

*Ανώτατο Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα Πειραιά  
Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Τεχνολογικής Εκπαίδευσης*

**ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

**ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΔΟΥΣ ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΥ ΚΤΙΡΙΩΝ  
ΑΠΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**

**ΕΠΙΜΕΛΕΙΑ**

**ΜΠΕΚΙΑΡΗ ΑΝΑΣΤΑΣΙΑ**

**ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ**

**ΡΕΠΑΠΗΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ**

**ΑΘΗΝΑ, ΙΟΥΛΙΟΣ 2017**

## ΔΗΛΩΣΗ ΣΥΓΓΡΑΦΕΑ ΠΤΥΧΙΑΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Ω/Η κάτωθι υπογεγραμμένος/η Μπέκιλη Αναστασία....., του  
Αθανασίου φοιτητής του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών Τ.Ε......

του Α.Ε.Ι Πειραιά Τ.Τ, πριν αναλάβω την εκπόνηση της Πτυχιακής Εργασίας μου, δηλώνω ότι ενημερώθηκα για τα παρακάτω:

«Η Πτυχιακή Εργασία (Π.Ε) αποτελεί προϊόν πνευματικής ιδιοκτησίας τόσο του συγγραφέα, όσο και του Ιδρύματος και θα πρέπει να έχει μοναδικό χαρακτήρα και πρωτότυπο περιεχόμενο.

Απαγορεύεται αυστηρά οποιοδήποτε κομμάτι κειμένου της να εμφανίζεται αυτούσιο ή μεταφρασμένο από κάποια άλλη δημοσιευμένη πηγή. Κάθε τέτοια πράξη αποτελεί προϊόν λογοκλοπής και εγείρει θέμα Ηθικής Τάξης για τα πνευματικά δικαιώματα του άλλου συγγραφέα. Αποκλειστικός υπεύθυνος είναι ο συγγραφέας της Π.Ε, ο οποίος φέρει και την ευθύνη των συνεπειών, ποινικών και άλλων, αυτής της πράξης.

Πέραν των όποιων ποινικών ευθυνών του συγγραφέα, σε περίπτωση που το Ίδρυμα του έχει απονείμει Πτυχίο, αυτό ανακαλείται με απόφαση της Συνέλευσης του Τμήματος. Η Συνέλευση του Τμήματος με νέα απόφασή της, μετά από αίτηση του ενδιαφερόμενου, του αναθέτει εκ νέου την εκπόνηση Π.Ε με άλλο θέμα και διαφορετικό επιβλέποντα καθηγητή. Η εκπόνηση της εν λόγω Π.Ε πρέπει να ολοκληρώσει εντός τουλάχιστον ενός ημερολογιακού δμήνου από την ημερομηνία ανάθεσής της. Κατά τα λοιπά εφαρμόζονται τα προβλεπόμενα στο άρθρο 18. παρ.5 του ισχύοντος Εσωτερικού Κανονισμού».

Ο Δηλών



Ημερομηνία

21/8/2017

## Περιεχόμενα

1	Εισαγωγή.....	12
2.	Ορισμοί της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου .....	14
2.1	Εισαγωγή.....	14
2.2	Κανονισμοί.....	17
2.3	Μελέτες για τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο.....	19
2.4	Αντισεισμικοί κανονισμοί .....	21
2.4.1	Στόχοι των αντισεισμικών κανονισμών .....	22
2.5	Προσδιορισμός της σεισμικής απόκρισης.....	23
3.	Παράμετροι που επηρεάζουν την ιδιοπερίοδο.....	26
3.1.	Ιδιοπερίοδος κτιρίων με ή χωρίς σεισμική μόνωση.....	29
3.1.1	Συμπεράσματα.....	30
3.2	Γεωμετρία κατασκευής.....	31
3.2.1	Κανονικότητα .....	31
3.3	Αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής στην ιδιοπερίοδο.....	35
3.3.1	a: Επισκόπηση εργασιών αναφορικά με την αλληλεπίδραση συστημάτων ακροβάθρου-επιχώματος .....	36
3.3.1.	b: Επισκόπηση εργασιών αναφορικά με την αλληλεπίδραση συστημάτων ακροβάθρου-επιχώματος .....	37
3.3.2	Το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα .....	37
3.3.3.	Επισκόπηση εργασιών αναφορικά με την αλληλεπίδραση εδάφους – θεμελίωσης - ανωδομής .....	38
4.	Προσομοίωση των κατασκευών .....	41
4.1	Εισαγωγή.....	41
4.2	Διαδικασία χρήσης λογισμικού .....	41

4.2.1 Εισαγωγή δεδομένων .....	41
4.2.2 Παραγωγή μοντέλου .....	43
4.2.3 Επίλυση .....	44
4.2.4 Οι ευρωκώδικες στο fesra .....	44
4.2.5 Αποτελέσματα.....	46
5. Αποτελέσματα ιδιομορφικών αναλύσεων .....	48
5.1 Τεχνικές περιγραφές εξεταζομένων κτιρίων .....	48
5.2 Αποτελέσματα ιδιομορφικών αναλύσεων .....	60
6. Συμπεράσματα.....	69
Βιβλιογραφία .....	70

## Πρόλογος

---

Η παρούσα πτυχιακή εργασία πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια του προπτυχιακού προγράμματος Πολιτικών Μηχανικών Τεχνολογικής Εκπαίδευσης του Ανώτατου Εκπαιδευτικού Ιδρύματος Πειραιά Τεχνολογικού Τομέα.

Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος είναι ένας βασικός παράγοντας κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Στην παρούσα πτυχιακή εργασία αναλύονται οι παράμετροι που επηρεάζουν την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο σε 13 πραγματικά κτίρια αλλά και συγκρίσεις θεωρητικών και πειραματικών τύπων που χρησιμοποιούνται για να την εκφράσουν.

Επιβλέπων της παρούσας πτυχιακής εργασίας είναι ο Κωνσταντίνος Ρεπαπής, τον οποίο θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά, όπως επίσης και την LH Λογισμική για την άδεια χρήσης του στατικού προγράμματος fespa.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες θα ήθελα να δώσω στην οικογένεια μου και τους φίλους μου για την αγάπη και την απεριόριστη συμπαράσταση που μου προσέφεραν απλόχερα ώστε να πραγματοποιηθεί η παρούσα εργασία.

## ΠΙΝΑΚΑΣ ΣΥΜΒΟΛΩΝ

Τα ακόλουθα σύμβολα χρησιμοποιούνται στην παρούσα εργασία:

### Κεφάλαιο 2:

$A_c$  : ενεργός επιφάνεια του πρώτου ορόφου

$A_i$  : η περιοχή ενεργούς διατομής του τοίχου  $i$  στον πρώτο όροφο

$c$  : απόσβεση

$c$  και  $\alpha$  : συντελεστές θεωρητικά ή πειραματικά προερχόμενοι

$C_t$  : συντελεστής διόρθωσης

$d$  : μετατόπιση της βάσης του κτιρίου

$F_i$  : σύνολο πλευρικών δυνάμεων στο επίπεδο ορόφου που μπορεί να είναι μια λογική κατανομή σε όλο το ύψος του κτιρίου

$g$  : επιτάχυνση βαρύτητας

$H, h$  : ύψος του κτιρίου

$k$  : δυσκαμψία ελατηρίου

$L$  : το πλάτος του κτιρίου κατά την θεμελιώδη διεύθυνση υπολογισμού

$l_{wi}$  : το μήκος του τοίχου  $i$  στον πρώτο όροφο στην θεωρούμενη κατάσταση

$M$  : μάζα ελατηρίου

$N$  : αριθμός των επαναλήψεων/ορόφων

$T$  : ιδιοπερίοδος

$U$  : σχετική κίνηση

$U_i$  : οι μετατοπίσεις του ορόφου εξαιτίας στατικών εφαρμογών

$W_i$  : είναι το βάρος του νιοστού ορόφου

$x$ : μετατόπιση

$\dot{x}$ : ταχύτητα

$\ddot{x}$ : επιτάχυνση

$\Delta t$  : χρονικό διάστημα

$\rho$  : ο λόγος της επιφάνειας των διατομών των τοιχωμάτων ανά διεύθυνση σεισμικής δράσης προς την συνολική επιφάνεια τοιχωμάτων και υποστρωμάτων

$c$ : ιξώδης απόσβεση

---

### **Κεφάλαιο 3:**

$L, L_1, L_2, L_3, L_{top}$  : μήκος κατασκευής

$\zeta_0$ : ποσοστό απόσβεσης της θεμελίωσης το οποίο σχετίζεται με την απόσβεση ακτινοβολίας

$\zeta$ : ποσοστό απόσβεσης του πακτωμένου στη βάση συστήματος

$\sigma$  : σχετική δυσκαμψία

$V_s$ : όγκος στερεάς ύλης

$r$  : χαρακτηριστική διάσταση θεμελίωσης

$F_p$ : ιδιοσυχνότητα του παλμού εισαγωγής

$F_0$  : θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα του συστήματος θεμελίωσης-κατασκευής

$m$  : μάζα κατασκευής

$m_f$  : μάζα θεμελίωσης

$M_{ολ}$ : ολική μάζα

$\bar{k}_u$ : η δυσκαμψία της θεμελίωσης σε παλινδική (swaying)

$\bar{k}_\theta$ : η δυσκαμψία της θεμελίωσης λικνιστική (rocking)

## **ΠΙΝΑΚΑΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ**

### **Κεφάλαιο 2**

Σχήμα 2.1: Μονοβάθμιος ταλαντωτής (α. Συμβολισμοί. b. Συνθήκη δυναμικής ισορροπίας. c. Διάγραμμα τεμνουσών σχετικής μετατοπίσεως στύλων) (Κωστάκη & Μάρκου 2013).....	15
Σχήμα 2.2: Διαφορές μεταξύ των τιμών της ιδιοπεριόδου με χρήση διαφόρων τύπων (Κωστάκη και Μάρκου 2013).....	21
Σχήμα 2.3: Μέθοδος κατασκευής φάσματος αποκρίσης (Ψυχάρης 2016).....	24
Σχήμα 2.4: Φάσματα απόκρισης σχετικών μετακινήσεων και απόλυτων επιταχύνσεων του σεισμού της Καλαμάτας (1986, Νομαρχία, Διευθυνση Trans.....	24
Σχήμα 2.5: Φάσμα απόκρισης ψευδοεπιταχύνσεων (Τηλεστατική).....	25
Πίνακας 2.1: Συντελεστές $c$ και $a$ για τον υπολογισμό της ιδιοπεριόδου στην εξ.(2.8) (Καραλή και Παπαναστασίου 2014).....	20

### **Κεφάλαιο 3**

Σχήμα 3.1: Διάγραμμα ιδιοπεριόδου συναρτήσει διαφόρων ορόφων σε πλαίσιακές κατασκευές ανοιγμάτων 3.00, 4.50 και 6.00m (Καραλή και Παπαναστασίου 2014).....	26
Σχήμα 3.2: Διάγραμμα ιδιοπεριόδου συναρτήσει μήκους ανοίγματος πλαίσιακών κατασκευών (Καραλή και Παπαναστασίου 2014).....	27
Σχήμα 3.3: Διάγραμμα ιδιοπεριόδου συναρτήσει ποσοστού ανοίγματος για πάχος τοιχοποιίας $t_h$ (0,15 και 0,25 m) (Καραλή και Παπαναστασίου 2014).....	27
Σχήμα 3.4: Διάγραμμα ιδιοπεριόδου συναρτήσει ορόφων για γυμνό, τοιχοπληρωμένο και πυλωτή κτίριο (Καραλή και Παπαναστασίου 2014).....	28
Σχήμα 3.5: Διάγραμμα ιδιοπεριόδου συναρτήσει πάχους τοιχοποιίας για πλαίσιακή κατασκευή με θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας $F_m$ 1,5MPa (Καραλή και Παπαναστασίου 2014).....	28



Σχήμα 3.6:Διάγραμμα ιδιοπεριόδου συναρτήσει αντοχής τοιχοποιίας Fm (1.5MPa και 3.00MPa για κτίρια 13ών και 3ών ορόφων(Καραλή και Παπαναστασίου 2014).....	29
Σχημα 3.7.a.:Διαμήκης σεισμος (Y-Y) (Ζιώγκα 2008).....	30
Σχήμα 3.7.b.:Εγκάρσιος σεισμός (X-X) (Ζιώγκα 2008).....	30
Σχήμα 3.8:α' συνθήκη καθ'ύψος.....	33
Σχήμα 3.9:β' συνθήκη καθ'ύψος.....	34
Σχήμα 3.10:γ' συνθήκη καθ'ύψος.....	34
Σχήμα 3.11:δ' συνθήκη καθ'ύψος.....	35
Σχήμα 3.12:Ισοδύναμος μονοβάθμιος ταλαντωτής για τη μελέτη του φαινομένου της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής [Αριστερά: (Veletsos and Meek,1974), Δεξιά (Pitilakis 2006,Stewart et al.,1999a).....	39
Σχήμα 3.13:Αύξηση της ιδιοπεριόδου (αριστερά) και διαφοροποίηση του συντελεστή απόσβεσης (δεξιά) του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή (Stewart et al., 1999).....	40

## Κεφάλαιο 4

Σχήμα 4.1: Εισαγωγή καννάβου (Καραλή και Παπαναστασίου 2014).....	42
Σχήμα 4.2 :Κτίριο έτοιμο πριν την παραγωγή σε ορόφους.....	43
Σχήμα 4.3 :Κτίριο σε 3D.....	43
Σχήμα 4.4 : Εισαγωγή δεδομένων (Καραλή και Παπαναστασίου 2014).....	45
Σχήμα 4.5:Τεύχος προγράμματος.....	47

## Κεφάλαιο 5

Πίνακας 5.1:Χαρακτηριστικά κτιρίων.....	60
Πίνακας 5.2:Ιδιοπερίοδοι εκτιμώμενες με εμπειρικές σχέσεις και υπολογιζόμενες απο ιδιομορφική ανάλυση.....	61

Πίνακας 5.3 :Ιδιοπερίοδοι στη διεύθυνση x και y.....	64
Πίνακας 5.4:Σύγκριση πάχους τοίχων και ιδιοπεριόδων σε 4όροφο και 2όροφο κτίριο.....	66
Πίνακας 5.5:Σύγκριση μήκους ανοίγματος και ιδιοπεριόδου κτιρίου 1 και 4.....	68
Σχήμα 5.1:Κάτοψη κτιρίου 1 στο Fespa.....	48
Σχήμα 5.2:3D απεικόνιση κτιρίου 1.....	49
Σχήμα 5.3: Κάτοψη κτιρίου 2 στο autocad.....	50
Σχήμα 5.4:Κάτοψη κτιρίου 3 στο autocad.....	50
Σχήμα 5.5:Κάτοψη κτιρίου 4 στο autocad.....	51
Σχήμα 5.6:Κάτοψη κτιρίου 5 στο autocad.....	52
Σχήμα 5.7:Κάτοψη κτιρίου 6 στο autocad.....	52
Σχήμα 5.8:Κάτοψη κτιρίου 7 στο Fespa.....	53
Σχήμα 5.9:Κάτοψη κτιρίου 8 στο Fespa.....	54
Σχήμα 5.10:3D απεικόνιση κτιρίου 8.....	54
Σχήμα 5.11:Κάτοψη κτιρίου 9 στο Fespa.....	55
Σχήμα 5.12:3D απεικόνιση κτιρίου 9.....	55
Σχήμα 5.13:Κάτοψη κτιρίου 10 στο Fespa.....	56
Σχήμα 5.14:Κάτοψη κτιρίου 11 στο Fespa.....	57
Σχήμα 5.15:3D απεικόνιση κτιρίου 11.....	57
Σχήμα 5.16:Κάτοψη κτιρίου 12 στο Fespa.....	58
Σχήμα 5.17:3D απεικόνιση κτιρίου 12.....	58
Σχήμα 5.18:Κάτοψη κτιρίου 13 στο Fespa.....	59
Σχήμα 5.19:3D απεικόνιση κτιρίου 13.....	59

Σχήμα 5.20:Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος συναρτήσει του ύψους των κτιρίων στηριζόμενο στους τύπους των ερευνητών και του $F_{espr}$ .....	63
Σχήμα 5.21:Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος στη διεύθυνση $x$ και $y$ συναρτήσει του αριθμού ορόφων.....	65
Σχήμα 5.22:Κάτοψη κτιρίου 10.....	65
Σχήμα 5.23:Κάτοψη κτιρίου 7.....	66
Σχήμα 5.24:Διάγραμμα ιδιοπεριόδων συναρτήσει πάχους τοιχωμάτων δύο τετραώροφων και δύο δώροφων.....	67
Σχήμα 5.25:Διάγραμμα ιδιοπεριόδων συναρτήσει αριθμού ανοιγμάτων.....	67
Σχήμα 5.26:Διάγραμμα μήκους ανοίγματος συναρτήσει ιδιοπεριόδου κτιρίου 1 και 4.....	68

# Κεφάλαιο 1

---

## 1 Εισαγωγή

Ο προσδιορισμός της ιδιοπεριόδου εξαρτάται από πολλές παραμέτρους. Με βάση τους ευρωκώδικες ορίζονται τύποι στους οποίους βασιζόμαστε για να εξερευνήσουμε την τιμή της ιδιοπεριόδου. Εξαιτίας των πολλαπλών παραγόντων η ιδιοπερίοδος διαφέρει σε πραγματικό επίπεδο και σε θεωρητικό. Η ιδιοπερίοδος είναι ένα από τα σημαντικότερα δεδομένα που επηρεάζουν μια κατασκευή καθώς είναι ο καθοριστικός παράγοντας για την σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου μαζί με την εδαφική επιτάχυνση, την ζώνη σεισμικότητας, την κατηγορία εδάφους, την απόσβεση, το υλικό από το οποίο είναι φτιαγμένο το κτίριο κ.α. Για την σωστή εκτίμηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου λαμβάνονται υπόψη πολλοί παράγοντες σε πραγματικό επίπεδο καθώς οι εμπειρικοί κώδικες δεν λαμβάνουν όλες τις παραμέτρους υπόψη.

Σε περιπτώσεις που η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος των κατασκευών είναι χαμηλή σημαίνει πως δεν μεταφέρονται στο κτίριο πολλά σεισμικά φορτία πιθανότατα γιατί σεισμικές διεγέρσεις έχουν απορροφηθεί από παραμέτρους που επηρεάζουν σημαντικά την ιδιοπερίοδο. Σε αντίθετη περίπτωση παρατηρείται στη κατασκευή μια πιο έντονη μετακίνηση που σημαίνει πως κραδασμοί δεν έχουν απορροφηθεί σε μεγάλο βαθμό.

Προκειμένου να λαμβάνονται υπόψη όλες οι παράμετροι που επηρεάζουν την ιδιοπερίοδο και αυτή με τη σειρά της τη συμπεριφορά της κατασκευής χρησιμοποιούνται στατικά προγράμματα στα οποία εισάγονται όλα τα απαραίτητα δεδομένα με αποτέλεσμα οι μελέτες των κατασκευών να αποτελούνται από ορθά αποτελέσματα τα όποια θα εξασφαλίσουν μεγαλύτερη ασφάλεια αλλά και τον αντίστοιχο προϋπολογισμό κόστους καθώς θα είναι δεδομένα όλα τα υλικά όπου θα χρησιμοποιηθούν.

Με βάση όλα αυτά θα αποτυπωθεί στην παρούσα πτυχιακή αναλυτικότερα κάθε παράγοντας που επηρεάζει την εκτίμηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου. Πιο συγκεκριμένα θα αναφερθούν τα εξής:

## **Κεφάλαιο 2**

Σε αυτό το κεφάλαιο γίνεται μια εισαγωγή για την σημασία της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου και πόσο αυτή είναι σημαντική σε μια κατασκευή. Έρευνες και κανονισμοί για την εκτίμηση της αναφέρονται αναλυτικά.

## **Κεφάλαιο 3**

Στο παρόν κεφάλαιο γίνεται αναλυτική αναφορά στους παράγοντες που επηρεάζουν την ιδιοπερίοδο οι οποίοι είναι η παρουσία ή η απουσία σεισμικής μόνωσης στο κτίριο, η γεωμετρία της κατασκευής, η αλληλεπίδραση του εδάφους στην κατασκευή. Παρατηρήσεις και συμπεράσματα συμπεριλαμβάνονται στο κείμενο.

## **Κεφάλαιο 4**

Αυτό το κεφάλαιο παρουσιάζει το στατικό πρόγραμμα fesra, το οποίο χρησιμοποιήθηκε για τις ιδιομορφικές αναλύσεις, στα χαρακτηριστικά του και στον τρόπο χρήσης του. Παρουσιάζονται δειγματικά κτίρια τα οποία αποτυπώθηκαν στο στατικό πρόγραμμα ώστε να βρεθούν οι ιδιοπερίοδοι αυτών και στην συνέχεια να συγκριθούν με άλλες τιμές βγάζοντας τα ανάλογα συμπεράσματα.

## **Κεφάλαιο 5**

Στο κεφάλαιο 5 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από 13 τα πραγματικά κτίρια, μετά τη στατική ανάλυση με το πρόγραμμα fesra, που χρησιμοποιήθηκαν για την παρούσα πτυχιακή. Πιο συγκεκριμένα παρουσιάζονται τα κτίρια , οι τεχνικές περιγραφές τους και διαγράμματα τα οποία βοηθούν στην κατανόηση της επιρροής της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου.

# Κεφάλαιο 2

## 2. Ορισμοί της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου

### 2.1 Εισαγωγή

Όλα τα περιοδικά φαινόμενα έχουν την δικιά τους ιδιοπερίοδο ( $T$ ), η οποία ορίζεται ως το χρονικό διάστημα που απαιτείται για να περατωθεί μία επανάληψη ενός φαινομένου. Η ιδιοπερίοδος συμβολίζεται με  $T$ , μετριέται σε δευτερόλεπτα (sec) και εξαρτάται από τις επαναλήψεις που έγιναν και από το χρονικό διάστημα που απαιτήθηκε για να ολοκληρωθούν αυτές οι επαναλήψεις. Λαμβάνοντας υπόψη τα προηγούμενα ο τύπος της ιδιοπεριόδου είναι:  $T = \Delta t / N$ , όπου  $N$  είναι ο αριθμός των επαναλήψεων που έγιναν σε χρονικό διάστημα  $\Delta t$ .

