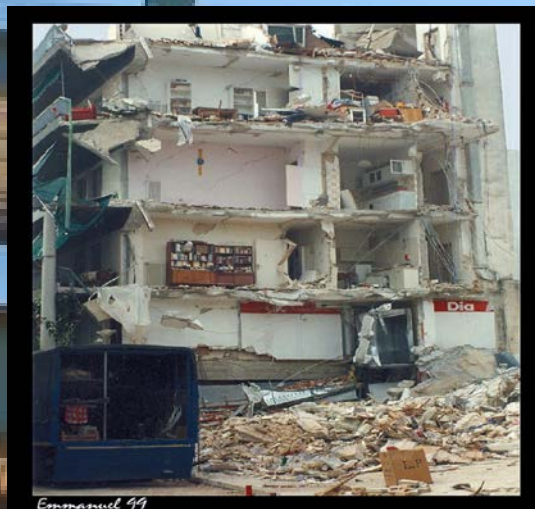


**Τ.Ε.Ι. ΠΕΙΡΑΙΑ**  
**ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ**  
**ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ**  
*Επιβλέπων καθηγητής: Μεταξά Σοφία*

## ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

„ Σύγκριση Ευρωκώδικα 8 και Ε.Α.Κ. με εφαρμογή σε μία μελέτη περίπτωσης μεταλλικού κτιρίου“

**ΟΙΚΟΝΟΜΟΠΟΥΛΟΥ ΜΑΡΙΑ**  
**ΔΕΔΕΣ ΑΝΤΡΕΑΣ**



Απρίλιος 2009

# ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

## 1. ΠΡΟΛΟΓΟΣ

1.1 Γενικά.....	5
1.2 Ιστορικοί σεισμοί.....	5
1.3 Κλίμακες μέτρησης της εντάσεως των σεισμών.....	6
1.4 Αντισεισμική θωράκιση κτιρίων, ελληνικός και ευρωπαϊκός αντισεισμικός κανονισμός.....	8
1.5 Σκοπός της έρευνας.....	8

## 2. ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΚΑΙ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8, ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΔΥΟ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ, ΕΙΔΙΚΟΙ ΚΑΝΟΝΕΣ ΓΙΑ ΚΤΙΡΙΑ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ.

2.1 Γενικά κριτήρια Ε.Α.Κ.....	9
2.2 Γενικά κριτήρια σχεδιασμού κατά τον Ε.Α.Κ.....	9
2.3 Γενικά κριτήρια Ευρωκώδικα 8.....	10
2.4 Σύγκριση γενικών κριτηρίων των δύο κανονισμών.....	10
2.5 Σεισμικός χάρτης Ελλάδος, σεισμική επιτάχυνση εδάφους.....	10
2.6 Σεισμικές δράσεις κατά τον ΕΑΚ.....	12
2.6.1 Διεύθυνση και στάθμη Εφαρμογής.....	12
2.6.2 Καθορισμός σεισμικών διεγέρσεων.....	12
2.6.3 Φάσματα σχεδιασμού κατά τον ΕΑΚ.....	13
2.6.4 Συντελεστής σπουδαιότητας κτιρίων $\gamma_1$ κατά τον ΕΑΚ.....	15
2.6.5 Συντελεστής συμπεριφοράς $q$ κατά τον ΕΑΚ.....	16
2.6.6 Κατάταξη εδαφών κατά τον ΕΑΚ.....	17
2.6.7 Συντελεστής θεμελίωσης κατά τον ΕΑΚ.....	18
2.7 Σεισμικές δράσεις κατά τον EC8.....	18
2.7.1 Προσομοίωση σεισμικών διεγέρσεων.....	18
2.7.2 Καθορισμός σεισμικών διεγέρσεων.....	19
2.7.3 Φάσματα σχεδιασμού κατά τον EC8.....	19
2.7.4 Συντελεστής σπουδαιότητας κτιρίων κατά τον EC8.....	23
2.7.5 Συντελεστής συμπεριφοράς $q$ κατά τον EC8.....	23
2.7.6 Κατάταξη εδαφών κατά τον EC8.....	25
2.7.7 Συντελεστής εδάφους $S$ κατά τον EC8.....	26
2.8 Σεισμική απόκριση κατασκευών.....	26
2.8.1 Γενικές αρχές, παραδοχές και βάσεις υπολογισμού κατά τον ΕΑΚ.....	26
2.8.2 Γενικές αρχές, παραδοχές και βάσεις υπολογισμού κατά τον EC8.....	28
2.8.3 Μέθοδοι υπολογισμού κατά τον ΕΑΚ.....	28
2.8.4 Μέθοδοι υπολογισμού κατά τον EC8.....	28
2.9 Προσομοίωση κατά τον Ε.Α.Κ.....	30
2.9.1 Ελευθερίες κίνησης.....	31
2.9.2 Προσομοίωση των μαζών.....	32
2.10 Προσομοίωση κατά EC8.....	33

2.10.1 Προσομοίωση των μαζών.....	33
2.10.2 Προσομοίωση δυσκαμψίας φέροντων στοιχείων.....	33
2.11 Εκκεντρότητες σχεδιασμού.....	33
2.11.1 Τυχηματική εκκεντρότητα κατά ΕΑΚ.....	33
2.11.2 Τυχηματική εκκεντρότητα κατά EC8.....	34
2.11.3 Εφαρμογή δυναμικής φασματικής μεθόδου.....	34
2.11.4 Εφαρμογή απλοποιημένης φασματικής μεθόδου κατά τον ΕΑΚ.....	34
2.11.5 Εφαρμογή απλοποιημένης φασματικής μεθόδου κατά EC8.....	37
2.12 Δυναμική φασματική Μέθοδος κατά ΕΑΚ και EC8.....	38
2.12.1 Γενικά.....	38
2.12.2 Αριθμός σημαντικών ιδιομορφών κατά ΕΑΚ.....	39
2.12.3 Αριθμός σημαντικών ιδιομορφών κατά EC8.....	39
2.12.4 Επαλληλία ιδιομορφικών αποκρίσεων κατά ΕΑΚ.....	40
2.12.5 Επαλληλία ιδιομορφικών αποκρίσεων κατά EC8.....	41
2.13 Απλοποιημένη φασματική μέθοδος κατά τον ΕΑΚ και EC8.....	41
2.13.1 Πεδίο εφαρμογής της απλοποιημένης φασματικής μεθόδου κατά τον ΕΑΚ.....	41
2.13.2 Πεδίο εφαρμογής της απλοποιημένης φασματικής μεθόδου κατά τον EC8.....	43
2.13.3 Ισοδύναμα σεισμικά φορτία κατά τον ΕΑΚ.....	45
2.13.4 Ισοδύναμα σεισμικά φορτία κατά τον EC8.....	47
2.13.5 Ταυτόχρονη στατική δράση των οριζόντιων σεισμικών φορτίων $F_i$ .....	48
2.14 Κατακόρυφη σεισμική διέγερση κατά ΕΑΚ.....	49
2.15 Κριτήρια σχεδιασμού και κανόνες εφαρμογής.....	50
2.15.1 Αποφυγή κατάρρευσης κατά τον ΕΑΚ.....	50
2.15.2 Δράσεις υπολογισμού κατά τον ΕΑΚ.....	50
2.15.3 Αποφυγή κατάρρευσης κατά τον EC8.....	51
2.15.4 Δράσεις υπολογισμού.....	52
2.16 Έλεγχοι αντοχής κατά ΕΑΚ.....	52
2.17 Έλεγχοι αντοχής κατά EC8.....	53
2.18 Εξασφάλιση ικανότητας απελευθέρωσης ενέργειας (πλαστιμότητας) στο σύνολο του δομήματος - Γενικοί κανόνες ικανοτικού σχεδιασμού.....	54
2.18.1 Εξασφάλιση ικανότητας απελευθέρωσης ενέργειας (πλαστιμότητας) στο σύνολο του δομήματος - Γενικοί κανόνες ικανοτικού σχεδιασμού κατά ΕΑΚ.....	54
2.18.2 Εξασφάλιση ικανότητας απελευθέρωσης ενέργειας (πλαστιμότητας) στο σύνολο του δομήματος - Γενικοί κανόνες ικανοτικού σχεδιασμού κατά EC8.....	55
2.19 Ειδικές Απαιτήσεις και κανόνες εφαρμογής για κτίρια από χάλυβα κατά τον ΕΑΚ.....	56
2.19.1 Ειδικές Απαιτήσεις για Κτίρια από Χάλυβα κατά τον ΕΑΚ.....	56
2.19.2 Ειδικοί κανόνες εφαρμογής για φέροντα στοιχεία από χάλυβα κατά τον ΕΑΚ.....	56
2.19.3 Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα.....	59
2.19.4 Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα.....	61
2.20 Ειδικές Απαιτήσεις και κανόνες εφαρμογής για κτίρια από χάλυβα κατά τον EC8.....	64
2.20.1 Ειδικοί κανόνες εφαρμογής για φέροντα στοιχεία από χάλυβα κατά τον EC8.....	63
2.20.2 Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα.....	64
2.20.3 Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα.....	66

### **3. ΜΕΛΕΤΗ ΚΑΙ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΟΥ ΕΛΛΗΝΙΚΟΥ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ ΚΑΙ ΤΟΥ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8 ΣΕ ΕΝΑ ΔΥΟΡΟΦΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ**

3.1 Περιγραφή του χαλύβδινου κτιρίου.....	68
3.2 Κατόψεις, όψεις, τομές χαλύβδινου κτιρίου.....	68
3.3 Παράμετροι και συντελεστές του κτιρίου.....	71
3.4 Υπολογισμός φάσματος σχεδιασμού κατά EC8 και EAK.....	71
3.5 Κριτήρια κανονικότητας κτιρίου κατά EAK.....	73
3.6 Κριτήρια κανονικότητας κτιρίου κατά EC8.....	73
3.7 Προσομοίωση, μοντέλο δυναμικής ανάλυσης.....	74
3.8 Υπολογισμός ιδιοπεριόδου κτιρίου κατά EAK.....	76
3.9 Υπολογισμός ιδιοπεριόδου κτιρίου κατά EC8.....	76
3.10 Ισοδύναμα σεισμικά φορτία κατά τον EAK.....	77
3.11 Ισοδύναμα σεισμικά φορτία κατά τον EC8.....	77
3.12 Κατανομή των σεισμικών φορτίων κατά EAK.....	78
3.13 Κατανομή των σεισμικών φορτίων κατά τον EC8.....	79
3.14 Εκκεντρότητες σχεδιασμού, στρεπτικές ροπές.....	80
3.14.1 Τυχηματική εκκεντρότητα κατά EAK και υπολογισμός ροπών εκκεντρότητας.....	80
3.14.2 Τυχηματική εκκεντρότητα κατά EC8 και υπολογισμός ροπών εκκεντρότητας.....	80
3.14.3 Συνολικές στρεπτικές ροπές.....	81
3.15 Στατικό μοντέλο κτιρίου, διαστασιολόγηση ράβδων.....	82
3.16 Τεχνικά χαρακτηριστικά διατομών και υλικών.....	85
3.17 Κατανομή των σεισμικών φορτίων στους φέροντες τοίχους, απλοποιημένα στατικά μοντέλα.....	86
3.18 Συνδυασμός σεισμικών δράσεων με άλλες δράσεις κατά τον EAK.....	92
3.19 Συνδυασμοί της σεισμικής δράσης με άλλες δράσεις κατά EC8.....	93
3.20 Υπολογισμός στατικών φορτίσεων, δυνάμεων και ροπών για τα δυσμενέστερα μέλη.....	94
3.21 Έλεγχος επάτκιας διατομών κατά τον Ευρωκώδικα 3 για φορτία υπολογισμένα με τον Ε.Α.Κ.....	107
3.22 Έλεγχος επάτκιας διατομών κατά τον Ευρωκώδικα 3 για φορτία υπολογισμένα με τον Ευρωκώδικα 8.....	113

### **4. ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΚΑΙ ΒΑΣΙΚΕΣ ΔΙΑΦΟΡΕΣ ΤΟΥ Ε.Α.Κ. ΚΑΙ ΤΟΥ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8 ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΗ ΜΕΛΕΤΗ ΕΝΟΣ ΔΥΟΡΟΦΟΥ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ**

4.1 Γενικά.....	120
4.2 Βασικά σημεία διαφοροποίησης των αντισεισμικών κανονισμών Ε.Α.Κ. και EC8.....	122
4.3 Σύγκριση αποτελεσμάτων δυνάμεων – ροπών κτιρίου.....	126
4.4 Σύγκριση διατομών φέροντος οργανισμού και κόστους.....	129
4.5 Γενικά συμπεράσματα.....	129

# 1. ΠΡΟΛΟΓΟΣ

## 1.1 Γενικά

Στον ελλαδικό χώρο εδώ και πάρα πολλά χρόνια παρατηρείται αρκετά έντονη σεισμική δράση. Αυτό συμβαίνει κυρίως λόγω των τεκτονικών κινήσεων που δημιούργησαν το χώρο αυτό και σημειώθηκαν κατά την τελευταία γεωλογική περίοδο. Το τεκτονισμένο υπέδαφος της Ελλάδας δεν έχει αποκαταστήσει ακόμα ασφαλή ισορροπία καθώς υπάρχουν συνεχείς μετακινήσεις μεταξύ της ευρασιατικής και αφρικανικής πλάκας που συνορεύουν κάτω από τον ελλαδική στρατόσφαιρα.

Λόγω αυτής της έντονης σεισμικής δραστηριότητας, όλο και περισσότεροι επιστήμονες ενδιαφέρθηκαν να μελετήσουν σε βάθος το φαινόμενο του σεισμού, τα αίτια και τα αποτελέσματα αυτού.

Με τον όρο σεισμός εννοούμε κινήσεις του εδάφους μικρής ή μεγάλης εντάσεως που προέρχονται από ενδογενή αίτια κυρίως, τις κινήσεις των τεκτονικών πλακών (βλέπε εικόνα 1.1), τη δραστηριότητα των ενεργών ηφαιστειών και τις κατακρημνίσεις βραχωδών μαζών.



Εικόνα 1.1 Τεκτονικές πλάκες

## 1.2 Ιστορικοί σεισμοί

Με το πέρασμα των χρόνων οι σεισμοί που μας απασχόλησαν ιδιαίτερα ήταν κυρίως αυτοί που είχαν καταστροφικές συνέπειες (απώλειες ανθρώπινων ζώων, υλικές ζημιές κτλ). Αν κάνουμε μια αναδρομή στο πρόσφατο παρελθόν μπορούμε να ξεχωρίσουμε κάποιους ιδιαίτερα μεγάλους και καταστροφικούς από αυτούς όπως μπορούμε να δούμε και στον παρακάτω πίνακα:

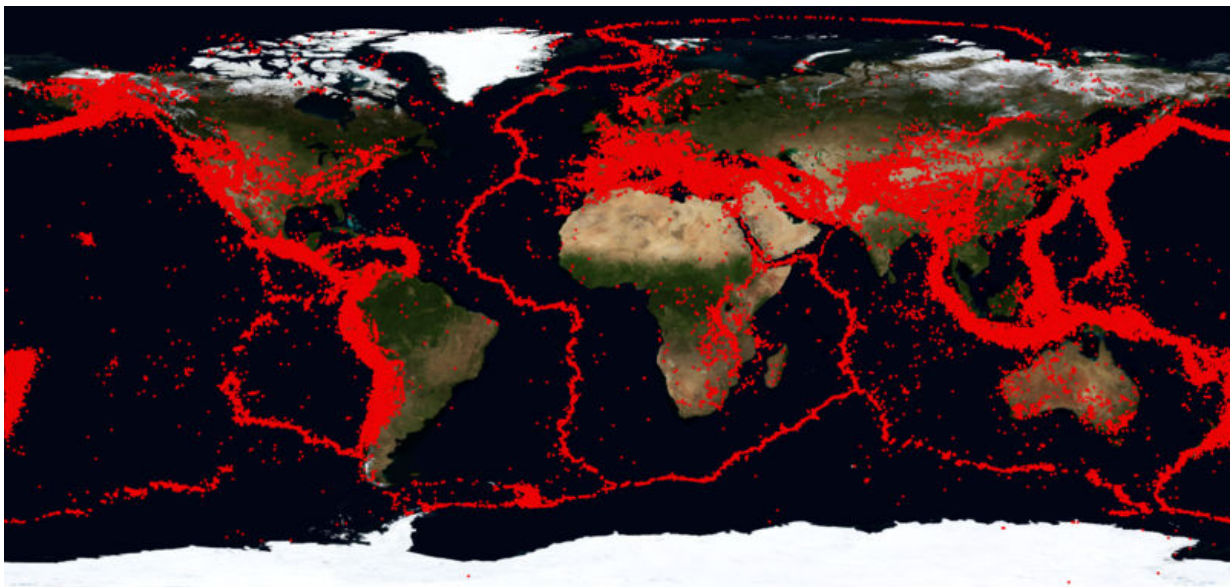
ΠΕΡΙΟΧΗ	ΧΡΟΝΟΛΟΓΙΑ
Καλιφόρνια	1906
Αλάσκα	1964
Ιαπωνία	1964
Κίνα	1976
Μεξικό	1985

Οι μεγάλοι σεισμοί, όπως ο σεισμός του 1964 στην Αλάσκα, έχουν μεγέθη 8,0 ή υψηλότερα. Ο σεισμός του Σαν Φρανσίσκο του 1906 έχει υπολογιστεί από τότε σε 8,3. Άλλος στο Μεξικό το 1985 καταχωρήθηκε σαν 8,1 στην κλίμακα Richter. Κατά μέσον όρο, ένας σεισμός τέτοιου μεγέθους εμφανίζεται κάπου στον κόσμο κάθε έτος.

Πολύ χαρακτηριστικά παραδείγματα καταστροφικών σεισμών στον κόσμο είναι επίσης και οι παρακάτω από τους οποίους είχαμε τρομερές απώλειες σε ανθρώπινες ζωές.

ΠΕΡΙΟΧΗ	ΧΡΟΝΟΛΟΓΙΑ	ΘΑΝΑΤΟΙ
Μεσσήνη	1908	103000
Τόκιο	1923	250000
Κίνα	1976	250000
Μεξικό	1985	20000

Οι περισσότεροι σεισμοί εμφανίζονται στα όρια των τεκτονικών πλακών, όπως φαίνεται στον παρακάτω χάρτη σεισμικής δραστηριότητας



Εικόνα 1.2 Χάρτης παγκόσμιας σεισμικής δραστηριότητας 1976 – 2003

### 1.3 Κλίμακες μέτρησης της εντάσεως των σεισμών

Η ένταση που κάθε φορά παρουσιάζει ένας σεισμός είναι διαφορετική και κατά καιρούς έχουν χρησιμοποιηθεί διάφορες κλίμακες μέτρησής της. Από αυτές, επικράτησε και εφαρμόζεται αυτή του Richter κατά την οποία οι σεισμοί κατατάσσονται ανάλογα με το μέγεθος τους  $M$  σύμφωνα με τον τύπο:

$$M = \log(A * \Delta^{1,44}) + 0,2$$

όπου :

$A$  είναι το μέγιστο πλάτος αναγραφής του σεισμού σε μικρά και

$\Delta$  η επικεντρική απόσταση σε km.

Η κλίμακα Richter είναι μια λογαριθμική κλίμακα, έτσι κάθε (ολόκληρη) μονάδα στην κλίμακα αντιπροσωπεύει 10 φορές το τράνταγμα του εδάφους του επόμενου χαμηλότερου (ακέραιου) αριθμού. Αν και η κλίμακα δεν έχει θεωρητικό ανώτερο όριο, οι μεγαλύτεροι

σεισμοί που έχουν καταγραφεί δεν έχουν υπερβεί τη τιμή των 9 της εν λόγω κλίμακας. Στον παρακάτω πίνακα φαίνεται η διαβάθμιση ενός σεισμού με βάση την κλίμακα Richter.

Ένταση σεισμού σε Richter	Χαρακτηρισμός σεισμού	Αποτελέσματα σεισμού
8R +	Μεγάλος	Μεγάλες απώλειες ανθρώπινων ζωών και μεγάλες καταστροφές
7R-7.9R	Σημαντικός	Σοβαρότατες ζημιές σε ακτίνα μεγαλύτερη των 100 χλμ
6R-6.9R	Ισχυρός	Σοβαρότατες ζημιές σε ακτίνα έως 100 χλμ
5R-5.9R	Μέτριος	Ζημιές συνήθως εντός 10 τετραγωνικών χλμ
4R-4.9R	Ασθενής	Αισθητοί με ελαφρές συνήθως ζημιές γύρω από το επίκεντρο
3R-3.9R	Ασήμαντος	Αισθητοί χωρίς ζημιές
< 3R	Μικρός	Πολλές φορές ανεπαίσθητοι

Άλλη μία γνωστή κλίμακα μέτρησης της εντάσεως του σεισμού είναι η ROSSI-FOREL που με τα χρόνια διορθώθηκε από τους επιστήμονες Mercalli και Sieberg, και κατά την οποία οι σεισμικές δονήσεις κατατάσσονται σε 12 βαθμούς ανάλογα με τις επιταχύνσεις.





*Εικόνα 1.3 Καταστροφές που προκλήθηκαν από ισχυρούς σεισμούς σε Ελλάδα, Μεξικό, Ιαπωνία*

#### **1.4 Αντισεισμική θωράκιση κτιρίων, ελληνικός και ευρωπαϊκός αντισεισμικός κανονισμός**

Όλα τα παραπάνω γεγονότα είχαν ένα κοινό παρανομαστή. Την κατάρρευση πολλών χιλιάδων κατασκευών είτε αυτά ήταν υψηλής επικινδυνότητας (νοσοκομεία, γέφυρες, σχολεία, δημόσια κτίρια) είτε μικρότερης (μονοκατοικίες, πολυκατοικίες, κτλ).

Οι σεισμικές δυνάμεις και τα αποτελέσματά τους στα τεχνικά έργα παρουσιάζουν εξαιρετικό ενδιαφέρον για τους μηχανικούς και διάφορους άλλους επιστήμονες. Το έδαφος και γενικότερα οι γεωλογικοί σχηματισμοί σαν μέσο υποδοχής των τεχνικών έργων αποτελούν έναν πολύ σημαντικό σημείο μελέτης τόσο από την άποψη συμπεριφοράς αυτών των ίδιων των γεωλογικών σχηματισμών (δομή, σύσταση) όσο και για τις ενεργειακές επιδράσεις αυτών που μεταφέρονται στην κατασκευή. Πιο κάτω αναλυτικότερα θα αναφερθούμε στα είδη των εδαφών πάνω στα οποία θεμελιώνονται οι κατασκευές και κατά πόσο είναι επικίνδυνα ή μη ανάλογα με τις περιοχές.

Λόγω της μεγάλης σημασίας του προβλήματος της σεισμικής διέγερσης, συντάχθηκαν απ' όλες τις ενδιαφερόμενες χώρες αντισεισμικοί κανονισμοί θωράκισης των κτιρίων οι οποίοι κατά καιρούς αναθεωρούνται και προσαρμόζονται στα νέα στοιχεία και σε νέες μελέτες.

Αυτό ακριβώς έχουμε μελετήσει και στην Ελλάδα εδώ και αρκετά χρόνια δημιουργώντας έναν αντισεισμικό κανονισμό σύμφωνα με τα δικά μας στοιχεία και ανάγκες για τις κατασκευές μας. Ο γνωστός σε όλους μας Ε.Α.Κ (Ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός). Ο ΕΑΚ λόγω της μεγάλης σεισμικότητας στην χώρα μας θεωρείται ίσως ο πιο αυστηρός, τουλάχιστον στον ευρωπαϊκό χώρο.

Η ανάγκη που δημιουργήθηκε όμως στον επιστημονικό κόσμο τα τελευταία χρόνια να μελετάται η αντισεισμική συμπεριφορά μιας κατασκευής με έναν κοινό για όλες τις ευρωπαϊκές χώρες κανονισμό, οδήγησε την επιστημονική ευρωπαϊκή κοινότητα στην εκπόνηση του ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8 ή αλλιώς EC8.

#### **1.5 Σκοπός της έρευνας**

Σκοπός της έρευνας είναι να διακρίνουμε τις ομοιότητες και τις διαφορές των δύο κανονισμών, του ελληνικού (Ε.Α.Κ.) και του ευρωπαϊκού (EC8), σε ότι αφορά τον υπολογισμό των σεισμικών φορτίων, τον σχεδιασμό της κατασκευής και εν τέλη τη



διαστασιολόγηση της κατασκευής. Αρχικά η σύγκριση γίνεται σε θεωρητικό επίπεδο με την ανάλυση και παράθεση των μεθόδων υπολογισμού των δύο κανονισμών. Στη συνέχεια μελετάται με τους δύο κανονισμούς μία κοινή δυόροφη κατοικία με χαλύβδινο φορέα σε συγκεκριμένη περιοχή και διαστασιολογείται. Τέλος γίνεται σύγκριση και εξάγονται συμπεράσματα σε ότι αφορά τον τρόπο κατασκευής, τη διαστασιολόγηση των διατομών και του τελικού κόστους της κατασκευής.

## **2 ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΚΑΙ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8, ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΔΥΟ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ, ΕΙΔΙΚΟΙ ΚΑΝΟΝΕΣ ΓΙΑ ΚΤΙΡΙΑ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ**

### **2.1 Γενικά κριτήρια Ε.Α.Κ.**

Ο ΕΑΚ κύριο στόχο έχει την μελέτη και την κατασκευή κτιρίων ικανών να αντέξουν σε σεισμικές δονήσεις ορισμένης έντασης με σκοπό την προστασία της ανθρώπινης ζωής, την αποφυγή και περιορισμό των οικονομικών απωλειών καθώς επίσης και την διασφάλιση μιας ελάχιστης λειτουργίας των κτιρίων.

Παρά τα παραπάνω θα πρέπει να γίνει αντιληπτό, ακόμα και αν εφαρμοστούν κατά γράμμα οι κανόνες του ΕΑΚ, η πιθανότητα μη επίτευξης του στόχου στην περίπτωση σεισμού, δεν μπορεί να αποκλεισθεί. Αυτό θα συμβεί διότι οι συνθήκες δόνησης ενός σεισμού δεν θα είναι οι αναμενόμενες.

Ο Ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός περιέχει υποχρεωτικές διατάξεις που καθορίζουν τις ελάχιστες σεισμικές δράσεις σχεδιασμού (θα αναφερθούμε παρακάτω) και τους αντίστοιχους συνδυασμούς δράσεων, μεθόδους υπολογισμού της έντασης και της πααρμόρφωσης των κατασκευών και γενικότερα διατάξεις των φορέων και των υλικών.

Ισχύει παράλληλα για όλα τα δομήματα με συγκεκριμένο υλικό (σκυρόδεμα, χάλυβας, ξύλο, τοιχοποιία κτλ) και δεν επιτρέπει τροποποιήσεις φέροντων ή μη φέροντων στοιχείων καθώς και αλλαγή χρήσης χωρίς προηγούμενη μελέτη των συνεπειών.

### **2.2 Γενικά κριτήρια σχεδιασμού κατά τον Ε.Α.Κ.**

1. Οι σεισμικές δράσεις υπολογισμού για τον σχεδιασμό των κατασκευών διακρίνονται σε:
  - Συνολικές δράσεις που ασκούνται στο σύνολο της κατασκευής.
  - Σε τοπικές δράσεις που ασκούνται σε φέροντα ή μη φέροντα στοιχεία.
2. Για την αποφυγή κατάρρευσης:
  - Εξασφαλίζεται με αξιοπιστία η μεταφορά στο έδαφος των δράσεων κάθε στοιχείου του δομήματος χωρίς μεγάλες παραμορφώσεις.
  - Ελέγχεται ο πλαστικός μηχανισμός απόκρισης του φορέα στον σεισμό.
  - Εξασφαλίζεται η αντοχή που απαιτείται σε όλα τα φέροντα στοιχεία της κατασκευής.
  - Εξασφαλίζεται μια ελάχιστη στάθμη πλαστιμότητας σε κάθε κρίσιμη περιοχή.

3.Για τον περιορισμό των βλαβών:

- Οι μετακινήσεις των ορόφων υπό την επίδραση του σεισμού μικρότερης έντασης και μεγαλύτερης συχνότητας εμφάνισης από τον σεισμόσχεδιασμού πρέπει να είναι μικρότερες από τιμές που θεωρούνται σε ανεκτό βαθμό βλάβης του οργανισμού πληρώσεως.
- Πρέπει να εξασφαλίζεται επαρκής αντοχή των στοιχείων στήριξης.

### 2.3 Γενικά κριτήρια Ευρωκώδικα 8

Κύριος σκοπός του EC8 παραμένει η προστασία της ανθρώπινης ζωής έναντι του σεισμού όπως επίσης και ο περιορισμός των υλικών βλαβών σε κτίρια μικρής ή μεγάλης σπουδαιότητας.

Οι διατάξεις του διαφέρουν σε κάποια σημεία από αυτές του ΕΑΚ αφού πέρα του ότι καθορίζει :

- Τους γενικούς κανόνες σχεδιασμού.
- Τον προσδιορισμό σεισμικών δράσεων και τον συνδυασμό τους με άλλες δράσεις.
- Τον υπολογισμό της έντασης των κατασκευών.

Αναφέρεται και:

- Συγκεκριμένους κανόνες για κτίρια από:

A .Σκυρόδεμα

B.Χάλυβα

Γ.Τοιχοποιία

Δ.Ξύλο

E.Υφιστάμενα κτίρια

Στ.Κανόνες για γέφυρες.

Z.Σε θεμελιώσεις – αντιστηρίξεις

Φυσικά αναφέρεται και σε θέματα σχεδιασμού και ασφάλειας που σχετίζονται με την σεισμική μόνωση.

### 2.4 Σύγκριση γενικών κριτηρίων των δύο κανονισμών

Από τις παραπάνω αναφορές εύκολα συμπερένουμε ότι τα γενικά κριτήρια των δύο κανονισμών έχουν ελάχιστες αποκλίσεις τα μεν από τα δε.

Τόσο ο ελληνικός όσο και ο ευρωπαϊκός έχουν ως κύριο στόχο ακριβώς τον ίδιο:

Την αποφυγή της ανθρώπινης απώλειας και κατά δεύτερον της οικονομικής.Για να δούμε κάποιες πιο άμεσες διαφορές θα πρέπει πιο κάτω να εξετάσουμε τις σεισμικές δράσεις σχεδιασμού που αναφέραμε και πιο πάνω,τις μεθόδους υπολογισμού κ.τ.λ

### 2.5 Σεισμικός χάρτης Ελλάδος, σεισμική επιτάχυνση εδάφους

Το πιο κρίσιμο μέγεθος για τον καθορισμό των σεισμικών δράσεων και των δύο αντισεισμικών κανονισμών είναι η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους.

Για την εφαρμογή των κανονισμών η χώρα μας υποδιαιρείται σε τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας I,II και III τα όρια των οποίων καθορίζονται στον παρακάτω χάρτη.

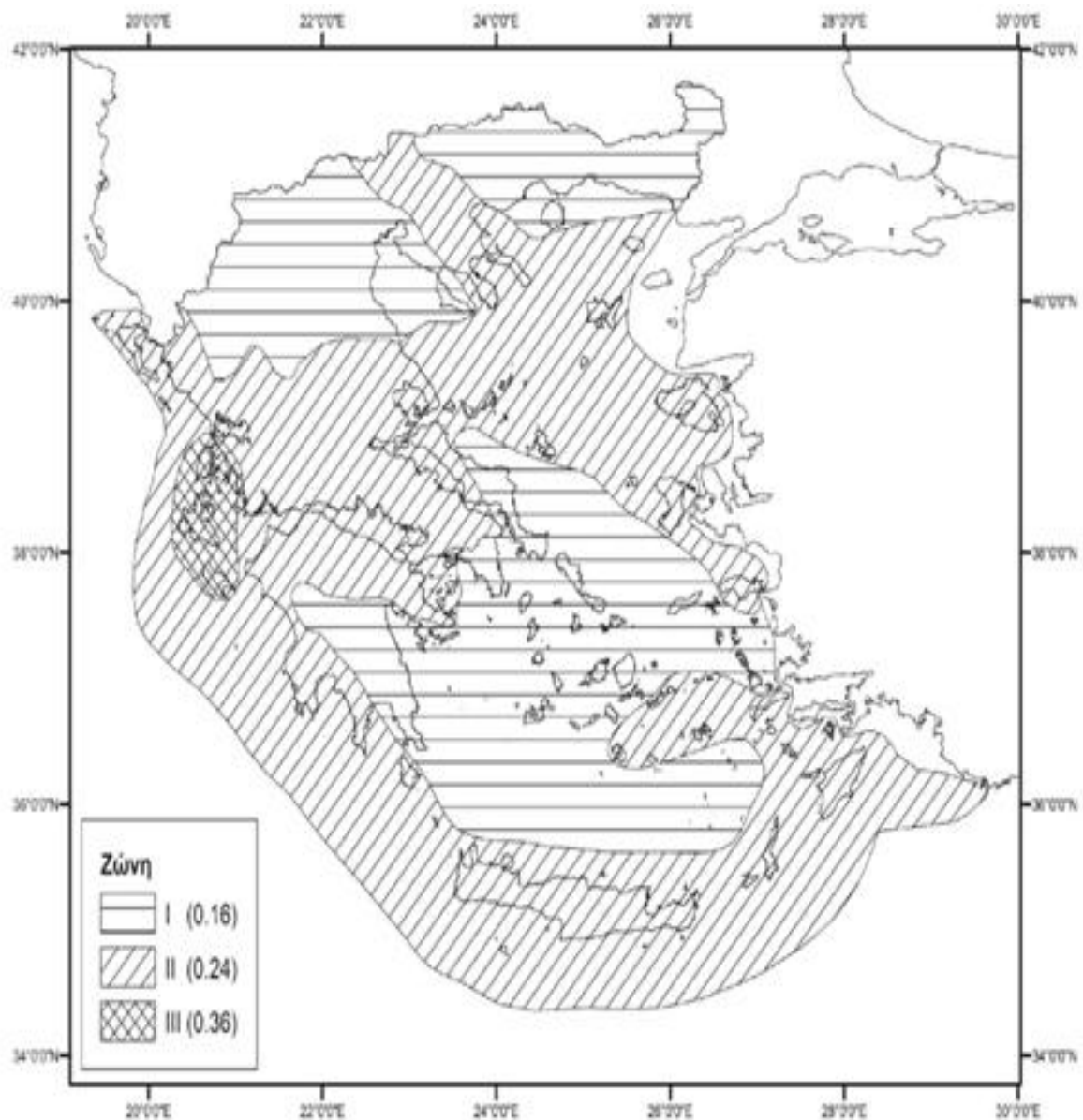
Επιπλέον δίνεται κατάλογος οικισμών του ελληνικού χώρου και η ζώνη σεισμικής

επικινδυνότητας στην οποία ανήκουν. Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μία τιμή σεισμικής επιτάχυνσης  $A$  που εκτιμάται σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα ότι έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα πενήντα χρόνια.

Ο ευρωκώδικας 8 κάνει αποδεκτό τον παρακάτω σεισμικό χάρτη αφού αναθέτει στις εθνικές αρχές το διαχωρισμό των εθνικών περιφερειών σε σεισμικές ζώνες, που θα εξαρτώνται από την τοπική επικινδυνότητα. Συμβατικά η επικινδυνότητα θεωρείται σταθερή στα πλαίσια κάθε ζώνης.

Η σχετική επιτάχυνση εδάφους  $A$ ,  $a_{gR}$  για μια χώρα ή τα τμήματα αυτής, μπορεί να εξαχθεί από χάρτες ζωνών που βρίσκονται στα αντίστοιχα σχετικά παραρτήματα.

Η σχετική επιτάχυνση του εδάφους που επιλέγεται από τις διεθνείς αρχές για κάθε σεισμική ζώνη, ανταποκρίνεται σε μια σχετική περίοδο επαναφοράς  $T_{NCR}$  της σεισμικής δράσης για την διασφάλιση της απαίτησης για μη κατάρρευση. Ένας συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_1$  ίσος με την μονάδα, ορίζεται για αυτή την περίοδο. Για άλλες περιόδους εκτός της σχετικής η σχεδιαστική επιτάχυνση εδάφους τύπου  $A$ ,  $a_g$  είναι ίση με  $a_{gR}$  φορές τον συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_1$ .



Εικόνα 1.4 Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας Ελλάδας

Ζώνη Σεισμικής επικινδυνότητας	I	II	III
<b><math>\alpha</math></b>	0,16	0,24	0,36

Πίνακας 2.1 : Συντελεστής  $\alpha$  κατά ΕΑΚ

## 2.6 Σεισμικές δράσεις κατά τον ΕΑΚ

Με τον όρο σεισμικές δράσεις σχεδιασμού, εννοούμε τις λόγω του σεισμού ταλαντωτικές κινήσεις του εδάφους για τις οποίες απαιτείται να γίνεται ο σχεδιασμός των έργων. Τις κινήσεις αυτές τις ονομάζουμε σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις του εδάφους. Η ένταση των σεισμικών δράσεων σχεδιασμού καθορίζεται συμβατικά με μία μόνη παράμετρο, την επιτάχυνση σχεδιασμού  $A$ , ανάλογα με την σεισμική επικινδυνότητα της χώρας στην οποία βρίσκεται το έργο. Στην πραγματικότητα υπάρχουν και άλλες παράμετροι που συμβάλλουν στην επικινδυνότητα της δόνησης όπως διάρκεια δόμησης και μέγιστη ταχύτητα.

Η εδαφική επιτάχυνση  $A$  κλιμακώνεται μέσα στην ίδια ζώνη ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας των έργων. Η κλιμάκωση της στην ίδια ζώνη αποβλέπει για  $\gamma > 1$  στην αύξηση της περιόδου επανάληψης της ισχυρής σεισμικής δόνησης οπότε αυξάνει η διάρκεια της ζωής του έργου, όπου  $\gamma$  είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας των κτιρίων.

### 2.6.1 Διεύθυνση και στάθμη Εφαρμογής.

- Οι σεισμικές διεγέρσεις σχεδιασμού ορίζονται στην επιφάνεια του εδάφους.
- Η σεισμική κίνηση τυχόντος σημείου του εδάφους στο χώρο καθορίζεται δύο οριζόντιων και καθέτων μεταξύ τους συνιστώσων της και της κατακόρυφης συνιστώσας. Οι τρεις αυτές συνιστώσες θεωρούνται στατικά ανεξάρτητες.
- Στην έκταση της κάτοψης συνήθων κτιρίων, όλα τα σημεία του εδάφους θεωρείται ότι εκτελούν την ίδια μεταφορική κίνηση. Η κίνηση αυτή θεωρείται αμετάβλητη από την επιφάνεια του εδάφους μέχρι την στάθμη της θεμελίωσης. Στην περίπτωση που ένα κτίριο έχει διάφορες στάθμες θεμελίωσης η σεισμική διέγερση σχεδιασμού θεωρείται ενιαία σε όλες.

### 2.6.2 Καθορισμός σεισμικών διεγέρσεων.

- Οι σεισμικές διεγέρσεις καθορίζονται με την βοήθεια φασμάτων απόκρισης ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή. Οι τεταγμένες του φάσματος δίνουν την μέγιστη επιτάχυνση του μονοβάθμιου ταλαντωτή, κατά την διάρκεια της σεισμικής δόνησης συναρτήσει της περιόδου  $T$  και της περιοχής κρίσιμης ιξώδους απόσβεσης.
- Οι δύο οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής διέγερσης του εδάφους χαρακτηρίζονται με το ίδιο ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης  $\Phi_e$ , που δίνεται πιο κάτω στο παράρτημα. Το ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης  $\Phi$ , δεν αντιστοιχεί σε καμία πραγματική δόνηση, αλλά είναι αποτέλεσμα στατιστικής επεξεργασίας πολλών σεισμικών δονήσεων. Το φάσμα χρησιμοποιείται μόνο στην περίπτωση ελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής και όταν η απόκριση την δυναμική φασματική μέθοδο. Επίσης χρησιμεύει για την επιλογή ή την κατασκευή

κατάλληλων φυσικών ή τεχνητών επιταχυνσιογραφημάτων. Τέλος η ταυτότητα των φασμάτων των δύο οριζοντίων συνιστώσων δεν συνεπάγεται την ταυτότητα των συνιστώσων αυτών. Αντίθετα μάλιστα τα επιταχυνσιογραφήματα των δύο συνιστώσων θεωρούνται σχεδόν ασυσχέτιστα.

- Το φάσμα της κατακόρυφης συνιστώσας προκύπτει από το φάσμα των οριζοντίων, πολλαπλασιάζοντας τις τεταγμένες του με το 0.70. Για λόγους απλοποίησης διατηρείται η ίδια μορφή φάσματος παρά το γεγονός ότι η κατακόρυφη συνιστώσα έχει περισσότερες υψηλές συχνότητες.
- Για την ισοδύναμη γραφική ανάλυση των κατασκευών στην μετελαστική περιοχή συμπεριφοράς τους, χρησιμοποιούνται τα φάσματα σχεδιασμού  $\Phi_d$  τα οποία προκύπτουν με την τροποποίηση των ελαστικών φασμάτων. Με τα φάσματα αυτά επιδιώκεται σε συνδυασμό με τον δείκτη συμπεριφοράς  $q$ , να ληφθούν υπόψη με γραμμικούς υπολογισμούς τα σπουδαιότερα χαρακτηριστικά της μετελαστικής απόκρισης.

### 2.6.3 Φάσματα σχεδιασμού κατά τον ΕΑΚ

#### α. οριζόντιες συνιστώσες

Τα φάσματα σχεδιασμού των οριζοντίων συνιστώσων του σεισμού υπολογίζονται από τα παρακάτω:

$$0 \leq T < T_1 : \Phi_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_o}{q} - 1 \right) \right]$$

$$T_1 \leq T \leq T_2 : \Phi_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_o}{q}$$

$$T_2 < T : \Phi_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_o}{q} \cdot \left( \frac{T_2}{T} \right)^2$$

όπου:

$A = (\alpha \cdot g, : \text{μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους,})$

$g$ , επιτάχυνση της βαρύτητας,

$\gamma_I$ , συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου (βλέπε κεφάλαιο 2.6.4)

$q$ , συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής (βλέπε κεφάλαιο 2.6.5)

$\theta$ , συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης (βλέπε κεφάλαιο 2.6.7)

$T_1, T_2$  χαρακτηριστικές περιόδου του φάσματος

$\beta_o = 2,5$  ο συντελεστής φασματικής ενίσχυσης και

$A, B, \Gamma, \Delta$  κατηγορία εδάφους

$\eta$ , διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης  $\bar{\zeta} = 5\%$ ,

Ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης  $\eta$  για ποσοστό απόσβεσης  $\zeta \neq 5\%$  υπολογίζεται από την σχέση :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0.7$$

Όπου οι  $\zeta$  (1%) τιμές της κρίσιμης απόσβεσης. Σε ειδικές περιπτώσεις συστημάτων που αποδεδειγμένα διαθέτουν ιδιαίτερα μεγάλη απόσβεση, το κάτω όριο του συντελεστή η επιτρέπεται να κατεβεί μέχρι την τιμή 0.50, ύστερα από την συγκατάθεση του ιδιοκτήτη του έργου και έγκριση από την προϊστάμενη της υπηρεσίας.

Αν δεν υπολογίζεται η ιδιοπερίοδος  $T_a$  τότε  $\Phi_d$  θα λαμβάνεται από τον τύπο:

$$T_1 \leq T \leq T_2: \Phi_d(T) = \gamma_1 (\eta \theta \beta_0 / q)$$

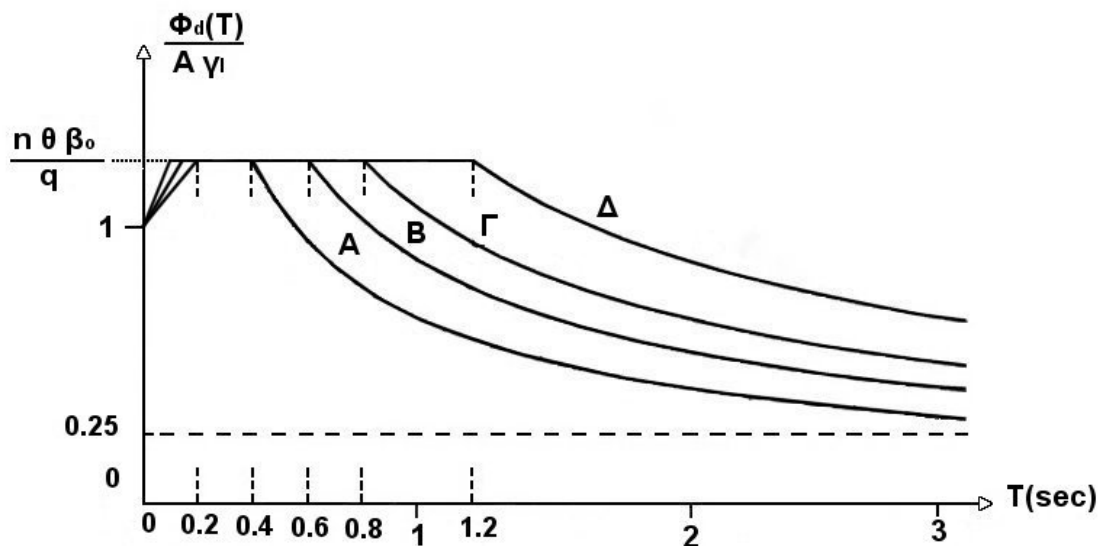
Σε κάθε περίπτωση ισχύει:

$$\Phi_d(T) / \gamma_1 A \geq 0,25$$

Κατηγορία εδάφους / T	A	B	Γ	Δ
$T_1$	0,1	0,15	0,2	0,2
$T_2$	0,4	0,6	0,8	1,2

Πίνακας 2.2 : Τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων  $T_1$  και  $T_2$  (sec) κατά ΕΑΚ

### Σχήμα φάσματος



Σχήμα 1 : Φάσμα σχεδιασμού:  $\Phi_d(T) / \gamma_1 A$

Το σχήμα του φάσματος καθορίζεται από την τιμή της μέγιστης ενίσχυσης  $\beta\delta$  και τις περιόδους  $T_1$  και  $T_2$ . Οι καταγραφές και οι βλάβες στον σεισμό του Μεξικού έχουν αποδείξει την σημαντική ενίσχυση των δονήσεων διερχομένων από αργίλους υψηλού δείκτη πλαστιμότητας  $I_p$ . Αυτό συμβαίνει και για ισχυρούς κραδασμούς. Τα εδάφη κατατάσσονται στην κατηγορία Δ (άργιλοι συνολικού πάχους 12 μέτρων, με δείκτη πλαστιμότητας  $I_p > 6$ ).

