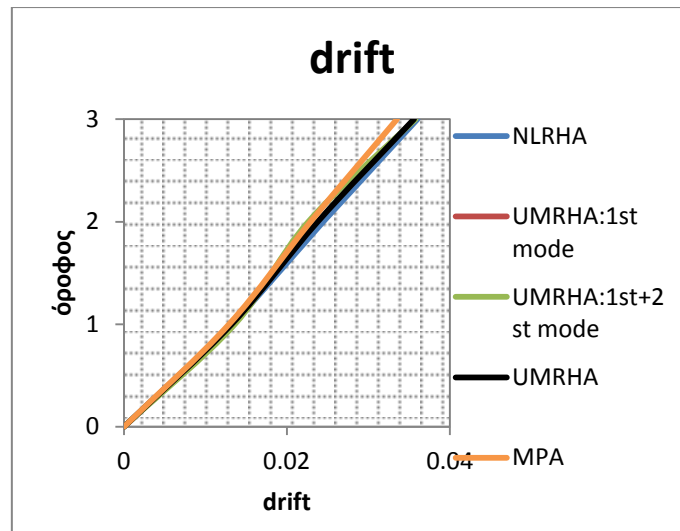


Σχήμα 7.25: Παραμορφωμένος φορέας

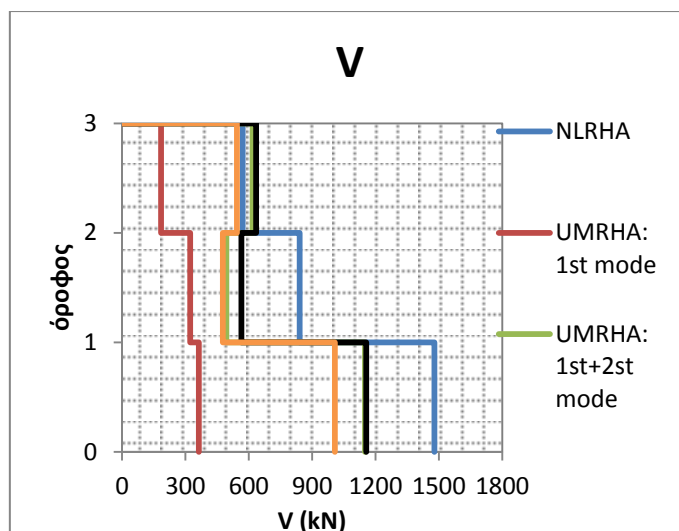
Παρατηρούμε ότι ο πάνω όροφος ‘υποφέρει’ περισσότερο ενώ οι κάτω δεν ξεπερνούν τη στάθμη προστασίας ζωής. Τα διαγράμματα  $u$ , drift,  $\alpha$ , F, V δίνονται παρακάτω:



Σχήμα 7.26 : Σύγκριση μετακινήσεων

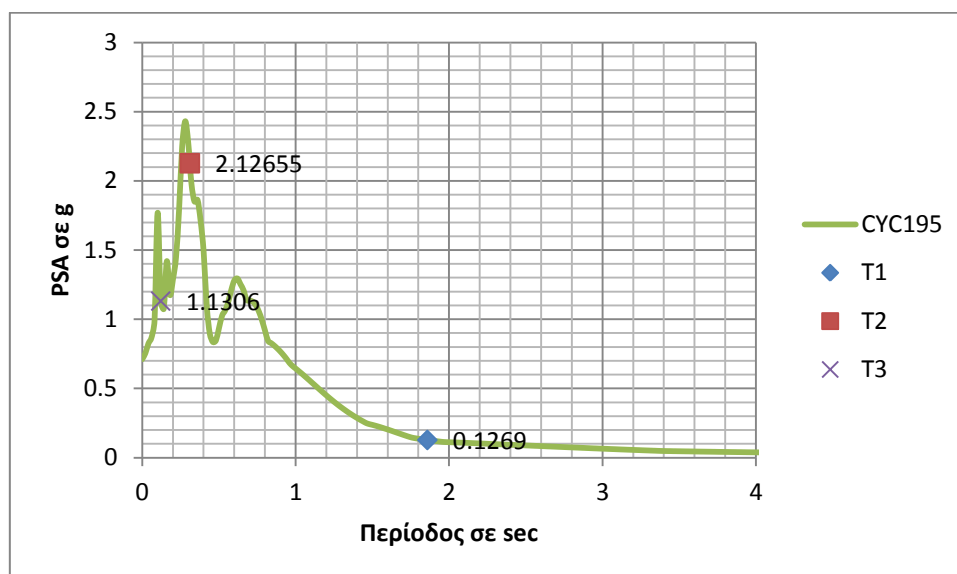


Σχήμα 7.27: Σύγκριση drift, επιταχύνσεων και αδρανειακών δυνάμεων



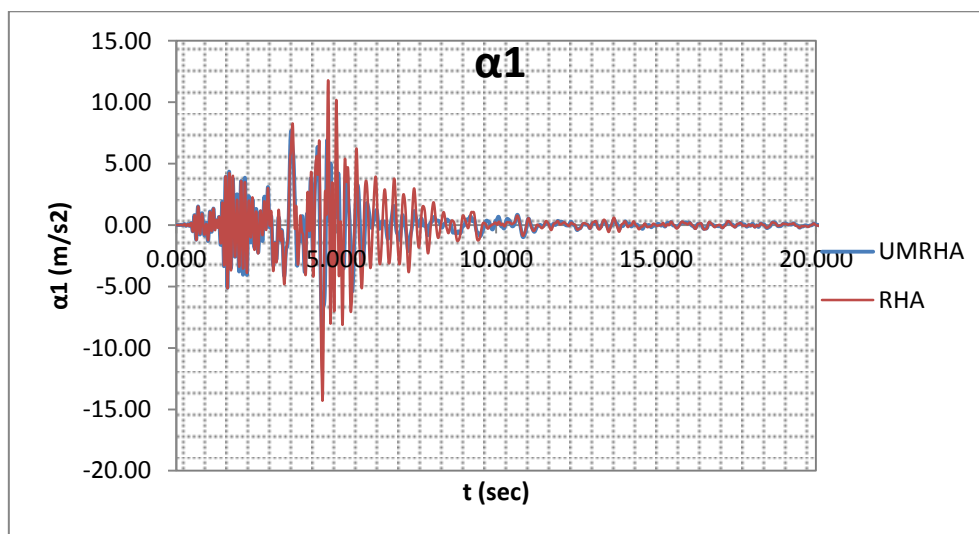
Σχήμα 7.28: Σύγκριση τεμνουσών δυνάμεων

Όσον αφορά τις μετακινήσεις και τα drift παρατηρούμε ότι και οι δύο μέθοδοι συγκλίνουν με την ανάλυση χρονοϊστορίας και ότι ο συνυπολογισμός των ανώτερων ιδιομορφών τροποποιεί ανεπαίσθητα τα αποτελέσματα. Στις δυνάμεις και τις επιταχύνσεις οι UMRHA και MPA προσεγγίζουν με ακρίβεια την πραγματικότητα μόνο στον 3<sup>ο</sup> όροφο έχουν απόκλιση στον 2<sup>ο</sup>, ενώ στον 1<sup>ο</sup> αυτή μεγαλώνει περισσότερο. Για παράδειγμα, η διαφορά επιταχύνσεων στο 2<sup>ο</sup> είναι 2.44m/s<sup>2</sup> και στον 3<sup>ο</sup> 6.03m/s<sup>2</sup>. Παρόμοια εικόνα παρουσιάζουν και οι τέμνουσες όπου στο 3<sup>ο</sup> όροφο οι τιμές είναι οι προσδόκιμες ενώ ο 2<sup>ος</sup> και ο 3<sup>ος</sup> έχουν απόκλιση 276kN και 322kN αντίστοιχα. Παρόλο το γεγονός των διαφορών αντιλαμβανόμαστε πως οι ανώτερες ιδιομορφές αλλάζουν σημαντικά τις τελικές τιμές, οπότε κρίνεται απαραίτητος ο ρόλος τους. Περιμέναμε μάλιστα αυτό να συμβεί καθώς στην συγκεκριμένη περίπτωση η 1<sup>η</sup> ιδιομορφή δεν διαρρέει καν, ενώ η 2<sup>η</sup> που δίνει τις αισθητές διαφοροποιήσεις των τιμών διαρρέει με  $R_y=2.48$ . Επίσης, η 2<sup>η</sup> και 3<sup>η</sup> ιδιομορφή βρίσκονται στην περιοχή του ελαστικού φάσματος με μεγάλες τιμές, σε αντίθεση με την 1<sup>η</sup> όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:

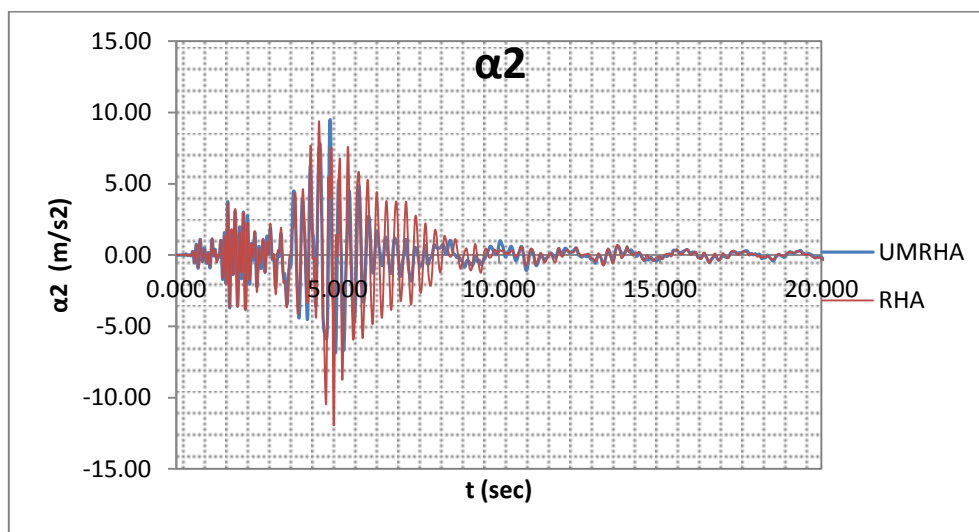


Σχήμα 7.29: Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων

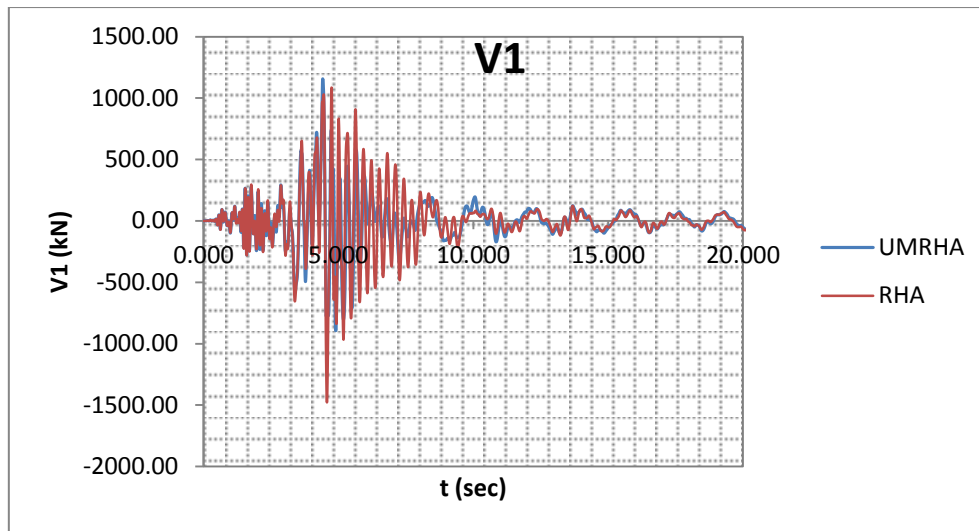
Οι διαφορές που εντοπίζουμε στους χαμηλότερους ορόφους στις αδρανειακές δυνάμεις, στις επιταχύνσεις και στις τέμνουσες μας δίνουν την αίσθηση μιας απόκλισης των μεθόδων που μελετάμε από την πραγματική. Αν όμως δούμε την χρονοϊστορία των ορόφων που προκύπτει από αυτές θα διαπιστώσουμε ότι υπάρχει ικανοποιητική σύγκλιση που αποδεικνύει την εγκυρότητα τους καθώς ακολουθούν την NLRHA με εξαίρεση κάποια σημεία όπου η τελευταία παρουσιάζει κάποια peak (μέγιστες τιμές) για  $t=5\text{sec}$  περίπου, οι οποίες εμφανίζονται για 0.1 το πολύ δευτερόλεπτα. Μπορεί δηλαδή να μην έχουμε την ακρίβεια που πετύχαμε στους προηγούμενους σεισμούς, αλλά η μέθοδος λειτουργεί και εδώ. Δίνονται παρακάτω η χρονοϊστορία της επιτάχυνσης και των τεμνουσών της UMRHA σε αντιπαραβολή με την NLRHA για τους ορόφους 1 και 2.



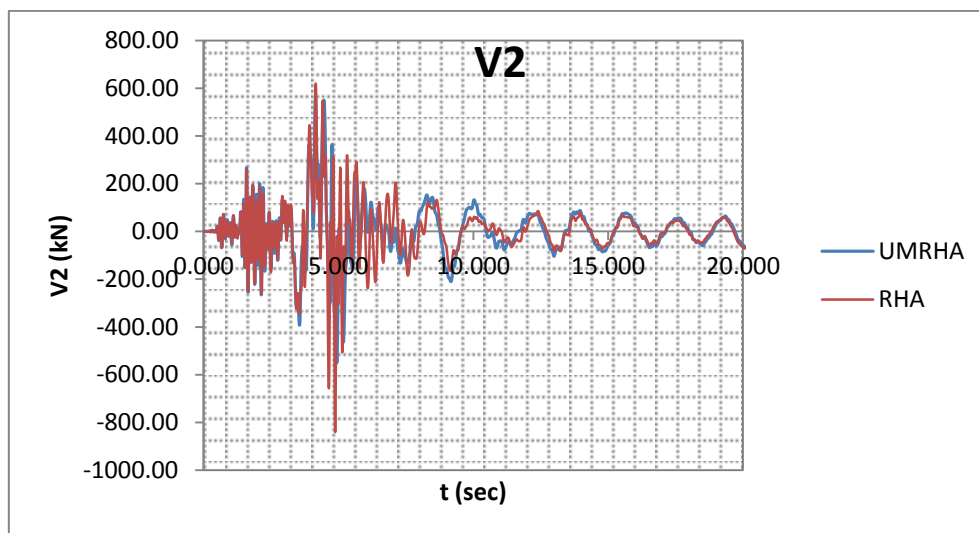
Σχήμα 7.30: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης 1<sup>ου</sup> ορόφου με τις UMRHA και NLRHA λόγω του σεισμού CYC195



Σχήμα 7.31: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης 2<sup>ου</sup> ορόφου με τις UMRHA και NLRHA λόγω του σεισμού CYC195

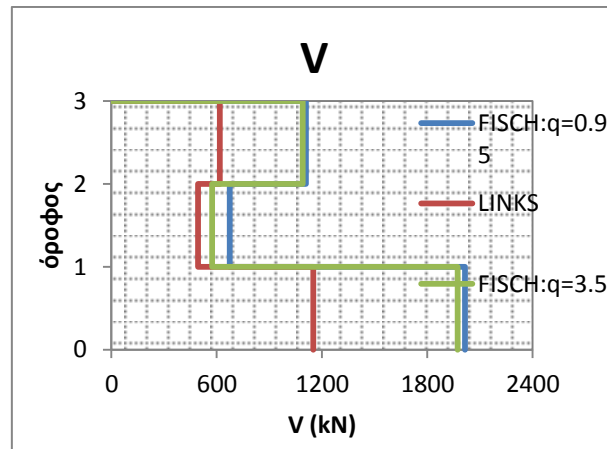


Σχήμα 7.32: Χρονοϊστορία τεμνουσών 1<sup>ου</sup> ορόφου με τις UMRHA και NLRHA λόγω του σεισμού CYC195



Σχήμα 7.33: Χρονοϊστορία τεμνουσών 2<sup>ου</sup> ορόφου με τις UMRHA και NLRHA λόγω του σεισμού CYC195

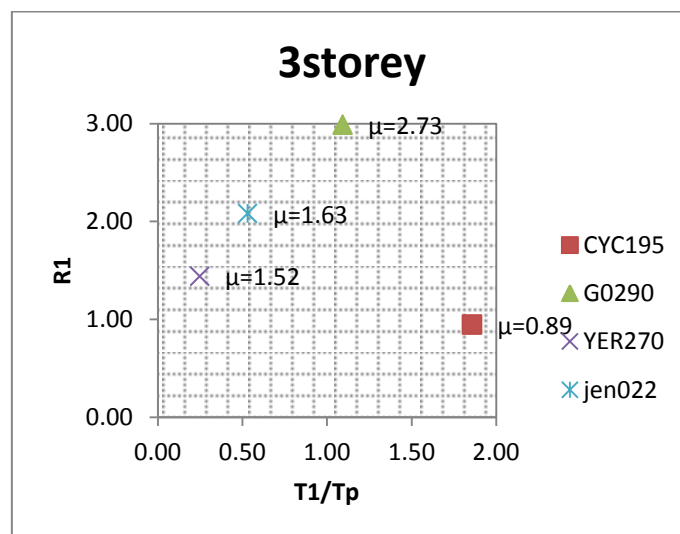
Εκτίμηση τεμνουσών δυνάμεων με τους Rejec et al: Μας δίνεται η δυνατότητα να έχουμε την περιβάλλουσα των μεγεθών που θέλουμε, όμως με αξιοσημείωτη απόκλιση. Έτσι, η κατασκευή δεν θα είχε κίνδυνο αστοχίας θα ήταν όμως υπερδιαστασιολογημένη με συνέπειες στο κόστος.



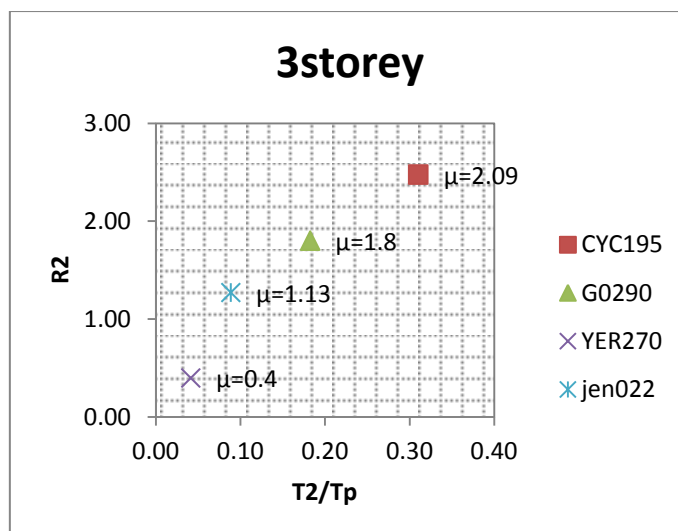
Σχήμα 7.34: Τέμνουσες δυνάμεις από τα link και από τους Rejec et al

### 7.10 Πλαστιμότητες

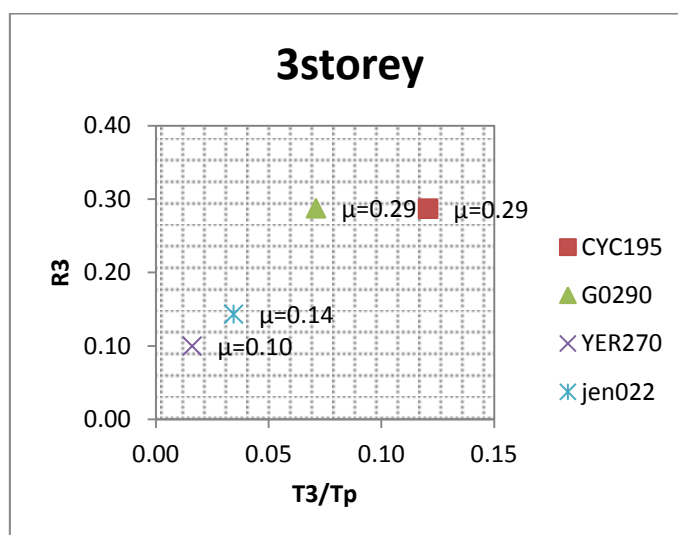
- Ρόλος της δεσπόζουσας ιδιοπεριόδου στους σεισμούς:



Σχήμα 7.35 : Σχέση λόγου  $T_1/T_p$  με την  $R_1$  για όλους τους σεισμούς



Σχήμα 7.36: Σχέση λόγου  $T_2/T_p$  με την  $R_2$  για όλους τους σεισμούς

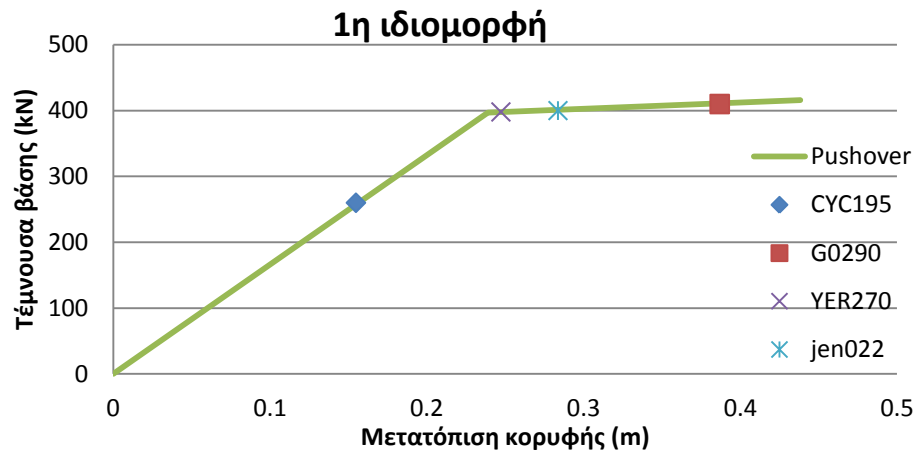


Σχήμα 7.37 : Σχέση λόγου  $T_3/T_p$  με την  $R_3$  για όλους τους σεισμούς

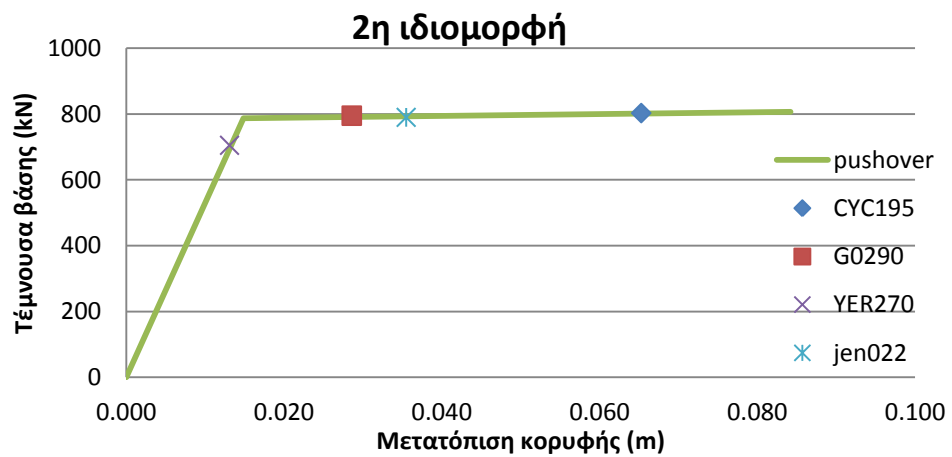
Παρατηρούμε ότι όσο αυξάνεται ο λόγος  $T_n/T_p$  τόσο αυξάνεται και η διαρροή της  $n^{th}$  ιδιομορφής με εξαίρεση το σεισμό CY195 για την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή. Η τελευταία απόκλιση μπορεί να εξηγηθεί από το γεγονός ότι η συγκεκριμένη ιδιομορφή δεν διαρρέει, είναι κάτω της μονάδας. Συνεπώς θα μπορούσαμε να ισχυριστούμε ότι αν ο φορέας μας διαρρέει για την  $n^{th}$  ιδιομορφή και η δεσπόζουσα ιδιοπερίοδος του σεισμού μειώνεται η  $R_{yn}$  αυξάνεται. Επιπλέον, ο δείκτης συμπεριφοράς  $R_{yn}$  ισούται με μικρές αποκλίσεις με το δείκτη πλαστιμότητας  $\mu$  γεγονός που αποδεικνύει ότι η παραδοχή ίσων μετακινήσεων  $R=\mu$  για  $T > T_c$  είναι βάσιμη, δηλαδή όσο πιο εύκαμπτο είναι το κτίριο τόσο το  $R$  πλησιάζει το  $\mu$ .