Η ανάλυση της ταλαντώσεως του φορέα σε ιδιομορφές ταλαντώσεως είναι ένας τρόπος που χρησιμοποιείται για τη μελέτη της δυναμικής αποκρίσεως των κατασκευών. Ισχύει ότι ένα σύστημα έχει τόσες ιδιομορφές ταλαντώσεως, όσοι και οι βαθμοί ελευθερίας κίνησης αυτού. Οι μάζες καθώς ταλαντώνονται εντός φάσεως περνούν την ίδια χρονική στιγμή κάθε φορά από τη θέση ηρεμίας και τη θέση μέγιστης αποκλίσεως. Κάθε ιδιομορφή είναι ένα μονοβάθμιο σύστημα με την ιδιοπεριόδο του και η πρώτη ιδιομορφή (θεμελιώδης ιδιομορφή) ενός συστήματος ανήκει στη μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο. (Καραλή και Παπαναστασίου 2014)

Το σύστημα που αποτυπώνεται παρακάτω στο σχήμα 2.1 αποτελείται από μία μάζα ( $M$ ) πάνω σε δύο στύλους που παραμένει στη γραμμική ελαστική περιοχή ( $V = ku$ ) όταν ταλαντώνεται υπό τη σεισμική διέγερση  $\ddot{x}_o(t)$ . Στην συγκεκριμένη περίπτωση ως εξωτερική φόρτιση έχουμε την επιτάχυνση της βάσης  $\ddot{x}_o$ , άρα η ολική επιτάχυνση του συστήματος  $\ddot{x}$ , η ταχύτητα  $\dot{x}$  και η μετατόπιση  $x$  ορίζονται με τις σχέσεις:

$$x = x_o + u \quad (2.1)$$

$$\dot{x} = \dot{x}_o + \dot{u} \quad (2.2)$$

$$\ddot{x} = \ddot{x}_o + \ddot{u} \quad (2.3)$$

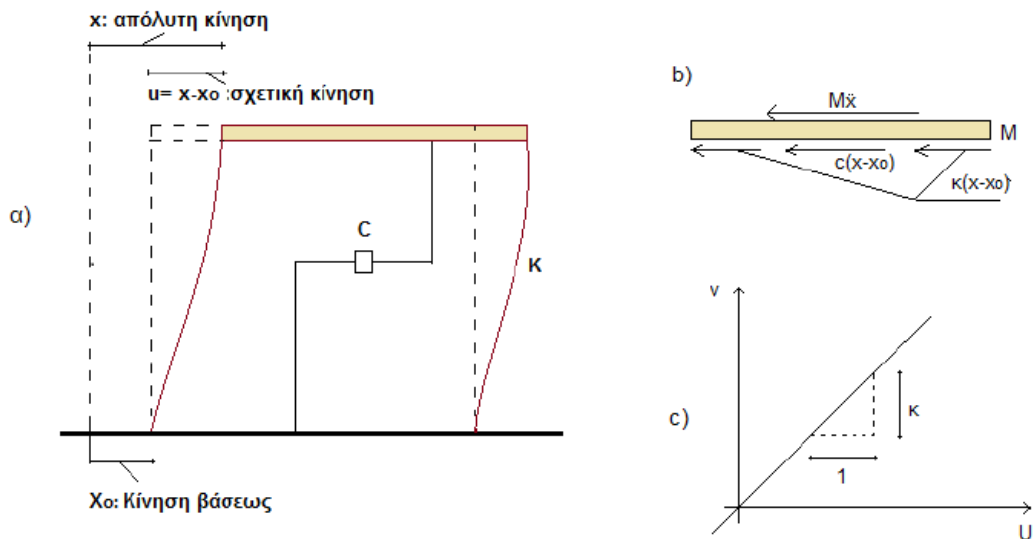
Εφαρμόζοντας την εξίσωση δυναμικής ισορροπίας D' Alambert έχουμε:

$$M\ddot{x} + c(\dot{x} - \dot{x}_0) + k(x - x_0) = 0$$

ή

$$M\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -M\dot{x}_0(t) \quad (2.4)$$

Στην παραπάνω σχέση (εξ. 2.4) ο όρος  $c\dot{u}$  εκφράζει την ιξώδη απόσβεση, που θεωρείται ανάλογη της σχετικής ταχύτητας ταλαντώσεως.



**Σχήμα 2.1: Μονοβάθμιος ταλαντωτής (α. Συμβολισμοί. β. Συνθήκη δυναμικής ισορροπίας. γ. Διάγραμμα τεμνουσών σχετικής μετατοπίσεως στύλων) (Κωστάκη & Μάρκου 2013)**

Όταν μετά την έναρξη της ταλαντώσεως μηδενιστεί το διεγείρον αίτιο [ $\dot{x}(t)=0$ ] το σύστημα εξακολουθεί να ταλαντεύεται ελεύθερα. Για μηδενική απόσβεση ( $c=0$ ) έχουμε:

$$u = u_0 \sin \left( \frac{2\pi}{T} \right) t \quad (2.5)$$

Όπου:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{k}} = \frac{2\pi}{\omega} \text{ (sec)} \quad (2.6)$$

η ιδιοπερίοδος του συστήματος.

Τα χαρακτηριστικά του συστήματος τα οποία είναι η μάζα (M) και η δυσκαμψία (k) του ελατηρίου εμπεριέχονται στην ιδιοπερίοδο.

Στις δύο περιπτώσεις σχεδιασμού, στην κλασσική (Force Based Design) η οποία βασίζεται σε δυνάμεις, και στην ανελαστική στατική ανάλυση (Push Over analysis) ή τον σχεδιασμό με βάση τη μετατόπιση (Displacement Based Design) η εκτίμηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου είναι απαραίτητη. Ανάλογα στη μέθοδο που χρησιμοποιείται, οι τιμές της ιδιοπεριόδου διαφέρουν.

Στην πρώτη περίπτωση σχεδιασμού, την κλασσική, είναι απαραίτητο στην τιμή της ιδιοπεριόδου να συμπεριλαμβάνεται η ελαστική συμπεριφορά της κατασκευής, ενώ στην ανελαστική στατική ανάλυση και τον σχεδιασμό με βάση τη μετατόπιση, στην τιμή της ιδιοπεριόδου ενέχεται η μετά-ελαστική συμπεριφορά της κατασκευής.

Οι μέθοδοι ανάλυσης που χρησιμοποιούνται για τα αποτελέσματα των σεισμικών φορτίσεων που έχουν προκύψει από την κλασσική μέθοδο σχεδιασμού ποικίλουν. Οι δύο μέθοδοι που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τη γραμμική ελαστική συμπεριφορά είναι οι εξής:

1. Η ανάλυση με τη μέθοδο της πλευρικής δύναμης ( Lateral Force Method of Analysis – LFMA ) για «απλά» κτίρια.
2. Η μέθοδος της φασματικής ανάλυσης (Modal Response Spectrum Analysis – MRSA ) για όλους τους τύπους κτιρίων.
3. Η ιδιοπερίοδος (T), μπορεί να εκφράσει μέσω μεθόδων στατικής δυναμικής (μέθοδος Rayleigh) με τον παρακάτω τύπο (εξ.2.7)(Καραλή και Παπαναστασίου 2014)



$$T = 2\pi[\sum_{i=0}^N W_i U_i^2 / g \sum_{i=1}^N F_i U_i]^{1/2} \quad (2.7)$$

Όπου  $W_i$  είναι το βάρος του νιοστού ορόφου και  $U_i$  είναι οι μετατοπίσεις του ορόφου εξαιτίας στατικών εφαρμογών από ένα σύνολο πλευρικών δυνάμεων  $F_i$  στο επίπεδο ορόφου  $i = (1, 2, \dots, N)$ , που μπορεί να είναι μια λογική κατανομή σε όλο το ύψος του κτιρίου. Παρόμοιες εκφράσεις δίνονται επίσης και στον Εθνικό Αντισεισμικό Κανονισμό του Καναδά και του Μεξικό. Πολλοί κανονισμοί παρέχουν απλές σχέσεις για τον υπολογισμό της ιδιοπεριόδου και βασίζονται στα υλικά δόμησης (μπετόν, χάλυβα, τοιχοποιία, κτλ), στον τύπο κτιρίου και στις διαστάσεις του.

## 2.2 Κανονισμοί

Παρακάτω θα διατυπωθούν σχέσεις για την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο, όπως είναι αυτές στους Αντισεισμικούς Κανονικούς ανά τον κόσμο.

Η κλασική μορφή της ιδιοπεριόδου ( $T$ ) στους περισσότερους Αντισεισμικούς Κανονισμούς είναι η εξής:

$$T = C H^a \quad (2.8)$$

Όπου  $C$  και  $a$  είναι συντελεστές θεωρητικά ή πειραματικά προερχόμενοι.

Η πρώτη ημι-εμπειρική σχέση που χρησιμοποιήθηκε στους Αντισεισμικούς Κανονισμούς είναι η εξής :

$$T = C H^{0.75} \quad (2.9)$$

όπου  $H$  το ύψος του κτιρίου σε πόδια. Η τιμή του  $C$  αποκτήθηκε από τη μέτρηση περιόδων των κτιρίων κατά τη διάρκεια του σεισμού στο Σαν Φερνάντο το 1971.

❖ Στον Αντισεισμικό Κώδικα της Νέας Ζηλανδίας (NZSEE 2006) η ιδιοπερίοδος ( $T$ ) μπορεί να υπολογιστεί μέσω της (εξ. 2.9)

$$T = 0.09 H^{0.75} \quad \text{ροπή αντίστασης σε πλαίσια από μπετό} \quad (2.10)$$

$$T = 0.14 H^{0.75} \quad \text{για χάλυβα} \quad (2.11)$$

$$T = 0.06 H^{0.75} \quad \text{για λοιπές κατασκευές} \quad (2.12)$$

❖ Ινδικός Αντισεισμικός Κανονισμός (IS: 1893-2002)

$$T_a = \frac{0.09h}{\sqrt{d}} \quad (2.13)$$

Όπου  $h$  το ύψος του κτιρίου και  $d$  η μετατόπιση της βάσης του κτιρίου που προκύπτει από την εξωτερική δύναμη.

❖ Γαλλικός Αντισεισμικός Κανονισμός (AFPS-90 1990)

$$T_a = 0.6 \frac{h}{\sqrt{d}} \sqrt{\frac{h}{2d+h}} \quad (2.14)$$

Όπου  $h$  το ύψος του κτιρίου και  $d$  η μετατόπιση της βάσης του κτιρίου που προκύπτει από την εξωτερική δύναμη.

❖ Αντισεισμικός Κανονισμός Κόστα Ρίκα (1986)

$$T_a = 0.08N \quad (2.15)$$

Όπου  $N$  ο αριθμός των ορόφων του κτιρίου.

❖ Ισραηλινός Αντισεισμικός Κανονισμός (SJ-413-1995)

$$T_a = 0.049h^{0.75} \quad (2.16)$$

❖ Αλγερινός Αντισεισμικός Κανονισμός

$$T_a = 0.05h^{0.75} \quad (2.17)$$

Ή

$$T_a = \frac{0.09h}{\sqrt{d}} \quad (2.18)$$

Όπου  $h$  το ύψος του κτιρίου και  $d$  η μετατόπιση της βάσης του κτιρίου που προκύπτει από την εξωτερική δύναμη.

Ευρωκώδικας 8 (2003)

$$T_a = Ct h^{0.75} \quad (2.19)$$

Όπου  $Ct = \frac{0.075}{\sqrt{A_c}} \quad (2.20)$

$$A_c = \sum A_i \left(0.2 + \frac{l_{wi}}{h}\right)^2 \quad (2.21)$$

Όπου  $C_t$  ο συντελεστής διόρθωσης,  $A_c$  ενεργός επιφάνεια του πρώτου ορόφου,  $A_i$  η περιοχή ενεργούς διατομής του τοίχου  $i$  στον πρώτο όροφο και  $l_{wi}$  το μήκος του τοίχου  $i$  στον πρώτο όροφο στη θεωρούμενη κατεύθυνση.

❖ Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (2000)

$$T_a = 0.09 \frac{h}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{h}{h+pL}} \quad (2.22)$$

Όπου  $H$  το ύψος του κτιρίου,  $L$  το πλάτος του κτιρίου κατά την θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού και  $\rho$  ο λόγος της επιφάνειας των διατομών των τοιχωμάτων ανά διεύθυνση σεισμικής δράσης προς την συνολική επιφάνεια τοιχωμάτων και υποστυλωμάτων. (Καραλή και Παπαναστασίου 2014)

### 2.3 Μελέτες για τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο

Πέρα από τους παραπάνω κανονισμούς, στην παρούσα παράγραφο παρουσιάζονται οι πιο αντιπροσωπευτικές προτάσεις ερευνητών για τον προσδιορισμό της τιμής της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου.

Στο Εθνικό Πρόγραμμα (NEHRP 2003, Goel and Chopra 1997) η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος σε πλαίσια από σκυρόδεμα ορίζεται ως:

$$T = 0.0466h^{0.9} \quad (2.23)$$

Μια ακόμα έκφραση για την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο των πλαισίων που χρησιμοποιείται στο σχεδιασμό με βάση τις δυνάμεις αναφέρεται από τους Hong and Hwang (2000) ως εξής:

$$T = 0.0294h^{0.804} \quad (2.24)$$

Οι σχέσεις ιδιοπεριόδου-ύψους για το σχεδιασμό με βάση τη μετατόπιση αναφέρονται στους Chopra and Goel (2000) και στους Crowley and Pinho (2004). Η προηγούμενη σχέση δημιουργήθηκε προσθέτοντας μια τυπική απόκλιση στην καμπύλη, δίνοντας:

$$T=0.067h^{0.9} \quad (2.25)$$

Οι Crowley and Pinho (2004) πρότειναν μια σχέση βασισμένη σε αναλυτικές μεθόδους στοχεύοντας στην παροχή λογικών εκτιμήσεων της απόδοσης της ιδιοπεριόδου σε ευρωπαϊκά κτίρια με πλαίσια από οπλισμένο σκυρόδεμα. Με βάση τα αποτελέσματα προέκυψε η παρακάτω απλή σχέση ιδιοπεριόδου-ύψους ως:

$$T=0.1h \quad (2.26)$$

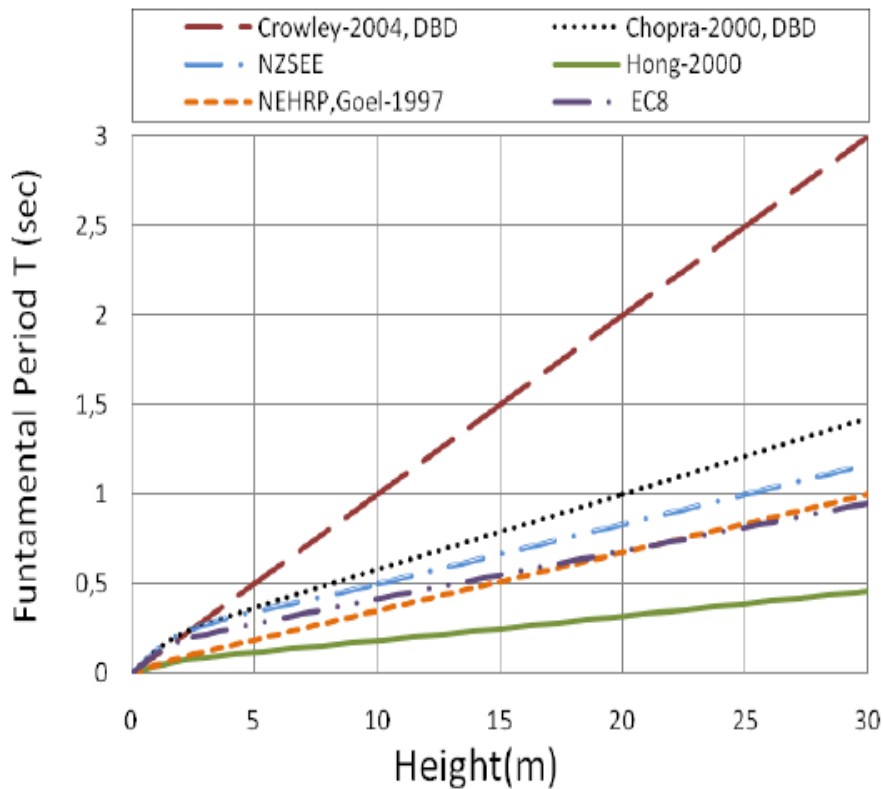
Στον παρακάτω πίνακα 2.1 εμφανίζονται οι θεωρητικές ή πειραματικές τιμές των συντελεστών  $c$  και  $a$  βασιζόμενοι στα παραπάνω.

**Πίνακας 2.1: Συντελεστές  $c$  και  $a$  για τον υπολογισμό της ιδιοπεριόδου στην εξ.(2.8) (Καραλή και Παπαναστασίου 2014)**

κώδικες / προτάσεις Ερευνητές	C (m)	A	Σχόλια
ATC 3-06(1978), CEN (2003)	0.075	0.75	Η τιμή του C αποκτήθηκε από τη μέτρηση περιόδων των κτιρίων κατά τη διάρκεια του σεισμού στο Σαν Φερνάντο το 1971
NZSEE (2006)	0.09	0.75	
NEHRP, Goel and Chopra (1997)	0.0466	0.90	Από σεισμούς των ΗΠΑ (από το San Fernando, 1971 στο Northridge, 1994), οι συντελεστές λαμβάνονται αφαιρώντας μία τυπική απόκλιση από την βέλτιστη καμπύλη.
Hong and Hwang (2000)	0.0249	0.804	Μέτρηση περιόδου σε 21 κτίρια της Ταϊβάν, τα οποία υποβάλλονται σε μέτριας έντασης σεισμούς .
Chopra and Goel (2000)	0.067	0.90	Ορισμένα στοιχεία των Chopra και Goel (1997), συντελεστές που προκύπτουν από την προσθήκη μιας τυπικής απόκλισης από την βέλτιστη καμπύλη
Crowley and Pinho (2004)	0.10	1	Έκφραση που προέρχεται από αριθμητικές προσομοιώσεις και βιβλιογραφικά στοιχεία που προτείνονται στην Ευρώπη,

Στο σχήμα 2.2 πραγματοποιείται συγκριτική διερεύνηση των κυριότερων προτάσεων για τον υπολογισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου των πλαίσιακών κατασκευών. Από το σχήμα αυτό προκύπτει η ύπαρξη μεγάλης απόκλισης στις τιμές της ιδιοπεριόδου μεταξύ

των κυριότερων προτάσεων, που έχουν διατυπωθεί έως σήμερα, τόσο σε επίπεδο Εθνικών και Διεθνών Αντισεισμικών Κανονισμών, όσο και σε ερευνητικό επίπεδο.



**Σχήμα 2.2: Διαφορές μεταξύ των τιμών της ιδιοπεριόδου με χρήση διαφόρων τύπων (Κωστάκη και Μάρκου 2013)**

Ειδικότερα, η σχέση των Hong and Hwang (2000) υποεκτιμά τις τιμές της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου (δεν ξεπερνούν τα 0,5sec ακόμα και για κτίρια των 30m), ενώ η σχέση των Crowley and Pinho (2004) υπερεκτιμά τις τιμές της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου (για υψηλά κτίρια, στα 30m, η τιμή της φτάνει ως τα 3sec). Επίσης, παρατηρείται ότι για τις υπόλοιπες σχέσεις (NEHRP, Goel and Chopra 1997, Chopra and Goel 2000, ATC 3-06 1978 και CEN 2003, NZSEE 2006) οι τιμές της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου έχουν πολύ μικρές αποκλίσεις.

## 2.4 Αντισεισμικοί κανονισμοί

Είναι σημαντικό να αναφερθούμε στους αντισεισμικούς κανονισμούς καθώς η ιδιοπερίοδος καθορίζεται από την αντισεισμικότητα μιας κατασκευής. Ο αντισεισμικός σχεδιασμός

χρειάζεται την εκτίμηση των δυνάμεων που πρόκειται να δράσουν στην κατασκευή και τον υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης.

Σεισμική απόκριση είναι η παραμόρφωση και τα φορτία που αναπτύσσονται στο κτίριο εξαιτίας της εδαφικής σεισμικής κίνησης στη βάση της κατασκευής.

Η έρευνα της συμπεριφοράς των κατασκευών άρχισε στα τέλη του 19ου αιώνα. Οι πρώτοι Α.Κ. εμφανίστηκαν στα μέσα της δεκαετίας του 1920 (1924 Ιαπωνία και 1927 ΗΠΑ) με αφορμή τους μεγάλους σεισμούς. Στην αρχή υπήρχε μόνο στατική θεώρηση των φορτίων όμως αργότερα επικράτησε η δυναμική.

Ο πρώτος Α.Κ. στην Ελλάδα εφαρμόστηκε το 1959, στη συνέχεια εφαρμόστηκαν διάφορες βελτιώσεις, π.χ. 1984, 1993, 2000, 2004 .. Σήμερα οι Α.Κ. βασίζονται στη δυναμική συμπεριφορά.

Βασική μέθοδος στους κανονισμούς είναι η μέθοδος των φασμάτων απόκρισης.

Οι κανονισμοί περιέχουν πληροφορίες για:

- τον υπολογισμό της ιδιοπεριόδου των κτιρίων
- την κατανομή της σεισμικής δύναμης καθ' ύψος.

Εκτός από τους κρατικούς κανονισμούς υπάρχουν και κανονισμοί σε διεθνές επίπεδο π.χ. EURONORMS, EUROCODE, UNIDO, UBC κλπ.