### Ένταση σεισμικών διεγέρσεων

Με τους πολλαπλασιαστές των τεταγμένων του φάσματος εκφράζονται:

- Η σεισμική επικινδυνότητα της περιοχής του έργου (συντελεστής  $\alpha$ )
- Η αύξηση της περιόδου επανάληψης της ισχυρής σεισμικής δόνησης (συντελεστής  $\gamma_1$ )
- Η συμπεριφορά της ίδιας της κατασκευής (συντελεστής  $\eta, \theta, \rho$ )

Ο δείκτης συμπεριφοράς  $q$ , εκφράζει, την ικανότητα ενός δομήματος να απορροφά και να διαχέει ενέργεια με πλαστική συμπεριφορά, χωρίς να μειώνεται δραστικά η αντοχή του. Παράγοντες από τους οποίους εξαρτάται ο δείκτης συμπεριφοράς, είναι η διαθέσιμη πλαστιμότητα, η υπερστατικότητα, η υστερητική απόσβεση κ.τ.λ. Η τιμή του  $q$  ορίζεται γενικά για όλο το κτίριο. Σε συνήθη περίπτωση κτιρίων από το ίδιο το υλικό σε όλους τους ορόφους και με ορθογωνική διάταξη των κατακόρυφων στοιχείων δυσκαμψίας, η τιμή του  $q$  ορίζεται για κάθε διεύθυνση ( $\chi$  ή  $\psi$ ) του κτιρίου ανάλογα με το αντίστοιχο δομικό σύστημα. Σε κτίρια από διαφορετικό υλικό λαμβάνεται η αντίστοιχη τιμή του  $q$  εφόσον δεν υπερβαίνει την ελάχιστη τιμή του  $q$  των υπερκείμενων ορόφων. Σε περίπτωση κτιρίου με κατακόρυφα στοιχεία δυσκαμψίας σε ορθογωνική διάταξη, αλλά από διαφορετικό υλικό σε όλο το ύψος κατά την κύρια διεύθυνση του κτιρίου, ο συντελεστής  $q$  υπολογίζεται από την σχέση:

$$q = \sqrt{(\sum v_i^2 / \sum (v_i / q_i))^2}$$

### β. Κατακόρυφες συνιστώσες

Το φάσμα της κατακόρυφης συνιστώσας καθορίζεται από τις πιο κάτω εξισώσεις:

$$T_1 \leq T \leq T_2: \Phi_d(T) = \gamma_1 (\eta\theta\beta_0/q)$$

$$T_2 \leq T: \Phi_d(T) = \gamma_1 A(\eta\theta\beta_0/q) (T_2/T)^{3/5}$$

με την διαφορά

- Αντί της οριζόντιας εδαφικής επιτάχυνσης  $A$ , χρησιμοποιείται η αντίστοιχη κατακόρυφη συνιστώσα  $A_v = 0.70^A$
- Αντί του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  χρησιμοποιείται ο συντελεστής  $q_v = 0.5q > 1.00$
- Η τιμή του συντελεστή θεμελίωσης λαμβάνεται πάντα ίση με 1.00

### 2.6.4 Συντελεστής σπουδαιότητας κτιρίων $\gamma_1$ κατά τον ΕΑΚ

1. Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τον κίνδυνο που συνεπάγεται για τον άνθρωπο και τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή τους ή διακοπή της λειτουργίας τους.

2. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μια τιμή σπουδαιότητας  $\gamma$ .

Κατηγορία σπουδαιότητας	Περιγραφή	$\gamma_1$
$\Sigma_1$	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού πχ .αγροτικά οικήματα, υπόστεγα , στάβλοι	0,85
$\Sigma_2$	Συνήθη κτίρια κατοικιών ,γραφείων ,βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ.	1,00
$\Sigma_3$	1.Εκπαιδευτικά κτίρια ,κτίρια δημοσίων συναθροίσεων , αίθουσες αεροδρομίων, και γενικά κτίρια στα οποία βρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου. 2.Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας.(πχ κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες κλπ )	1,15
$\Sigma_4$	1.Κτίρια των οποίων η λειτουργία τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς , είναι ζωτικής σημασίας όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας , νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημοσίων επιτελικών υπηρεσιών. 2.Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας πχ μουσεία.	1,30
Τα κτίρια με μεικτές χρήσεις έχουν συντελεστή σπουδαιότητας $\gamma_1$ που εξαρτάται από τη χρήση τους		

Πίνακας 2.3: Συντελεστής σπουδαιότητας κατά ΕΑΚ

### 2.6.5 Συντελεστής συμπεριφοράς $q$ κατά τον ΕΑΚ

1.Ο συντελεστής  $q$  εισάγει την μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής , λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα.

2.Μέγιστες τιμές του  $q$  δίνονται από τον παρακάτω πίνακα ανάλογα με το είδος του υλικού της κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος. Οι τιμές ισχύουν υπό την βασική προϋπόθεση ότι για το σεισμό σχεδιασμού έχουμε έναρξη διαρροής του συστήματος και με τη περαιτέρω αύξηση της φόρτισης είναι δυνατός ο σχηματισμός αξιόπιστου μηχανισμού διαρροής με την δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων.



<b>ΥΛΙΚΟ</b>	<b>ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ</b>	<b>q</b>
1.Οπλισμένο σκυρόδεμα	α. Πλαίσια ή μικτά συστήματα	3,50
	β. Συστήματα τοιχωμάτων που λειτουργούν σαν πρόβολοι	3,00
	γ. Συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους.	2,00
2.Χάλυβας	<b>α. Πλαίσια</b>	<b>4,00</b>
	<b>β. Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα</b>	<b>4,00</b>
	<b>γ. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα.</b>	<b>1,50</b>
	• Διαγώνιοι	<b>3,00</b>
	• Τύπου V ή L	<b>1,50</b>
• Τύπου K	<b>1,00</b>	
3.Τοιχοποιία	α. Με οριζόντια διαζώματα	1,50
	β. Με οριζόντια ή κατακόρυφα διαζώματα	2,00
	γ. Οπλισμένη	2,50
4.Ξύλο	α. Πρόβολοι	1,00
	β. Δοκοί-Τόξα-Κολλητά πετάσματα.	1,50
	γ. Πλαίσια με κοχλιώσεις	2,00
	δ. Πετάσματα με ηλώσεις.	3,00

Πίνακας 2.4: Συντελεστής συμπεριφοράς q κατά ΕΑΚ

### 2.6.6 Κατάταξη εδαφών κατά τον ΕΑΚ

1.Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας τα εδάφη κατατάσσονται σε πέντε κατηγορίες Α,Β,Γ,Δ και Χ :

<b>ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ</b>	<b>ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ</b>
<b>A</b>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος , με την προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση.</li> <li>2. Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλυοαργιλικών προσμίξεων , πάχους μικρότερου των 70 μέτρων</li> <li>3. Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μικρότερου των 70 μέτρων</li> </ol>
<b>B</b>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη που να εξομοιωθούν με κοκκώδη</li> <li>2. Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5 μέτρων ή μεγάλης</li> </ol>

	<p>πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70 μέτρων.</p> <p>3. Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70 μέτρων.</p>
<b>Γ</b>	<p>1. Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικά πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5 μέτρων ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70 μέτρων</p>
<b>Δ</b>	<p>1. Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλαστιμότητας συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10 μέτρων.</p>
<b>Χ</b>	<p>1. Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοιλιώδη εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα , που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν ( εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείει τέτοιο κίνδυνο ή γίνει βελτίωση τους ιδιοτήτων.)</p> <p>2. Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα.</p> <p>3. Απότομες κλιθείς καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων.</p> <p>4. Χαλαρά κοκκώδη ή μαλακά ιλυοαργυλικά εδάφη, εφόσον έχει αποδειχθεί ότι είναι επικίνδυνα από άποψη δυναμικής συμπεκνώσεως ή απώλειας αντοχής.</p> <p>5. Πρόσφατες χαλαρές επιχωματώσεις .Οργανικά εδάφη.</p> <p>6. Εδάφη κατηγορίας Γ με επικίνδυνη μεγάλη κλίση.</p>

Πίνακας 2.5: Κατηγορίες εδαφών κατά ΕΑΚ

2.Δόμηση μόνιμων έργων σε εδάφη κατηγορίας Χ , μπορεί να γίνει μόνο ύστερα από λεπτομερείς έρευνες και μελέτες και εφόσον ληφθούν κατάλληλα μέτρα βελτίωσης των ιδιοτήτων του εδάφους και αντιμετωπισθούν ειδικά τα συγκεκριμένα προβλήματα που υπάρχουν.

3.Σχηματισμός πάχους μικρότερου των 5m μπορεί να θεωρείται ότι ανήκει στην αμέσως προηγούμενη κατηγορία εδάφους με εξαίρεση της κατηγορίας Χ.

### 2.6.7 Συντελεστής θεμελίωσης κατά τον ΕΑΚ

1.Ο συντελεστής  $\theta$  εξαρτάται γενικά από το βάθος και την δυσκαμψία της θεμελίωσης

2.Σε εδάφη κατηγορίας Α ή Β ο συντελεστής  $\theta$  λαμβάνει την τιμή 1.00. Σε εδάφη κατηγορίας Γ ή Δ ο συντελεστής θεμελίωσης επιτρέπεται να λαμβάνει τις τιμές που δίνονται από τον παρακάτω πίνακα ,όταν συντρέχει τουλάχιστον μία από τις προϋποθέσεις που αναφέρονται σε αυτόν και εφόσον η προκύπτουσα φασματική επιτάχυνση δεν είναι μικρότερη από εκείνη που θα προέκυπτε για έδαφος κατηγορίας Β.

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ	ΠΡΟΥΠΟΘΕΣΕΙΣ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ $\theta$
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ Α Ή Β	Χωρίς προϋποθέσεις	<b>1,00</b>
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ Γ Ή Δ	Το κτίριο διαθέτει ένα υπόγειο Η θεμελίωση του κτιρίου είναι γενική κοιτόστρωση Η θεμελίωση του κτιρίου είναι με πασσάλους που φέρουν δοκούς σύνδεσης στη κεφαλή.	<b>0,90</b>
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ Γ Ή Δ	Το κτίριο διαθέτει δύο τουλάχιστον υπόγεια. Το κτίριο διαθέτει ένα τουλάχιστον υπόγειο και η θεμελίωση είναι γενική κοιτόστρωση. Η θεμελίωση του κτιρίου είναι με πασσάλους που συνδέονται με ενιαίο κεφαλόδεσμο.	<b>0.80</b>

Πίνακας 2.6: Συντελεστής θεμελίωσης  $\theta$  κατά ΕΑΚ

## 2.7 Σεισμικές δράσεις κατά τον EC8

Για τις περισσότερες εφαρμογές του ευρωκώδικα ,η σεισμική επικινδυνότητα περιγράφεται συνήθως με όρους μίας παραμέτρου, της σχετικής επιτάχυνσης του εδάφους τύπου  $A$  , $\alpha_{gr}$  που επιλέγεται ανάλογα με την σεισμική ζώνη. Επιπλέον παράμετροι που απαιτούνται για συγκεκριμένους τύπους κατασκευών , δίνονται σε σχετικά κεφάλαια του EC8.

Κατά τον EC8 η σχετική μέγιστη επιτάχυνση εδάφους , που επιλέγεται από τις εθνικές αρχές για κάθε σεισμική ζώνη για την απαίτηση της μη κατάρρευσης , ανταποκρίνεται σε περίοδο επαναφοράς  $T_{NCR}$  της σεισμικής δράσης (ή ισοδύναμα σε πιθανότητα  $P_{NCR}$  υπέρβασης για διάρκεια 50 ετών).Για συγκεκριμένη περίοδο επαναφοράς, καθορίζεται ένας συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_1$  ίσος με την μονάδα. Για άλλες περιόδους επαναφοράς εκτός της σχετικής ,η σχεδιαστική επιτάχυνση του εδάφους τύπου  $\alpha_g$ , είναι ίση με  $\alpha_{gr}$  φορές το συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_1$ .

### 2.7.1 Προσομοίωση σεισμικών διεγέρσεων

Κατά τον ευρωκώδικα , η σεισμική κίνηση σε δεδομένο σημείο της επιφάνειας , περιγράφεται από δύο οριζόντιες , ανεξάρτητες και κάθετες μεταξύ τους συνιστώσες και από μία κατακόρυφη.

Αναφέρεται επίσης πως υπάρχουν περιπτώσεις κατασκευών με ιδιαίτερα χαρακτηριστικά , όπως είναι η μη κοινή διέγερση των σημείων στήριξης , στις οποίες όμως πρέπει να

χρησιμοποιούνται χωρικά μοντέλα προσομοίωσης. Τα μοντέλα αυτά πρέπει να είναι συμβατά με ελαστικά φάσματα απόκρισης που προβλέπονται για τον προσδιορισμό της σεισμικής κίνησης από τον EC8.

### 2.7.2 Καθορισμός σεισμικών διεγέρσεων

Η σεισμική διεγέρση σε ένα δεδομένο σημείο της επιφάνειας περιγράφεται από το ελαστικό φάσμα απόκρισης του εδάφους..

Οι δύο κάθετες συνιστώσες της οριζόντιας σεισμικής δράσης, έχουν το ίδιο φάσμα απόκρισης. Επίσης αναφέρεται πως το σχήμα των φασμάτων είναι το ίδιο για τον έλεγχο για μη κατάρρευση του δομήματος και για τον περιορισμό βλαβών.

Σε άλλη παράγραφο αναφέρεται πως οι τρεις συνιστώσες της σεισμικής δράσεις μπορούν να χρησιμοποιηθούν και περισσότερα του ενός φάσματα απόκρισης, ανάλογα με τη σεισμική πηγή και το μέγεθος που δημιουργείται από αυτή.

Προς αποφυγή πραγματοποίησης ανελαστικής δομικής ανάλυσης για τον σχεδιασμό, η ικανότητα της κατασκευής για κατανάλωση ενέργειας, λαμβάνεται υπόψη, διεξάγοντας ελαστική ανάλυση βασισμένη σε ένα μειωμένο φάσμα απόκρισης σε σχέση με το ελαστικό, που καλείται φάσμα σχεδιασμού. Η μείωση επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ .

### 2.7.3 Φάσματα σχεδιασμού κατά τον EC8

#### A.Οριζόντιες συνιστώσες

Οι οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού, προσδιορίζεται από τα παρακάτω:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot \alpha_g$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \geq \beta \cdot \alpha_g$$

όπου:

$S_d(T)$ , η φασματική απόκριση σχεδιασμού

$T$ , η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού μονοβάθμιου συστήματος.

$\alpha_g$ , η σχεδιαστική επιτάχυνση εδάφους τύπου A ( $\alpha_g = \gamma_I \alpha_{gr} = \gamma_I \alpha^* g$ )

$T_B$ , η μικρότερη τιμή της περιόδου του σταθερού κλάδου της φασματικής επιτάχυνσης.

$T_C$ , η μεγαλύτερη τιμή της περιόδου του σταθερού κλάδου της φασματικής επιτάχυνσης.

$T_D$ , η τιμή που καθορίζει την αρχή της σταθερής μετατόπισης της απόκρισης του φάσματος.

$S$ , ο συντελεστής εδάφους(κεφάλαιο 2.7.6)

$q$ , ο συντελεστής συμπεριφοράς (κεφάλαιο 2.7.5)

$\beta_0 = 2,5$  ο συντελεστής φασματικής ενίσχυσης

$\beta$  = Κάτω όριο με προτεινόμενη τιμή  $\approx 0.2$

$\eta$ , διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης  $\bar{5}\%$ ,

Ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης  $\eta$  για ποσοστό απόσβεσης  $\zeta \neq 5\%$  υπολογίζεται από την σχέση :

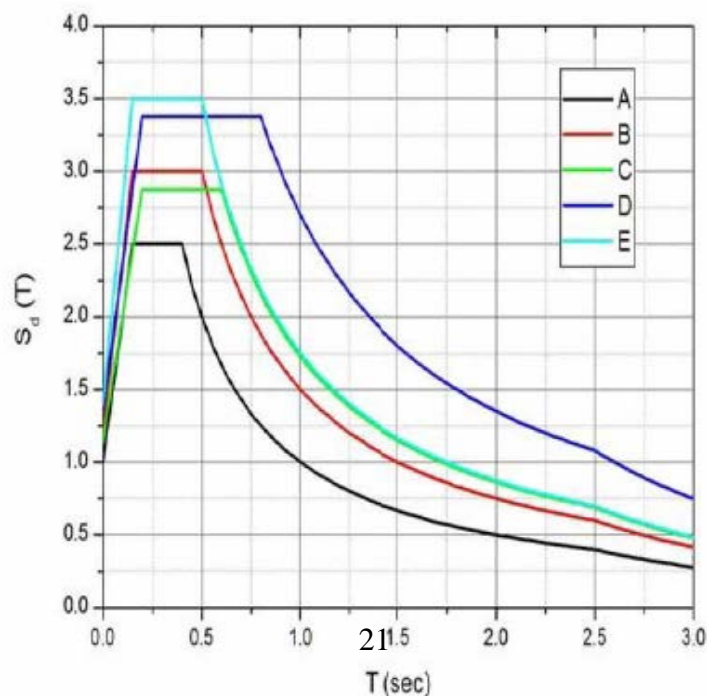
$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \zeta}} \geq 0.55$$

Οι τιμές των περιόδων  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$ , και ο συντελεστής εδάφους  $S$  που περιγράφουν την μορφή της φασματικής ελαστικής απόκρισης, εξαρτώνται από τον τύπο του εδάφους. Οι τιμές που αποδίδονται στα  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  και  $S$ , για κάθε τύπο εδάφους και κάθε τύπο φάσματος, που χρησιμοποιούνται σε μία χώρα, μπορούν να βρεθούν στο αντίστοιχο εθνικό παράρτημα. Εάν δεν έχει ληφθεί υπόψη η επίδραση της βαθιάς γεωλογίας στη σεισμική δράση, η επιλογή η οποία συνιστάται είναι η χρήση δύο φασματικών τύπων: Τύπος I και Τύπος II. Εάν ο σεισμός που συμβάλλει περισσότερο στην σεισμική επικινδυνότητα, προσδιορίζεται για την περιοχή με σκοπό την πιθανή εκτίμηση αυτής, έχει επιφανειακό μέγεθος  $M_s$ , όχι μεγαλύτερο από 5,5, τότε συνιστάται να χρησιμοποιηθεί το φάσμα τύπου II, για τους τύπους εδαφών A, B, C.

Κατηγορία εδάφους / T	A	B	C	D	E
$T_B$	0,15	0,15	0,2	0,2	0,15
$T_C$	0,4	0,5	0,6	0,8	0,5
$T_D$	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0

Πίνακας 2.7. :Τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων  $T_B$  και  $T_C$ ,  $T_D$  (sec)

Σχήμα 2: Σχήμα φάσματος ευρωκώδικα σε συνάρτηση με τις κατηγορίες εδαφών για απόσβεση 5%



Σύμφωνα με τον ευρωκώδικα ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  εκφράζει το ποσοστό των σεισμικών δράσεων που θα δεχόταν η κατασκευή αν η απόκριση του ήταν απολύτως ελαστική με 5% απόσβεση ιξώδους, προς τις δράσεις που θα χρησιμοποιηθούν στο σχεδιασμό, με ένα αξιόπιστο μοντέλο ελαστικής ανάλυσης, που να εξασφαλίζεται η ικανοποιητική απόκριση της κατασκευής. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς μπορεί να διαφέρει στις κατευθύνσεις του σχεδιασμού, αρκεί η διατιθέμενη πλαστιμότητα να είναι ίδια σε κάθε κατεύθυνση. Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς που έχουν να κάνουν με την επιρροή του συντελεστή ιξώδους απόσβεσης, διαφορετικές του 5% δίνονται για κάθε υλικό σε αντίστοιχα κεφάλαια.

## B. Κατακόρυφη συνιστώσα

Το φάσμα της κατακόρυφης συνιστώσας καθορίζεται από τις εξισώσεις:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = \alpha_g S (2/3 + T/T_B(2,5/q - 2/3))$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = \alpha_g S (2,5/q)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = \alpha_g S (2,5/q) (T_C/T)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) = A \alpha_g S (2,5/q) (T_C \times T_D/T) \text{ και } \geq \beta \alpha_g$$

με τις εξής μεταβολές:

Ως σχεδιαστική επιτάχυνση εδάφους λαμβάνεται αυτή της κατακόρυφης διεύθυνσης  $\alpha_{vg}$  αντί της  $\alpha_g$ . Για φάσμα τύπου I ο λόγος  $\alpha_{vg} / \alpha_g = 0,90$  ενώ για φάσμα τύπου II λαμβάνεται ίσος με 0,45.

Η τιμή του  $S$  λαμβάνεται ίση με την μονάδα.

Για την κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης, ένας συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  μεγαλύτερος του 1,5 πρέπει γενικότερα να υιοθετείται για όλα τα υλικά και όλα τα δομικά συστήματα αλλά θα πρέπει να αιτιολογείται από κατάλληλη μελέτη.

### 2.7.4 Συντελεστής σπουδαιότητας κτιρίων κατά τον EC8

Τα κτίρια κατατάσσονται παρομοίως σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τον κίνδυνο που συνεπάγεται για τον άνθρωπο, από την σπουδαιότητα τους στη δημόσια ασφάλεια στην άμεση μετασεισμική περίοδο και από τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη κατάρρευση.

Κάθε κατηγορία σπουδαιότητας χαρακτηρίζεται από έναν διαφορετικό συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_1$ . Για  $\gamma_1 = 1,00$  συνδέεται με ένα σεισμικό γεγονός που έχει περίοδο επαναφοράς  $T_{NCR}$ .

ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ	Κτίρια	γ <sub>1</sub>
I	Κτίρια μικρής σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια πχ κτίσματα αγροτικής και κτηνοτροφικής χρήσης.	0,80
II	Συνήθη κτίρια που δεν ανήκουν στις υπόλοιπες κατηγορίες	1,00
III	Κτίρια που η αντίστασή τους στη σεισμική διέγερση έχει σημασία από άποψη των συνεπειών της κατάρρευσης τους πχ σχολεία, μουσεία, χώροι συνάθροισης κλπ.	1,20
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα τους κατά την διάρκεια και μετά το σεισμό έχει μεγάλη σημασία για την προστασία των πολιτών πχ νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί τροφοδοσίας ενέργειας κτλ	1,40

Πίνακας 2.8: Κατηγορίες σπουδαιότητας κτιρίων κατά ευρωκώδικα

### 2.7.5 Συντελεστής συμπεριφοράς q κατά τον EC8

Συντελεστής συμπεριφοράς q είναι μια εκτίμηση του ποσοστού των δυνάμεων που θα δέχεται η κατασκευή, εάν η απόκρισή σας ήταν απολύτως ελαστική για ποσοστό ιξώδους απόσβεσης ίσο με 5% , έναντι των σεισμικών δυνάμεων που μπορεί να ληφθούν κατά τον σχεδιασμό με ένα συμβατικό μοντέλο ελαστικής ανάλυσης, διασφαλίζοντας επίσης ικανοποιητική απόκριση της κατασκευής.

Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q, δίνονται για διάφορα δομικά συστήματα στον παρακάτω πίνακα.

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	q
1.Οπλισμένο σκυρόδεμα	α. Πλαίσια ή μικτά συστήματα, συζευγμένα τοιχώματα	3,0 <sub>α<sub>1</sub></sub> /α <sub>1</sub>
	β. Συστήματα τοιχωμάτων μη συζευγμένα	3,00
	γ. Συστήματα με στρεπτική ικανότητα	2,00
	δ. Συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους.	1,50
	ε. Συστήματα με στρεπτική ικανότητα	1,50
2.Χάλυβας	α. Πλαίσια	4,00
	β. Πλαίσια με συνδέσμους με εκκεντρότητα	4,00
	γ. Πλαίσια με δικτυωτούς συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα.	1,50
	• Διαγώνιοι	4,00
	• Τύπου V	2,00
δ. Πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα.	4,00	
ε. Πλαίσια με πλήρωση :		
• Ασύνδετες πληρώσεις σκυροδέματος ή τοιχοποιίας σε επαφή με το πλαίσιο	2,00	
• Πληρώσεις μονωμένες από το πλαίσιο.		

		<b>4,00</b>
3. Τοιχοποιία	α. Αοπλη β. Διαζωματική γ. Οπλισμένη	1,50 1,50-2,00 2,50-3,00
4. Ξύλο	α. Κολητοί τοίχοι με κολλητά πετάσματα , ενωμένα με ηλώσεις ή κοχλίες. Μικτές κατασκευές από ξύλινα πλαίσια και μη φέροντες πληρώσεις των πλαισίων. β. Υπερστατικά πλαίσια πυλώνων με πείρους και κοχλίες. γ. Τοίχοι με ηλώσεις και διαφράγματα με ηλώσεις,.	2,00  2,50  4,00

Πίνακας 2.9: Συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  κατά ευρωκώδικα

Σε κάθε διεύθυνση ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  θα πρέπει να προσδιορίζεται ως εξής:

$$q = q_0 \cdot k_w$$

$q_0$  ,είναι η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς όπως ορίζεται από τον πίνακα  
 $k_w$  , συντελεστής που αποδίδει την επικρατούσα μορφή αστοχίας σε σχέση με τα τοιχώματα που υπάρχουν στην κατασκευή

1,00 για πλαίσια και συζευγμένα συστήματα ισοδύναμα των πλαισίων

$k_w = (1 + \alpha_0) / 3 < 1$  και  $> 0,5$  για τοιχώματα ή για συστήματα ισοδύναμα τοιχωμάτων και ελαστικά με στρεπτική ικανότητα συστήματα , όπου

$\alpha_0$  είναι ο λόγος ύψους τοιχώματος/μήκος της διατομής τοιχώματος που επικρατεί στο σύστημα.

### 2.7.6 Κατάταξη εδαφών κατά τον EC8

Τα εδάφη κατατάσσονται στις εξής κατηγορίες :

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΛΑΦΟΥΣ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
<b>A</b>	Βράχος ή βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει και το πολύ 5m ασθενέστερου σχηματισμού στην επιφάνεια. $v_{s,30} > 800$



<b>B</b>	Αποθέσεις πυκνής άμμου, πολύ στιφρής αργίλου, πάχους το λιγότερο 10 μέτρων, που χαρακτηρίζονται από τη βαθμιαία αύξηση των μηχανικών χαρακτηριστικών τους με το βάθος. $360 \leq v_{s,30} \leq 800$ $N_{SPT} > 50$ $c_u > 250$
<b>C</b>	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μέτριας πυκνότητας άμμου, στιφρής αργίλου πάχους από 10 έως πολλών εκατοντάδων μέτρων. $180 \leq v_{s,30} \leq 360$ $15 \leq N_{SPT} \leq 50$ $70 \leq c_u \leq 250$
<b>D</b>	Αποθέσεις χαλαρού ή μέτριου εδάφους χωρίς συνοχή, ή από <i>soft to firm</i> έδαφος συνοχής. $v_{s,30} < 180$ $N_{SPT} < 15$ $c_u < 70$
<b>E</b>	Επιφανειακό στρώμα C ή D πάχους 5 έως 20m & υπόστρωμα με $v_s > 800$ m/s

Πίνακας 2.10: Κατηγορίες εδάφους κατά ευρωκώδικα

### 2.7.7 Συντελεστής εδάφους S κατά τον EC8

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ S
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ A	<b>1,00</b>
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ B	<b>1,20</b>
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ C	<b>1,15</b>
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ D	<b>1,35</b>
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ E	<b>1,40</b>

Πίνακας 2.11: Συντελεστής εδάφους S κατά τον EC8

## 2.8 Σεισμική απόκριση κατασκευών

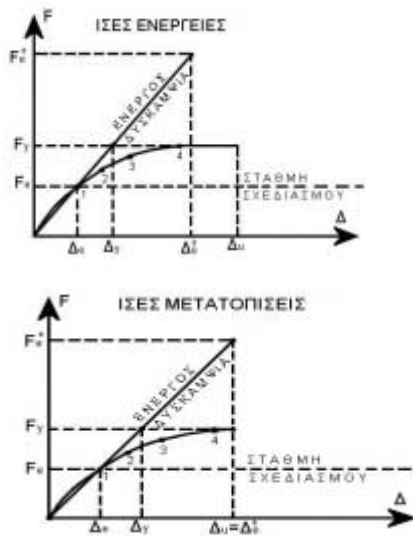
### 2.8.1 Γενικές αρχές, παραδοχές και βάσεις υπολογισμού κατά τον ΕΑΚ

1. Μέσα στα πλαίσια του παρόντος κανονισμού θεωρούνται κτιριακές κυρίως κατασκευές των οποίων η σεισμική απόκριση είναι είτε ελαστική γραμμική είτε ,συνηθέστερα ,εμφανίζει υλικές μη γραμμικότητες και περιορισμένες γεωμετρικές μη γραμμικότητες.

Με τον όρο σεισμική απόκριση εννοούμε την ένταση και την μετακίνηση ή παραμόρφωση που προκύπτει σε τυχόν σημείο του συστήματος λόγω της σεισμικής δόνησης του εδάφους.

2. Η σεισμική απόκριση σε όλες τις περιπτώσεις προκύπτει από μία ισοδύναμη γραμμική ανάλυση με την βοήθεια του κατάλληλου φάσματος σχεδιασμού και του αντίστοιχου συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ .

Η ισοδύναμη αυτή ανάλυση στηρίζεται στις επόμενες παραδοχές, με τις οποίες επιτυγχάνεται γραμμικοποίηση του προβλήματος.



Σχήμα 3: Ισοδύναμη γραμμική ανάλυση

α. Η κατασκευή θεωρείται σαν ένα ιδεατό απεριόριστα ελαστικό σύστημα, με δυσκαμψίες σταδίου II στην περίπτωση οπλισμένου σκυροδέματος.

β. Η μέγιστη ελαστική απόκριση του παραπάνω υπολογίζεται με βάση το φάσμα σχεδιασμού για  $q=1$ .

γ. Η δύναμη σχεδιασμού της κατασκευής που αντιστοιχεί στην φάση πλαστικής άρθρωσης λαμβάνεται  $F_e = F_e^* / q$ .

δ. Η μέγιστη μετελαστική μετατόπιση της πραγματικής κατασκευής θεωρείται ίση με την μέγιστη μετατόπιση του ελαστικού συστήματος  $\Delta_u = \Delta_e^*$

$$q = F_e^* / F_e = F_e^* / F_y = q_d * q_o \quad \text{όπου } q_d = F_e^* / F_y \quad \text{και } q_o = F_y / F_e$$

Επί αυτής της διαδικασίας γραμμικοποίησης του προβλήματος παρατηρούνται τα ακόλουθα.

- Η γραμμικοποίηση αφορά τις υλικές μη γραμμικότητες και όχι τις γεωμετρικές οι οποίες για το λόγο αυτό θα πρέπει να τηρούνται υποχρεωτικά σε ανεκτά όρια.
- Η υιοθέτηση της παραδοχής  $\delta$  που οδηγεί στις σχέσεις  $q = q_o$  μ και  $\Delta = q \Delta_e$ , ισχύει με καλή προσέγγιση για εύκαμπτα συστήματα με ιδιοπερίοδο  $T_a > 0,6 \text{ sec}$ . Για  $0,1 < T < 0,6$ , οι ανελαστικές μετατοπίσεις είναι μεγαλύτερες από τις απεριόριστα ελαστικές.
- Οι τελικές τιμές του  $q$  καθορίζονται εμπειρικά με βάση τις παρατηρήσεις των βλαβών στα κτίρια μετά το σεισμό.

3. Για τον προσδιορισμό των πραγματικών μετακινήσεων του συστήματος, οι μετακινήσεις που προκύπτουν από τον γραμμικό υπολογισμό με τη σεισμική δράση σχεδιασμού θα πολλαπλασιάζονται επί τον αντίστοιχο συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ .

Οι πραγματικές ανελαστικές μετακινήσεις του συστήματος είναι ανεξάρτητες από τον συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  διότι θεωρούνται ίσες με τις μετακινήσεις του απεριορίστα ελαστικού συστήματος. Κατά συνέπεια οι μετακινήσεις  $\Delta_e$  που προκύπτουν από τις δυνάμεις σχεδιασμού θα πρέπει να πολλαπλασιαστούν με το  $q$  για να δώσουν μετακινήσεις  $\Delta_u = \Delta_e^*$  του απεριορίστα ελαστικού συστήματος.

4. Επιτρέπεται γενικά η παράλειψη της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού εκτός από τις περιπτώσεις φορέων από προεντεταμένο σκυρόδεμα και δοκούς που φέρουν φυτευτά υποστυλώματα στις ζώνες υψηλής επικινδυνότητας II και III.

5. Οι δύο οριζόντιες και κάθετες μεταξύ τους συνιστώσες του σεισμού μπορούν να έχουν οποιοδήποτε προσανατολισμό ως προς την κατασκευή.

## 2.8.2 Γενικές αρχές, παραδοχές και βάσεις υπολογισμού κατά τον EC8

Ως γενικός κανόνας για την απόκριση των κατασκευών στις σεισμικές δράσεις, τα αποτελέσματα των σεισμικών και άλλων δράσεων που περιλαμβάνονται στον αντισεισμικό σχεδιασμό, μπορούν να προσδιορίζονται με βάση την γραμμική ελαστική συμπεριφορά των κατασκευών.

Η μέθοδος αναφοράς για τον προσδιορισμό των σεισμικών αποτελεσμάτων θα είναι η ανάλυση φασματικής απόκρισης, χρησιμοποιώντας ένα γραμμικό ελαστικό μοντέλο της κατασκευής και το φάσμα σχεδιασμού που αναφέραμε παραπάνω.

## 2.8.3 Μέθοδοι υπολογισμού κατά τον ΕΑΚ

Α. Η σεισμική απόκριση υπολογίζεται με τις δύο παρακάτω μεθόδους:

1. Την δυναμική φασματική μέθοδο και
2. Την απλοποιημένη φασματική μέθοδο

Η δυναμική φασματική μέθοδος περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος, υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης και τέλος τετραγωνική επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων.

Η απλοποιημένη μέθοδος δεν απαιτεί ιδιομορφική ανάλυση, στηρίζεται σε προσεγγιστική θεώρηση μόνο της θεμελιώδους ιδιομορφής ταλάντωσης η οποία όμως ενισχύεται κατάλληλα έτσι ώστε τα προκύπτοντα αποτελέσματα να βρίσκονται προς την πλευρά της ασφάλειας.

Σε ειδικές περιπτώσεις συμπληρωματικά η εφαρμογή και άλλων δοκιμών μεθόδων υπολογισμού, όπως για παράδειγμα η γραμμική ή η μη γραμμική ανάλυση με εν χρόνο ολοκλήρωση επιταχυνσιογραφημάτων. Οι μέθοδοι αυτές θα εφαρμόζονται υπό μορφή πρόσθετων ελέγχων και προς την πλευρά της ασφάλειας. Δηλαδή δεν μπορούν να χρησιμοποιηθούν άμεσα για τον σχεδιασμό των κατασκευών.

Κατά την εφαρμογή των χρονολογικών μεθόδων η προκύπτουσα απόκριση είναι ευαίσθητη σε μικρομεταβολές των βασικών παραμέτρων του συστήματος. Επίσης στην περίπτωση των μη γραμμικών υπολογισμών απαιτείται προσεκτική προσομοίωση της ανακυκλικής συμπεριφοράς των πλαστικοποιούμενων περιοχών και εκ τω πρωτέρων γνώση των διαστάσεων των διατομών. Επομένως δεν πρόκειται για μεθόδους σχεδιασμού των φορέων, αλλά για μεθόδους ελέγχου της μετελαστικής συμπεριφοράς τους.

Στην περίπτωση των κτιρίων για την εφαρμογή οποιασδήποτε μεθόδου υπολογισμού χρησιμοποιείται, γενικά, χωρικό προσομοίωμα της κατασκευής. Η χρήση επίπεδου προσομοιώματος επιτρέπεται έπειτα από σχετική τεκμηρίωση της αξιοπιστίας του. Η προσφυγή σε χωρικό προσομοίωμα είναι αναπότρεπτη, ακόμα και για κτίρια με δύο άξονες συμμετρίας, λόγω της στρεπτικής επιπόνησης που εισάγει πάντοτε η εκκεντρότητα.

#### **2.8.4 Μέθοδοι υπολογισμού κατά τον EC8**

Κατά τον ευρωκώδικα ανάλογα με τα δομικά χαρακτηριστικά της κατασκευής μπορούν να χρησιμοποιηθούν μία από τις δύο παρακάτω μεθόδους γραμμικής ελαστικής ανάλυσης:

- 1. Η αντίστοιχη μέθοδος της ισοδύναμης στατικής ανάλυσης κατά ΕΑΚ και**
- 2. Μέθοδος φασματικής απόκρισης**

Η γραμμική ελαστική ανάλυση μπορεί να εφαρμοστεί με την χρήση δύο επίπεδων μοντέλων, ένα για κάθε κύρια διεύθυνση, εάν ικανοποιούνται τα κριτήρια κανονικότητας σε κάτοψη.

Επίσης η γραμμική ελαστική ανάλυση μπορεί να εφαρμοστεί χρησιμοποιώντας δύο επίπεδα μοντέλα, ένα για κάθε κύρια οριζόντια διεύθυνση, ακόμα και αν τα κριτήρια για κανονικότητα επιπέδου δεν ικανοποιούνται με την προϋπόθεση όμως ότι ισχύουν τα κάτωθι:

- Το κτίριο πρέπει να έχει ομοιόμορφες παραμορφώσεις, συμπεριλαμβανομένων και των τοίχων πλήρωσης.
- Η εσωτερική επίπεδη δυσκαμψία των πατωμάτων πρέπει να είναι αρκετά μεγάλη εν συγκρίσει με την πλευρική δυσκαμψία των κατακόρυφων δομικών στοιχείων, ώστε να μπορεί να γίνει η θεώρηση της απαραμόρφωτης διαφραγματικής συμπεριφοράς.
- Το ύψος του κτιρίου δεν πρέπει να υπερβαίνει τα δέκα μέτρα.
- Τα κέντρα ελαστικής στροφής και μάζας θα πρέπει να είναι το καθένα σε κάθετη κατεύθυνση, και να ικανοποιούν και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις της ανάλυσης, τις παρακάτω συνθήκες :

$$r_x^2 > I_s^2 + e_{ox}^2, r_y^2 > I_s^2 + e_{oy}^2$$

όπου

$I_s$ , η ακτίνα αδράνειας της μάζας του ορόφου σε κάτοψη (η τετραγωνική ρίζα του κλάσματος της πολικής ροπής αδράνειας της μάζας του ορόφου σε κάτοψη προς τη συνολική μάζα ορόφου.)

$r_y, r_x$ , η τετραγωνική ρίζα του λόγου της ακαμψίας στροφής, προς την ακαμψία μετατόπισης του ορόφου

$e_{ox}, e_{oy}$  η απόσταση μεταξύ κέντρου ακαμψίας και του κέντρου μάζας.

Για κτίρια που ικανοποιούν τα τρία από τα τέσσερα κριτήρια της παραπάνω συνθήκης , μπορεί επίσης να γίνει ελαστική γραμμική ανάλυση με τη χρήση δύο επίπεδων μοντέλων ,ένα για κάθε κύρια οριζόντια διεύθυνση , αλλά σε αυτήν την περίπτωση όλες οι σεισμικές δράσεις που προκύπτουν από την ανάλυση πρέπει να πολλαπλασιάζονται με τον συντελεστή 1,25.

Ως εναλλακτική της γραμμικής μεθόδου μπορεί να χρησιμοποιηθεί και μη γραμμική .

- Μη γραμμική στατική ανάλυση
- Μη γραμμική δυναμική ανάλυση με την προϋπόθεση όμως ότι θα ικανοποιούνται οι παρακάτω συνθήκες.

Οι μη γραμμικές μέθοδοι θα πρέπει να αιτιολογούνται σε σχέση με σεισμική φόρτιση, το χρησιμοποιούμενο μοντέλο, την μέθοδο επεξεργασίας των αποτελεσμάτων και των ανταποκρινόμενων απαιτήσεων.

Κατασκευές χωρίς σεισμική μόνωση που σχεδιάζονται βάσει της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης , χωρίς να γίνεται χρήση του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ , πρέπει να ικανοποιούν τα εξής:

- Εάν η σχεδιαστική τιμή της δρώσας καταπόνησης , λόγω της σχεδιαστικής σεισμικής κατάστασης ,  $E_d$  , λαμβάνεται από μη γραμμικές μεθόδους , τότε η σχέση  $E_d < R_d$  , πρέπει να εφαρμόζεται μόνο για ψαθυρά στοιχεία. Για ζώνες απορρόφησης ενέργειας η ανωτέρω σχέση πρέπει να ικανοποιείται σε περιπτώσεις παραμορφώσεων των στοιχείων με την εφαρμογή κατάλληλων μερικών συντελεστών στην ικανότητα παραμόρφωσης του στοιχείου.
- Να ικανοποιούνται όλα τα κριτήρια που αφορούν τις κατασκευές με δυνατότητα απορρόφησης ενέργειας.

Το μαθηματικό μοντέλο που χρησιμοποιείται στην ελαστική ανάλυση θα πρέπει να περιλαμβάνει την αντοχή των δομικών στοιχείων , καθώς και την μετελαστική τους συμπεριφορά.

Κατ'ελάχιστο, η διγραμμική σχέση δύναμης – παραμόρφωσης πρέπει να χρησιμοποιείται σε επίπεδο στοιχείου. Σε κτίρια με απαιτήσεις πλαστιμότητας που αναμένεται να παρουσιάσουν μετελαστική συμπεριφορά κατά την απόκριση , η ελαστική δυσκαμψία της διγραμμικής σχέσης πρέπει να είναι η τέμνουσα δυσκαμψία στο ελαστικό σημείο.

Οι ιδιότητες των στοιχείων πρέπει να βασίζονται στις μέσες τιμές των ιδιοτήτων των υλικών. Για καινούριες κατασκευές , οι μέσες τιμές των ιδιοτήτων των υλικών μπορούν να εκτιμηθούν από τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές που υπάρχουν στο EN 1992 και 1996.

Για φορτία βαρύτητας πρέπει να εφαρμόζονται σε σχετικά στοιχεία του μαθητικού μοντέλου. Οι αξονικές δυνάμεις λόγω των φορτίων βαρύτητας πρέπει να λαμβάνονται υπόψη, όταν καθορίζονται οι σχέσεις δύναμης – παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων. Οι ροπές κάμψης στα κατακόρυφα στοιχεία μπορούν να αγνοηθούν , εκτός αν επηρεάζουν ουσιαστικά τη συνολική δομική συμπεριφορά.

Η σεισμική δράση πρέπει να εφαρμόζεται και στις δύο αρνητικές και θετικές διευθύνσεις και το προκύπτον μέγιστο των αποτελεσμάτων πρέπει να χρησιμοποιείται.

3.Όπου γίνεται χρήση χωρικού προσομοιώματος , η σεισμική δράση σχεδιασμού, πρέπει να εφαρμόζεται κατά μήκος όλων των σχετικών οριζόντιων κατευθύνσεων και των ορθογωνίων οριζοντίων κατευθύνσεων τους.

## 2.9 Προσομοίωση κατά τον Ε.Α.Κ.

### 2.9.1 Ελευθερίες κίνησης

1. Ο αριθμός και το είδος των ελευθεριών κίνησης εκλέγεται σε κάθε περίπτωση με κριτήριο την απόδοση με επαρκή προσέγγιση όλων των σημαντικών παραμορφώσεων και δυνάμεων αδράνειας των φορέων.

Καλύτερο θεωρείται το προσομοίωμα με το οποίο επιτυγχάνεται η αναπαραγωγή των σημαντικότερων δυνάμεων αδράνειας με τον μικρότερο αριθμό ελευθεριών κίνησης. Για τον σκοπό αυτό από το λεπτομερές στατικό προσομοίωμα απαλείφονται πρώτα οι ελευθερίες κίνησης στις οποίες αντιστοιχούν μηδενικές μάζες ή μηδενικές ροπές αδράνειας μάζας. Αλλά και περαιτέρω μείωση των ελευθεριών κίνησης επιδιώκεται με την απαλοιφή εκείνων στις οποίες αντιστοιχούν αμελητέες δυνάμεις αδράνειας ή αμελητέες ροπές αδράνειας μάζας.