- Σημείο στο οποίο έφτασε ο κάθε σεισμός στις καμπύλες pushover για κάθε ιδιομορφή:

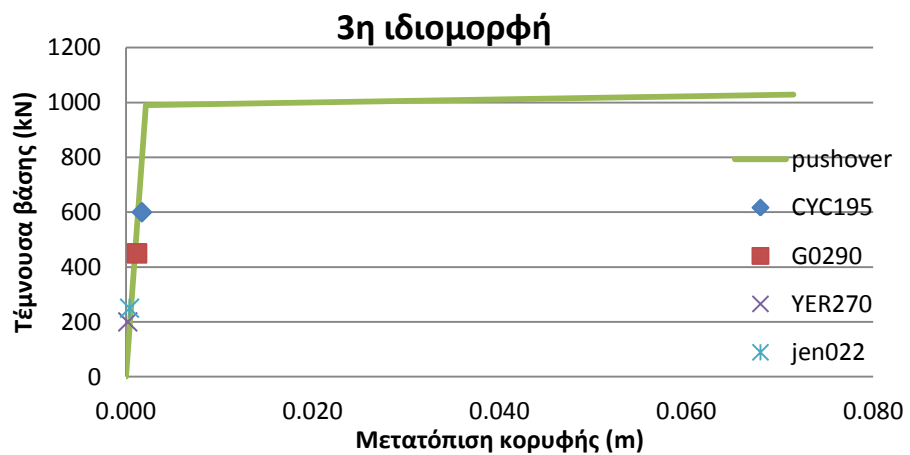




Σχήμα 7.38: Μέγιστες μετακινήσεις των σεισμών πάνω στην καμπύλη pushover για την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή



Σχήμα 7.39 : Μέγιστες μετακινήσεις των σεισμών πάνω στην καμπύλη pushover για την 2<sup>η</sup> ιδιομορφή



Σχήμα 7.40: Μέγιστες μετακινήσεις των σεισμών πάνω στην καμπύλη pushover για την 3<sup>η</sup> ιδιομορφή

Στο πρώτο διάγραμμα φαίνεται ότι οι GO290, YER270, jen022 έχουν περάσει την διαρροή στην pushoverγκάτι το οποίο αληθεύει καθώς  $R_y > 1$ . Μάλιστα, όσο μεγαλύτερη είναι η τιμή της  $R_y$  τόσο πιο πέρα στην καμπύλη βρίσκεται κάθε φορά το σημείο. Ο μόνος σεισμός που βρίσκεται κάτω της  $V_y$  είναι ο CYC195 το οποίο είναι λογικό αφού η 1<sup>η</sup> ιδιομορφή δεν διαρρέει για το σεισμό αυτό. Αντίθετα, στο δεύτερο διάγραμμα επειδή η 2<sup>η</sup> ιδιομορφή του σεισμού αυτού διαρρέει με μεγαλύτερη τιμή σε σχέση με τους υπόλοιπους, βρίσκεται πιο κοντά στην αστοχία από αυτούς πάνω στην καμπύλη. Στο ίδιο διάγραμμα μόνο ο YER270 είναι κάτω από την διαρροή όπως διαπιστώνουμε και από το  $R_{y2}$  του που ισούται με  $0.40 < 1$ . Στο τρίτο διάγραμμα οι τιμές διανέμονται με παρόμοιο τρόπο και εφόσον σε καμία περίπτωση ο σεισμός δεν διαρρέει, βρίσκονται στο ελαστικό κλάδο.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8

### Ανάλυση εξάωροφου πλαισίου

#### 8.1 Εξάωροφο πλαίσιο

Ο δεύτερος φορέας που επιλύεται είναι ένα εξάωροφο πλαίσιο. Το πλαίσιο αυτό σε γενικές γραμμές έχει ίδια χαρακτηριστικά με το τριώροφο αλλάζουν όμως οι διατομές του και είναι αυτές που δόθηκαν στο κεφάλαιο 5 καθώς επίσης πρόκειται για μια ακόμα πιο εύκαμπτη κατασκευή. Οι μέθοδοι ανάλυσης και οι πορείες τους είναι οι ίδιες με αυτές του τριώροφου γι' αυτό το λόγο δεν θα επαναλάβουμε την περιγραφή της διαδικασίας.

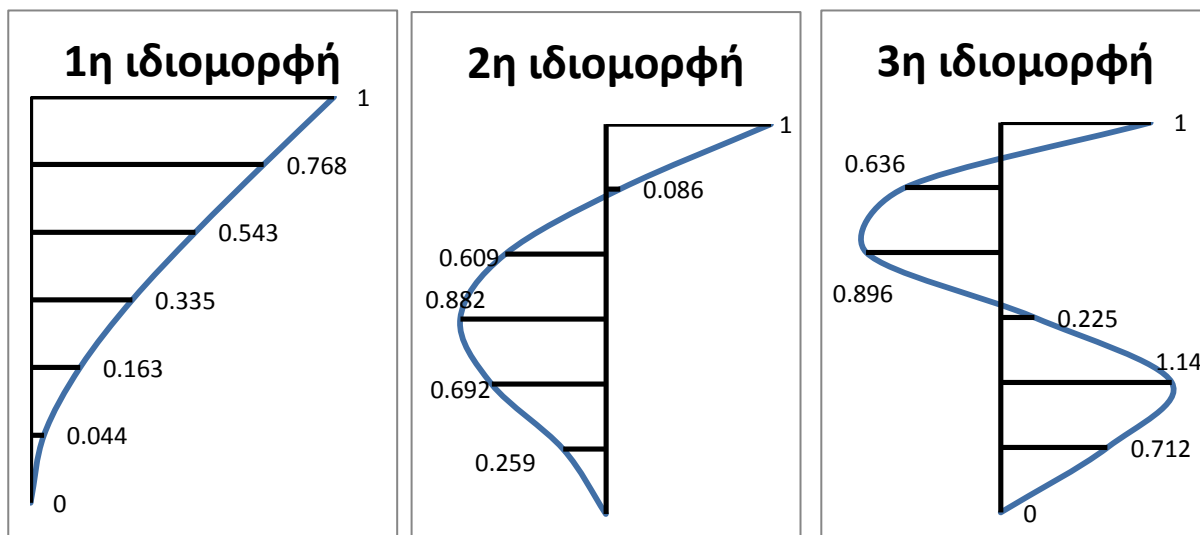
Μετά από ιδιομορφική ανάλυση στο SAP2000 έχουμε τις ιδιοπεριόδους και τις ιδιομορφές του φορέα (οι τελευταίες δίνονται μετά από κανονικοποίηση για  $\varphi=1$  στην κορυφή).

- $T_1=4.062\text{sec}$
- $T_2=0.661\text{sec}$
- $T_3=0.240\text{sec}$

Ιδιομορφές:

	1	1	1
	0.768	0.086	-0.636
[Φ1]=	0.543	-0.609	-0.896
	0.355	-0.882	0.225
	0.163	-0.692	1.140
	0.044	-0.259	0.712

Για περισσότερη κατανόηση δίνονται και σχηματικά:



Σχήμα 8.1: Ιδιομορφές της κατασκευής

## 8.2 Καμπύλη αντίστασης της κατασκευής

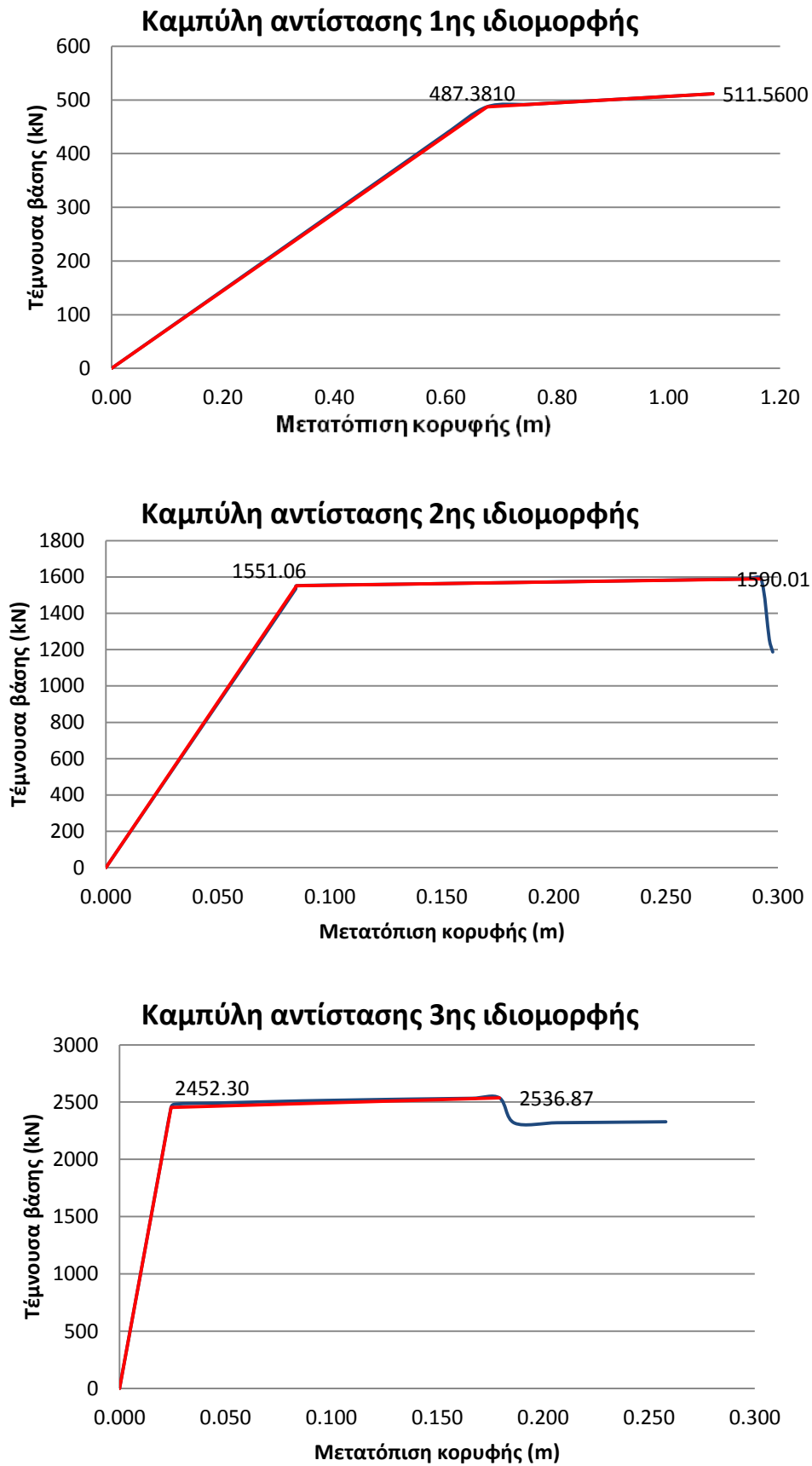
Στη συνέχεια γίνεται ιδιομορφική ανελαστική στατική ανάλυση (pushover) προκειμένου να κατασκευαστεί η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής (τέμνουσα βάσης – μετακίνηση κορυφής) για καθεμία από τις τρεις ιδιομορφές. Η κατανομή των φορτίων στους ορόφους του φορέα γίνεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$S = m \cdot \varphi_n$$

Έχοντας τις καμπύλες αντίστασης της κατασκευής τις μετατρέπουμε σε διγραμμικές σύμφωνα με τη διαδικασία που αναφέρεται αναλυτικά στην παράγραφο 7.3. Στον πίνακα 8.1 φαίνονται οι τιμές της τέμνουσας βάσης και της μετατόπισης κορυφής που αντιστοιχούν στη διαρροή και στη θεωρητική αστοχία του φορέα.

ιδιομορφή	1 <sup>η</sup>	2 <sup>η</sup>	3 <sup>η</sup>
$V_{bny}$ (kN)	487.38	1551.06	2452.3
$u_{mv}$ (m)	0.674	0.085	0.024
$V_{bno}$ (kN)	511.56	1590.01	2536.87
$u_{mo}$ (m)	1.08	0.292	0.18

Πίνακας 8.1: Τιμές διαρροής τέμνουσας και μετακίνησης για κάθε ιδιομορφή



Σχήμα 8.2: Καμπύλες αντίστασης 1<sup>ης</sup>, 2<sup>ης</sup> και 3<sup>ης</sup> ιδιομορφής της κατασκευής

### 8.3 Φάσμα αντίστασης μονοβάθμιου ταλαντωτή

Η διγραμμική καμπύλη αντίστασης μετατρέπεται σε δύναμη-παραμόρφωση  $F_{sn}/L_n - D_n$  για κάθε ιδιομορφή του ανελαστικού μονοβάθμιου συστήματος. Από το SAP βρίσκουμε τις τιμές των μαζών σε κάθε στάθμη που θεωρούνται συγκεντρωμένες.

$$M_1 = 120.08 \text{ Mgr}$$

$$M_2 = 120.08 \text{ Mgr}$$

$$M_3 = 120.08 \text{ Mgr}$$

$$M_4 = 120.08 \text{ Mgr}$$

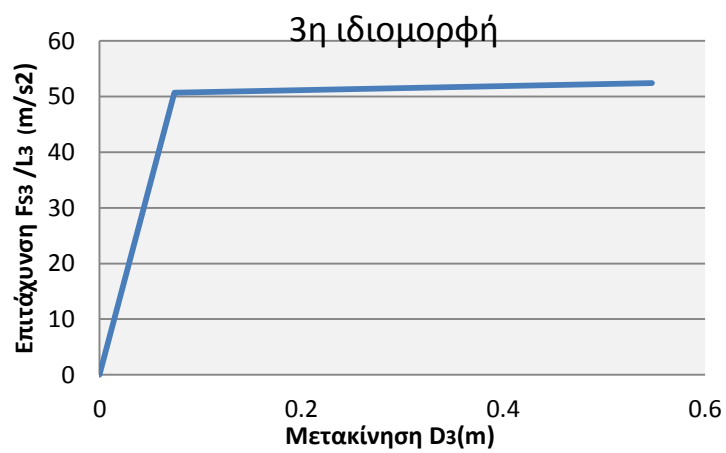
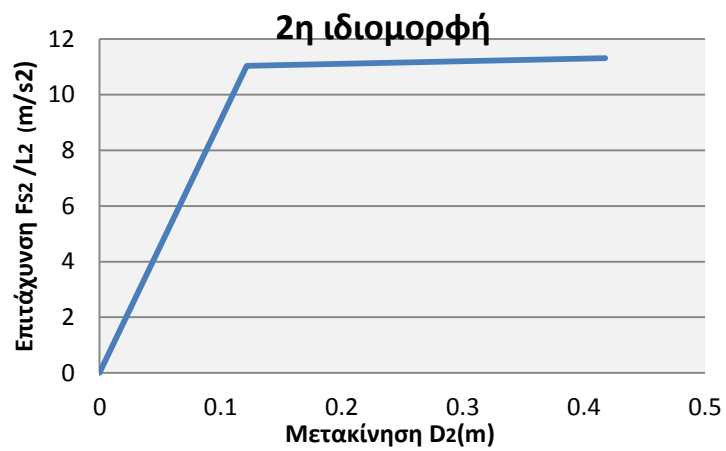
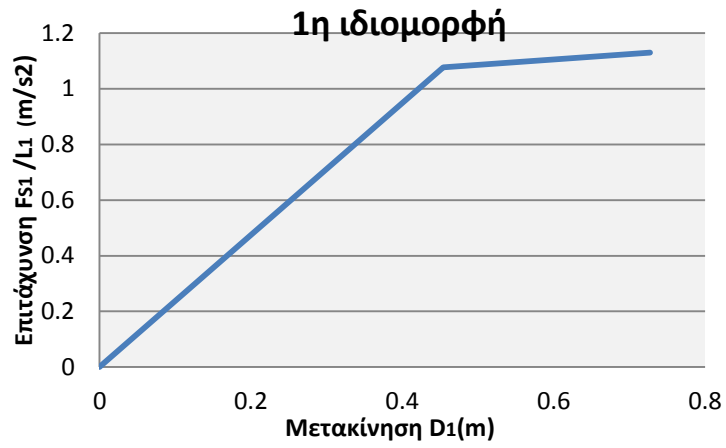
$$M_5 = 120.08 \text{ Mgr}$$

$$M_6 = 82.20 \text{ Mgr}$$

Έτσι σχεδιάζουμε το στο φάσμα αντίστασης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος για όλες τις ιδιομορφές, καθώς υπολογίζουμε τις τιμές των δυνάμεων και μετακινήσεων που αντιστοιχούν στη διαρροή και στην αστοχία.

Ιδιομορφή n		1	2	3
$\omega_n$	(rad/s)	0.245	1.52	4.16
$\zeta_n$	(%)	5	5.13	5.0
$L_n$	(Mgr)	304.81	200.62	147.58
$\Gamma_n$	-	1.484	-0.70	0.328
$M_n^*$	(Mgr)	452.46	140.48	48.39
$F_{sny}/L_n$	$\text{cm/s}^2$	107.72	1104.12	5067.36
$D_{yn}$	cm	45.4	12.15	7.413
$F_{sno}/L_n$	$\text{cm/s}^2$	113.06	1131.83	5242.13
$D_{no}$	cm	72.72	41.76	54.74
$T_n$	(s)	4.077	0.66	0.24

Πίνακας 8.2: Ιδιότητες Μονοβάθμιου Ταλαντωτή



Σχήμα 8.3 : Φάσμα αντίστασης 1<sup>ης</sup>, 2<sup>ης</sup> και 3<sup>ης</sup> ιδιομορφής

#### 8.4 Υπολογισμός ζητούμενων μεγεθών

Υποβάλλουμε τώρα στο καθένα μονοβάθμιο ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας μέσω του προγράμματος Bispec δηλαδή σε τρία μονοβάθμια ανά σεισμό χρησιμοποιώντας την εκάστοτε ιδιοπερίοδο, την επιτάχυνση διαρροής  $F_{sny}/L_n$ , τη μεταελαστική κλίση της καμπύλης  $\alpha$  και την απόσβεση  $\zeta(\%)$ . Επίσης εισάγουμε το κλιμακωμένο ελαστικό φάσμα απόκρισης του σεισμού που μας ενδιαφέρει και από αυτό υπολογίζουμε και την ελαστική επιτάχυνση που αντιστοιχεί στην χρονική στιγμή της εκάστοτε περιόδου  $SA_{ei}(T_n)$  και διαιρώντας την με την επιτάχυνση διαρροής προκύπτει ο δείκτης συμπεριφοράς  $R_y$ . Ταυτόχρονα υπολογίζεται και ο δείκτης πλαστιμότητας  $\mu$  διαιρώντας τη μέγιστη τιμή της μετακίνησης που μας δίνει το Bispec με την μετακίνηση διαρροής του μονοβάθμιου ( $\mu=D_{max}/D_{ny}$ ).

Στη συνέχεια τα μεγέθη της μετακίνησης και της επιτάχυνσης τα ανάγουμε στο πολυβάθμιο σύστημα μέσω των τύπων  $u_{jn}(t) = \Gamma_n \Phi_{jn} D_n(t)$  και  $a_{jn}(t) = \Gamma_n \Phi_{jn} A_{jn}(t)$  και προσθέτουμε χρονικά τις ιδιομορφικές αποκρίσεις για τη μέθοδο UMRHA ενώ με συνδυασμό SRSS των μεγίστων κάθε ιδιομορφής προκύπτει η μέθοδος MPA.

Παράλληλα, γίνεται ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας του πολυβάθμιου συστήματος στο SAP 2000 χρησιμοποιώντας το εξάωροφο πλαίσιο και εισάγοντας τον κλιμακωμένο σεισμό. Μετά την ανάλυση, έχουμε τη χρονοϊστορία απόκρισης της επιτάχυνσης, της μετακίνησης και των δυνάμεων κάθε στοιχείου link των οποίων το άθροισμα σε κάθε στάθμη είναι η αδρανειακή δύναμη του ορόφου.

Τέλος, υπολογίζουμε τις τέμνουσες των Rejec et al μέσω της σχέσης  $V_{ed,j} = ((\gamma_{rd} * V_{ed,1j})^2 + (q * V_{ed,2j})^2 + (q * V_{ed,3j})^2)^{0.5}$  και τις συγκρίνουμε με τις αντίστοιχες που προκύπτουν από τις τέμνουσες στο SAP2000.

#### 8.5 Σεισμοί

Οι σεισμοί που επιβάλλουμε στο εξάωροφο πλαίσιο είναι οι TCU049E, G0290, YER270 και jep022 με συντελεστές κλίμακας (scale factor) 1.464 , 4.121 , 1.082 , 1.222 αντίστοιχα.



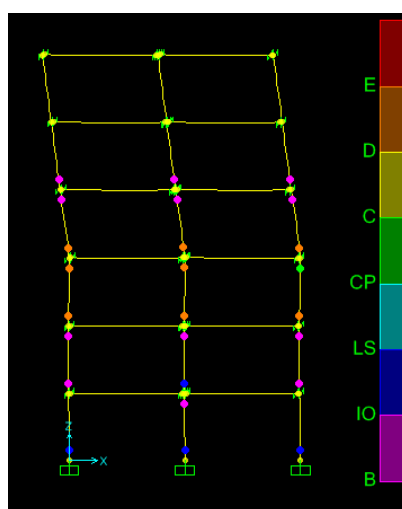
Σεισμός G0290

Η περίοδος παλμού είναι  $T_p=1.7\text{sec}$  με  $T1/T_p=2.39$ . Από το μονοβάθμιο μετά από ανάλυση χρονοϊστορίας, προκύπτουν τα μεγέθη που αναγράφονται στον παρακάτω πίνακα.

ιδιομορφή	Sael(m/s <sup>2</sup> )	Ry	Dyn(m)	Dmax(m)	μ
1 <sup>η</sup>	1.47	2.29	0.454	0.527	2.16
2 <sup>η</sup>	18.43	2.45	0.121	0.298	2.45
3 <sup>η</sup>	28.51	0.56	0.074	0.001	0.56

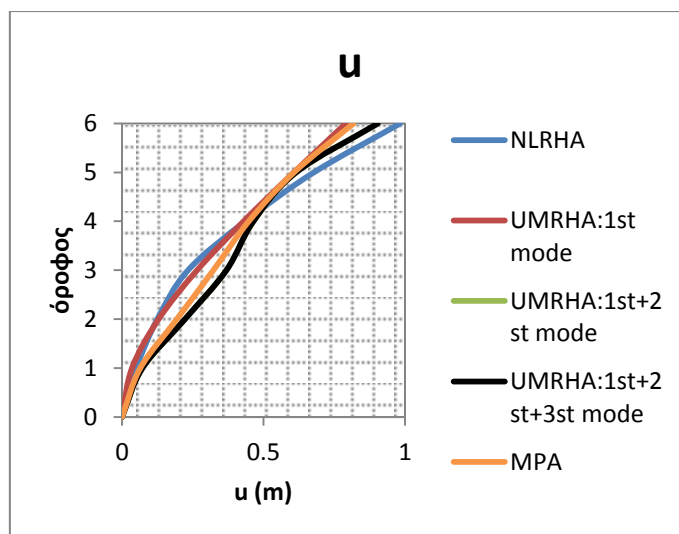
Πίνακας 8.3: Αποτελέσματα ανάλυσης μονοβάθμιων συστημάτων

Με βάση το μονοβάθμιο υπολογίζουμε τα μεγέθη που θέλουμε στο πολυβάθμιο με τις μεθόδους UMRHA και MPA. Επιπλέον αναλύεται η ανελαστική χρονοϊστορία στο SAP2000 όπου και μας δίνεται ο παραμορφωμένος φορέας.