#### **2.4.1 Στόχοι των αντισεισμικών κανονισμών**

**Οι κύριοι στόχοι των Α.Κ. είναι :**

- Ο περιορισμός ή και η αποφυγή οικονομικών απωλειών στην περίπτωση μετρίων εντάσεων
- Η προστασία της ανθρώπινης ζωής στην περίπτωση υψηλών εντάσεων
- Η διασφάλιση μιας ελάχιστης στάθμης λειτουργιών των έργων

#### **Παράμετροι κατασκευών**

- Περίοδος ταλάντωσης

Η ιδιοπερίοδος των κτιρίων καθορίζεται από:

1. Το είδος του υλικού
2. Τη γεωμετρία του
3. Τις διαστάσεις του

- Απόσβεση

Η απόσβεση μπορεί να εκτιμηθεί μόνο εμπειρικά και για τα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα λαμβάνεται ίση με 5%.Αυξηση απόσβεσης συνεπάγεται μείωση των φασματικών αποκρίσεων.

- Δείκτης Πλαστιμότητας

Η ιδιότητα των κατασκευών να παραμορφώνονται χωρίς να επέρχονται σε θραύση είναι καθοριστικός παράγοντας συμπεριφοράς του κτιρίου διότι σε μεγάλους σεισμούς αποσβένεται μεγάλο ποσοστό ενέργειας και κατά συνέπεια εκτονώνονται οι επιπτώσεις. Δυο κτίρια με που έχουν λάβει την ίδια σεισμική διέγερση αλλά έχουν διαφορετικό δείκτη πλαστιμότητας αντιδρούν διαφορετικά. Πιο συγκεκριμένα το κτίριο με το μικρότερο δείκτη πλαστιμότητας μετατρέπει την ενέργεια που λαμβάνει από το σεισμό σε κινητική ενώ το κτίριο με το μεγαλύτερο δείκτη πλαστιμότητας την μετατρέπει σε θερμική. Καταλαβαίνουμε λοιπόν πως η πλαστιμότητα κατέχει ένα πολύ σημαντικό ρόλο στην κατασκευή κατά τους αντισεισμικούς κανονισμούς και συμπεριλαμβάνεται σε όλους τους Ευρωκώδικες. Κατά τον Ευρωκώδικα8 ορίζονται τρεις κατηγορίες πλαστιμότητας: η χαμηλή, η μεσαία κ η υψηλή. Το ελληνικό εθνικό προσάρτημα απαγορεύει την χαμηλή πλαστιμότητα και για δημόσια κτίρια επιβάλλει την υψηλή.

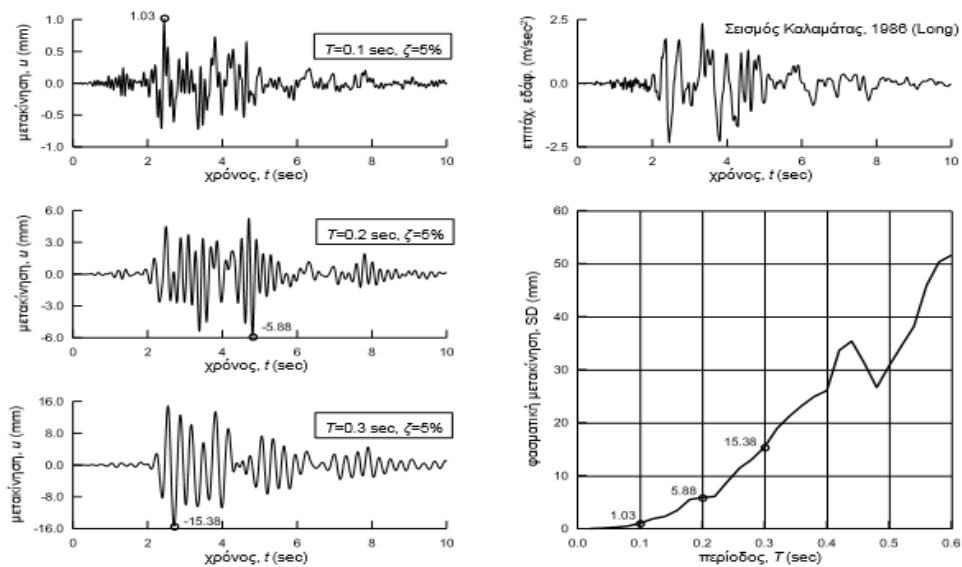
## 2.5 Προσδιορισμός της σεισμικής απόκρισης

Μια παράμετρος των κατασκευών είναι η ιδιοπερίοδος η οποία χρησιμοποιείται για να κατασκευαστεί το διάγραμμα φασματικής απόκρισης που μας αποτυπώνει τα χαρακτηριστικά του σεισμού.

Με βάση τους κανονισμούς αναφέρθηκε πως οι αντισεισμικοί κανονισμοί χρησιμοποιούν τον προσδιορισμό σεισμικής απόκρισης μέσω των φασμάτων απόκρισης.

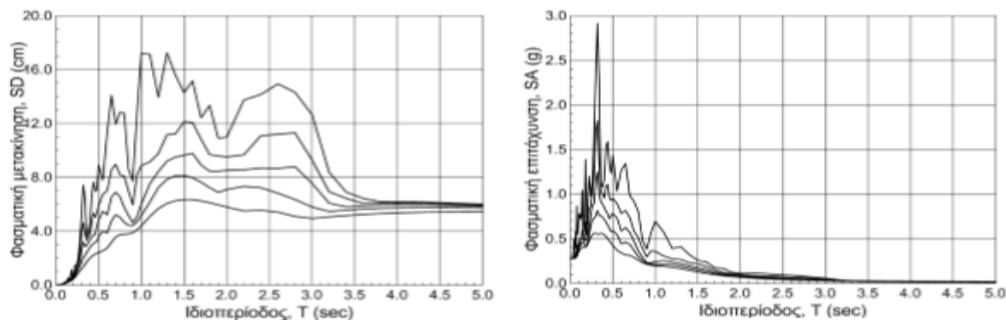
Το φάσμα απόκρισης είναι ένα διάγραμμα που δίνει τη μέγιστη απόκριση (για το μέγεθος που μας ενδιαφέρει, π.χ. απόλυτη επιτάχυνση, σχετική μετακίνηση, κλπ) όλων των

μονοβάθμιων ταλαντωτών με συγκεκριμένη απόσβεση, για δεδομένη σεισμική διέγερση, ανάλογα με την ιδιοπεριόδο τους.



Σχήμα 2.3: Μέθοδος κατασκευής φάσματος απόκρισης (Ψυχάρης, 2016)

Παρακάτω φαίνεται ένα παράδειγμα φάσματος απόκρισης από τον σεισμό στην Καλαμάτα για  $\zeta = 0, 2, 5, 10$  και  $20\%$ . Αύξηση της τιμής απόσβεσης επιφέρει και μείωση των φασματικών τιμών, γι 'αυτό και στο ίδιο διάγραμμα αποτυπώνονται διαφορετικά διαγράμματα για διαφορετικές τιμές απόσβεσης.

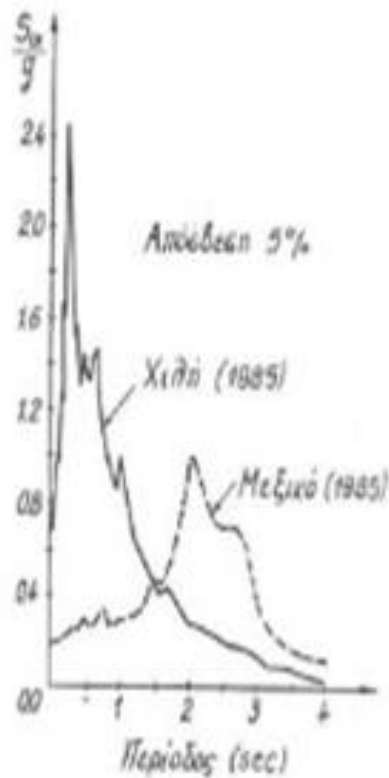


Σχήμα 2.4: Φάσματα απόκρισης σχετικών μετακινήσεων και απόλυτων επιταχύνσεων του σεισμού της Καλαμάτας (1986, Νομαρχία, διεύθυνση Trans), (Ψυχάρης, 2016)

Στο σχήμα που ακολουθεί μπορούμε να διαπιστώσουμε πως σε δύο διαφορετικούς σεισμούς της Χιλής (1985), και του Μεξικού (1985) τα φάσματα απόκρισης ψευδοεπιταχύνσεων είναι διαφορετικά. Στην Χιλή που το έδαφος είναι σκληρό και ο



σεισμός ήταν επιφανειακός αποτυπώθηκαν πολλές μικρές επιταχύνσεις της τάξεως των 0,4sec, άρα φόρτισε πιο πολύ δύσκαμπτα κτίρια, ενώ στο Μεξικό που ο σεισμός είχε διάρκεια και το έδαφος είναι μαλακό αποτυπώθηκαν τιμές ιδιοπεριόδου 2sec, συνεπώς φόρτισε εύκαμπτα κτίρια.



Σχήμα 2.5: Φάσμα απόκρισης ψευδοεπιταχύνσεων (Τηλεστατική)

## Κεφάλαιο 3

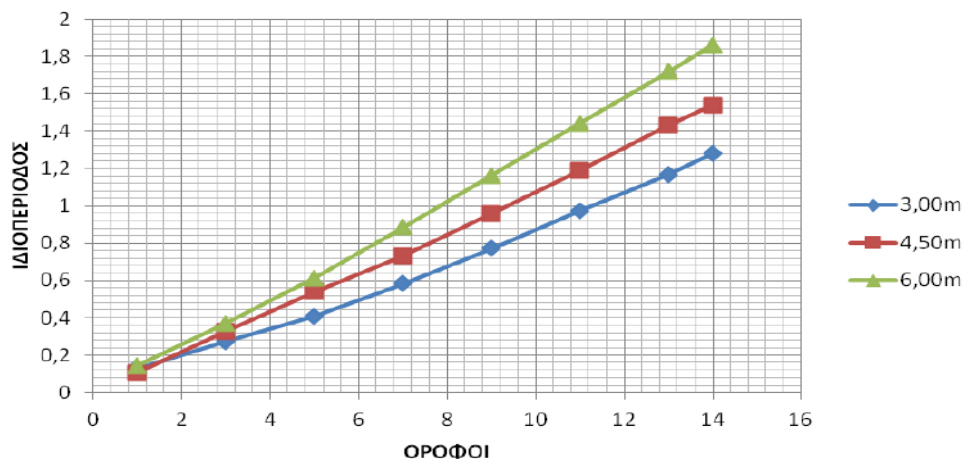
### 3.Παράμετροι που επηρεάζουν την ιδιοπερίοδο

Σε αυτό το κεφάλαιο γίνεται αναφορά στους παράγοντες που επηρεάζουν την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο με βάση εργασίες που έχουν γίνει σε πλαισιακές κατασκευές με σκοπό την ανάλυση της.

Οι παράμετροι που προκαλούν αλλαγές στην ιδιοπερίοδο είναι τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά, η ολική μάζα, το μέτρο ελαστικότητας των υλικών, η ροπή αδράνειας των διατομών, το ύψος της κατασκευής και ο τρόπος στήριξης του φορέα που ισχύει ότι :

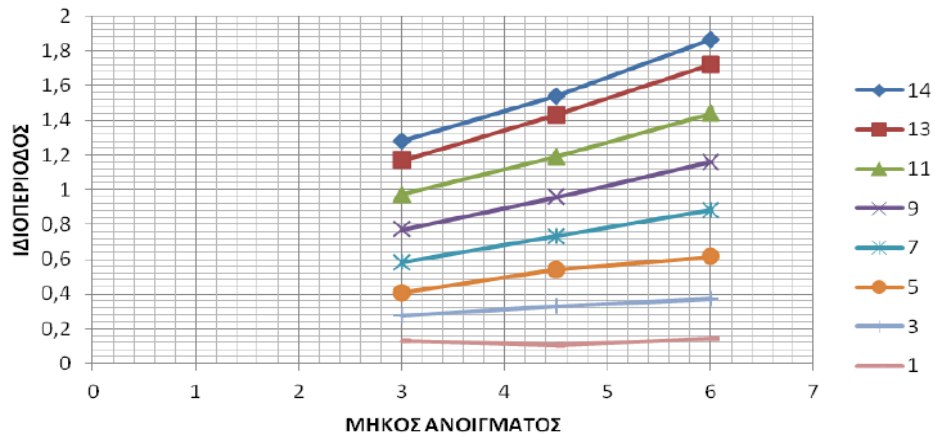
$$T = 2\pi \times \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (\text{για αμφίπακτα υποστυλώματα } k = \frac{12EI}{h^3}) \quad (3.1)$$

- ❖ Η ιδιοπερίοδος των πλαισιακών κατασκευών εξαρτάται από το ύψος αυτών, άρα και από τον αριθμό των ορόφων αυτής. Πιο συγκεκριμένα, αυξάνοντας τους ορόφους μιας κατασκευής αυξάνεται και η τιμή της ιδιοπεριόδου. (Καραλή και Παπαναστασίου 2014)



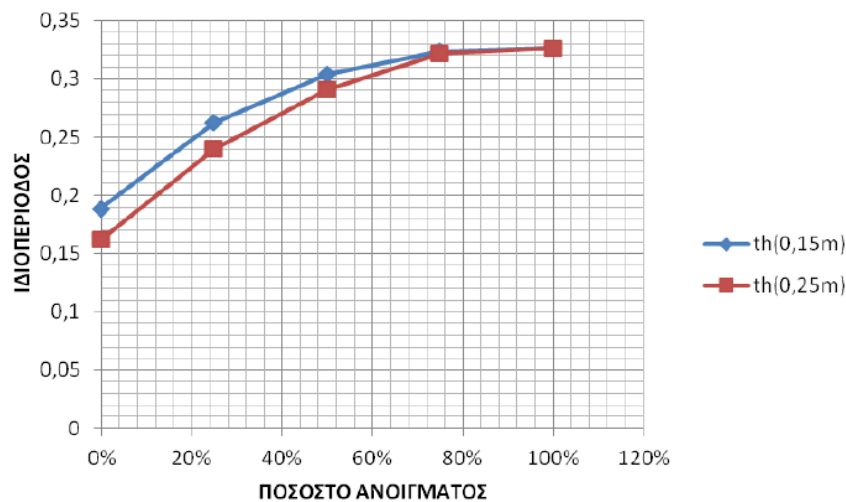
**Σχήμα 3.1:Διάγραμμα ιδιοπεριόδου συναρτήσει διαφόρων ορόφων σε πλαισιακές κατασκευές ανοιγμάτων 3.00,4.50 και 6.00m(Καραλή και Παπαναστασίου 2014)**

- ❖ Κρίσιμος παράγοντας για την τιμή της ιδιοπεριόδου είναι και το μήκος ανοίγματος μεταξύ των υποστυλωμάτων. Συγκρίνοντας δύο κτίρια με τα ίδια χαρακτηριστικά κατασκευής αλλά με διπλάσια ανοίγματα παρατηρείται αύξηση της ιδιοπεριόδου σε αυτό με τα μεγαλύτερα ανοίγματα. (Καραλή και Παπαναστασίου 2014)



**Σχήμα 3.2: Διάγραμμα ιδιοπεριόδου συναρτήσει μήκους ανοίγματος πλαισιακών κατασκευών (Καραλή και Παπαναστασίου 2014)**

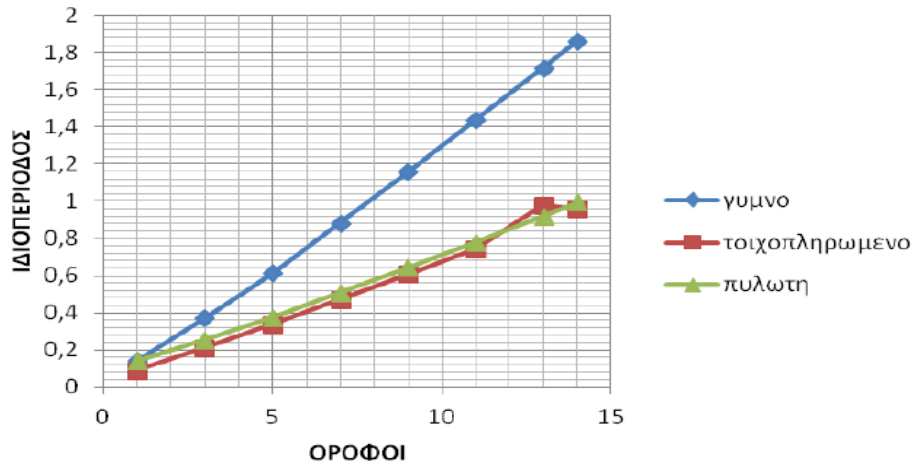
- ❖ Σημαντικός παράγοντας που επιδρά στην ιδιοπερίοδο της κατασκευής είναι η ύπαρξη ανοιγμάτων (πόρτες, παράθυρα κτλ.) σε αυτήν, δηλαδή, μία κατασκευή που έχει περισσότερα ανοίγματα από μια άλλη έχει και μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο. Αξιοσημείωτο είναι ότι η διαφορά αυτή είναι μεγαλύτερη όταν έχουμε ανοίγματα 100%. (Καραλή και Παπαναστασίου 2014)



**Σχήμα 3.3: Διάγραμμα ιδιοπεριόδου συναρτήσει ποσοστού ανοίγματος για πάχος τοιχοποιίας  $t_h$  (0,15 και 0,25m) (Καραλή και Παπαναστασίου 2014)**

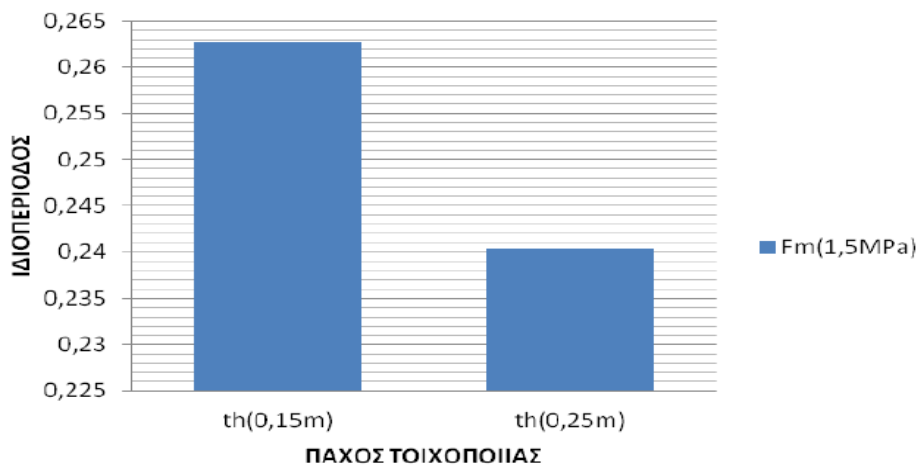
- ❖ Η ιδιοπερίοδος των πλαισιακών κατασκευών εξαρτάται από την παρουσία τοιχοπλήρωσης. Δηλαδή η παρουσία τοιχοπλήρωσης προκαλεί σημαντική μείωση της ιδιοπεριόδου της κατασκευής ώστε η κατασκευή να γίνεται πιο άκαμπτη. Άξιο να σημειωθεί είναι ότι η ύπαρξη τοιχοπλήρωσης επηρεάζει την σεισμική συμπεριφορά

των πλαισιακών κατασκευών κάνοντας το κτίριο πιο δύσκαμπτο. (Καραλή και Παπαναστασίου 2014)



Σχήμα 3.4: Διάγραμμα ιδιοπεριόδου συναρτήσει ορόφων για γυμνό, τοιχοπληρωμένο και πυλωτή κτίριο (Καραλή και Παπαναστασίου 2014)

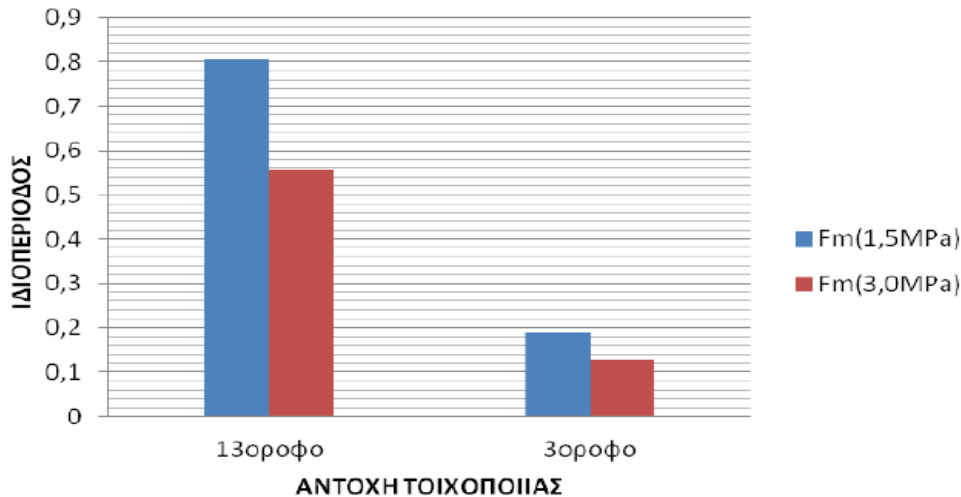
- ❖ Η ιδιοπερίοδος εξαρτάται ακόμη και από το πάχος της τοιχοποιίας. Σε ένα κτίριο με μεγαλύτερο πάχος αλλά ίδιας αντοχής τοιχοποιίας, παρατηρήθηκε ότι η ιδιοπερίοδος είναι μικρότερη, συνεπώς είναι και πιο δύσκαμπτο. (Καραλή και Παπαναστασίου 2014)



Σχήμα 3.5: Διάγραμμα ιδιοπεριόδου συναρτήσει πάχους τοιχοποιίας για πλαισιακή κατασκευή με θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας  $F_m 1,5\text{MPa}$  (Καραλή και Παπαναστασίου 2014)

- ❖ Η τιμή της ιδιοπεριόδου επηρεάζεται από την αντοχή της τοιχοποιίας. Αν έχουμε δυο κτίρια με ίδια αντοχή τοιχοποιίας και αυξήσουμε την αντοχή στο ένα από τα δύο θα

διαπιστώσουμε πως η ιδιοπερίοδος μειώνεται, συνεπώς το κτίριο γίνεται πιο εύκαμπτο. (Καραλή και Παπαναστασίου 2014)



**Σχήμα 3.6:** Διάγραμμα ιδιοπεριόδου συναρτήσει αντοχής τοιχοποιίας Fm(1,5MPa και 3,0MPa) για κτίρια 13ων και 3ων ορόφων (Καραλή και Παπαναστασίου 2014)

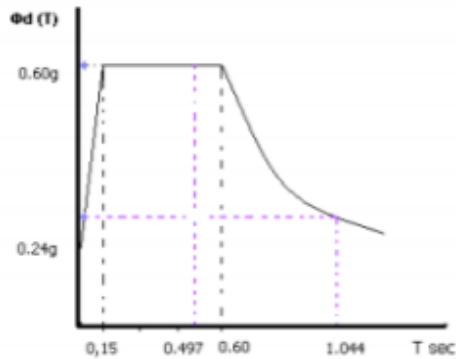
### 3.1. Ιδιοπερίοδος κτιρίων με ή χωρίς σεισμική μόνωση

Στα κτίρια που θα ακολουθήσουν δεν θα γίνει αναλυτική αναφορά στη σεισμική μόνωση των κτιρίων λόγω έλλειψης δεδομένων, παρ'όλα αυτά είναι άξιο να σημειωθεί πως η σεισμική μόνωση επηρεάζει την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο. Παρακάτω γίνεται μια σύντομη αναφορά με αντιπροσωπευτικό δείγμα ένα τετραώροφο κτίριο. (Ζιώγκα 2008)

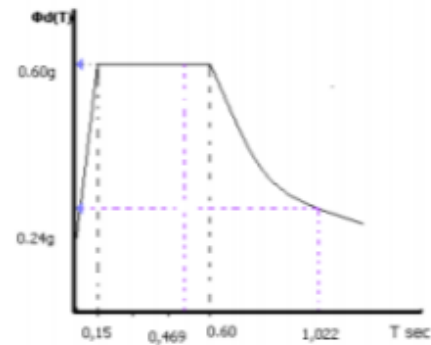
Μετά τη στατική επίλυση του κτιρίου με σεισμική μόνωση και στη συνέχεια χωρίς σεισμική μόνωση παρατηρήθηκε πως τα κτίρια έχουν διαφορετικά αποτελέσματα στις τιμές των ιδιοπεριόδων, των ιδιομορφών και στις τιμές των μετακινήσεων του κτιρίου (Ζιώγκα 2008). Στην περίπτωση που έχουμε σεισμική μόνωση οι μετακινήσεις είναι μεγαλύτερες σε σχέση με τις μετακινήσεις που δεν υπάρχει σεισμική μόνωση. Επίσης η σεισμική μόνωση αυξάνει τις επιταχύνσεις του κτιρίου ενώ η απουσία σεισμικής μόνωσης μειώνει τις τιμές των επιταχύνσεων. Στην πρώτη περίπτωση, ενώ οι επιταχύνσεις μεγαλώνουν οι δυνάμεις αδρανείας μικραίνουν.