2. Σε κτίρια που υπόκεινται σε οριζόντια σεισμική δράση και με εξασφαλισμένη την διαφραγματική λειτουργία των πλακών αρκεί η θεώρηση τριών ελευθεριών κίνησης ανά όροφο.

Με την επιλογή τριών ελευθεριών κίνησης ανά όροφο αναπαράγονται πλήρως οι αδρανειακές δυνάμεις και ροπές μέσα στο επίπεδο των στερεών δίσκων των πατωμάτων. Παραλείπονται οι κατακόρυφες δυνάμεις οι οποίες όμως είναι αμελητέες για οριζόντια σεισμική διέγερση.

3. Σε κτίρια στα οποία δεν είναι εξασφαλισμένη η παραπάνω διαφραγματική λειτουργία απαιτείται η εισαγωγή κανού αριθμού ελευθεριών κίνησης, με κατάλληλη διακριτοποίηση, για την απόδοση της παραμόρφωσης των πλακών μέσα στο επίπεδό τους. Στην περίπτωση αυτή απαιτείται η χρήση κατάλληλων πεπερασμένων στοιχείων με μεγάλο αριθμό ελευθεριών κίνησης.

4. Η στήριξη των φορέων στο έδαφος θεωρείται, γενικά, στερεά. Επιτρέπεται η εισαγωγή πρόσθετων ελευθεριών κίνησης των σημείων στήριξης.

Η ελαστική στήριξη συνεπάγεται αύξηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου και γενικά μείωση των σεισμικών φορτίων, αλλά αύξηση των μετακινήσεων.

### 2.9.2 Προσομοίωση των μαζών

1. Η διακριτοποίηση των κατανεμημένων μαζών των κατασκευών σε ιδεατές συγκεντρωμένες μάζες γίνεται με τους παρακάτω όρους:

- Κάθε σημείο συγκέντρωσης μάζας εφοδιάζεται με την μάζα και με τις ροπές αδράνειας μάζας του στερεού τμήματος στο οποίο αντιστοιχεί ανάλογα με τον αριθμό και το είδος των ελευθεριών κίνησης που διαθέτει.
- Η κατανομή των συγκεντρωμένων μαζών στην έκταση της κατασκευής γίνεται με κριτήριο την διατήρηση του κέντρου βάρους και των ροπών αδράνειας των κατανεμημένων μαζών.
- Επιτρέπεται η αιτιολογημένη παράλειψη των ροπών αδράνειας μάζας και η απαλοιφή των αντίστοιχων δυναμικών ελευθεριών κίνησης από το προσομοίωμα.

Η συνολική μάζα κάθε τμήματος της κατασκευής συνοδεύει τις μεταφορικές ελευθερίες κίνηση ,ενώ οι αδρανειακές ροπές συνοδεύουν τις στρωφικές ελευθερίες κίνησης. Η διατήρηση του κέντρου βάρους επιτυγχάνεται σχετικά εύκολα , ενώ η διατήρηση της ροπής αδράνειας των κατανεμημένων μαζών απαιτεί κατάλληλη πύκνωση των συγκεντρωμένων μαζών.

Κλασική περίπτωση αυτού του είδους αποτελούν οι αδρανειακές ροπές κατά μήκος του άξονα δοκών στύλων , οι οποίες είναι αμελητέες και επιτρέπουν την απαλοιφή των στρωφικών ελευθεριών κίνησης των κόμβων των πλαισίων από το δυναμικό προσομοίωμα.

2.Σε κτίρια που υπόκεινται σε οριζόντια σεισμική δράση και εξασφαλισμένη τη διαφραγματική λειτουργία των πλακών, επιτρέπεται η συγκέντρωση της μάζας κάθε ορόφου και της αντίστοιχης ροπής αδράνειας μάζας περί κατακόρυφο άξονα στο κέντρο βάρους του ορόφου. Στην περίπτωση αυτή , λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών επιτυγχάνεται πλήρως η διατήρηση του κέντρου βάρους και της αδρανειακής ροπής των κατανεμημένων μαζών κατά το κατακόρυφο άξονα. Οι αδρανειακές ροπές περί οριζόντιο άξονα παραλείπονται ως αμελητέες. Το κέντρο βάρους των μαζών δεν ταυτίζεται γενικά, με το κέντρο των αξονικών δυνάμεων των κατακόρυφων στοιχείων του κτιρίου.

3.Οι τιμές των μαζών προκύπτουν από τα κατακόρυφα φορτία  $G_K + \Psi_2 * Q_K$ , όπου  $G_K$  και  $Q_K$  είναι οι αντιπροσωπευτικές τιμές των μόνιμων και μεταβλητών φορτίων και  $\Psi_2$  ο μειωτικός συντελεστής.

Για τον υπολογισμό τοπικών δράσεων λαμβάνεται  $\Psi_1=0$  ενώ  $\Psi_2=0$  επιτρέπεται όταν δίνει δυσμενέστερα αποτελέσματα. Οι μόνιμες εγκαταστάσεις κτιρίων με μεγάλη μάζα κατατάσσονται στις μόνιμες δράσεις.

### 2.9.3 Προσομοίωση δυσκαμψίας φερόντων στοιχείων

1.Στο προσομοίωμα της κατασκευής θα λαμβάνονται υπόψη όλα τα φέροντα στοιχεία που έχουν σημαντική συμβολή στη δυσκαμψία του συστήματος. Στο πλαίσιο της ισοδύναμης γραμμικής ανάλυσης που κινείται ο παρών κανονισμός , η δυσκαμψία των στοιχείων πρέπει να αποδίδει με επαρκή προσέγγιση την παραμόρφωση υπό τις μέγιστες τάσεις που προκαλούνται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού. Σε στοιχεία που αναπτύσσουν πλαστικές αρθρώσεις θα χρησιμοποιείται η τέμνουσα δυσκαμψία στο υπολογιστικό σημείο διαρροής. Η προσομοίωση της δυσκαμψίας μόνο των φερόντων στοιχείων και η αγνόηση των πλινθοπληρώσεων οφείλεται στη μεγάλη διασπορά και αναξιοπιστία της μηχανικής συμπεριφοράς των τελευταίων , καθώς επίσης και στην απατηλή ακρίβεια των μη γραμμικών μεθόδων υπολογισμού που θα απαιτούσε η ενσωμάτωσή τους στο προσομοίωμα της κατασκευής, ακόμα και με παραδοχή ελαστικής συμπεριφοράς . Απαιτείται η προσομοίωση κλιμάκων που στηρίζονται απευθείας ή μέσω πλατύσκαλου σε διαδοχικά πατώματα, λόγω πρόσθετων κινηματικών δεσμεύσεων που εισάγουν. Η θεώρηση της τέμνουσας δυσκαμψίας αντί της αρχικής αποβλέπει στην ρεαλιστικότερη εκτίμηση της παραμόρφωσης του συστήματος.

2.Μέσα στα πλαίσια των γραμμικών μεθόδων υπολογισμού που δέχεται ο παρών κανονισμός προβλέπεται:

- Η χρήση γραμμικού προσομοιώματος μηχανικής συμπεριφοράς της κατασκευής με την εισαγωγή του κατάλληλου συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ .
- Η εξομοίωση όλων των τύπων απόσβεσης με μία ισοδύναμη ιξώδη γραμμική απόσβεση η οποία εκφράζεται ως ποσοστό  $\zeta$  % της κρίσιμης ιξώδους απόσβεσης.
- Η λήψη κατασκευαστικών μέτρων για την υποβάθμιση ειδικών φαινομένων μη γραμμικότητας.

Πρόκειται για πραγματική αντιμετώπιση του προβλήματος που στηρίζεται τόσο στη μακροχρόνια εμπειρία όσο και σε πειραματικά και θεωρητικά δεδομένα της τελευταίας εικοσαετίας. Η αξιοπιστία της εξαρτάται την όσο το δυνατό πιο ομοιόμορφη κατανομή των ανελαστικών παραμορφώσεων στην έκταση της κατασκευής και από τον αποκλεισμό άλλων πηγών μη γραμμικής συμπεριφοράς.

Η αύξηση της απόσβεσης στην ανελαστική περιοχή συμπεριφοράς συμπεριλαμβάνεται στην τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς.

Η ύπαρξη πέραν της υλικής και άλλων πηγών μη γραμμικότητας καθιστά ουσιαστικά αναξιόπιστη τη γραμμικοποίηση του προβλήματος με τη χρήση του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ . Για το λόγο αυτό επιβάλλεται η λήψη κατασκευαστικών μέτρων για την υποβάθμιση της σωρευτικής δράσης πολλών φαινομένων μη γραμμικότητας..

## **2.10 Προσομοίωση κατά EC8**

### **2.10.1 Προσομοίωση των μαζών**

1. Κατά τον ευρωκώδικα το προσομοίωμα του κτιρίου πρέπει να αντιπροσωπεύει επαρκώς την κατανομή μάζας μέσα σε αυτό, ώστε όλες οι σημαντικές ιδιομορφές και οι παραμορφώσεις να λαμβάνονται υπόψη, υπό την επίδραση της σεισμικής δράσης. Στην περίπτωση της μη γραμμικής ανάλυσης το μοντέλο πρέπει ισοδύναμα να αναπαριστά και την κατανομή της δύναμης.

2. Το δομικό σύστημα μπορεί να θεωρηθεί ότι αποτελείται από έναν αριθμό κατακόρυφων και οριζοντίων στατικών συστημάτων που αντιστέκονται σε οποιοσδήποτε φορτίσεις, που συνδέονται με οριζόντια διαφράγματα. Όταν τα διαφράγματα του ορόφου του κτιρίου, θεωρούνται απαραμόρφωτα στο επίπεδό τους, τότε οι μάζες και οι ροπές αδράνειας του κάθε ορόφου μπορούν να ληφθούν στο κέντρο βάρους.

3. Οι τιμές των μαζών πρέπει να υπολογίζονται από τα κατακόρυφα φορτία

### **2.10.2 Προσομοίωση δυσκαμψίας φέροντων στοιχείων**

1. Κατά τον Ευρωκώδικα ομοίως και για τη δυσκαμψία, το προσομοίωμα του κτιρίου πρέπει επαρκώς να αντιπροσωπεύει την κατανομή δυσκαμψίας μέσα σε αυτό, ώστε όλες οι σημαντικές ιδιομορφές και οι παραμορφώσεις να λαμβάνονται υπόψη, υπό την επίδραση της σεισμικής δράσης. Ακόμη σε περίπτωση κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα, σύμμεικτων κατασκευών και από φέρουσα τοιχοποιία, οι δυσκαμψίες των φερόντων στοιχείων θα υπολογίζονται λαμβάνοντας υπόψη της επίδραση της ρηγματώσης. Η δυσκαμψία θα πρέπει να αντιστοιχεί στην αρχή της διαρροής του οπλισμού. Οι εξωτερικοί τοίχοι, που συνεισφέρουν σημαντικά στην αντοχή και στη δυσκαμψία του κτιρίου πρέπει να λαμβάνονται υπόψη.

2. Εκτός των περιπτώσεων όπου απαιτείται ακριβέστερη ανάλυση των ρηγματωμένων στοιχείων, η καμπτική και η διατμητική δυσκαμψία των στοιχείων από σκυρόδεμα και από τοιχοποιία θα λαμβάνεται ίση με τη μισή της αντίστοιχης δυσκαμψίας των μη ρηγματωμένων στοιχείων.



## 2.11 Εκκεντρότητες σχεδιασμού

### 2.11.1 Τυχηματική εκκεντρότητα κατά ΕΑΚ.

1. Για την αντιμετώπιση στρεπτικών επιπονήσεων ενός κτιρίου, οφειλομένων σε παράγοντες που δεν είναι πρακτικά εφικτό να προσομοιωθούν, η μάζα  $m_i$  ή η σεισμική δύναμη  $F_i$  κάθε ορόφου θα λαμβάνεται μετατοπισμένη διαδοχικά εκατέρωθεν του κέντρου βάρους, κάθετα προς την διεύθυνση της εξεταζόμενης οριζόντιας συνιστώσας του σεισμού, σε απόσταση ίση με την τυχηματική εκκεντρότητα  $e_{ti}$  του ορόφου  $i$ .

Παράγοντες με προβληματική προσομοίωση είναι οι αποκλίσεις ανάμεσα στην πραγματική (την ώρα του σεισμού) και την υπολογιστική κατανομή μαζών, δυσκαμψιών και αντοχών, καθώς επίσης και οι οριζόντιες συνιστώσες των διαφορικών κινήσεων των σημείων του εδάφους, οι οποίες έχουν ως αθροιστικό αποτέλεσμα την στρεπτική διέγερση της βάσης των κτιρίων.

2. Η τυχηματική εκκεντρότητα  $e_{ti}$  λαμβάνεται ίση προς  $0.05 \cdot L_i$ , όπου  $L_i$  το πλάτος του ορόφου κάθετα προς την εξεταζόμενη διεύθυνση.

Πρόκειται για χονδρική εκτίμηση ενός μεγέθους που από τη φύση του εμπεριέχει πολλές αβεβαιότητες.

### 2.11.2 Τυχηματική εκκεντρότητα κατά EC8

1. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα προκειμένου να συνυπολογιστούν οι αβεβαιότητες στην επιλογή της θέσης των μαζών και στη χωρική διακύμανση της σεισμικής κίνησης, το υπολογισμένο κέντρο μάζας κάθε ορόφου  $i$ , θα λαμβάνεται μετατοπισμένο από την ονομαστική του θέση και σε κάθε διεύθυνση κατά μία τυχηματική εκκεντρότητα.

2. Πρόκειται για χονδρική εκτίμηση ενός μεγέθους που από τη φύση του εμπεριέχει πολλές αβεβαιότητες.

Η εκκεντρότητα αυτή στον Ευρωκώδικα είναι ίση με:

$$e_{ai} = \pm 0.05 L_i$$

όπου

$_{ai} e$ , η τυχηματική εκκεντρότητα μάζας ορόφου  $i$ , από την ονομαστική της θέση, που λαμβάνεται κατά την ίδια διεύθυνση σε όλους τους ορόφους.

$_i L$ , το πλάτος ορόφου, το οποίο είναι κάθετο στη διεύθυνση της σεισμικής δράσης.

Όταν χρησιμοποιείται χωρικό μοντέλο ανάλυσης στον Ευρωκώδικα δίνεται η παρακάτω σχέση για τον προσδιορισμό των στρεπτικών επιδράσεων:

$$M_{ai} = e_{ai} F_i$$

όπου

$_{ai} e$  η τυχηματική εκκεντρότητα μάζας ορόφου  $I$ , για όλες τις διευθύνσεις

$M_{ai}$  η στρεπτική ροπή ορόφου  $i$  περί τον κατακόρυφο άξονα

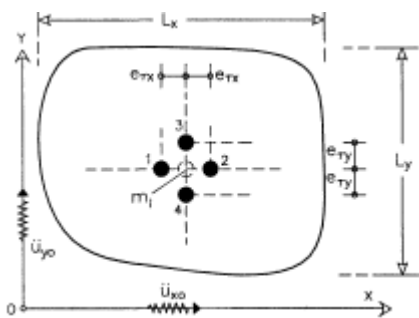
$_i F$  η οριζόντια δύναμη ορόφου  $i$ , για όλες τις σχετικές διευθύνσεις

### 2.11.3 Εφαρμογή δυναμικής φασματικής μεθόδου

Κατά την εφαρμογή της μεθόδου αυτής οι μάζες  $m_i$  των ορόφων θα μετατοπίζονται διαδοχικά εκατέρωθεν του θεωρητικού κέντρου μάζας  $M_i$ , σύμφωνα με την προηγούμενη παράγραφο, οπότε προκύπτουν τέσσερα διαφορετικά συστήματα προς ανάλυση με την υπόψη μέθοδο

Για καθένα από τα τέσσερα συστήματα εφαρμόζεται η δυναμική φασματική μέθοδος, θεωρώντας ταυτόχρονη δράση των δύο οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού. Σε περίπτωση κτιρίου με άξονα συμμετρίας η μία οριζόντια συνιστώσα

του σεισμού εκλέγεται κατά την διεύθυνση του υπόψη άξονα, οπότε η αντίστοιχη μετατόπιση των μαζών γίνεται κάθετα προς τον άξονα συμμετρίας.



Σχήμα 4 : Τυχηματική εκκεντρότητα της μάζας

Εναλλακτικά, λόγω της εγγενούς αβεβαιότητας της τυχηματικής εκκεντρότητας, επιτρέπεται η αποτίμηση των αποτελεσμάτων της, χωρίς μετατόπιση των μαζών, μέσω πρόσθετης στατικής φόρτισης από ομόσημα στρεπτικά ζεύγη ίσα προς  $\pm 2 \cdot e \cdot F_i$  σε κάθε όροφο.

Τα προκύπτοντα από τη φόρτιση αυτή αποτελέσματα αθροίζονται αλγεβρικά με τα αποτελέσματα εφαρμογής της δυναμικής φασματικής μεθόδου κατά την θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού.

Με την μεθοδολογία του εδαφίου αυτού επιτυγχάνεται σημαντικότερη μείωση του όγκου των υπολογισμών σε αρμονία με την αβεβαιότητα της Τυχηματικής εκκεντρότητας. Επίσης, στην περίπτωση αυτή δεν είναι δυνατή η εφαρμογή, οπότε για την διαστασιολόγηση στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα εφαρμόζεται αναγκαστικά.

#### 2.11.4 Εφαρμογή απλοποιημένης φασματικής μεθόδου κατά τον ΕΑΚ

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ κατά την εφαρμογή της απλοποιημένης φασματικής μεθόδου ισχύουν τα εξής:

1. Κατά την εφαρμογή της μεθόδου αυτής, για κάθε κύρια διεύθυνση του κτιρίου και σε κάθε διάφραγμα, οι σεισμικές δυνάμεις  $F_i$  εφαρμόζονται εκατέρωθεν του κέντρου μάζας  $M_i$  με τις παρακάτω εκκεντρότητες σχεδιασμού ως προς τον (πραγματικό ή πλασματικό) ελαστικό άξονα του κτιρίου

$$\max e_i = e_{fi} + e_{ri}$$

$$\min e_i = e_{fi} - e_{ri}$$

όπου:  $e_{ri}$  η τυχηματική εκκεντρότητα και  $e_{fi}$ ,  $e_{ri}$ , οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες.

Με τις ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες  $e_f$  και  $e_r$  (γνωστές και σαν δυναμικές εκκεντρότητες) λαμβάνονται υπόψη οι στρεπτικές ταλαντώσεις των ασύμμετρων κτιρίων για μεταφορική σεισμική διέγερση της βάσης. Σε κτίρια με άξονα συμμετρίας λαμβάνεται  $e_f = e_r = 0$  κατά την διεύθυνση υπολογισμού του υπόψη άξονα.

2. Ο πραγματικός ή πλασματικός ελαστικός άξονας του κτιρίου ορίζεται ο κατακόρυφος άξονας που διέρχεται από τον πόλο στροφής  $P_0$  του πλησιέστερου προς την στάθμη  $z_0 = 0.8 \cdot H$  διαφράγματος ( $i_0$ ) του κτιρίου, για στρεπτική φόρτιση όλων των διαφραγμάτων με τις ομόσημες στρεπτικές ροπές  $M = +c \cdot F_i$ , όπου  $H$  το ύψος του κτιρίου και  $c$  αυθαίρετος μογλοβραχίονας των δυνάμεων  $F_i$  (π.χ.  $c=1$ ).

Πραγματικό ελαστικό άξονα διαθέτουν τα πολυόροφα κτίρια στα οποία τα μητρώα δυσκαμψίας των κατακόρυφων στοιχείων είναι ανάλογα μεταξύ τους . Στην περίπτωση αυτή για οποιαδήποτε στρεπτική φόρτιση οι δίσκοι των πατωμάτων στρέφονται γύρω από τον ελαστικό άξονα, ενώ για οποιαδήποτε φόρτιση οριζόντιων στατικών δυνάμεων, οι οποίες ανήκουν στο ίδιο κατακόρυφο επίπεδο και διέρχονται από τον υπόψη άξονα, έχουμε παράλληλη μεταφορά όλων των δίσκων χωρίς στροφή.

Τα συνήθη πολυόροφα κτίρια με τοιχώματα και πλαίσια (μικτά συστήματα) δεν διαθέτουν ελαστικό άξονα, δηλαδή στα κτίρια αυτά δεν είναι δυνατός ο καθορισμός κατακόρυφου φορτιστικού επιπέδου των οριζόντιων δυνάμεων που να προκαλεί παράλληλη μεταφορά όλων των δίσκων χωρίς στροφή . Στα κτίρια αυτά μπορεί να ορισθεί ένας άξονας «βέλτιστης» στρέψης (πλασματικός ελαστικός άξονας), ο οποίος χαρακτηρίζεται από την εξής ιδιότητα : Εάν το κατακόρυφο επίπεδο των οριζόντιων στατικών σεισμικών δυνάμεων  $F_i$  διέρχεται από τον άξονα αυτό, τότε το άθροισμα των τετραγώνων  $\Sigma \theta_i^2$  των γωνιών στροφής  $\theta_i$  των πατωμάτων είναι ελάχιστο.

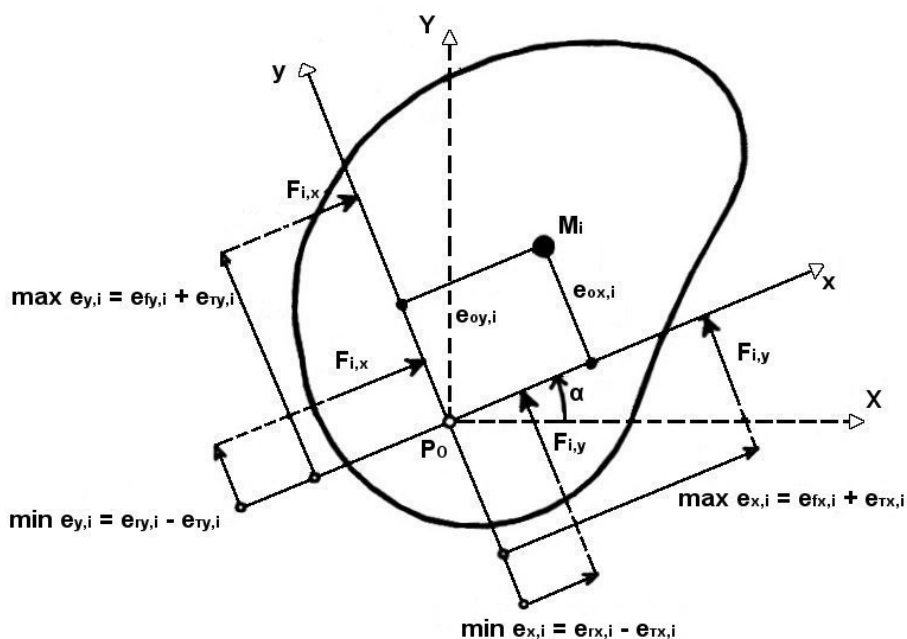
3. Στη γενική περίπτωση, ο προσανατολισμός των κύριων διευθύνσεων  $x, y$  του κτιρίου ως προς το τυχόν σύστημα αναφοράς  $P_0XY$  καθορίζεται με την γωνία  $\alpha$  της σχέσης:

$$\tan 2\alpha = \frac{2u_{xy}}{u_{xx} - u_{yy}}$$

όπου  $u_{xx}, u_{yy}$  και  $u_{xy} = u_{yx}$  οι μετατοπίσεις του σημείου  $P_0$  για τις παρακάτω φορτίσεις του κτιρίου με τις σεισμικές δυνάμεις  $F_i$ :

Φόρτιση κατά  $X$ :  $u_{xx}, u_{yx}$

Φόρτιση κατά  $Y$ :  $u_{xy}, u_{yy}$



Σχήμα 5: Εκκεντρότητες σχεδιασμού.

Οι κύριες διευθύνσεις  $x$  ή  $y$  του κτιρίου χαρακτηρίζονται από την εξής ιδιότητα: Εάν το κατακόρυφο επίπεδο των οριζόντιων στατικών σεισμικών δυνάμεων έχει την διεύθυνση  $x$  ή  $y$ , τότε στη στάθμη  $z = 0.8H$  θα έχουμε παράλληλη μεταφορά χωρίς στροφή κατά την ίδια διεύθυνση.

4. Στην ειδική περίπτωση κτιρίων με παράλληλη διάταξη των κύριων αξόνων αδράνειας όλων των κατακόρυφων στοιχείων δυσκαμψίας, οι κύριες διευθύνσεις  $x$ ,  $y$  του κτιρίου Στην περίπτωση αυτή από την εφαρμογή της εξίσωσης εφ2α. προκύπτει κατά κανόνα μικρή τιμή της γωνίας  $\alpha$  (π.χ.  $\alpha < 10^\circ$ ) η οποία και αγνοείται. Αν προκύψει μεγάλη τιμή της γωνίας  $\alpha$  το σύστημα διαθέτει απειρία κύριων διευθύνσεων, οπότε και πάλι λαμβάνεται  $\alpha = 0$ .

5. Σε κτίρια χωρίς στρεπτική ευαισθησία, αν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες δίδονται από τις προσεγγιστικές σχέσεις:

$$e_{\bar{n}} = 1.50 * e_{oi},$$

$$e_{\bar{n}} = 0.50 * e_{oi},$$

όπου  $e_{oi}$  η στατική εκκεντρότητα του ορόφου  $i$  κάθετα προς την θεωρούμενη διεύθυνση των δυνάμεων  $F_i$  (δηλ.  $e_{ox,i}$  ή  $e_{oy,i}$ ).

Οι σχέσεις αυτές δίδουν κατά κανόνα συντηρητικά αποτελέσματα για μέσες και μεγάλες εκκεντρότητες.

6. Σε κτίρια με στρεπτική ευαισθησία απαιτείται είτε ακριβέστερος υπολογισμός των  $e_{\bar{n}}$ ,  $e_{\bar{r}}$  συναρτήσει της στατικής εκκεντρότητας  $e_{oi}$  και της ακτίνας δυστρεψίας  $\rho$  είτε εφαρμογή της δυναμικής φασματικής μεθόδου.

Σε στρεπτικά ευαίσθητα κτίρια δεν είναι δυνατή η έκφραση των  $e_{\bar{r}}$  και  $e_{\bar{r}}$  συναρτήσει μόνο της στατικής εκκεντρότητας  $e_o$ , διότι επηρεάζονται έντονα από την ακτίνα δυστρεψίας  $\rho$  του κτιρίου. Επίσης, στην περίπτωση αυτή η  $e_{\bar{r}}$  για μικρές εκκεντρότητες προκύπτει πολλές φορές αρνητική.

7. Ένα κτίριο θεωρείται στρεπτικά ευαίσθητο, όταν κατά τη μία τουλάχιστον κύρια διεύθυνση ( $x$  ή  $y$ ) η ακτίνα δυστρεψίας  $\rho_{m,i}$  ως προς το κέντρο μάζας  $M_i$  κάθε διαφράγματος είναι μικρότερη ή ίση από την ακτίνα αδράνειας  $r_i$  του διαφράγματος ( $\rho_{m,i} r_i$ ). Οι ακτίνες δυστρεψίας  $\rho_{mx,i}$  και  $\rho_{my,i}$  κατά τις κύριες διευθύνσεις  $x$  και  $y$  του κτιρίου δίδονται από τις σχέσεις:

$$\rho_{mx,i} = \sqrt{(\rho_x^2 + e_{ox,i}^2)}$$

$$\rho_{my,i} = \sqrt{(\rho_y^2 + e_{oy,i}^2)}$$

όπου:

$e_{ox,i}$  και  $e_{oy,i}$  οι στατικές εκκεντρότητες κατά τις διευθύνσεις των κυρίων αξόνων  $x$ ,  $y$  και

$\rho_x$  και  $\rho_y$  οι αντίστοιχες ακτίνες δυστρεψίας ως προς τον ελαστικό άξονα, υπολογιζόμενες από τις σχέσεις:

$$\rho_x = \sqrt{c} u_y / \theta_z, \quad \rho_y = \sqrt{c} u_x / \theta_z$$

### 2.11.5 Εφαρμογή απλοποιημένης φασματικής μεθόδου κατά EC8

Εάν η πλευρική δυσκαμψία και η μάζα του συστήματος είναι ομοιόμορφα κατανομημένες στην κάτοψη και αν δεν υπολογίζεται η τυχηματική εκκεντρότητα με ακριβή μέθοδο, οι τυχηματικές στρεπτικές επιδράσεις μπορούν να υπολογιστούν, πολλαπλασιάζοντας τις οριζόντιες δυνάμεις  $F_i$  των ισοδύναμων στατικών συστημάτων, με έναν συντελεστή  $\delta$ :

$$\delta = 1 + 0.6 * x / L_e$$

όπου

$x$ , είναι η απόσταση του υπό θεώρηση στοιχείου, από το κέντρο μάζας του κτιρίου σε κάτοψη, μετρούμενο κάθετα στη διεύθυνση της θεωρούμενης σεισμικής δράσης  
 $L_e$ , είναι η απόσταση των δύο μετρούμενων κάθετα στη διεύθυνση της θεωρούμενης σεισμικής δράσης.

Εάν η ανάλυση πραγματοποιείται με την χρήση δύο επίπεδων μοντέλων, ένα για κάθε κύρια οριζόντια διεύθυνση, οι στρεπτικές επιδράσεις μπορούν να υπολογιστούν διπλασιάζοντας την τυχηματική εκκεντρότητα  $a_{ie} = \pm 0.05L$  και αυξάνοντας τον παράγοντα της εξίσωσης  $\delta = 1 + 0.6 * x/L_e$  από 0.6 σε 1.2.

## 2.12 Δυναμική φασματική Μέθοδος κατά ΕΑΚ και EC8

### 2.12.1 Γενικά

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ, για την εφαρμογή της μεθόδου αυτής ισχύουν τα εξής:

1. Η δυναμική φασματική μέθοδος εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών που καλύπτει ο παρών Κανονισμός.

Θα πρέπει πάντως να μην ξεχνάμε ότι πρόκειται για μέθοδο γραμμικού υπολογισμού, της οποίας η αξιοπιστία μειώνεται στις περιπτώσεις απότομων καθύψος μεταβολών της αντοχής των κτιρίων.

2. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους.

Η μέθοδος σε γενικές γραμμές περιλαμβάνει:

α). Ιδιομορφική ανάλυση, κατά την οποία υπολογίζονται οι ιδιομορφές ταλάντωσης του συστήματος και οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι και ιδιοσυχνότητες.

β). Ιδιομορφική απόκριση, κατά την οποία με τη χρήση του φάσματος σχεδιασμού υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η ακραία απόκριση (μετακίνηση, ένταση) που αντιστοιχεί σε κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης (με καθορισμένο πρόσημο).

γ). Ιδιομορφική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης (με ακαθόριστο πρόσημο).

δ). Χωρική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης για ταυτόχρονη δράση των τριών συνιστωσών του σεισμού (με ακαθόριστο πρόσημο).

3. Κατά την εφαρμογή της μεθόδου αρκεί η θεώρηση ενός μόνον προσανατολισμού των δύο οριζόντιων (και κάθετων μεταξύ τους) συνιστωσών του σεισμού. Για  $q = 1$  χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσμα  $\Phi_e(T)$  (με εισαγωγή της κατάλληλης τιμής του συντελεστή θεμελίωσης  $\theta$ ), ενώ για  $q > 1$  χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού  $\Phi_d(T)$ .

Αποδεικνύεται ότι, για ισοτροπική διέγερση, η τελική απόκριση μετά τη χωρική επαλληλία είναι ανεξάρτητη από τον προσανατολισμό των δύο οριζόντιων συνιστωσών. Αντίθετα, η απόκριση εξαρτάται έντονα από τη διεύθυνση κάθε συνιστώσας ξεχωριστά.

4. Στη συνήθη περίπτωση κατασκευών από το ίδιο υλικό, επιτρέπεται η χρήση σταθερού ποσοστού κρίσιμης απόσβεσης  $\zeta$  για όλες τις ιδιομορφές ταλάντωσης του συστήματος.

Σε περίπτωση κατασκευών από περισσότερα υλικά απαιτείται ο υπολογισμός για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης του αντίστοιχου ποσοστού κρίσιμης απόσβεσης από τη σχέση:

$$\zeta = 1/E * \sum \zeta_i E_i$$

όπου:

$\zeta_i$  Τα ποσοστά κρίσιμης απόσβεσης των επιμέρους υλικών.

$E_i$  Τα μέρη της ελαστικής ενέργειας παραμόρφωσης που αντιστοιχούν στα επιμέρους υλικά κατά την θεωρούμενη ιδιομορφή.

$E$  Η συνολική ελαστική ενέργεια παραμόρφωσης της κατασκευής κατά την θεωρούμενη ιδιομορφή.

### 2.12.2 Αριθμός σημαντικών ιδιομορφών κατά ΕΑΚ

1. Για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης θα λαμβάνεται υποχρεωτικά υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών  $\sum M_i$  φθάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας  $M$  του συστήματος.

Συνολική ταλαντούμενη μάζα είναι η μάζα άνωθεν της διεπιφάνειας κατασκευής-εδάφους, η οποία υφίσταται ελεύθερη μετατόπιση κατά την θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού. Σε κτίρια με υπόγειο η παραπάνω διεπιφάνεια λαμβάνεται στην οροφή του υπογείου, ενώ σε κτίρια που θεμελιώνονται επί πασσάλων λαμβάνεται στην άνω επιφάνεια των πασσάλων.

2. Αν σε ειδικές περιπτώσεις κατασκευών (π.χ. με πολύ μεγάλη ανομοιομορφία δυσκαμψιών) το παραπάνω όριο δεν επιτυγχάνεται μέχρι την ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο  $T=0.03\text{sec}$ , τότε η συνεισφορά των υπολοίπων ιδιομορφών λαμβάνεται υπόψη προσεγγιστικά, πολλαπλασιάζοντας τις τελικές τιμές των μεγεθών έντασης και μετακίνησης με τον αυξητικό παράγοντα  $M/\sum M_i$ .

Η περίπτωση αυτή εμφανίζεται σπάνια σε κτιριακές κατασκευές και μπορεί, επίσης, να οφείλεται σε ανεπιτυχή μοντελοποίηση (εισαγωγή μη σημαντικών ελευθεριών κίνησης και αντίστοιχων παρασιτικών ιδιομορφών ταλάντωσης). Το πρόβλημα αντιμετωπίζεται ακριβέστερα με την θεώρηση μιας "κατάλοιπης ιδιομορφής" του συστήματος με συνολική μάζα  $M = M - \sum M_i$  και φασματική επιτάχυνση ίση προς την επιτάχυνση  $\gamma_{I.A}$  του εδάφους. Οι επιπτώσεις, τέλος, από το έλλειμμα δρώσας μάζας  $M$  είναι περισσότερο αισθητές στις αντιδράσεις στήριξης παρά στις εσωτερικές δυνάμεις της ανωδομής.

3. Οι ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο  $T \geq 0.20\text{sec}$  λαμβάνονται πάντοτε υπόψη.

Η συμμετοχή των ιδιομορφών αυτών στη συνολική απόκριση θεωρείται πάντοτε σημαντική.

### 2.12.3 Αριθμός σημαντικών ιδιομορφών κατά EC8

1. Το άθροισμα των δρώντων ιδιομορφικών μαζών που συνεισφέρουν υπολογιστικά στην απόκριση δεν πρέπει να υπολείπεται του 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας

του συστήματος.

2. Οι δρώσες ιδιομορφικές μάζες που λαμβάνονται υπόψη, είναι αυτές που ξεπερνούν το 5% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος.

Κατά τον Ευρωκώδικα αν οι παραπάνω απαιτήσεις για τις ιδιομορφικές μάζες δεν μπορούν να ικανοποιηθούν (π.χ. σε κτίρια με σημαντική συμβολή των στρεπτικών ιδιομορφών), τότε το πλήθος των ιδιομορφών που απαιτείται να λαμβάνεται υπόψη θα πρέπει να είναι τουλάχιστον ίσο με

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n}$$

όπου

$k$  είναι ο αριθμός των ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψη

$n$ , είναι ο αριθμός των ορόφων πάνω από τη θεμελίωση ή από τη οροφή άκαμπτου υπογείου

$T_k$ , είναι η περίοδος ταλάντωσης της ιδιομορφής  $k$

#### 2.12.4 Επαλληλία ιδιομορφικών αποκρίσεων κατά ΕΑΚ

Επαλληλία ιδιομορφικών αποκρίσεων

1. Δύο ιδιομορφές  $i$  και  $j$  ( $i < j$ ) με ιδιοπεριόδους  $T_i$  και  $T_j$   $T_i \geq T_j$  θεωρούνται ασυσχέτιστες όταν:

$$1/r = T_i / T_j \geq 1 + 0,1\zeta$$

όπου  $\zeta$  (σε %) το ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης των ιδιομορφών.

Σε περίπτωση θεώρησης διαφορετικού ποσοστού κρίσιμης απόσβεσης για κάθε ιδιομορφή η συνθήκη γράφεται:

$$1/r = T_i / T_j \geq 1 + 0,1\sqrt{\zeta_i \zeta_j}$$

όπου  $\zeta_i$  και  $\zeta_j$  τα ποσοστά (σε %) της κρίσιμης απόσβεσης των δύο ιδιομορφών

2. Για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης, οι πιθανές ακραίες τιμές  $ex_A$  τυχόντος μεγέθους απόκρισης  $A$  δίδονται από τη σχέση:

$$ex_A = \pm \sqrt{\sum \sum (\varepsilon_{ij} * A_i * A_j)}$$

όπου  $A_i$  ( $i = 1, 2, \dots$ ) οι ιδιομορφικές τιμές του μεγέθους  $A$  και:

$$\varepsilon_{ij} = 8 \zeta^2 (1+r) r^{3/2} / 10^4 (1-r^2) + 4\zeta^2 r(1+r^2)$$

ο συντελεστής συσχέτισης των δύο ιδιομορφών  $i$  και  $j$  ( $\varepsilon_{ii} = 1, \varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ji}$ ). Για τις ασυσχέτιστες ιδιομορφές λαμβάνεται  $\varepsilon_{ij} = 0$  και αν όλες οι ιδιομορφές είναι ασυσχέτιστες θα έχουμε:

$$ex_A = \pm \sqrt{\sum A_i^2}$$

Οι ιδιομορφικές τιμές  $A_i, B_i, \dots$  των διαφόρων μεγεθών έντασης ή μετακίνησης που προκύπτουν γραμμικά από την ιδιομορφή διαθέτουν καθορισμένο πρόσημο, πραγματοποιούνται ταυτόχρονα και ικανοποιούν τις συνθήκες ισορροπίας και συμβιβαστού των παραμορφώσεων. Αντίθετα, οι πιθανές ακραίες τιμές των υπόψη μεγεθών  $ex_A, ex_B, \dots$  δεν έχουν καθορισμένο πρόσημο, δεν πραγματοποιούνται

ταυτόχρονα και άρα δεν είναι δυνατόν να ικανοποιούν τις συνθήκες ισορροπίας ή συμβιβαστού των παραμορφώσεων. Ο κανόνας της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας είναι διεθνώς γνωστός ως CQC-κανόνας (Complete Quadratic Combination), ενώ ο κανόνας της απλής τετραγωνικής επαλληλίας είναι διεθνώς γνωστός ως SRSS-κανόνας (Square Root of the Sum of the Squares). Τέλος, σε περίπτωση χρήσης διαφορετικού ποσοστού κρίσιμης απόσβεσης ανά ιδιομορφή, ο συντελεστής συσχέτισης  $\epsilon_{ij}$  υπολογίζεται από την σχέση:

$$\epsilon_{ij} = 8 \sqrt{\zeta_i \zeta_j (\zeta_i + r \zeta_j) r^{3/2} / 10^4 (1-r^2) + 4\zeta_i \zeta_j r(1+r^2) + 4(\zeta_i^2 + \zeta_j^2) r^2}$$

3. Δεν επιτρέπεται, γενικά, η χρήση των ακραίων τιμών δύο ή περισσότερων μεγεθών για τον υπολογισμό της ακραίας τιμής ενός άλλου παράγωγου μεγέθους.

Οι κανόνες τετραγωνικής επαλληλίας εφαρμόζονται άμεσα για το υπολογιζόμενο κάθε φορά μέγεθος με βάση τις ιδιομορφικές τιμές του υπόψη μεγέθους. Έτσι, π.χ. κατά την κάμψη με ορθή δύναμη η ακραία τιμή  $e_x$   $\sigma$  της ορθής τάσης  $\sigma$  υπολογίζεται συναρτήσει των ιδιομορφικών τιμών της με τους κανόνες τετραγωνικής επαλληλίας και όχι συναρτήσει των ακραίων τιμών  $e_x M$  και  $e_x N$  της ροπής κάμψης  $M$  και της ορθής δύναμης  $N$ . Ο περιορισμός αυτός δεν ισχύει στην περίπτωση που το παράγωγο μέγεθος εξαρτάται από ένα μόνο εντατικό μέγεθος (π.χ. ορθή τάση από απλή κάμψη).

## 2.12.5 Επαλληλία ιδιομορφικών αποκρίσεων κατά EC8

1. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα δύο ιδιομορφές ταλάντωσης  $i$  και  $j$  μπορούν να θεωρηθούν ως ανεξάρτητες, όπως και η απόκριση της κατασκευής σε αυτές, εάν οι περίοδοι τους ( $T_i \leq T_j$ ), ικανοποιούν την παρακάτω συνθήκη:  
 $T_j \leq 0.9T_i$

2. Εάν οι αποκρίσεις ληφθούν ως ανεξάρτητες τότε η μέγιστη τιμή της δράσεως σχεδιασμού  $E$  της σεισμικής δράσης μπορεί να ληφθεί ως

$$E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2}$$

όπου

$E$ , είναι η υπό εξέταση σεισμική δράση (δύναμη, μετατόπιση κ.λ.π.)

$E_{Ei}$ , είναι η σεισμική δράση εξαιτίας της ιδιομορφής  $i$

3. Δεν επιτρέπεται, γενικά, η χρήση των ακραίων τιμών δύο ή υπολογισμό της ακραίας τιμής ενός άλλου παράγωγου μεγέθους.

Κατά τον Ευρωκώδικα αν δεν ικανοποιείται η απαίτηση της ανεξαρτησίας των ιδιομορφών τότε για τον υπολογισμό του μεγίστου ενός σεισμικού μεγέθους χρησιμοποιούνται πιο ακριβείς μέθοδοι όπως των απολύτων τετραγώνων



## 2.13 Απλοποιημένη φασματική μέθοδος κατά τον ΕΑΚ και EC8

### 2.13.1 Πεδίο εφαρμογής της απλοποιημένης φασματικής μεθόδου κατά τον ΕΑΚ

1. Η απλοποιημένη φασματική μέθοδος προκύπτει από τη δυναμική φασματική μέθοδο με προσεγγιστική θεώρηση μόνον της θεμελιώδους ιδιομορφής ταλάντωσης για κάθε διεύθυνση υπολογισμού (μονο-ιδιομορφική μέθοδος). Η απλοποίηση αυτή επιτρέπει τον άμεσο υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης με τη βοήθεια "ισοδύναμων" σεισμικών δυνάμεων, οι οποίες εφαρμόζονται σαν στατικά φορτία επάνω στην κατασκευή .

2. Κατά την εφαρμογή της μεθόδου οι δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού εκλέγονται παράλληλα προς τις κύριες διευθύνσεις του κτιρίου και χρησιμοποιείται πάντοτε το φάσμα σχεδιασμού  $R_d(T)$ .

Η απλοποίηση της δυναμικής φασματικής μεθόδου στηρίζεται στις επόμενες συντηρητικές παραδοχές

α). Οι δύο οριζόντιες (και κάθετες μεταξύ τους) συνιστώσες του σεισμού εκλέγονται παράλληλες προς τις κύριες διευθύνσεις  $x$  και  $y$  του κτιρίου (άξονες μέγιστης και ελάχιστης δυσκαμψίας).

β). Για τον υπολογισμό του μεγέθους των σεισμικών φορτίων θεωρείται η ασύζευκτη μεταφορική ταλάντωση του κτιρίου κατά  $x$  και  $y$ , αγνοώντας τη σύζευξη μεταφορικών-στρεπτικών ταλαντώσεων. Τα αντίστοιχα σεισμικά φορτία  $F_{i,x}$ , και  $F_{i,y}$  καθορίζονται με βάση τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο και ιδιομορφή ταλάντωσης κάθε κύριας διεύθυνσης, η οποία όμως "λαμβάνεται" με τη συνολική μάζα  $M$  του κτιρίου για να ληφθεί υπόψη η συμβολή και των ανώτερων ιδιομορφών ταλάντωσης.

γ). Για τον υπολογισμό της θέσης των σεισμικών φορτίων στην κάτοψη λαμβάνεται προσεγγιστικά υπόψη η σύζευξη μεταφορικών-στρεπτικών ταλαντώσεων μέσω των "ισοδύναμων" στατικών εκκεντροτήτων..

δ). Για κάθε κύρια διεύθυνση οι σεισμικές στατικές δυνάμεις  $F_{i,x}$  και  $F_{i,y}$  εφαρμόζονται επάνω στο χωρικό προσομοίωμα του κτιρίου με τη μέγιστη και την ελάχιστη εκκεντρότητα σχεδιασμού και ακολουθεί η στατική επίλυση του υπόψη προσομοιώματος για κάθε περίπτωση φόρτισης. Τέλος, γίνεται χρήση του φάσματος  $\Phi_d$  ακόμη και για  $q=1$ , διότι είναι δυσμενέστερο από το  $\Phi_e$ .