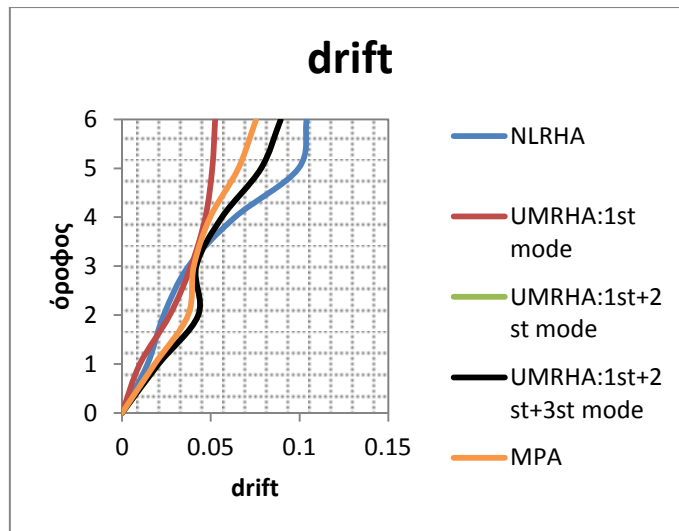


Σχήμα 8.4: Παραμορφωμένος φορέας

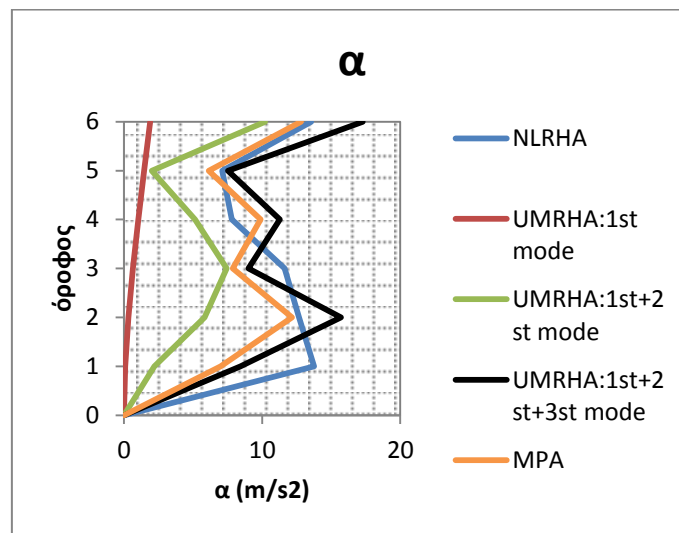
Όπως φαίνεται ο φορέας διαρρέει στους κάτω ορόφους αλλά καταπονείται κυρίως ο 3<sup>ος</sup> και 4<sup>ος</sup> όροφος και εκεί έχει μεγάλες τιμές η δεύτερη ιδιομορφή. Τα διαγράμματα  $u$ ,  $drift$ ,  $\alpha$ ,  $F$ ,  $V$  δίνονται παρακάτω των μεθόδων που αντιπαραβάλλουμε:



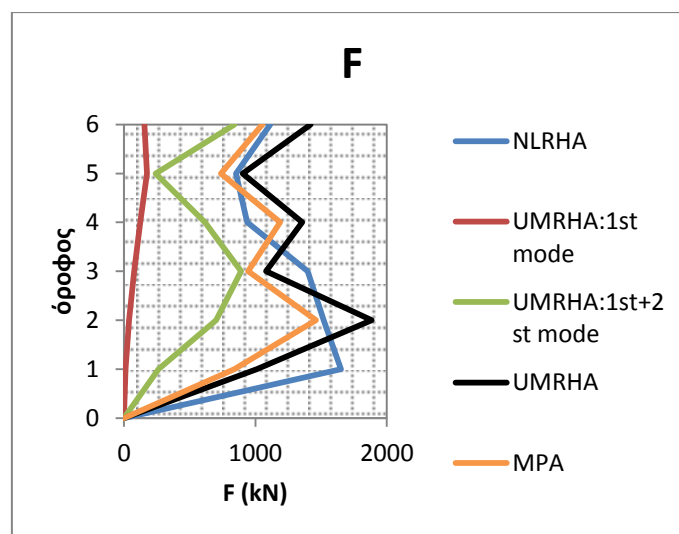
Σχήμα 8.5: Σύγκριση μετακινήσεων



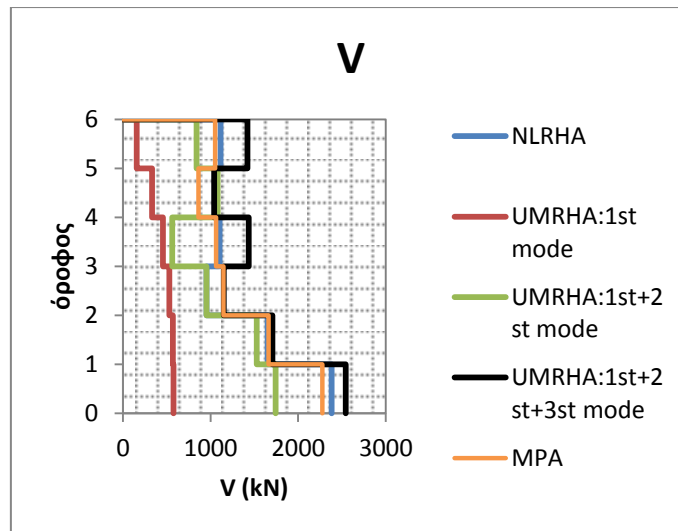
Σχήμα 8.6: Σύγκριση drift



Σχήμα 8.7: Σύγκριση επιταχύνσεων



Σχήμα 8.8: Σύγκριση αδρανειακών δυνάμεων

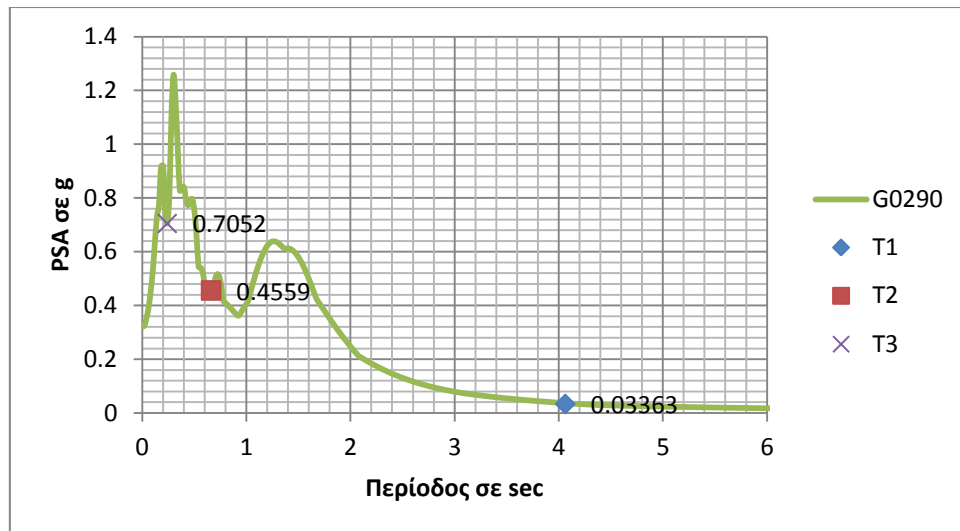


Σχήμα 8.9: Σύγκριση τεμνουσών δυνάμεων

Παρατηρούμε ότι στις μετακινήσεις του 4<sup>ου</sup> ορόφου όλες οι μέθοδοι συγκλίνουν με ακρίβεια στην πραγματικότητα, κάτω από τον 4<sup>ο</sup> υπερεκτιμούνται σε σχέση με την NLRHA, ενώ πάνω από αυτόν υποεκτιμούνται με καλύτερη μέθοδο την UMRHA που λαμβάνει υπόψη της και τις τρεις ιδιομορφές με μέγιστη απόκλιση 8 εκατοστά στην κορυφή. Τα drift ακολουθούν την ίδια πορεία με τις μετακινήσεις με μεγαλύτερη διαφορά ίση με 0.021 ανελαστικής χρονοϊστορίας ανάλυσης και UMRHA στον 5<sup>ο</sup> όροφο. Οι παραπάνω διαφορές σε σχέση με το ένα μέτρο που είναι η μέγιστη μετακίνηση της κατασκευής μπορούμε να πούμε ότι είναι ανεκτές μιας και σε πραγματικές κατασκευές θα χρησιμοποιηθούν συντελεστές ασφαλείας. Ωστόσο οι ανώτερες ιδιομορφές μας δίνουν μια πιο σαφή εικόνα της πραγματικότητας και άρα κρίνεται θετικά η συμπερίληψή τους.

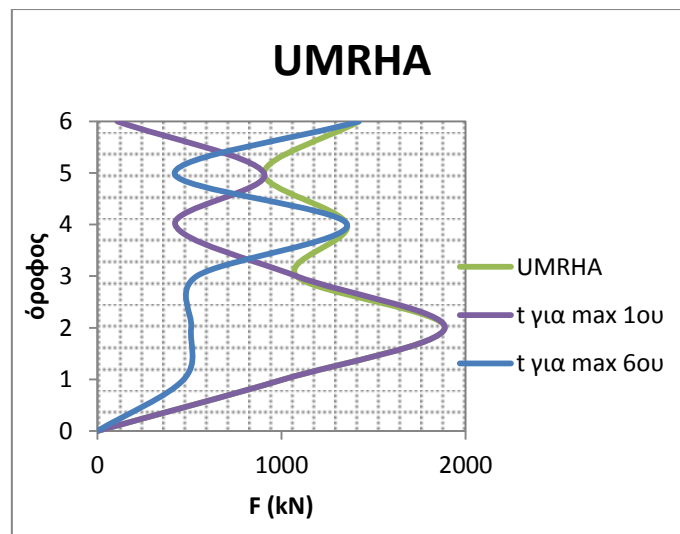
Όσο αφορά τα μεγέθη της επιτάχυνσης και των αδρανειακών δυνάμεων καθ' ύψος των ορόφων διαπιστώνουμε ότι η MPA κάνει μια καλή εκτίμηση και τις τέμνουσες δυνάμεις τις ακολουθεί σχεδόν ακριβώς. Η UMRHA με τη χρήση μόνο της 1<sup>ης</sup> ιδιομορφής αποκλίνει σημαντικά και έτσι απαραίτητα χρειάζεται και η 2<sup>η</sup> ιδιομορφή. Ακόμα και έτσι όμως η μέθοδος απέχει από την πραγματικότητα. Μόλις προστεθεί και η 3<sup>η</sup> ιδιομορφή οι αδρανειακές δυνάμεις και οι επιταχύνσεις προσομοιάζονται πολύ καλά και οι τέμνουσες δυνάμεις υπερβαίνουν τις πραγματικές αλλά το πολύ 300kN. Συμπεραίνουμε ότι γι' αυτά τα μεγέθη στο συγκεκριμένο σεισμό έχει καλύτερη εφαρμογή η MPA αλλά επίσης καλή είναι η UMRHA. Δηλαδή, αν χρησιμοποιήσει ο μελετητής και της δύο μεθόδους, κάτι που είναι εφικτό λόγω της συγγενείας τους θα του δώσουν σιγουριά για την ακρίβεια των τιμών που προκύπτουν.

Η συνεισφορά της 2<sup>ης</sup> και της 3<sup>ης</sup> ιδιομορφής είναι εμφανές ότι είναι αναγκαία. Το γεγονός εξηγείται με τη διαρροή της 2<sup>ης</sup> και μάλιστα με μεγαλύτερη τιμή από αυτή της πρώτης ( $R_{y1}=2.29$  και  $R_{y2}=2.45$ ). Επιπλέον επειδή στο ελαστικό φάσμα η 1<sup>η</sup> ιδιομορφή βρίσκεται στην σταθερή περιοχή του με πολύ μικρή τιμή ενώ η 2<sup>η</sup> και η 3<sup>η</sup> είναι στην περιοχή της φασματικής ενίσχυσης και έχουν τιμές 13 και 21 φορές πάνω αντίστοιχα σε σχέση με αυτή.

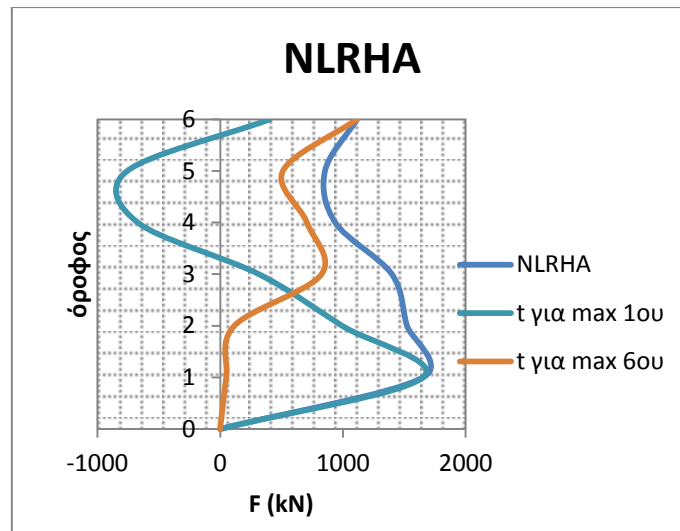


Σχήμα 8.10: Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων του σεισμού G0290

Τα αποτελέσματα των διαγραμμάτων της NLRHA προκύπτουν από τις μέγιστες τιμές που μπορούν να συμβούν σε κάθε όροφο και της UMRHA προκύπτουν από το μέγιστο χρονικό άθροισμα των ιδιομορφικών αποκρίσεων σε κάθε όροφο, δηλαδή δεν εμφανίζονται ταυτόχρονα αυτά τα μεγέθη σε όλους τους ορόφους. Παρακάτω δίνονται ενδεικτικά δύο διαγράμματα που αφορούν τις αδρανειακές δυνάμεις και δείχνουν τι τιμές έχουν οι άλλοι ορόφοι όταν ο πρώτος και ο έκτος έχουν τη μέγιστες τιμές τους.

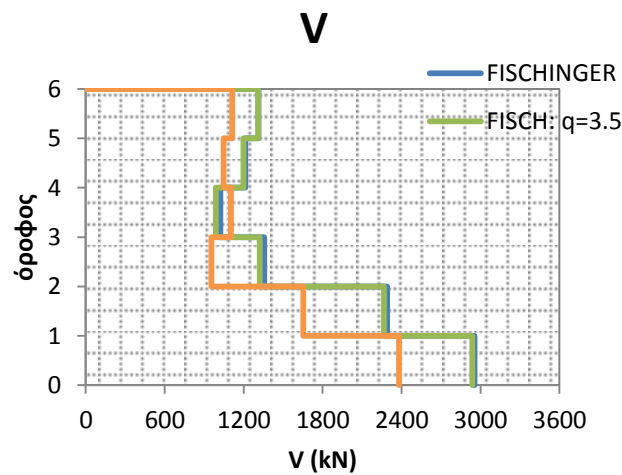


Σχήμα 8.11 : Διάγραμμα ταυτόχρονων αδρανειακών δυνάμεων της UMRHA για το μέγιστο κάθε ορόφου



Σχήμα 8.12 : Διάγραμμα ταυτόχρονων αδρανειακών δυνάμεων της NLRHA για το μέγιστο κάθε ορόφου

Rejec et al: Τα διαγράμματα τεμνουσών για  $q=R_{y1}=1.36$  και  $q=3.5$  δεν διαφέρουν μεταξύ τους είναι όμως υπερεκτιμημένα έως 600kN σε σχέση με τις πραγματικές τιμές και το σφάλμα της τάξης του 30% δεν μπορεί να θεωρηθεί αμελητέο. Καταλαβαίνουμε δηλαδή πως αν αγνοήσουμε ότι διαρρέει η 2<sup>η</sup> ιδιομορφή δεν προκύπτουν επιθυμητά αποτελέσματα.



Σχήμα 8.13: Τέμνουσες δυνάμεις από τα link και από τους Rejec et al

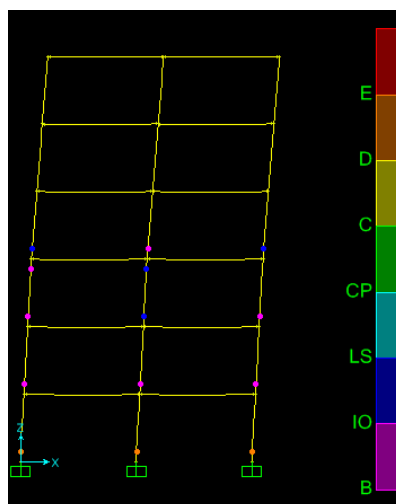
Σεισμός jen022

Η περίοδος παλμού είναι  $T_p=3.5\text{sec}$  με  $T_1/T_p=1.16$ . Από το μονοβάθμιο μετά από ανάλυση χρονοϊστορίας, προκύπτουν τα μεγέθη που αναγράφονται στον παρακάτω πίνακα.

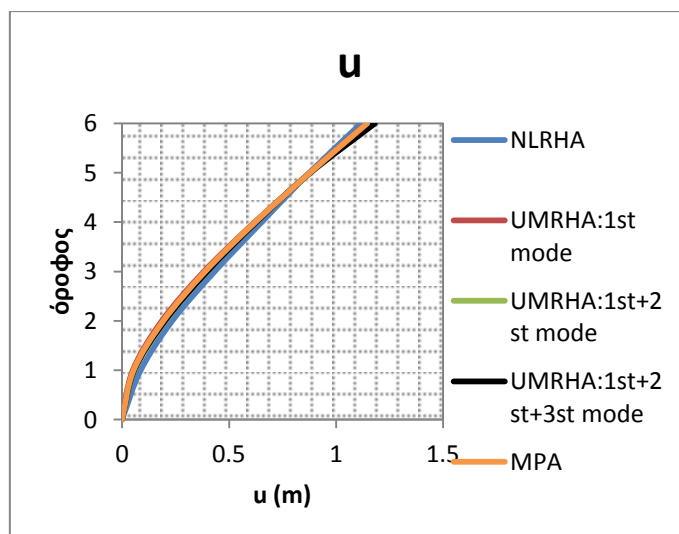
ιδιομορφή	$S_{a1}(m/s^2)$	$R_y$	$D_{yn}(m)$	$D_{max}(m)$	$\mu$
1 <sup>η</sup>	2.20	2.04	0.454	0.77	1.70
2 <sup>η</sup>	9.26	0.84	0.121	0.096	0.84
3 <sup>η</sup>	13.97	0.28	0.074	0.016	0.28

Πίνακας 8.4: Αποτελέσματα ανάλυσης μονοβάθμιων συστημάτων

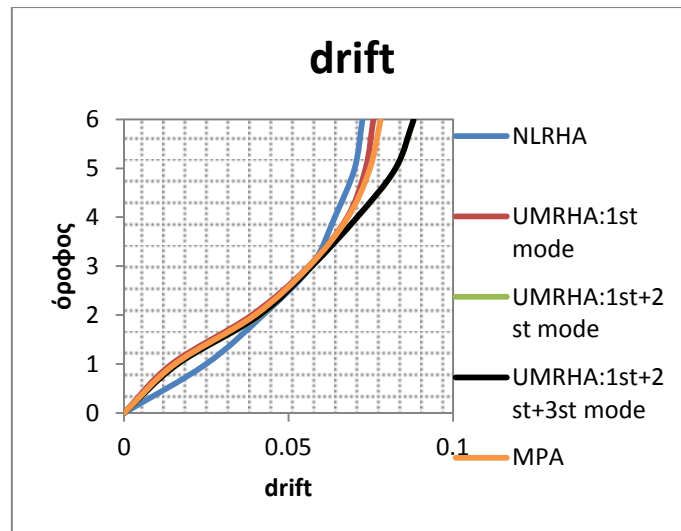
Ανάγουμε το μονοβάθμιο σε πολυβάθμιο και συνδυάζουμε τις ιδιομορφικές αποκρίσεις με τις μεθόδους UMRHA και MPA οπότε προσδιορίζονται οι μετακινήσεις, τα drift, οι επιταχύνσεις, οι αδρανειακές δυνάμεις και οι τέμνουσες καθ' ύψος του πλαισίου. Τα ίδια μεγέθη προσδιορίζονται μετά από ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας στο SAP2000. Παρακάτω φαίνεται η παραμορφωμένη κατάσταση του φορέα όπου διαπιστώνουμε ότι οι κατώτεροι όροφοι διαρρέουν και ο πρώτος καταπονείται περισσότερο, καθώς και τα ζητούμενα μεγέθη.



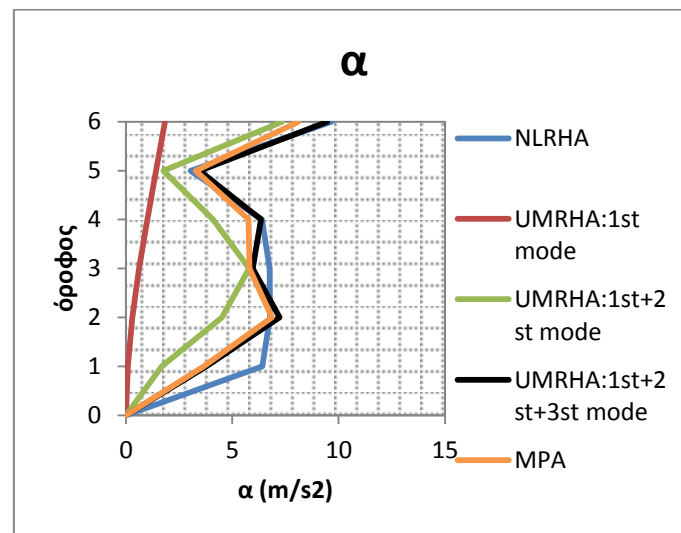
Σχήμα 8.14: Παραμορφωμένος φορέας



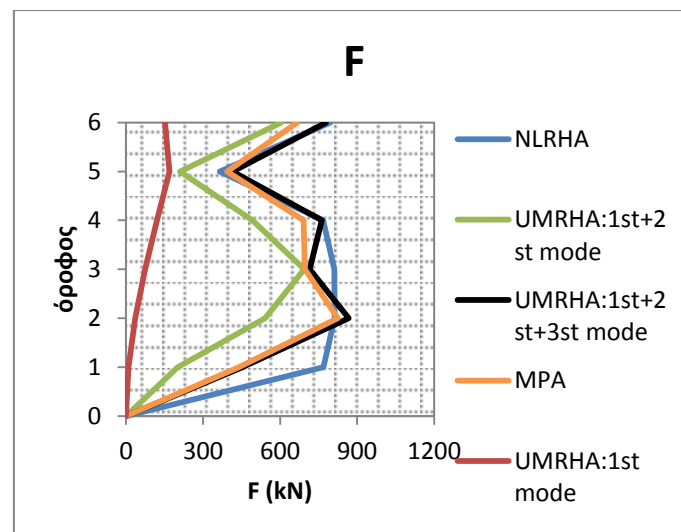
Σχήμα 8.15: Σύγκριση μετακινήσεων



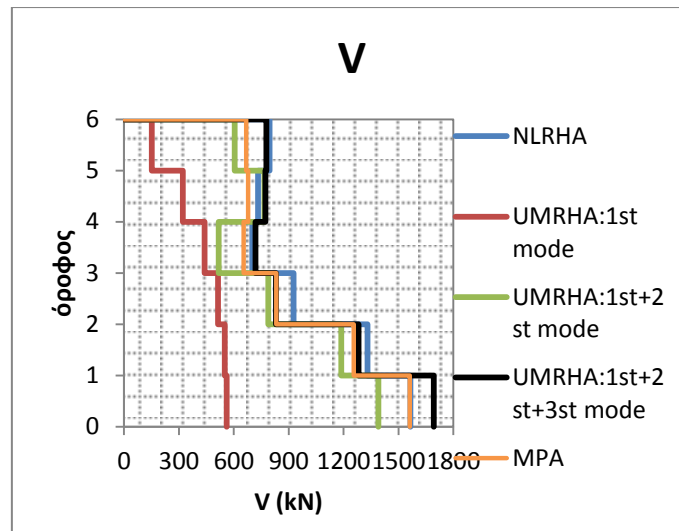
Σχήμα 8.16: Σύγκριση drift



Σχήμα 8.17: Σύγκριση επιταχύνσεων

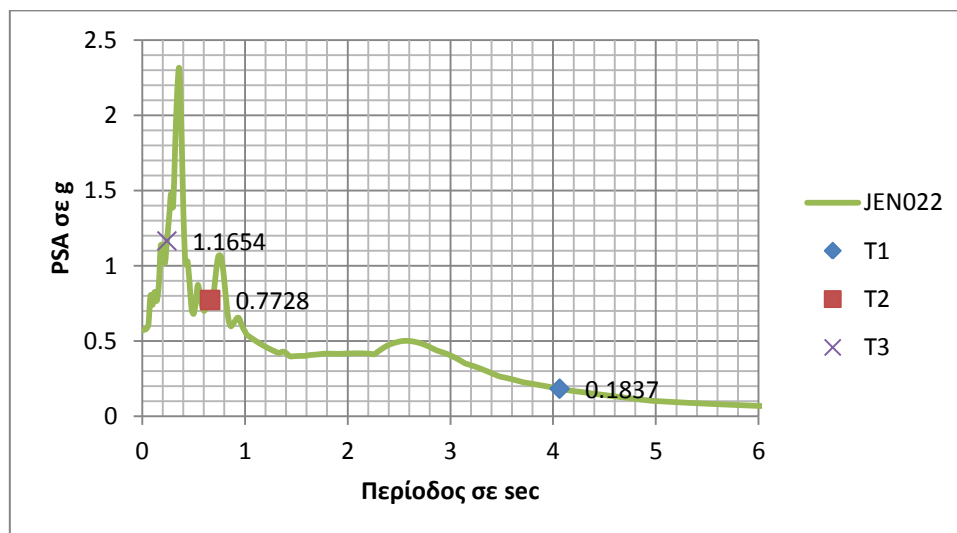


Σχήμα 8.18: Σύγκριση αδρανειακών δυνάμεων



Σχήμα 8.19: Σύγκριση τεμνουσών δυνάμεων

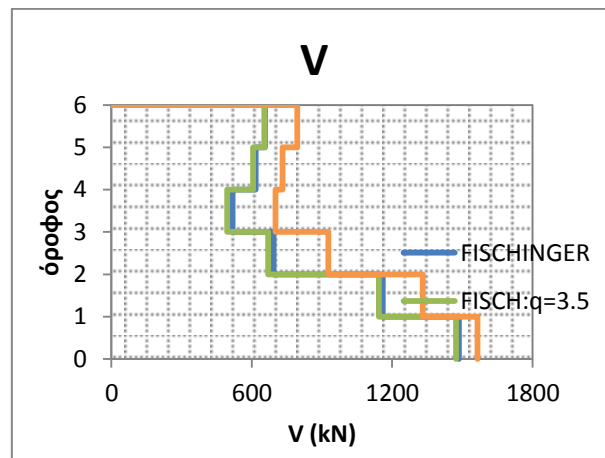
Στο παραπάνω διάγραμμα μετακινήσεων φαίνεται ότι η MPA και η UMRHA πετυχαίνουν μεγάλη ακρίβεια. Οι ανώτερες ιδιομορφές δεν χρειάζεται να ληφθούν υπόψη. Στο διάγραμμα των drift υπάρχουν κάποιες αποκλίσεις με μέγιστη τιμή 0.010. Η επιτάχυνση και οι αδρανειακές δυνάμεις εκτιμούνται ικανοποιητικά από τις UMRHA(τριών ιδιομορφών) και MPA, οι οποίες είναι μεταξύ τους σχεδόν ταυτόσημες. Οι τέμνουσες δίνουν πολύ καλή προσέγγιση με μικρή υποτίμηση των τιμών τους μέσω της MPA, ενώ η UMRHA δίνει καλά και ασφαλή αποτελέσματα γι' αυτές. Ο ρόλος των ανώτερων ιδιομορφών είναι και σε αυτό το σεισμό καθοριστικός και με μεγάλες τιμές στο ελαστικό φάσμα, όπως φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα.



Σχήμα 8.20: Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων του σεισμού jen022



Όπως στον προηγούμενο σεισμό εφαρμόζουμε τον τύπο του Rejec et al για  $q=R_{y1}=1.16$  και  $q=3.5$  και τα συγκρίνουμε με τις τέμνουσες της NLRHA:



Σχήμα 8.21: Τέμνουσες δυνάμεις από τα link και από τους Rejec et al

Οι Rejec et al δίνει μια εκτίμηση των τεμνουσών αλλά με αποκλίσεις (μέγιστη στον 3<sup>ο</sup> όροφο 250kN) που δεν μπορούν να αγνοηθούν. Αυτό μπορεί να ερμηνευτεί από την 2<sup>η</sup> ιδιομορφή που ο τύπος θεωρεί ελαστική, ωστόσο αυτή έχει διαρρεύσει με  $R_y=2.04$ .

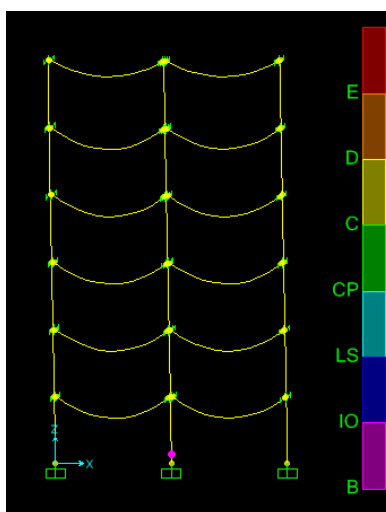
Σεισμός YER270

Η περίοδος παλμού είναι  $T_p=7.5$  sec με  $T_1/T_p=0.54$ . Από το μονοβάθμιο μετά από ανάλυση χρονοϊστορίας, προκύπτουν τα μεγέθη που αναγράφονται στον παρακάτω πίνακα.