Εξετάζοντας το κτίριο με και χωρίς σεισμική μόνωση διαπιστώνεται μεταβολή των ιδιοπεριόδων των ιδιομορφών του κτιρίου κατά των διευθύνσεων X και Y. Σε κτίριο πακτωμένο στη βάση του οι τιμές των ιδιοπεριόδων βρίσκονται μέσα στην κρίσιμη περιοχή (0.15–0.60 sec) για κατηγορία εδάφους Β. Στην περίπτωση που έχουμε σεισμική μόνωση οι

τιμές των ιδιοπερόδων είναι αρκετά μεγαλύτερες και εκτός κρίσιμης περιοχής. (Ζιώγκα 2008)



Σχήμα 3.7.α: Διαμήκης σεισμός (Y-Y)  
(Ζιώγκα, 2008)



Σχήμα 3.7.β: Εγκάρσιος σεισμός (X-X)

Παρατηρείται ότι στα δύο φάσματα σχεδιασμού οι τιμές των ιδιοπεριόδων και κατά τον άξονα (Y-Y) και κατά τον άξονα (X-X) έχουν μεταβληθεί. Κατά την διεύθυνση (Y-Y) έχει μεγαλώσει από  $T = 0,399\text{sec}$  σε  $T = 1,044\text{sec}$ , συνεπώς μειώθηκαν και οι τιμές των επιταχύνσεων σχεδιασμού από  $0,60\text{g}$  σε  $0,39\text{g}$ . Αυτό συμβαίνει γιατί η κατασκευή με σεισμική μόνωση είναι πιο εύκαμπτη συγκριτικά με την περίπτωση που δεν έχουμε σεισμική μόνωση και γι' αυτό το λόγο μεγαλώνουν και οι ιδιοπεριόδοι των ιδιομορφών και μειώνεται η επιτάχυνση σχεδιασμού και η σεισμική απόκριση που καταπονεί την κατασκευή. (Ζιώγκα 2008)

### 3.1.1 Συμπεράσματα

Συμπερασματικά, η σεισμική μόνωση επηρεάζει την ιδιοπερίοδο των κτιρίων, δηλαδή, η ιδιοπερίοδος αυξάνεται με την παρουσία μόνωσης και η κατασκευή γίνεται πιο εύκαμπτη, αφού η συνολική ακαμψία του κτιρίου τείνει στην ακαμψία των πιο εύκαμπτων στοιχείων. Αυξάνοντας την ιδιοπερίοδο μειώνονται και οι επιταχύνσεις σχεδιασμού γιατί εν απουσία μόνωσης το κτίριο συμπεριφέρεται ελαστοπλαστικά με συντελεστή συμπεριφοράς  $q=3.5$ , ενώ με σεισμική μόνωση το κτίριο συμπεριφέρεται ελαστικά με συντελεστή συμπεριφοράς  $q=1$ . Ταυτόχρονα αυξάνονται οι τιμές των μετακινήσεων, χωρίς να δημιουργείται

πρόβλημα στην κατασκευή, γιατί ένα μεγάλο ποσοστό των μετακινήσεων το παραλαμβάνουν τα εύκαμπτα στοιχεία (εφέδρανα), ενώ η ανωδομή παραλαμβάνει πολύ μικρές μετακινήσεις. Μια σεισμικά μονωμένη κατασκευή μειώνει αισθητά τη σεισμική ένταση που δέχεται η ανωδομή, μειώνοντας τις πιθανότητες βλαβών των φερόντων και μη στοιχείων της. Παρόλα αυτά η σεισμική μόνωση έχει κάποια μειονεκτήματα τα οποία είναι, το αυξημένο κόστος, η απαίτηση εξειδικευμένων τεχνολογικών μέσων για την κατασκευή και συντήρηση των στοιχείων μονώσεως. Λόγω αυτών των μειονεκτημάτων οι σεισμικές μονώσεις τοποθετούνται κατά κύριο λόγο σε κτίρια μεγάλης σπουδαιότητας, δηλαδή σε κτίρια που είναι εντελώς αναγκαία η συνέχιση της λειτουργίας τους και μετά από καταστρεπτικούς σεισμούς, όπως κτίρια τηλεπικοινωνιών, νοσοκομεία, σταθμούς διανομής ηλεκτρικής ενέργειας κ.α., καθώς και σε κτίρια που το περιεχόμενό τους έχει ιδιαίτερα μεγάλη αξία, όπως μουσεία, βιβλιοθήκες κ.α. (Ζιώγκα 2008)

### 3.2 Γεωμετρία κατασκευής

Η γεωμετρία της κατασκευής είναι ένας από τους σημαντικότερους παράγοντες που λαμβάνονται υπόψη για τον υπολογισμό της ιδιοπεριόδου καθώς μπορούν να αλλάξουν τα δεδομένα της κατασκευής όπως προβλέπουν οι βασικές διατάξεις του ΕΚ8. Διευκρινίζοντας, η συμμετρία ή η ασυμμετρία του κτιρίου, η συνέχιση των φερόντων τοιχωμάτων και των θεμελίων, αλλά και το ύψος αυτού είναι κάποια από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά που επηρεάζουν τόσο την συμπεριφορά του κτιρίου όσο και την ιδιοπερίοδό του.

#### 3.2.1 Κανονικότητα

Σπουδαίο ρόλο παίζει η κανονικότητα ενός κτιρίου στον ΕΚ8, αφού επηρεάζει άμεσα την τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς που χρησιμοποιείται στον υπολογισμό των σεισμικών φορτίων σχεδιασμού. Υπάρχουν δύο τύποι κανονικότητας: η κανονικότητα σε κάτοψη και η κανονικότητα σε όψη (καθ' ύψος)

##### 3.2.1.1 Κανονικότητα σε κάτοψη

Η κανονικότητα σε κάτοψη επηρεάζει έμμεσα το συντελεστή συμπεριφοράς. Για να χαρακτηριστεί ένα κτίριο ως κανονικό σε κάτοψη θα πρέπει να ικανοποιεί όλους τους παρακάτω όρους:

♣ Το κτίριο πρέπει να είναι κατά προσέγγιση συμμετρικό σε κάτοψη, σε σχέση με δύο ορθογώνιους άξονες. Η συμμετρία αφορά:

α) στην αντοχή σε οριζόντια φορτία

β) στην κατανομή της μάζας.

♣ Κάθε πλάκα ορόφου θα οριοθετείται από κυρτή πολυγωνική γραμμή. Εάν υπάρχουν ανωμαλίες στην περίμετρο (εισέχουσες γωνίες ή εσοχές στην περίμετρο):

α) οι ανωμαλίες αυτές δεν πρέπει να έχουν επιπτώσεις στη δυσκαμψία της πλάκας στο επίπεδό της

β) σε κάθε ανωμαλία, η περιοχή μεταξύ του περιγράμματος της πλάκας και της κυρτής πολυγωνικής γραμμής που περιβάλλει την πλάκα δεν πρέπει να υπερβαίνει το 5% της επιφάνειας του ορόφου.

♣ Η δυσκαμψία των πλακών των ορόφων μέσα στο επίπεδό τους πρέπει να είναι αρκετά μεγάλη, έτσι ώστε η παραμόρφωση της πλάκας να έχει μικρή επίδραση στη κατανομή των δυνάμεων μεταξύ των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων.

### **3.2.1.2 Κανονικότητα σε όψη**

Η κανονικότητα σε όψη επηρεάζει άμεσα την αντισεισμική ανάλυση, αφού κτίρια χωρίς κατακόρυφη κανονικότητα επιβαρύνονται με 25% αύξηση των σεισμικών φορτίων (σχεδιάζονται αντισεισμικά για 20% μικρότερο συντελεστή συμπεριφοράς). Για να χαρακτηριστεί ένα κτίριο ως κανονικό σε όψη πρέπει να ικανοποιεί όλους τους παρακάτω όρους:

♣ Όλα τα συστήματα ανάληψης οριζοντίων φορτίων, όπως πυρήνες, φέροντα τοιχώματα ή πλαίσια, πρέπει να είναι συνεχή χωρίς διακοπή από τα θεμέλια έως την άνω επιφάνεια του κτιρίου, ή, εάν υπάρχουν ζώνες εσοχών με διαφορετικά ύψη, έως την άνω επιφάνεια της σχετικής ζώνης του κτιρίου.

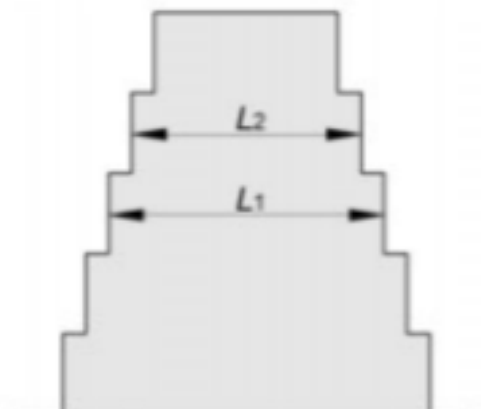
♣ Η μεταφορική δυσκαμψία και η μάζα των επιμέρους ορόφων θα παραμένουν σταθερές ή θα μειώνονται βαθμιαία, χωρίς απότομες αλλαγές. Δυστυχώς δεν δίνεται σαφής ποσοτικός καθορισμός του όρου “βαθμιαία μείωση”, αλλά αφήνεται στη κρίση του μηχανικού. Υπενθυμίζεται ότι αντίστοιχη διάταξη υπήρχε και στον ΕΑΚ για τον καθορισμό



ενός κτιρίου ως κανονικού, στην οποία η βαθμιαία μείωση της μάζας και της δυσκαμψίας δεν έπρεπε να είναι μεγαλύτερη του 50% από όροφο σε όροφο.

♣ Σε κτίρια με πλαισιωτό σύστημα, ο λόγος της πραγματικής αντοχής ορόφων προς την αντοχή που απαιτείται από την ανάλυση δεν πρέπει να διαφέρει δυσανάλογα μεταξύ συνεχόμενων ορόφων. Επειδή οι τοίχοι πλήρωσης συμμετέχουν στην πραγματική αντοχή των ορόφων ενώ δεν λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό της αντοχής που απαιτείται από την ανάλυση, κτίρια με pilotis δεν ικανοποιούν αυτή τη συνθήκη και επομένως είναι μη-κανονικά σε όψη.

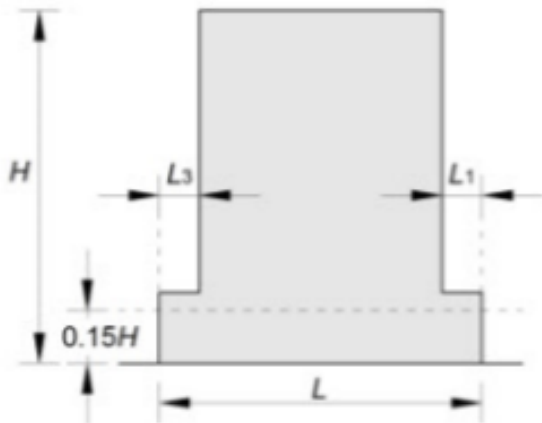
♣ Όταν υπάρχουν εσοχές καθ' ύψος, πρέπει να ικανοποιούνται και οι ακόλουθες πρόσθετες συνθήκες:



Σχήμα 3.8:α' συνθήκη καθ' ύψος

α) Η κάθε εσοχή δεν θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το 20% της προηγούμενης:

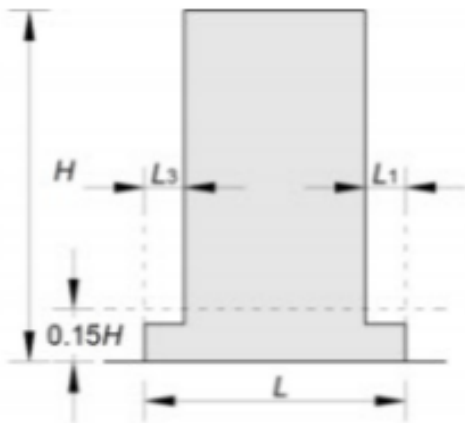
$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0.20 \quad (3.2)$$



Σχήμα 3.9:β' συνθήκη καθ' ύψος

β) Για εσοχή σε ύψος μεγαλύτερη του 15% του στατικού ύψους:

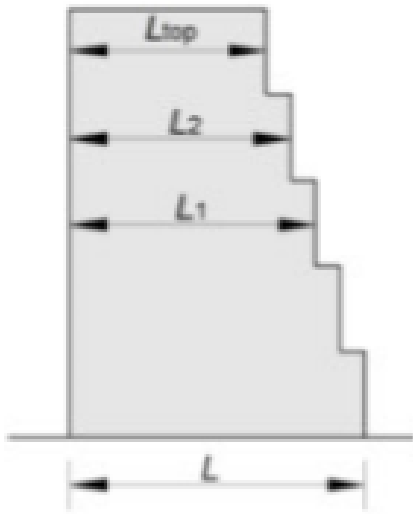
$$\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0.20 \quad (3.3)$$



Σχήμα 3.10:γ' συνθήκη καθ' ύψος

γ) Για εσοχή σε ύψος μικρότερη του 15% του στατικού ύψους η εσοχή δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το 50% της προηγούμενης διάστασης σε κάτοψη:

$$\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0.50 \quad (3.4)$$



Σχήμα 3.11:δ' συνθήκη καθ' ύψος

δ) Κάθε επιμέρους εσοχή δεν θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το 10% της προηγούμενης και το άθροισμα των εσοχών σε κάθε όψη δεν θα πρέπει να είναι μεγαλύτερο από το 30% της κάτοψης του ισογείου.

$$\frac{L-L_{top}}{L} \leq 0.30 \quad \text{και} \quad \frac{L1-L2}{L1} \leq 0.10 \quad (3.5)$$

### 3.3 Αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής στην ιδιοπερίοδο

Κατά κύριο λόγο, οι κατασκευές θεωρούνται ακλόνητα στηριζόμενες στο έδαφος θεμελίωσης (συνθήκες πλήρους πάκτωσης) και η σεισμική κίνηση σχεδιασμού ανεπηρέαστη από την παρουσία και την απόκριση της κατασκευής (συνθήκες ελεύθερου πεδίου) (Ροβίθης, 2007). Έχει παρατηρηθεί όμως πως σε πραγματικούς σεισμούς (Mexico 1985, Kobe 1995 κ.α.) αλλά και σε αποτελέσματα θεωρητικών και πειραματικών διερευνήσεων, η σεισμική διέγερση στη βάση της κατασκευής πιθανολογείται να είναι διαφορετική από την κίνηση του ελεύθερου πεδίου (Housner, 1957, Iguchi, 1982, Avilés and Suárez, 2002) ενώ η δυναμική απόκριση του συστήματος έδαφος – θεμελίωση - ανωδομή επιβάλλει πρόσθετες παραμορφώσεις στο έδαφος. Η αλληλεπίδραση αυτή μπορεί να παίζει σημαντικό ή ασήμαντο ρόλο στη συνολική απόκριση του συστήματος ανάλογα με τη σχετική δυσκαμψία και μάζα του εδάφους, της θεμελίωσης και της κατασκευής. (Σέξτος, 2001).

### 3.3.1 a: Επισκόπηση εργασιών αναφορικά με την αλληλεπίδραση συστημάτων ακροβάθρου-επιχώματος

Η πιο σοβαρή επίπτωση της αλληλεπίδρασης του εδάφους στη κατασκευή είναι η αύξηση, εκ της εδαφικής ενδοσιμότητας, των οριζοντίων μετακινήσεων και η ταυτόχρονη μείωση των φορτίων διατομής στην βάση των κατακόρυφων δομικών στοιχείων. Διαπιστώνεται διαφοροποίηση των βασικών χαρακτηριστικών μιας κατασκευής από αυτά μιας πακτωμένης κατασκευής όπως αναφέρονται στον Ευρωκώδικα 8-Μέρος 5 (CEN 2004):

- ♣ Μια κατασκευή η οποία είναι εύκαμπτα στηριζόμενη έχει, εκτός από παλινδρικές (οριζόντιες) συνιστώσες, και στρεπτικές σε αντίθεση με μια πακτωμένη κατασκευή.

- ♣ Αυξάνεται η ιδιοπερίοδος ταλάντωσης της κατασκευής με αποτέλεσμα να έχουμε διαφορετικού μεγέθους σεισμικά φορτία λόγω παρουσίας θεμελίωσης, άρα και διαφορετικό φάσμα απόκρισης στην βάση της κατασκευής. Η αύξηση της ιδιοπεριόδου επιφέρει μικρότερες φασματικές επιταχύνσεις, συνεπώς και μικρότερες αδρανειακές δυνάμεις για κατασκευές των οποίων η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος βρίσκεται στο πλατό ή στο κατερχόμενο τμήμα των φασμάτων. Σε ένα εύκαμπτα στηριζόμενο κτίριο η δυναμική απόκριση δεν επιφέρει απαραίτητα μικρότερες απαιτήσεις αντοχών. (Bielak, 1978, Mylonakis and Gazetas, 2000, Mylonakis et al., 2006, Sextos et al., 2003)

- ♣ Οι ιδιομορφές ταλάντωσης και οι αντίστοιχοι συντελεστές συμμετοχής έχουν διαφορές συγκριτικά με αυτές της πακτωμένης κατασκευής (Sextos et al., 2007)

- ♣ Η απόσβεση του συστήματος μεγαλώνει λόγω εδαφικής ενδοσιμότητας και ενεργοποιούνται πρόσθετοι μηχανισμοί απόσβεσης στη διεπιφάνεια εδάφους-θεμελίωσης.

Οι δυο φάσεις απόκρισης, οι οποίες χωρίζεται το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης πραγματοποιούνται ταυτόχρονα με μικρή χρονική διαφορά. (Γκαζέτας, 1996). Αρχικά η θεμελίωση παραλαμβάνει την σεισμική παραμόρφωση του εδάφους γεγονός που οφείλεται στο μη συμβιβαστό μεταξύ των σεισμικών παραμορφώσεων ελευθέρου πεδίου και των μετατοπίσεων στερεού σώματος της θεμελίωσης. Λόγω αυτού η ανάκλαση και η διάχυση των σεισμικών κυμάτων προκαλούν στη θεμελίωση μια "ενεργό διέγερση" η οποία μπορεί να είναι διαφορετική από την κίνηση που εισάγει το έδαφος σε συνθήκες ελευθέρου πεδίου. Το φαινόμενο αυτό ονομάζεται κινηματική αλληλεπίδραση (Whitman 1972). Εκτός από την κινηματική αλληλεπίδραση υπάρχει και η αδρανειακή στην οποία

λόγω αδρανειακών δυνάμεων που αναπτύσσονται εξαιτίας της ταλάντωσης δημιουργούνται καταναγκασμένες μετακινήσεις στο έδαφος επηρεάζοντας όχι μόνο την εδαφική απόκριση αλλά και την κατασκευή. Συμπερασματικά, η αλληλεπίδραση μεταξύ των τριών συνιστωσών (έδαφος, θεμελίωση και κατασκευή) του συνολικού συστήματος περιλαμβάνει ένα κινηματικό και ένα αδρανειακό μέρος, και αναλύεται πιο εύκολα σε δυο συνιστώσες. (Stewart et al., 1998)

### **3.3.1. b: Επισκόπηση εργασιών αναφορικά με την αλληλεπίδραση συστημάτων ακροβάθρου-επιχώματος**

Το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης εξαρτάται από την ένταση της σεισμικής κίνησης, τα κυρίαρχα μήκη κύματος, τη γωνία πρόσπτωσης των σεισμικών κυμάτων, τη στρωματογραφία, τη δυσστησία και την απόσβεση του εδάφους όπως επίσης το μέγεθος, τη γεωμετρία, τη δυσκαμψία, τη λυγηρότητα και γενικώς τα δυναμικά χαρακτηριστικά της ίδιας της κατασκευής. (Γκαζέτας, 1996) Ο συνδυασμός όλων αυτών καθορίζει την επιρροή της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους – θεμελίωσης – ανωδομής στη δυναμική απόκριση της κατασκευής.