3. Η μέθοδος εφαρμόζεται στις παρακάτω περιπτώσεις:

- Κανονικά κτίρια μέχρι 10 ορόφους.
- Μη κανονικά κτίρια μέχρι 5 ορόφους με εξασφαλισμένη τη διαφραγματική λειτουργία των πλακών. Εξαιρούνται τα κτίρια σπουδαιότητας Σ4 άνω των δύο ορόφων σε ζώνες οποιαδήποτε σεισμικής επικινδυνότητας και τα κτίρια σπουδαιότητας Σ3 άνω των δύο ορόφων στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας II και III.

Η μέθοδος προορίζεται κυρίως για κανονικά κτίρια. Η διαφραγματική λειτουργία των πλακών αποτελεί βασική προϋπόθεση για την εφαρμογή της, διότι στην αντίθετη περίπτωση δεν είναι δυνατή η προσομοίωση της στρεπτικής ταλάντωσης των πατωμάτων. Επισημαίνεται, επίσης, ότι η κατά παρέκκλιση εφαρμογή της μεθόδου σε μη-κανονικά κτίρια μειώνει την αξιοπιστία της, ιδιαίτερα στις περιπτώσεις κτιρίων με επάλληλες εσοχές.

4. Ένα κτίριο θα λέγεται κανονικό, όταν ικανοποιεί τις παρακάτω συνθήκες:

- Τα πατώματα λειτουργούν ως απαραμόρφωτα διαφράγματα μέσα στο επίπεδο τους. Η λειτουργία αυτή, αν δεν γίνεται ακριβέστερος έλεγχος, θεωρείται ότι δεν είναι

εξασφαλισμένη σε επιμήκη ορθογωνικά κτίρια (ή τμήματα κτιρίων) με λόγο πλευρών μεγαλύτερο του 4, καθώς επίσης και σε κτίρια με κενά που υπερβαίνουν το 35% της κάτοψης του ορόφου.

- Η αύξηση ή μείωση  $\Delta K_i = K_i - K_{i+1}$  της σχετικής δυσκαμψίας  $K_i$  ενός ορόφου σε κάθε οριζόντια διεύθυνση δεν υπερβαίνει τις τιμές  $0.35K_i$  και  $0.50K_i$ , αντίστοιχα. Η δυσκαμψία ενός ορόφου σε μία διεύθυνση θα λαμβάνεται ως το άθροισμα των σχετικών δυσκαμψιών  $EI/h$  των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου.
- Η αύξηση ή μείωση  $\Delta m = m_{i+1} - m_i$  της μάζας  $m_i$  ενός ορόφου δεν υπερβαίνει τις τιμές  $0.35m_i$  και  $0.50m_i$ , αντίστοιχα. Από τον έλεγχο του κριτηρίου αυτού εξαιρείται ο ανώτατος όροφος και τυχόν απόληξη κλιμακοστασίου

Στον παρόντα κανονισμό η κανονικότητα των κτιρίων χρησιμοποιείται μόνον για την επιλογή της μεθόδου υπολογισμού και όχι και για την περαιτέρω κλιμάκωση των τιμών του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ , οι οποίες έχουν καθορισθεί σε σχετικά χαμηλά επίπεδα. Το γεγονός αυτό καθιστά άσκοπη την επιβολή και άλλων συνθηκών κανονικότητας (π.χ. γεωμετρικών), διότι οι σχετικές προς αυτές μη-κανονικότητες αντιμετωπίζονται με τον ίδιο βαθμό αξιοπιστίας από τις δύο μεθόδους γραμμικού υπολογισμού του κανονισμού. Για τους ίδιους λόγους, η θεώρηση της στρεπτικής ευαισθησίας των κτιρίων ως παράγοντα μη κανονικότητας δεν είναι απαραίτητη, διότι η σχετική μη-κανονικότητα καλύπτεται αρκετά αξιόπιστα με τον ακριβέστερο υπολογισμό των «ισοδύναμων» στατικών εκκεντροτήτων  $e_f$  και  $e_r$ . Σημειώνεται, τέλος, ότι σε συστήματα με δεσπόζουσα διατμητική παραμόρφωση των κατακόρυφων στοιχείων θα πρέπει να χρησιμοποιείται η διατμητική δυσκαμψία  $G \cdot A_s/h$ , αντί της καμπτικής  $EI/h$ .

### 2.13.2 Πεδίο εφαρμογής της απλοποιημένης φασματικής μεθόδου κατά τον EC8

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα η απλοποιημένη φασματική μέθοδος, μπορεί να εφαρμόζεται σε κτίρια που οι μορφές ταλάντωσης μεγαλύτερης περιόδου από τη θεμελιώδη, σε κάθε κύρια κατεύθυνση, δεν το επηρεάζουν σημαντικά.

1. Η αντίστοιχη μέθοδος, μπορεί να εφαρμοστεί σε κτίρια των οποίων η απόκριση δεν επηρεάζεται σημαντικά, από την ύπαρξη ιδιομορφών με μεγαλύτερες της θεμελιώδους σε κάθε κύρια διεύθυνση.

Η παραπάνω απαίτηση ικανοποιείται όταν:

$$T_1 \leq 4 T_c$$

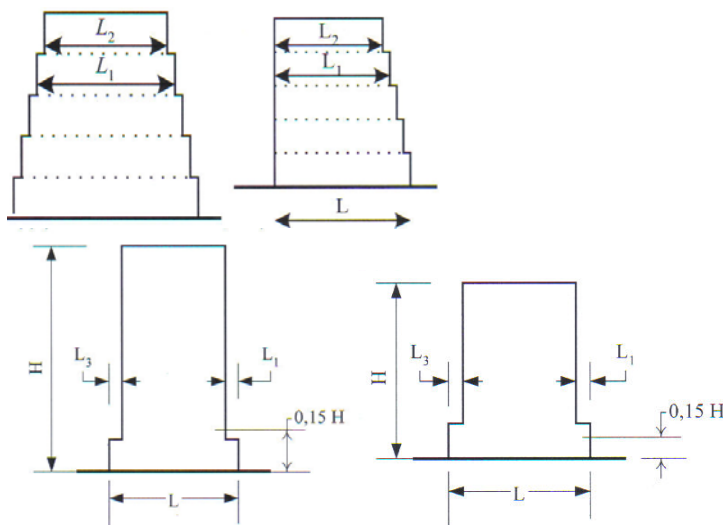
$$T_1 \leq 2,0 s$$

• Ικανοποιούνται τα κριτήρια κανονικότητας καθ' ύψος της κατασκευής.

Κατά τον Ευρωκώδικα ένα κτίριο ονομάζεται κανονικό καθ' ύψος όταν ικανοποιούνται τα παρακάτω κριτήρια :

1. Όλα τα συστήματα που αντιστέκονται στις πλευρικές δυνάμεις, όπως πυρήνες, πλαίσια και τοιχώματα, πρέπει να συνεχίζουν χωρίς να διακόπτονται από τις θεμελιώσεις τους, ως το άνω μέρος του κτιρίου ή αν παρατηρούνται εσοχές στους υψηλότερους ορόφους, να συνεχίζουν ως το επάνω μέρος της αντίστοιχης ζώνης του κτιρίου.

2. Τόσο η πλευρική δυσκαμψία όσο και η μάζα του κάθε ορόφου θα πρέπει να παραμένουν σταθερές ή να μεταβάλλονται βαθμιαία, χωρίς απότομες διακυμάνσεις, από τη βάση ως την κορυφή του συγκεκριμένου κτιρίου.
3. Σε πλαισιωτές κατασκευές, η αντοχή του καθαρού ορόφου δεν πρέπει να μεταβάλλεται δυσανάλογα με την αντοχή που απαιτείται από την ανάλυση, μεταξύ εφαπτόμενων ορόφων.
4. Στην περίπτωση που παρατηρούνται εσοχές στους ορόφους, πρέπει να πληρούνται και οι παρακάτω προϋποθέσεις.
- 4α Για βαθμιαίες εσοχές που παρουσιάζουν αξονική συμμετρία, η εσοχή σε κάθε όροφο δεν πρέπει να ξεπερνά το 20% της υποκείμενης διάστασης της προβολής στη διεύθυνση της εσοχής.
- 4β Στην περίπτωση της μίας και μοναδικής εσοχής, που παρατηρείται εντός του χαμηλότερου 15% του συνολικού ύψους του κυρίου δομικού συστήματος, δεν πρέπει να ξεπερνιέται το 50% της υποκείμενης διάστασης της προβολής στη διεύθυνση της εσοχής. Σ' αυτή την περίπτωση η κατασκευή της βάσης μαζί με την περίμετρο που σχηματίζεται κατακόρυφα προς τους πάνω ορόφους, πρέπει να σχεδιάζονται ώστε να αντέχει τουλάχιστον το 75% της οριζόντιας διατμητικής δύναμης που πρόκειται να αναπτυχθεί σε ένα παρόμοιο κτίριο, χωρίς τη μεγέθυνση της βάσης.
- 4γ Εάν οι εσοχές δεν παρουσιάζουν συμμετρία, σε κάθε πρόσοψη το άθροισμα των εσοχών σε όλους τους ορόφους δεν πρέπει να ξεπερνά το 30% της διάστασης της προβολής στο ισόγειο πάνω από τα θεμέλια ή στην οροφή του υπόγειου και η κάθε εσοχή ξεχωριστά δεν πρέπει να ξεπερνά το 10% της υποκείμενης διάστασης της προβολής στη διεύθυνση της



Σχήμα 6 : Κριτήρια κανονικότητας για κτίρια με εσοχές του EC8

2. Μία βασική διαφορά που παρουσιάζεται στον Ευρωκώδικα είναι πως η μέθοδος δεν προορίζεται για κτίρια κανονικά αλλά για κτίρια με κανονικότητα καθ' ύψος. Αναφέρεται πως η κανονικότητα ή μη ενός κτιρίου επηρεάζει το σεισμικό σχεδιασμό, στο δομικό μοντέλο που θα χρησιμοποιηθεί ( χωρικό ή δύο διευθύνσεων ), στη μέθοδο ανάλυσης ( απλοποιημένη ή φασματική), στην τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, που δεν παραμένει σταθερός

3. Στον Ευρωκώδικα τα κριτήρια κανονικότητας χωρίζονται σε κριτήρια κανονικότητας καθ' ύψος και κριτήρια κανονικότητας σε κάτοψη. Τα κριτήρια καθ' ύψος αναφέρθηκαν στην προηγούμενη παράγραφο. Τα κριτήρια σε κάτοψη είναι:

- Το κτίριο θα πρέπει να είναι συμμετρικό σε κάτοψη και στους δύο ορθογώνιους άξονες, όσον αφορά και τη μάζα και την οριζόντια δυσκαμψία του.
- Η διαμόρφωση κάτοψη θα πρέπει να είναι συμπαγής, με την έννοια πως κάθε όροφος θα πρέπει να ορίζεται από μια κυρτή πολυγωνική γραμμή και οι οποιεσδήποτε εσοχές ή γωνίες και αιχμές που μπορεί να υπάρχουν, να μην εξέχουν της κυρτής πολυγωνικής γραμμής πάνω από το 5% του εμβαδού του κάθε ορόφου.
- Η ακαμψία των ορόφων σε κάτοψη πρέπει να είναι επαρκώς μεγάλη σε σχέση με την οριζόντια ακαμψία των κατακόρυφων στοιχείων, ώστε η παραμόρφωση των ορόφων να έχουν μικρή επίδραση στην κατανομή των δυνάμεων ανάμεσα στα κατακόρυφα στοιχεία. Πρέπει δηλαδή να εξασφαλίζεται η λειτουργία του άκαμπτου διαφράγματος. Γι' αυτό και θα πρέπει να αποφεύγονται ή να εξετάζεται ιδιαίτερα η χρήση στοιχείων στην κάτοψη με σχήματα  $L, H, C, I, X$ .
- Η λυγηρότητα  $L_{max}/L_{min}$  δεν πρέπει να ξεπερνά την τιμή 4. Όπου  $L_{max}$  και  $L_{min}$  η μέγιστη και ελάχιστη αντίστοιχα διάσταση του κτιρίου, κατά τις δύο ορθογώνιες διευθύνσεις.
- Σε κάθε επίπεδο και για κάθε διεύθυνση ανάλυσης  $x, y$  η εκκεντρότητα  $e_{\theta}$  και η στρεπτική ακτίνα  $r$ , πρέπει να ικανοποιούν τη σχέση που ακολουθεί και έχει εκφραστεί ως προς τον άξονα  $y$ :

$$e_{\theta x} \leq 0,30 r_x$$

$$r_x \geq I_x$$

όπου

$e_{\theta x}$  είναι η απόσταση ανάμεσα στο κέντρο ακαμψίας και το κέντρο μάζας  
 $r_x$  είναι η τετραγωνική ρίζα του λόγου της στρεπτικής ακαμψίας προς την οριζόντια ακαμψία κατά την  $y$  διεύθυνση  
 $I_s$  ακτίνα περιστροφής της μάζας του ορόφου.

- Σε μονοόροφα κτίρια το κέντρο ακαμψίας προσδιορίζεται ως το κέντρο της οριζόντιας ακαμψίας όλων των σεισμικών μελών. Η στρεπτική ακαμψία προσδιορίζεται ως η τετραγωνική ρίζα του λόγου της ολικής στρεπτικής ακαμψίας ως προς το κέντρο της οριζόντιας ακαμψίας, προς την ολική οριζόντια ακαμψία, σε μία κατεύθυνση, λαμβάνοντας υπόψη όλα τα σεισμικά μέλη στην κατεύθυνση αυτή.
- Σε πολύοροφα κτίρια ο προσδιορισμός του κέντρου ακαμψίας και της στρεπτικής ακτίνας, μπορεί να γίνει μόνο προσεγγιστικά. Ένας απλοποιημένος προσδιορισμός των κτιρίων και ως προς την κατάταξη των κτιρίων και ως προς τον προσεγγιστικό προσδιορισμό των στρεπτικών επιδράσεων, μπορεί να γίνει αν ισχύουν οι παρακάτω συνθήκες:
  - α) όλα τα συστήματα οριζόντιας αντίστασης, όπως πυρήνες, τοιχία, πλαίσια κ.ά. θα πρέπει να μην διακόπτονται καθ' ύψος της κατασκευής.
  - β) οι αποκλίσεις σχήματος ανεξάρτητων συστημάτων, που προέρχονται από τη δράση των οριζόντιων δυνάμεων να μην είναι πολύ διαφορετικές.
- Σε πλαίσια και σε συστήματα τοίχων με λυγηρότητα, με επικρατούσες τις ελαστικές παραμορφώσεις, η θέση των κέντρων ακαμψίας και της στρεπτικής ακτίνας, όλων των ορόφων, μπορεί να προκύπτουν από τις ροπές αδράνειας των διατομών των κατακόρυφων στοιχείων. Αν είναι σημαντικές, εκτός από τις ελαστικές παραμορφώσεις και οι διατμητικές, τότε ο υπολογισμός θα γίνεται με χρήση ισοδύναμων ροπών αδράνειας των διατομών.

Η κατάταξη των κτιρίων σε κανονικά ή μη επιδρά και στην αλλαγή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ , αλλά και στον τύπο ανάλυσης που θα χρησιμοποιηθεί καθώς και στο μοντέλο ανάλυσης, όπως έχει ήδη αναφερθεί παραπάνω.

Αξίζει να αναφέρουμε τις τέσσερις παρακάτω περιπτώσεις:

- Κανονικότητα και σε κάτοψη και καθ' ύψος: Μοντέλο δύο διαστάσεων, απλοποιημένη φασματική μέθοδος, συντελεστής συμπεριφοράς ο προβλεπόμενος.
- Κανονικότητα μόνο σε κάτοψη: Μοντέλο δύο διαστάσεων, δυναμική φασματική μέθοδος, συντελεστής συμπεριφοράς μειωμένος κατά 20% από τον προβλεπόμενο.
- Κανονικότητα μόνο καθ' ύψος: Χωρικό μοντέλο, απλοποιημένη φασματική μέθοδος ανάλυσης, συντελεστής συμπεριφοράς ο προβλεπόμενος.
- Καμία κανονικότητα: Χωρικό μοντέλο, δυναμική φασματική ανάλυση, απομειωμένος συντελεστής συμπεριφοράς κατά 20% της προβλεπόμενης τιμής.

### 2.13.3 Ισοδύναμα σεισμικά φορτία κατά τον ΕΑΚ

1. Για κάθε κύρια διεύθυνση του κτιρίου το συνολικό μέγεθος των σεισμικών φορτίων (τέμνουσα βάση) υπολογίζεται από τη σχέση:

$$V_0 = M \Phi_d(T)$$

όπου:

M είναι η συνολική ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής,

$\Phi_d(T)$  είναι η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού, και

T είναι η θεμελιώδης ασύζευκτη ιδιοπερίοδος μεταφορικής ταλάντωσης κατά την θεωρούμενη κύρια διεύθυνση του κτιρίου, η οποία υπολογίζεται με οποιαδήποτε αναγνωρισμένη μέθοδο της Μηχανικής. Σε ορθογωνική κάτοψη επιτρέπεται η εφαρμογή του παρακάτω εμπειρικού τύπου για τον υπολογισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου:

$$T = 0,09 H/\sqrt{L} * \sqrt{H/H + pL}$$

όπου:

H το ύψος του κτιρίου,

L το μήκος του κτιρίου κατά την θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού και

p ο λόγος της επιφάνειας των διατομών των τοιχωμάτων ανά διεύθυνση σεισμικής δράσης προς την συνολική επιφάνεια τοιχωμάτων και υποστυλωμάτων.

Η σχέση είναι συντηρητική για δύο λόγους: πρώτον, διότι η πραγματική δρώσα μάζα της θεμελιώδους ιδιομορφής είναι πάντοτε μικρότερη από την M και δεύτερον, διότι η συζευγμένη ιδιοπερίοδος είναι πάντοτε μεγαλύτερη από την ασύζευκτη T, οπότε η φασματική επιτάχυνση  $\Phi_d(T)$  προκύπτει μεγαλύτερη ή ίση προς την πραγματική του συζευγμένου συστήματος.

2. Η καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων γίνεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$F_i = (V_0 - V_H) * m_i \varphi_i / \sum m_i \varphi_i, \quad i, j = 1, 2, \dots, N \quad (a)$$

όπου:

$m_i$  είναι η συγκεντρωμένη μάζα στη στάθμη i,

$\varphi_i$  είναι η συνιστώσα στη στάθμη i της θεμελιώδους ιδιομορφής μεταφορικής ταλάντωσης κατά την θεωρούμενη κύρια διεύθυνση του κτιρίου, η οποία υπολογίζεται με οποιαδήποτε αναγνωρισμένη μέθοδο της Μηχανικής,

$V_H = 0.07 * T * V_0 (\leq 0.25 * V_0)$  είναι μία πρόσθετη δύναμη που εφαρμόζεται στην κορυφή του κτιρίου όταν  $T \geq 1.0 \text{ sec}$  και

N είναι ο αριθμός των ορόφων.

3. Σε κανονικά κτίρια επιτρέπεται η καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων να γίνεται σύμφωνα με τη σχέση:

όπου  $z_i$  η απόσταση της στάθμης  $i$  από τη βάση

$$F_i = (V_0 - V_H) * m_i z_i / \sum m_i z_i, \quad i, j = 1, 2, \dots, N$$

όπου  $z_i$  η απόσταση της στάθμης  $i$  από τη βάση

4. Η κατανομή των σεισμικών φορτίων επιτρέπεται να εφαρμόζεται επίσης στις παρακάτω περιπτώσεις:

α) Μη κανονικά κτίρια σπουδαιότητας Σ1, Σ2 και Σ3 μέχρι δύο ορόφους σε οποιαδήποτε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας.

β) Μη κανονικά κτίρια σπουδαιότητας Σ1 και Σ2 μέχρι τρεις ορόφους στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας I, II.

γ) Μη κανονικά κτίρια σπουδαιότητας Σ1 και Σ2 μέχρι τέσσερις ορόφους στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας I.

Με την πρόσθετη δύναμη  $V_H$  επιδιώκεται να καλυφθεί η αυξημένη τέμνουσα δύναμη που εμφανίζεται στους τελευταίους ορόφους των εύκαμπτων κτιρίων. Με την σχέση επιτυγχάνεται ακριβέστερη καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων σε κάθε περίπτωση, ενώ η προσεγγιστική σχέση είναι κατάλληλη για κανονικά μικτά συστήματα στα οποία η θεμελιώδης ιδιομορφή ταλάντωσης λαμβάνεται ευθύγραμμη (τριγωνική κατανομή).

### 2.13.4 Ισοδύναμα σεισμικά φορτία κατά τον EC8

1. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα η σεισμική τέμνουσα δύναμη βάσης  $F_b$ , για κάθε οριζόντια διεύθυνση, βάσει της οποίας αναλύεται το κτίριο, καθορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις

$$F_b = S_d T m \lambda$$

όπου:

$S_d(T_1)$  είναι η τεταγμένη του φάσματος σχεδιασμού στην ιδιοπερίοδο  $T_1$

$T_1$  είναι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος ταλάντωσης του κτιρίου για πλευρική κίνηση κατά τη θεωρούμενη διεύθυνση

$m$ , είναι η ολική μάζα του κτιρίου επάνω από τη θεμελίωση ή πάνω από την οροφή άκαμπτου υπογείου

$\lambda$ , είναι ο διορθωτικός συντελεστής, η τιμή του οποίου είναι ίση με:  $\lambda = 0.85$  εάν  $T_1 \leq 2T_c$  και το κτίριο έχει περισσότερους από δύο ορόφους ή διαφορετικά  $\lambda = 1,0$

Για τον καθορισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου  $T_1$  του κτιρίου, μπορούν να χρησιμοποιηθούν εκφράσεις βασισμένες σε μεθόδους δυναμικής των κατασκευών

Για κτίρια των οποίων το ύψος ξεπερνά τα 40 μέτρα η τιμή της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου, κατά προσέγγιση προσδιορίζεται από την ακόλουθη έκφραση

$$T_1 = C_t * H^{3/4}$$

όπου

$C_t$ , είναι 0.085 για πακτωμένα πλαίσια από χάλυβα, 0.075 για πακτωμένα πλαίσια από οπλισμένο σκυρόδεμα και για πλαίσια με δικτυωτούς συνδέσμους με εκκεντρότητα και 0.05 για όλα τα άλλα τα δομικά συστήματα.

$H$ , είναι το ύψος του κτιρίου σε μέτρα από τη θεμελίωση ή από την οροφή άκαμπτου

θεμελίου

Εναλλακτικά, για κατασκευές από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, η τιμή του  $C_t$  της παραπάνω εξίσωσης, δίνεται από την ακόλουθη έκφραση

Όπου

$$C_t = 0.075 / \sqrt{A_c}$$

όπου

$$A_c = \sum (A_i * (0.2 + (l_{wi} / H))^2)$$

και

$A_c$ , είναι η συνολική επιφάνεια επιρροής των τοιχωμάτων του πρώτου ορόφου του κτιρίου, σε τετραγωνικά μέτρα

$A_i$ , η επιφάνεια επιρροής της διατομής των τοιχωμάτων του πρώτου ορόφου του κτιρίου, σε τετραγωνικά μέτρα

$H$ , είναι το ύψος του κτιρίου από τη θεμελίωση, σε μέτρα

$l_{wi}$ , είναι το μήκος του τοιχώματος  $i$  στον πρώτο όροφο και σε διεύθυνση παράλληλη των εφαρμοζόμενων δυνάμεων, σε μέτρα, με τον περιορισμό όμως ότι ο λόγος  $H$

$l_{wi}$  δε θα ξεπερνά την τιμή του  $0,9$ .

Εναλλακτικά η εκτίμηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου  $T_1$ , μπορεί να υπολογιστεί χρησιμοποιώντας και την ακόλουθη σχέση:

$$T_1 = 2\sqrt{d}$$

όπου  $d$  είναι πλευρική μετατόπιση του επάνω μέρους του κτιρίου, σε μέτρα, εξαιτίας των φορτίων βαρύτητας που εφαρμόζονται στην οριζόντια διεύθυνση

2. Κατά τον Ευρωκώδικα η επίδραση της σεισμικής δράσης μπορεί να καθοριστεί εφαρμόζοντας στα δύο επίπεδα μοντέλα, οριζόντιες δυνάμεις  $F_i$ , σε όλες τις στάθμες.

$$F_i = F_b * m_i s_i / \sum m_i s_i,$$

όπου

$F_i$ , είναι η οριζόντια δύναμη που επιβάλλεται στον όροφο  $i$

$F_b$ , είναι η σεισμική δύναμη βάσης

$s_i$  είναι η μεταφορική συνιστώσα της θεμελιώδους ιδιομορφής στο κέντρο μάζας του ορόφου

$m_i$ , είναι οι συγκεντρωμένες μάζες σε κάθε όροφο

3. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα όταν η θεμελιώδης ιδιομορφή ταλάντωσης εκτιμάται από την

γραμμική αύξηση των οριζόντιων μετατοπίσεων καθ' ύψος του κτιρίου, τότε οι οριζόντιες δυνάμεις  $F_i$ , λαμβάνονται από την σχέση

$$F_i = F_b * m_i z_i / \sum m_i z_i,$$

όπου

$z_i$ , είναι η απόσταση της στάθμης (ορόφου)  $i$  από τη βάση

### 2.13.5 Ταυτόχρονη στατική δράση των οριζόντιων σεισμικών φορτίων $F_i$

Για ταυτόχρονη στατική δράση των οριζόντιων σεισμικών φορτίων  $F_i$  κατά τις κυρίες διευθύνσεις  $x$ ,  $y$  του κτιρίου, καθώς επίσης και των κατακόρυφων σεισμικών φορτίων σύμφωνα μπορούν να ισχύσουν οι παρακάτω συνδυασμοί:

$$F = \pm F_x \pm 0,3 F_y$$

$$F = \pm 0,3 F_x \pm F_y$$

από τις οποίες προκύπτουν οι επόμενοι οκτώ συνδυασμοί:

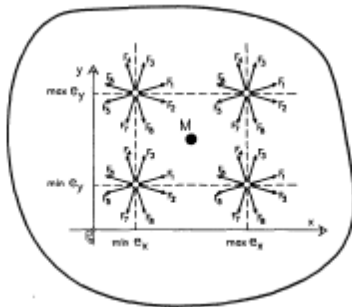
$$F_1 = +0,3F_x + 1F_y = - F_5$$

$$F_2 = +F_x - 0,3F_y = - F_6$$

$$F_3 = +F_y + 0,3F_x = - F_7$$

$$F_4 = +F_y - 0,3F_x = - F_8$$

Οι παραπάνω «ποσοστιαίοι συνδυασμοί» των στατικών φορτίσεων κατά x και y εφαρμόζονται διαδοχικά με τις μέγιστες και ελάχιστες εκκεντρότητες σχεδιασμού, οπότε προκύπτουν τελικά  $4 \times 8 = 32$  περιπτώσεις στατικών φορτίσεων του κτιρίου. Σε κάθε περίπτωση τα προκύπτοντα εντατικά μεγέθη επαλληλίζονται αλγεβρικά με τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη από τη δράση των κατακόρυφων φορτίων βαρύτητας.



Σχήμα 7 : Ποσοστιαίοι συνδυασμοί οριζόντιων σεισμικών φορτίων

## 2.14 Κατακόρυφη σεισμική διέγερση κατά ΕΑΚ

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

- α) Η κατακόρυφη σεισμική διέγερση εφαρμόζεται στα σημεία στήριξης του φορέα.
- β) Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του φορέα υπολογίζεται με τον τύπο του Rayleigh:

$$T = 2\pi \sqrt{(\sum_i m_i \cdot y_i^2 / \sum_i m_i \cdot y_i)}$$

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

γ) Τα κατακόρυφα σεισμικά φορτία υπολογίζονται από τη σχέση:

$$F_i = M \cdot R_{d,v} \cdot (T) \cdot m_i y_i / \sum m_i y_i, (i, j = 1, 2, 3, \dots, n)$$



όπου

$M$  η ταλαντούμενη μάζα του φορέα,

$R_{d,v}(T)$  η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού και

$(n)$  ο αριθμός των συγκεντρωμένων μαζών  $m_i$ .

Τα στηρίγματα των μεμονωμένων φορέων θεωρούνται κατακόρυφα. Σε περίπτωση κεκλιμένων στηριγμάτων θα έχουμε σύζευξη των κατακόρυφων και οριζόντιων ελευθεριών κίνησης στους κόμβους στήριξης, οπότε απαιτείται καθολική προσομοίωση του συστήματος και για την κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού.

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

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

Ακριβέστερη μορφή επαλληλίας μπορεί να εφαρμοσθεί σε περίπτωση εφαρμογής της δυναμικής φασματικής μεθόδου για την οριζόντια σεισμική δράση

## **2.15 Κριτήρια σχεδιασμού και κανόνες εφαρμογής**

### **2.15.1 Αποφυγή κατάρρευσης κατά τον ΕΑΚ**

Κριτήρια

1. Κατά την απόκριση ενός δομήματος στον σεισμό σχεδιασμού είναι εν γένει αποδεκτός ο σχηματισμός ενός ελαστοπλαστικού μηχανισμού με αξιόπιστα ασφαλή μετελαστική συμπεριφορά. Μία τέτοια συμπεριφορά θεωρείται ότι εξασφαλίζεται με τα ακόλουθα κριτήρια:

Α. Εξασφάλιση μιας ελάχιστης στάθμης αντοχής σε όλα τα φέροντα στοιχεία (συμπεριλαμβανομένης και της θεμελίωσης), που αντιστοιχεί στις σεισμικές δράσεις σχεδιασμού του κεφαλαίου 2 αυξημένες, όπου είναι αναγκαίο, με τις επιρροές 2ας Τάξεως.

Β Εξασφάλιση συνολικής πλαστιμότητας, δηλαδή επαρκούς ικανότητας για απελευθέρωση ενέργειας, με μετελαστική παραμόρφωση.

Γ Ελαχιστοποίηση των παραγόντων που προκαλούν αβεβαιότητες στην εκτίμηση της σεισμικής απόκρισης. Οι σχετικοί κανόνες εφαρμογής δίνονται στις ακόλουθες παραγράφους:

### **2.15.2 Δράσεις υπολογισμού κατά τον ΕΑΚ**

**Σεισμικός συνδυασμός δράσεων**

1. Ο σεισμός σχεδιασμού που ορίζεται στο κεφάλαιο 2 αποτελεί τυχηματική δράση, τα εντατικά μεγέθη της οποίας συνδυάζονται με εκείνα των λοιπών δράσεων ως εξής:

$$S_d = G_k + P \pm E + \Sigma \psi_2 Q_{k,i}$$

Για συνήθη κτίρια, ο συνδυασμός της σχέσης απλοποιείται σε:

$$S_d = G_k + \psi_2 Q_k \pm E \text{ όπου:}$$

$G_k$  είναι τα μόνιμα φορτία και

$Q_k$  τα κινητά.

2. Στην σχέση αυτή χρησιμοποιείται ο ακόλουθος συμβολισμός εντατικών μεγεθών:

$G_k$  από μόνιμες δράσεις με την χαρακτηριστική τους τιμή,

$P_\infty$  από προένταση μετά τις χρόνιες απώλειες,

$E$  από τον σεισμό σχεδιασμού,

$Q_{k,i}$  από την χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσεως  $i$   $\psi_2$  είναι η τιμή του συντελεστή συνδυασμού για μακροχρόνιες μεταβλητές δράσεις.

Για λόγους συμβατότητας με άλλους κανονισμούς και απλοποίησης, οι τιμές του συντελεστή συνδυασμού δράσεων  $\psi_2$  συμπίπτουν με εκείνες, βάσει των οποίων, υπολογίζονται οι μάζες του κτιρίου και αντιστοιχούν στις πιθανές τιμές του μέσου ενεργού φορτίου σε ολόκληρο τον όροφο

3. Δράσεις καταναγκασμού, όπως οι προκαλούμενες από μεταβολή και διαφορά θερμοκρασίας, συστολή ξήρανσης του σκυροδέματος και υποχωρήσεις στηρίξεων, δεν χρειάζεται να συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό με σεισμό. Επίσης, ο σεισμός δεν συνδυάζεται με άλλες τυχηματικές δράσεις (π.χ. κρούσεις οχημάτων ή πλοίων).

4. Μέχρι να καθοριστούν από σχετικό ειδικό κανονισμό, οι τιμές του συντελεστή συνδυασμού δράσεων θα λαμβάνεται από τον ακόλουθο πίνακα

A/A	Φορτία Χρήσης $\Psi_2$	$\Psi_2$
<b>1</b>		
1.1	Κατοικίες, γραφεία, καταστήματα, ξενοδοχεία, νοσοκομεία	0,3
1.2	Χώροι συχνής συνάθροισης προσώπων (σχολεία, θέατρα, στάδια κλπ.)	0,5
1.3	Χώροι στάθμευσης	0,6
1.4	Χώροι μακροχρόνιας αποθήκευσης (βιβλιοθήκες, αρχεία, αποθήκες, δεξαμενές, σιλό, υδατόπυργοι.)	0,8
1.5	Μη βατές στέγες	0,0
<b>2</b>	Άνεμος	0,0
<b>3</b>	Χιόνι (μόνο σε μη βατές στέγες)	0,3

Πίνακας 2.12 : Συντελεστές συνδυασμού δράσεων  $\psi_2$

### 2.15.3 Αποφυγή κατάρρευσης κατά τον EC8

Κριτήρια

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα η απαίτηση αποφυγής κατάρρευσης της κατασκευής, ικανοποιείται κατά τον σχεδιασμό αν εξασφαλίζονται κριτήρια που αφορούν:

- α. Την αντίσταση της κατασκευής
- β. Την πλαστιμότητά της
- γ. Την ισορροπία
- δ. Την σταθερότητα της θεμελίωσης
- στ. Τους σεισμικούς αρμούς

### 2.15.4 Δράσεις υπολογισμού

**Σεισμικός συνδυασμός δράσεων**

Κατά τον Ευρωκώδικα το σεισμικό φορτίο σχεδιασμού, πρέπει να προσδιορίζεται λαμβάνοντας υπόψη την παρουσία μαζών που σχετίζονται με τα φορτία βαρύτητας, όπως παρουσιάζεται στην παρακάτω σχέση:

$$\sum G_{k,j} + \sum \Psi_{E,i} Q_{k,i}$$

όπου

$\Psi_{E,i}$  ο συντελεστής σχεδιασμού για μεταβλητή δύναμη  $i$

Ο συντελεστής αυτός λαμβάνει υπόψη την πιθανότητα παρουσίας των φορτίων  $Q_{k,i}$  καθ' όλη τη διάρκεια του σεισμού. Μέσω των συντελεστών αυτών μπορεί να λαμβάνεται υπόψη και η μειωμένη συμμετοχή των μαζών στην κίνηση της κατασκευής λόγω μη άκαμπτης σύνδεσης μεταξύ τους.

### 2.16 Έλεγχοι αντοχής κατά ΕΑΚ

1. Στις κρίσιμες διατομές όλων των μελών του δομήματος πρέπει να ικανοποιείται η βασική ανίσωση ασφάλειας

$$S_d \leq R_d$$

όπου:

$S_d$  είναι η ένταση σχεδιασμού όπως προκύπτει από τον συνδυασμό και  $R_d$  είναι η αντοχή σχεδιασμού που υπολογίζεται σύμφωνα με τους κανονισμούς των αντίστοιχων υλικών, με τις τιμές των μερικών συντελεστών ασφάλειας υλικού ( $\gamma_m$ ) που ισχύουν για τους βασικούς συνδυασμούς των συνήθων δράσεων.

Με την συνθήκη αυτή ορίζεται η ελάχιστη στάθμη αντοχής των φερόντων στοιχείων στις σεισμικές δράσεις. Η αντοχή αυτή έχει, σε σχέση με την χαρακτηριστική τιμή της αντοχής του υλικού, συντελεστή ασφαλείας  $\gamma_m$ , που αντιστοιχεί στους βασικούς συνδυασμούς συνήθων δράσεων, δηλαδή υψηλότερο από εκείνον που αντιστοιχεί σε τυχηματικές δράσεις, παρά το γεγονός ότι ο σεισμός αποτελεί τυχηματική δράση. Το περιθώριο αυτό είναι σκόπιμο και για να καλύψει την μείωση της αντοχής που προκαλείται από τον ανακυκλικό χαρακτήρα της σεισμικής δράσης

2. Όταν η ένταση έχει περισσότερες από μία συνιστώσες με ουσιώδη αλληλεπίδραση στην αντοχή (π.χ. κάμψη με αξονική δύναμη ή διαξονική κάμψη με αξονική δύναμη) η ανίσωση ασφάλειας αρκεί να ικανοποιείται για την μέγιστη και την ελάχιστη τιμή κάθε συνιστώσας λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση των αντίστοιχων τιμών των λοιπών συνιστωσών.

Η διαστασιολόγηση και όπλιση μιας διατομής εξαρτάται, σε πολλές περιπτώσεις από περισσότερες από μία συνιστώσες της έντασης. Σε υποστυλώματα, που ανήκουν σε ένα μόνον πλαίσιο (και σε τοιχώματα), υπάρχει ουσιώδης αλληλεπίδραση της καμπτικής ροπής  $M$ , κατά την διεύθυνση του πλαισίου, και της αξονικής δύναμης  $N$ . Σύμφωνα με το κριτήριο αυτής της παραγράφου, για την διαστασιολόγηση αρκεί να ελεγχθούν οι παρακάτω 4 περιπτώσεις:

- $\max M$  και αντίστοιχη  $N$
- $\min M$  και αντίστοιχη  $N$
- $\max N$  και αντίστοιχη  $M$
- $\min N$  και αντίστοιχη  $M$

Αν  $E_x$  και  $E_y$  είναι θετικές τιμές της  $M$  ή της  $N$ , που προκύπτουν για σεισμό κατά  $\pm X$  και  $\pm Y$ , αντίστοιχα (λαμβάνονται οι φορές του σεισμού που δίνουν θετικές τιμές για το μέγεθος), η μέγιστη σεισμική δράση  $E$  (για καθένα από τα μεγέθη  $M$  και  $N$ ) είναι η μεγαλύτερη από τις ακόλουθες τιμές

$$E_x + 0.30E_y \text{ και } E_y + 0.30E_x$$

Οι 4 συνδυασμοί ελέγχου της διατομής, που αντιστοιχούν στις προαναφερθείσες 4 περιπτώσεις, προκύπτουν εύκολα σύμφωνα με τη σχέση επαλληλίας, αν στις παραπάνω σεισμικές δράσεις προστεθούν τα μόνιμα φορτία πάντοτε και τα κινητά φορτία, εφόσον έχουν θετική συμβολή κατά την αναζήτηση της μέγιστης τιμής και αρνητική κατά την αναζήτηση της ελάχιστης.

Σε υποστυλώματα που ανήκουν σε 2 πλαίσια υπάρχει ουσιώδης αλληλεπίδραση 3 μεγεθών, των  $M_x$ ,  $M_y$  και  $N$ . Έτσι, πρέπει να ελεγχθούν 6 περιπτώσεις ( $\max$  και  $\min$  για κάθε μέγεθος σε συνδυασμό με την αντίστοιχη τιμή για τα άλλα μεγέθη) με την ίδια διαδικασία επιλογής, όπως προηγουμένως.

Τέλος, πρέπει να σημειωθεί ότι, σε πολλές περιπτώσεις κατακόρυφων φερόντων στοιχείων κτιρίων, η επίδραση στις ροπές κάμψεως των λοιπών φορτίσεων, πλην της σεισμικής, είναι μικρή. Σ' αυτές τις περιπτώσεις, δεν χρειάζεται να εξετασθούν φορτίσεις για  $\min M$ , εφόσον χρησιμοποιηθεί συμμετρικός οπλισμός (πράγμα που είναι σκόπιμο από πολλές απόψεις).

## 2.17 Έλεγχοι αντοχής .κατά EC8

1. Αντίστοιχα στον Ευρωκώδικα απαιτείται σε όλα τα μέλη και τις συνδέσεις, καθώς και τα σχετικά μη δομικά στοιχεία να ικανοποιείται η σχέση:

$$E_d \leq R_d$$

όπου

$E_d$  είναι η δράση σχεδιασμού, λόγω της σεισμικής δράσης σχεδιασμού και μπορεί να περιλαμβάνει και φαινόμενα δευτέρας τάξης αν είναι απαραίτητο.

$R_d$  είναι η αντίστοιχη αντίσταση σχεδιασμού του μέλους, πάντα υπολογισμένη σύμφωνα με τους κανόνες που διέπουν το κάθε υλικό και με τα μηχανικά μοντέλα που σχετίζονται με το δομικό σύστημα, σύμφωνα με σχετικά κείμενα του Ευρωκώδικα.

2. Η σεισμική δράση ( ροπή M ή δύναμη N) λόγω συνδυασμού των οριζόντιων συνιστωσών μπορεί να υπολογιστεί από τους συνδυασμούς:

$$E_{Edx} + 0.30E_{Edy} \text{ και}$$

$$E_{Edy} + 0.30E_{Edx}$$

όπου το + σημαίνει συνδυασμός.

## **2.18 Εξασφάλιση ικανότητας απελευθέρωσης ενέργειας (πλαστιμότητας) στο σύνολο του δομήματος - Γενικοί κανόνες ικανοτικού σχεδιασμού**

### **2.18.1 Εξασφάλιση ικανότητας απελευθέρωσης ενέργειας (πλαστιμότητας) στο σύνολο του δομήματος - Γενικοί κανόνες ικανοτικού σχεδιασμού κατά ΕΑΚ**

1. Για να εξασφαλιστεί η δυνατότητα απελευθέρωσης ενέργειας από το δόμημα κατά την απόκριση στην σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς ολική ή μερική κατάρρευση, πρέπει η μετελαστική απόκριση να έχει πλάσιμη μορφή και να κατανέμεται στο μεγαλύτερο δυνατό αριθμό φερόντων στοιχείων, σε περιοχές με περιορισμένο μήκος (πλαστικές αρθρώσεις). Αυτό προϋποθέτει ότι έχει εξασφαλιστεί η αποφυγή όλων των πιθανών ψαθυρών μορφών αστοχίας που είναι δυνατό να προηγηθούν.

2. Σε μέλη με καμπτική λειτουργία η μετελαστική απόκριση πρέπει να περιορίζεται στο σχηματισμό καμπτικών πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των στοιχείων. Σε κατακόρυφους δικτυωτούς συνδέσμους από χάλυβα, μετελαστική απόκριση μπορεί να προβλέπεται σε εφελκόμενες διαγώνιους ή σε περιορισμένου μήκους διατμητικές ή καμπτικές αρθρώσεις (δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα)

3. Πιθανές ή προβλεπόμενες θέσεις πλαστικών αρθρώσεων είναι εκείνες στις οποίες υπάρχει πρόβλεψη ή μεγάλη πιθανότητα εμφάνισης των αρθρώσεων. Ενδεχόμενες θέσεις πλαστικών αρθρώσεων είναι εκείνες στις οποίες υπάρχει μικρότερη πιθανότητα δημιουργίας αρθρώσεων, πρέπει όμως να διαθέτουν αυξημένη πλαστιμότητα επειδή βρίσκονται σε περιοχές ιδιαίτερα κρίσιμες για την ευστάθεια του δομήματος. Τέτοιες θέσεις θεωρούνται όλα τα άκρα των υποστυλωμάτων ακόμα και όταν οι πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων βρίσκονται σε δοκούς.

4. Η εξασφάλιση ενός τέτοιου αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού απόκρισης του δομήματος στις αιχμές της σεισμικής δράσης επιτυγχάνεται με τον ικανοτικό σχεδιασμό δηλαδή με κατάλληλη ιεράρχηση των αντοχών των στοιχείων του φορέα. Συγκεκριμένα, η γενική μεθοδολογία του ικανοτικού σχεδιασμού είναι η ακόλουθη:

- Σε όλες τις πιθανές και ενδεχόμενες θέσεις πλαστικών αρθρώσεων εξασφαλίζεται επαρκής τοπική πλαστιμότητα (πλαστιμότητα καμπυλοτήτων για πλαισιακή λειτουργία) και ο αντίστοιχος έλεγχος (κάμψη με ορθή δύναμη για πλαισιακή λειτουργία) γίνεται με τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό
- Προσδιορίζονται τα εντατικά μεγέθη ικανοτικού σχεδιασμού δηλαδή τα μεγέθη που

προκύπτουν από τις συνθήκες ισορροπίας ενός στοιχείου ή ομάδας στοιχείων όταν στις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων αναπτύσσεται η πιθανή ανώτατη τιμή πλαστικής αντοχής (υπεραντοχή). Με τα ικανοτικά αυτά μεγέθη γίνεται ο έλεγχος αποφυγής ψαθυρών μορφών αστοχίας σε όλα τα μέλη του φορέα που περιέχουν ή γειτνιάζουν με πλαστικές αρθρώσεις καθώς και ο έλεγχος πλαστικών μορφών αστοχίας (π.χ. κάμψη) σε θέσεις που πρέπει να αποφευχθεί ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων.