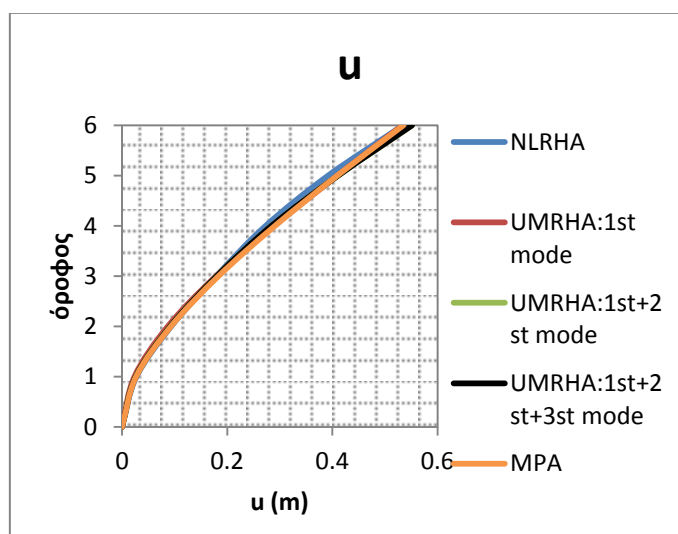
ιδιομορφή	$S_{ael}(m/s^2)$	$R_y$	$D_{yn}(m)$	$D_{max}(m)$	$\mu$
1 <sup>η</sup>	0.86	0.80	0.454	0.326	0.80
2 <sup>η</sup>	6.24	0.57	0.121	0.067	0.57
3 <sup>η</sup>	9.40	0.11	0.074	0.008	0.11

Πίνακας 8.5: Αποτελέσματα ανάλυσης μονοβάθμιων συστημάτων

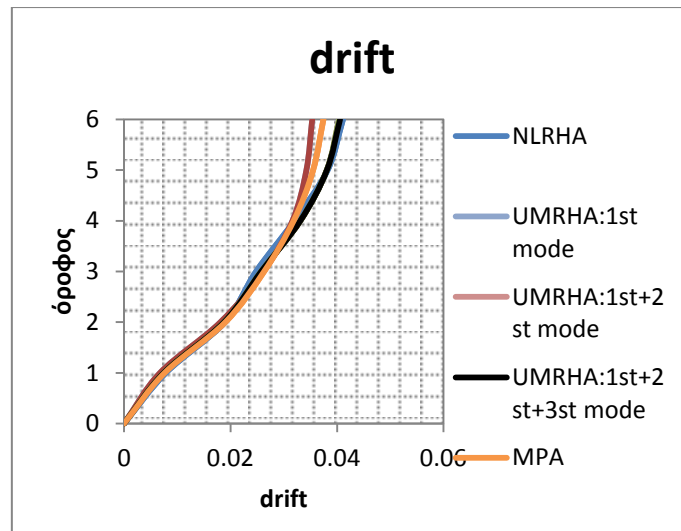
Με βάση το μονοβάθμιο υπολογίζουμε τα μεγέθη που θέλουμε στο πολυβάθμιο με τις μεθόδους UMRHA και MPA. Επιπλέον, αναλύεται η ανελαστική χρονοϊστορία στο SAP2000 όπου και μας δίνεται ο παραμορφωμένος φορέας ο οποίος δεν περνά στην πλαστική περιοχή όπως παρατηρούμε και από τα μονοβάθμια όπου το  $R_y < 1$  και για τις τρεις ιδιομορφές. Επίσης δίνονται τα διαγράμματα που συγκρίνονται οι μέθοδοι UMRHA, MPA και NLRHA καθ' ύψος του πλαισίου.



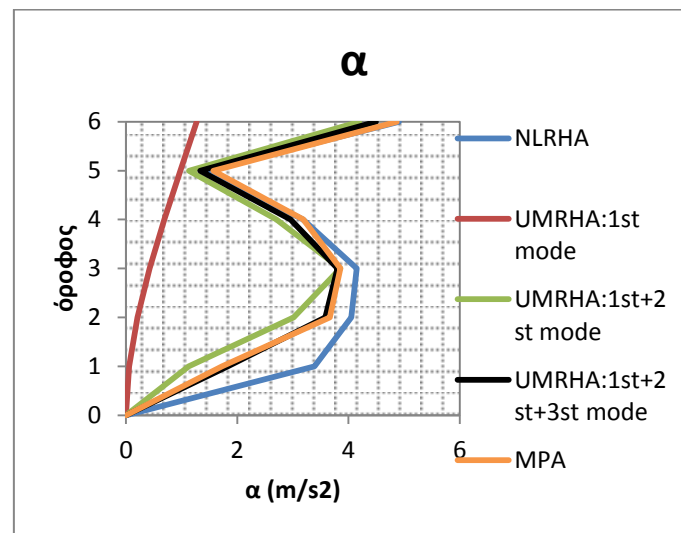
Σχήμα 8.22: Παραμορφωμένος φορέας



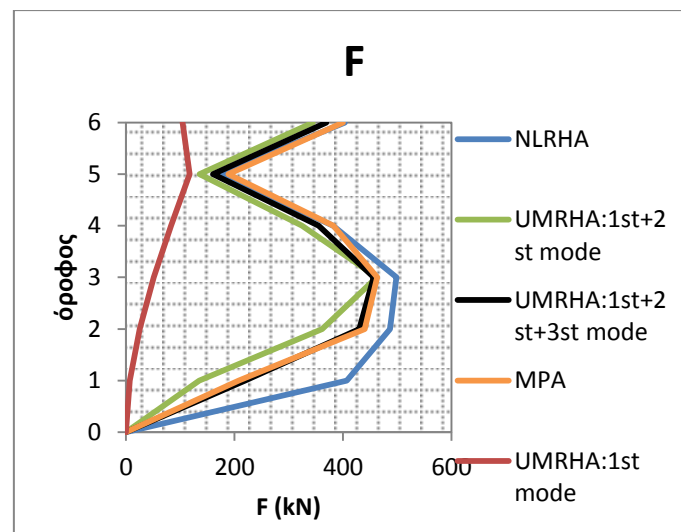
Σχήμα 8.23: Σύγκριση μετακινήσεων



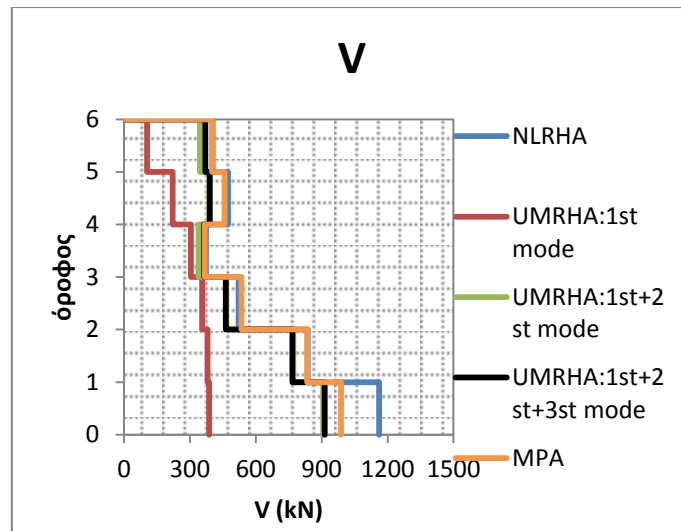
Σχήμα 8.24: Σύγκριση drift



Σχήμα 8.25: Σύγκριση επιταχύνσεων

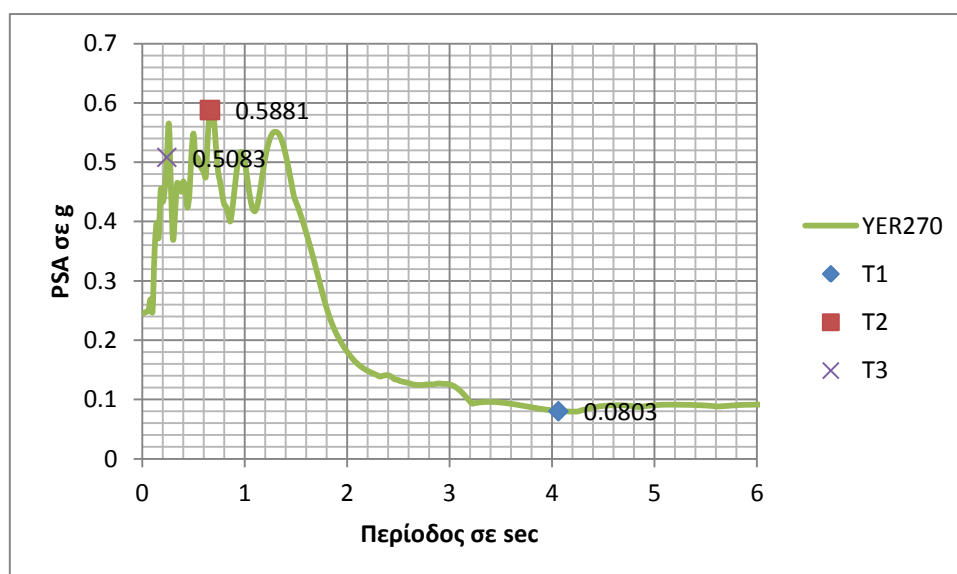


Σχήμα 8.26: Σύγκριση αδρανειακών δυνάμεων



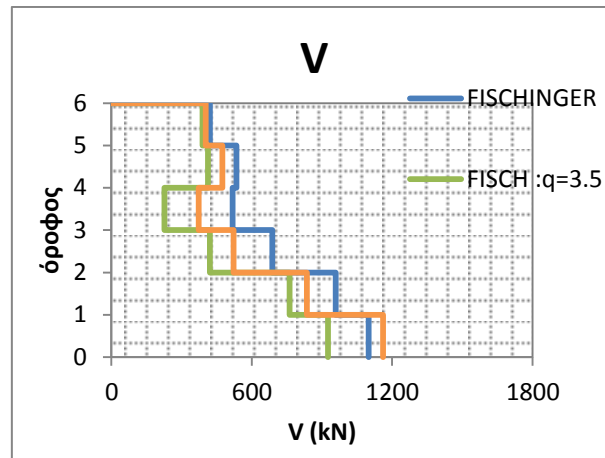
Σχήμα 8.27 : Σύγκριση τέμνουσών δυνάμεων

Παρατηρούμε ότι οι μετακινήσεις προσεγγίζονται με μεγάλη ακρίβεια και με τις δυο μεθόδους και ότι η συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών είναι αμελητέα. Στα drift υπάρχει μια απόκλιση από τον 4<sup>ο</sup> και πάνω όροφο της MPA την οποία διατηρεί η UMRHA όταν προκύψει μόνο από την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή. Μόλις συμπεριληφθεί και η 2<sup>η</sup> η ακρίβεια της μεθόδου είναι ιδιαίτερα υψηλή. Η MPA είναι ικανοποιητική στην επιτάχυνση και τις αδρανειακές δυνάμεις αν και στους κάτω ορόφους υποτιμά λίγο τις τιμές τους (μεγαλύτερη απόκλιση στο ισόγειο 200kN) ενώ τις τέμνουσες τις υπολογίζει επακριβώς εκτός από το ισόγειο που υπάρχει η διαφορά των 172kN. Η UMRHA με την 1<sup>η</sup> μόνο ιδιομορφή δίνει τελείως παραπλανητικά αποτελέσματα και καθοριστική είναι η 2<sup>η</sup> ιδιομορφή, όπως αποδεικνύεται και από το ελαστικό φάσμα στο οποίο βρίσκεται σχεδόν στη μέγιστη τιμή του φάσματος. Ακόμα και με τις τρεις ιδιομορφές υπάρχει μια διαφορά στις τέμνουσες των δύο κατώτερων ορόφων (μέγιστη 250kN).



Σχήμα 8.28 : Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων του σεισμού YER270

Τέλος , δίνεται το διάγραμμα τεμνουσών των Rejec et al. Διαπιστώνουμε ότι ο τύπος για  $q=R_{y1}=0.80$  είναι πολύ κοντά με την πραγματικότητα σε αντίθεση με τους προηγούμενους σεισμούς. Αυτό είναι πιθανό να συμβαίνει γιατί στην περίπτωση αυτή έχουμε ελαστική απόκριση του φορέα, κάτι που υποθέτει για τις ανώτερες ιδιομορφές οι Rejec et al.



Σχήμα 8.29: Τέμνουσες δυνάμεις από τα link και από τους Rejec et al

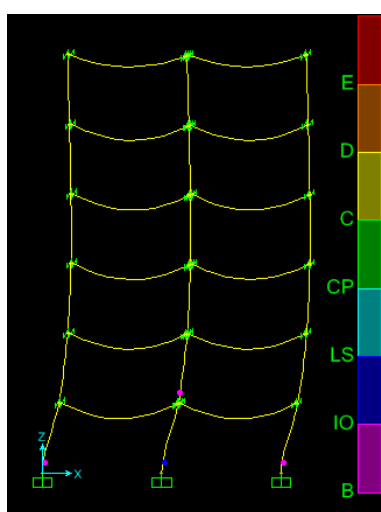
Σεισμός TCU049E

Η περίοδος παλμού είναι  $T_p=11.8\text{sec}$  με  $T_1/T_p=0.34$ . Από το μονοβάθμιο μετά από ανάλυση χρονοϊστορίας, προκύπτουν τα μεγέθη που αναγράφονται στον παρακάτω πίνακα.

ιδιομορφή	$S_{ael}(m/s^2)$	$R_y$	$D_{yn}(m)$	$D_{max}(m)$	$\mu$
1 <sup>η</sup>	1.19	1.11	0.454	0.5	1.10
2 <sup>η</sup>	5.87	0.53	0.121	0.052	0.53
3 <sup>η</sup>	8.46	0.17	0.074	0.012	0.17

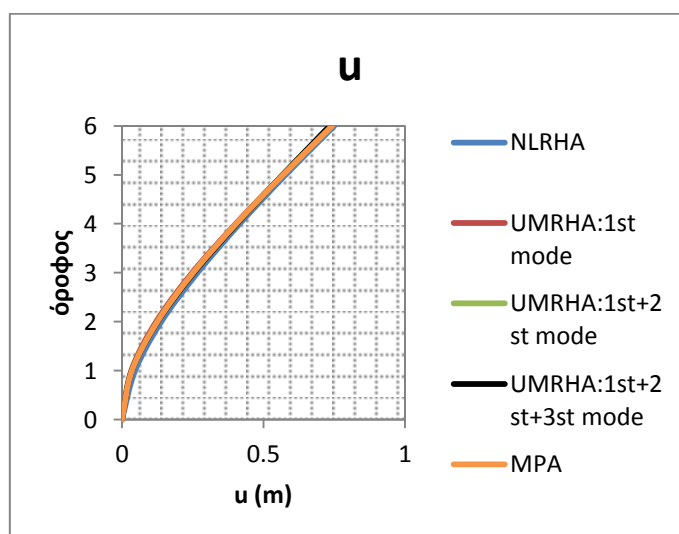
Πίνακας 8.6: Αποτελέσματα ανάλυσης μονοβάθμιων συστημάτων

Με βάση το μονοβάθμιο υπολογίζουμε τα μεγέθη που αναζητούμε στο πολυβάθμιο με τις μεθόδους UMRHA και MPA. Επιπλέον αναλύεται η ανελαστική χρονοϊστορία στο SAP2000 όπου και μας δίνεται ο παραμορφωμένος φορέας ο οποίος διαρρέει στο ισόγειο όπως φαίνεται στο σχήμα:

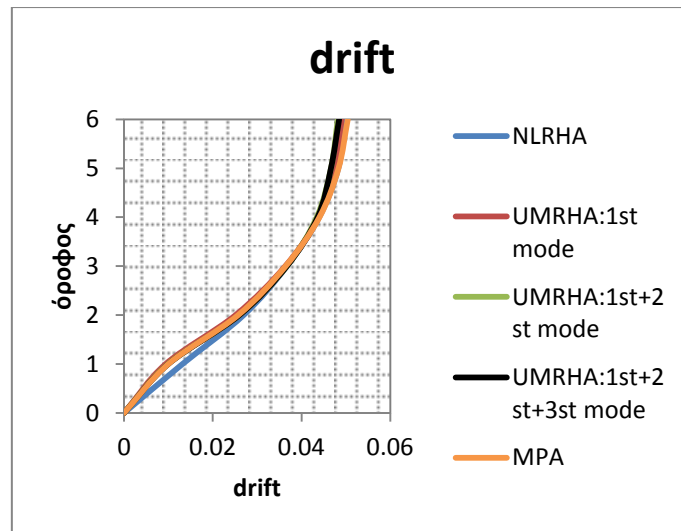


Σχήμα 8.30: Παραμορφωμένος φορέας

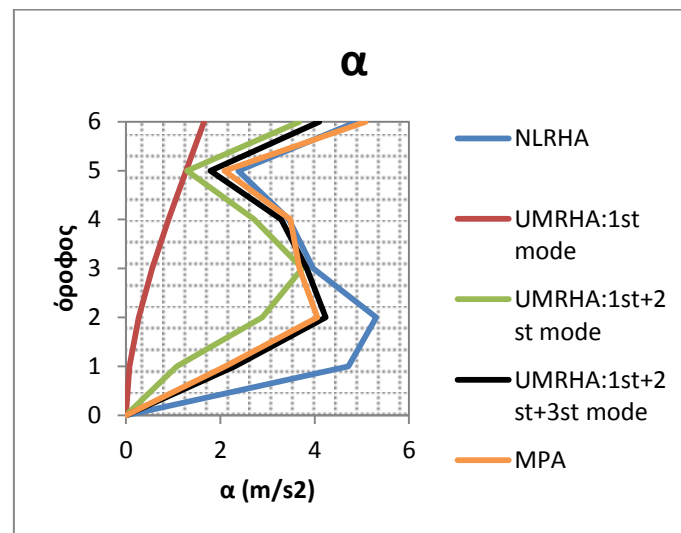
Τα διαγράμματα των ζητούμενων μεγεθών των μεθόδων δίνονται παρακάτω:



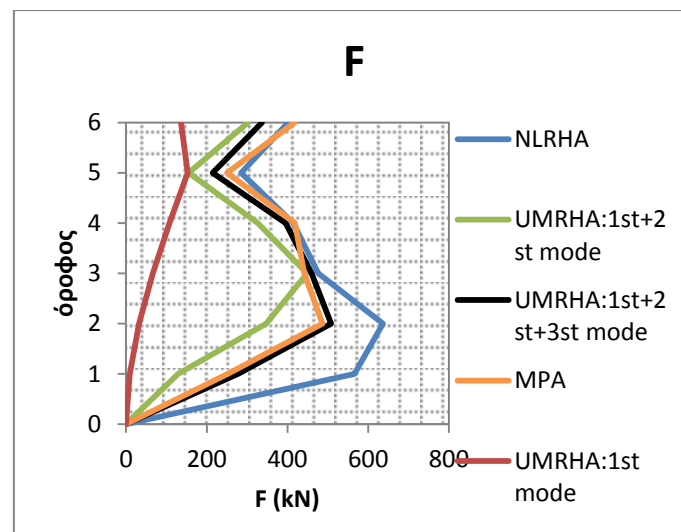
Σχήμα 8.31: Σύγκριση μετακινήσεων



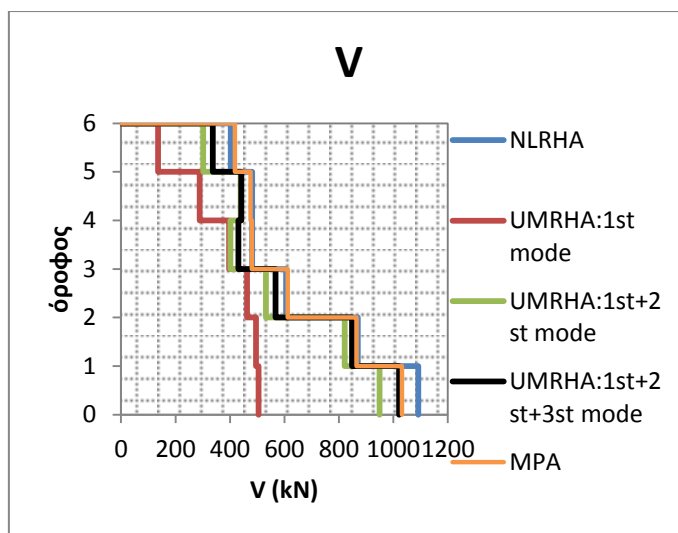
Σχήμα 8.32: Σύγκριση drift



Σχήμα 8.33: Σύγκριση επιταχύνσεων

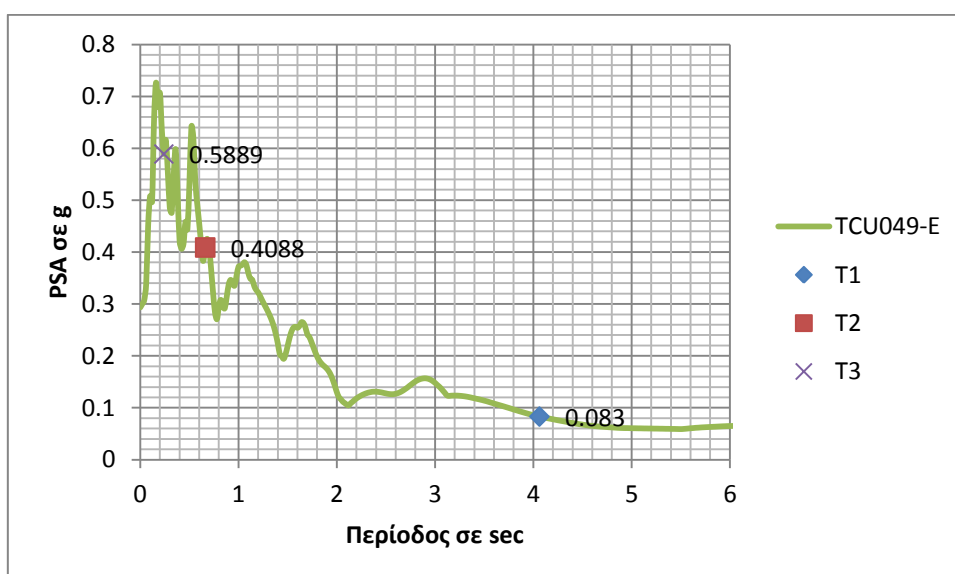


Σχήμα 8.34: Σύγκριση αδρανειακών δυνάμεων



Σχήμα 8.35: Σύγκριση τεμνουσών δυνάμεων

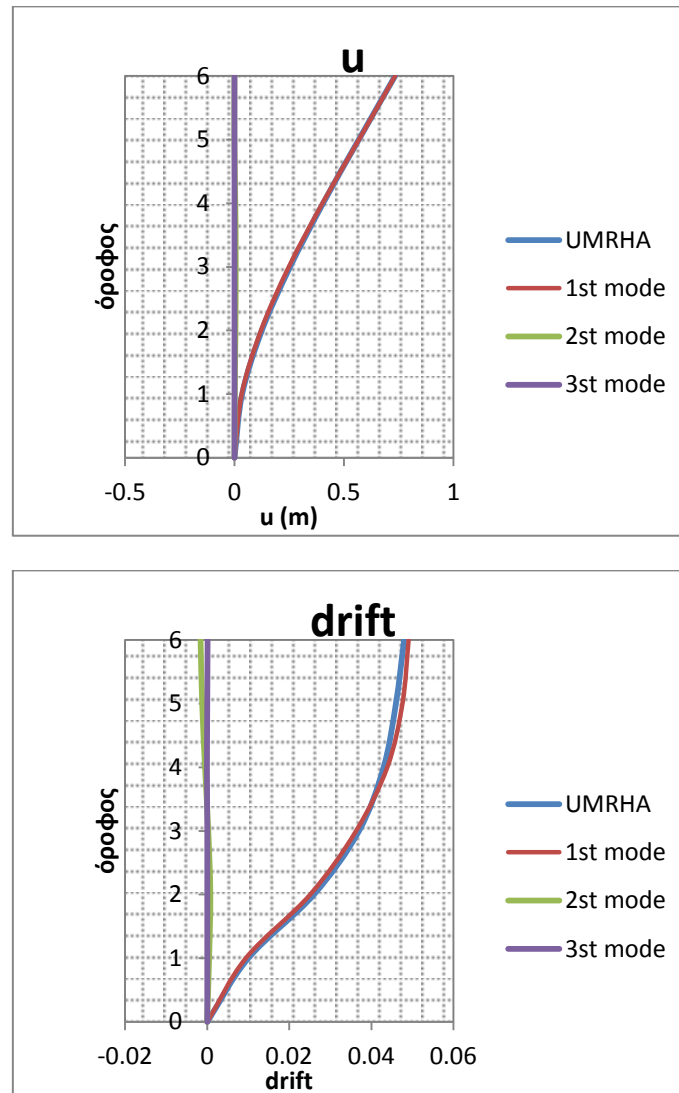
Παρατηρούμε ότι οι μετακινήσεις και τα drift υπολογίζονται με ακρίβεια τόσο με την MPA, όσο και με την UMRHA. Η 1<sup>η</sup> ιδιομορφή αρκεί και δεν χρειάζεται ο συνυπολογισμός των άλλων δύο. Στην επιτάχυνση και τις αδρανειακές δυνάμεις οι μέθοδοι είναι ικανοποιητικές για τους ανώτερους ορόφους αλλά για τους δύο κατώτερους έχει κάποιες αποκλίσεις (μέγιστη στο ισόγειο 315kN). Αν όμως κοιτάξουμε τις τέμνουσες, που με βάση αυτές γίνεται η διαστασιολόγηση, η MPA τις υπολογίζει με ιδιαίτερη ακρίβεια και υπάρχει μόνο στο ισόγειο μια διαφορά 60kN (5%), η οποία μπορεί να θεωρηθεί μικρή αν σκεφτούμε ότι ο μελετητής που θα εφαρμόσει τη μέθοδο θα χρησιμοποιήσει κάποιο συντελεστή ασφαλείας για πιθανές αποκλίσεις από την πραγματικότητα. Και πάλι για τα τελευταία μεγέθη αντιλαμβανόμαστε την μεγάλη σημασία των ανώτερων ιδιομορφών ακόμα και αν αυτές δεν διαρρέουν, όπως στην περίπτωση μας. Το ελαστικό φάσμα μαρτυρά και πάλι το γεγονός της θέσης των ανώτερων ιδιομορφών σε μεγάλη τιμή επιτάχυνσης σε αντίθεση με την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή.