Με σκοπό να μην χρειάζεται να αντιμετωπίζεται ως ξεχωριστό το σύστημα θεμελίωση-κατασκευή ώστε να αποφεύγεται ο υπολογισμός της ελαστικής απόκρισης εδάφους και κατασκευής τέθηκε σε εφαρμογή η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων για να μπορέσουν να ληφθούν υπόψη τόσο η ανελαστική συμπεριφορά των υλικών όσο και ενδεχόμενες γεωμετρικές μη γραμμικότητες (π.χ. αποκόλληση του θεμελίου από το περιβάλλον έδαφος). Η χρήση τέτοιων εκτενών και λεπτομερών προσομοιωμάτων είναι περιορισμένη λόγω του ότι απαιτεί υπολογιστικό κόπο, «κόστος» και οι αβεβαιότητες οι οποίες σχετίζονται με την εκτίμηση των ιδιοτήτων των υλικών παρουσιάζονται να είναι αρκετά μεγαλύτερες σε σχέση με την επιστημική αβεβαιότητα που συνδέεται με την υπόθεση απλούστερων προσομοιωμάτων. (Sextos and Katsanos, 2012)

### **3.3.2 Το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα**

Οι πρώτες θεωρητικές μελέτες πραγματοποιήθηκαν κατά κύριο λόγο για ελαστική συμπεριφορά εδάφους και ανωδομής. Εξαιτίας της δυσκολίας που έχει η συνεκτίμηση όλων των παραμέτρων που επισημάνθηκαν παραπάνω, εμπεριέχοντας και τη μη γραμμική εδαφική απόκριση, η ανάλυση απλών εξιδανικευμένων συστημάτων έχει συμβάλει

σημαντικά στην κατανόηση του φυσικού φαινομένου της αλληλεπίδρασης. Ο πιο απλός και κατανοητός τρόπος προσομοίωσης ενός συστήματος είναι μέσω ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή (Chorça, 2001) εδραζόμενος είτε σε άκαμπτη επιφανειακή θεμελίωση κυκλικής κάτοψης (Jennings and Bielak, 1973; Veletsos and Meek, 1974; Wolf, 1985), είτε στην πιο σύνθετη περίπτωση της εγκιβωτισμένης θεμελίωσης (Avilés and Pérez-Rocha, 1998) μέσω του οποίου παρέχεται η δυνατότητα διερεύνησης των παραμέτρων που επηρεάζουν το πρόβλημα. Ο ισοδύναμος μονοβάθμιος ταλαντωτής χρησιμοποιήθηκε κυρίως για τη διερεύνηση της αδρανειακής αλληλεπίδρασης, της οποίας τα αποτελέσματα είναι τα εξής (Veletsos and Meek, 1974):

- Το εύκαμπτο πλέον σύστημα θεμελίωσης – κατασκευής έχει περισσότερους βαθμούς ελευθερίας από τον πλήρως πακτωμένο ισοδύναμο μονοβάθμιος ταλαντωτή, και συνεπώς διαφορετικά δυναμικά χαρακτηριστικά. Έχουμε αύξηση της ιδιοπεριόδου του συστήματος λόγω της αύξησης της ενδοσιμότητας του συστήματος εδάφους – θεμελίωσης.
- Ένα σημαντικό μέρος της ενέργειας ταλάντωσης του συστήματος αποσβένεται λόγω γεωμετρικής απόσβεσης του κυματικού πεδίου που εκπέμπεται από την ταλαντούμενη θεμελίωση προς το έδαφος, καθώς και λόγω του εδαφικού υλικού. Κατά συνέπεια η συνολική απόσβεση του συστήματος είναι αυξημένη.

Για ένα πακτωμένο μονοβάθμιος ταλαντωτή μάζας  $m$  και δυσκαμψίας  $K$  η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του υπολογίζεται από τη σχέση:

$$T=2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} \quad (3.6)$$

### 3.3.3. Επισκόπηση εργασιών αναφορικά με την αλληλεπίδραση εδάφους – θεμελίωσης - ανωδομής

Για την περίπτωση του ισοδύναμου μονοβάθμιος ταλαντωτή λαμβάνοντας υπόψη την ενδοσιμότητα της θεμελίωσης (Σχήμα 3.12) η τιμή της ιδιοπεριόδου του συστήματος ( $\tilde{T}$ ) μπορεί να υπολογιστεί από τη προσεγγιστική σχέση (Veletsos and Nair, 1975)

$$\tilde{T}=T\sqrt{1+K/\bar{k}_u(1+\frac{\bar{k}_u h^2}{\bar{k}_\theta})} \quad (3.7)$$

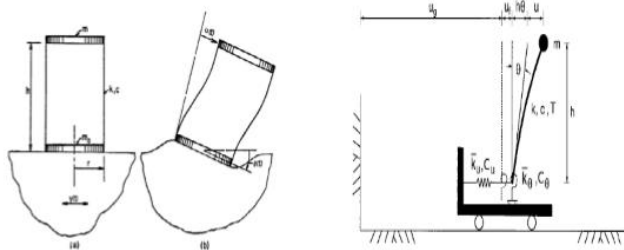
Όπου οι όροι  $\bar{k}_u$  και  $\bar{k}_\theta$  είναι η δυσκαμψία της θεμελίωσης σε παλινδική (swaying) και λικνιστική (rocking) ταλάντωση αντίστοιχα και  $K$ ,  $h$ ,  $T$  εκφράζουν τη δυσκαμψία, το ύψος και την ιδιοπερίοδο της ανωδομής αντίστοιχα.

Η απόσβεση ( $\tilde{\zeta}$ ) δίνεται από τη σχέση:

$$\tilde{\zeta} = \zeta_0 + \left(\frac{T}{T}\right)^{-3} \zeta \quad (3.8)$$

Όπου  $\zeta_0$  το ποσοστό απόσβεσης της θεμελίωσης το οποίο σχετίζεται με την απόσβεση ακτινοβολίας και  $\zeta$  το ποσοστό απόσβεσης του πακτωμένου στη βάση συστήματος που συνήθως λαμβάνεται ως 5% για το σκυρόδεμα και 3% για τον χάλυβα και υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\zeta = \frac{cU}{2K} \quad (3.9)$$



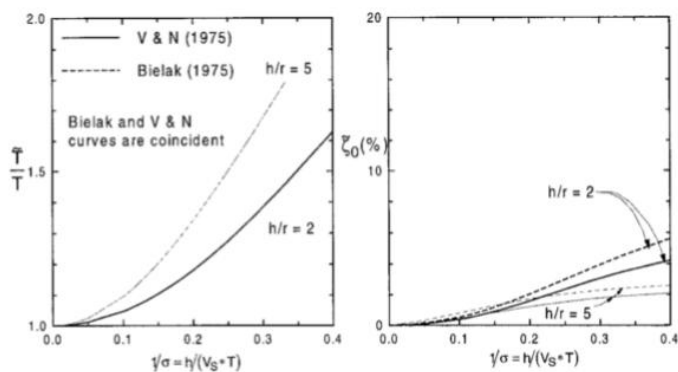
**Σχήμα 3.12:** Ισοδύναμος μονοβάθμιος ταλαντωτής για τη μελέτη του φαινομένου της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής [Αριστερά: (Veletsos and Meek, 1974), Δεξιά (Pitilakis 2006, Stewart et al., 1999a)]

Η απόκριση του συστήματος εδάφους-κατασκευής εξαρτάται από:

1. τις ιδιότητες της θεμελίωσης
2. τις ιδιότητες του εδάφους
3. τις ιδιότητες της ανωδομής
4. τα χαρακτηριστικά της σεισμικής κίνησης.

Με βάση το απλοποιημένο προσομοίωμα διαπιστώθηκε από τους Veletsos and Meek 1974 ότι η επιρροή της αλληλεπίδρασης στα δυναμικά χαρακτηριστικά του ταλαντωτή αποτελεί συνάρτηση των παρακάτω αδιάστατων παραμέτρων:

- ♣ Η σχετική δυσκαμψία  $\sigma = Vs/f_0h$  μεταξύ του εδάφους θεμελίωσης και της ανωδομής.
- ♣ Ο λόγος  $h/r$  του ύψους  $h$  της κατασκευής προς την χαρακτηριστική διάσταση  $r$  της θεμελίωσης (π.χ. ακτίνα κυκλικού θεμελίου).
- ♣ Η σχέση  $f_p/f_0$  μεταξύ της ιδιοσυχνότητας του παλμού εισαγωγής  $f_p$  και της θεμελιώδους συχνότητας του συστήματος θεμελίωσης – κατασκευής  $f_0$ .
- ♣ λόγος  $\delta = \rho\pi r^2 h$  της σχετικής μάζας της κατασκευής προς τη σχετική μάζα του εδάφους θεμελίωσης.
- ♣ Ο λόγος  $m_f/m$  της μάζας της θεμελίωσης  $m_f$  προς τη μάζα της κατασκευής  $m$ .
- ♣ Ο συντελεστής κρίσιμης απόσβεσης  $\zeta$  της πλήρως πακτωμένης κατασκευής.
- ♣ Ο λόγος του Poisson  $\nu$  του εδάφους. Στο Σχήμα 3.13 παρουσιάζονται τα δύο κύρια αποτελέσματα της αλληλεπίδρασης όπως αναφέρθηκαν παραπάνω (αύξηση ιδιοπεριόδου και απόσβεσης) σε σχέση με τη μείωση της σχετικής δυσκαμψίας του εδάφους και της ανωδομής  $\sigma$  ( $\frac{1}{\sigma} = h/V_s * T$ ) και τη λυγηρότητα του συστήματος  $h/r$ . Ευδιάκριτη είναι η αύξηση της ιδιοπεριόδου με τη μείωση της σχετικής δυσκαμψίας καθώς το έδαφος γίνεται πιο μαλακό.



**Σχήμα 3.13:** Αύξηση της ιδιοπεριόδου (αριστερά) και διαφοροποίηση του συντελεστή απόσβεσης (δεξιά) του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή (Stewart et al., 1999)



## Κεφάλαιο 4

---

### 4. Προσομοίωση των κατασκευών

#### 4.1 Εισαγωγή

Το λογισμικό που χρησιμοποιήθηκε για τις αναλύσεις της παρούσας πτυχιακής είναι το Fespa. Το Fespa είναι ένα στατικό πρόγραμμα της LH Λογισμική για την ανάλυση και την επίλυση των κατασκευών. Δίνει τη δυνατότητα στον μηχανικό να λύσει όλων των ειδών τα τεχνικά κτίρια. Αποτελεί ένα ακόμα βήμα στην εξέλιξη της υπολογιστικής ανάλυσης καλύπτοντας πλήρως τις ανάγκες επίλυσης των κατασκευών αφού περιλαμβάνει όλες τις παραμέτρους που πρέπει να ληφθούν υπόψη. Σημαντικό είναι να σημειωθεί πως το fespa είναι πολύ φιλικό προς το χρήστη, συνεπώς προσφέρει και εξοικονόμηση χρόνου καθώς δεν χρειάζεται να χρονοτριβήσει ο χρήστης για να το χρησιμοποιήσει.

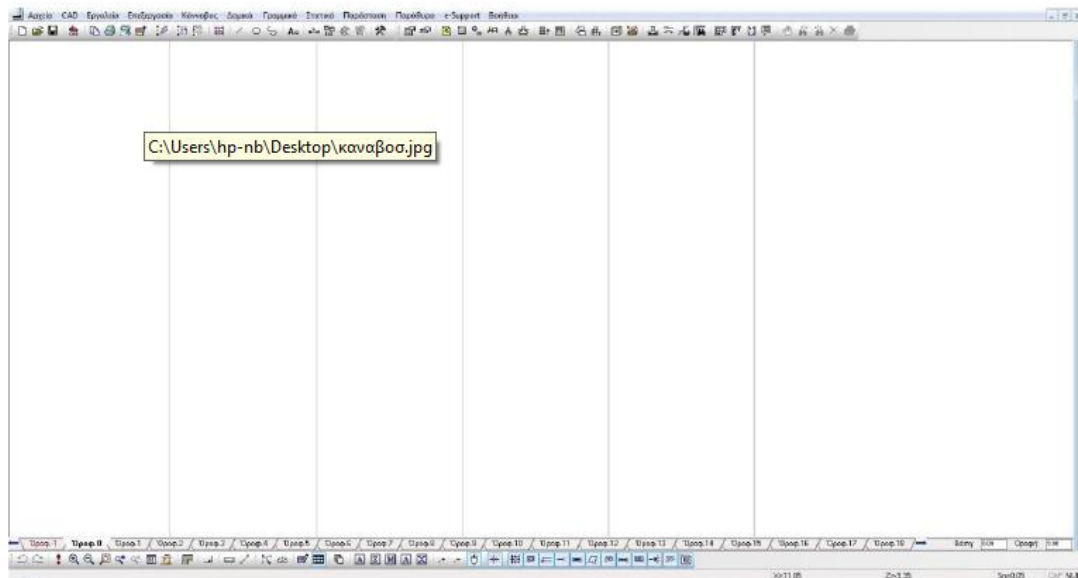
Συμπερασματικά το fespa είναι ένα μοντέρνο πρόγραμμα υπολογιστικής ανάλυσης, εύκολο στη χρήση του, απαντώντας σε κάθε απαίτηση ενός μηχανικού.

#### 4.2 Διαδικασία χρήσης λογισμικού

##### 4.2.1 Εισαγωγή δεδομένων

*Βήμα1.* Παρατηρώντας τα παράθυρα που υπάρχουν, στο παράθυρο κτίριο μπορούμε να ορίσουμε τα πρώτα δεδομένα που είναι το υλικό του θέλουμε να χρησιμοποιήσουμε, το είδος εδάφους που βρισκόμαστε, τον τύπο σκυροδέματος, την σεισμική ζώνη στην οποία αναφερόμαστε, κτλ.

*Βήμα 2.* Ορίζοντας τα προαναφερθέντα συνεχίζουμε δημιουργώντας τον κάνναβο αφού δώσουμε τις τιμές των διευθύνσεων  $x$  και  $z$ . (Σχήμα 4.1)



**Σχήμα 4.1:Εισαγωγή καννάβου (Καραλή και Παπαναστασίου 2014)**

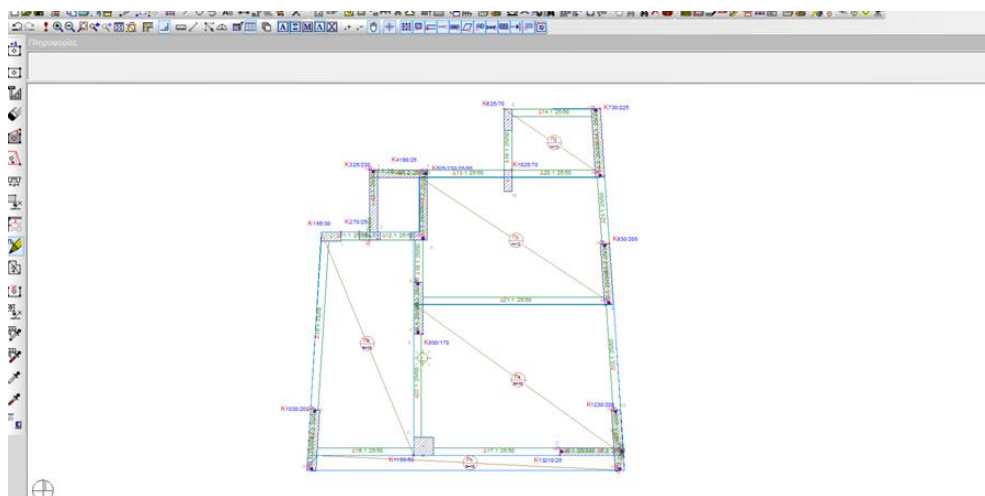
*Βήμα 3.* Αμέσως μετά κάνουμε εισαγωγή υποστυλωμάτων επιλέγοντας το σωστό είδος και ορίζοντας τις διαστάσεις του στο παράθυρο των παραμέτρων του υποστυλώματος.

*Βήμα 4.* Στην συνέχεια κάνουμε εισαγωγή κόμβων στα σημεία διατομής των δοκών και στα άκρα των τοιχωμάτων.

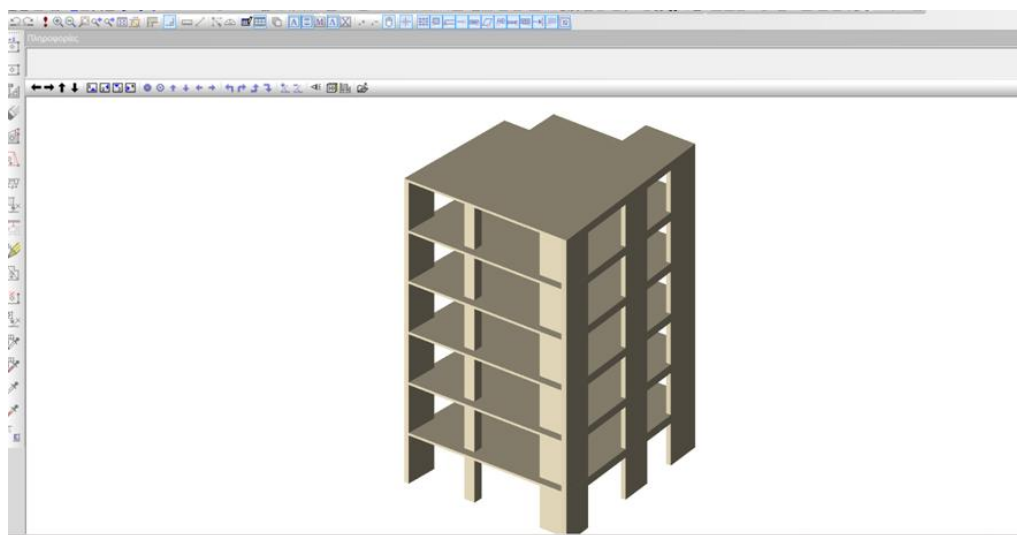
*Βήμα 5.* Έπειτα γίνεται εισαγωγή δοκών .

*Βήμα 6.* Τέλος προσθέτουμε τις πλάκες με το ανάλογο πάχος μέσω του παραθύρου των παραμέτρων, ορίζοντας και τα κινητά φορτία ( $3.50\text{kN/m}^2$  για εσωτερικούς χώρους και  $5.00\text{kN/m}^2$  για προβόλους)

*Βήμα 7.* Αφού γίνει ενοποίηση των δεδομένων το μοντέλο είναι έτοιμο για παραγωγή σε ορόφους. (Σχήμα 4.3)



Σχήμα 4.2:Κτίριο έτοιμο πριν την παραγωγή σε ορόφους



Σχήμα 4.3:Κτίριο σε 3D

#### 4.2.2 Παραγωγή μοντέλου

Μετά την εισαγωγή δεδομένων το fesda παράγει αυτόματα το υπολογιστικό και το φορτιστικό μοντέλο.

*προσαρμογές υπολογιστικού μοντέλου:*

- ❖ Το κατανεμημένο φορτίο των πλακών μεταφέρεται αυτόματα στις δοκούς τις οποίες στηρίζονται.

- ❖ Οι συνδιασμοί φορτίσεων παράγονται αυτόματα και εμφανίζονται στους πίνακες δεδομένων.

*προσαρμογές φορτιστικού μοντέλου:*

- ❖ Δίνεται η δυνατότητα να γίνουν τα διαγράμματα φορτίσεων για επιλεγμένα μέλη.

### 4.2.3 Επίλυση

Το fespa δίνει τη δυνατότητα στατικής και δυναμικής γραμμικής ανάλυσης αλλά και μη γραμμικής ανάλυσης pushover. Μετά την εισαγωγή των δεδομένων ακολουθεί η επίλυση και οπλισμός του κτιρίου, ενώ τα δεδομένα έχουν δοθεί από την αρχή στο μοντέλο. Ελέγχεται η δυστροπία και η εκκεντρότητα της κατασκευής.

Αφού πραγματοποιηθεί η επίλυση ο μηχανικός μπορεί να χρησιμοποιήσει την 3D απεικόνιση ώστε να ελέγξει τα δεδομένα που έχει εισάγει. Σε αυτήν είναι εμφανές:

1. Η εμφάνιση παραμορφωμένης γεωμετρίας του μοντέλου υπό οποιαδήποτε στατική φόρτιση.
2. Η απεικόνιση του κτιρίου κατά τη διάρκεια που επιβάλλεται σε αυτό σεισμική φόρτιση.
3. Η απεικόνιση των διαγραμμάτων των τεμνουσών, των ροπών και των αξονικών.

Για να πραγματοποιηθεί η επίλυση επιλέγουμε Παραγωγές->όλοι οι όροφοι(προσαρμογή, κατακόρυφωση, μέλη για διαστασιολόγηση ->Επίλυση, και εντός λίγων δευτερολέπτων εμφανίζονται τα αποτελέσματά μας στην οθόνη.