- Σε πολυώροφα κτίρια λαμβάνονται μέτρα για την αποφυγή σχηματισμού μηχανισμού ορόφου, δηλαδή συγκέντρωσης των πλαστικών παραμορφώσεων σε έναν μόνο όροφο. Αντίστοιχα στον Ευρωκώδικα αναφέρεται πως σε πολυώροφα κτίρια πρέπει να αποφεύγεται ο σχηματισμός μηχανισμού ορόφου, καθώς μπορεί να συνεπάγεται τεράστιες απαιτήσεις πλαστιμότητας στα υποστυλώματα του μαλακού ορόφου.

- Στους ικανοτικούς ελέγχους που ορίζονται παρακάτω, η υπολογιστική ροπή αντοχής  $M_R$  διατομής πλαστικής αρθρώσεως, με βάση την οποία προσδιορίζεται η υπεραντοχή, θα λαμβάνεται ίση με την μέγιστη τιμή που αντιστοιχεί σε σύγχρονη δράση της αξονικής δύναμης που προκαλείται από τον σεισμικό συνδυασμό που χρησιμοποιείται στον αντίστοιχο ικανοτικό έλεγχο. Η αντοχή αυτή υπολογίζεται πάντοτε με βάση τις τελικές διαστάσεις και τον συνολικό τελικό οπλισμό της διατομής.

Στην περίπτωση σχηματισμού μηχανισμού ορόφου, το σύνολο των πλαστικών παραμορφώσεων συγκεντρώνεται στα άκρα των υποστυλωμάτων μόνον του “μαλακού” ορόφου. Στην αντίθετη περίπτωση, οι πλαστικές παραμορφώσεις κατανέμονται σε όλους τους ορόφους. Είναι φανερό ότι στην περίπτωση του μαλακού ορόφου οι απαιτούμενες πλαστικές στροφές στα άκρα των υποστυλωμάτων, ώστε να επιτευχθεί ίδια μέση ολική παραμόρφωση του κτιρίου, είναι πολύ μεγάλες. Οι ανάλογα αυξημένες απαιτήσεις τοπικής πλαστιμότητας δεν είναι εν γένει δυνατό να επιτευχθούν σε πολυώροφα κτίρια.

5. Σε δομήματα από οπλισμένο ή προεντεταμένο σκυρόδεμα, χάλυβα ή τοιχοποιία οι έλεγχοι για την εξασφάλιση αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού δεν απαιτούνται όταν χρησιμοποιείται συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  που δεν υπερβαίνει τις τιμές 1,5 ή  $q/2$ , πάντως όχι μικρότερο του 1,0, όπου  $q$  οι τιμές που δίνονται στον πίνακα.

Σε μεταλλικά κτίρια των οποίων το σύστημα παραλαβής των οριζοντίων σεισμικών δυνάμεων περιλαμβάνει διατομές κατηγορίας 4, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, θα λαμβάνεται συντελεστής συμπεριφοράς  $q=1$

## **2.18.2 Εξασφάλιση ικανότητας απελευθέρωσης ενέργειας (πλαστιμότητας) στο σύνολο του δομήματος - Γενικοί κανόνες ικανοτικού σχεδιασμού κατά EC8**

1. Κατά τον Ευρωκώδικα πρέπει και στην κατασκευή ως ολότητα, αλλά και σε κάθε δομικό μέλος να εξασφαλίζεται η ανάπτυξη επαρκούς πλαστιμότητας, καθώς και διατήρησης μιας ιεραρχίας στα μέλη για την ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων και της αποφυγής ψαθυρής αστοχίας.

Ακόμη αναφέρεται πως το κτίριο, κατά τον σχεδιασμό έναντι σεισμού, θα πρέπει να έχει τη δυνατότητα απελευθέρωσης ενέργειας, χωρίς την απώλεια της συνολικής του αντοχής. Απαιτείται η μη γραμμική συμπεριφορά (παραμόρφωση) στις κρίσιμες περιοχές να είναι ανάλογη της συνολικής πλαστιμότητας που θεωρήθηκε στους υπολογισμούς.

2. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα σε κτίρια που κυριαρχεί η πλαισιωτή λειτουργία, με δύο ή περισσότερους ελέγχους, σε όλους τους κόμβους δοκού – υποστυλώματος θα πρέπει να ικανοποιείται η σχέση:

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb}$$

όπου  $M_{Rc}$  είναι το άθροισμα των ροπών αντοχής σχεδιασμού των υποστλωμάτων που συντρέχουν στον κόμβο και  $M_{Rb}$  αντίστοιχα των δοκών)

3.Στον Ευρωκώδικα αναφέρεται πως οι κατασκευές μπορούν εναλλακτικά να σχεδιαστούν για χαμηλή απαίτηση απορρόφησης ενέργειας και χαμηλή πλαστιμότητα. Σε αυτή την περίπτωση παραλείπονται οι έλεγχοι επαρκούς πλαστιμότητας.)

## **2.19 Ειδικές Απαιτήσεις και κανόνες εφαρμογής για κτίρια από χάλυβα κατά τον ΕΑΚ**

### **2.19.1 Ειδικές Απαιτήσεις για Κτίρια από Χάλυβα κατά τον ΕΑΚ**

1. Πρέπει να προβλέπεται επαρκής υπεραντοχή των τμημάτων του φορέα που προορίζονται να παραμείνουν στην ελαστική περιοχή ώστε να εξασφαλίζεται ο περιορισμός της διαρροής στις περιοχές πλαστικών αρθρώσεων. Ο συντελεστής υπεραντοχής θα λαμβάνεται κατ' ελάχιστον ίσος με το λόγο του άνω προς το κάτω όριο των τιμών της τάσεως διαρροής και όχι μικρότερος από 1.20.

2. Οι περιοχές πλαστικών αρθρώσεων πρέπει να διαθέτουν επαρκή αντοχή για την ανάληψη των δράσεων που προκύπτουν από τους σεισμικούς συνδυασμούς. Επίσης πρέπει να εξασφαλίζεται ότι η διαρροή θα γίνει με τον προβλεπόμενο πλαστικό τρόπο (εφελκυσμός του συνόλου της διατομής, διαρροή πελμάτων σε κάμψη, διαρροή κορμού σε διάτμηση).

3. Η διαμόρφωση των διατομών σε περιοχές πλαστικών αρθρώσεων πρέπει να εξασφαλίζει επαρκή τοπική πλαστιμότητα.

4. Μέχρι τη σύνταξη ειδικού κανονισμού για κατασκευές από χάλυβα οι προαναφερόμενες απαιτήσεις θεωρείται ότι καλύπτονται με την τήρηση των ειδικών κανόνων εφαρμογής του

### **2.19.2 Ειδικοί κανόνες εφαρμογής για φέροντα στοιχεία από χάλυβα κατά τον ΕΑΚ**

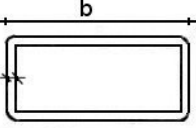
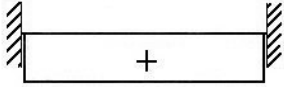
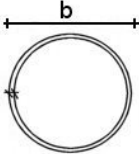
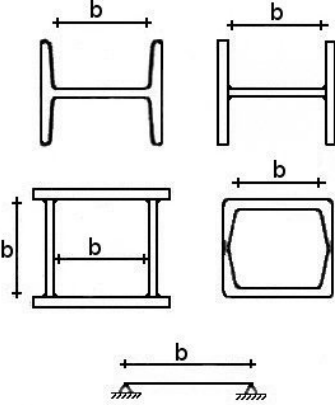

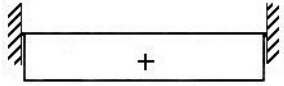
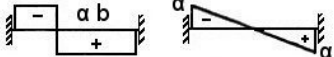
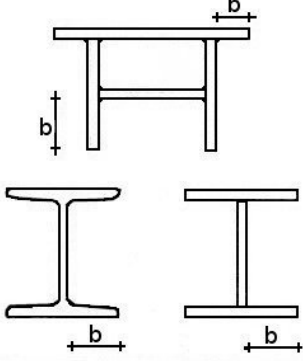
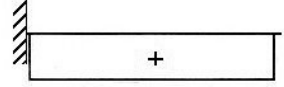
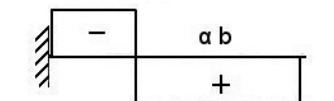
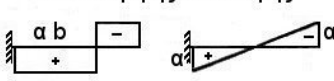
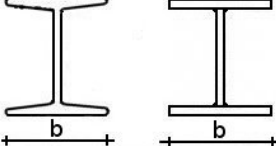
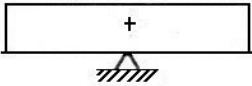
#### **Θλιθόμενα στοιχεία**

1. Στις περιοχές πιθανών και ενδεχομένων πλαστικών αρθρώσεων διατομών από χάλυβα πρέπει να αποφεύγεται ο τοπικός λυγισμός των τοιχωμάτων με περιορισμό, προς τα άνω, του λόγου πλάτους προς πάχος (b/t). Ο περιορισμός αυτός εξαρτάται από τον συντελεστή συμπεριφοράς που έχει επιλεγεί (q), ανάλογα με τις τιμές του οποίου οι διατομές κατατάσσονται στις κατηγορίες A, B και Γ

#### **Εφελκνόμενα στοιχεία**

1. Σε εφελκνόμενα στοιχεία, ο λόγος της καθαρής διατομής, σε θέσεις οπών κοχλιών, προς την πλήρη διατομή δεν πρέπει να είναι μικρότερος από την τιμή  $A_{net} / A = 1.262 f_y / f_u$  όπου  $f_y$  είναι το όριο διαρροής και  $f_u$  η οριακή εφελκυστική αντοχή του χρησιμοποιούμενου χάλυβα.

Ο περιορισμός προς τα κάτω του λόγου  $A_{net} / A$  έχει σκοπό να εξασφαλίσει ώστε η ψαθυρή αστοχία της καθαρής διατομής στις θέσεις των οπών να μην προηγηθεί της πλαστικής διαρροής της πλήρους διατομής του στοιχείου. Η ικανοποίηση αυτού του περιορισμού απαιτεί στις περισσότερες περιπτώσεις την συγκόλληση προσθέτων ελασμάτων στην περιοχή των οπών, ώστε να ενισχυθεί η διατομή.

Διατομή	Κατανομή Τάσεων (Θλίψη θετική)	Κατηγορία Διατομής		
		A $q \geq 4$	B $4 \geq q \geq 2$	Γ $2 > q$
Ορθογ. κοίλη διατομή 	Θλίψη 	$33\epsilon$	$38\epsilon$	$42\epsilon$
Σωληνωτή διατομή 	Θλίψη Κάμψη Θλίψη + Κάμψη	$50\epsilon^2$	$70\epsilon^2$	$90\epsilon^2$
Κορμοί διατομών I, κορμοί & πέλματα συγκολλητών διατομών 	 Πλαστική κατανομή      Ελαστική κατανομή	$66\epsilon$	$78\epsilon$	$90\epsilon$
	Θλίψη 	$33\epsilon$	$39\epsilon$	$41\epsilon$
	Συνδ. κάμψης και θλίψης  Πλαστική κατανομή      Ελαστική κατανομή	$\frac{33}{\alpha}\epsilon$	$\frac{39}{\alpha}\epsilon$	$\frac{41}{\alpha}\epsilon$
Προεξέχοντα πέλματα συγκολ. κιβωτ. διατομών ή πέλματα διατομών I 	Θλίψη 	$9\epsilon$	$10\epsilon$	$12\epsilon$
	Συνδ. κάμψης και θλίψης 	$\frac{9}{\alpha}\epsilon$	$\frac{10}{\alpha}\epsilon$	$\frac{12}{\alpha}\epsilon$
	Συνδ. κάμψης και θλίψης 	$\frac{9}{\alpha\sqrt{\alpha}}\epsilon$	$\frac{10}{\alpha\sqrt{\alpha}}\epsilon$	$\frac{12}{\alpha\sqrt{\alpha}}\epsilon$
Πέλματα διατομών I 	Θλίψη 	$20\epsilon$	$22\epsilon$	$26\epsilon$

Γενικώς  $\epsilon = 235fy$

Πίνακας 2,13: Κατηγορίες διατομής



Το  $\alpha$  στον παρανομαστή είναι καθαρός αριθμός μικρότερος του 1 (ή ίσος) και παριστά το μήκος του θλιβόμενου τμήματος (+) προς το ολικό μήκος του στοιχείου.

• $f_y$	• 235	• 275	• 355
• $\varepsilon$	• 1,00	• 0,92	• 0,81

### Συνδέσεις

1. Συνδέσεις σε περιοχές πλαστικών αρθρώσεων πρέπει να έχουν επαρκή υπεραντοχή ώστε να περιορίζουν την διαρροή στα πλαστικά μέλη. Στους σχετικούς ελέγχους, θα λαμβάνεται η ανώτερη τιμή της τάσεως διαρροής του πιθανού πλαστικού μέλους (δηλαδή του ασθενέστερου).

2. Συνδέσεις σε περιοχές πλαστικών αρθρώσεων που έχουν γίνει με εσωραφές πλήρους διείδυσης, θεωρούνται ότι ικανοποιούν το παραπάνω κριτήριο υπεραντοχής.

3. Συνδέσεις συγκολλητές με εξωραφές ή συνδέσεις κοχλιωτές πρέπει να ικανοποιούν τη σχέση:

$$R_d \geq 1.20R_{fy}$$

όπου  $R_d$  οριακή αντοχή της σύνδεσης,  $R_{fy}$  η αντοχή διαρροής του πλαστικού μέλους.

4. Σε κοχλιωτές συνδέσεις καθοριστική πρέπει να είναι η αστοχία σε σύνθλιψη άντυγας των οπών και όχι η αστοχία σε διάτμηση των κοχλιών.

### Πλαίσια

#### Αποφυγή Σχηματισμού Μηχανισμού Ορόφου

1. Εφαρμόζονται οι διατάξεις παραγράφων του Αντισεισμικού Κανονισμού.

#### Δοκοί

1. Θα γίνεται έλεγχος έναντι πλευρικού καμπτικού ή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού των δοκών θεωρώντας ότι στο ένα άκρο έχει αναπτυχθεί καμπτική πλαστική άρθρωση.

2. Για να εξασφαλιστεί η ελάχιστη απαιτούμενη αντοχή και επαρκής πλαστιμότητα στροφής στις θέσεις πλαστικών αρθρώσεων πρέπει να ικανοποιούνται οι ακόλουθες συνθήκες:

$$M_s / M_{pd} \leq 1.00$$

$$N_s / N_{pd} \leq 0.15$$

$$V_o + V_M / V_{pd} \leq 0.50$$

όπου:

$M_s$  είναι η μέγιστη ροπή που προκύπτει από τους σεισμικούς συνδυασμούς,

$N_s$  είναι η αντίστοιχη αξονική δύναμη,

$N_{pd}, M_{pd}, V_{pd}$  είναι οι οριακές υπολογιστικές αντοχές αξονικής, ροπής και τέμνουσας της διατομής στη θέση πλαστικής άρθρωσης,

$V_o$  είναι η τέμνουσα της δοκού θεωρούμενης ως αμφιερέιστου στη θέση πλαστικής άρθρωσης,

$V_M = (M_{RA} + M_{RB}) / l$  η τέμνουσα που αντιστοιχεί στην οριακή καμπτική αντοχή των άκρων της δοκού υπολογιζόμενη με την ανώτερη τιμή της τάσης διαρροής και  $l$  είναι το άνοιγμα της δοκού.

3. Οι συνδέσεις της δοκού στα υποστυλώματα πρέπει να ικανοποιούν τις απαιτήσεις της με θεώρηση της οριακής αντοχής σε κάμψη  $M_{pd}$  της διατομής πλαστικής άρθρωσης και τέμνουσα δύναμη ίση με  $V_o + V_M$  όπως καθορίστηκε προηγουμένως.

## Υποστυλώματα

1. Τα υποστυλώματα ελέγχονται σε κάμψη με ορθή δύναμη συμφώνα με τον Αντισεισμικού Κανονισμού.

2. Η δυσμενέστερη τέμνουσα του υποστυλώματος από τους σεισμικούς συνδυασμούς πρέπει να ικανοποιεί την συνθήκη:

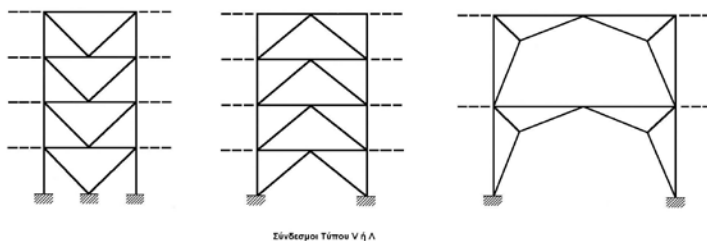
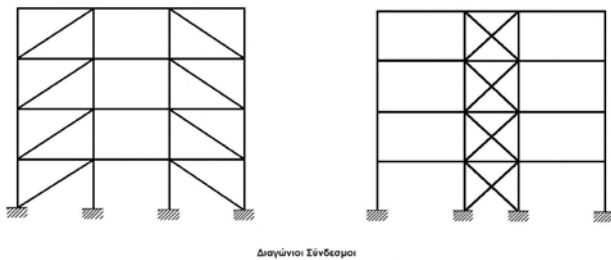
$$V / V_{pd} \leq 0.50$$

3. Σε κόμβο σύνδεσης δοκού με υποστυλώμα, η τέμνουσα δύναμη φατώματος κορμού το οποίο περιβάλλεται και στις 4 πλευρές από πέλματα των συνδεομένων στοιχείων ή από επεκτάσεις τους, αρκεί να ικανοποιεί την συνθήκη:

$$V / V_{pd} \leq 1.00$$

4. Συνδέσεις επέκτασης των υποστυλωμάτων θα σχεδιάζονται με αντοχή που υπερβαίνει εκείνη των συνδεομένων στοιχείων.

### 2.19.3 Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα



Σχήμα 2,14: Τύποι συνδέσμων χωρίς εκκεντρότητα κατά ΕΑΚ

## Δράση και Πλάστιμα Στοιχεία

1. Σε δικτυωτούς συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα η ανάληψη των οριζοντίων δυνάμεων γίνεται κυρίως από ράβδους επιπονούμενες σε αξονική δύναμη. Πλάστιμα στοιχεία σε τέτοιους συνδέσμους είναι κατά κύριο λόγο οι εφελκόμενες διαγώνιοι.

2. Δικτυωτοί σύνδεσμοι κατάλληλοι για την ανάληψη σεισμικών δυνάμεων ανήκουν στους ακόλουθους 2 τύπους:

- Διαγώνιοι σύνδεσμοι. Στον τύπο αυτό οι οριζόντιες δυνάμεις εναλλασσόμενης φοράς αναλαμβάνονται συνήθως μόνο από τις εκάστοτε εφελκόμενες διαγωνίους, ενώ αγνοείται η συμμετοχή των θλιβομένων διαγωνίων (που δεν ελέγχονται σε θλίψη). Οι διαγώνιοι αντίθετης δράσης μπορούν να βρίσκονται στο ίδιο φάτνωμα (σύνδεσμοι τύπου X) ή σε διαφορετικό φάτνωμα. Στην τελευταία περίπτωση το μέγεθος  $A\cos\phi$  (όπου  $A$  η διατομή και  $\phi$  η γωνία κλίσης της διαγωνίου ως προς την οριζόντιο) δεν πρέπει να μεταβάλλεται περισσότερο από 10% μεταξύ 2 αντιθέτων διαγωνίων του ίδιου ορόφου.
- Σύνδεσμοι τύπου V ή Λ. Στον τύπο αυτό η συμμετοχή της θλιβομένης διαγωνίου είναι απαραίτητη για την ανάληψη των οριζοντίων δυνάμεων. Οι διαγώνιοι μπορούν να έχουν μορφή V ή Λ και το κοινό σημείο τους βρίσκεται στο άνοιγμα του ζυγώματος χωρίς να διακόπτει την στατική του συνέχεια.

3. Σύνδεσμοι τύπου K, με σημείο τομής των διαγωνίων σε ενδιάμεσο σημείο του ύψους των υποστυλωμάτων, απαιτούν την συμμετοχή του υποστυλώματος στον μηχανισμό διαρροής και προκαλούν εξαιρετικά δυσμενείς επιρροές 2ας τάξεως, με συνέπεια να μην προσφέρουν δυνατότητα πλαστικής συμπεριφοράς ( $q=1,0$ ). Η χρήση τους επιτρέπεται μόνο σε περιοχές σεισμικότητας I και για κατασκευές σπουδαιότητας Σ1.

### Διαγώνιοι

Η λυγηρότητα των διαγωνίων συνδέσμων πρέπει εν γένει να είναι περιορισμένη. Οι κύριες δυνάμεις αξονικού εφελκυσμού και αξονικής θλίψης που αναλαμβάνουν οι διαγώνιοι, έχουν σαν αποτέλεσμα την πολύ περιορισμένη δυνατότητά τους σε αναστρεφόμενες ανελαστικές παραμορφώσεις. Ζοκιμές έδειξαν ότι αφού υποστεί λυγισμό, μία αξονικά φορτιζόμενη διαγώνιος χάνει γρήγορα την αντοχή της κάτω από επαναλαμβανόμενες ανελαστικές αντιστροφές του φορτίου, και δεν ξαναγυρίζει στην αρχική ευθύγραμμη θέση. Οι υστερητικοί βρόχοι παρουσιάζουν ένα έντονα οξυκόρυφο σχήμα.

Πολύ λεπτές διαγώνιοι δεν έχουν σχεδόν καθόλου ακαμψία στη λυγισμική θέση. Κατά την αναστροφή του φορτίου, η διαγώνιος αναλαμβάνει ταχύτατα εφελκυστική δύναμη ενώ ταυτόχρονα τείνει να επανακτήσει το ευθύγραμμο σχήμα. Αυτή η ταχεία αύξηση του φορτίου μπορεί να προκαλέσει κρουστική φόρτιση και να οδηγήσει σε ψαθυρή αστοχία της σύνδεσης.

Αντίθετα διαγώνιοι με μικρή τιμή λόγου  $L/r$  καταναλώνουν περισσότερη σεισμική ενέργεια, διότι στην μετελαστική περιοχή υπόκεινται σε ανακυκλιζόμενη ανελαστική κάμψη λεπτών διαγωνίων, μπορεί να είναι μεγάλες με αποτέλεσμα να εμφανισθεί τοπικός λυγισμός.

1. Οι διαγώνιοι θα ικανοποιούν την συνθήκη

$$N_s / N_{pd} \leq 1,00$$

όπου:

$N_s$  είναι η μέγιστη εφελκυστική δύναμη που προκύπτει από τους σεισμικούς συνδυασμούς και  $N_{pd}$  είναι η υπολογιστική οριακή αντοχή σε εφελκυσμό.

2. Η ανοιγμένη λυγηρότητα  $\lambda$  των διαγωνίων πρέπει να περιορίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$\lambda = \sqrt{A f_y / N_{cr}} \leq 1,50$$

όπου

$A$  είναι το εμβαδόν της διατομής,

$f_y$  είναι το όριο διαρροής και

$$N_{cr} = \pi^2 E I / l^2$$

**ΣΗΜΕΙΩΣΗ:** Η παραπάνω σχέση  $\lambda \leq 1.50$  είναι ισοδύναμη με λυγηρότητα  $\lambda \leq 140$  για χάλυβα S235,  $\lambda \leq 129$  για χάλυβα S275 και  $\lambda \leq 114$  για χάλυβα S355, πρέπει δε να εφαρμόζεται και στην περίπτωση διαγωνίων συνδέσμων τύπου X στους οποίους η σεισμική τέμνουσα θεωρείται ότι αναλαμβάνεται εξ ολοκλήρου από τις εκάστοτε εφελκόμενες διαγωνίους.

### Υποστυλώματα και Δοκοί

1. Τα υποστυλώματα και οι δοκοί κάθε ορόφου θα ελέγχονται σε λυγισμό υπό την επίδραση του σεισμικού συνδυασμού αλλά με τα μεγέθη σεισμικής έντασης πολλαπλασιασμένα επί συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης:

$$\alpha_c d (1.20 N_{pdi} - N_{vdi}) / N_{Edi} \leq q$$

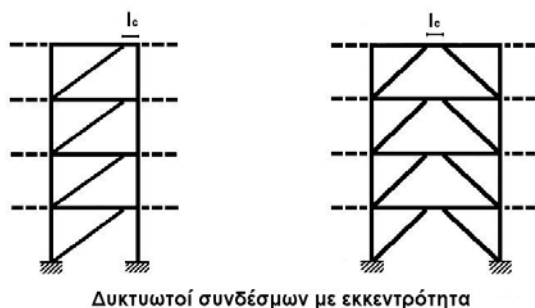
όπου:

$N_{pdi}$  είναι η υπολογιστική αντοχή της εφελκόμενης διαγωνίου του ορόφου,

$N_{vdi}$  είναι η εφελκυστική δύναμη της ίδιας διαγωνίου υπό την επίδραση των μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού (κατά κανόνα  $N_{vdi} = 0$ ) και  $N_{Edi}$  είναι η εφελκυστική δύναμη της διαγωνίου μόνον υπό τη σεισμική δράση του συνδυασμού

2. Οι οριζόντιες δοκοί δικτυωτών συνδέσμων μορφής V ή Λ πρέπει να υπολογίζονται έτσι ώστε να μπορούν να παραλάβουν, τα κατακόρυφα φορτία χωρίς να ληφθεί υπόψη η ενδιάμεση στήριξη από τις διαγωνίους.

### 2.19.4 Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα



Σχήμα 2.15: Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα κατά ΕΑΚ

### Δράση και Πλάστιμα Στοιχεία

1. Το βασικό χαρακτηριστικό αυτών των συνδέσμων είναι ότι η σύνδεση του ενός τουλάχιστον άκρου της κάθε διαγωνίου με το ζύγωμα γίνεται με εκκεντρότητα ως προς τον αντίστοιχο κόμβο (υποστυλώματος-ζυγώματος ή ετέρας διαγωνίου-ζυγώματος). Το τμήμα του ζυγώματος που αποτελεί την έκκεντρη σύζευξη ονομάζεται «δοκός σύζευξης» και υπόκειται σε μεγάλη διατμητική και καμπτική καταπόνηση από οριζόντια φορτία. Στο τμήμα αυτό είναι συνεπώς ευκολότερο να συγκεντρωθούν οι απαιτήσεις πλαστιμότητας.

2. Ο μηχανισμός διαρροής της δοκού σύζευξης εξαρτάται από τον λόγο του μήκους της  $I_c$  προς το μήκος

$$I_0 = 2M_{pc} / V_{pc}$$

όπου  $M_{pc}$  και  $V_{pc}$  η αντοχή σε κάμψη και διάτμηση της διατομής της δοκού σύζευξης.

Όταν  $I_c / I_0 \leq 0.80$  αναπτύσσεται κυρίως διατμητική διαρροή (διατμητική πλαστική άρθρωση).

Όταν  $I_c / I_0 \geq 1.30$  η διαρροή είναι κυρίως καμπτική (ζεύγος καμπτικών πλαστικών αρθρώσεων).

Στην ενδιάμεση περιοχή η διαρροή είναι σύμικτη. Σε όλες τις περιπτώσεις υπάρχει δυνατότητα μεγάλης πλαστιμότητας.

3. Οι δοκοί σύζευξης πρέπει να υπολογίζονται και να μορφώνονται έτσι ώστε να παρέχουν επαρκή πλαστιμότητα. Τα άλλα στοιχεία (στυλοί, διαγώνιοι και υπόλοιπο τμήμα των ζυγωμάτων) πρέπει να ελέγχονται με ικανοτικό σχεδιασμό, ώστε η διαρροή να περιορίζεται στις δοκούς σύζευξης.

### Δοκοί Σύζευξης

1. Οι διατομές των δοκών σύζευξης πρέπει να είναι κατηγορίας A. Στους κορμούς δεν επιτρέπεται η τοποθέτηση ελασμάτων ενίσχυσης, ούτε η διάνοιξη οπών.

2. Τα άκρα των δοκών σύζευξης πρέπει να ενισχύονται με αμφίπλευρες νευρώσεις καθ' όλο το ύψος του κορμού. Το πάχος των νευρώσεων αυτών πρέπει να είναι τουλάχιστον ίσο προς  $0.75t_w$  ή 10mm.

3. Όταν  $I_c / I_0 \leq 1.40$  απαιτείται διάταξη και ενδιάμεσων νευρώσεων. Οι ενδιάμεσες νευρώσεις πρέπει να καταλαμβάνουν ολόκληρο το ύψος του κορμού, ώστε να εξασφαλίζουν τον κορμό και τα πέλματα από λυγισμό, επιτρέπεται δε να είναι μονόπλευρες σε δοκούς ύψους μέχρι 600mm. Η μέγιστη απόσταση μεταξύ διαδοχικών νευρώσεων θα λαμβάνεται ίση με:

$$56t_w - d / 5 \text{ για } I_c / I_0 \geq 1.15$$

$$\text{ή } 38t_w - d / 5 \text{ για } I_c / I_0 \leq 0.80$$

Για τιμές  $I_c / I_0$  μεταξύ των προηγούμενων ορίων θα γίνεται γραμμική παρεμβολή.

4. Οι αντοχές των δοκών σύζευξης σε αξονική δύναμη, ροπή κάμψεως και τέμνουσα δύναμη δίδονται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$N_{pc} = 2bf t_f f_y + hwt_w f_y$$

$$M_{pc} = bf t_f (h_w + t_f) f_y + 0.25t_w$$

$$V_{pc} = hwt_w f_y / \sqrt{3}$$

όπου:

$b_f$  και  $t_f$  είναι, αντίστοιχα, το πλάτος και το πάχος των πελμάτων,  
 $h_w$  και  $t_w$  είναι, αντίστοιχα, το ύψος και το πάχος των κορμών και  $f_y$  είναι το όριο διαρροής

5. Δοκοί σύζευξης με μηχανισμό καμπτικών πλαστικών αρθρώσεων, διαστασιολογούνται όπως οι δοκοί των πλαισίων

6. Δοκοί σύζευξης με μηχανισμό διατμητικών πλαστικών αρθρώσεων, πρέπει να ικανοποιούν τις ακόλουθες συνθήκες:

$$N_{sc} N_{pc} \leq 0.10$$

$$M_{sc} M_{pc} \leq 0.70$$

$$V_{sc} V_{pc} \leq 1.00$$

όπου:

$N_{sc}$ ,  $M_{pc}$ ,  $V_{sc}$  η αξονική, ροπή και τέμνουσα όπως προκύπτουν από τους σεισμικούς συνδυασμούς για  $\max V_{sc}$ .

### **Υποστυλώματα και Διαγώνιοι**

1. Θα ελέγχονται σε κάμψη και λυγισμό με τις δράσεις που ορίζονται με ικανοτικό συντελεστή:

$$\alpha_{cd} = 1.20 \min V_{pdi} / V_{sdi}, M_{pdi} / M_{sdi}$$

όπου:

$V_{sdi}, M_{sdi}$  είναι, αντίστοιχα, η τέμνουσα και η ροπή από το σεισμικό συνδυασμό στην πλαστική άρθρωση (δοκό σύζευξης) του ίδιου ορόφου και

$V_{pdi}, M_{pdi}$  είναι οι αντίστοιχες οριακές αντοχές της διατομής της δοκού σύζευξης.

### **Διαφράγματα – Οριζόντιοι δικτυωτοί σύνδεσμοι**

1. Τα διαφράγματα ή οι οριζόντιοι δικτυωτοί σύνδεσμοι πρέπει να εξασφαλίζουν την μεταφορά των

σεισμικών δυνάμεων στους κατακόρυφους φορείς (κατακόρυφους συνδέσμους ή / και πλαίσια) με

επαρκή υπεραντοχή ώστε αφενός μεν να επιτυγχάνεται ο περιορισμός των πλαστικών αρθρώσεων στις προβλεπόμενες θέσεις, αφετέρου δε να υπάρχει δυνατότητα ανακατανομής των

δυνάμεων που είναι απαραίτητη, επειδή οι κατακόρυφοι φορείς δεν εισέρχονται σύγχρονα στο

μετελαστικό στάδιο.

2. Κατά κανόνα η προηγούμενη απαίτηση καλύπτεται αν τα μέλη των οριζοντίων συνδέσμων ελεγχθούν με τις δράσεις που προκύπτουν από τους σεισμικούς συνδυασμούς πολλαπλασιασμένες επί συντελεστή μεγεθύνσεως  $\alpha = 1.50$

## 2.20 Ειδικές Απαιτήσεις και κανόνες εφαρμογής για κτίρια από χάλυβα κατά τον EC8

### 2.20.1 Ειδικοί κανόνες εφαρμογής για φέροντα στοιχεία από χάλυβα κατά τον EC8

#### Θλιβόμενα στοιχεία

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα σε περιοχές, θλιβόμενων μελών από χάλυβα, πιθανής εμφάνισης πλαστικής άρθρωσης, θα πρέπει να υπάρχει περιορισμός του λόγου πλάτους προς πάχος των τοιχωμάτων, ανάλογα με την κατηγορία διατομής.

#### Εφελκυόμενα στοιχεία

Γίνεται παραπομπή στον Ευρωκώδικα 3 για τα εφελκυόμενα στοιχεία.

#### Συνδέσεις

1. Ο σχεδιασμός των συνδέσεων θα πρέπει να εξασφαλίζει τον περιορισμό του εντοπισμού πλαστικών παραμορφώσεων, υψηλών παραμενουσών τάσεων και κατασκευαστικών ελαττωμάτων.

2. Οι συνδέσεις με εσωραφές πλήρους διείσδυσης, σε περιοχές πλαστικών αρθρώσεων θεωρείται πως ικανοποιούν το κριτήριο υπεραντοχής

3. Σε συνδέσεις συγκολλητές ή κοχλιωτές συνδέσεις, πρέπει να ικανοποιείται η παρακάτω σχέση:

$$R_d \geq 1.1 \gamma_{ov} R_{fy}$$

όπου

$R_d$  η αντοχή της σύνδεσης

$R_{fy}$  η αντοχή διαρροής του πλαστικού μέλους

ο συντελεστής υπεραντοχής προτεινόμενη τιμή ίση με 1.25

4. Σε κοχλιωτές συνδέσεις η διατμητική αντοχή των κοχλιών πρέπει να είναι 1.2 φορές μεγαλύτερη από την αντοχή σχεδιασμού.

#### Πλαίσια

1. Κατά τον Ευρωκώδικα οι δοκοί θα πρέπει να ελέγχονται για πλευρικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό, υποθέτοντας πως έχει δημιουργηθεί πλαστική άρθρωση στο ένα της άκρο, αυτό που φορτίζεται περισσότερο κατά το σεισμικό συνδυασμό φόρτισης.

2. Για να εξασφαλιστεί ότι στην περιοχή πλαστικής άρθρωσης υπάρχει επαρκής αντοχή και ικανότητα στροφής και δεν έχουν απομειωθεί από θλίψη και διάτμηση, στις διατομές κατηγορίας 1 και 2 θα πρέπει να ισχύουν οι σχέσεις:

$$M_{Ed} / M_{pl,Rd} \leq 1,00$$

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0,15$$

$$V_{Ed} / V_{pl,Rd} \leq 0,50$$

όπου :

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$$

$M_{Ed}$  η ροπή σχεδιασμού

$N_{Ed}$  η αξονική δύναμη σχεδιασμού

$V_{Ed,G}$  η τέμνουσα σχεδιασμού χωρίς σεισμικά φορτία

$V_{Ed,M}$  η τέμνουσα σχεδιασμού λόγω δράσης των πλαστικών ροπών αντοχής με αντίθετο πρόσημο στα άκρα της δοκού

3. Οι συνδέσεις δοκού στα υποστυλώματα θα πρέπει να ικανοποιούν τις απαιτήσεις των συνδέσεων και να σχεδιάζονται με υπεραντοχή που θα προέρχεται από την πλαστική ροπή αντοχής  $M_{pl,Rd}$  και την διατμητική δύναμη  $V_{Ed}$ .

### Υποστυλώματα

Τα τα υποστυλώματα θα πρέπει να ελέγχονται λαμβάνοντας υπόψη τον πιο δυσμενή συνδυασμό αξονικής δύναμης και καμπτικής ροπής. Στον έλεγχο τα  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$ , θα λαμβάνονται από τις σχέσεις:

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + I, I \gamma_{ov} \Omega V_{Ed,E}$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + I, I \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + I, I \gamma_{ov} \Omega M_{Ed,E}$$

όπου :

ο δείκτης  $G$  δείχνει τα μη σεισμικά φορτία που λαμβάνονται όμως υπόψη στο σεισμικό σχεδιασμό

ο δείκτης  $E$  δείχνει τη σεισμική δράση σχεδιασμού  $\gamma_{ov}$  είναι ο συντελεστής υπεραντοχής  $I$  είναι η μικρότερη τιμή  $\Omega_i = M_{pl,Rdi} / M_{Ed,i}$  όλων των δοκών στις οποίες εντοπίζονται ζώνες πλαστιμότητας

2. Κατά τον Ευρωκώδικα η τέμνουσα  $V_{Ed}$  από την ανάλυση, πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$V_{Ed} / V_{pl,Rd} \leq 0.5$$

3. Αντοχή σε τέμνουσα, του κορμού του φατώματος, σε κόμβο

σύνδεσης δοκού υποστυλώματος σε πλαίσιο, πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$V_{wp,Ed} / V_{pl,Rd} \leq 1.0$$

### 2.20.2 Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα

#### Δράση και Πλάστιμα Στοιχεία

1. Κατά τον Ευρωκώδικα στους δικτυωτούς συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα η ανάληψη των οριζόντιων δυνάμεων γίνεται από μέλη που υποβάλλονται σε αξονικές δυνάμεις.

Σε πλαίσια με δικτυωτούς συνδέσμους πλάστιμα στοιχεία είναι συνήθως οι εφελκόμενες διαγώνιοι.

2. Οι δικτυωτοί σύνδεσμοι μπορεί να ανήκουν στις κατηγορίες:



- Διαγώνιοι σύνδεσμοι. Στον τύπο αυτό οι οριζόντιες δυνάμεις εναλλασσόμενης φοράς αναλαμβάνονται συνήθως μόνο από τις εκάστοτε εφελκόμενες διαγωνίους, ενώ αγνοείται η συμμετοχή των θλιβομένων διαγωνίων (που δεν ελέγχονται σε θλίψη). Οι διαγώνιοι αντίθετης δράσης μπορούν να βρίσκονται στο ίδιο φάτνωμα (σύνδεσμοι τύπου X) ή σε διαφορετικό φάτνωμα. Στην τελευταία περίπτωση το μέγεθος  $A \cos \varphi$  (όπου  $A$  η διατομή και  $\varphi$  η γωνία κλίσης της διαγωνίου ως προς την οριζόντιο) δεν πρέπει να μεταβάλλεται περισσότερο από 10% μεταξύ 2 αντιθέτων διαγωνίων του ίδιου ορόφου.

- διαγώνιοι σύνδεσμοι που οι οριζόντιες δυνάμεις αναλαμβάνονται από τις εφελκόμενες διαγωνίους μόνο, αμελώντας τις θλιβόμενες.

- Σύνδεσμοι τύπου V ή Λ. Στον τύπο αυτό η συμμετοχή της θλιβομένης διαγωνίου είναι απαραίτητη για την ανάληψη των οριζοντίων δυνάμεων. Οι διαγώνιοι μπορούν να έχουν μορφή V ή Λ και το κοινό σημείο τους βρίσκεται στο άνοιγμα του ζυγώματος χωρίς να διακόπτει την στατική του συνέχεια.

- Σύνδεσμοι τύπου V, στους οποίους οι οριζόντιες δυνάμεις μπορούν να αναληφθούν και από τις εφελκόμενες αλλά και τις θλιβόμενες διαγωνίους.

3. Συνιστάται να μην χρησιμοποιούνται σύνδεσμοι τύπου K, που το σημείο τομής των διαγωνίων εδράζεται σε υποστύλωμα.

### Διαγώνιοι

1. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα οι διαγώνιοι πρέπει να ικανοποιούν τη σχέση:

$$N_{pl,Rd} > N_{Ed}$$

2. Κατά τον Ευρωκώδικα οι διαγώνιοι που δεν έχουν διάταξη X πρέπει να έχουν ανηγμένη λυγηρότητα μικρότερη ίση του 2,0. Ενώ με διάταξη X  $1.3 \leq \lambda \leq 2,0$

### Υποστυλώματα και Δοκοί

1. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα τα υποστυλώματα και οι δοκοί πρέπει να έχουν την εξής αντοχή σε λυγισμό:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E}$$

όπου  $N_{pl,Rd}$  είναι η αντίσταση σε λυγισμό του υποστυλώματος ή της δοκού αντίστοιχα, λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση της αντίστασης σε λυγισμό με την καμπτική ροπή σχεδιασμού, υπό τον σεισμικό συνδυασμό,  $M_{Ed}$ .

2. Οι δοκοί σε συνδέσμους τύπου V πρέπει να υπολογίζονται για όλα τα μη σεισμικά φορτία, χωρίς την ενδιάμεση στήριξη από τις διαγωνίους, καθώς και για τις μη εξισορροπούμενες κατακόρυφες σεισμικές δράσεις, μετά το λυγισμό των θλιβόμενων διαγωνίων.

### 2.20.3 Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα

## Δράση και Πλάστιμα Στοιχεία

1. Κατά τον Ευρωκώδικα στους συνδέσμους με εκκεντρότητα οι οριζόντιες δυνάμεις παραλαμβάνονται από αξονικά καταπονούμενα μέλη, όμως λόγω εκκεντρότητας η δυνατότητα αποτόνωσης ενέργειας συγκεντρώνεται στις δοκούς σύζευξης, υπό τη μορφή ανακυκλικής ροπής ή τέμνουσας.
2. Οι δοκοί σύζευξης πρέπει να σχεδιάζονται ώστε να έχουν την ικανότητα αποτόνωσης ενέργειας με τη δημιουργία καμπτικών ή διατμητικών πλαστικών μηχανισμών.

## Δοκοί Σύζευξης

1. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα οι κορμοί των δοκών σύνδεσης πρέπει να μην έχουν ελάσματα ενίσχυσης, ούτε οπές.
2. Κατά τον Ευρωκώδικα, για διατομές τύπου I οι αντοχές των δοκών σύζευξης σε τέμνουσα και ροπή δίνονται από τις σχέσεις:

$$V_{p,link} = (f_y / \sqrt{3}) t_w (d - t_f)$$

$$M_{p,link} = f_y b t_f (d - t_f)$$

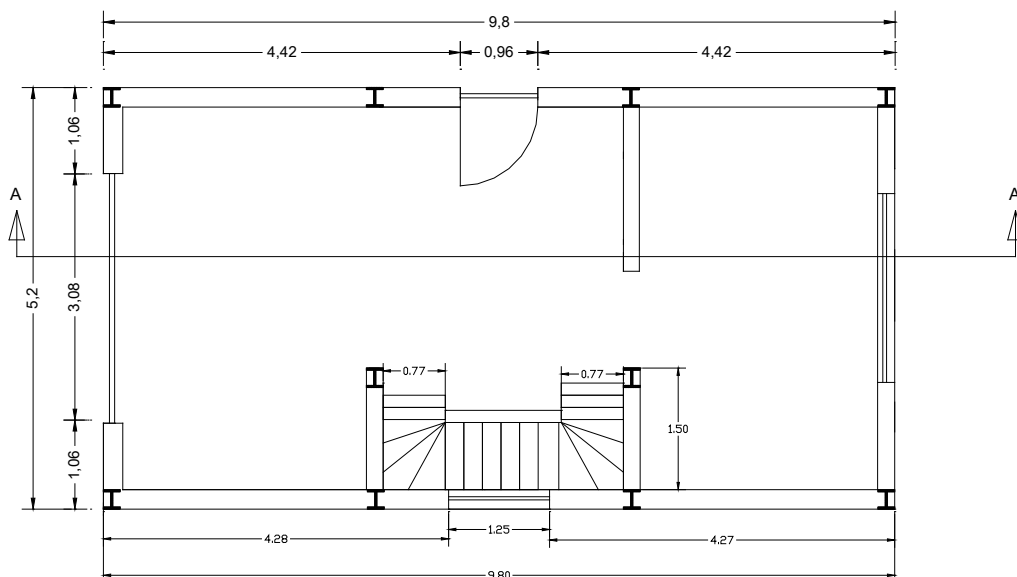


### 3. ΜΕΛΕΤΗ ΚΑΙ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΟΥ ΕΛΛΗΝΙΚΟΥ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ ΚΑΙ ΤΟΥ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8 ΣΕ ΕΝΑ ΔΥΟΡΟΦΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ

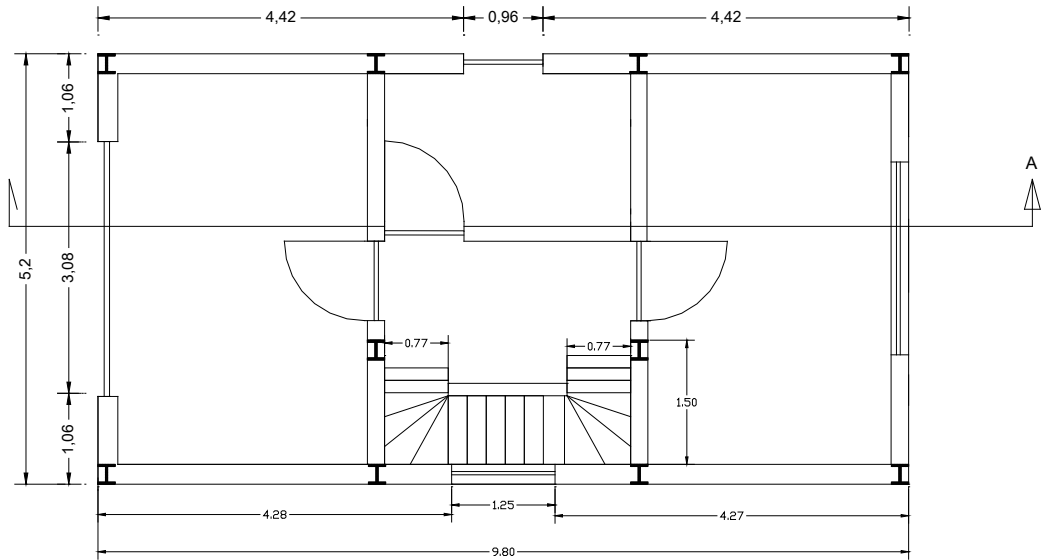
#### 3.1 Περιγραφή του χαλύβδινου κτιρίου

Για τις ανάγκες της σύγκρισης των δύο κανονισμών επιλέγεται ένα δύοροφο κτίριο με τις παρακάτω κατόψεις. Το κτίριο κατασκευάζεται από χαλύβδινο μεταλλικό φορέα που θεμελιώνεται σε πέδουλα οπλισμένου σκυροδέματος. Ο μεταλλικός φορέας με συστήματα τσιμεντοσανίδων. Τα πέδουλα κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα C16/20 ορθογωνικής διατομής σε κάτοψη και οπλίζονται με δομικό χάλυβα S500. Τα πέδουλα συνδέονται μεταξύ τους με συνδετήρια δοκάρια και αποτελούνται από το πέλμα και τον στύλικο έδρασης των μεταλλικών υποστηλωμάτων στο πάνω μέρος των οποίων τοποθετούνται οι λαπάτσες αναμονής με τα αντίστοιχα αγκύρια τους για τα βάθρα. Οι λαπάτσες και τα αγκύρια ηλεκτροσυγκολλούνται για την αποφυγή μετακινήσεων κατά τη σκυροδέτηση. Ο πρωτεύων μεταλλικός φέρων οργανισμός του κτιρίου αποτελείται από διατομές μορφοσίδηρου εξηλασμένου εν θερμώ ποιότητας Fe360 και αποτελείται από στύλους, δοκούς κεφαλής, σύνδεσμους ακαμψιάς. Για την εργοταξιακή συναρμολόγηση του μεταλλικού φέροντος οργανισμού χρησιμοποιούνται κοχλίες και περικόχλια υψηλής αντοχής, ποιότητας 8.8 πυρόεπιψευδαργυρόμενα. Η πλαγιοκάλυψη θα γίνει με τσιμεντοσανίδες πάχους 12,5μμ που τοποθετούνται πάνω σε τεγίδες και βοηθητικό γαλβανισμένο σκελετό τύπου C με κοχλίες υψηλής αντοχής σε διάβρωση. Εσωτερικά τοποθετούνται στο σκελετό γυψοσανίδες πάχους 12,5μμ. Το διάκενο πλυρώνεται με μονωτικό υλικό πετροβάμβακα 035, πάχους 70μμ. Οι πλάκες των ορόφων διαμορφώνονται από τραπεζοΐδεις λαμαρίνες και μπετόν.