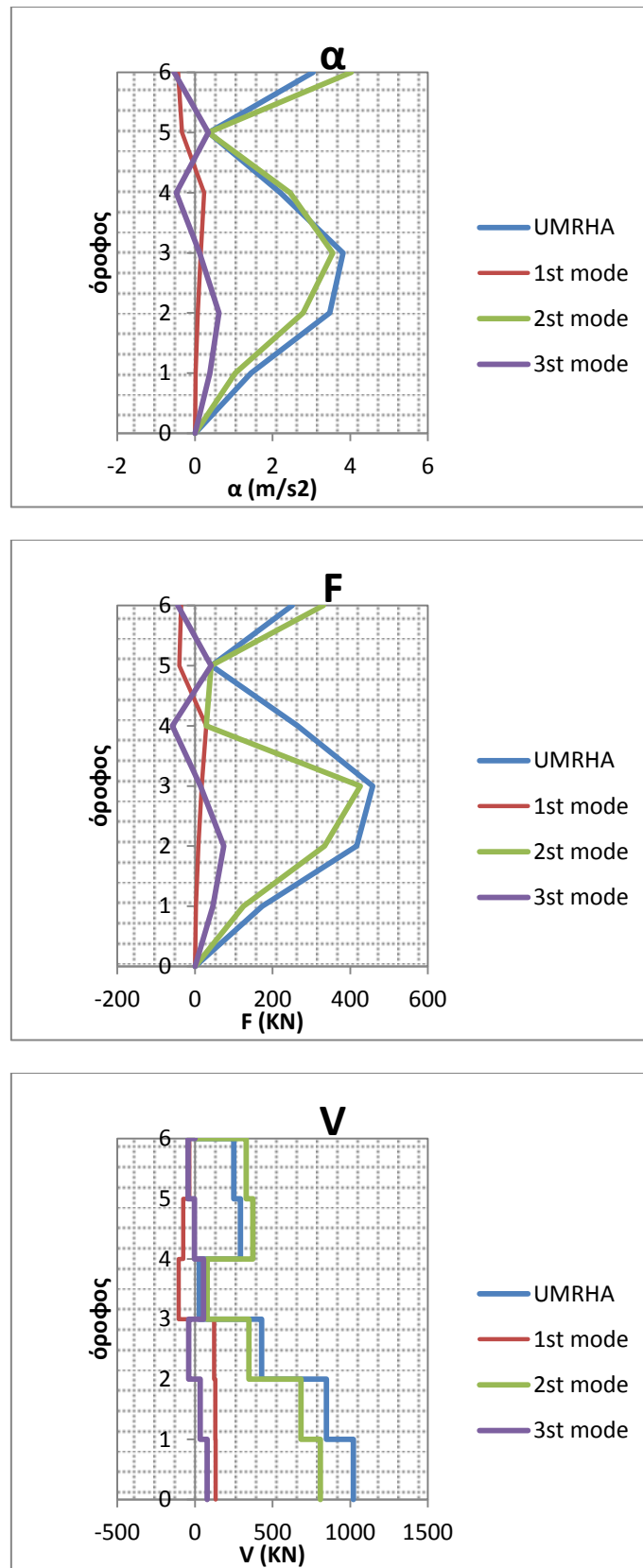
Σχήμα 8.36: Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων του σεισμού TCU049E



Τα αποτελέσματα των παραπάνω διαγραμμάτων  $u$ , drift,  $\alpha$ ,  $F$ ,  $V$  της UMRHA προκύπτουν από το μέγιστο χρονικό άθροισμα των ιδιομορφικών αποκρίσεων σε κάθε όροφο, δηλαδή δεν εμφανίζονται ταυτόχρονα αυτά τα μεγέθη σε όλους τους ορόφους. Στα παρακάτω διαγράμματα των  $u$ , drift παρουσιάζονται οι τιμές της 1<sup>ης</sup>, 2<sup>ης</sup>, 3<sup>ης</sup> ιδιομορφής σε κάθε όροφο τη χρονική στιγμή που η συνολική μετακίνηση κορυφής είναι η μέγιστη. Στη συνέχεια γίνεται το ίδιο στα διαγράμματα  $\alpha$ ,  $F$ ,  $V$  για τη χρονική στιγμή που η συνολική τέμνουσα βάσης είναι η μέγιστη.



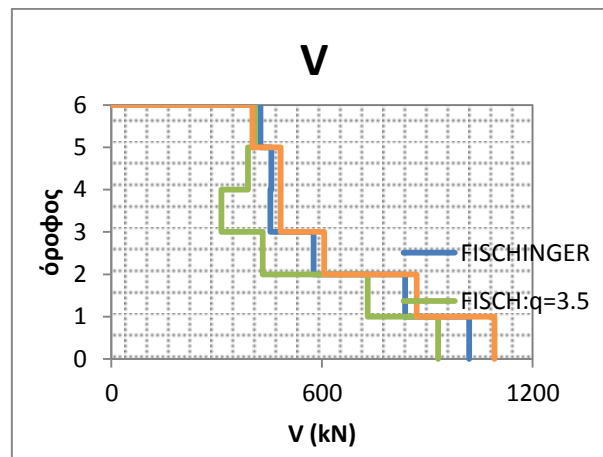
Σχήμα 8.37 : Διαγράμματα μετακινήσεων και drift τη χρονική στιγμή της μέγιστης συνολικής μετακίνησης κορυφής



Σχήμα 8.38: Διαγράμματα  $\alpha, F, V$  τη χρονική στιγμή της μέγιστης συνολικής τέμνουσας βάσης

Παρατηρούμε ότι στις μετακινήσεις και τα drifts 1<sup>η</sup> ιδιομορφή δίνει κυρίως το τελικό αποτέλεσμα και ότι οι τιμές των υπολοίπων ορόφων (1εως 5) τη χρονική στιγμή που είναι μέγιστη η τιμή κορυφής τυχαίνει να είναι πολύ κοντά και κάποιες φορές να συμπίπτουν με τις μέγιστες χρονικά τιμές τους. Αντίθετα, στην επιτάχυνση και τις δυνάμεις κύριο ρόλο παίζει η 2<sup>η</sup> ιδιομορφή και οι ταυτόχρονες τιμές των άλλων ορόφων (2εως 6) δεν είναι οι μεγαλύτερες δυνατές της ιστορίας τους.

Τέλος δίνεται το διάγραμμα τεμνουσών που προκύπτει από τους Rejec et al για  $q=R_{y1}=1.11$  και  $q=3.5$ .

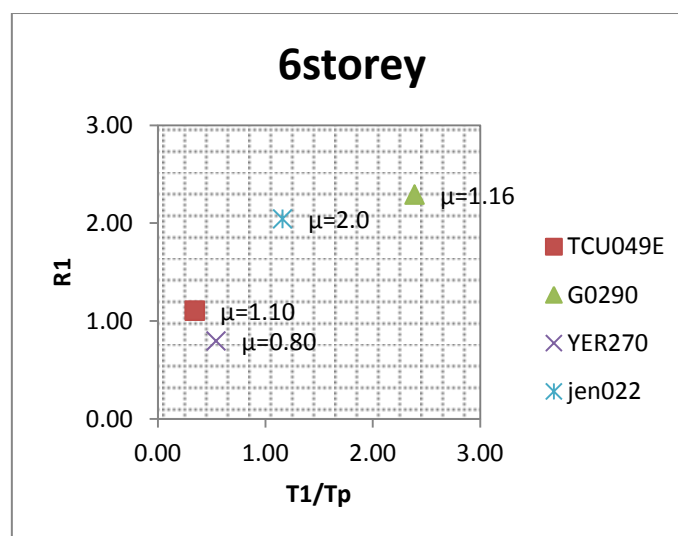


Σχήμα 8.39: Τέμνουσες δυνάμεις από τα link και από τους Rejec et al

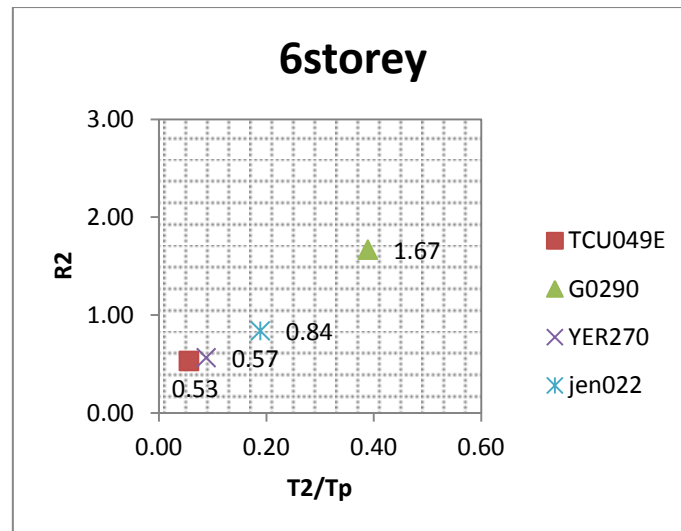
Οι τέμνουσες για  $q=3.5$  είναι παραπλανητικές και διαφέρουν από αυτές για το πραγματικό  $q$ . Για το τελευταίο οι τιμές που προκύπτουν είναι σχετικά ικανοποιητικές για το συγκεκριμένο σεισμό.

### 8.6 Πλαστιμότητες

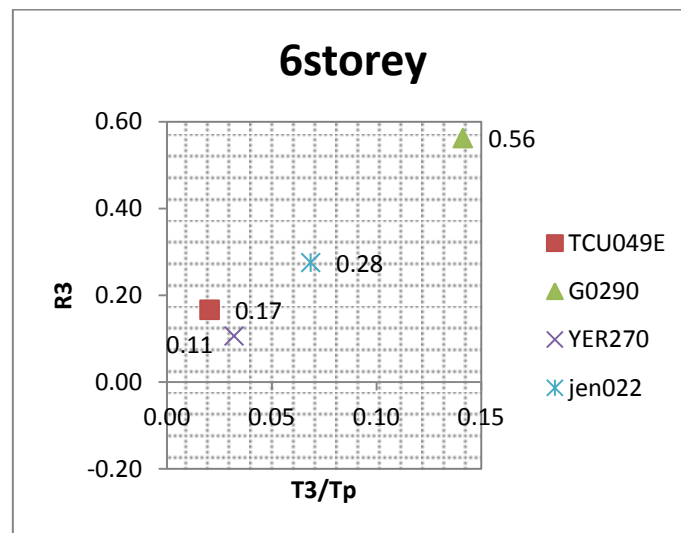
- Ρόλος της δεσπόζουσας ιδιοπεριόδου στους σεισμούς:



Σχήμα 8.40: Σχέση λόγου  $T_1/T_p$  με την  $R_1$  για όλους τους σεισμούς



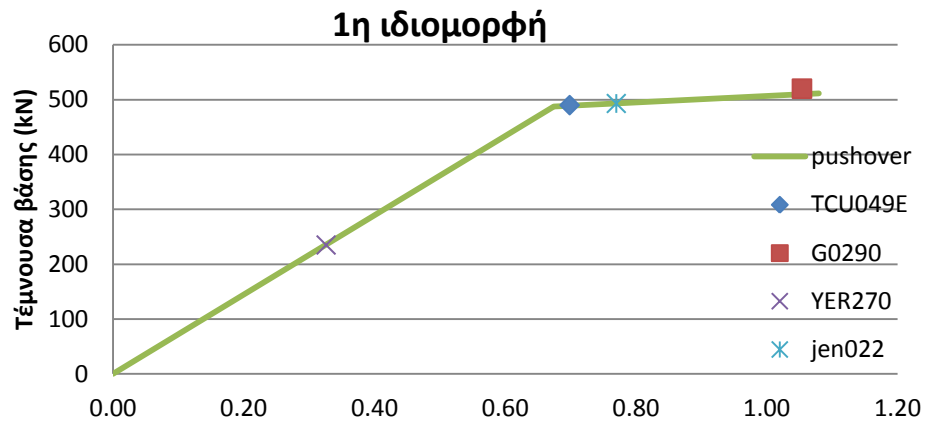
Σχήμα 8.41: Σχέση λόγου  $T_2/T_p$  με την  $R_2$  για όλους τους σεισμούς



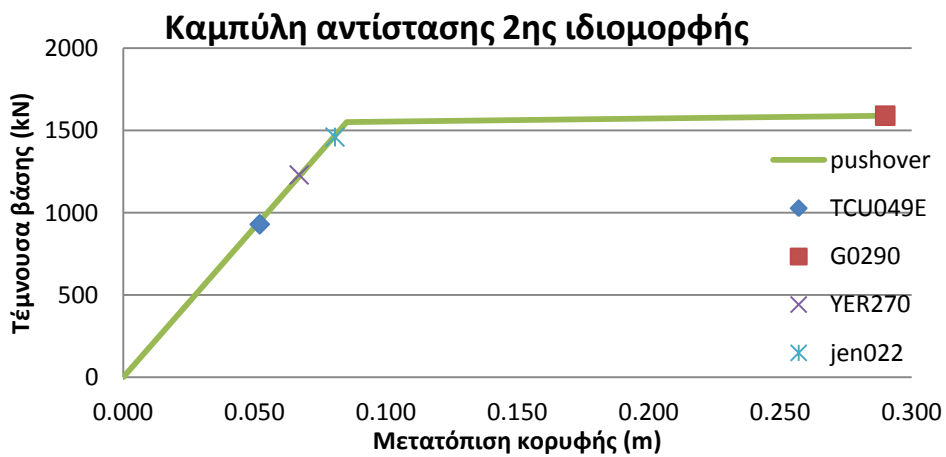
Σχήμα 8.42: Σχέση λόγου  $T_3/T_p$  με την  $R_3$  για όλους τους σεισμούς

Παρατηρούμε ότι όσο αυξάνεται ο λόγος  $T_n/T_p$  τόσο αυξάνεται και η διαρροή της  $n^{\text{ης}}$  ιδιομορφής, θα μπορούσαμε δηλαδή να ισχυριστούμε ότι αν ο φορέας μας διαρρέει για την  $n^{\text{η}}$  ιδιομορφή και η δεσπόζουσα ιδιοπερίοδος του σεισμού μειώνεται η  $R_{yn}$  αυξάνεται. Επίσης, ο φορέας μας είναι πολύ εύκαμπτος και ο δείκτης συμπεριφοράς  $R_{yn}$  ισούται με μικρές αποκλίσεις με το δείκτη πλαστιμότητας  $\mu$  άρα εντοπίζουμε ότι πράγματι ισχύει η παραδοχή ίσων μετακινήσεων για κατασκευές με  $T > T_c$ .

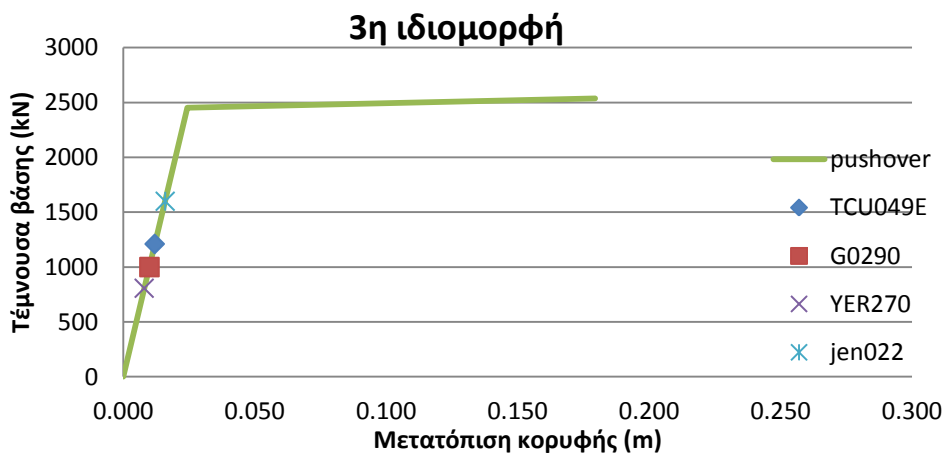
- Στα παρακάτω διαγράμματα φαίνεται το σημείο στο οποίο έφτασε ο κάθε σεισμός στις καμπύλες pushover για κάθε ιδιομορφή, όπου διαπιστώνουμε ότι ανάλογα με το αν και πόσο έχει διαρρεύσει η  $n$ -στή ιδιομορφή σε κάθε σεισμό βρίσκεται στο αντίστοιχο σημείο του ελαστικού ή του μετελαστικού κλάδου της εκάστοτε καμπύλης.



Σχήμα 8.43: Μέγιστες μετακινήσεις των σεισμών πάνω στην καμπύλη pushover για την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή



Σχήμα 8.44: Μέγιστες μετακινήσεις των σεισμών πάνω στην καμπύλη pushover για την 2<sup>η</sup> ιδιομορφή



Σχήμα 8.45: Μέγιστες μετακινήσεις των σεισμών πάνω στην καμπύλη pushover για την 3<sup>η</sup> ιδιομορφή

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9

### Σύννοψη-Συμπεράσματα

#### 9.1 Διαδικασία

Στόχος της παρούσας εργασίας είναι η διερεύνηση της συμμετοχής ανώτερων ιδιομορφών στην απόκριση ενός τριώροφου και ενός εξαώροφου φορέα σε σεισμικές διεγέρσεις εγγύς πεδίου και η αξιολόγηση της ιδιομορφικής ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης ως προς τα αποτελέσματα της σε σχέση με την ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας. Η πιο ακριβής μέθοδος μέχρι σήμερα φαίνεται να είναι η ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας. Ωστόσο, ο υπολογιστικός φόρτος και ο χρόνος που απαιτεί αυτού του είδους η ανάλυση στρέφει τους μελετητές σε άλλες μεθόδους. Μια πρόσφατη αλλά υποσχόμενη μέθοδος είναι η ιδιομορφική ανελαστική ανάλυση, η οποία λαμβάνει υπ' όψη περισσότερες από την επικρατούσα, δηλαδή την 1<sup>η</sup>, ιδιομορφές.

Προκειμένου να διερευνηθεί η συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών εφαρμόστηκαν και συγκρίθηκαν η ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας του πολυβάθμιου φορέα και η ιδιομορφική ανελαστική δυναμική ανάλυση.

- Γίνεται η ανάλυση του πολυβάθμιου φορέα, υπολογίζονται οι ιδιοπερίοδοι και ιδιομορφές και στη συνέχεια διεξάγονται ανελαστικές αναλύσεις χρονοϊστορίας. Από αυτές υπολογίζονται οι μετακινήσεις και οι επιταχύνσεις.
- Ύστερα, ακολουθεί η ιδιομορφική ανελαστική δυναμική ανάλυση για τον υπολογισμό των μεγεθών όπου χρησιμοποιούμε τις πρώτες τρεις ιδιομορφές. Τα βήματα αυτής είναι τα εξής:
  1. Για την n-ιδιομορφή κάνουμε pushover analysis και βρίσκουμε την καμπύλη αντίστασης.
  2. Μετατρέπουμε την καμπύλη αντίστασης σε καμπύλη αντίστασης (ιδεατό διγραμμικό διάγραμμα) για κάθε ιδιομορφή.
  3. Το παραπάνω διάγραμμα το μετατρέπουμε φάσμα αντίστασης ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος. Βρίσκουμε επιτάχυνση και μετακίνηση διαρροής ισοδύναμου μονοβάθμιου.
  4. Πραγματοποιούμε ανελαστικές αναλύσεις χρονοϊστορίας ισοδύναμου μονοβάθμιου με το πρόγραμμα Bispec και βρίσκουμε την επιτάχυνση και την μετακίνηση σε συνάρτηση με το χρόνο καθενός από τα τρία μονοβάθμια που αντιστοιχούν σε κάθε σεισμό.
  5. Υπολογισμός του συντελεστή διαρροής  $R_y$  της n-ιδιομορφής. Από το κλιμακωμένο φάσμα του σεισμού υπολογίζουμε την ελαστική επιτάχυνση που αντιστοιχεί στην χρονική στιγμή της εκάστοτε περιόδου  $S_{Ael}(T_n)$  και διαιρώντας την με την επιτάχυνση διαρροής προκύπτει η πλαστιμότητα  $R_y$ .
  6. Υπολογισμός ζητούμενων μεγεθών του πολυβάθμιου συστήματος που είναι οι φορείς μας. Ανάγουμε τα αποτελέσματα της χρονοϊστορίας επιτάχυνσης και μετακίνησης του μονοβάθμιου σε πολυβάθμιο πολλαπλασιάζοντας επί τον

συντελεστή συμμετοχής της ιδιομορφής και επί την ιδιομορφή της, για κάθε χρονική στιγμή.

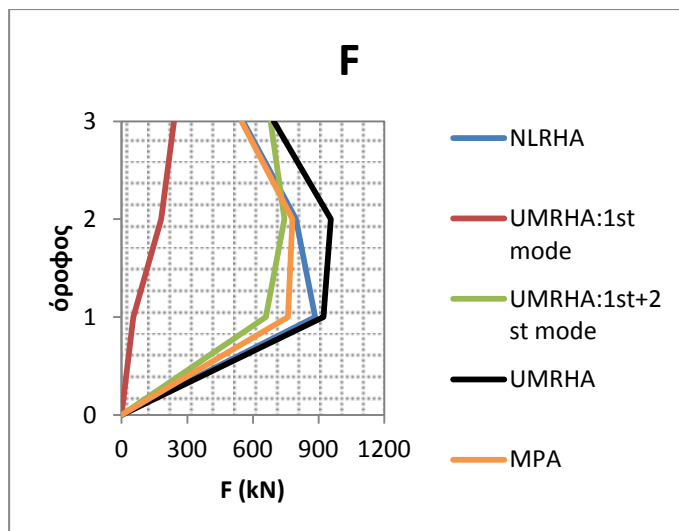
7. Σύνθεση των τιμών για όλες τις ιδιομορφές με απλή πρόσθεση, διατηρώντας τα πρόσημα για κάθε χρονική στιγμή. Έτσι προκύπτει η UMRHA.
8. Σύνθεση των μέγιστων τιμών της χρονοϊστορίας κάθε ιδιομορφής του εκάστοτε μεγέθους μέσω του κανόνα SRSS, οπότε προκύπτει η MPA.
9. Σύγκριση των αποτελεσμάτων σε διάγραμμα όπου φαίνονται οι τιμές καθ' ύψος του κτιρίου:
  - Από την ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας του πολυβάθμιου συστήματος.
  - Της πρώτης ιδιομορφής
  - Της σύνθεσης της πρώτης με τη δεύτερη ιδιομορφή.
  - Της σύνθεσης και των τριών ιδιομορφών
  - Της MPA

## 9.2 Αποτελέσματα

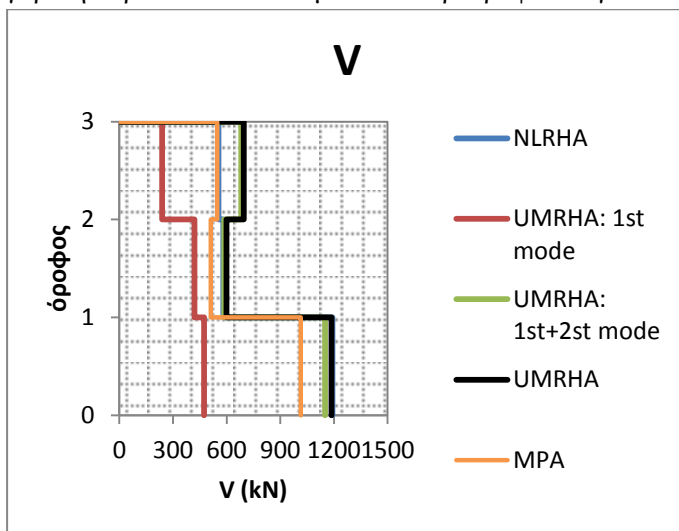
Τα αποτελέσματα των αναλύσεων μας δίνουν ενδιαφέροντα συμπεράσματα σε σχέση με τις ανώτερες ιδιομορφές. Τόσο στον τριώροφο όσο και στον εξάωροφο φορέα οι μετακινήσεις και οι γωνιακές μετατοπίσεις υπολογίζονται με υψηλή ακρίβεια λαμβάνοντας υπ' όψη μόνο την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή. Σε κάποιες περιπτώσεις του εξάωροφου, παρόλα αυτά, κάποιες μικρές αποκλίσεις μειώνονται όταν συμπεριληφθούν και οι άλλες δύο ιδιομορφές. Είναι όμως εμφανές ότι και χωρίς αυτές τα συγκεκριμένα μεγέθη συγκλίνουν με την ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας. Αντίθετα, στις αδρανειακές δυνάμεις και τις τέμνουσες, τα αποτελέσματα φανερώνουν με σαφήνεια ότι η 1<sup>η</sup> ιδιομορφή μόνη της δίνει τελείως παραπλανητικά αποτελέσματα. Είναι προφανές ότι σε όλους τους σεισμούς η συμμετοχή της 2<sup>ης</sup> ιδιομορφής παίζει καθοριστικό ρόλο και εξ' αιτίας της μπορούν οι μέθοδοι που χρησιμοποιούμε να δώσουν τιμές που είναι κοντά στην πραγματικότητα. Η 3<sup>η</sup> ιδιομορφή βοηθά και αυτή ώστε να προσεγγίσουμε με μεγαλύτερη ακρίβεια τα ζητούμενα μεγέθη, οπότε μπορούμε να θεωρήσουμε τις τελικές τιμές αρκετά αξιόπιστες.