### 4.2.4 Οι ευρωκώδικες στο fespa

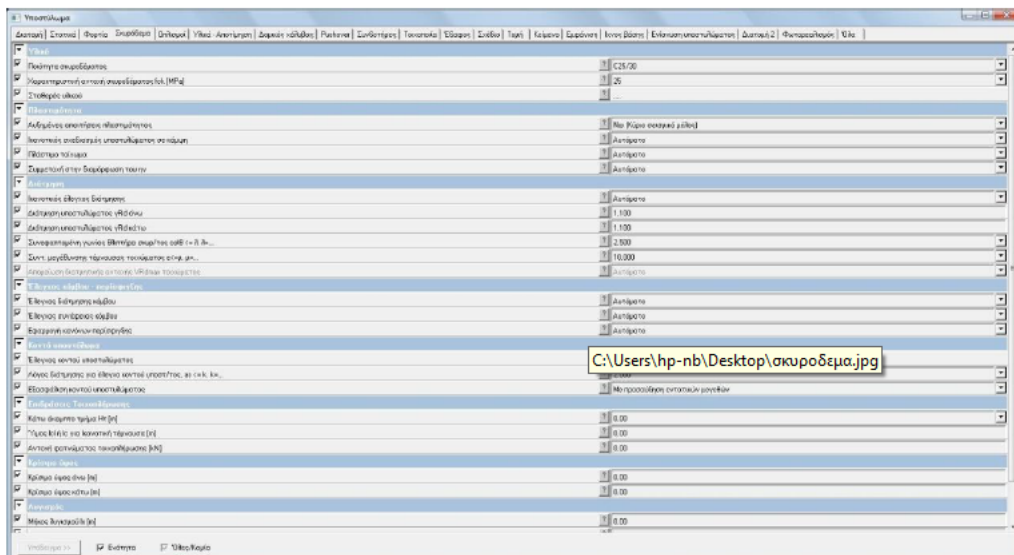
- ❖ Ευρωκώδικας 0
- ❖ Ευρωκώδικας 2, για το σχεδιασμό φορέων από σκυρόδεμα
- ❖ Ευρωκώδικας 3, για το σχεδιασμό κατασκευών από χάλυβα
- ❖ Ευρωκώδικας 7, για τον γεωτεχνικό σχεδιασμό
- ❖ Ευρωκώδικας 8, για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών

Με τον κατάλληλο κανονισμό μπορεί να κατασκευαστεί ένα κτίριο το οποίο θα είναι πιο ασφαλές σε περίπτωση σεισμού, πιο οικονομικό κατά τη διάρκεια κατασκευής του, και πιο

λειτουργικό σε σύγκριση με ένα κτίριο το οποίο θα κατασκευαζόταν με βάση τους ελληνικούς κανονισμούς, αφού οι κανονισμοί αυτοί έχουν προκύψει μετά από εξειδικευμένες μελέτες επιστημόνων της Ευρωπαϊκής Ένωσης.

Μετά το πέρας των πράξεων επίλυσης του προγράμματος, το fesra εμφανίζει τα σφάλματα τα οποία έχουν προκύψει βοηθώντας τον μελετητή να καταλάβει από που προήλθαν και προτείνοντας τρόπους αντιμετώπισης αυτών. Στο παράθυρο που έχουν εμφανιστεί τα αποτελέσματα εμφανίζεται και ένα μήνυμα ειδοποίησης του λάθους. Κάνοντας διπλό κλικ σε αυτό, το λάθος γίνεται πιο έντονο στην οθόνη είτε αυτό αφορά πλάκα, υποσύλωμα κλπ.

Λόγω του ότι στο fesra έχουν ενσωματωθεί οι Ευρωκώδικες 2 και 8 που αφορούν τον κανονισμό σχεδιασμού και τον αντισεισμικό κανονισμό αντίστοιχα μπορούν να γίνουν πολλοί υπολογισμοί και οι αντίστοιχοι έλεγχοι τους όπως: η ανακατανομή ροπών κα δοκών, τα πλάστιμα τοιχώματα, έλεγχοι διαμόρφωσης λεπτομερειών για τοπική πλαστιμότητα, έλεγχοι στην οριακή κατάσταση πλαστιμότητας, αποφυγή αστοχίας σε συνάφεια-αγκύρωση οπλισμού, υπολογισμό δευτερευόντων σεισμικών μελών. (Καραλή και Παπαναστασίου 2014)



Σχήμα 4.4:Εισαγωγή δεδομένων(Καραλή και Παπαναστασίου 2014)

#### 4.2.5 Αποτελέσματα

Αφού γίνουν οι υπολογισμοί δημιουργούνται τα σχέδια των ξυλοτύπων του κάθε ορόφου των οποίων τα δεδομένα υπάρχουν πλέον σε αρχεία, ικανά να διαφοροποιηθούν ή και να εκτυπωθούν στο "τεύχος" του προγράμματος.

Η έκταση του τεύχους μπορεί να προσαρμοσθεί, μέσω μιας σειράς διαθέσιμων φίλτρων. Επιπρόσθετα, ο μηχανικός μπορεί να δημιουργήσει τις δικές του πρότυπες ομάδες φίλτρων.

Οι αλλαγές οι οποίες μπορεί ο μελετητής να κάνει αφορούν τα παρακάτω:

1. Ταυτόχρονη παρουσίαση γραφημάτων και δεδομένων κειμένου.
2. Περιβάλλουσες ροπών και τεμνουσών πλάστιμων τοιχωμάτων.
3. Μηνύματα λαθών/ειδοποιήσεων με επεξήγηση βασισμένη στην αντίστοιχη παράγραφο του κανονισμού και προτεινόμενη τρόποι για την επίλυση του συγκεκριμένου προβλήματος.
4. Εξαγωγή πινάκων σε μορφή αρχείων tek / csv / html έτσι ώστε να μπορούν επίσης να χρησιμοποιηθούν, για παράδειγμα, στα σχέδια των ξυλοτύπων. (Καραλή και Παπαναστασίου)

Αφού πατήσουμε Επίλυση->Τεύχος->Αποτελέσματα επίλυσης ->Ιδιοπερίοδοι και βλέπουμε τα αποτελέσματα.

ΤΕΥΧΟΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	Οριζόντια	-	Οριζόντια	-
-	[sec]	Συνιστώσα 0	[Ποσοστό g]	Συνιστώσα 90	[Ποσοστό g]
-	-	[m/sec <sup>2</sup> ]	-	[m/sec <sup>2</sup> ]	-
1	0.4300	1.12114	0.114	1.12114	0.114
2	0.3020	1.12114	0.114	1.12114	0.114
3	0.2764	1.12114	0.114	1.12114	0.114
4	0.1207	1.20888	0.123	1.20888	0.123
5	0.0837	1.31923	0.134	1.31923	0.134
6	0.0738	1.34890	0.138	1.34890	0.138
7	0.0606	1.38830	0.142	1.38830	0.142
8	0.0414	1.44578	0.147	1.44578	0.147
9	0.0407	1.44782	0.148	1.44782	0.148

Φορέας 2: (Μετάθεση μάζας κατά +Z)

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	Οριζόντια	-	Οριζόντια	-
-	[sec]	Συνιστώσα 0	[Ποσοστό g]	Συνιστώσα 90	[Ποσοστό g]
-	-	[m/sec <sup>2</sup> ]	-	[m/sec <sup>2</sup> ]	-
1	0.4419	1.12114	0.114	1.12114	0.114
2	0.2860	1.12114	0.114	1.12114	0.114
3	0.2805	1.12114	0.114	1.12114	0.114
4	0.1233	1.20105	0.122	1.20105	0.122
5	0.0787	1.33443	0.136	1.33443	0.136
6	0.0762	1.34183	0.137	1.34183	0.137
7	0.0616	1.38529	0.141	1.38529	0.141
8	0.0416	1.44509	0.147	1.44509	0.147
9	0.0395	1.45156	0.148	1.45156	0.148
10	0.0367	1.45996	0.149	1.45996	0.149
11	0.0329	1.47112	0.150	1.47112	0.150
12	0.0292	1.48223	0.151	1.48223	0.151
13	0.0274	1.48762	0.152	1.48762	0.152
14	0.0243	1.49704	0.153	1.49704	0.153

Φορέας 3: (Μετάθεση μάζας κατά -X)

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	Οριζόντια	-	Οριζόντια	-
-	[sec]	Συνιστώσα 0	[Ποσοστό g]	Συνιστώσα 90	[Ποσοστό g]
-	-	[m/sec <sup>2</sup> ]	-	[m/sec <sup>2</sup> ]	-
1	0.4305	1.12114	0.114	1.12114	0.114
2	0.3007	1.12114	0.114	1.12114	0.114
3	0.2662	1.12114	0.114	1.12114	0.114
4	0.1208	1.20888	0.123	1.20888	0.123

Σχήμα 4.5: Τεύχος προγράμματος

## Κεφάλαιο 5

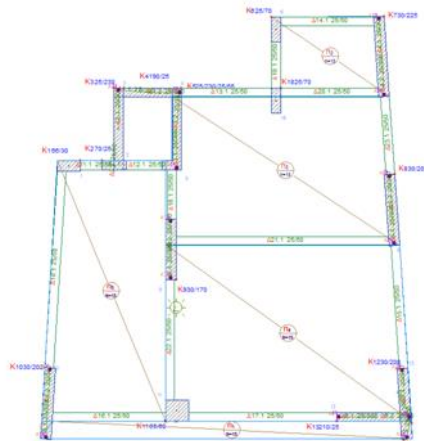
### 5. Αποτελέσματα ιδιομορφικών αναλύσεων

#### 5.1 Τεχνικές περιγραφές εξεταζομένων κτιρίων

Επιλέχθηκαν 13 πραγματικά κτίρια από 1 έως 6 ορόφους. Παρακάτω θα παρουσιαστούν οι περιγραφές και οι απεικονίσεις των κτιρίων που χρησιμοποιήθηκαν για να πραγματοποιηθεί η εργασία ώστε να διερευνηθεί η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος και οι παράγοντες που την επηρεάζουν.

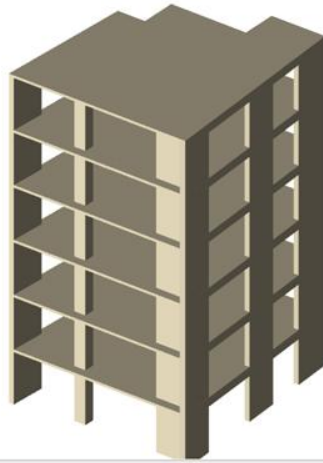
##### Τεχνική περιγραφή Κτιρίου 1

Το κτίριο 1 είναι ένα εξάωρο κτίριο, ορθογωνικής περίπου κατόψεως με διαστάσεις 10.50 x 12.10m. Οι πλάκες είναι συμπαγείς 20 cm κατά το πλείστον τετραέρειςτες, οι δοκοί έχουν γενικά ύψος 60 cm, ενώ τα τοιχώματα έχουν πάχος 25cm. Είναι κατασκευασμένο από οπλισμένο σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25. Τα ωφέλιμα φορτία στο εσωτερικό του είναι 3.50 KN/m<sup>2</sup> και στους εξώστες 5.00 KN/m<sup>2</sup>.



Σχήμα 5.1: Κάτοψη κτιρίου 1 στο Fespa

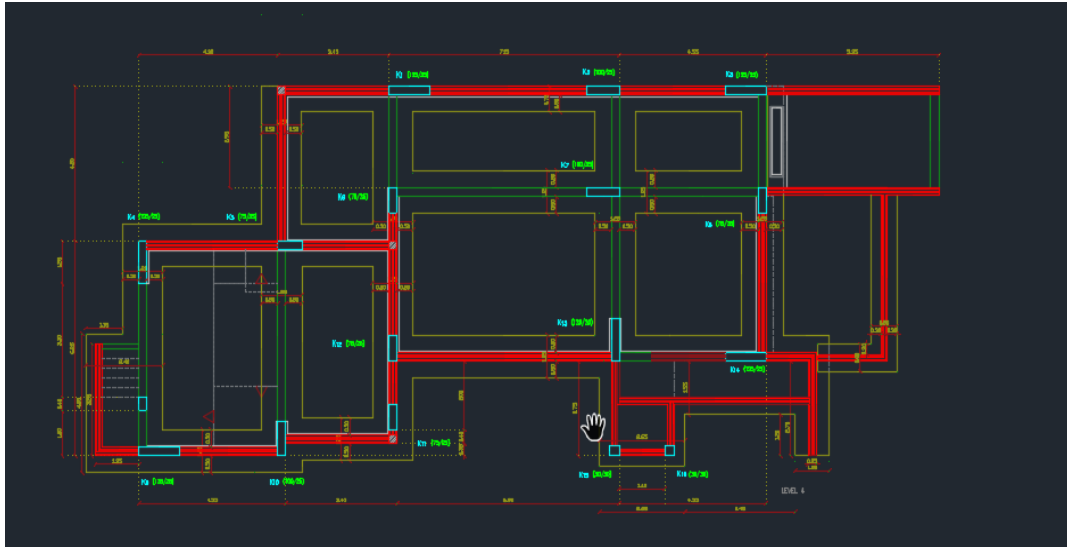




**Σχήμα 5.2:3D απεικόνιση κτιρίου 1**

#### Τεχνική περιγραφή Κτιρίου 2

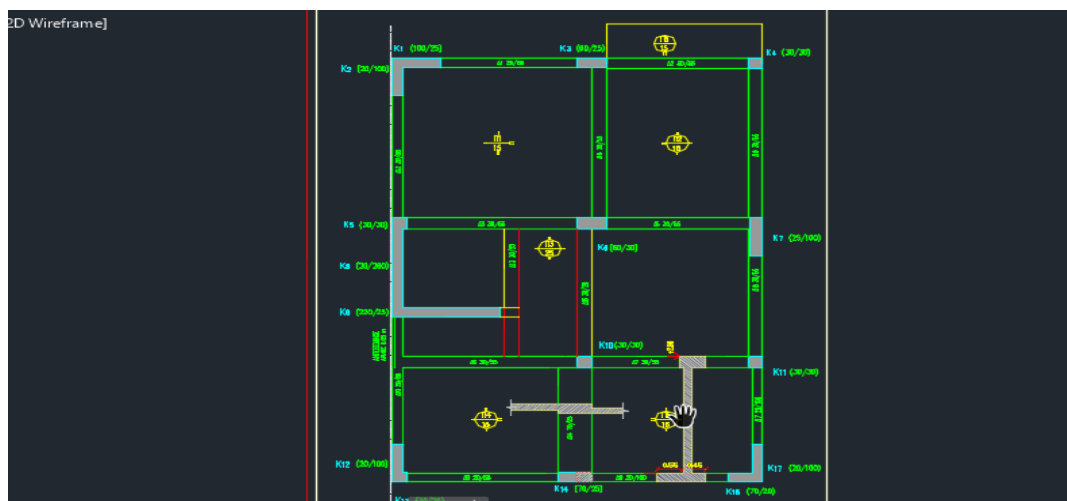
Το κτίριο 2 είναι ένα δώροφο κτίριο περίπου ορθογωνικής κατόψεως με διαστάσεις 21.00 x 11.70m. Οι πλάκες είναι συμπαγείς 18 cm τετραέρειςτες. Οι δοκοί έχουν γενικά ύψος 60 cm και πλάτος 25 cm. Τα κατακόρυφα στοιχεία της ανωδομής θεμελιώνονται σε πεδילוδοκούς ενώ τα περιμετρικά τοιχώματα του υπογείου σε θεμελιολωρίδες σταθερού πάχους. Είναι κατασκευασμένο από σπλισμένο σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25. Τα ωφέλιμα φορτία στο εσωτερικό του είναι 3.50 KN/m<sup>2</sup> και στους εξώστες 5.00 KN/m<sup>2</sup>.



Σχήμα 5.3:Κάτοψη κτιρίου 2 στο autocad

Τεχνική περιγραφή Κτιρίου 3

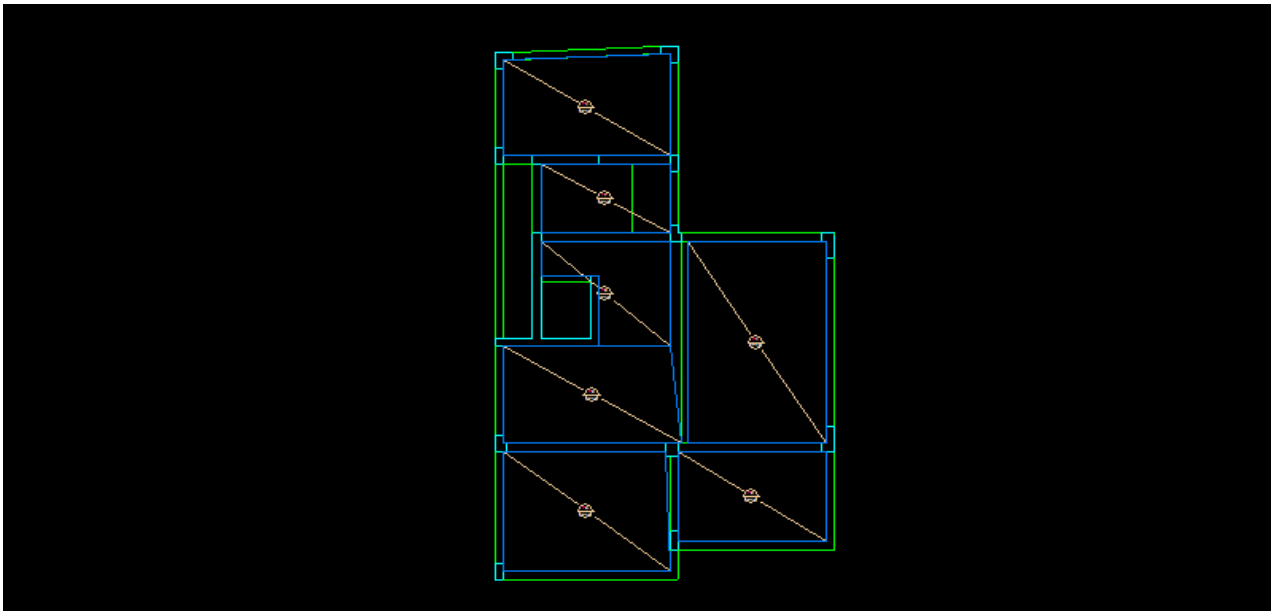
Το κτίριο 3 είναι ένα τριώροφο κτίριο περίπου ορθογωνικής κατόψεως με διαστάσεις 7.60 x 11.35m. Οι πλάκες είναι συμπαγείς 15 cm πάχος τετραέρειστες, οι δοκοί έχουν γενικά ύψος 30 έως 60 cm, ενώ τα τοιχώματα έχουν πάχος 25cm. Είναι κατασκευασμένο από οπλισμένο σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25. Τα ωφέλιμα φορτία στο εσωτερικό του είναι  $3.50 \text{ KN/m}^2$  και στους εξώστες  $5.00 \text{ KN/m}^2$ .



Σχήμα 5.4:Κάτοψη κτιρίου 3 στο autocad

#### Τεχνική περιγραφή Κτιρίου 4

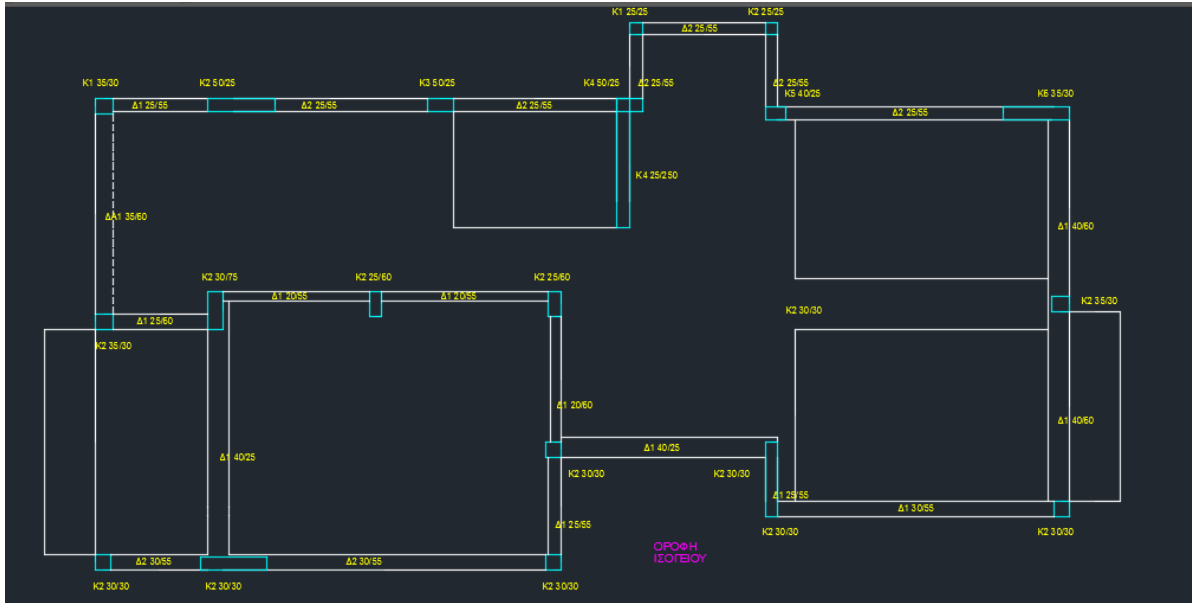
Το κτίριο 4 είναι ένα εξαώροφο κτίριο με υπόγειο. Το κτίριο είναι ορθογωνικής περίπου κατόψεως με διαστάσεις 9.70 x 16.50m. Οι πλάκες είναι συμπαγείς 20 cm και 16 cm κατά το πλείστον τετραέρειστες, οι δοκοί έχουν γενικά ύψος 40 cm, ενώ τα τοιχώματα έχουν πάχος 25 cm. Είναι κατασκευασμένο από οπλισμένο σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25. Τα ωφέλιμα φορτία στο εσωτερικό του είναι 3.50 KN/m<sup>2</sup> και στους εξώστες 5.00 KN/m<sup>2</sup>.