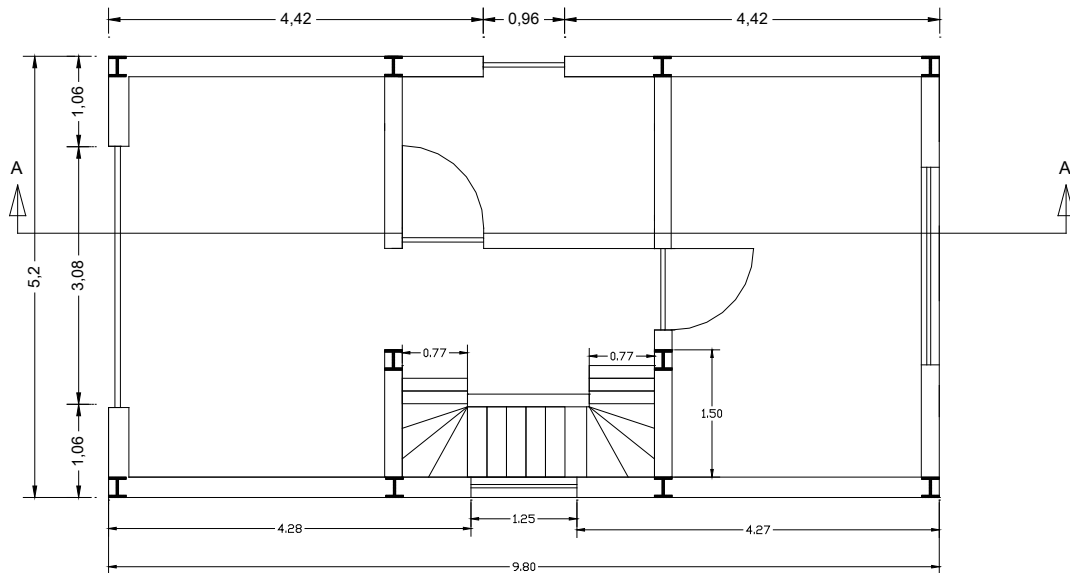
#### 3.2 Κατόψεις, όψεις, τομές χαλύβδινου κτιρίου



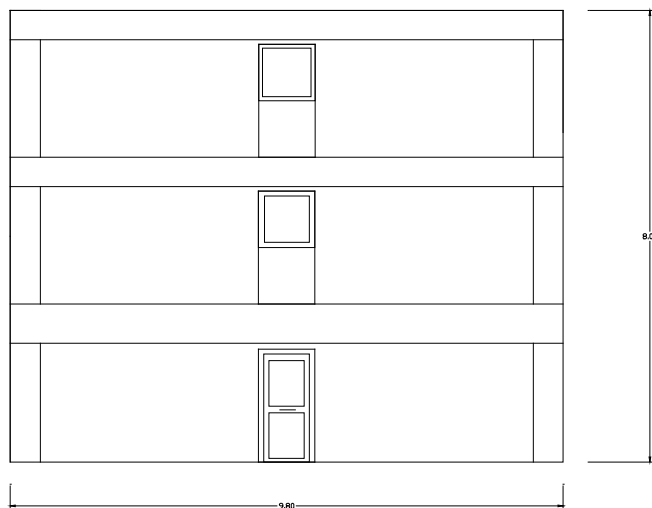
Κάτοψη ισογείου

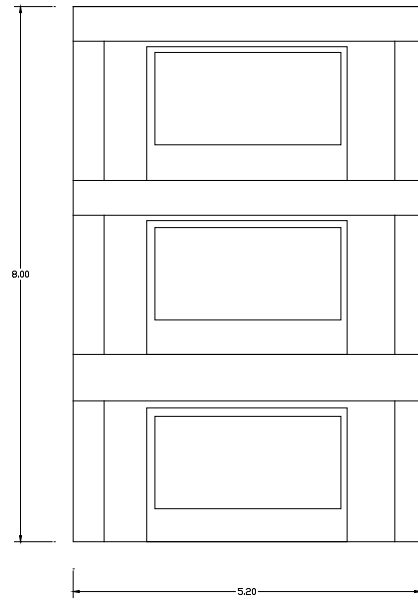


Κάτοψη 1<sup>ου</sup> ορόφου

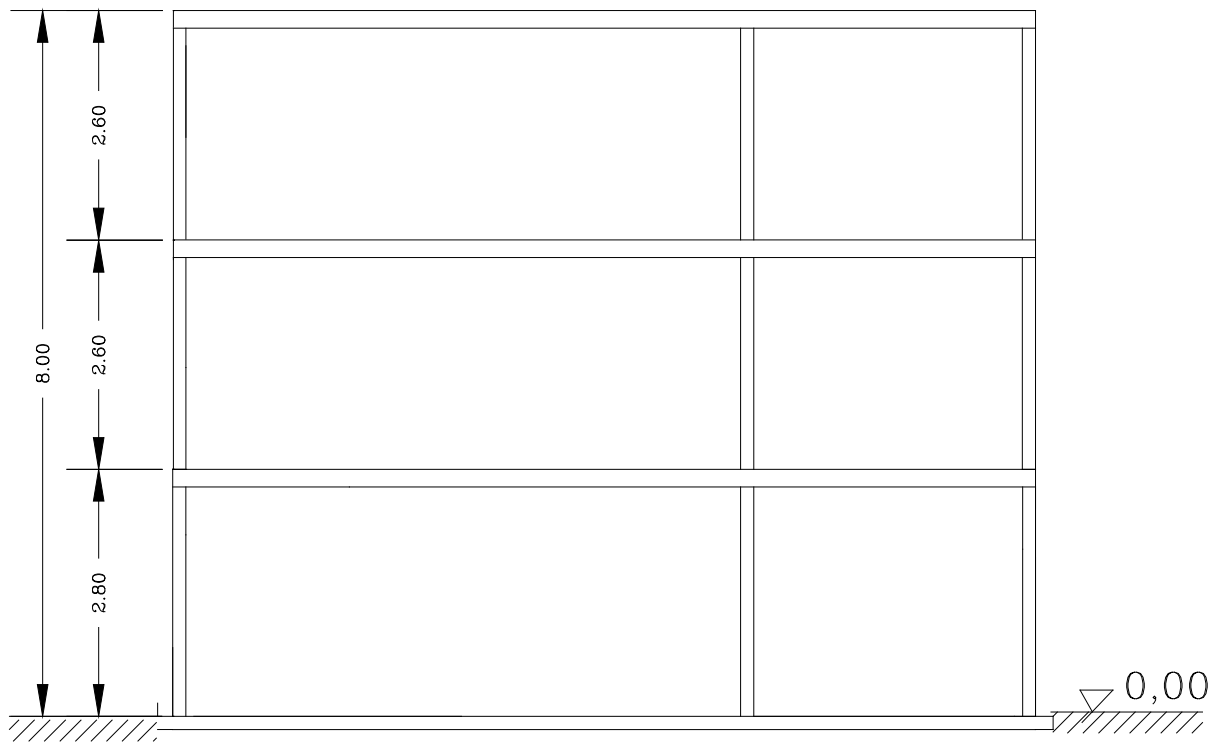


Κάτοψη 2<sup>ου</sup> ορόφου





*Όψεις κτιρίου*



*Τομή κτιρίου*

### 3.3 Παράμετροι και συντελεστές του κτιρίου

Για της ανάγκης της σύγκρισης επιλέγονται η ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II και κατηγορία εδάφους B και βρίσκουμε τους συντελεστές που αντιστοιχούν στις παραπάνω κατηγορίες:

	EAK 2000	EC 8
Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	II	II
Συντελεστής α επιτάχυνσης εδάφους	0,24	0,24
Έδαφος κατηγορίας	B	B
Συντελεστής θεμελίωσης Θ	1,0	Δεν υπάρχει
Συντελεστής εδάφους S	Δεν υπάρχει	1,20
Κατηγορία σπουδαιότητας κτιρίου	II	II
Συντελεστής γI σπουδαιότητας	1,0	1,0
Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς q για πλαίσια με δικτυωτούς συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	1,5	1,5
Τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων T <sub>1</sub> και T <sub>2</sub> (sec) κατά EAK και T <sub>B</sub> , T <sub>C</sub> κατά EC8 για κατηγορία εδάφους B	T <sub>1</sub> = 0,15 T <sub>2</sub> = 0,6	T <sub>B</sub> = 0,15 T <sub>C</sub> = 0,5 T <sub>D</sub> = 2,5
Συντελεστής φασματικής ενίσχυσης β <sub>0</sub>	2,5	2,5
Διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης 5%, η	1,0	1,0

### 3.4 Υπολογισμός φάσματος σχεδιασμού κατά EC8 και EAK

Το φάσμα σχεδιασμού των οριζοντίων συνιστώσων του σεισμού υπολογίζεται κατά τον EAK ως εξής σε συνάρτηση με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_1: & \quad \Phi_d(T) = \gamma_I A (1 + T/T_1 (\eta\theta\beta_0/q - 1)) \\
 T_1 \leq T \leq T_2: & \quad \Phi_d(T) = \gamma_I (\eta\theta\beta_0/q) \\
 T_2 \leq T: & \quad \Phi_d(T) = \gamma_I A (\eta\theta\beta_0/q) (T_2/T)^{2/3}
 \end{aligned}$$

Για την κατασκευή που επιλέξαμε ισχύουν τα εξής:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq 0,15: & \quad \Phi_d(T) = 1,0 A (1 + (T/0,15) (2,50/1,5 - 1)) = \alpha_g g + 0,666 \alpha_g g (T/0,15) \\
 0,15 \leq T \leq 0,6: & \quad \Phi_d(T) = 1,0 A (2,50/1,5) = 1,666 A = 1,666 \alpha_g g \\
 0,6 \leq T: & \quad \Phi_d(T) = 1,0 A (2,50/1,5) (0,6/T)^{2/3} = 1,666 \alpha_g g (0,6/T)^{2/3}
 \end{aligned}$$

Αντίστοιχα το φάσμα σχεδιασμού των οριζοντίων συνιστώσων του σεισμού υπολογίζεται κατά τον EC8 ως εξής σε συνάρτηση με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = \alpha_g S (0,75 + (T/T_B) \times (\eta\beta_0/q - 0,75))$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = \alpha_g S (\eta\beta_0/q)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = \alpha_g S (\eta\beta_0/q) (T_C/T)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) = \alpha_g S (\eta\beta_0/q) (T_C/T) \times (T_D/T)$$

Για την κατασκευή που επιλέξαμε ισχύουν τα εξής:

$$0 \leq T \leq 0,15: S_d(T) = \alpha_g 1,20 (0,75 + (T/0,15) \times (2,5/1,5 - 0,75)) = 0,9 \alpha_g + 1,10 \alpha_g (T/0,15)$$

$$0,15 \leq T \leq 0,5: S_d(T) = \alpha_g S (\eta\beta_0/q) = \alpha_g 1,20 (2,50/1,5) = 2\alpha_g$$

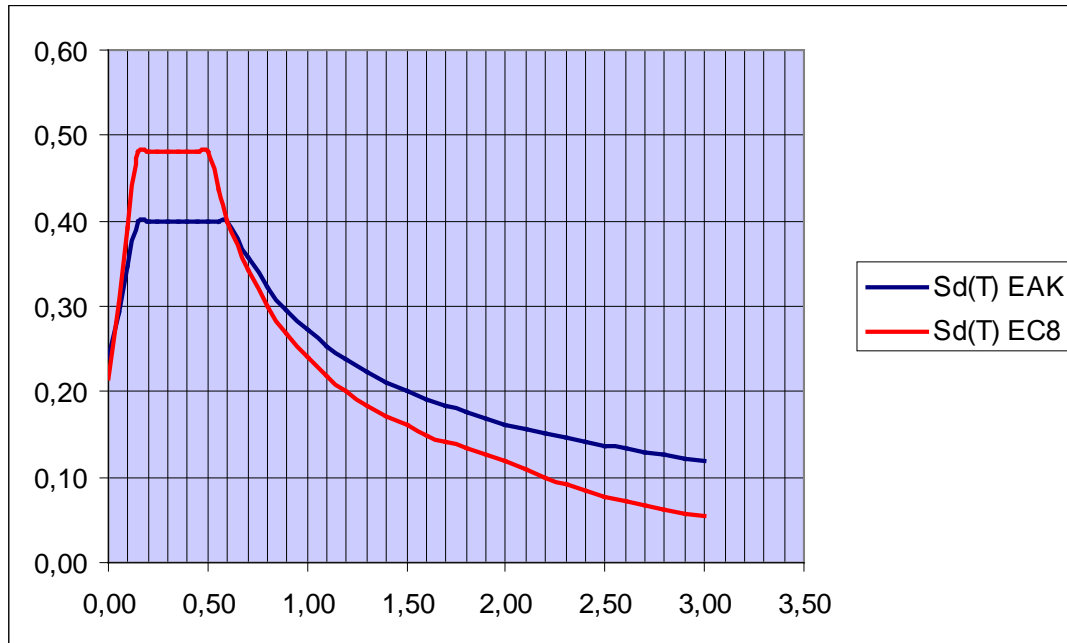
$$0,5 \leq T \leq 2,0: S_d(T) = \alpha_g S (\eta\beta_0/q) (T_C/T) = 2\alpha_g (0,5/T)$$

$$2,0 \leq T: S_d(T) = \alpha_g S (\eta\beta_0/q) (T_C/T) \times (T_D/T) = 2\alpha_g (0,5/T) \times (2/T)$$

Συνεπώς το φάσμα διαμορφώνεται για το συγκεκριμένο τύπο κτιρίου ως εξής:

Ιδιοπερίοδος T	Sd(T) EAK	Sd(T) EC8
0,00	0,24	0,22
0,05	0,29	0,30
0,10	0,35	0,39
0,15	0,40	0,48
0,20	0,40	0,48
0,25	0,40	0,48
0,30	0,40	0,48
0,35	0,40	0,48
0,40	0,40	0,48
0,45	0,40	0,48
0,50	0,40	0,48
0,55	0,40	0,44
0,60	0,40	0,40
0,70	0,36	0,34
0,80	0,32	0,30
0,90	0,29	0,27
1,00	0,27	0,24
1,10	0,25	0,22
1,20	0,24	0,20
1,30	0,22	0,18
1,40	0,21	0,17
1,50	0,20	0,16
1,60	0,19	0,15
1,70	0,18	0,14
1,80	0,18	0,13
1,90	0,17	0,13
2,00	0,16	0,12
2,10	0,16	0,11
2,20	0,15	0,10
2,30	0,15	0,09
2,40	0,14	0,08
2,50	0,14	0,08

2,60	0,13	0,07
2,70	0,13	0,07
2,80	0,13	0,06
2,90	0,12	0,06
3,00	0,12	0,05



$Sd(t)$  σε συνάρτηση με την ιδιοπερίοδο  $T$

### 3.5 Κριτήρια κανονικότητας κτιρίου κατά ΕΑΚ

Το κτίριο που μελετάται πληρεί όλα τα κριτήρια κανονικότητας του ΕΑΚ:

- Τα πατώματα λειτουργούν ως απαραμόρφωτα διαφράγματα μέσα στο επίπεδό τους. Η κατασκευή τους γίνεται από τραπεζοϊδή λαμαρίνα και μπετόν, τα οποία συνδέονται μέσω πύρων με τα δοκάρια.
- Η αύξηση ή μείωση  $\Delta K_i = K_{i+1} - K_i$  της σχετικής δυσκαμψίας  $K_i$  ενός ορόφου σε κάθε οριζόντια διεύθυνση δεν υπερβαίνει τις τιμές  $0.35K_i$  και  $0.50K_i$  αντίστοιχα.
- Η αύξηση ή μείωση  $\Delta m_i = m_{i+1} - m_i$  της μάζας  $m_i$  ενός ορόφου δεν υπερβαίνει τις τιμές  $0.35m_i$  και  $0.50m_i$  αντίστοιχα.

Συνεπώς η ανάλυση μπορεί να γίνει με τις απλοποιημένες μεθόδους που περιγράφονται στους κανονισμούς όπως ή απλοποιημένη φασματική μέθοδος.

### 3.6 Κριτήρια κανονικότητας κτιρίου κατά EC8

Το κτίριο που μελετάται πληρεί όλα τα κριτήρια κανονικότητας του EC8:

Κανονικότητα ως προς το επίπεδο (σελ. 35 EC8):

- Προσεγγιστικά η κάτοψη είναι συμμετρική ως προς τους δύο άξονες του επιπέδου.
- Οι εσοχές ή εξοχές της εξωτερικής γραμμής της κάτοψης δεν υπερβαίνουν το 5%.
- Η εντός επιπέδου δυσκαμψία είναι επαρκώς μεγάλη σε σχέση με την δυσκαμψία των κατακόρυφων μελών.
- Ο λόγος των πλευρών είναι μεγαλύτερος του 4.



- Σε κάθε όροφο και για κάθε διεύθυνση x ή y η κατασκευαστική εκκεντρότητα  $e_o$  και η ακτίνα στρέψης  $r$  επαληθεύουν τις παρακάτω δύο συνθήκες, οι οποίες εκφράζονται εδώ για ανάλυση κατά τον y άξονα:

$$e_{ox} \leq 0.30 \cdot r_x$$

$$r_x \geq l_s$$

Όπου:

$e_{ox}$ : απόσταση μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας και του κέντρου μάζας μετρούμενη κατά μήκος της x διεύθυνσης (κάθετης στην υπό ανάλυση διεύθυνση)

$r_x$ : τετραγωνική ρίζα του λόγου της στρεπτικής δυσκαμψίας προς την οριζόντια δυσκαμψία στην y διεύθυνση (ακτίνα στρέψης)

$l_s$ : τετραγωνική ρίζα του λόγου της πολικής ροπής αδράνειας προς το κέντρο μάζας επί το εμβαδό κάτοψης.

Κανονικότητα καθ' ύψος (σελ. 36 EC8):

- Όλα τα κατακόρυφα στοιχεία που ανθίστανται στα οριζόντια φορτία, όπως πυρήνες, τοιχεία, υποστυλώματα, εκτείνονται από τη θεμελίωση έως και την οροφή του κτιρίου.
- Τόσο η οριζόντια δυσκαμψία, όσο και η μάζα των ανεξάρτητων ορόφων παραμένει σταθερή ή μειώνεται βαθμιαία, χωρίς αιφνίδιες μεταβολές καθ' ύψος.

Συνεπώς η ανάλυση μπορεί να γίνει με τις απλοποιημένες μεθόδους που περιγράφονται στους κανονισμούς όπως ή απλοποιημένη φασματική μέθοδος.

### 3.7 Προσομοίωση, μοντέλο δυναμικής ανάλυσης

Στο υπό μελέτη κτίριο είναι εξασφαλισμένη την διαφραγματική λειτουργία των πλακών και αρκεί η θεώρηση τριών ελευθεριών κίνησης ανά όροφο.

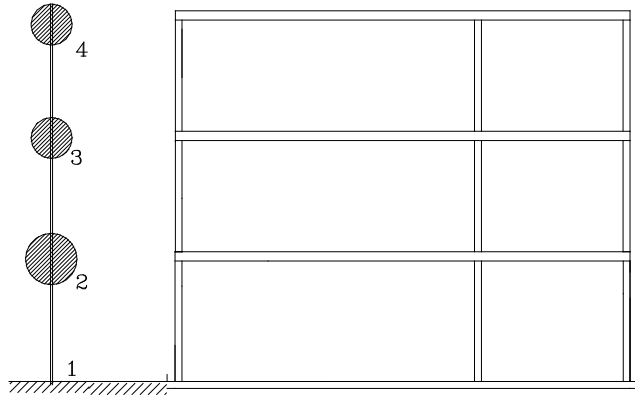
Με την επιλογή τριών ελευθεριών κίνησης ανά όροφο αναπαράγονται πλήρως οι αδρανειακές δυνάμεις και ροπές μέσα στο επίπεδο των στερεών δίσκων των πατωμάτων. Παραλείπονται οι κατακόρυφες δυνάμεις οι οποίες όμως είναι αμελητέες για οριζόντια σεισμική διέγερση.

Η στήριξη των φορέων στο έδαφος θεωρείται γενικά στερεά.

#### Προσομοίωση των μαζών

Η μάζα κάθε ορόφου του κτιρίου και αντίστοιχη ροπή αδράνειας μάζας συγκεντρώνεται περί τον κατακόρυφο άξονα στο κέντρο βάρους του ορόφου. Λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών επιτυγχάνεται πλήρως η διατήρηση του κέντρου βάρους και της αδρανειακής ροπής των κατανεμημένων μαζών κατά το κατακόρυφο άξονα. Οι αδρανειακές ροπές περί οριζόντιο άξονα παραλείπονται ως αμελητέες. Το κέντρο βάρους των μαζών δεν ταυτίζεται γενικά, με το κέντρο των αξονικών δυνάμεων των κατακόρυφων στοιχείων του κτιρίου.

Κατά τον ευρωκώδικα το προσομοίωμα του κτιρίου πρέπει να αντιπροσωπεύει επαρκώς την κατανομή μάζας μέσα σε αυτό, ώστε όλες οι σημαντικές ιδιομορφές και οι παραμορφώσεις να λαμβάνονται υπόψη, υπό την επίδραση της σεισμικής δράσης.



Οι τιμές των μαζών προκύπτουν από τα κατακόρυφα μόνιμα φορτία  $G_K$   
 Τα μεταβλητά φορτία μειώνονται και λαμβάνονται ίσα με  $0,45 \text{ KN/m}^2$

### Υπολογισμος των μαζών

#### ΙΣΟΓΕΙΟ

	$G_K$ (KN/m <sup>2</sup> )	$Q_K$ (KN/m <sup>2</sup> )	Επιφάνεια (m <sup>2</sup> )	Σύνολο
ΠΛΑΚΑ ΙΣΟΓΕΙΟΥ	4,0	0,45	50,96	226,77 KN
ΕΞΩΤΕΡΙΚΟΙ ΤΟΙΧΟΙ	1,0		84,00	84,00 KN
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	0,70 KN/m		28 m	19,6 KN
ΕΣΩΤΕΡΙΚΟΙ ΤΟΙΧΟΙ (γυψοσανίδων)	0,5		17,64	8,82KN
			ΣΥΝΟΛΟ	339,19 KN

#### 1ΟΣ ΟΡΟΦΟΣ

	$G_K$ (KN/m <sup>2</sup> )	$Q_K$ (KN/m <sup>2</sup> )	Επιφάνεια (m <sup>2</sup> )	Σύνολο
ΠΛΑΚΑ ΙΣΟΓΕΙΟΥ	4,0	0,45	50,96	226,77 KN
ΕΞΩΤΕΡΙΚΟΙ ΤΟΙΧΟΙ	1,0		78,00	78,00 KN
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	0,70 KN/m		26 m	18,2 KN
ΕΣΩΤΕΡΙΚΟΙ ΤΟΙΧΟΙ (γυψοσανίδων)	0,5		32,64	16,32KN
			ΣΥΝΟΛΟ	339,29 KN

#### 2ΟΣ ΟΡΟΦΟΣ

	$G_K$ (KN/m <sup>2</sup> )	$Q_K$ (KN/m <sup>2</sup> )	Επιφάνεια (m <sup>2</sup> )	Σύνολο
ΠΛΑΚΑ ΙΣΟΓΕΙΟΥ	4,0	0,45	50,96	226,77 KN
ΕΞΩΤΕΡΙΚΟΙ ΤΟΙΧΟΙ	1,0		78,00	78,00 KN
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	0,70 KN/m		26 m	18,2 KN
ΕΣΩΤΕΡΙΚΟΙ ΤΟΙΧΟΙ (γυψοσανίδων)	0,5		32,64	16,32KN
			ΣΥΝΟΛΟ	339,29 KN

Η συνολική μάζα του κτιρίου είναι  $M = 1017,77 \text{ KN} = 101777 \text{ to}$

### 3.8 Υπολογισμός ιδιοπεριόδου κτιρίου κατά ΕΑΚ

Η θεμελιώδης ασύζευκτη ιδιοπερίοδος  $T$  μεταφορικής ταλάντωσης κατά την θεωρούμενη κύρια διεύθυνση του κτιρίου, υπολογίζεται με οποιαδήποτε αναγνωρισμένη μέθοδο της Μηχανικής. Στην ορθογωνική κάτοψη του κτιρίου μας επιτρέπεται η εφαρμογή του παρακάτω εμπειρικού τύπου για τον υπολογισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου:

$$T = 0,09 (H/\sqrt{L}) * \sqrt{H/(H + \rho * L)}$$

όπου:

$H$  το ύψος του κτιρίου

$L$  το μήκος 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.

Διεύθυνση υπολογισμού  $X$ :

$$H = 8\text{m}$$

$$L = 9,80\text{m}$$

$$\rho = 13,6/17 = 0,8$$

$$T_x = 0,23 * 0,71 = 0,16 \text{ sec}$$

Διεύθυνση υπολογισμού  $Z$ :

$$H = 8\text{m}$$

$$L = 5,20\text{m}$$

$$\rho = 3/17 = 0,8$$

$$T_z = 0,31 * 0,81 = 0,25 \text{ sec}$$

### 3.9 Υπολογισμός ιδιοπεριόδου κτιρίου κατά EC8

Για τον καθορισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου  $T_1$  του κτιρίου, μπορούν να χρησιμοποιηθούν εκφράσεις βασισμένες σε μεθόδους δυναμικής των κατασκευών (π.χ. μέθοδος *Reyleigh*), συνεπώς και η μέθοδος που περιγράφεται αναλυτικά στον ΕΑΚ.

### 3.10 Ισοδύναμα σεισμικά φορτία κατά τον ΕΑΚ

1. Για κάθε κύρια διεύθυνση του κτιρίου το συνολικό μέγεθος των σεισμικών φορτίων (τέμνουσα βάσης) υπολογίζεται από τη σχέση:

$$V_0 = M \Phi_d(T)$$

όπου:

M είναι η συνολική ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής,

$$M = 1017,77 \text{KN}$$

$\Phi_d(T)$  είναι η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού, και

T είναι η θεμελιώδης ασύζευκτη ιδιοπερίοδος μεταφορικής ταλάντωσης κατά την θεωρούμενη κύρια διεύθυνση του κτιρίου

Όπως υπολογίσαμε στην παράγραφο 3.8 ισχύει:

$$T_x = 0,16 \text{sec}$$

$$T_z = 0,25 \text{sec}$$

Με βάση των παραπάνω ιδιοπεριόδων η φασματική επιτάχυνση λαμβάνει τις παρακάτω τιμές:

$$\Phi(0,16 \text{sec}) = 0,40$$

$$\Phi(0,25 \text{sec}) = 0,40$$

Συνεπώς το συνολικό μέγεθος των σεισμικών φορτίων είναι:

$$V_0 = M \Phi_d(T)$$

$$V_{0x} = V_{0y} = M \Phi_d(T) = 1017,77 \times 0,40 = 407,11 \text{KN}$$

### 3.11 Ισοδύναμα σεισμικά φορτία κατά τον EC8

1. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα η σεισμική τέμνουσα δύναμη βάσης  ${}_b F$ , για κάθε οριζόντια διεύθυνση, βάσει της οποίας αναλύεται το κτίριο, καθορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις

$$F_b = S_d(T) m \lambda$$

όπου:

$S_d(T)$  είναι η τεταγμένη του φάσματος σχεδιασμού στην ιδιοπερίοδο T

T είναι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος ταλάντωσης του κτιρίου για πλευρική κίνηση κατά τη θεωρούμενη διεύθυνση

Συνεπώς:

$$S_d x(T) = S_d(0,16) = 0,48$$

$$S_d z(T) = S_d(0,25) = 0,48$$

m, είναι η ολική μάζα του κτιρίου επάνω από τη θεμελίωση ή πάνω από την οροφή άκαμπτου υπογείου

λ, είναι ο διορθωτικός συντελεστής, η τιμή του οποίου είναι ίση με:  $\lambda = 1,0$

$$F_{bx} = F_{bz} = S_d(T) m \lambda = 0,48 \times 1017,77 \text{ KN} \times 1,0 = 488,53 \text{KN}$$

### 3.12 Κατανομή των σεισμικών φορτίων κατά ΕΑΚ

Η καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων σε κανονικά κτίρια γίνεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$F_i = (V_0 - V_H) * m_i z_i / \sum m_i z_i, \quad i, j = 1, 2, \dots, N$$

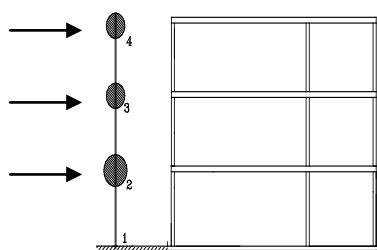
όπου  $i$

$z$  η απόσταση της στάθμης  $i$  από τη βάση

$V_H = 0.07 * T * V_0$  ( $\leq 0.25 * V_0$ ) είναι μία πρόσθετη δύναμη που εφαρμόζεται στην κορυφή του κτιρίου όταν  $T \geq 1.0 \text{ sec}$  και

$N$  είναι ο αριθμός των ορόφων.

Για  $T_z = 0,25 \text{ sec}$  και  $T_x = 0,16 \text{ sec} < 1,0 \text{ sec}$  ισχύει  $V_H = 0$



Όπως υπολογίσαμε στην παράγραφο 3.7 οι μάζες των ορόφων έχουν ως εξής:

$$m_2 = 339,19 \text{ KN}$$

$$m_3 = 339,29 \text{ KN}$$

$$m_4 = 339,29 \text{ KN}$$

Οι αποστάσεις της στάθμης ορόφων από τη βάση είναι:

$$Y_2 = 2,80 \text{ m}$$

$$Y_3 = 5,40 \text{ m}$$

$$Y_4 = 8,00 \text{ m}$$

Συνεπώς:

$$F_i = V_0 * m_i z_i / \sum m_i z_i$$

$$F_2 = 407,11 \text{ KN} * 339,19 \text{ KN} * 2,80 \text{ m} / (339,19 * 2,80 + 339,29 * 5,40 + 339,29 * 8)$$

$$F_2 = 386645,4 / 5496,22 = 70,35 \text{ KN}$$

$$F_3 = 407,11 \text{ KN} * 339,29 \text{ KN} * 5,40 \text{ m} / 5496,22 = 135,71 \text{ KN}$$

$$F_4 = 407,11 \text{ KN} * 339,29 \text{ KN} * 8 \text{ m} / 5496,22 = 201,05 \text{ KN}$$

Επαλήθευση:

$$\Sigma F = 70,35 + 135,71 + 201,05 = 407,11 \text{ KN}$$

### 3.13 Κατανομή των σεισμικών φορτίων κατά τον EC8

Κατά τον Ευρωκώδικα η επίδραση της σεισμικής δράσης μπορεί να καθοριστεί εφαρμόζοντας στα δύο επίπεδα μοντέλα, οριζόντιες δυνάμεις  $F_i$ , σε όλες τις στάθμες.

Όταν η θεμελιώδης ιδιομορφή ταλάντωσης εκτιμάται από την γραμμική αύξηση των οριζόντιων μετατοπίσεων καθ' ύψος του κτιρίου, τότε οι οριζόντιες δυνάμεις  $F_i$ , λαμβάνονται από την σχέση:

$$F_i = F_b \cdot m_i \cdot z_i / \sum m_i \cdot z_i,$$

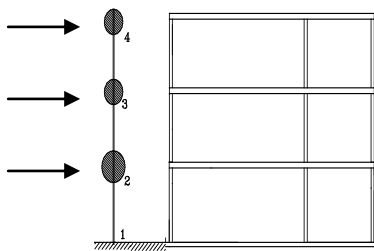
Όπου

$F_i$ , είναι η οριζόντια δύναμη που επιβάλλεται στον όροφο  $i$

$F_b$ , είναι η σεισμική δύναμη βάσης

$z_i$ , είναι η απόσταση της στάθμης (ορόφου)  $i$  από τη βάση

$m_{ij}$ , είναι οι συγκεντρωμένες μάζες σε κάθε όροφο



Όπως υπολογίσαμε στην παράγραφο 3.7 οι μάζες των ορόφων έχουν ως εξής:

$$m_2 = 339,19 \text{ KN}$$

$$m_3 = 339,29 \text{ KN}$$

$$m_4 = 339,29 \text{ KN}$$

Οι αποστάσεις της στάθμης ορόφων από τη βάση είναι:

$$Y_2 = 2,80\text{m}$$

$$Y_3 = 5,40\text{m}$$

$$Y_4 = 8,00\text{m}$$

Συνεπώς:

$$F_i = F_b \cdot m_i \cdot z_i / \sum m_i \cdot z_i$$

$$F_2 = 488,53 \text{ KN} \cdot 339,19\text{KN} \cdot 2,80\text{m} / (339,19 \cdot 2,80 + 339,29 \cdot 5,40 + 339,29 \cdot 8)$$

$$F_2 = 463972,6 / 5496,22 = 84,42\text{KN}$$

$$F_3 = 488,53 \text{ KN} \cdot 339,29\text{KN} \cdot 5,40\text{m} / 5496,22 = 162,85\text{KN}$$

$$F_4 = 488,53 \text{ KN} \cdot 339,29\text{KN} \cdot 8\text{m} / 5496,22 = 241,26\text{KN}$$

Επαλήθευση:

$$\Sigma F = 84,42 + 162,85 + 241,26 = 488,53\text{KN}$$

### 3.14 Εκκεντρώτητες σχεδιασμού, στρεπτικές ροπές

#### 3.14.1 Τυχηματική εκκεντρότητα κατά ΕΑΚ και υπολογισμός ροπών εκκεντρότητας.

Για την αντιμετώπιση στρεπτικών επιπονήσεων ενός κτιρίου, οφειλομένων σε παράγοντες που δεν είναι πρακτικά εφικτό να προσομοιωθούν, η μάζα  $m_i$  ή η σεισμική δύναμη  $F_i$  κάθε ορόφου θα λαμβάνεται μετατοπισμένη διαδοχικά εκατέρωθεν του κέντρου βάρους, κάθετα προς την διεύθυνση της εξεταζόμενης οριζόντιας συνιστώσας του σεισμού, σε απόσταση ίση με την τυχηματική εκκεντρότητα  $e_{ti}$  του ορόφου  $i$ .

Παράγοντες με προβληματική προσομοίωση είναι οι αποκλίσεις ανάμεσα στην πραγματική (την ώρα του σεισμού) και την υπολογιστική κατανομή μαζών, δυσκαμψιών και αντοχών, καθώς επίσης και οι οριζόντιες συνιστώσες των διαφορικών κινήσεων των σημείων του εδάφους, οι οποίες έχουν ως αθροιστικό αποτέλεσμα την στρεπτική διέγερση της βάσης των κτιρίων.

Η τυχηματική εκκεντρότητα  $e_{ti}$  λαμβάνεται ίση προς  $0.05 \cdot L_i$ , όπου  $L_i$  το πλάτος του ορόφου κάθετα προς την εξεταζόμενη διεύθυνση.

Συνεπώς η τυχηματική εκκεντρότητα για δυναμικά φορτία ως προς την διεύθυνση  $X$  λαμβάνει την παρακάτω τιμή:

$$e_{tx} = 0,05 \times 5,20\text{m} = 0,26\text{m}$$

Η τυχηματική εκκεντρότητα για δυναμικά φορτία ως προς την διεύθυνση  $Y$  λαμβάνει την παρακάτω τιμή:

$$e_{tz} = 0,05 \times 9,80\text{m} = 0,49\text{m}$$

Ο προσδιορισμός των στρεπτικών επιδράσεων δίδεται από την παρακάτω σχέση:

$$M_{ti} = e_{ti} F_i$$

όπου

$e_{ti}$  η τυχηματική εκκεντρότητα μάζας ορόφου  $i$ , για όλες τις διευθύνσεις

$M_{ti}$  η στρεπτική ροπή ορόφου  $i$  περί τον κατακόρυφο άξονα

$F_i$  η οριζόντια δύναμη ορόφου  $i$ , για όλες τις σχετικές διευθύνσεις

$$M_{t2x} = 70,35\text{KN} \times 0,26\text{m} = 18,29 \text{ KNm}$$

$$M_{t3x} = 135,71\text{KN} \times 0,26\text{m} = 35,28 \text{ KNm}$$

$$M_{t4x} = 201,05\text{KN} \times 0,26\text{m} = 52,27 \text{ KNm}$$

$$M_{t2z} = 70,35\text{KN} \times 0,49\text{m} = 34,47 \text{ KNm}$$

$$M_{t3z} = 135,71\text{KN} \times 0,49\text{m} = 66,49 \text{ KNm}$$

$$M_{t4z} = 201,05\text{KN} \times 0,49\text{m} = 98,51 \text{ KNm}$$

### 3.14.2 Τυχηματική εκκεντρότητα κατά EC8 και υπολογισμός ροπών εκκεντρότητας.

Ο Ευρωκώδικας 8 ακόλουθεί ακριβώς την ίδια μέθοδο υπολογισμού των στρεπτικών επιδράσεων με τον ΕΑΚ, συνεπώς ισχύουν:

$$M_{t2x} = 84,42\text{KN} \times 0,26\text{m} = 21,95 \text{ KNm}$$

$$M_{t3x} = 162,85\text{KN} \times 0,26\text{m} = 42,34 \text{ KNm}$$

$$M_{t4x} = 241,26\text{KN} \times 0,26\text{m} = 62,73 \text{ KNm}$$

$$M_{t2z} = 84,42\text{KN} \times 0,49\text{m} = 41,37 \text{ KNm}$$

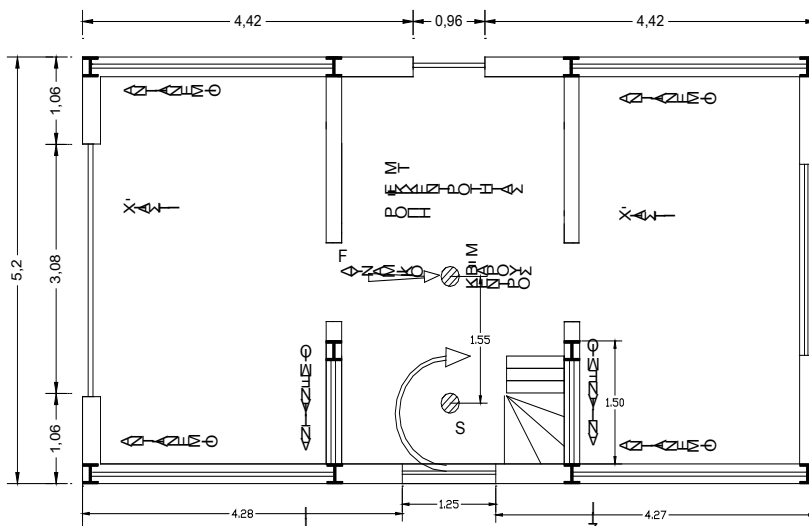
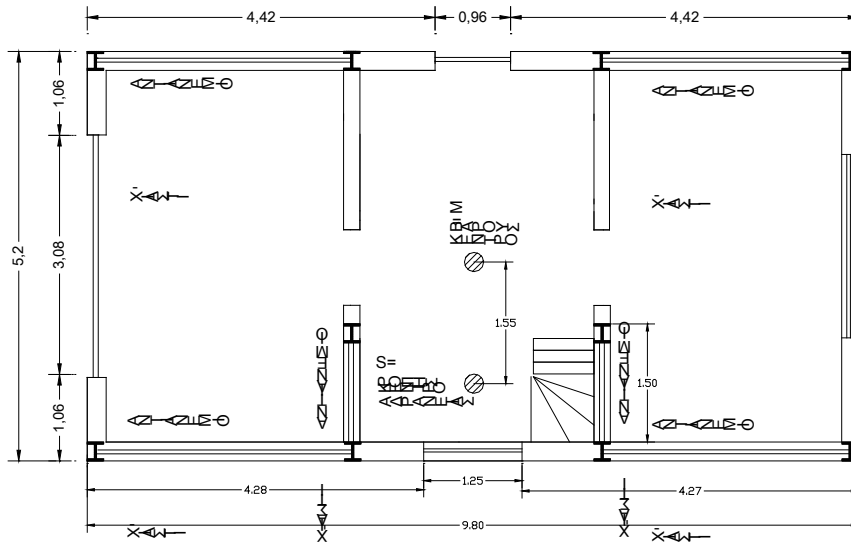
$$M_{t3z} = 162,85\text{KN} \times 0,49\text{m} = 79,80 \text{ KNm}$$

$$M_{t4z} = 241,26\text{KN} \times 0,49\text{m} = 118,22 \text{ KNm}$$

### 3.14.3 Συνολικές στρεπτικές ροπές

Τα δυναμικά φορτία ασκούνται προς κάθε διεύθυνση στο κέντρο ροπής αδράνειας του κτιρίου και προκαλούν στρεπτική ροπή ως προς το κέντρο βάρους του.

Στον άξονα X το κέντρο βάρους συμπίπτει με το κέντρο ροπής αδράνειας συνεπώς η στρεπτική ροπή από φορτία ως προς Z είναι μηδενική, όπως φαίνεται και στην παρακάτω εικόνα.