Αναζητώντας τους λόγους για τους οποίους οι ανώτερες ιδιομορφές επηρεάζουν δραστικά τις δυνάμεις παρατηρούμε τις εξής περιπτώσεις:

1. Σε κάποιες αναλύσεις οι δύο πρώτες ιδιομορφές εισέρχονται στην πλαστική περιοχή. Υπάρχουν δύο τέτοιες περιπτώσεις στο τριώροφο (G0290,jen022) και μία στο εξάωροφο (TCU049E). Ας δούμε για παράδειγμα το σεισμό G0290 στο τριώροφο, όπου  $R_{y1}=2.99$  και  $R_{y2}=1.80$ .



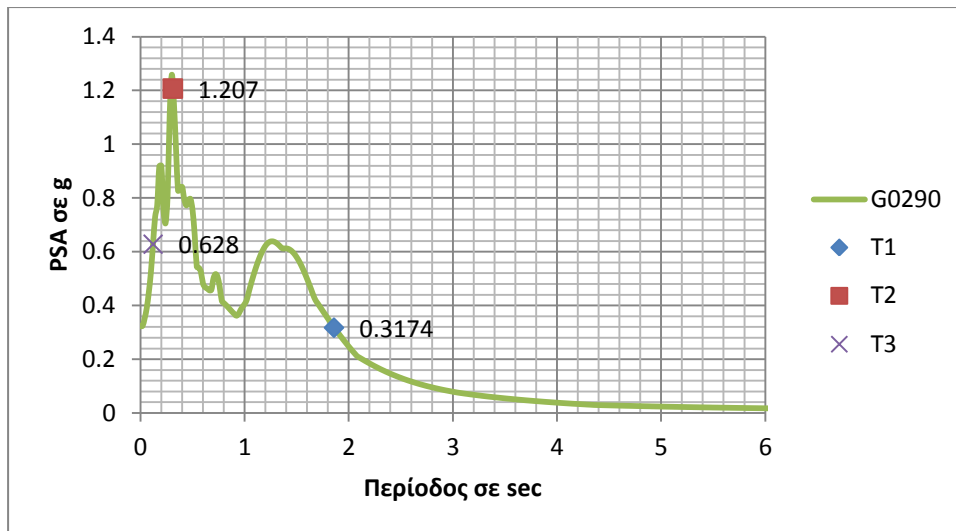
Σχήμα 9.1 : Σύγκριση αδρανειακών δυνάμεων του τριώροφου λόγω του σεισμού G0290



Σχήμα 9.2 : Σύγκριση τεμνουσών δυνάμεων του τριώροφου λόγω του σεισμού G0290

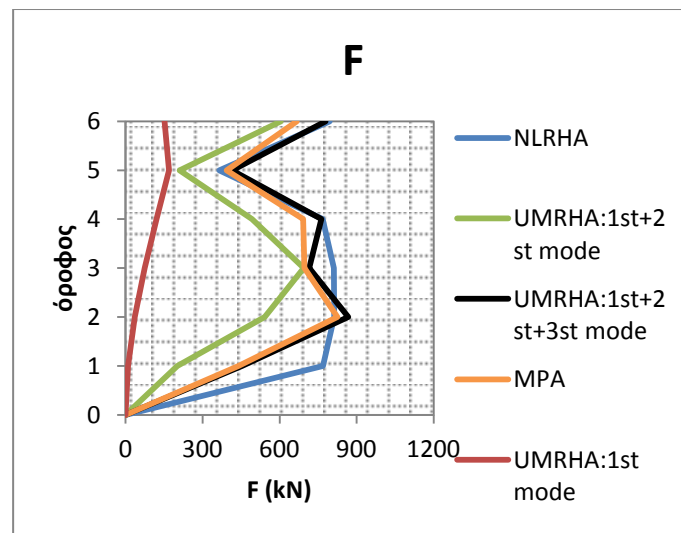
Παρατηρούμε πόσο μεγάλη είναι η αλλαγή των τιμών όταν λάβουμε υπόψη μας την 2<sup>η</sup> ιδιομορφή και πως και η 3<sup>η</sup> ιδιομορφή βοηθά ώστε τελικά να προσεγγίσουμε με ασφάλεια τις αδρανειακές, ενώ στις τέμνουσες να επιτευχθεί άριστη ακρίβεια. Συμπεραίνουμε ότι επειδή διαρρέει και η δεύτερη ιδιομορφή δεν μπορεί παρά να συμβάλλει στην απόκριση του φορέα. Αντιλαμβανόμαστε ταυτόχρονα, ότι η αιτία της μεγάλης συμμετοχής της 2<sup>ης</sup> αλλά και η υπολογίσιμη συμβολή της 3<sup>ης</sup> ιδιομορφής είναι η θέση τους στο ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων όπου η 2<sup>η</sup> βρίσκεται κοντά στο μέγιστο της φασματικής ενίσχυσης και η 3<sup>η</sup> αντιστοιχεί σε σχεδόν διπλάσια τιμή επιτάχυνσης σε σχέση με την πρώτη η οποία βρίσκεται στον φθίνοντα κλάδο.



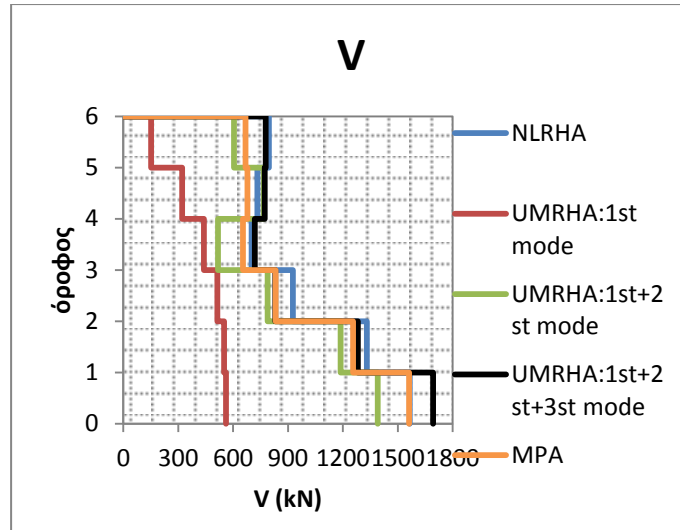


Σχήμα 9.3: Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων του G0290

2. Μία άλλη περίπτωση που αναλύθηκε ήταν σεισμοί στους οποίους η πρώτη ιδιομορφή εισέρχεται στην πλαστική περιοχή ενώ η δεύτερη παραμένει ελαστική ενώ συμμετέχει ενεργά στην απόκριση του φορέα. Έχουμε δύο τέτοιες περιπτώσεις στο εξαώροφο (TCU049E, jen022) και μία στο τριώροφο (YER270). Για παράδειγμα ο jen022 στο εξαώροφο δίνει  $R_{y1}=2.04$  και  $R_{y2}=0.84$ .

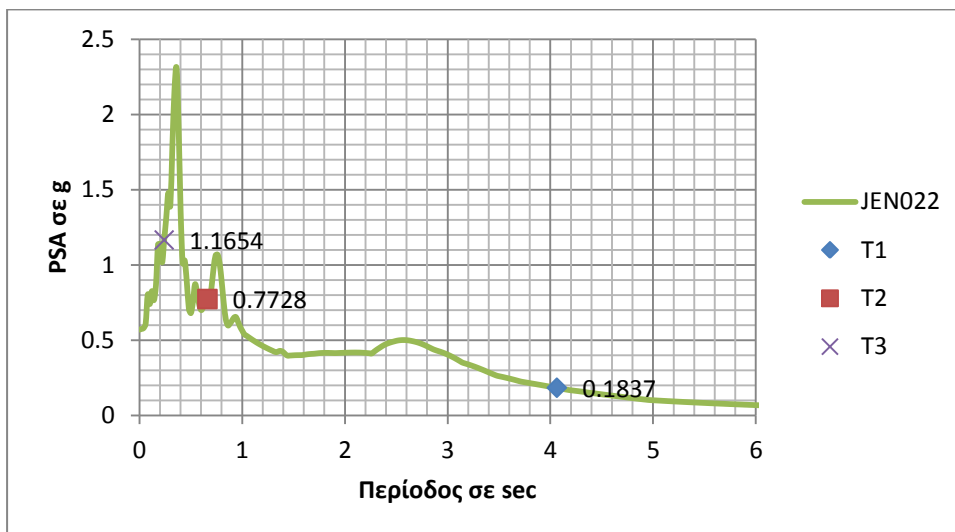


Σχήμα 9.4 : Σύγκριση αδρανειακών δυνάμεων του εξαώροφου λόγω του σεισμού jen022



Σχήμα 9.5 : Σύγκριση τεμνουσών δυνάμεων του εξώροφου λόγω του σεισμού jen022

Και πάλι παρόλο το γεγονός ότι διαρρέει μόνο η 1<sup>η</sup> ιδιομορφή, η 2<sup>η</sup> συμμετέχει ενεργά και η 3<sup>η</sup> δίνει αισθητή διαφορά επίσης. Το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων μας δίνει την απάντηση και μας γνωστοποιεί τη σημαντικότητα της θέσης της ιδιοπεριόδου σε αυτό στη σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής. Όπως φαίνεται στο παρακάτω διάγραμμα η τιμή της επιτάχυνσης της 2<sup>ης</sup> ιδιομορφής είναι 4πλάσια και της 3<sup>ης</sup> 6πλάσια σε σχέση με αυτή της 1<sup>ης</sup>.



Σχήμα 9.6: Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων του jen022

3. Ο εξώροφος φορέας στο σεισμό YER270 συμπεριφέρεται ελαστικά με  $R_{y1}=0.80$  και  $R_{y2}=0.57$ . Ακόμα και σε αυτή την περίπτωση οι ανώτερες ιδιομορφές και η 2<sup>η</sup> κυρίως ιδιομορφή αλλάζουν τελείως την εικόνα των δυνάμεων.

### 9.3 Συμπεράσματα

Αρχικά, από τα αποτελέσματα και τα φάσματα επιταχύνσεων των σεισμικών διεγέρσεων καταλήγουμε στο ότι οι ανώτερες ιδιομορφές και ιδιαίτερα η δεύτερη συμμετέχουν σημαντικά στην απόκριση και των δύο φορέων. Αυτό οφείλεται κατ' αρχάς στις φασματικές τιμές των ιδιομορφών. Η 2η και 3η ιδιομορφή είχαν φασματικές τιμές πολλαπλασίες της 1ης, τόσο ώστε στη 2η να ξεπερνά τη διαφορά των συντελεστών συμμετοχής μεταξύ αυτής και της 1ης, ενώ η 3η αν και με πολύ μικρότερο συντελεστή συμμετοχής, λόγω της θέσης της σε κάποιες περιπτώσεις στο φάσμα συμμετέχει αλλάζοντας τις τιμές αρκετά. Επίσης ο συντελεστής συμπεριφοράς  $R_y$  επηρεάζει την επίδραση των ιδιομορφών. Επιπλέον, η συμμετοχή των ιδιομορφών εξαρτάται από την η περιοχή του φάσματος στην οποία βρίσκονται οι ιδιομορφές. Επειδή οι φορείς μας ως προκατασκευασμένοι έχουν αρκετά μεγάλες θεμελιώδεις περιόδους, η 1<sup>η</sup> ιδιομορφή σχεδόν πάντα βρίσκεται στον φθίνοντα κλάδο, ενώ και στους δύο φορείς η 2<sup>η</sup> είναι υποεξαπλάσια σε σχέση με αυτή και βρίσκεται στην περιοχή φασματικής ενίσχυσης. Η 3<sup>η</sup> είναι πολύ μικρότερη της 1<sup>ης</sup> βρίσκεται όμως συνήθως στον ανιόντα κλάδο του φάσματος.

Παρατηρούμε ότι επειδή είναι αναμενόμενο σε προκατασκευασμένα κτίρια η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος να είναι μεγάλη, και να αυξάνεται όταν μεγαλώνει και το ύψος του κτιρίου, σχεδόν ανεξάρτητα από το αν διαρρέει ή όχι μια ανώτερη ιδιομορφή, κρίνεται απαραίτητος ο συνυπολογισμός τουλάχιστον της δεύτερης αλλά όπως φαίνεται και της τρίτης ιδιομορφής. Οι μελετητές δηλαδή δεν θα πρέπει να τις αγνοούν ειδικά σε κτίρια με αυτά τα χαρακτηριστικά.

Τελικά, συμπεραίνουμε ότι η μέθοδος της ιδιομορφικής ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης είναι αξιόπιστη, καθώς δίνει αποτελέσματα τα οποία είναι ικανοποιητικά και συγκλίνουν με αυτά της ανελαστικής ανάλυσης χρονοϊστορίας του πολυβάθμιου φορέα με μικρές αποκλίσεις. Αυτό είναι ευόιονο καθώς επίσης πλεονεκτεί σε υπολογιστικό φόρτο. Συνεπώς θα μπορούσε να αρχίσει να εφαρμόζεται αυτούσια, αλλά σίγουρα αξίζει να βελτιστοποιηθεί με περαιτέρω έρευνα, ώστε να γίνει ακόμα πιο έγκυρη.

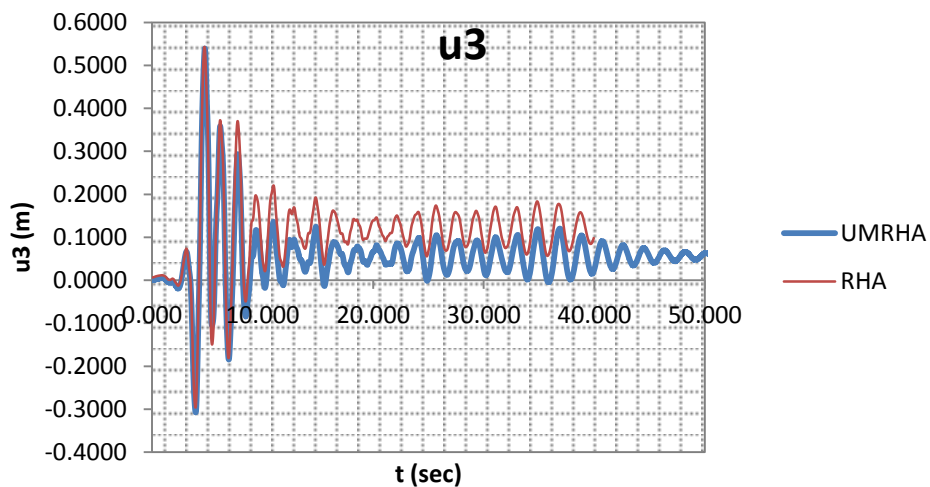
## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ ΜΕΓΕΘΩΝ ΠΟΥ ΔΙΝΟΝΤΑΙ  
ΑΠΟ ΤΗΝ UMRHA (3 ΙΔΙΟΜΟΡΦΕΣ) ΚΑΙ ΤΗΝ NLRHA

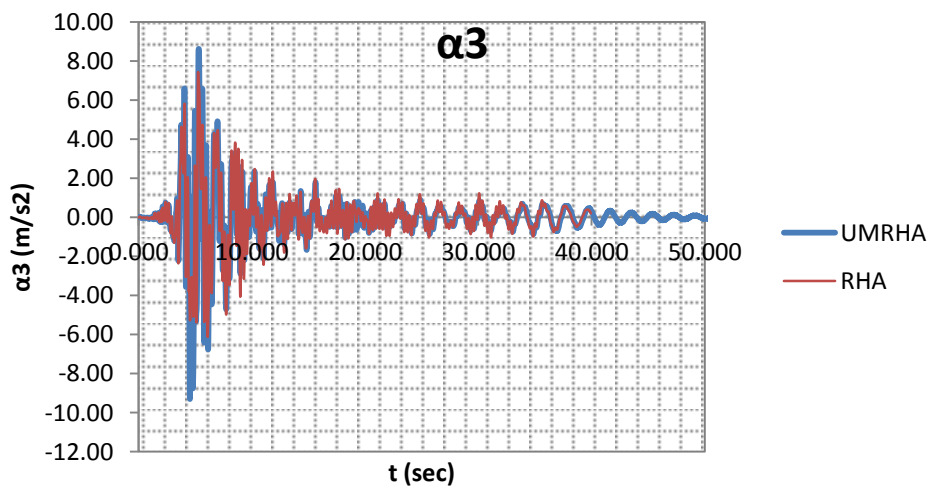
Μεγέθη : μετακίνηση, drift, επιτάχυνση, αδρανειακή δύναμη και τέμνουσα δύναμη.

Δίνονται ώστε εποπτικά να γίνει αντιληπτή η σύγκλιση των δύο μεθόδων.

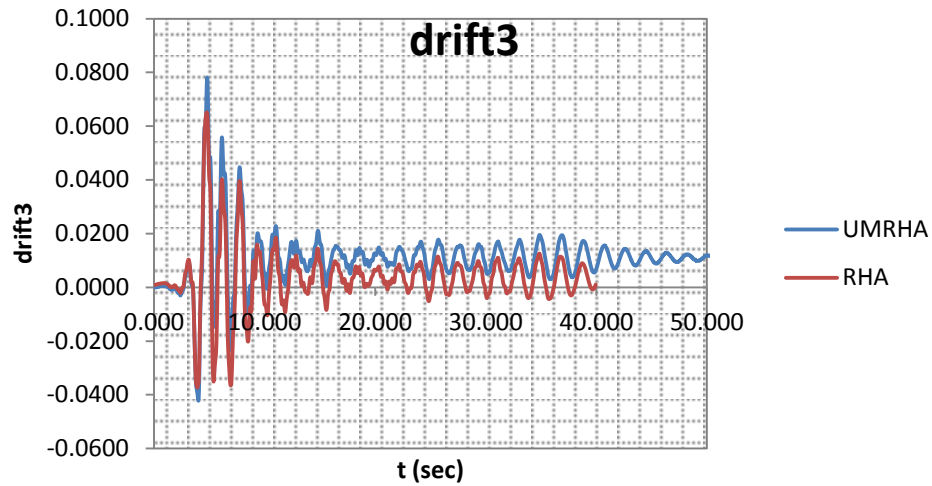
- Για το τριώροφο πλαίσιο δίνονται ενδεικτικά τα διαγράμματα κορυφής των μεγεθών αυτών
1. G0290



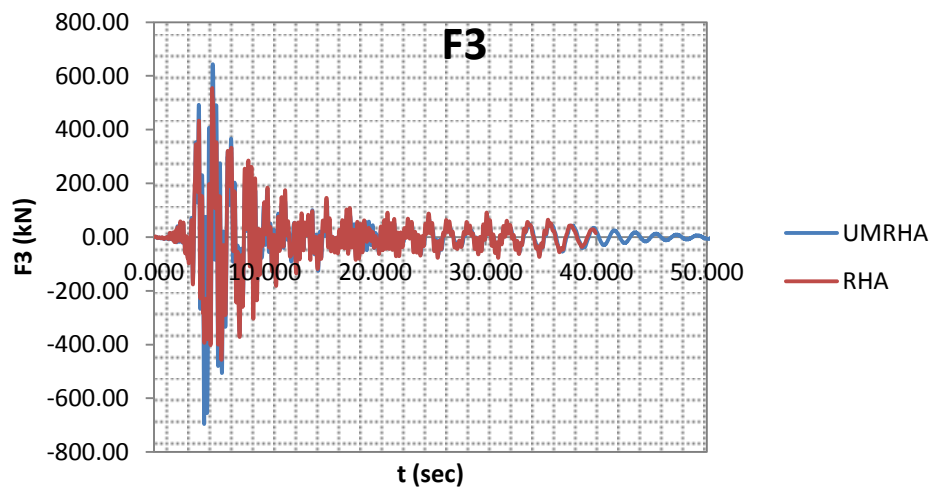
Σχήμα 1: Χρονοϊστορία μετακίνησης του 3<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμού GO290



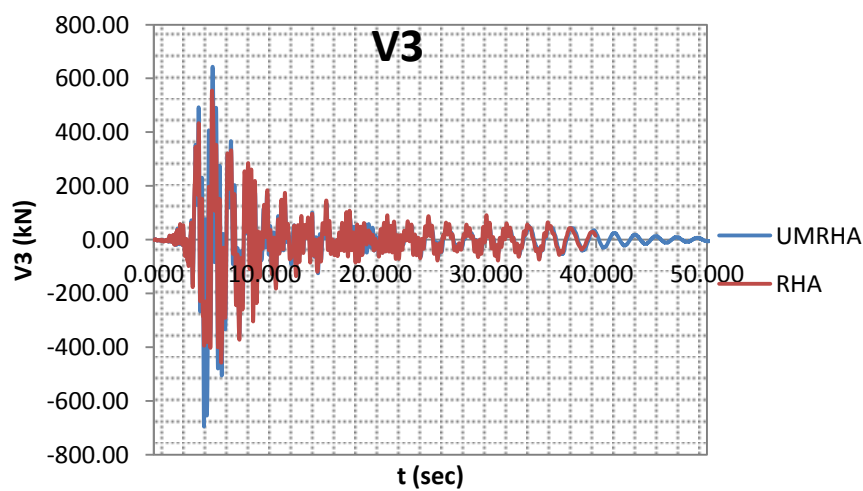
Σχήμα 2: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης του 3<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμού GO290



Σχήμα 3: Χρονοϊστορία drift του 3<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμού GO290

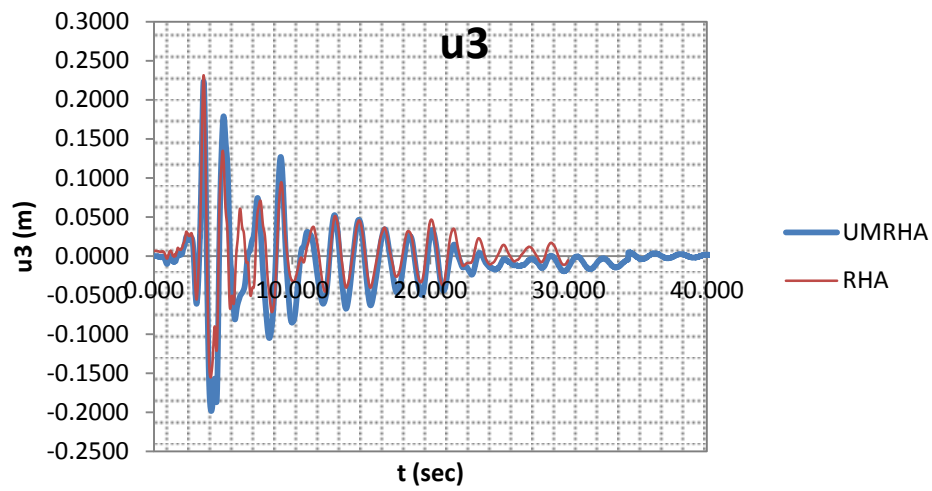
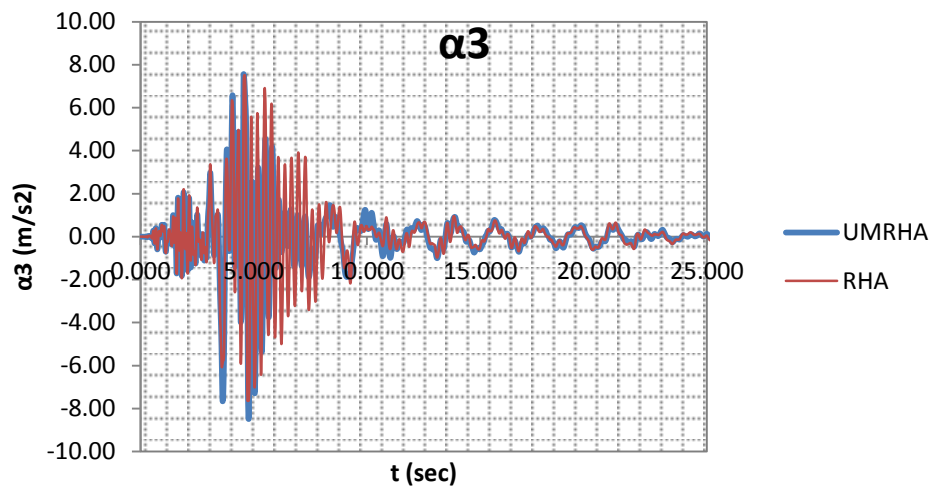


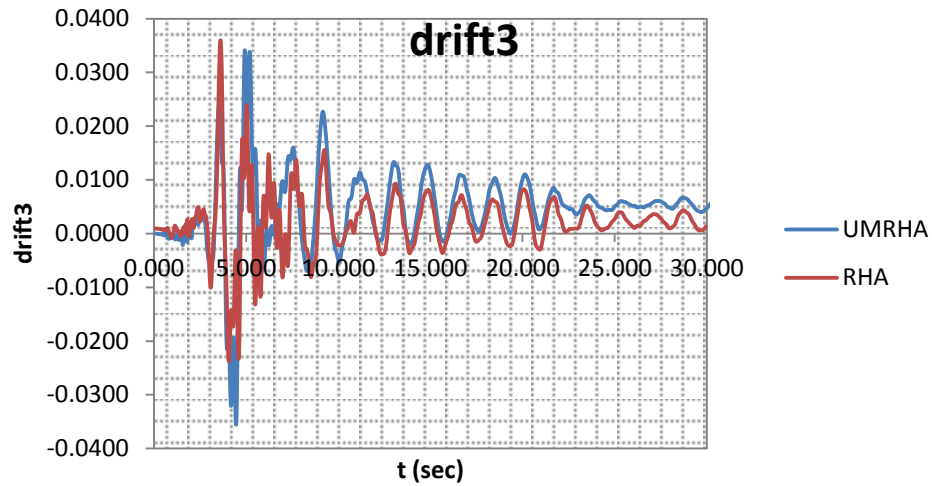
Σχήμα 4: Χρονοϊστορία αδρανειακής δύναμης του 3<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμού GO290