Σχήμα 5.5:Κάτοψη κτιρίου 4 στο autocad

#### Τεχνική περιγραφή Κτιρίου 5

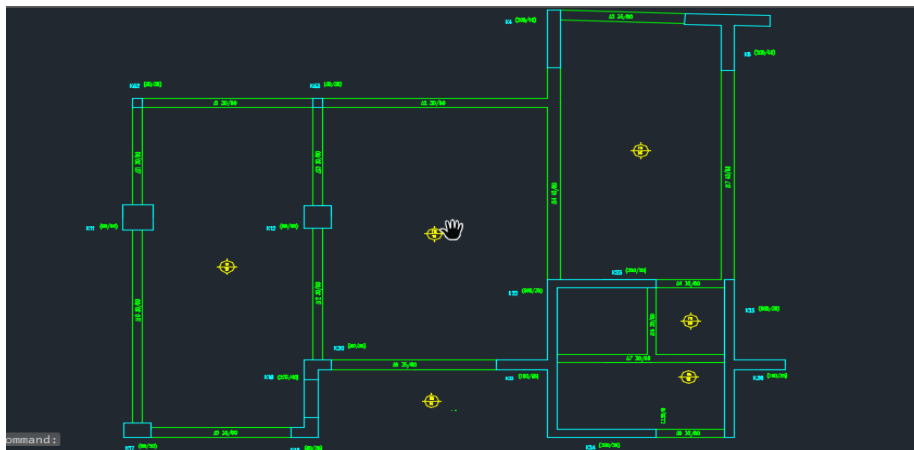
Το κτίριο 5 είναι ένα τριώροφο κτίριο με υπόγειο. Το κτίριο είναι ορθογωνικής κατόψεως με διαστάσεις 19.00 x 9.20m περίπου. Οι πλάκες είναι συμπαγείς 15 και 20 cm κατά το πλείστον τετραέρειστες, οι δοκοί έχουν γενικά ύψος 40 έως 60 cm, ενώ τα τοιχώματα έχουν πάχος 25 cm. Είναι κατασκευασμένο από οπλισμένο σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25. Τα ωφέλιμα φορτία στο εσωτερικό του είναι 3.50 KN/m<sup>2</sup> και στους εξώστες 5.00 KN/m<sup>2</sup>.



Σχήμα 5.6:Κάτοψη κτιρίου 5 στο autocad

### Τεχνική περιγραφή Κτιρίου 6

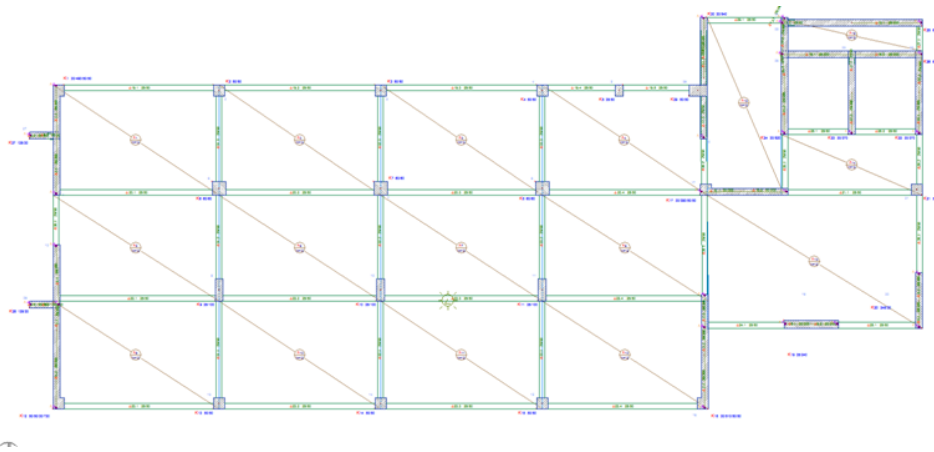
Το κτίριο 6 είναι ένα τετραώροφο κτίριο. Το υπάρχον κτίριο είναι ορθογωνικής κατόψεως με διαστάσεις 37.50 x 15.65 m. Οι πλάκες είναι συμπαγείς 16 και 20 cm κατά το πλείστον τετραέρειστες οι δοκοί έχουν γενικά ύψος 60 cm, ενώ τα τοιχώματα έχουν πάχος 30 ή 35 ή 40 cm. Είναι κατασκευασμένο από οπλισμένο σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25. Τα ωφέλιμα φορτία στο εσωτερικό του είναι 3.50 KN/m<sup>2</sup> και στους εξώστες 5.00 KN/m<sup>2</sup>.



Σχήμα 5.7:Κάτοψη κτιρίου 6 στο autocad

### Τεχνική περιγραφή Κτιρίου 7

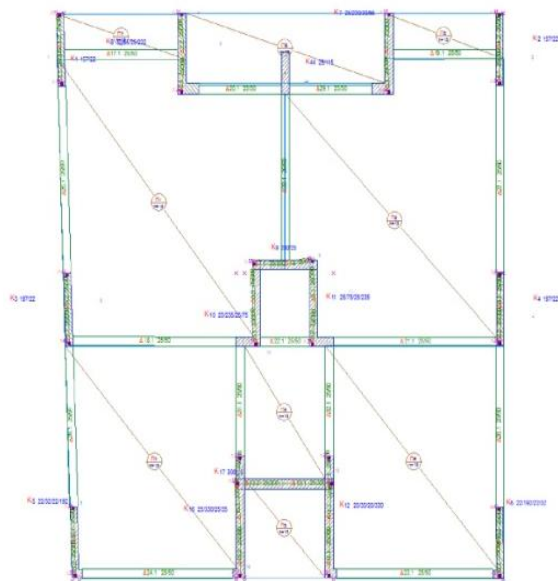
Το κτίριο 7 είναι ένα τριώροφο κτίριο ορθογωνικής κατόψεως με διαστάσεις 31.38 x 17.19 m. Οι πλάκες είναι συμπαγείς 16 και 20 cm και κατά το πλείστον τετραέρειστες και οι δοκοί έχουν ύψος 60 cm, ενώ τα τοιχώματα έχουν πάχος 25cm. Είναι κατασκευασμένο από οπλισμένο σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25. Τα ωφέλιμα φορτία στο εσωτερικό του είναι  $3.50 \text{ KN/m}^2$  και στους εξώστες  $5.00 \text{ KN/m}^2$ .



Σχήμα 5.8:Κάτοψη κτιρίου 7 στο Fespa

### Τεχνική περιγραφή Κτιρίου 8

Το κτίριο 8 είναι ένα εξαώροφο κτίριο ορθογωνικής περίπου κατόψεως με διαστάσεις 13.60 x 15.35 m. Οι πλάκες είναι συμπαγείς 18 ή 20 cm κατά το πλείστον τετραέρειστες, οι δοκοί έχουν γενικά ύψος 60 cm, ενώ τα τοιχώματα έχουν πάχος 25 cm. Είναι κατασκευασμένο από οπλισμένο σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25. Τα ωφέλιμα φορτία στο εσωτερικό του είναι  $3.50 \text{ KN/m}^2$  και στους εξώστες  $5.00 \text{ KN/m}^2$ .



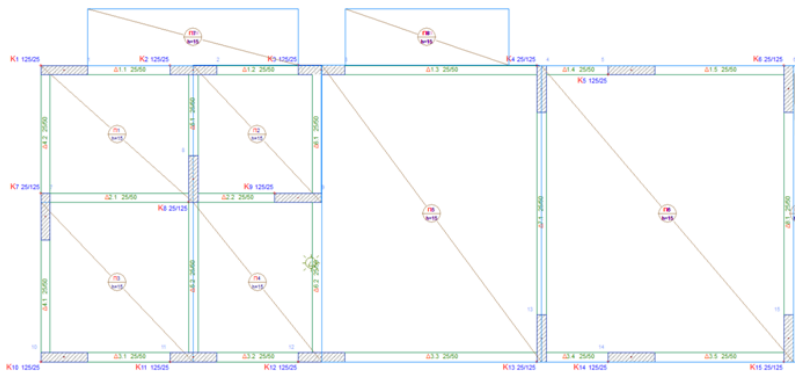
Σχήμα 5.9:Κάτοψη κτιρίου 8 στο Fespa



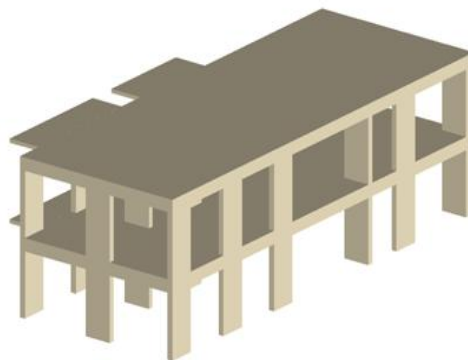
Σχήμα 5.10:3D απεικόνιση κτιρίου 8

### Τεχνική Περιγραφή Κτιρίου 9

Το κτίριο 9 είναι ένα δώροφο κτίριο περίπου ορθογωνικής κατόψεως με διαστάσεις 19.65 x 10.75 m. Οι πλάκες είναι συμπαγείς 18 cm κατά το πλείστον τετραέρειστες, οι δοκοί έχουν γενικά ύψος 50 ή και 60 cm, ενώ τα τοιχώματα έχουν πάχος 20 cm και μήκος μεγαλύτερο των 150 cm. Είναι κατασκευασμένο από οπλισμένο σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25. Τα ωφέλιμα φορτία στο εσωτερικό του είναι 3.50 KN/m<sup>2</sup> και στους εξώστες 5.00 KN/m<sup>2</sup>.



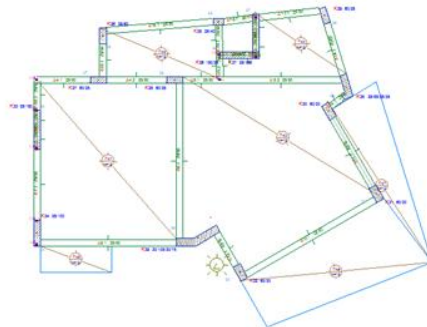
Σχήμα 5.11: Κάτοψη κτιρίου 9 στο Fespa



Σχήμα 5.12: 3D απεικόνιση κτιρίου 9

### Τεχνική περιγραφή Κτιρίου 10

Το κτίριο 10 είναι ένα τριώροφο κτίριο. Το κτίριο είναι περίπου ορθογωνικής κατόψεως με διαστάσεις 13.25 x 10.55 m. Οι πλάκες είναι συμπαγείς 15 και 20 cm κατά το πλείστον τετραέρειστες δοκοί έχουν γενικά ύψος 40 έως 60 cm, ενώ τα τοιχώματα έχουν πάχος 25 cm. Είναι κατασκευασμένο από οπλισμένο σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25. Τα ωφέλιμα φορτία στο εσωτερικό του είναι 3.50 KN/m<sup>2</sup> και στους εξώστες 5.00 KN/m<sup>2</sup>.

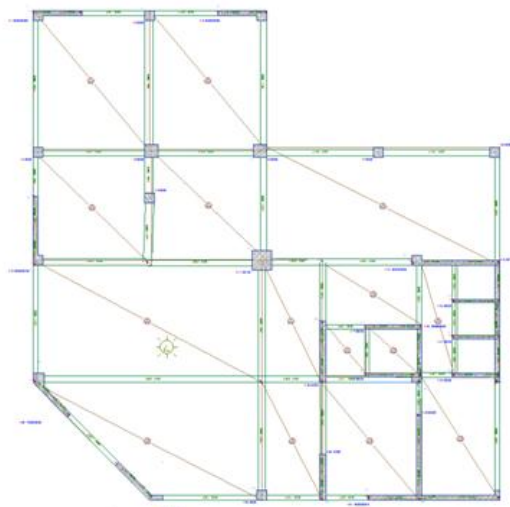


**Σχήμα 5.13:Κάτοψη κτιρίου 10 στο Fespa**

### Τεχνική περιγραφή Κτιρίου 11

Το κτίριο 11 είναι ένα τετραώροφο κτίριο ορθογωνικής περίπου κατόψεως με διαστάσεις 28.75 x 39.70 m. Οι πλάκες είναι συμπαγείς 20 και 25 cm τετραέρειστες, οι δοκοί έχουν γενικά διάφορα ύψη και πλάτη, ενώ τα τοιχώματα έχουν πάχος 40 cm. Είναι κατασκευασμένο από οπλισμένο σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25. Τα ωφέλιμα φορτία στο εσωτερικό του είναι 3.50 KN/m<sup>2</sup> και στους εξώστες 5.00 KN/m<sup>2</sup>.





Σχήμα 5.14:Κάτοψη κτιρίου 11 στο Fespa



Σχήμα 5.15:3D απεικόνιση κτιρίου 11





## 5.2 Αποτελέσματα ιδιομορφικών αναλύσεων

Αφού παρουσιάστηκαν τα 13 πραγματικά κτίρια που χρησιμοποιήθηκαν για την παρούσα εργασία παρακάτω αναλύεται η διερεύνηση της ιδιοπεριόδου αυτών και οι παράγοντες οι οποίοι την επηρεάζουν μετά από την στατική ανάλυση. Πραγματοποιούνται συγκρίσεις των πραγματικών αυτών κτιρίων με άλλες πλαισιακές κατασκευές ώστε να διαπιστώσουμε αν οι παράγοντες που επηρεάζουν τις πλαισιακές κατασκευές επηρεάζουν εξίσου και τα πραγματικά κτίρια. Ακολουθούν αντίστοιχα διαγράμματα και πίνακες προκειμένου να παρουσιαστούν τα ανάλογα συμπεράσματα. Στον πίνακα 5.1 παρουσιάζονται συνοπτικά τα βασικά χαρακτηριστικά των εξεταζομένων κτιρίων. Για κάθε κτίριο παρουσιάζεται ο αριθμός ορόφων και το ύψος της κατασκευής, η ποιότητα του σκυροδέματος καθώς και τα δεδομένα του σχεδιασμού, όπως η ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας και ο δείκτης συμπεριφοράς.

**Πίνακας 5.1:Χαρακτηριστικά κτιρίων**

Κτίρια	Ύψος (m)	Όροφοι	Πάχος τοιχωμάτων (cm)	Κατηγορία εδάφους	Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	Σεισμική επιτάχυνση εδάφους	Σκυρόδεμα	Συντελεστής συμπεριφοράς
Κτίριο 1	21.00	6	25	B	I	0.16g	C20/25	q = 3.50
Κτίριο 2	3.60	1	25	B	II	0.16g	C20/25	q = 1.50
Κτίριο 3	5.80	2	25	B	II	0.24g	C20/25	q = 1.50
Κτίριο 4	17.80	6	25	B	I	0.16g	C20/25	q = 3.00
Κτίριο 5	8.70	3	25	B	II	0.16g	C20/25	q = 1.50
Κτίριο 6	13.30	4	30,35,40	B	II	0.16g	C20/25	q = 1.50
Κτίριο 7	9.80	3	25	B	II	0.16g	C20/25	q = 1.50
Κτίριο 8	21.30	6	25	B	I	0.16g	C20/25	q = 3.00
Κτίριο 9	6.50	2	20	B	IV	0.36g	C20/25	q = 3.00

Κτίριο 10	11.90	3	25	B	II	0.16g	C20/25	q = 3.50
Κτίριο 11	12.95	4	40	B	II	0.24g	C20/25	q = 3.50
Κτίριο 12	17.90	5	25	B	I	0.16g	C20/25	q = 3.50
Κτίριο 13	17.50	5	25	B	I	0.16g	C20/25	q = 3.00

- **Επιρροή Ύψους**

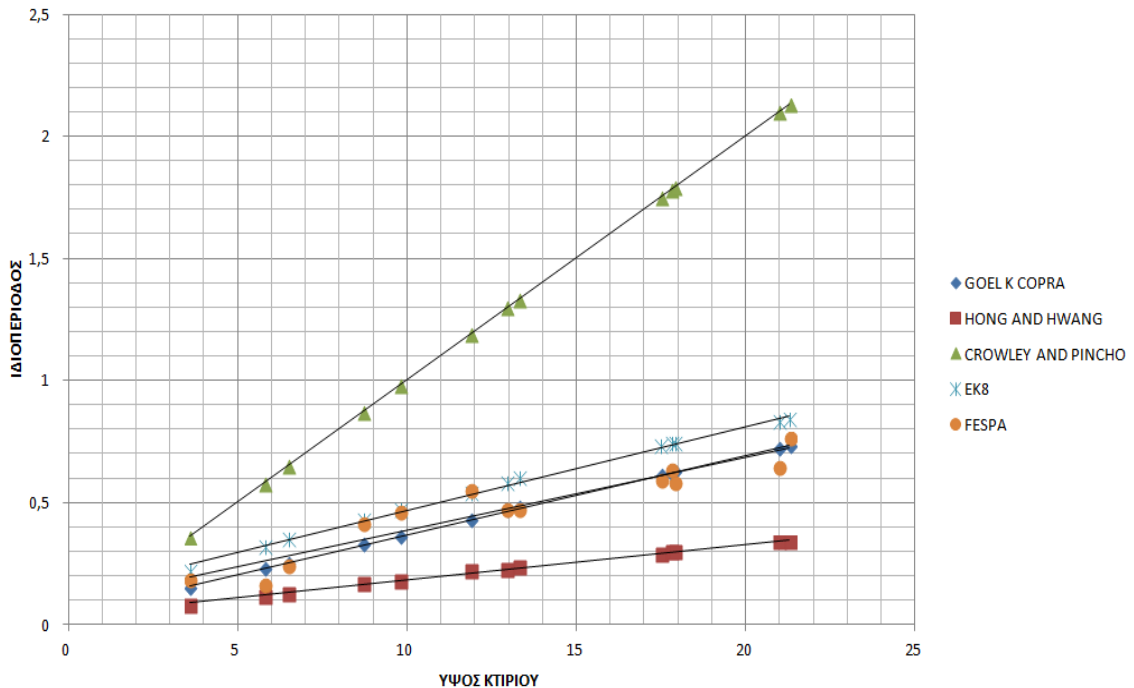
Με βάση τις μελέτες των ερευνητών που έχουν αναφερθεί στο πρώτο κεφάλαιο αλλά και των αποτελεσμάτων που έχουμε λάβει από το fespa προκύπτουν τα παρακάτω αποτελέσματα. (Πίνακας 5.2). Στον πίνακα 5.2 παρουσιάζονται τιμές της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου για το κάθε κτίριο. Η ιδιοπερίοδος εκτιμάται χρησιμοποιώντας τις εμπειρικές σχέσεις των Goel and Chopra (2000), Hong and Hwang (2000), Crowley and Pinho (2004) και τη σχέση του Ευρωκώδικα 8 (2004). Επίσης, για κάθε κτίριο δίνεται η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος που υπολογίζεται από τις ιδιομορφικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν με το λογισμικό Fespa.

**Πίνακας 5.2: Ιδιοπερίοδοι εκτιμώμενες με εμπειρικές σχέσεις και υπολογιζόμενες από ιδιομορφική ανάλυση**

Κτίρια	Ύψος (m)	Goel and Chopra (2000)	Hong and Hwang (2000)	Crowley and Pinho (2004)	Ευρωκώδικας 8 (2004)	Fespa
Κτίριο 1	21.00	0.72	0.34	2.10	0.83	0.64
Κτίριο 2	3.60	0.15	0.08	0.36	0.22	0.18
Κτίριο 3	5.80	0.23	0.12	0.58	0.32	0.16
Κτίριο 4	17.80	0.62	0.30	1.78	0.74	0.63
Κτίριο 5	8.70	0.33	0.17	0.87	0.43	0.41
Κτίριο 6	13.30	0.48	0.24	1.33	0.60	0.48

Κτίριο 7	9.80	0.36	0.18	0.98	0.47	0.46
Κτίριο 8	21.3	0.73	0.34	2.13	0.84	0.76
Κτίριο 9	6.50	0.25	0.13	0.65	0.35	0.24
Κτίριο 10	11.90	0.43	0.22	1.19	0.54	0.55
Κτίριο 11	12.95	0.47	0.23	1.295	0.58	0.47
Κτίριο 12	17.90	0.63	0.30	1.79	0.74	0.58
Κτίριο 13	17.50	0.61	0.29	1.75	0.73	0.59

Στο σχήμα 5.20 οι τιμές της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου των εξεταζομένων κτιρίων σχεδιάζονται σε συνάρτηση με το ύψος του κτιρίου. Παρουσιάζονται οι τιμές της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου υπολογισμένη τόσο με τις προσεγγιστικές σχέσεις όσο και η τιμή που προκύπτει από την ιδιομορφική ανάλυση. Από τα αποτελέσματα παρατηρείται ότι οι τιμές που προκύπτουν από την ανάλυση προσεγγίζουν περισσότερο τις τιμές που εκτιμώνται από την εμπειρική σχέση των Goel and Chopra (2000) και την σχέση του Ευρωκώδικα 8. Οι περισσότερες προσεγγιστικές σχέσεις συσχετίζουν την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο μόνο με το ύψος της. Ωστόσο, όπως προκύπτει από παλιότερες εργασίες και από τα αποτελέσματα της παρούσας εργασίας η ιδιοπερίοδος εξαρτάται και από άλλες παραμέτρους και αυτό φαίνεται καθώς για κατασκευές ίδιου ύψους οι ιδιοπερίοδοι κυμαίνονται σε μεγάλο εύρος.



**Σχήμα 5.20: Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος συναρτήσει του ύψους των κτιρίων στηριζόμενο στους τύπους των ερευνητών και του fespa**

Εκτός από τις σχέσεις που συσχετίζουν την ιδιοπερίοδο με το ύψος του κτιρίου, έχουν προταθεί διάφορες σχέσεις που λαμβάνουν υπόψη τους και άλλες παραμέτρους, όπως το μήκος των ανοιγμάτων, η παρουσία τοιχοπληρώσεων, το ποσοστό των τοιχωμάτων κλπ. Ωστόσο, οι σχέσεις αυτές είναι πολύπλοκες και δεν είναι πάντα εύκολο να χρησιμοποιηθούν σε πραγματικές κατασκευές. Αν βασιστούμε στο γεγονός πως η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος προκύπτει από τη σχέση  $T=C_t \times H^x$ , με βάση το σχήμα 5.20 θα μπορούσαμε να προτείνουμε προσεγγιστικά την εξής σχέση :

$$T = 0.042 \times H^{0.9} \quad (5.1)$$

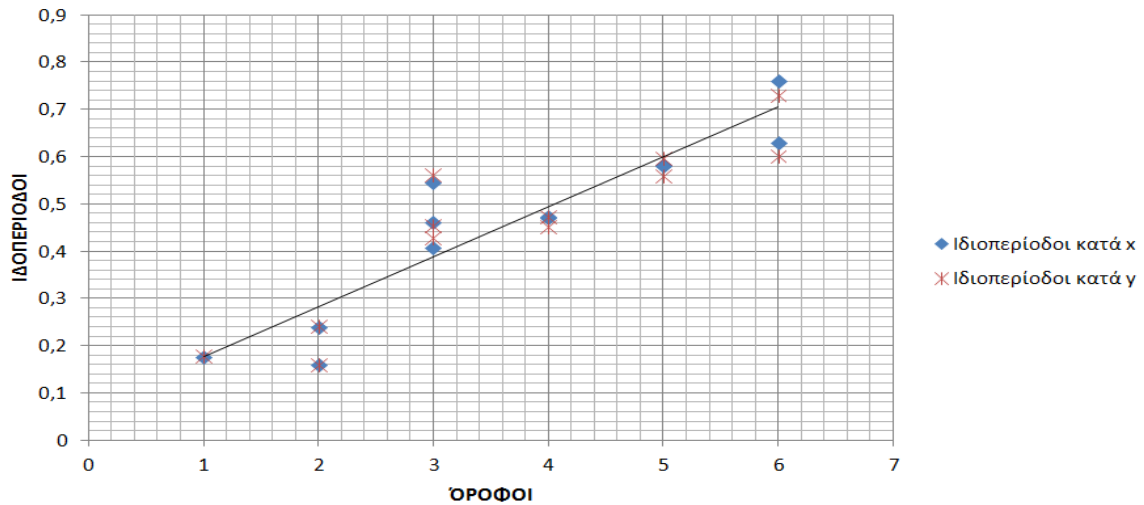
Οι συντελεστές στην προτεινόμενη σχέση πλησιάζουν τους συντελεστές των σχέσεων του Ευρωκώδικα 8 και των Goel and Chopra (2000), όπως ήταν αναμενόμενο, καθώς όπως φαίνεται στο σχήμα 5.20 οι υπολογιζόμενες τιμές με ιδιομορφική ανάλυση προσεγγίζουν τις τιμές που προκύπτουν από αυτές τις σχέσεις (εξ. 2.19, 2.23).