Η συνολική στρεπτική ροπή για φορτία ως προς Z υπολογίζεται ως εξής:

$$M_{tz} \text{ συνολικό} = M_{ti z} + M_{\tau Fi z} = M_{ti z} + 0 = M_{ti z}$$



	EAK			EC8		
	i= 2	i= 3	i= 4	i= 2	i= 3	i= 4
Mtz (KNm)	34,47	66,49	98,51	41,37	79,80	118,22
MτFz(KNm)	0	0	0	0	0	0
Mtz συνολικο(KNm)	34,47	66,49	98,51	41,37	79,80	118,22

Στον άξονα z το κέντρο βάρους δεν συμπίπτει με το κέντρο ροπής αδράνειας και απέχει 1,55m, συνεπώς η στρεπτική ροπή από φορτία ως προς X υπολογίζεται ως εξής:

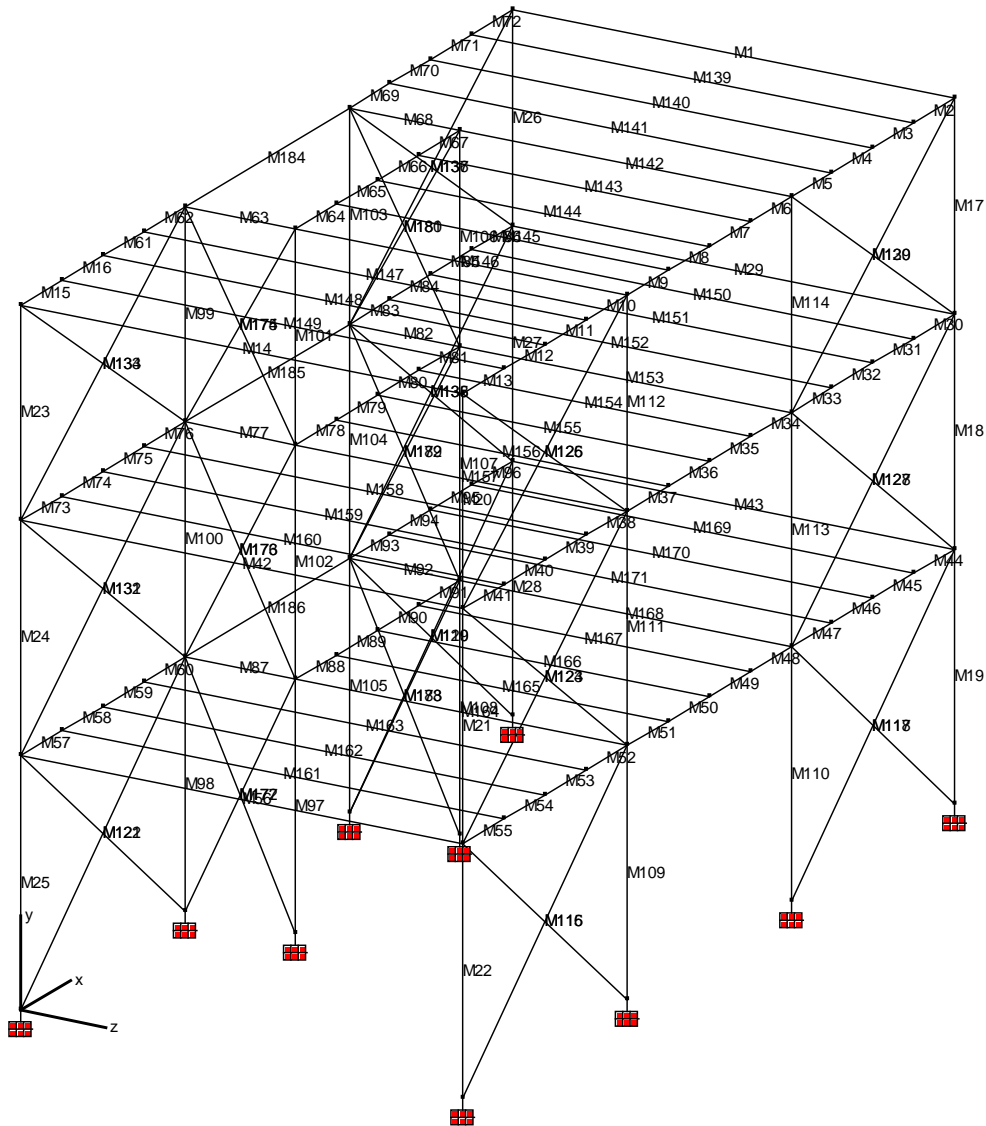
$$M_{tx} \text{ συνολικό} = M_{ti} x + M_{\tau Fi} x$$

$$M_{\tau Fi} x = F_i x \times 1,55m$$

	EAK			EC8		
	i= 2	i= 3	i= 4	i= 2	i= 3	i= 4
Mtx (KNm)	18,29	35,28	52,27	21,95	42,34	62,73
MτFx(KNm)	109,04	210,35	311,63	130,85	252,42	373,95
Mtx συνολικο(KNm)	127,33	245,63	363,90	152,80	294,76	436,68

### 3.15 Στατικό μοντέλο κτιρίου, διαστασιολόγηση ράβδων

Η διαστασιολόγηση και μελέτη του κτιρίου θα γίνει σύμφωνα με το παρακάτω στατικό μοντέλο. Τα πέδυλα κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα C16/20 ορθογωνικής διατομής σε κάτοψη και οπλίζονται με δομικό χάλυβα S500. Τα πέδυλα συνδέονται μεταξύ τους με συνδετήρια δοκάρια και αποτελούνται από το πέλμα και τον στυλίσκο έδρασης των μεταλλικών υποστηλωμάτων στο πάνω μέρος των οποίων τοποθετούνται οι λαπάτσες αναμονής με τα αντίστοιχα αγκύρια τους για τα βάθρα. Οι λαπάτσες και τα αγκύρια ηλεκτροσυγκολλούνται για την αποφυγή μετακινήσεων κατά τη σκυροδέτηση. Ο πρωτεύων μεταλλικός φέρων οργανισμός του κτιρίου αποτελείται από διατομές μορφοσίδηρου εξηλασμένου εν θερμω ποιότητας Fe360 και αποτελείται από στύλους, δοκούς κεφαλής, σύνδεσμους ακαμνίας. Για την εργοταξιακή συναρμολόγηση του μεταλλικού φέροντος οργανισμού χρησιμοποιούνται κοχλίες και περικόχλια υψηλής αντοχής, ποιότητας 8.8 πυρόεπιψευδαργυρόμενα.



Οι αποστάσεις των κόμβων μεταξύ τους δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

No	X cm	Y cm	Z cm	
1	0.000	0.000	0.000	Στήριξη
2	0.000	0.000	496.000	Στήριξη
3	956.000	0.000	496.000	Στήριξη
4	956.000	0.000	0.000	Στήριξη
5	0.000	260.000	0.000	
6	0.000	260.000	496.000	
7	956.000	260.000	496.000	
8	956.000	260.000	0.000	
9	0.000	500.000	0.000	
10	0.000	500.000	496.000	
11	956.000	500.000	496.000	
12	956.000	500.000	0.000	
13	0.000	720.000	0.000	
14	0.000	720.000	496.000	

No	X cm	Y cm	Z cm	
15	956.000	720.000	496.000	
16	956.000	720.000	0.000	
17	637.200	0.000	0.000	Στήριξη
18	318.600	0.000	0.000	Στήριξη
19	637.333	260.000	0.000	
20	318.667	260.000	0.000	
21	637.333	500.000	0.000	
22	318.667	500.000	0.000	
23	637.333	720.000	0.000	
24	318.667	720.000	0.000	
25	318.000	0.000	124.000	Στήριξη
26	637.200	0.000	124.000	Στήριξη
27	318.000	260.000	124.000	
28	637.200	260.000	124.000	
29	318.000	500.000	124.000	
30	637.200	500.000	124.000	
31	318.000	720.000	124.000	
32	637.200	720.000	124.000	
33	637.333	720.000	496.000	
34	318.667	720.000	496.000	
35	637.333	500.000	496.000	
36	318.667	500.000	496.000	
37	637.333	260.000	496.000	
38	318.667	260.000	496.000	
39	79.667	720.000	0.000	
40	159.333	720.000	0.000	
41	239.000	720.000	0.000	
42	717.000	720.000	0.000	
43	796.667	720.000	0.000	
44	876.333	720.000	0.000	
45	717.000	500.000	0.000	
46	796.667	500.000	0.000	
47	876.333	500.000	0.000	
48	79.667	500.000	0.000	
49	159.333	500.000	0.000	
50	239.000	500.000	0.000	
51	79.667	260.000	0.000	
52	159.333	260.000	0.000	
53	239.000	260.000	0.000	
54	717.000	260.000	0.000	
55	796.667	260.000	0.000	
56	876.333	260.000	0.000	
57	876.333	720.000	496.000	
58	796.667	720.000	496.000	
59	717.000	720.000	496.000	
60	557.667	720.000	496.000	
61	478.000	720.000	496.000	
62	398.333	720.000	496.000	
63	239.000	720.000	496.000	
64	159.333	720.000	496.000	
65	79.667	720.000	496.000	
66	397.800	720.000	124.000	
67	477.600	720.000	124.000	
68	557.400	720.000	124.000	
69	397.800	500.000	124.000	
70	477.600	500.000	124.000	
71	557.400	500.000	124.000	

No	X cm	Y cm	Z cm	
72	397.800	260.000	124.000	
73	477.600	260.000	124.000	
74	557.400	260.000	124.000	
75	876.333	260.000	496.000	
76	796.667	260.000	496.000	
77	717.000	260.000	496.000	
78	557.667	260.000	496.000	
79	478.000	260.000	496.000	
80	398.333	260.000	496.000	
81	239.000	260.000	496.000	
82	159.333	260.000	496.000	
83	79.667	260.000	496.000	
84	876.333	500.000	496.000	
85	796.667	500.000	496.000	
86	717.000	500.000	496.000	
87	557.667	500.000	496.000	
88	478.000	500.000	496.000	
89	398.333	500.000	496.000	
90	239.000	500.000	496.000	
91	159.333	500.000	496.000	
92	79.667	500.000	496.000	
93	637.333	0.000	496.000	Στήριξη
94	318.667	0.000	496.000	Στήριξη

Για την στήριξη των παρακάτω κόμβων ισχύουν τα εξής:

Κόμβος	X	Y	Z	rX	rY	rZ
rX	rY	rZ				
1	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση
2	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση
3	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση
4	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση
17	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση
18	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση
25	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση
26	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση
93	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση
94	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση	Δέσμευση

Μονάδες: mm, rad, N

Για τις ράβδους επιλέγονται οι παρακάτω διατομές:

Υποστυλώματα	Δοκοί	Τεγίδες	Αντιανέμια
HEA 360	IPE 300	IPE180	S80X5

### 3.16 Τεχνικά χαρακτηριστικά διατομών και υλικών

#### Διατομές

Όνομα	A	I <sub>z</sub>	I <sub>y</sub>
HEA360	14280.000	78870000.000	330900000.000
IPE360	7270.000	10400000.000	162700000.000
IPE180	2390.000	1010000.000	13170000.000
S80x5	1488.000	1387000.000	1387000.000

Μονάδες: mm

#### Χάλυβας

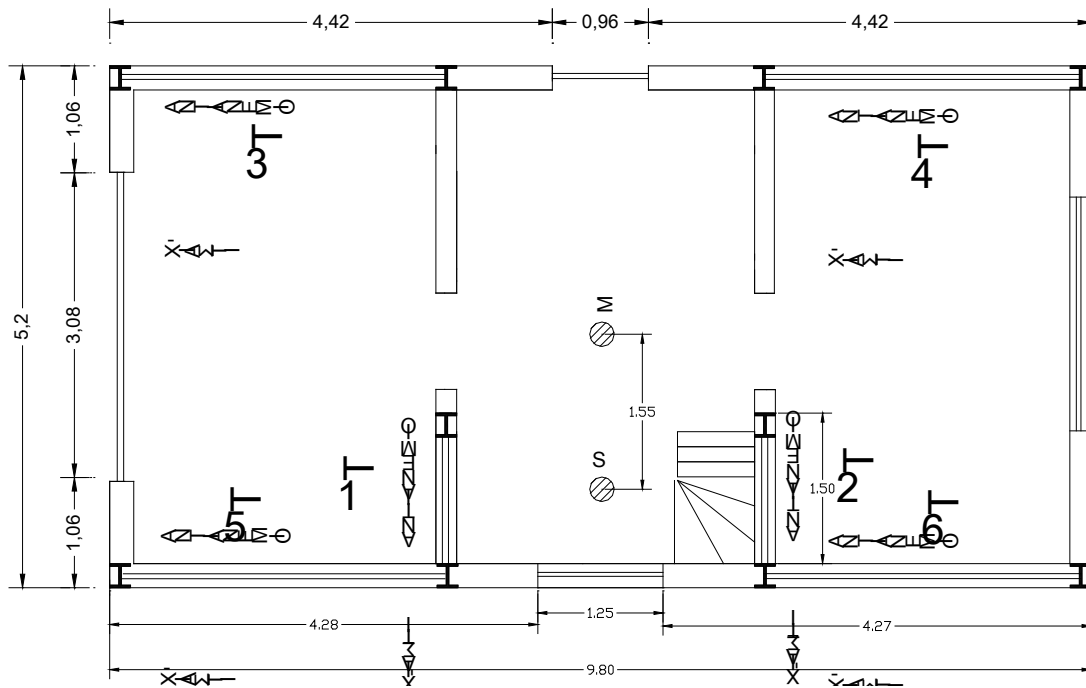
E	210000.000
$\nu$	0.300
Πυκνότητα	0.000008
$\alpha$	1.20e-005

Μονάδες: mm, Kg, N

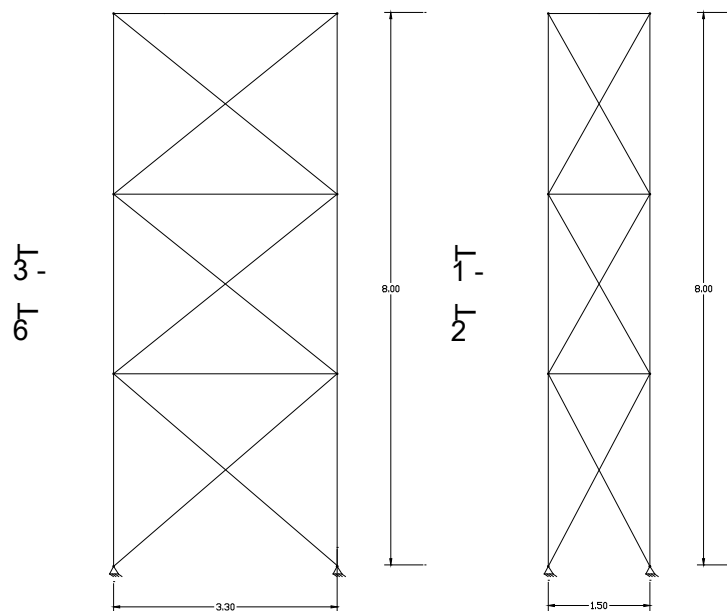
### 3.17 Κατανομή των σεισμικών φορτίων στους φέροντες τοίχους, απλοποιημένα στατικά μοντέλα

Κατά τη διεύθυνση z κατασκευάζονται, όπως φαίνεται και στο στατικό μοντέλο, δύο φέροντες τοίχοι T1 και T2 με το παρακάτω απλοποιημένο στατικό μοντέλο που αναλαμβάνουν τα σεισμικά φορτία για τη διεύθυνση z. Οι τοίχοι μας είναι συμμετρικοί συνεπώς η κατανομή είναι απλή αφού οι δύο τοίχοι μοιράζονται ισόποσα τα φορτία.

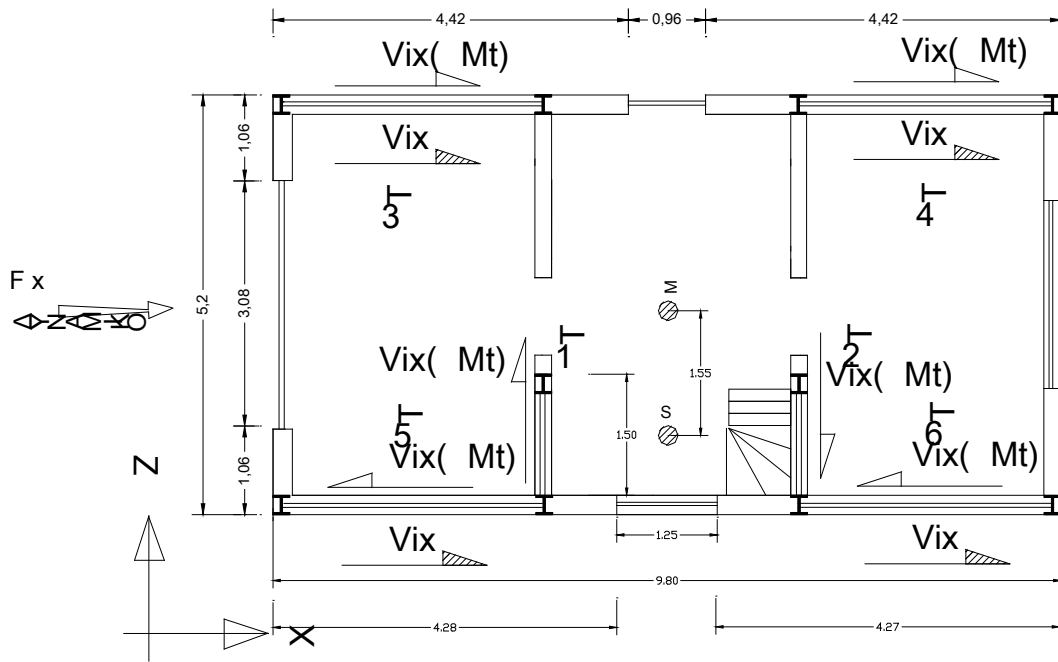
Προς τη διεύθυνση y κατασκευάζονται, όπως φαίνεται και στο στατικό μοντέλο, τέσσερις φέροντες τοίχοι T3, T4, T5 και T6 που αναλαμβάνουν τα σεισμικά φορτία για τη διεύθυνση y. Οι τοίχοι μας παράλληλο που είναι συμμετρικοί συμβάλλουν διαφορετικά στην απορόφηση των στρεπτικών ροπών που υπάρχουν σε αυτή τη διεύθυνση αφού η απόστασή τους από το κέντρο ροπής αδράνειας είναι διαφορετική.



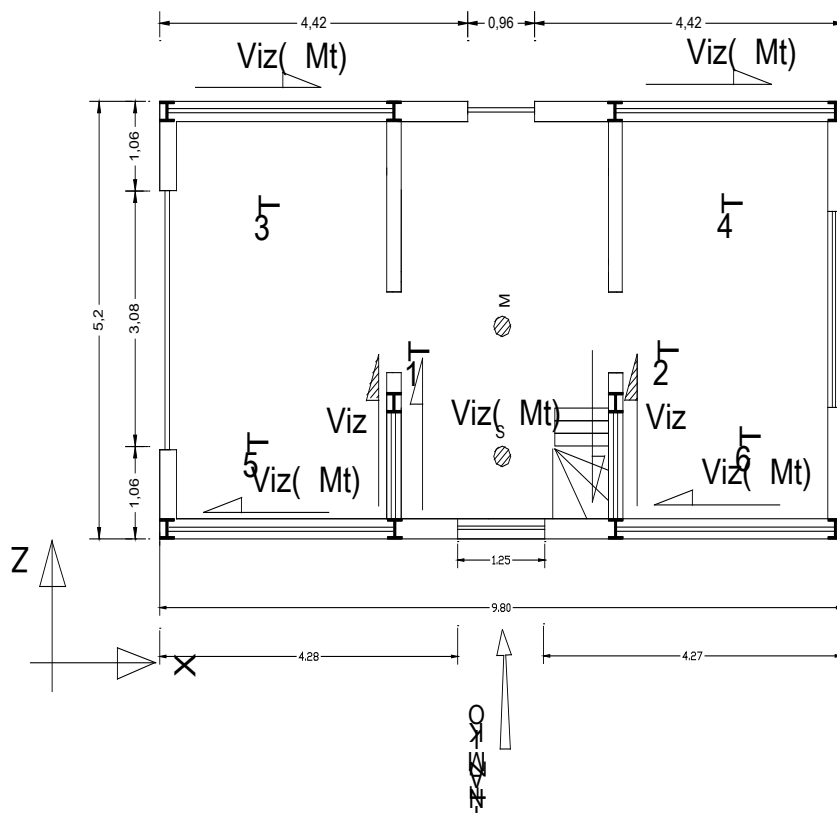
Το στατικό μοντέλο των φερούσων τοιχοποιιών T3 – T6 είναι ίδιο σε διαστάσεις και χαρακτηριστικά και απεικονίζεται παρακάτω. Το ίδιο ισχύει και για τις τοιχοποιίες T1 – T2.



Η κατανομή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων στην φέρουσα τοιχοποιία γίνεται σχηματικά παρακάτω, όπου  $V_{ix}$  είναι οι δυνάμεις από δυναμικά φορτία ως προς τον άξονα X και  $M_t$  οι δυνάμεις από τις στρεπτικές ροπές.



Ως προς τον άξονα z οι δυνάμεις κατανέμονται όπως παρακάτω.



Στη συνέχεια κατανέμονται τα συνολικά σεισμικά φορτία του δυναμικού μοντέλου ανά όροφο και ανά φέρουσα τοιχοποιία σύμφωνα με τον παρακάτω τύπο για δυναμικά φορτία ως προς τον άξονα x:

$$V_{ix} = F_{ix} * (I_{iz} / \sum I_{iz})$$

$$V_{ix} (M\tau) = M_{\tau ix} * (I_{iz} * Z_{is}) / \sum (I_{ix} * X_{is}^2 + I_{iz} * Z_{is}^2)$$

όπου:

$V_{ix}$  : Κατανεμημένο σεισμικό φορτίο

$F_{ix}$  : Ολικό σεισμικό φορτίο ανά όροφο

$I_{iz}$  : Ροπή αδράνειας φέροντος τοιχοίου

$I_{ix}$  : Ροπή αδράνειας φέροντος τοιχοίου

$V_{ix} (M\tau)$  : Κατανεμημένο σεισμικό φορτίο από στρεπτική ροπή

$M_{\tau ix}$  : Ολική στρεπτική ροπή ανά όροφο

$Z_{is}$  : Κέντρο ακαμψίας ορόφου ως προς τον άξονα z

$X_{is}$  : Κέντρο ακαμψίας ορόφου ως προς τον άξονα x

Τα φορτία ως προς z κατανέμονται αντίστοιχα σύμφωνα με τους παρακάτω τύπους:

$$V_{iz} = F_{iz} * (I_{ix} / \sum I_{ix})$$

$$V_{iz} (M\tau) = M_{\tau iz} * (I_{ix} * X_{is}) / \sum (I_{iz} * Z_{is}^2 + I_{ix} * X_{is}^2)$$

Τα συνολικά φορτία ανά τοίχο προκύπτουν από:

$V_{iz}$  συνολικό =  $V_{iz}$  +  $V_{iz} (M\tau)$  και

$V_{ix}$  συνολικό =  $V_{ix}$  +  $V_{ix} (M\tau)$

ΑΡ. ΤΟΙΧΟΥ	$I_{ix}$	$x_{is}$	$x_{is}^2$	$I_{ix} * x_{is}$	$I_{ix} * x_{is}^2$	$I_{iz}$	$z_{is}$	$z_{is}^2$	$I_{iz} * z_{is}$	$I_{iz} * z_{is}^2$	$I_{ix} * x_{is}^2 + I_{iz} * z_{is}^2$
1	0,07	-	2,76	0,12	0,19	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,19
2	0,07	-	2,76	0,12	0,19	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,19
3	0,00	-	2,77	0,00	0,00	0,75	4,22	17,81	3,17	13,36	13,36
4	0,00	-	2,77	0,00	0,00	0,75	4,22	17,81	3,17	13,36	13,36
5	0,00	-	2,77	0,00	0,00	0,75	-0,98	0,96	-0,74	0,72	0,72
6	0,00	-	2,77	0,00	0,00	0,75	-0,98	0,96	-0,74	0,72	0,72
<b>ΑΘΡΟΙΣΜΑ</b>	<b>0,14</b>			<b>0,00</b>		<b>3,00</b>			<b>4,86</b>		<b>28,54</b>

*Βοηθητικός πίνακας υπολογισμού ροπών, κατανομής φορτίων*



ΑΡ. ΤΟΙΧΟΥ	$\frac{liz \times zis}{\Sigma(liz \ xis^2 + liz \ zis^2)}$	$\frac{lix \times xis}{\Sigma(lix \ xis^2 + liz \ zis^2)}$	$\frac{liz}{\Sigma iz}$	$\frac{lix}{\Sigma ix}$
T1	0,00	-0,0041	0,00	0,50
T2	0,00	0,0041	0,00	0,50
T3	0,11	0,00	0,00	0,00
T4	0,11	0,00	0,00	0,00
T5	-0,03	0,00	0,00	0,00
T6	-0,03	0,00	0,00	0,00

Βοηθητικός πίνακας υπολογισμού ροπών, κατανομής φορτίων

Στους παρακάτω πίνακες αναγράφονται αναλυτικά τα αποτελέσματα των υπολογισμών των δυναμικών φορτίων ανά φέρουσα τοιχοποιία και όροφο:

		ΕΑΚ							
		ΦΟΡΤΙΑ (KN) ΑΝΑ ΤΟΙΧΟ ΑΠΟ Fx και Mtx							
		T1	T2	T3	T4	T5	T6		
ΙΣΟΓΕΙΟ	V2x	0,00	0,00	17,59	17,59	17,59	17,59	F2x = ΣV2x	70,35
	V2x (Mt)	0,00	0,00	14,12	14,12	-3,28	-3,28	Mτ2x =	127,33
	V2x συνολικό	0,00	0,00	31,71	31,71	14,31	14,31		
Α' ΟΡΟΦΟΣ	V3x	0,00	0,00	33,93	33,93	33,93	33,93	F3x = ΣV3x	135,71
	V3x (Mt)	0,00	0,00	27,24	27,24	-6,33	-6,33	Mτ3x =	245,63
	V3x συνολικό	0,00	0,00	61,17	61,17	27,60	27,60		
Β' ΟΡΟΦΟΣ	V4x	0,00	0,00	50,26	50,26	50,26	50,26	F4x = ΣV4x	201,05
	V4x (Mt)	0,00	0,00	40,36	40,36	-9,37	-9,37	Mτ4x =	363,9
	V4x συνολικό	0,00	0,00	90,62	90,62	40,89	40,89		

ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8
ΦΟΡΤΙΑ (KN) ΑΝΑ ΤΟΙΧΟ ΑΠΟ Fx και Mtx

		T1	T2	T3	T4	T5	T6		
ΙΣΟΓΕΙΟ	V2x	0,00	0,00	21,11	21,11	21,11	21,11	F2x = ΣV2x	84,42
	V2x (Mt)	0,00	0,00	16,95	16,95	-3,94	-3,94	Mτ2x =	152,8
	V2x συνολικό	0,00	0,00	<b>38,05</b>	<b>38,05</b>	17,17	17,17		
Α΄ ΟΡΟΦΟΣ	V3x	0,00	0,00	40,71	40,71	40,71	40,71	F3x = ΣV3x	162,85
	V3x (Mt)	0,00	0,00	32,69	32,69	-7,59	-7,59	Mτ3x =	294,76
	V3x συνολικό			<b>73,40</b>	<b>73,40</b>	33,12	33,12		
Β΄ ΟΡΟΦΟΣ	V4x	0,00	0,00	60,32	60,32	60,32	60,32	F4x = ΣV4x	241,26
	V4x (Mt)	0,00	0,00	48,43	48,43	-11,25	-11,25	Mτ4x =	436,68
	V4x συνολικό			<b>108,74</b>	<b>108,74</b>	49,07	49,07		

		ΕΑΚ							
		ΦΟΡΤΙΑ (KN) ΑΝΑ ΤΟΙΧΟ ΑΠΟ Fx και Mτx							
		T1	T2	T3	T4	T5	T6		
ΙΣΟΓΕΙΟ	V2x	35,18	35,18	0,00	0,00	0,00	0,00	F2z = ΣV2z	70,35
	V2x (Mt)	-0,14	0,14	0,00	0,00	0,00	0,00	Mτ2z =	34,47
	V2x συνολικό	<b>35,03</b>	<b>35,32</b>	0,00	0,00	0,00	0,00		
Α΄ ΟΡΟΦΟΣ	V3x	67,86	67,86	0,00	0,00	0,00	0,00	F3z = ΣV3z	135,71
	V3x (Mt)	-0,27	0,27	0,00	0,00	0,00	0,00	Mτ3z =	66,49
	V3x συνολικό	<b>67,58</b>	<b>68,13</b>	0,00	0,00	0,00	0,00		
Β΄ ΟΡΟΦΟΣ	V4x	100,53	100,53	0,00	0,00	0,00	0,00	F4z = ΣV4z	201,05
	V4x (Mt)	-0,40	0,40	0,00	0,00	0,00	0,00	Mτ4z =	98,51
	V4x συνολικό	<b>100,12</b>	<b>100,93</b>	0,00	0,00	0,00	0,00		

		ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8							
		ΦΟΡΤΙΑ (KN) ΑΝΑ ΤΟΙΧΟ ΑΠΟ Fx και Mtx							
		T1	T2	T3	T4	T5	T6		
ΙΣΟΓΕΙΟ	V2x	42,21	42,21	0,00	0,00	0,00	0,00	F2z = ΣV2z	84,42
	V2x (Mt)	-0,17	0,17	0,00	0,00	0,00	0,00	Mt2z =	41,37
	V2x συνολικό	<b>42,04</b>	<b>42,38</b>	0,00	0,00	0,00	0,00		
Α΄ ΟΡΟΦΟΣ	V3x	81,43	81,43	0,00	0,00	0,00	0,00	F3z = ΣV3z	162,85
	V3x (Mt)	-0,32	0,32	0,00	0,00	0,00	0,00	Mt3z =	79,8
	V3x συνολικό	<b>81,10</b>	<b>81,75</b>	0,00	0,00	0,00	0,00		
Β΄ ΟΡΟΦΟΣ	V4x	120,63	120,63	0,00	0,00	0,00	0,00	F4z = ΣV4z	241,26
	V4x (Mt)	-0,48	0,48	0,00	0,00	0,00	0,00	Mt4z =	118,22
	V4x συνολικό	<b>120,15</b>	<b>121,11</b>	0,00	0,00	0,00	0,00		

### 3.18 Συνδυασμός σεισμικών δράσεων με άλλες δράσεις κατά τον ΕΑΚ

Ο σεισμός σχεδιασμού αποτελεί τυχηματική δράση, τα εντατικά μεγέθη της οποίας συνδυάζονται με εκείνα των λοιπών δράσεων ως εξής:

$$S_d = G_k + P \pm E + \Sigma \psi_2 Q_{k,i \infty}$$

Για συνήθη κτίρια όπως αυτό που μελετάμε, ο συνδυασμός της σχέσης απλοποιείται σε:

$$S_d = G_k + \psi_2 Q_k \pm E$$

όπου:

G<sub>k</sub> είναι τα μόνιμα φορτία

Q<sub>k</sub> τα κινητά φορτία

ψ<sub>2</sub> είναι η τιμή του συντελεστή συνδυασμού για μακροχρόνιες ("οιονεί μόνιμες") μεταβλητές δράσεις.

E από τον σεισμό σχεδιασμού

Οι τιμές του συντελεστή συνδυασμού δράσεων λαμβάνεται από τον ακόλουθο πίνακα :

A/A	Φορτία Χρήσης Ψ <sub>2</sub>	ψ <sub>2</sub>
1.1	Κατοικίες, γραφεία, καταστήματα, ξενοδοχεία, νοσοκομεία	0.3
1.2	Χώροι συχνής συνάθροισης	0,5

	προσώπων (σχολεία, θέατρα, στάδια κλπ.)	
1.3	Χώροι στάθμευσης	0.6
1.4	Χώροι μακροχρόνιας αποθήκευσης (βιβλιοθήκες, αρχεία, αποθήκες, δεξαμενές, σιλό, υδατόπυργοι.)	0,8
1.5	Μη βατές στέγες	0.0
2	Άνεμος	0.0
3	Χιόνι (μόνο σε μη βατές στέγες)	0.3

Πίνακας : Συντελεστές συνδυασμού δράσεων  $\psi_2$

Συνεπώς για την κατοικία που μελετάμε ισχύει:

$$S_d = 4,5 \text{ KN/M}^2 + 0,3 * 2 \text{ KN/M}^2 \pm E$$

$$S_d = 5,1 \text{ KN/M}^2 \pm E$$

### 3.19 Συνδυασμοί της σεισμικής δράσης με άλλες δράσεις κατά EC8

Κατά τον Ευρωκώδικα η τιμή σχεδιασμού  $E_d$  των αποτελεσμάτων των δράσεων στην κατάσταση του σεισμικού σχεδιασμού προσδιορίζεται δια του συνδυασμού των αντίστοιχων δράσεων ως εξής:

$$E_d = \sum G_{k,j} + \sum \Psi_{E,i} Q_{k,i} \pm A_{ed}$$

όπου

$\Psi_{E,i}$  ο συντελεστής σχεδιασμού για μεταβλητή δύναμη  $i$

Ο συντελεστής αυτός λαμβάνει υπόψη την πιθανότητα παρουσίας των φορτίων  $Q_{k,i}$  καθ' όλη τη διάρκεια του σεισμού. Μέσω των συντελεστών αυτών μπορεί να λαμβάνεται υπόψη και η μειωμένη συμμετοχή των μαζών στην κίνηση της κατασκευής λόγω μη άκαμπτης σύνδεσης μεταξύ τους.

$G_k$  είναι τα μόνιμα φορτία

$Q_k$  τα κινητά φορτία

$A_{ed}$  από τον σεισμό σχεδιασμού

Οι τιμές του συντελεστή σχεδιασμού είναι ίδιες με αυτές του ΕΑΚ συνεπώς οι τιμές  $\Psi$  λαμβάνονται από τον παραπάνω πίνακα.

Για την κατοικία που μελετάμε ισχύει:

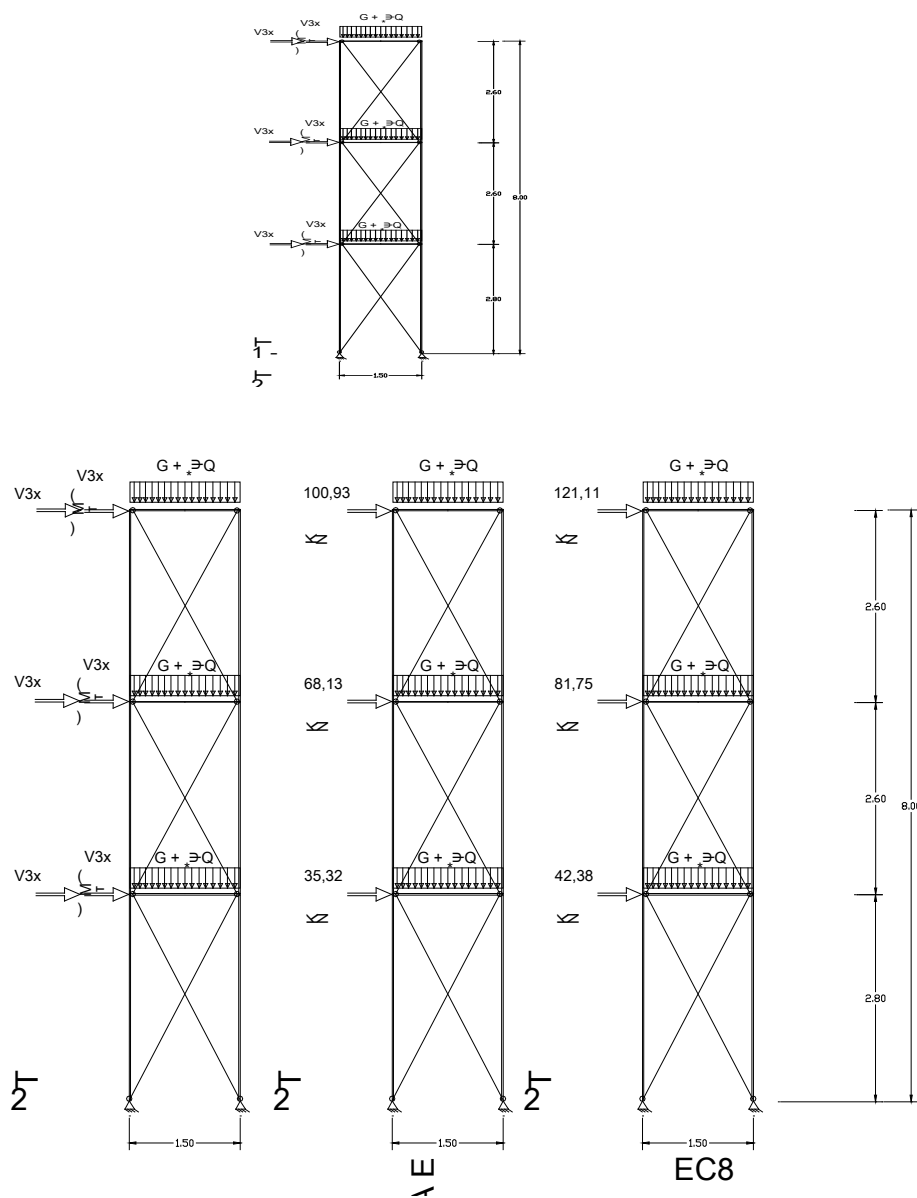
$$S_d = 4,5 \text{ KN/M}^2 + 0,3 * 2 \text{ KN/M}^2 \pm A_{ed}$$

$$S_d = 5,1 \text{ KN/M}^2 \pm A_{ed}$$

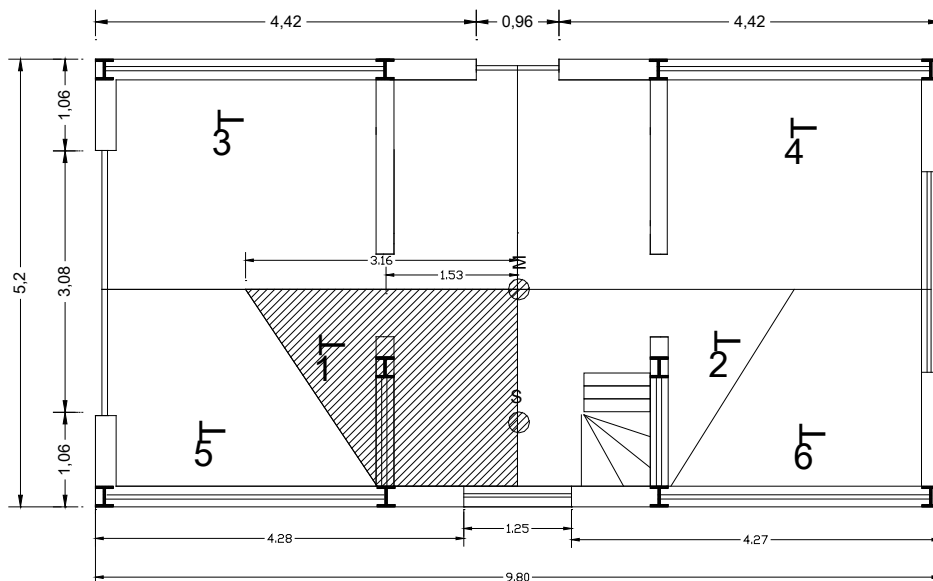
### 3.20 Υπολογισμός στατικών φορτίσεων, δυνάμεων και ροπών για τα δυσμενέστερα μέλη

Σύμφωνα με τους παραπάνω υπολογισμούς τα μέλη του κτιρίου που λαμβάνουν τις μέγιστες σεισμικές φορτίσεις είναι τα τοιχία T1 και T2. Συνεπώς οι υπολογισμοί μας για χάρη της συγκριτικής μας ανάλυσης θα επικεντρωθούν σε αυτά τα δύο μέλη του φέροντος οργανισμού, μιας και είναι αυτά που καταπονούνται περισσότερο σε περίπτωση σεισμικής δράσης.

Για τους υπολογισμούς μας θα χρησιμοποιήσουμε το απλοποιημένο στατικό μοντέλο που περιγράψαμε στην παράγραφο 3.17, λαμβάνοντας υπόψιν τον συνδυασμό δράσεων που υπολογίσαμε παραπάνω. Η κατανομή των μόνιμων και κινητών φορτίων και μετατροπή από  $\text{KN/m}^2$  σε  $\text{KN/m}$  γίνεται βάση των επιφανειών επιρροής και υπέρ της ασφαλείας προκειμένου να γίνει εφικτή η χρήση του δυσδιάστατου μοντέλου, όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα.



Για την επίλυση του δυσδιάστατου μοντέλου τα κατακόρυφα, μόνιμα και κινητά φορτία κατανέμονται στα φέροντα τοιχία προσεγγιστικά με βάση την επιφάνεια επιρροής τους, όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα.