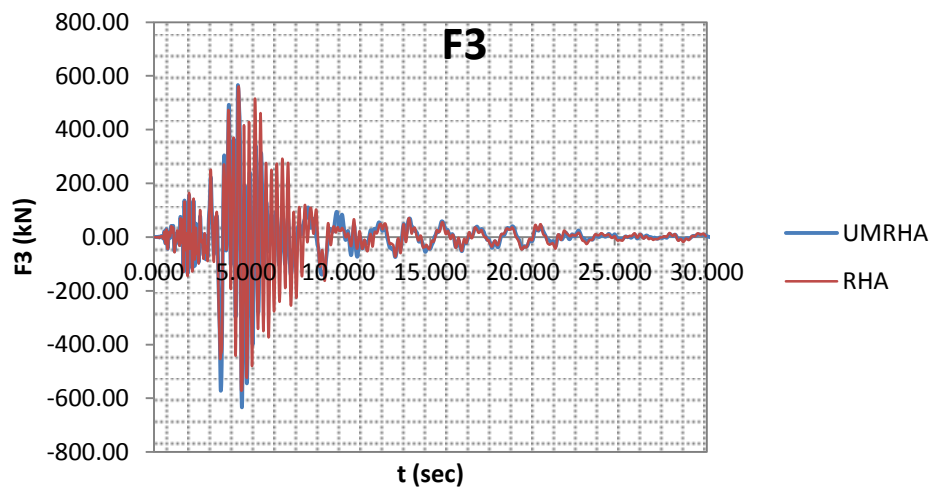
Σχήμα 5: Χρονοϊστορία τέμνουσας δύναμης του 3<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμού GO290

## 2. CYC195

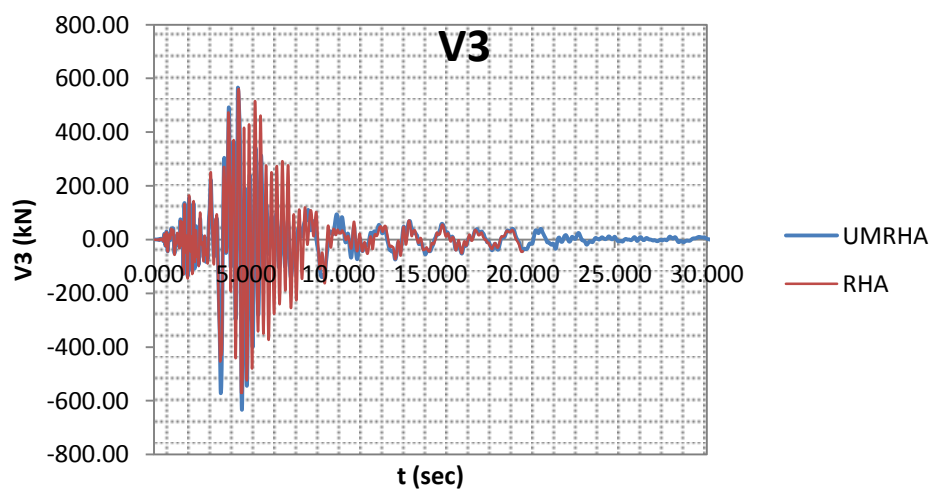
Σχήμα 6: Χρονοϊστορία μετακίνησης του 3<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμού CYC195Σχήμα 7: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης του 3<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμού CYC195



Σχήμα 8: Χρονοϊστορία drift του 3<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμού CYC195

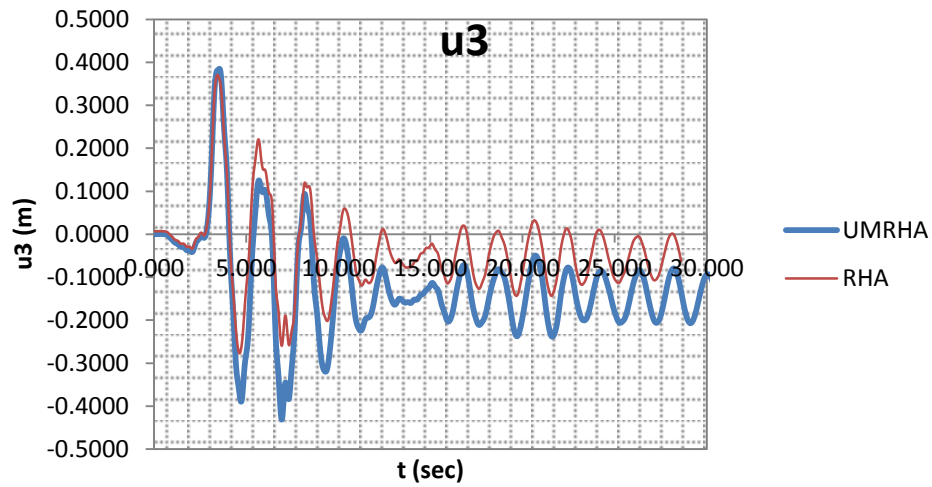
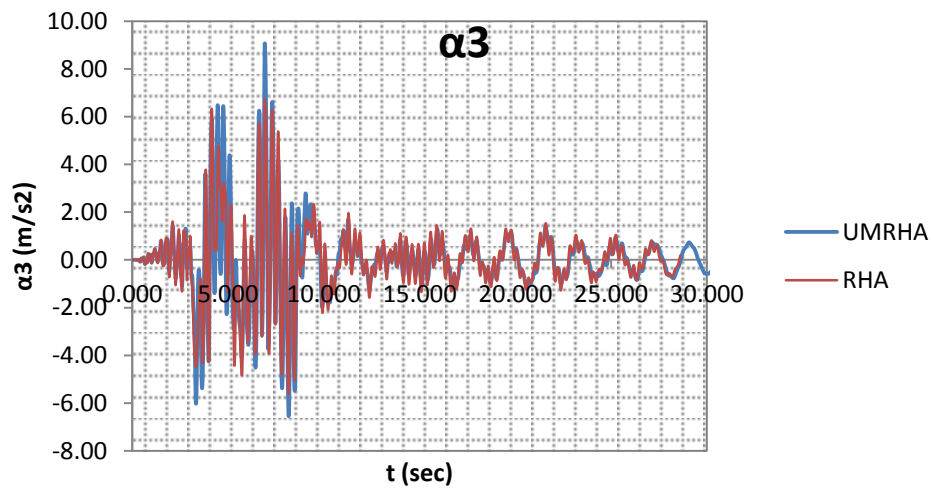


Σχήμα 9: Χρονοϊστορία αδρανειακής δύναμης του 3<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμού CYC195

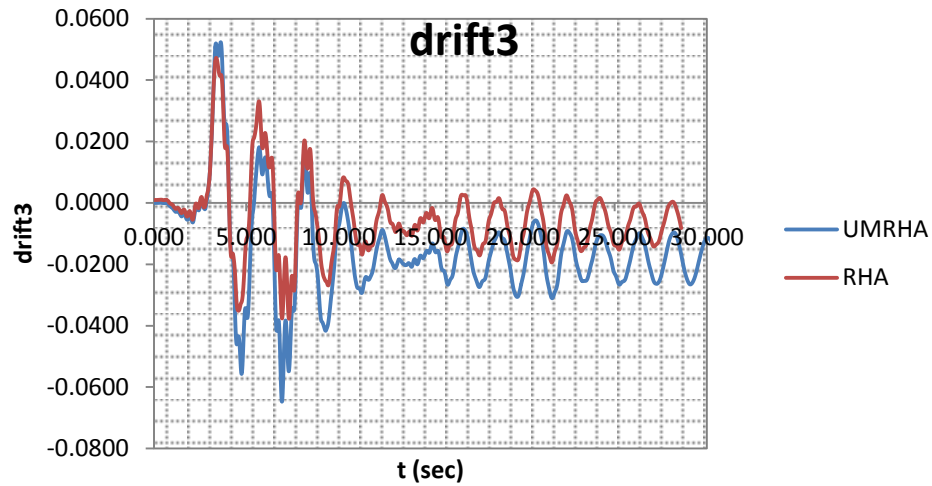


Σχήμα 10: Χρονοϊστορία τέμνουσας δύναμης του 3<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμού CYC195

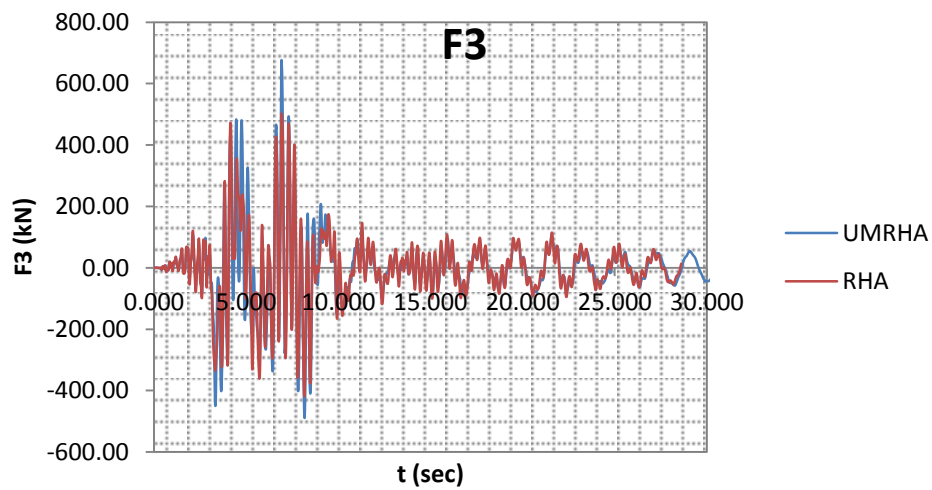
1. jen022

Σχήμα 11: Χρονοϊστορία μετακίνησης του 3<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμού jen022Σχήμα 12: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης του 3<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμού jen022

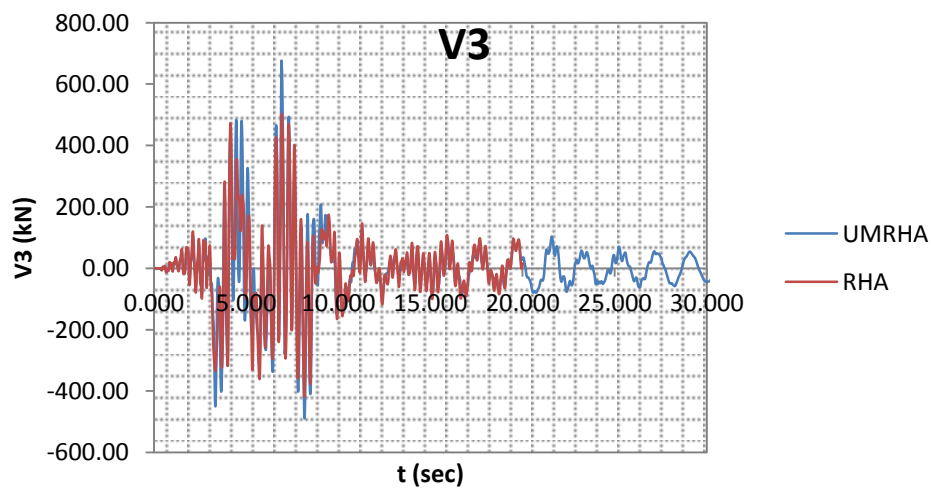




Σχήμα 13: Χρονοϊστορία drift του 3<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμού jen022

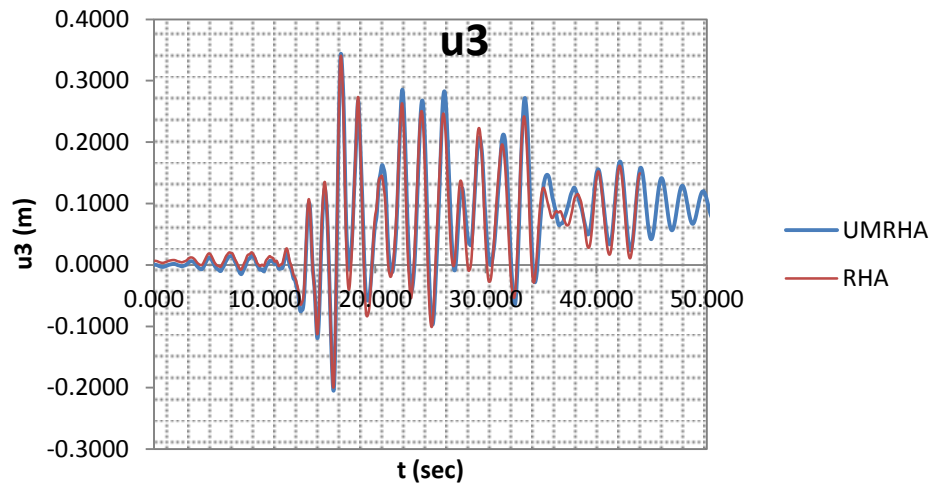
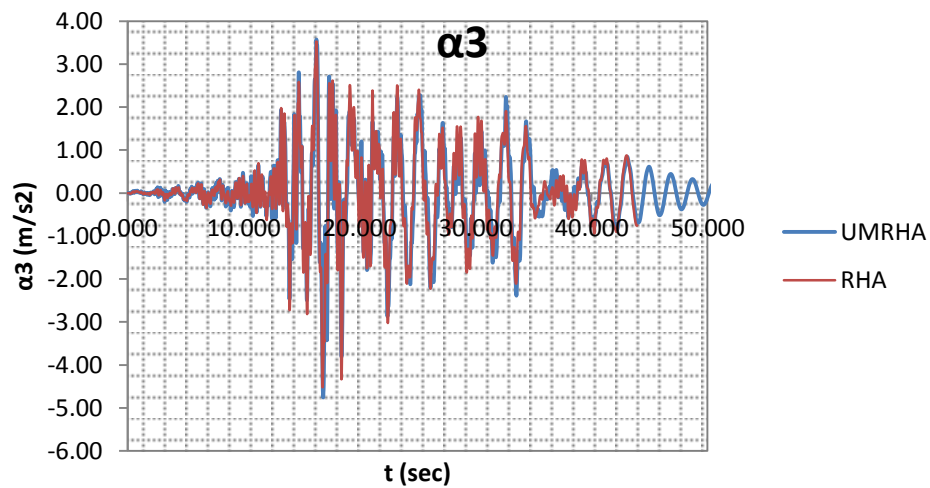


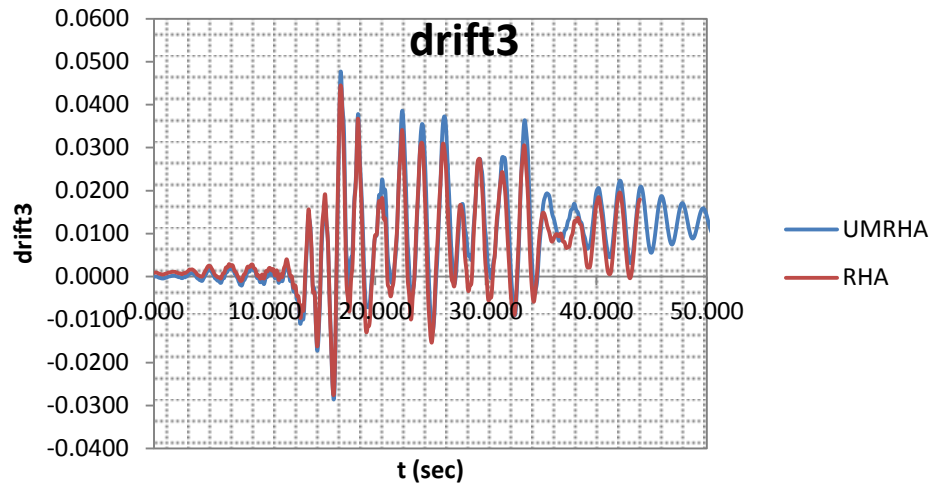
Σχήμα 14: Χρονοϊστορία αδρανειακής δύναμης του 3<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμού jen022



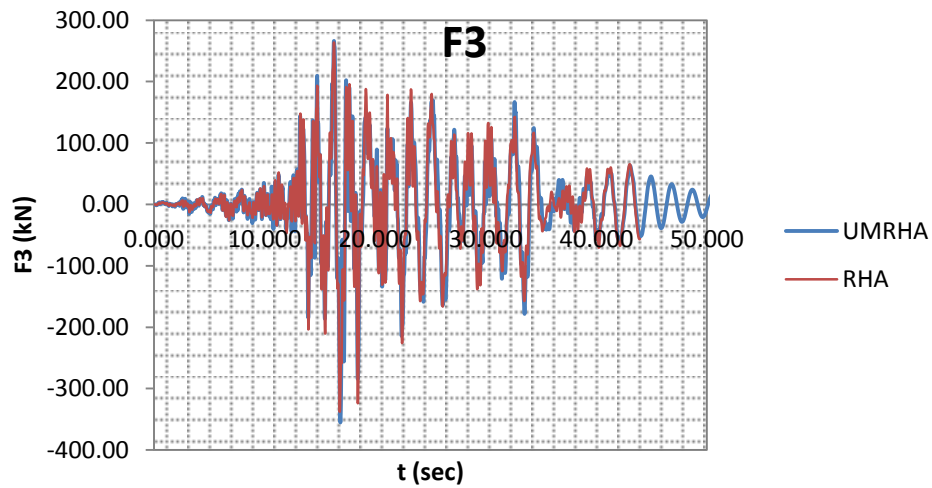
Σχήμα 15: Χρονοϊστορία τέμνουσας δύναμης του 3<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμού jen022

## 2. YER270

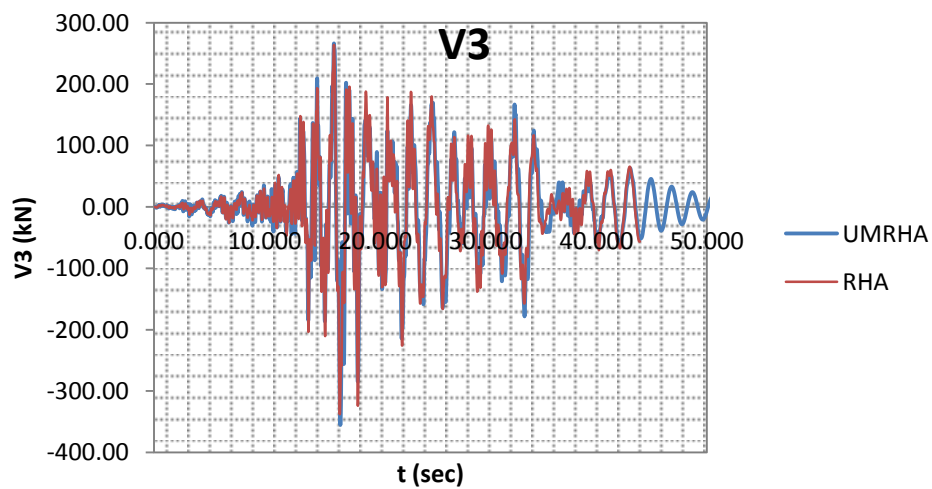
Σχήμα 16: Χρονοϊστορία μετακίνησης του 3<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμού YER270Σχήμα 17: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης του 3<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμού YER270



Σχήμα 18: Χρονοϊστορία drift του 3<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμού YER270

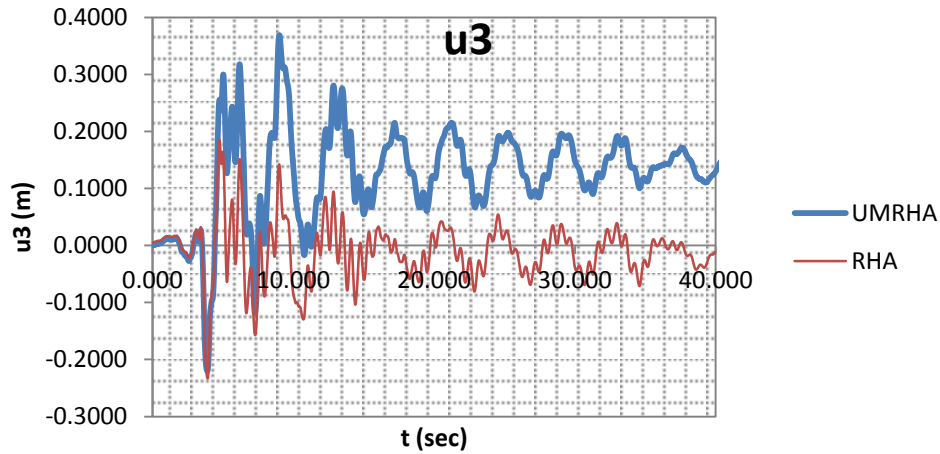


Σχήμα 19: Χρονοϊστορία αδρανειακής δύναμης του 3<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμού YER270

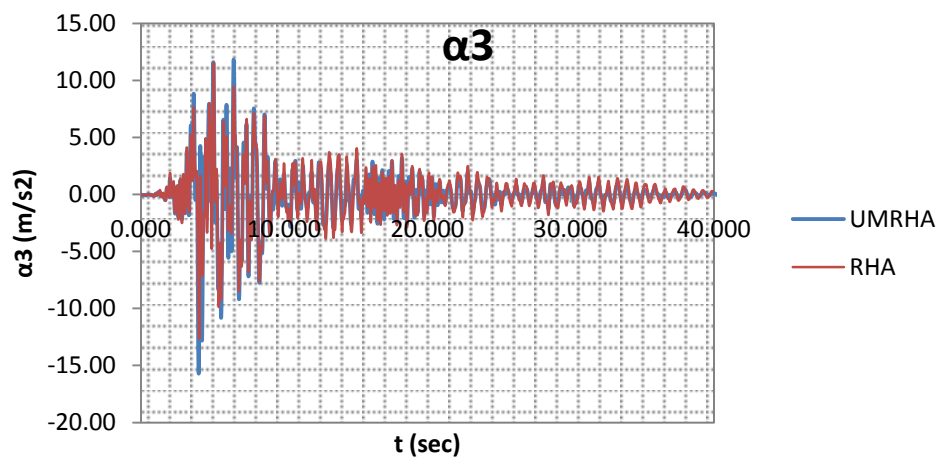


Σχήμα 20: Χρονοϊστορία τέμνουσας δύναμης του 3<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμού YER270

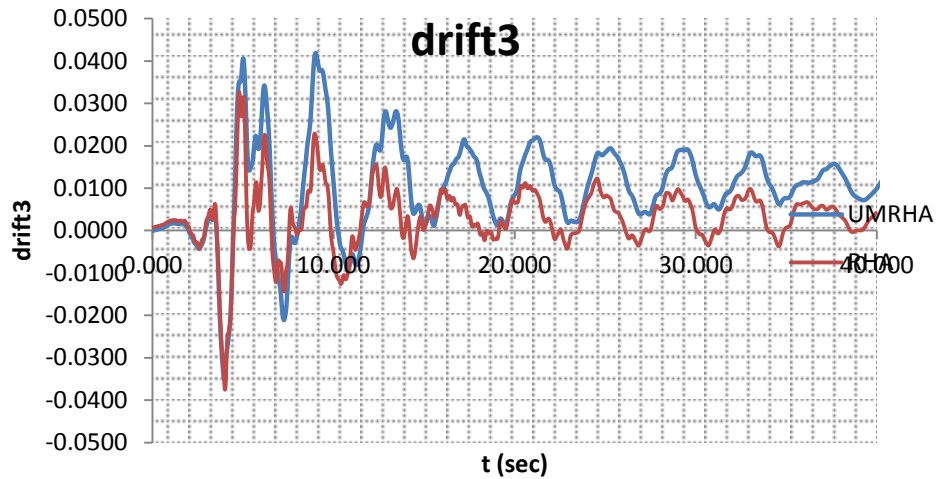
- Για το εξαώροφο πλαίσιο δίνονται ενδεικτικά τα διαγράμματα ενός τυχαίου κάθε φορά ορόφου των μεγεθών.
1. G0290 :3<sup>ος</sup> όροφος



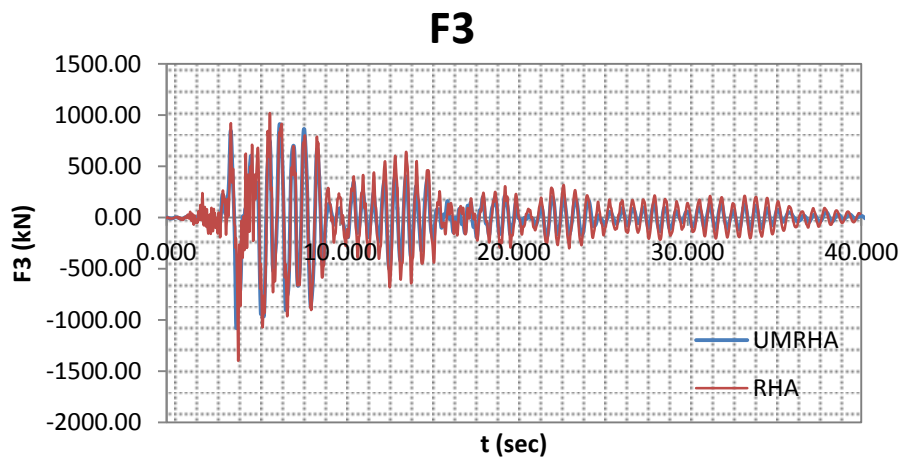
Σχήμα 21: Χρονοϊστορία μετακίνησης του 3<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμού G0290