Στον πίνακα 5.3 παρουσιάζονται οι τιμές της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου των κτιρίων στις δύο διευθύνσεις, x και y.

Πίνακας 5.3: Ιδιοπερίοδοι στη δύο διεύθυνση  $x$  και  $y$ .

Κτίρια	Όροφοι	Ιδιοπερίοδοι κατά $x$	Ιδιοπερίοδοι κατά $y$
Κτίριο 1	6	0.64	0.64
Κτίριο 2	1	0.18	0.18
Κτίριο 3	2	0.16	0.16
Κτίριο 4	6	0.63	0.60
Κτίριο 5	3	0.41	0.43
Κτίριο 6	4	0.48	0.45
Κτίριο 7	3	0.46	0.46
Κτίριο 8	6	0.76	0.73
Κτίριο 9	2	0.24	0.24
Κτίριο 10	3	0.55	0.56
Κτίριο 11	4	0.47	0.47
Κτίριο 12	5	0.58	0.56
Κτίριο 13	5	0.59	0.60



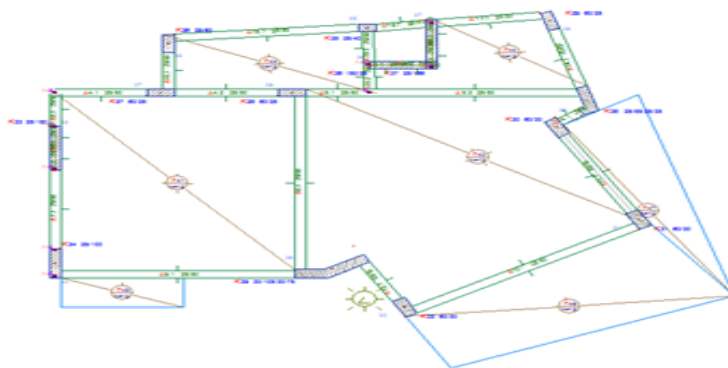


Σχήμα 5.21: Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος στη διεύθυνση x και y συναρτήσει του αριθμού ορόφων

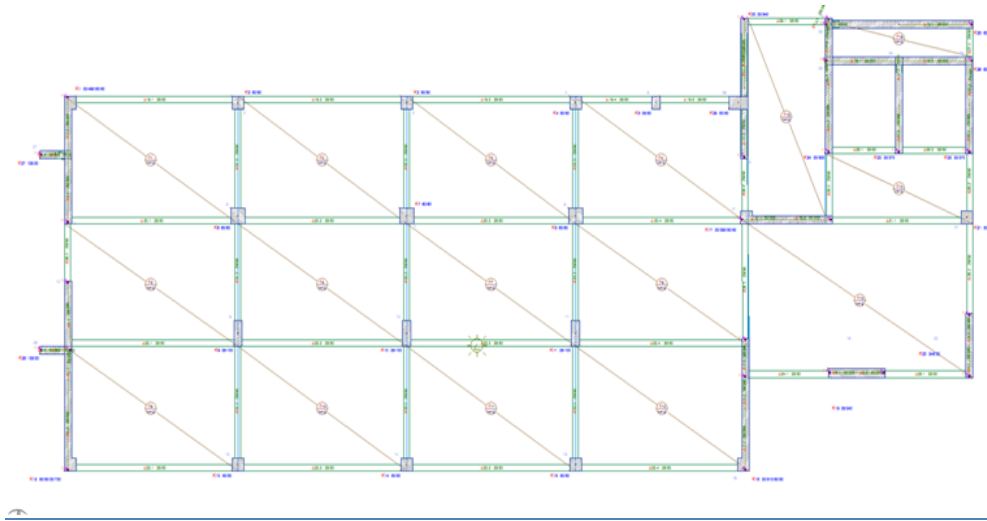
Από τα παραπάνω προκύπτει ότι οι ιδιοπερίοδοι αυξάνονται όσο αυξάνονται οι όροφοι και κατά x και κατά y. Επίσης οι ιδιοπερίοδοι και στις δύο διευθύνσεις είναι σχεδόν ίδιες, το οποίο σημαίνει πως οι μετακινήσεις και στους δυο άξονες είναι σχεδόν ίδιες, δηλαδή τα κτίρια είναι το ίδιο δύσκαμπτα η εύκαμπτα και στις δύο διευθύνσεις.

- **Επιρροή Γεωμετρίας Κατασκευής**

❖ Παρακάτω στα σχήματα 5.22 και 5.23 βλέπουμε τις κατόψεις των κτιρίων 10 και 7. Παρατηρώντας την γεωμετρία της κατασκευής του κτιρίου 10 σε σύγκριση με το κτίριο 7 βλέπουμε πως διαφέρουν στη συμμετρία, ενώ έχουν και τα δύο τον ίδιο αριθμό ορόφων.



Σχήμα 5.22: Κάτοψη κτιρίου 10



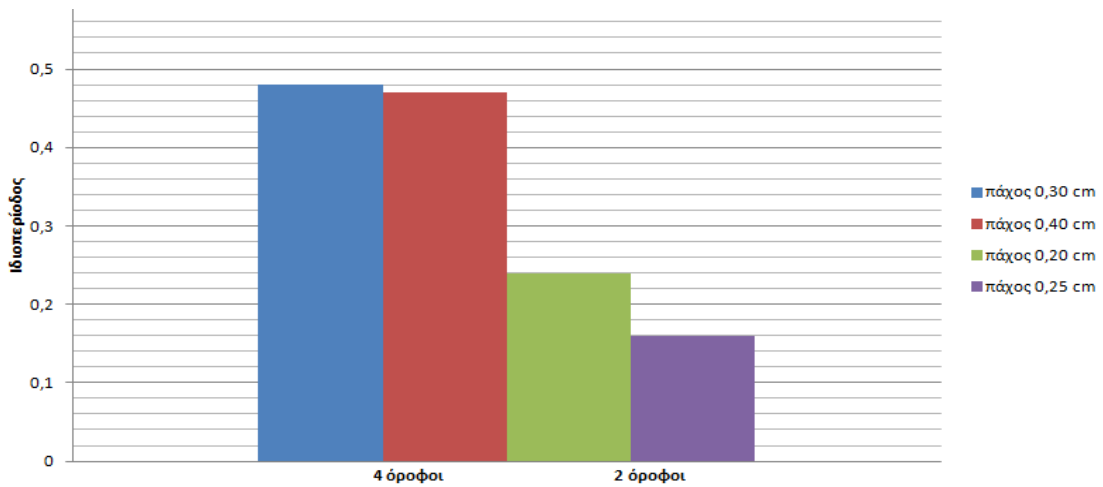
Σχήμα 5.23:Κάτοψη κτιρίου 7

Παρόλο που και τα δύο κτίρια έχουν ίδιο αριθμό ορόφων η ιδιοπερίοδος του κτιρίου 10 είναι μεγαλύτερη. Αυτό ενδέχεται να οφείλεται στο γεγονός ότι η κατασκευή δεν πληροί τα κριτήρια κανονικότητας (κεφάλαιο 3). Το κτίριο αυτό δεν είναι συμμετρικό σε σχέση με το δεύτερο, το οποίο επηρεάζει την ιδιοπερίοδο της κατασκευής.

- **Πάχος τοιχωμάτων**
- ❖ Όπως έχει αναφερθεί η ύπαρξη τοιχωμάτων είναι ένας παράγοντας που επηρεάζει την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της κατασκευής. Παρακάτω στον πίνακα 5.4 φαίνεται η σύγκριση του πάχους των τοιχωμάτων και των ιδιοπεριοδών.

Πίνακας 5.4:Σύγκριση πάχους τοίχων και ιδιοπεριοδών σε 4όροφο και 2όροφο κτίριο

Όροφοι	4 όροφοι		2 όροφοι	
Πάχος τοίχων	0,30	0,40	0,25	0,20
Ιδιοπερίοδοι	0,48	0,47	0,16	0,24

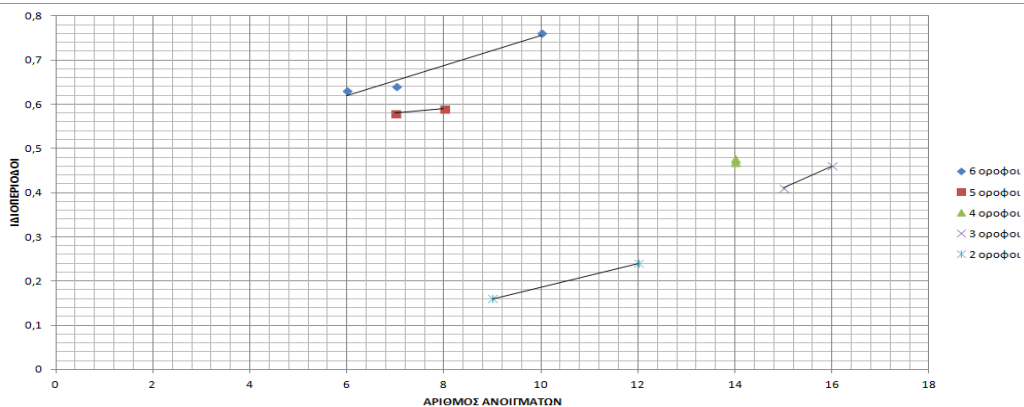


Σχήμα 5.24: Διάγραμμα ιδιοπεριόδων συναρτήσει πάχους τοιχωμάτων δύο τετραώροφων και δύο τριώροφων

❖ Από το διάγραμμα του σχήματος 5.24 βλέπουμε πως το πάχος της τοιχοποιίας επηρεάζει την ιδιοπερίοδο και στα πραγματικά κτίρια. Στα περισσότερα κτίρια το πάχος είναι 25cm. Συγκεκριμένα όμως αν συγκρίνουμε τα κτίρια 3, 9, 6 και 11 θα δούμε πως όσο μεγαλώνει το πάχος της τοιχοποιίας τόσο μικραίνει η ιδιοπερίοδος γιατί τα μεγαλύτερα τοιχώματα δεν επιτρέπουν τόσο μεγάλες μετακινήσεις.

• **Επιρροή αριθμού ανοιγμάτων**

Ένα ακόμα κριτήριο της ιδιοπεριόδου που έχουμε αναφέρει πως επηρεάζει τις πλαισιακές κατασκευές είναι και ο αριθμός των ανοιγμάτων. Παρακάτω στο σχήμα 5.25 παρουσιάζεται η τιμή της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου συναρτήσει του αριθμού των ανοιγμάτων, για κτίρια με αριθμό ορόφων.



Σχήμα 5.25: Διάγραμμα ιδιοπεριόδων συναρτήσει αριθμού ανοιγμάτων

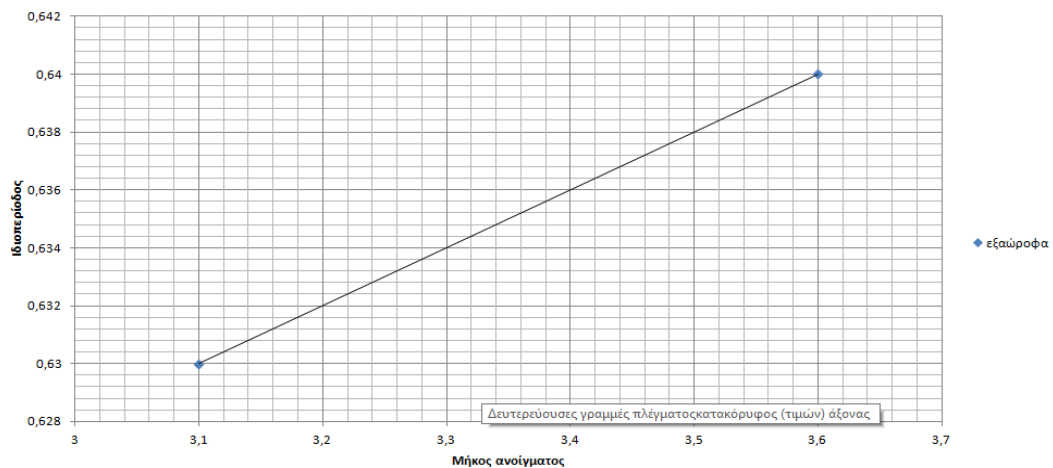
❖ Από το σχήμα 5.25 συμπεραίνουμε πως και στα πραγματικά κτίρια ο αριθμός των ανοιγμάτων επηρεάζει την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της κατασκευής, ωστόσο η επιρροή δεν είναι πολύ σημαντική. Όσα περισσότερα ανοίγματα έχει ένα κτίριο τόσο μεγαλύτερη είναι η ιδιοπερίοδος του.

- **Επιρροή μήκους ανοιγμάτων**

❖ Το μήκος των ανοιγμάτων μεταξύ των υποστυλωμάτων επηρεάζει την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της κατασκευής. Από προηγούμενες εργασίες (Asteris et al., 2015a, 2015b, 2016) είχε δειχθεί ότι η ιδιοπερίοδος των κατασκευών αυξάνεται με την αύξηση του μήκους των ανοιγμάτων. Στον πίνακα 5.5 και το σχήμα 5.26 φαίνονται οι ιδιοπερίοδοι για δύο εξώροφα κτίρια (Κτίρια 1 και 4) με διαφορετικό μήκος ανοιγμάτων. Το κτίριο με το μεγαλύτερο μήκος ανοίγματος παρουσιάζει μικρή αύξηση στην ιδιοπερίοδο, ωστόσο η αύξηση είναι μικρή και δεν μπορεί να προκύψει συμπέρασμα.

**Πίνακας 5.5: Σύγκριση μήκους ανοίγματος και ιδιοπεριόδου κτιρίου 1 και 4**

Κτίρια	Μήκος ανοίγματος (μ.)	Ιδιοπερίοδος (sec)
Κτίριο 1	3.60	0.64
Κτίριο 4	3.10	0.63



**Σχήμα 5.26: Διάγραμμα μήκους ανοίγματος συναρτήσεως ιδιοπεριόδου κτιρίου 1 και 4**

## Κεφάλαιο 6

---

### 6. Συμπεράσματα

Ο προσδιορισμός της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου εξαρτάται από πολλές παραμέτρους. Με βάση τους ευρωκώδικες ορίζονται τύποι στους οποίους βασιζόμαστε για να εξερευνήσουμε την τιμή της ιδιοπεριόδου. Εξαιτίας των πολλαπλών παραγόντων η ιδιοπερίοδος διαφέρει σε πραγματικό επίπεδο και σε θεωρητικό. Η ιδιοπερίοδος είναι ένα από τα σημαντικότερα δεδομένα που επηρεάζει μια κατασκευή καθώς είναι καθοριστικός παράγοντας για την σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου μαζί με την εδαφική επιτάχυνση, την ζώνη σεισμικότητας, την κατηγορία εδάφους, την απόσβεση, το υλικό από το οποίο είναι φτιαγμένο το κτίριο κ.α. Για την σωστή εκτίμηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου λαμβάνονται υπόψη πολλοί παράγοντες σε πραγματικό επίπεδο καθώς οι εμπειρικοί κώδικες δεν λαμβάνουν όλες τις παραμέτρους υπόψη.

Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος είναι μια σημαντική παράμετρος για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών. Στην βιβλιογραφία έχουν προταθεί διάφορες σχέσεις για τον προσεγγιστικό υπολογισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου. Ωστόσο, αυτές οι σχέσεις δίνουν διαφορετικά αποτελέσματα και οι περισσότερες λαμβάνουν υπόψη μόνο το ύψος του κτιρίου για τον υπολογισμό της ιδιοπεριόδου. Πρόσφατα έχουν προταθεί και σχέσεις που λαμβάνουν υπόψη και άλλες παραμέτρους, όπως η γεωμετρία της κατασκευής, το μήκος των φατνωμάτων, η ύπαρξη τοιχοπληρώσεων, η ύπαρξη ανοιγμάτων στις τοιχοπληρώσεις, η ύπαρξη ακανονικότητας κλπ. Οι σχέσεις αυτές έχουν προκύψει από αναλύσεις σε τυπικές κατασκευές ή πλαίσια ωπλισμένου σκυροδέματος.

Στην παρούσα εργασία επιλέγονται δεκατρία πραγματικά κτίρια ωπλισμένου σκυροδέματος. Τα κτίρια αυτά προσομοιώνονται και πραγματοποιούνται ιδιομορφικές αναλύσεις για τον αναλυτικό υπολογισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου τους. Από τις αναλύσεις επιβεβαιώνονται τα συμπεράσματα προηγούμενων εργασιών σε απλούστερες κατασκευές. Το ύψος της κατασκευής είναι ένας από τους σημαντικότερους παράγοντες που επηρεάζουν την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο. Ωστόσο, από τις αναλύσεις προκύπτει επίσης ότι η ιδιοπερίοδος επηρεάζεται μεταξύ άλλων και από την ύπαρξη τοιχωμάτων και το μέγεθος αυτών καθώς και από το μήκος ανοιγμάτων των πλαισίων.

## Βιβλιογραφία

1. Ζιώγκα Η. (2008), Επίδραση της σεισμικής μόνωσης στην σεισμική απόκριση κατασκευών ωπλισμένου σκυροδέματος, Πτυχιακή Εργασία, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Τ.Ε., ΑΕΙ Πειραιά Τ.Τ.
2. Καραλή Κ., Παπαναστασίου Ε. (2014), "Διερεύνηση των παραμέτρων που επηρεάζουν τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο τοιχοπληρωμένων πλαίσιακών κατασκευών από ωπλισμένο σκυρόδεμα", Πτυχιακή Εργασία, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Τ.Ε., ΑΕΙ Πειραιά Τ.Τ.
3. Κωστάκη Ε., Μάρκου Β., (2013), "Επιρροή των τοιχοπληρώσεων στην θεμελιώδη ιδιοπερίοδο των κατασκευών από ωπλισμένο σκυρόδεμα", Πτυχιακή Εργασία, Ανώτατη Σχολή Παιδαγωγικής και Τεχνολογικής Εκπαίδευσης, Τμήμα Εκπαιδευτικών Πολιτικών Έργων Υποδομής, Αθήνα
4. Μανιώτη Α. και Μπλέτσα Κ. (2016), "Εκτίμηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος με ακανονικότητες", Πτυχιακή Εργασία, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Τ.Ε., ΑΕΙ Πειραιά Τ.Τ.
5. Ψυχάρης Γ. Ν., (2016), Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Τεύχος 1, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Ε.Μ.Π., Αθήνα.
6. Asteris, P. G., Repapis C., Repari E., Cavaleri, L. (2016). Fundamental Period of Infilled Reinforced Concrete Frame Structures", Structure and Infrastructure Engineering.
7. Asteris, P.G., Repapis, C., Tsaris, A.K., Di Trapani, F., Cavaleri, L., (2015b). "Parameters Affecting the Fundamental Period of Infilled RC Frame Structures", Earthquakes and Structures, 9(5), 999-1028.
8. Asteris, P.G., Repapis, C.C., Cavaleri, L., Sarhosis, V., Athanasopoulou, A., (2015a). "On the fundamental period of infilled RC frame buildings", Structural Engineering and Mechanic, 54(6), 1175-1200.
9. Dominguez Morales M., (2000), "Fundamental Period Of Vibration For RC Building". University of Ottawa

10. Goel, R.K. and Chopra, A.K (1997), "Period formulas for moment-resisting frame buildings", J. Struct. Eng., ASCE, 123(11), 1454-1461
11. Hatzigeorgiou, G. D., & Kanapitsas, G. (2013), Evaluation of fundamental period of low-rise and mid-rise reinforced concrete buildings. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 42(11), 1599-1616.
12. <http://dspace.lib.ntua.gr/bitstream/handle/123456789/7285/1.pdf;jsessionid=48F646C5FB35FC7D3439CF5717C9D8E8?sequence=1>
13. <http://ikee.lib.auth.gr/record/134377/files/GRI-2014-12402>
14. [http://lee.civil.ntua.gr/pdf/mathimata/antiseismiki\\_texnologia\\_1/simeioseis/](http://lee.civil.ntua.gr/pdf/mathimata/antiseismiki_texnologia_1/simeioseis/)
15. [http://library.tee.gr/digital/m2464/m2464\\_ec8\\_1](http://library.tee.gr/digital/m2464/m2464_ec8_1)
16. [http://seismo.geology.upatras.gr/engseismo/8\\_EngSeism\\_antiseismikoi\\_kanonis\\_moi](http://seismo.geology.upatras.gr/engseismo/8_EngSeism_antiseismikoi_kanonis_moi).
17. <http://www.telestatic.gr/content/article/2/5/texnika-8emata/>
18. Kose, M. M., (2009), Parameters affecting the fundamental period of RC buildings with infill walls. Engineering Structures, 31(1), 93-102.
19. LH logismiki (2013), FESPA 10 for windows, v.5.4.0.100. Athens, Greece