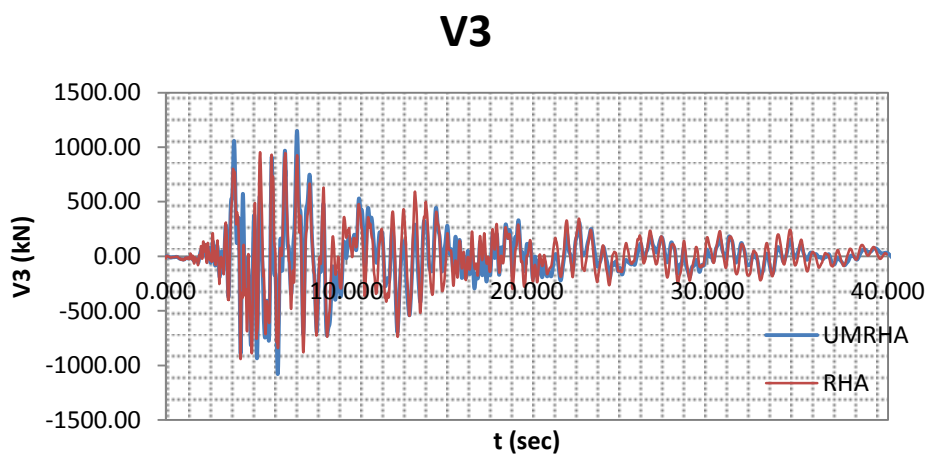
Σχήμα 22: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης του 3<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμού G0290



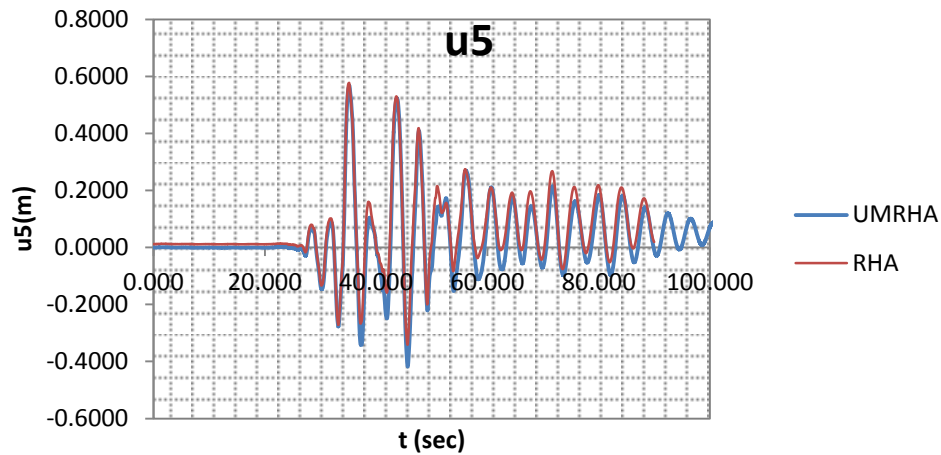
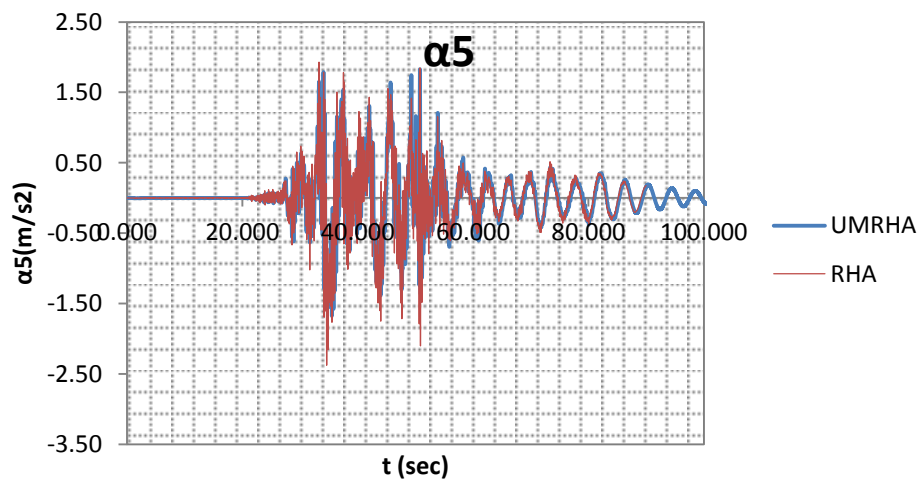
Σχήμα 23: Χρονοϊστορία drift του 3<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμού G0290

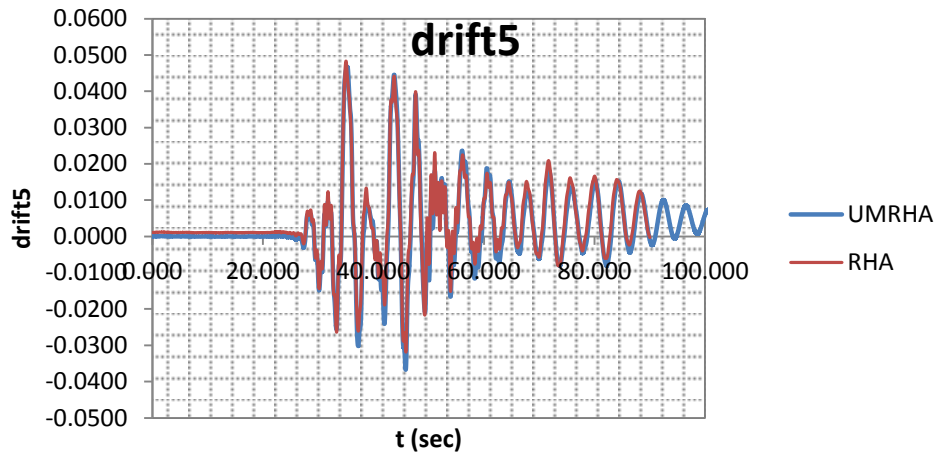


Σχήμα 24: Χρονοϊστορία αδρανειακής δύναμης του 3<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμού G0290

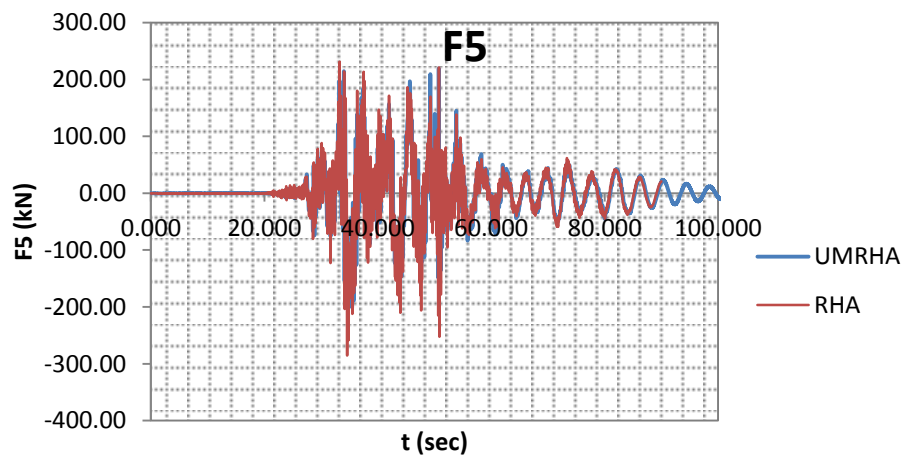


Σχήμα 25: Χρονοϊστορία τέμνουσας δύναμης του 3<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμού G0290

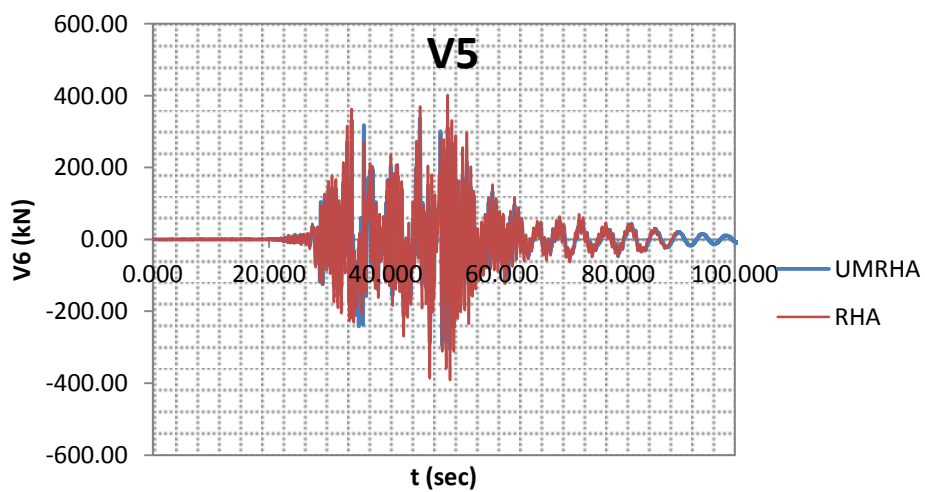
2. TCU049E: 5<sup>ος</sup> όροφοςΣχήμα 26: Χρονοϊστορία μετακίνησης του 5<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμού TCU049EΣχήμα 27: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης του 5<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμού TCU049E



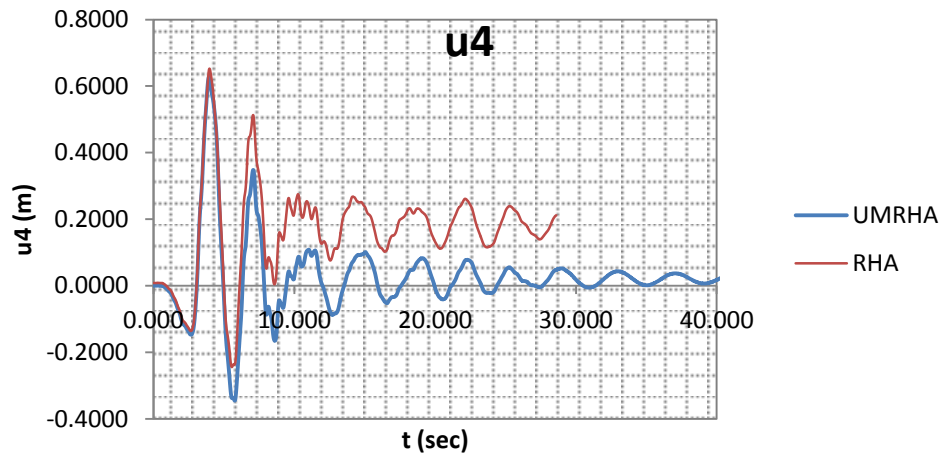
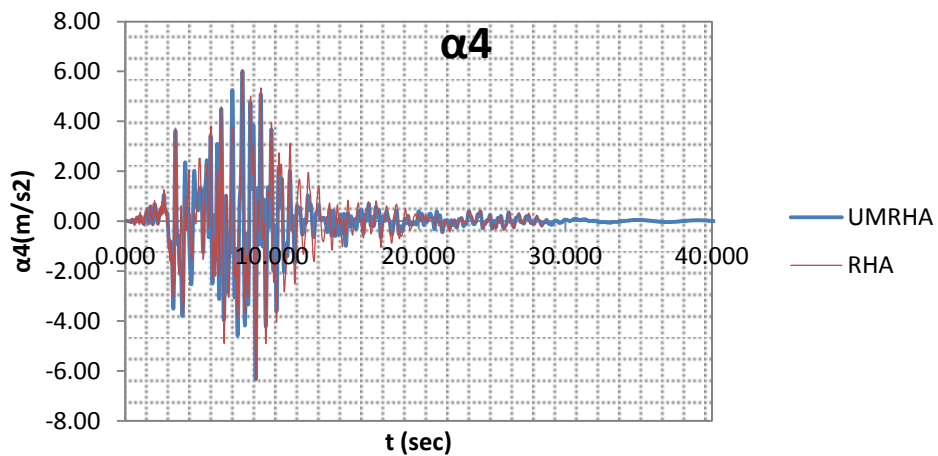
Σχήμα 28: Χρονοϊστορία drift του 5<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμού TCU049E



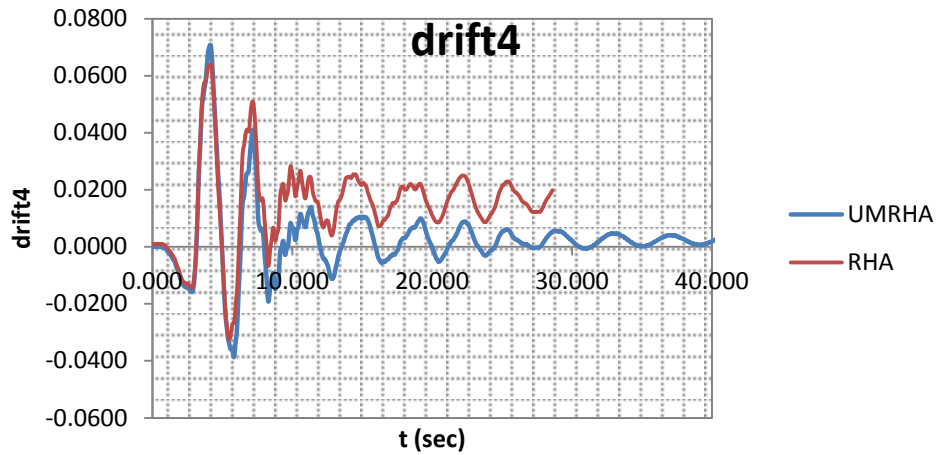
Σχήμα 29: Χρονοϊστορία αδρανειακής δύναμης του 5<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμού TCU049E



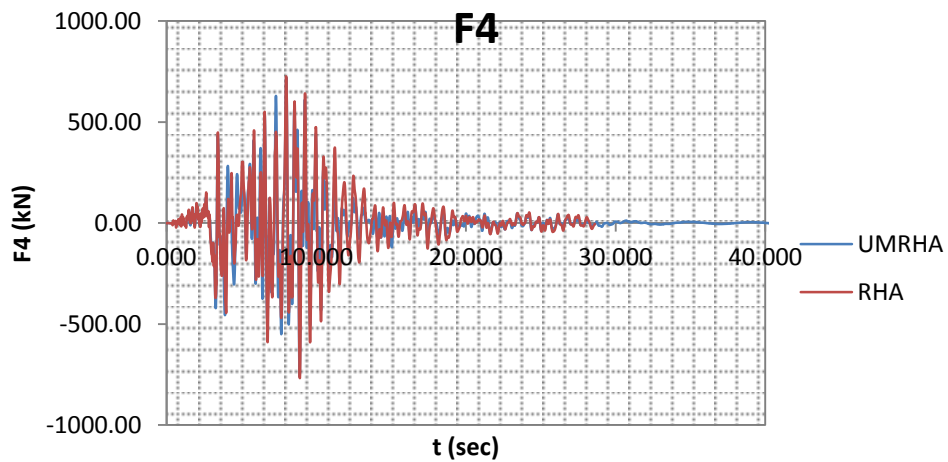
Σχήμα 30: Χρονοϊστορία τέμνουσας δύναμης του 5<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμού TCU049E

3. jen022 : 4<sup>ος</sup> όροφοςΣχήμα 31: Χρονοϊστορία μετακίνησης του 4<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμούjen022Σχήμα 32: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης του 4<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμού jen022

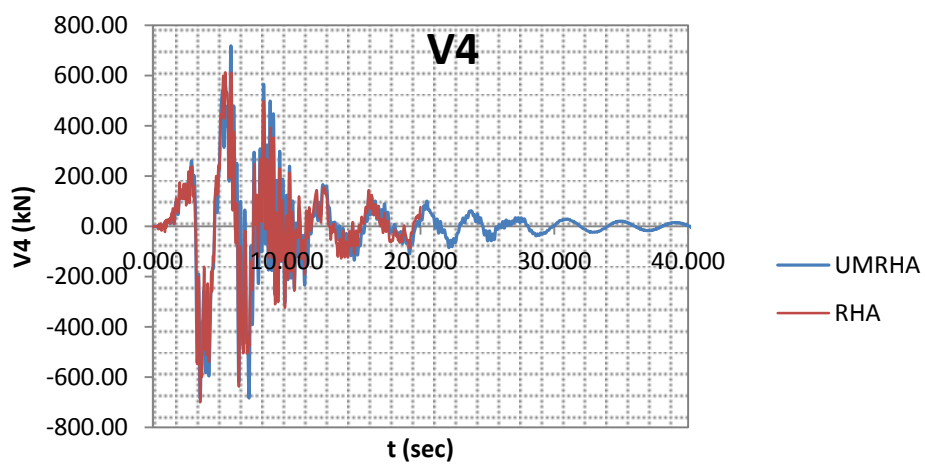




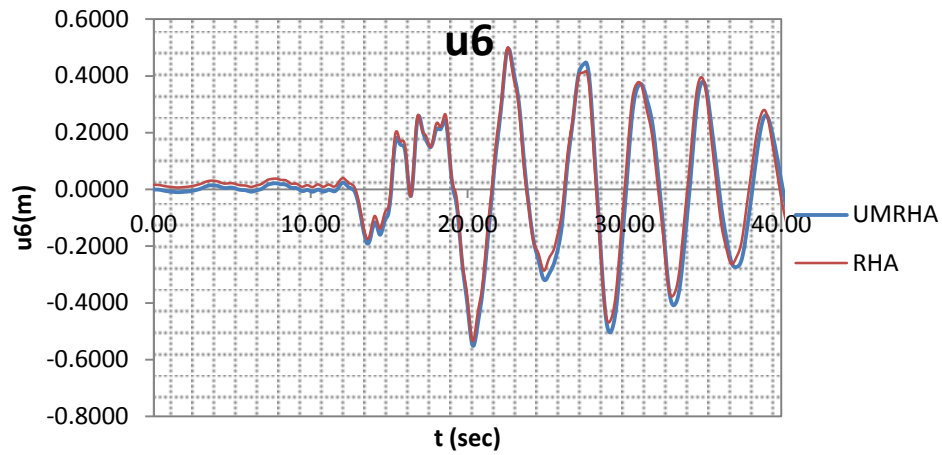
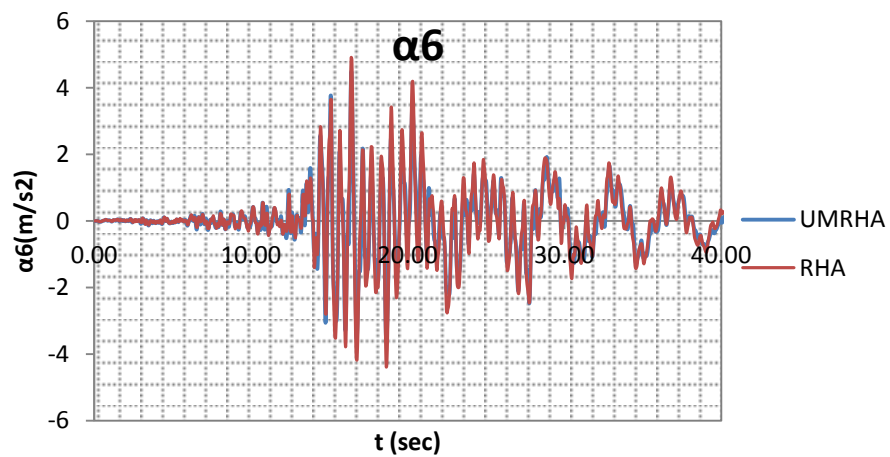
Σχήμα 33: Χρονοϊστορία drift του 4<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμού jen022

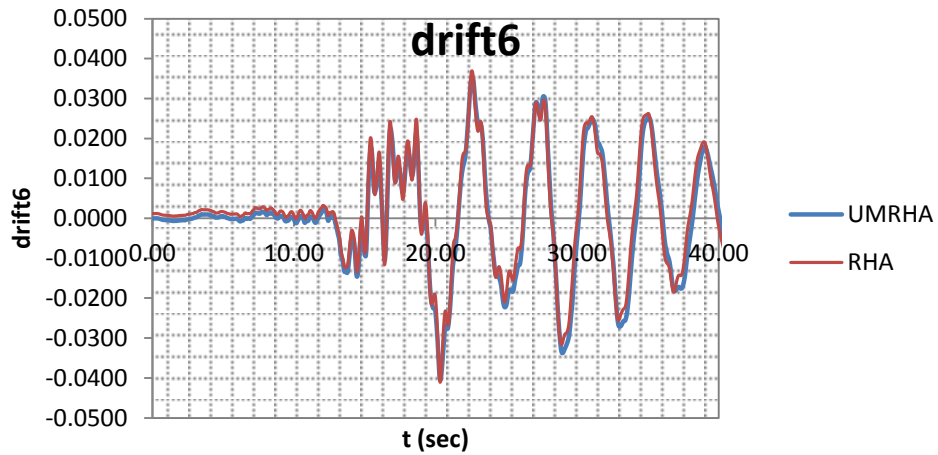


Σχήμα 34: Χρονοϊστορία αδρανειακής δύναμης του 4<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμού jen022

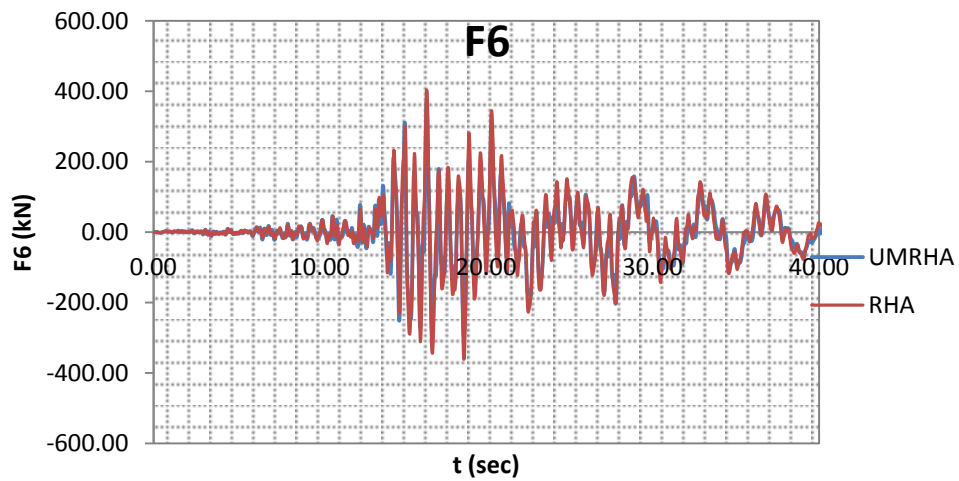


Σχήμα 35: Χρονοϊστορία τέμνουσας δύναμης του 4<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμού jen022

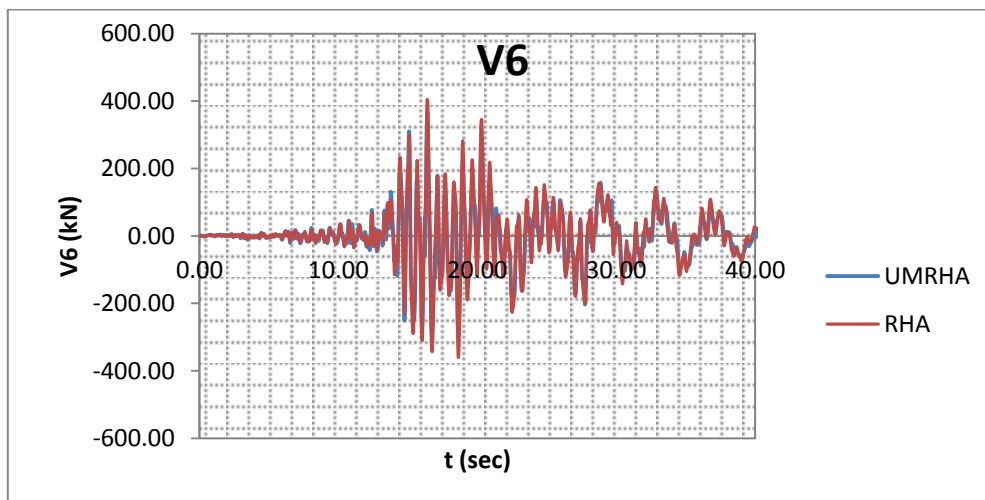
4. YER270 :6<sup>ος</sup>όροφοςΣχήμα 36: Χρονοϊστορία μετακίνησης του 6<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμού YER270Σχήμα 37: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης του 6<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμού YER270



Σχήμα 38: Χρονοϊστορία drift του 6<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμού YER270



Σχήμα 39: Χρονοϊστορία αδρανειακής δύναμης του 6<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμού YER270



Σχήμα 40: Χρονοϊστορία τέμνουσας δύναμης του 6<sup>ου</sup> ορόφου λόγω του σεισμού YER270

## **ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

Anil K. Chopra, Rakesh K. Goel, 'A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation', U.S.-Japan Cooperative Research in Urban Earthquake Disaster Mitigation, 2001

Anil K. Chopra, 'Δυναμική των κατασκευών- θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική', 3η Αμερικάνικη έκδοση 2007, Επιμέλεια επιστημονικής απόδοσης και μετάφρασης Σταύρος Α. Αναγνωστόπουλος, Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας

Rakesh K. Goel, Anil K. Chopra, 'Role of Higher-“Mode” Pushover Analyses in Seismic Analysis of Buildings'

Psycharis, 'Assessment of the seismic design of precast frames with pinned connections from shaking table tests', 2012

Psycharis & Mouzakis, 'Shear resistance of pinned connections of precast members to monotonic and cyclic loading', Bull Earthquake Eng 2012, accepted August 2012, in print

Mavroeidis, 'Near-fault ground motions, and the response of elastic and inelastic single-degree-of-freedom (SDOF) systems, 2004

Ψυχάρης, Γ., 'Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας', Αθήνα, 2007

Ταφλαμπάς Ι., Καρύδης Π. " Σημειώσεις Τεχνικής Σεισμολογίας", Αθήνα, Μάιος 2007

Jack W. Baker, 'Quantitative Classification of Near Fault Ground Motions Using Wavelet Analysis', Bulletin of the Seismological Society of America, 2007

Klemen Rejec, Tatjana Isakovi'c, Matej Fischinger , 'Seismic shear force magnification in RC cantilever structural walls, designed according to Eurocode 8', Bull Earthquake Eng (2012) 10:567–586

SERMİN OĞUZ , 'Evaluation of Pushover Analysis Procedures for Frame Structures' , A Thesis Submitted to the Graduate School of Natural and Applied Sciences of Middle East Technical University ,2005