Η επιφάνεια επιρροής των τοιχίων T1 και T2 που είναι τα κρίσιμα, λόγω των αυξημένων σεισμικών φορτίσεων είναι:

$$A1 = A2 = 2,6\text{m} \times 1,53\text{m} + 0,5 \times 2,6\text{m} \times 1,63\text{m} = 5,97\text{m}^2$$

Συνεπώς οι τοίχοι T1 και T2 λαμβάνουν ανά όροφο για τον συνδυασμό δυνάμεων που περιγράφεται στο παραπάνω κεφάλαιο:

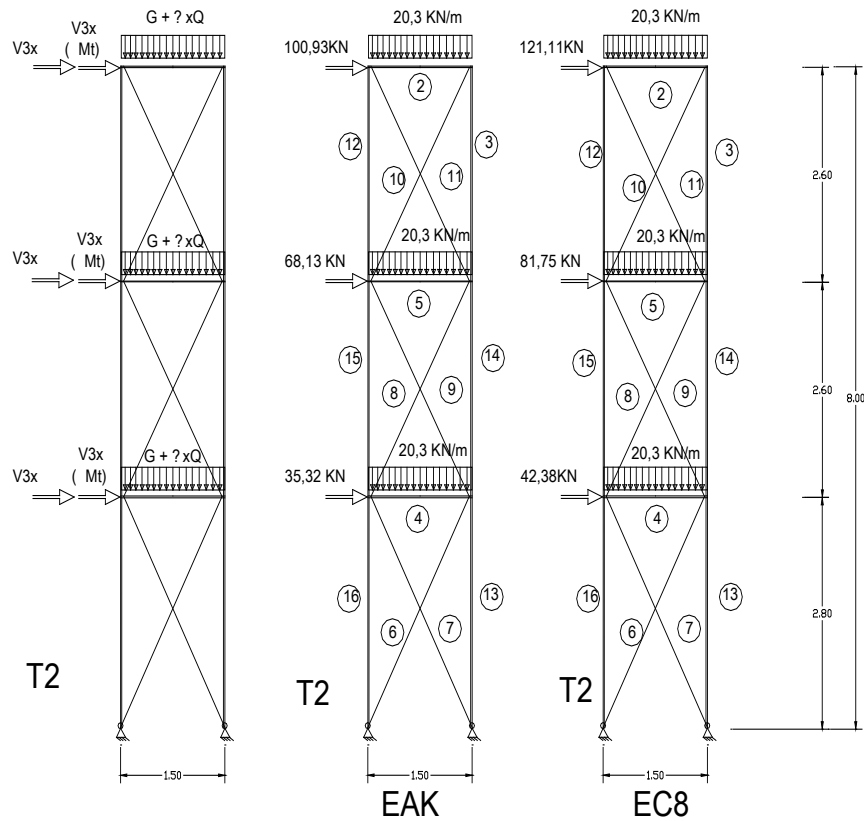
$$(G + \psi Q) * 5,97 \text{ m}^2 = 5,1 \text{ KN/M}^2 * 5,97 \text{ m}^2 = 30,45 \text{ KN}$$

Το οποίο μεταβάλλεται σε γραμμικό φορτίο για μήκος τοίχου 1,5μ :

$$(G + \psi Q) = 30,45\text{KN} / 1,5$$

$$(G + \psi Q) = 20,3 \text{ KN/m}$$

Το προς επίλυση απλουστευμένο στατικό μοντέλο για τον τοίχο T2 που λαμβάνει τις μέγιστες σεισμικές φορτίσεις έχει ως ακολούθως:



### Επίλυση συστήματος με τα δυναμικά φορτία κατά Ε.Α.Κ.

Για την ακριβέστερη επίλυση των στατικών συστημάτων χρησιμοποιούμε το στατικό πρόγραμμα RSTAB της γερμανικής εταιρίας DLUBAL. Οι δυνάμεις και ροπές αποτυπώνονται στον παρακάτω πίνακα:

Ροπές και δυνάμεις ανά δοκό / υποστύλωμα:

Δοκός Nr.	x [m]	Δυνάμεις [kN]			Ροπές [kNm]			
		N	Q-2	Q-3	T	M-2	M-3	
2	2	.00	-76.09	.00	-48.14	.00	44.27	.00
	3	1.50	-76.09	.00	-78.59	.00	-50.78	.00
	Max N	.00	-76.09	.00	-48.14	.00	44.27	.00
	Min N	.00	-76.09	.00	-48.14	.00	44.27	.00
	Max Q-3	.00	-76.09	.00	-48.14	.00	44.27	.00
	Min Q-3	1.50	-76.09	.00	-78.59	.00	-50.78	.00
	Max M-2	.00	-76.09	.00	-48.14	.00	44.27	.00
	Min M-2	1.50	-76.09	.00	-78.59	.00	-50.78	.00

Δοκός Nr.	x [m]	Δυνάμεις [kN]				Ροπές [kNm]		
		N	Q-2	Q-3	T	M-2	M-3	
3	3	.00	-160.67	.00	28.74	.00	-50.78	.00
	8	2.60	-160.67	.00	28.74	.00	23.94	.00
	Max N	.00	-160.67	.00	28.74	.00	-50.78	.00
	Min N	.00	-160.67	.00	28.74	.00	-50.78	.00
	Max Q-3	.00	-160.67	.00	28.74	.00	-50.78	.00
	Min Q-3	.00	-160.67	.00	28.74	.00	-50.78	.00
	Max M-2	2.60	-160.67	.00	28.74	.00	23.94	.00
	Min M-2	.00	-160.67	.00	28.74	.00	-50.78	.00
4	5	.00	-124.42	.00	<b>-173.24</b>	.00	<b>138.13</b>	.00
	6	1.50	-124.42	.00	<b>-203.69</b>	.00	<b>-144.57</b>	.00
	Max N	1.50	-124.42	.00	<b>-203.69</b>	.00	<b>-144.57</b>	.00
	Min N	.00	-124.42	.00	<b>-173.24</b>	.00	<b>138.13</b>	.00
	Max Q-3	.00	-124.42	.00	<b>-173.24</b>	.00	<b>138.13</b>	.00
	Min Q-3	1.50	-124.42	.00	<b>-203.69</b>	.00	<b>-144.57</b>	.00
	Max M-2	.00	-124.42	.00	<b>-173.24</b>	.00	<b>138.13</b>	.00
	Min M-2	1.50	-124.42	.00	<b>-203.69</b>	.00	<b>-144.57</b>	.00
5	7	.00	-98.06	.00	-103.92	.00	85.48	.00
	8	1.50	-98.06	.00	-134.37	.00	-93.24	.00
	Max N	1.50	-98.06	.00	-134.37	.00	-93.24	.00
	Min N	.00	-98.06	.00	-103.92	.00	85.48	.00
	Max Q-3	.00	-98.06	.00	-103.92	.00	85.48	.00
	Min Q-3	1.50	-98.06	.00	-134.37	.00	-93.24	.00
	Max M-2	.00	-98.06	.00	-103.92	.00	85.48	.00
	Min M-2	1.50	-98.06	.00	-134.37	.00	-93.24	.00
6	1	.00	292.03	.00	.00			
	6	3.18	292.03	.00	.00			
	Max N	3.18	292.03	.00	.00			
	Min N	.00	292.03	.00	.00			
	Max Q-3	.00	292.03	.00	.00			
	Min Q-3	.00	292.03	.00	.00			
7	θλίψη							
8	5	.00	160.49	.00	.00			
	8	3.00	160.49	.00	.00			
	Max N	.00	160.49	.00	.00			
	Min N	.00	160.49	.00	.00			
	Max Q-3	.00	160.49	.00	.00			
	Min Q-3	.00	160.49	.00	.00			
9	θλίψη							
10	7	.00	94.76	.00	.00			
	3	3.00	94.76	.00	.00			
	Max N	.00	94.76	.00	.00			
	Min N	.00	94.76	.00	.00			
	Max Q-3	.00	94.76	.00	.00			
	Min Q-3	.00	94.76	.00	.00			
11	θλίψη							
12	2	.00	48.14	.00	24.84	.00	-44.27	.00
	7	2.60	48.14	.00	24.84	.00	20.31	.00
	Max N	2.60	48.14	.00	24.84	.00	20.31	.00
	Min N	.00	48.14	.00	24.84	.00	-44.27	.00
	Max Q-3	.00	48.14	.00	24.84	.00	-44.27	.00
	Min Q-3	.00	48.14	.00	24.84	.00	-44.27	.00
	Max M-2	2.60	48.14	.00	24.84	.00	20.31	.00
	Min M-2	.00	48.14	.00	24.84	.00	-44.27	.00



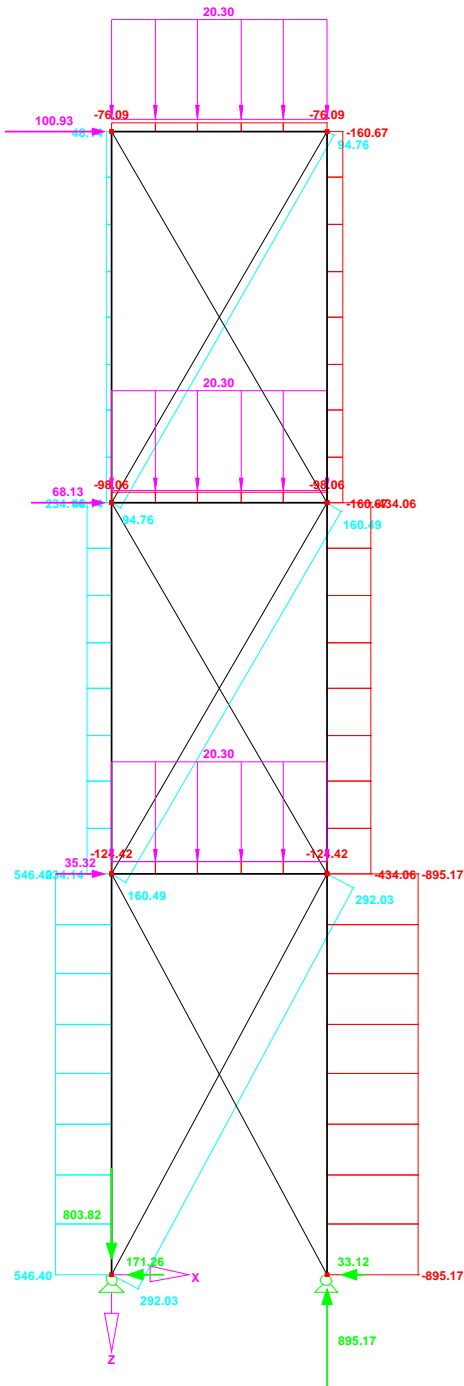
Δοκός Nr.	x [m]	Δυνάμεις [kN]			Ροπές [kNm]			
		N	Q-2	Q-3	T	M-2	M-3	
13	6	.00	-895.17	.00	33.12	.00	-92.73	.00
	4	2.80	-895.17	.00	33.12	.00	.00	.00
	Max N	.00	<b>-895.17</b>	.00	33.12	.00	-92.73	.00
	Min N	.00	<b>-895.17</b>	.00	33.12	.00	-92.73	.00
	Max Q-3	2.80	<b>-895.17</b>	.00	33.12	.00	.00	.00
	Min Q-3	.00	<b>-895.17</b>	.00	33.12	.00	-92.73	.00
	Max M-2	2.80	<b>-895.17</b>	.00	33.12	.00	.00	.00
	Min M-2	.00	<b>-895.17</b>	.00	33.12	.00	-92.73	.00
14	8	.00	-434.06	.00	46.60	.00	-69.30	.00
	6	2.60	-434.06	.00	46.60	.00	51.85	.00
	Max N	2.60	-434.06	.00	46.60	.00	51.85	.00
	Min N	.00	-434.06	.00	46.60	.00	-69.30	.00
	Max Q-3	.00	-434.06	.00	46.60	.00	-69.30	.00
	Min Q-3	.00	-434.06	.00	46.60	.00	-69.30	.00
	Max M-2	2.60	-434.06	.00	46.60	.00	51.85	.00
	Min M-2	.00	-434.06	.00	46.60	.00	-69.30	.00
15	7	.00	234.14	.00	42.26	.00	-65.17	.00
	5	2.60	234.14	.00	42.26	.00	44.71	.00
	Max N	.00	234.14	.00	42.26	.00	-65.17	.00
	Min N	.00	234.14	.00	42.26	.00	-65.17	.00
	Max Q-3	.00	234.14	.00	42.26	.00	-65.17	.00
	Min Q-3	.00	234.14	.00	42.26	.00	-65.17	.00
	Max M-2	2.60	234.14	.00	42.26	.00	44.71	.00
	Min M-2	.00	234.14	.00	42.26	.00	-65.17	.00
16	5	.00	546.40	.00	33.36	.00	-93.41	.00
	1	2.80	546.40	.00	33.36	.00	.00	.00
	Max N	.00	546.40	.00	33.36	.00	-93.41	.00
	Min N	.00	546.40	.00	33.36	.00	-93.41	.00
	Max Q-3	.00	546.40	.00	33.36	.00	-93.41	.00
	Min Q-3	.00	546.40	.00	33.36	.00	-93.41	.00
	Max M-2	2.80	546.40	.00	33.36	.00	.00	.00
	Min M-2	.00	546.40	.00	33.36	.00	-93.41	.00

# Γράφημα δυνάμεων N:

## ERGEBNISSE

LF 1  
Schnittgrößen N  
Auflagerreaktionen

Entgegen der Y-Richtung



681.202 kN

Max N: 546.40, Min N: -895.17 kN

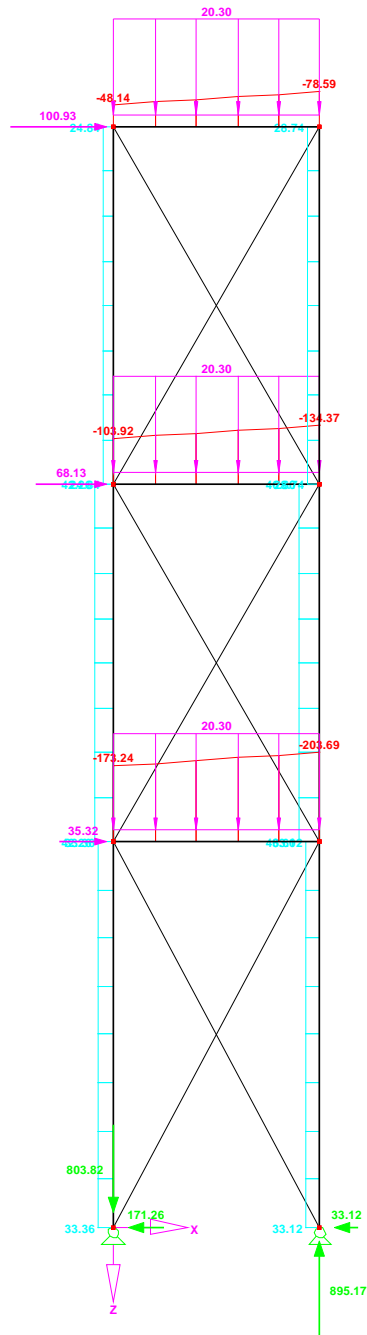
0.493 m

# Γράφημα δυνάμεων Q:

## ERGEBNISSE

LF1  
Schnittgrößen Q-3  
Auflagerreaktionen

Entgegen der Y-Richtung



155.003 kN

Max Q-3: 46.60, Min Q-3: -203.69 kN

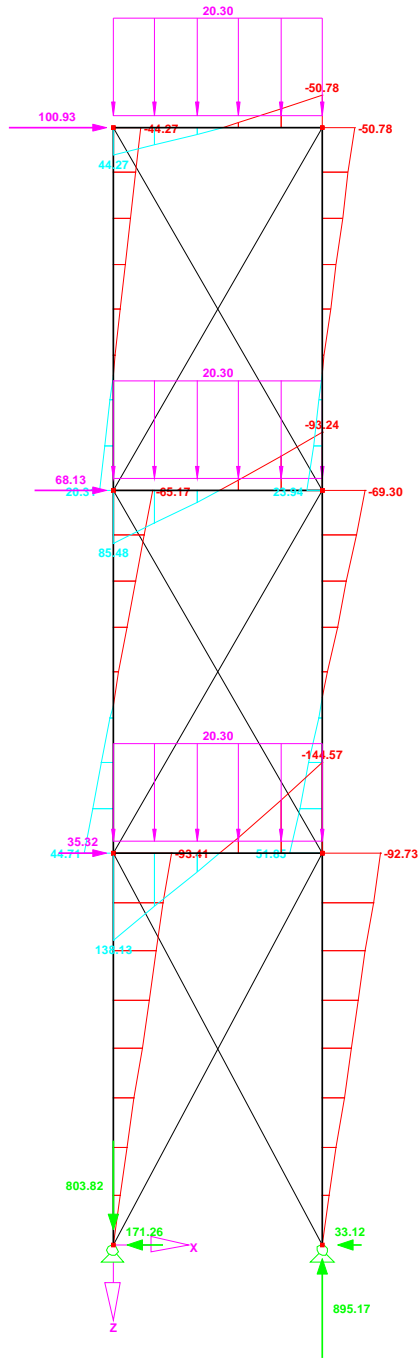
0.493 m

# Γράφημα Ροπών M:

## ERGEBNISSE

LF1  
Schnittgrößen M:2  
Auflagerreaktionen

Entgegen der Y-Richtung



110.014 kNm  
Max M:2: 138.13, Min M:2: -144.57 kNm

0.493 m

## Επίλυση συστήματος με τα δυναμικά φορτία κατά EC8

Για την ακριβέστερη επίλυση των στατικών συστημάτων χρησιμοποιούμε το στατικό πρόγραμμα RSTAB της γερμανικής εταιρίας DLUBAL. Οι δυνάμεις και ροπές αποτυπώνονται στον παρακάτω πίνακα:

Δοκός Nr.		x [m]	Δυνάμεις [kN]			Ροπές [kNm]		
			N	Q-2	Q-3	T	M-2	M-3
2	2	.00	-90.92	.00	-60.76	.00	53.72	.00
	3	1.50	-90.92	.00	-91.21	.00	-60.26	.00
	Max N	.00	-90.92	.00	-60.76	.00	53.72	.00
	Min N	.00	-90.92	.00	-60.76	.00	53.72	.00
	Max Q-3	.00	-90.92	.00	-60.76	.00	53.72	.00
	Min Q-3	1.50	-90.92	.00	-91.21	.00	-60.26	.00
	Max M-2	.00	-90.92	.00	-60.76	.00	53.72	.00
	Min M-2	1.50	-90.92	.00	-91.21	.00	-60.26	.00
3	3	.00	-189.76	.00	34.07	.00	-60.26	.00
	8	2.60	-189.76	.00	34.07	.00	28.31	.00
	Max N	2.60	-189.76	.00	34.07	.00	28.31	.00
	Min N	.00	-189.76	.00	34.07	.00	-60.26	.00
	Max Q-3	2.60	-189.76	.00	34.07	.00	28.31	.00
	Min Q-3	.00	-189.76	.00	34.07	.00	-60.26	.00
	Max M-2	2.60	-189.76	.00	34.07	.00	28.31	.00
	Min M-2	.00	-189.76	.00	34.07	.00	-60.26	.00
4	5	.00	-149.57	.00	-210.74	.00	166.29	.00
	6	1.50	-149.57	.00	-241.19	.00	-172.66	.00
	Max N	1.50	-149.57	.00	-241.19	.00	-172.66	.00
	Min N	.00	-149.57	.00	-210.74	.00	166.29	.00
	Max Q-3	.00	-149.57	.00	-210.74	.00	166.29	.00
	Min Q-3	1.50	-149.57	.00	-241.19	.00	-172.66	.00
	Max M-2	.00	-149.57	.00	-210.74	.00	166.29	.00
	Min M-2	1.50	-149.57	.00	-241.19	.00	-172.66	.00
5	7	.00	-117.83	.00	-127.64	.00	103.22	.00
	8	1.50	-117.83	.00	-158.09	.00	-111.08	.00
	Max N	1.50	-117.83	.00	-158.09	.00	-111.08	.00
	Min N	.00	-117.83	.00	-127.64	.00	103.22	.00
	Max Q-3	.00	-117.83	.00	-127.64	.00	103.22	.00
	Min Q-3	1.50	-117.83	.00	-158.09	.00	-111.08	.00
	Max M-2	.00	-117.83	.00	-127.64	.00	103.22	.00
	Min M-2	1.50	-117.83	.00	-158.09	.00	-111.08	.00
6	1	.00	350.58	.00	.00			
	6	3.18	350.58	.00	.00			
	Max N	3.18	350.58	.00	.00			
	Min N	.00	350.58	.00	.00			
	Max Q-3	.00	350.58	.00	.00			
7	θλίψη							
8	5	.00	192.72	.00	.00			
	8	3.00	192.72	.00	.00			
	Max N	.00	192.72	.00	.00			
	Min N	.00	192.72	.00	.00			
	Max Q-3	.00	192.72	.00	.00			
Min Q-3	.00	192.72	.00	.00				

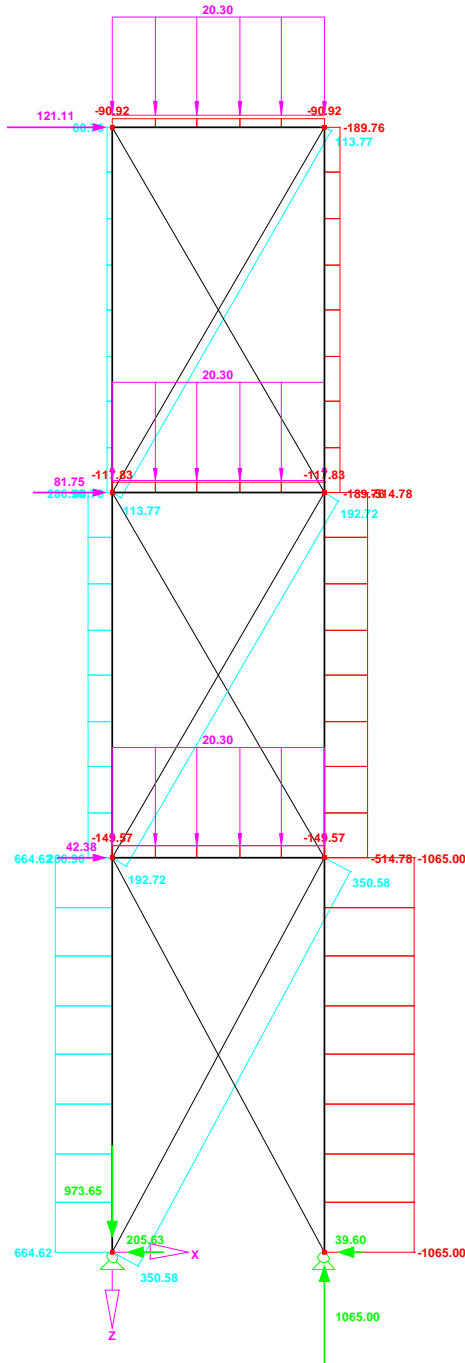
Δοκός Nr.		x [m]	Δυνάμεις [kN]			Ροπές [kNm]		
			N	Q-2	Q-3	T	M-2	M-3
9	θλίψη							
10	7	.00	113.77	.00	.00			
	3	3.00	113.77	.00	.00			
	Max N	3.00	113.77	.00	.00			
	Min N	.00	113.77	.00	.00			
	Max Q-3	.00	113.77	.00	.00			
	Min Q-3	.00	113.77	.00	.00			
11	θλίψη							
12	2	.00	60.76	.00	30.19	.00	-53.72	.00
	7	2.60	60.76	.00	30.19	.00	24.77	.00
	Max N	.00	60.76	.00	30.19	.00	-53.72	.00
	Min N	.00	60.76	.00	30.19	.00	-53.72	.00
	Max Q-3	2.60	60.76	.00	30.19	.00	24.77	.00
	Min Q-3	.00	60.76	.00	30.19	.00	-53.72	.00
	Max M-2	2.60	60.76	.00	30.19	.00	24.77	.00
	Min M-2	.00	60.76	.00	30.19	.00	-53.72	.00
13	6	.00	-1065.00	.00	39.61	.00	-110.90	.00
	4	2.80	-1065.00	.00	39.61	.00	.00	.00
	Max N	.00	-1065.00	.00	39.61	.00	-110.90	.00
	Min N	.00	-1065.00	.00	39.61	.00	-110.90	.00
	Max Q-3	.00	-1065.00	.00	39.61	.00	-110.90	.00
	Min Q-3	.00	-1065.00	.00	39.61	.00	-110.90	.00
	Max M-2	2.80	-1065.00	.00	39.61	.00	.00	.00
	Min M-2	.00	-1065.00	.00	39.61	.00	-110.90	.00
14	8	.00	-514.78	.00	55.59	.00	-82.77	.00
	6	2.60	-514.78	.00	55.59	.00	61.76	.00
	Max N	2.60	-514.78	.00	55.59	.00	61.76	.00
	Min N	.00	-514.78	.00	55.59	.00	-82.77	.00
	Max Q-3	2.60	-514.78	.00	55.59	.00	61.76	.00
	Min Q-3	.00	-514.78	.00	55.59	.00	-82.77	.00
	Max M-2	2.60	-514.78	.00	55.59	.00	61.76	.00
	Min M-2	.00	-514.78	.00	55.59	.00	-82.77	.00
15	7	.00	286.96	.00	50.97	.00	-78.45	.00
	5	2.60	286.96	.00	50.97	.00	54.06	.00
	Max N	.00	286.96	.00	50.97	.00	-78.45	.00
	Min N	.00	286.96	.00	50.97	.00	-78.45	.00
	Max Q-3	2.60	286.96	.00	50.97	.00	54.06	.00
	Min Q-3	.00	286.96	.00	50.97	.00	-78.45	.00
	Max M-2	2.60	286.96	.00	50.97	.00	54.06	.00
	Min M-2	.00	286.96	.00	50.97	.00	-78.45	.00
16	5	.00	664.62	.00	40.08	.00	-112.23	.00
	1	2.80	664.62	.00	40.08	.00	.00	.00
	Max N	.00	664.62	.00	40.08	.00	-112.23	.00
	Min N	.00	664.62	.00	40.08	.00	-112.23	.00
	Max Q-3	2.80	664.62	.00	40.08	.00	.00	.00
	Min Q-3	.00	664.62	.00	40.08	.00	-112.23	.00
	Max M-2	2.80	664.62	.00	40.08	.00	.00	.00
	Min M-2	.00	664.62	.00	40.08	.00	-112.23	.00

# Γράφημα δυνάμεων N:

## ERGEBNISSE

LC 1  
Internal Forces N  
Support Reactions

Opposite Y-direction



810.439 kN  
Max N: 664.62, Min N: -1065.00 kN

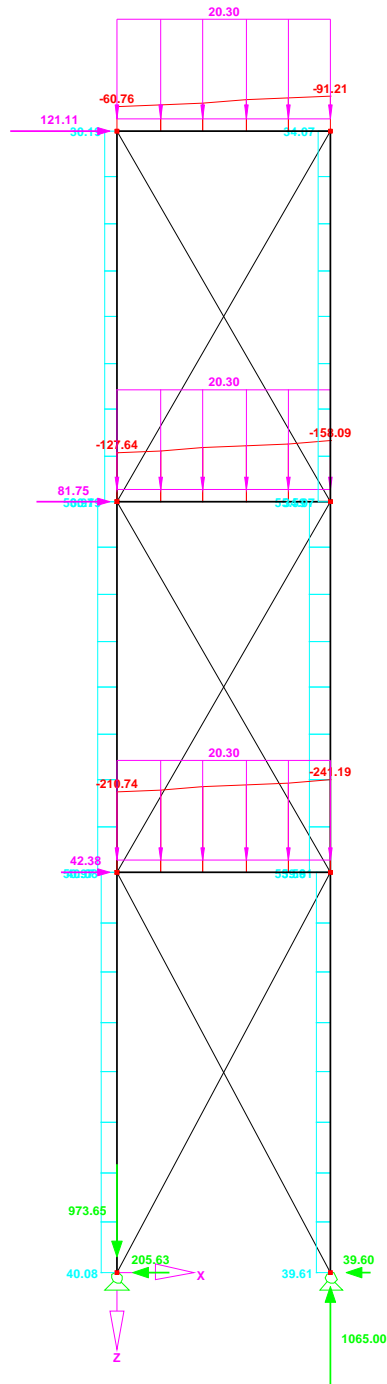
0.493 m

# Γράφημα δυνάμεων Q:

## RESULTS

LC 1  
Internal Forces V-3  
Support Reactions

Opposite Y-direction



183540 kN

Max V-3: 55.59, Min V-3: -241.19 kN

0.493m

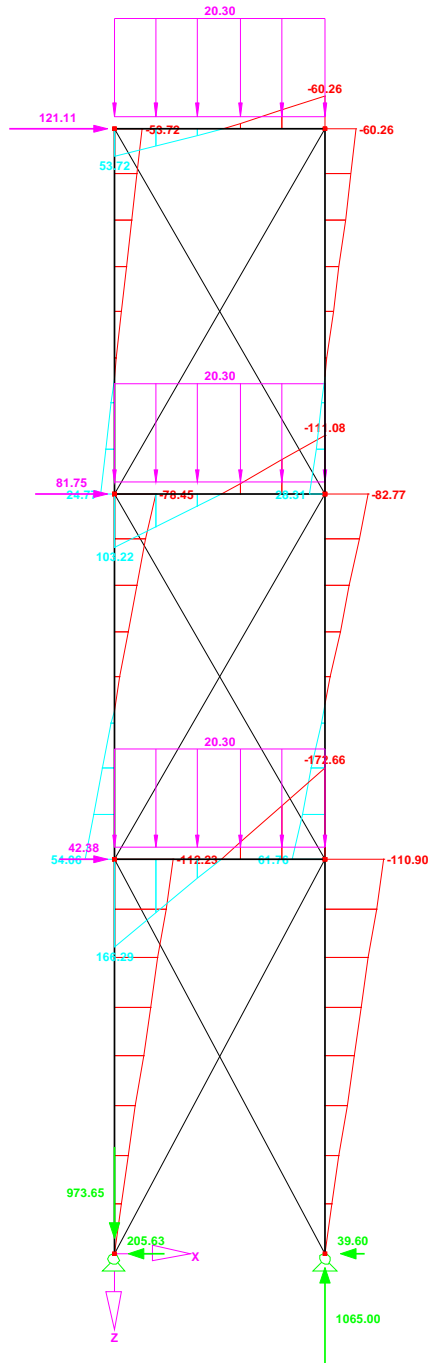


# Γράφημα ροπών M:

## ERGEBNISSE

LC 1  
Internal Forces M-2  
SupportReactions

Opposite Y-direction



131.390 kNm

Max M-2: 166.29, Min M-2: -172.66 kNm

0.493 m

### 3.21 Έλεγχοι επάρκειας διατομών κατά τον Ευρωκώδικα 3 για φορτία υπολογισμένα με τον Ε.Α.Κ.

#### Υποστυλώματα

Έλεγχος διατομής, αντοχή διαρροής

Χάλυβας Fe 360 /  $f_y = 235\text{N/mm}^2$

Όνομα	A	I <sub>z</sub>	I <sub>y</sub>			
HEA360	14280.000	78870000.000	330900000.000			
	h	b	tw	tf	r	d
HEA360	350	300	10	17.5	27	261

$$T_f = 17.5\text{mm} < 40\text{mm}$$

$$\varepsilon = 1 \text{ για } f_y = 235\text{N/mm}^2$$

Κατάταξη διατομής

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 πίνακας 5.3.1 για τον κορμό

$$d/t_w = 261/10 = 26,1 < 33\varepsilon = 33$$

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 πίνακας 5.3.1 για το πέλμα

$$c/t_f = (b/2)/t_f = 150/17.5 = 8.57 < 10\varepsilon = 10$$

Κατηγορία 1

Έλεγχος διατομής σε διάτμηση

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 ,5.4.6

$$V_{sd} < V_{pl,Rd}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v (f_y/\sqrt{3})/\gamma_{MO}$$

όπου

$$\gamma_{MO} = 1,1$$

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$A_v = 1,04 h t_w = 3640\text{mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = 3640 (135,44)/1,1 = 448183 \text{ N} = 448,2 \text{ KN}$$

$$V_{sd, \max} = 46600\text{N} = 46,60\text{KN}$$

Κατά συνέπεια:

$$V_{sd} < 0,5 V_{pl,Rd}$$

### Έλεγχος διατομής σε κάμψη και αξονική δύναμη

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 ,5.4.8

$$(M_{sd} / M_{pl,Rd}) + (N_{sd} / N_{pl,Rd})^2 < 1$$

$$N_{pl,Rd} = A f_y / \gamma_{MO}$$

όπου

$$\gamma_{MO} = 1,1$$

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$A = 14280 \text{ mm}^2$$

$$N_{pl,Rd} = 14280 \times 235 / 1,1 = 3050727 \text{ N} = 3050,7 \text{ KN}$$

$$N_{sd \max} = 546400 \text{ N} = 546,4 \text{ KN}$$

$$N_{sd} / N_{pl,Rd} = 0,18 < 1$$

$$M_{pl,Rd} = w_{pl} f_y / \gamma_{MO} = 2 S_y * f_y / \gamma_{MO}$$

όπου

$$\gamma_{MO} = 1,1$$

$$f_y = 23,5 \text{ KN/cm}^2$$

$$S_y = 1040 \text{ cm}^3$$

$$M_{pl,Rd} = 2 * 1040 * 23,5 / 1,1 = 44.436,36 \text{ KNcm} = 444,36 \text{ KNm}$$

$$M_{sd \max} = 93,410 \text{ KNm}$$

Κατά συνέπεια:

$$(93,41/444,36 + 546,40/ 3050,7) = 0,21 + 0,18 = 0,39 < 1$$

$$(M_{sd} / M_{pl,Rd}) + (N_{sd} / N_{pl,Rd})^2 < 1$$

### Αντοχή σε λυγισμό

$$N_{sd} < N_{bRD} = \chi * \beta_A * A * f_y / \gamma_{M1}$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

$$f_y = 23,5 \text{ KN/cm}^2$$

$$A = 142,80 \text{ cm}^2$$

$$\beta_A = 1 \text{ για κατηγορία διατομών 1}$$

Κατά συνέπεια:

$$N_{bRD} = x * 3050 \text{ KN}$$

Υπολογισμός μειωτικού συντελεστή X (Ευρωκώδικας 3 πίνακας 5.5.2):

$$h/b = 350/300 = 1,16 < 1,2$$
$$t_f < 100$$

Ο συντελεστής  $X_y$  λαμβάνεται από την καμπύλη b του πίνακα 5.5.2  
Ο συντελεστής  $X_z$  λαμβάνεται από την καμπύλη c του πίνακα 5.5.2  
σε συνάρτηση με το  $\lambda'$

Υπολογισμός  $\lambda'$ :

$$\lambda' = (\lambda/\lambda_1) (\beta_A)^{0,5}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \quad \varepsilon = 93,9 * (235/f_y)^{0,5} = 93,9$$

$$\lambda_y = l / i_y = 800 / 15,2 = 52,6$$

$$\lambda_z = l / i_z = 800 / 7,43 = 107,7$$

$$\lambda'_y = 0,56$$

$$\lambda'_z = 1,15$$

από τον πίνακα 5.5.2

$$X_y = 0,850$$

$$X_z = 0,455$$

Κατά συνέπεια:

$$N_{bRDy} = 0,85 * 3050 \text{ KN} = 2593 \text{ KN}$$

$$\underline{N_{bRDz} = 0,45 * 3050 \text{ KN} = 1387 \text{ KN} > N_{sd} = 546 \text{ KN}}$$

## Δοκοί

Έλεγχος διατομής, αντοχή διαρροής

Χάλυβας Fe 360 /  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$

Όνομα	A	Iz	Iy			
IPE360	7270.000	10400000.000	162700000.000			
	h	b	tw	tf	r	d
IPE360	360	170	8	12,7	18	298

$$T_f = 12.7\text{mm} < 40\text{mm}$$

$$\varepsilon = 1 \text{ για } f_y = 235\text{N/mm}^2$$

### Κατάταξη διατομής

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 πίνακας 5.3.1 για τον κορμό

$$d/t_w = 248/8 = 31 < 33\varepsilon = 33$$

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 πίνακας 5.3.1 για το πέλμα

$$c/t_f = (b/2)/t_f = 85/12.7 = 6,69 < 10\varepsilon = 10$$

Κατηγορία 1

### Έλεγχος διατομής σε διάτμηση

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 ,5.4.6

$$V_{sd} < V_{pl,Rd}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v (f_y/\sqrt{3})/\gamma_{MO}$$

όπου

$$\gamma_{MO} = 1,1$$

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$A_v = 1,04 h t_w = 2995\text{mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = 2995 (135,44)/1,1 = 272726 \text{ N} = 368,79 \text{ KN}$$

$$V_{sd, \max} = 20369\text{N} = 203,69\text{KN}$$

Κατά συνέπεια:

$$V_{sd} < V_{pl,Rd}$$

### Έλεγχος διατομής σε κάμψη και αξονική δύναμη

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 ,5.4.8

$$(M_{sd} / M_{pl,Rd}) + (N_{sd} / N_{pl,Rd})^2 < 1$$

$$N_{pl,Rd} = A f_y/\gamma_{MO}$$

όπου

$$\gamma_{MO} = 1,1$$

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$A = 7270\text{mm}^2$$

$$N_{pl,Rd} = 7270 \times 235 / 1,1 = 1553,14 \text{ KN}$$

$$N_{sd \max} = 124,42 \text{ KN}$$

$$N_{sd} / N_{pl,Rd} = 0,08 < 1$$

$$M_{pl,Rd} = w_{pl} f_y / \gamma_{MO} = 2 S_y * f_y / \gamma_{MO}$$

όπου

$$\gamma_{MO} = 1,1$$

$$f_y = 23,5 \text{ KN/cm}^2$$

$$S_y = 510 \text{ cm}^3$$

$$M_{pl,Rd} = 2 * 510 * 23,5 / 1,1 = 21790 \text{ KNcm} = 217,90 \text{ KNm}$$

$$M_{sd \max} = 144,57 \text{ KNm}$$

Κατά συνέπεια:

$$(124,42/1553 + 144,57/ 217,90) = 0,08 + 0,79 = 0,82 < 1$$

$$(M_{sd} / M_{pl,Rd}) + (N_{sd} / N_{pl,Rd})^2 < 1$$

Έλεγχος πλευρικού λυγισμού:

Η πλευρική εξασφάλιση της δοκού επιτυγχάνεται μέσω της επικάλυψης και σύνδεσης με τραπεζοειδή λαμαρίνα και εν συνεχεία με την πλάκα μπετόν

**Χιαστί αντιανέμια:**

Έλεγχος διατομής, αντοχή διαρροής

$$\text{Χάλυβας Fe 360} / f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

Όνομα	A	Iz	Iy
S80x5	1488.000	1387000.000	1387000.000

Έλεγχος διατομής σε μέγιστη τάση (αξονική δύναμη)

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 ,5.4.8

$$(N_{sd} / N_{pl,Rd}) < 1$$

$$N_{pl,Rd} = A f_y / \gamma_{MO}$$

όπου

$$\gamma_{MO} = 1,1$$

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$A = 1488 \text{ mm}^2$$

$$N_{pl,Rd} = 1488 \times 235 / 1,1 = 318 \text{ KN}$$

$$N_{sd \max} = 292,03 \text{ KN}$$

$$N_{sd} / N_{pl,Rd} < 1$$

### **Τεγίδες:**

Έλεγχος διατομής, αντοχή διαρροής

Χάλυβας Fe 360 /  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$

	<b>A</b>	<b>I<sub>z</sub></b>	<b>I<sub>y</sub></b>			
<b>IPE180</b>	2390.000	1010000.000	13170000.000			
	h	b	tw	tf	r	d
<b>IPE180</b>	180	91	5.3	8.0	9.0	146

$$T_f = 8.0 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

$$\epsilon = 1 \text{ για } f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

Κατάταξη διατομής

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 πίνακας 5.3.1 για τον κορμό

$$d/tw = 146/5.3 = 27.54 < 33\epsilon = 33$$

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 πίνακας 5.3.1 για το πέλμα

$$c/tf = (b/2)/tf = 45.5/8.0 = 5.68 < 10\epsilon = 10$$

Κατηγορία 1

Το μέγιστο φορτίο που λαμβάνουν οι τεγίδες είναι 5,1 KN/m<sup>2</sup> και τοποθετούνται ανά 1m. Συνεπώς το γραμμικό τους φορτίο είναι  $q = 5,2 \text{ KN/m}$  και το μέγιστο μήκος τους είναι  $l = 5\text{m}$ . Η επίλυση του στατικού συστήματος μας δίνει τις παρακάτω μέγιστες φορτίσεις:

$$M_{sd \max} = q l^2 / 8 = 16,25 \text{ KNm}$$

$$Q_{sd \max} = q l / 2 = 13 \text{ KN}$$

Οι αξονικές δυνάμεις N μεταφέρονται μέσω της πλάκας που λειτουργεί ως άκαμπτος δίσκος στα φέροντα τοιχεία και χιαστί και δεν είναι κρίσιμες για την παρακάτω επίλυση.

Έλεγχος διατομής σε διάτμηση

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 ,5.4.6

$$V_{sd} < V_{pl,Rd}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v (f_y/\sqrt{3})/\gamma_{MO}$$

όπου

$$\gamma_{MO} = 1,1$$

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$A_v = 1,04 h t_w = 992\text{mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = 992 (135,44)/1,1 = 122162 \text{ N} = 122\text{KN}$$

$$V_{sd, \max} = 13\text{KN}$$

Κατά συνέπεια:

$$V_{sd} < V_{pl,Rd}$$

Έλεγχος διατομής σε κάμψη

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 ,5.4.8

$$(M_{sd} / M_{pl,Rd}) < 1$$

$$M_{pl,Rd} = w_{pl} f_y/\gamma_{MO} = 2 S_y * f_y / \gamma_{MO}$$

όπου

$$\gamma_{MO} = 1,1$$

$$f_y = 23,5 \text{ KN/cm}^2$$

$$S_y = 83.2\text{cm}^3$$

$$M_{pl,Rd} = 2*83.2*23,5 / 1,1 = 3555\text{KNcm} = 35,55 \text{ KNm}$$

$$M_{sd \max} = 16,25\text{KNm}$$

Κατά συνέπεια:

$$16,25 \text{ KNm} / 35,55 \text{ KNm} = 0,46 < 1$$

$$(M_{sd} / M_{pl,Rd}) < 1$$

**3.22 Έλεγχοι επάρκειας διατομών κατά τον Ευρωκώδικα 3 για φορτία υπολογισμένα με τον Ευρωκώδικα 8.**

**Υποστυλώματα**

Έλεγχος διατομής, αντοχή διαρροής



Χάλυβας Fe 360 /  $f_y = 235\text{N/mm}^2$

Όνομα	A	I <sub>z</sub>	I <sub>y</sub>			
HEA360	14280.000	78870000.000	330900000.000			
	h	b	tw	tf	r	d
HEA360	350	300	10	17.5	27	261

$$T_f = 17.5\text{mm} < 40\text{mm}$$

$$\varepsilon = 1 \text{ για } f_y = 235\text{N/mm}^2$$

### Κατάταξη διατομής

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 πίνακας 5.3.1 για τον κορμό

$$d/t_w = 261/10 = 26,1 < 33\varepsilon = 33$$

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 πίνακας 5.3.1 για το πέλμα

$$c/t_f = (b/2)/t_f = 150/17.5 = 8.57 < 10\varepsilon = 10$$

Κατηγορία 1

### Έλεγχος διατομής σε διάτμηση

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 ,5.4.6

$$V_{sd} < V_{pl,Rd}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v (f_y/\sqrt{3})/\gamma_{MO}$$

όπου

$$\gamma_{MO} = 1,1$$

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$A_v = 1,04 h t_w = 3640\text{mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = 3640 (135,44)/1,1 = 448183 \text{ N} = 448,2 \text{ KN}$$

$$V_{sd, \max} = 55590\text{N} = 55,59\text{KN}$$

Κατά συνέπεια:

$$V_{sd} < 0,5 V_{pl,Rd}$$

### Έλεγχος διατομής σε κάμψη και αξονική δύναμη

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 ,5.4.8

$$(M_{sd} / M_{pl,Rd}) + (N_{sd} / N_{pl,Rd})^2 < 1$$

$$N_{pl,Rd} = A f_y / \gamma_{MO}$$

όπου

$$\gamma_{MO} = 1,1$$

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$A = 14280 \text{ mm}^2$$

$$N_{pl,Rd} = 14280 \times 235 / 1,1 = 3050727 \text{ N} = 3050,7 \text{ KN}$$

$$N_{sd \max} = 664,62 \text{ N} = 66,46 \text{ KN}$$

$$N_{sd} / N_{pl,Rd} = 0,21 < 1$$

$$M_{pl,Rd} = w_{pl} f_y / \gamma_{MO} = 2 S_y * f_y / \gamma_{MO}$$

όπου

$$\gamma_{MO} = 1,1$$

$$f_y = 23,5 \text{ KN/cm}^2$$

$$S_y = 1040 \text{ cm}^3$$

$$M_{pl,Rd} = 2 * 1040 * 23,5 / 1,1 = 44.436,36 \text{ KNcm} = 444,36 \text{ KNm}$$

$$M_{sd \max} = 112,23 \text{ KNm}$$

Κατά συνέπεια:

$$(112,23 / 444,36 + 546,40 / 3050,7) = 0,21 + 0,18 = 0,46 < 1$$

$$(M_{sd} / M_{pl,Rd}) + (N_{sd} / N_{pl,Rd})^2 < 1$$

Αντοχή σε λυγισμό

$$N_{sd} < N_{bRD} = \chi * \beta_A * A * f_y / \gamma_{M1}$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

$$f_y = 23,5 \text{ KN/cm}^2$$

$$A = 142,80 \text{ cm}^2$$

$$\beta_A = 1 \text{ για κατηγορία διατομών 1}$$

Κατά συνέπεια:

$$N_{bRD} = \chi * 3050 \text{ KN}$$

Υπολογισμός μειωτικού συντελεστή X (Ευρωκώδικας 3 πίνακας 5.5.2):

$$h/b = 350/300 = 1,16 < 1,2$$

$$t_f < 100$$

Ο συντελεστής  $\chi_y$  λαμβάνεται από την καμπύλη b του πίνακα 5.5.2

Ο συντελεστής  $X_z$  λαμβάνεται από την καμπύλη  $c$  του πίνακα 5.5.2 σε συνάρτηση με το  $\lambda'$

Υπολογισμός  $\lambda'$ :

$$\lambda' = (\lambda/\lambda_1) (\beta_A)^{0.5}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \quad \varepsilon = 93,9 * (235/f_y)^{0.5} = 93,9$$

$$\lambda_y = 1 / i_y = 800 / 15,2 = 52,6$$

$$\lambda_z = 1 / i_z = 800 / 7,43 = 107,7$$

$$\lambda'_y = 0,56$$

$$\lambda'_z = 1,15$$

από τον πίνακα 5.5.2

$$X_y = 0,850$$

$$X_z = 0,455$$

Κατά συνέπεια:

$$N_{bRDy} = 0,85 * 3050 \text{ KN} = 2593 \text{ KN}$$

$$N_{bRDz} = 0,45 * 3050 \text{ KN} = 1387 \text{ KN} > N_{sd} = 664,62 \text{ KN}$$

$$N_{sd} < N_{bRD}$$

## Δοκοί

Έλεγχος διατομής, αντοχή διαρροής

Χάλυβας Fe 360 /  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$

Όνομα	A	Iz	Iy			
<b>IPE360</b>	7270.000	10400000.000	162700000.000			
	h	b	tw	tf	r	d
<b>IPE360</b>	360	170	8	12,7	18	298

$$t_f = 12,7 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

$$\varepsilon = 1 \text{ για } f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

Κατάταξη διατομής

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 πίνακας 5.3.1 για τον κορμό

$$d/t_w = 248/8 = 31 < 33\varepsilon = 33$$

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 πίνακας 5.3.1 για το πέλμα

$$c/t_f = (b/2)/t_f = 85/12.7 = 6,69 < 10\varepsilon = 10$$

Κατηγορία 1

Έλεγχος διατομής σε διάτμηση

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 ,5.4.6

$$V_{sd} < V_{pl,Rd}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v (f_y/\sqrt{3})/\gamma_{MO}$$

όπου

$$\gamma_{MO} = 1,1$$

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$A_v = 1,04 h t_w = 2995 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = 2995 (135,44)/1,1 = 272726 \text{ N} = 368,79 \text{ KN}$$

$$V_{sd, \max} = 24119 \text{ N} = 241,19 \text{ KN}$$

Κατά συνέπεια:

$$V_{sd} < V_{pl,Rd}$$

Έλεγχος διατομής σε κάμψη και αξονική δύναμη

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 ,5.4.8

$$(M_{sd} / M_{pl,Rd}) + (N_{sd} / N_{pl,Rd})^2 < 1$$

$$N_{pl,Rd} = A f_y / \gamma_{MO}$$

όπου

$$\gamma_{MO} = 1,1$$

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$A = 7270 \text{ mm}^2$$

$$N_{pl,Rd} = 7270 \times 235 / 1,1 = 1553,14 \text{ KN}$$

$$N_{sd, \max} = 149,57 \text{ KN}$$

$$N_{sd} / N_{pl,Rd} = 0,096 < 1$$

$$M_{pl,Rd} = w_{pl} f_y / \gamma_{MO} = 2 S_y * f_y / \gamma_{MO}$$

όπου

$$\gamma_{MO} = 1,1$$

$$f_y = 23,5 \text{ KN/cm}^2$$

$$S_y = 510 \text{ cm}^3$$

$$M_{pl,Rd} = 2 * 510 * 23,5 / 1,1 = 21790 \text{ KNcm} = 217,90 \text{ KNm}$$

$$M_{sd \text{ max}} = 172,66 \text{ KNm}$$

Κατά συνέπεια:

$$(124,42/1553 + 172,66/ 217,90) = 0,096 + 0,79 = 0,88 < 1$$

$$(M_{sd} / M_{pl,Rd}) + (N_{sd} / N_{pl,Rd})^2 < 1$$

Έλεγχος πλευρικού λυγισμού:

Η πλευρική εξασφάλιση της δοκού επιτυγχάνεται μέσω της επικάλυψης και σύνδεσης με τραπεζοειδή λαμαρίνα και εν συνεχεία με την πλάκα μπετόν

### **Χιαστί αντιανέμια:**

Έλεγχος διατομής, αντοχή διαρροής

Χάλυβας Fe 360 /  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$

Όνομα	A	Iz	Iy
90x90x5,6	1860.000	2200000.000	2200000.000

Έλεγχος διατομής σε μέγιστη τάση (αξονική δύναμη)

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 ,5.4.8

$$(N_{sd} / N_{pl,Rd}) < 1$$

$$N_{pl,Rd} = A f_y / \gamma_{MO}$$

όπου

$$\gamma_{MO} = 1,1$$

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$A = 1860 \text{ mm}^2$$

$$N_{pl,Rd} = 1860 \times 235 / 1,1 = 397 \text{ KN}$$

$$N_{sd \text{ max}} = 350,58 \text{ KN}$$

$$N_{sd} / N_{pl,Rd} < 1$$

### **Τεγίδες:**

### Έλεγχος διατομής, αντοχή διαρροής

Χάλυβας Fe 360 /  $f_y = 235\text{N/mm}^2$

	<b>A</b>	<b>I<sub>z</sub></b>	<b>I<sub>y</sub></b>			
<b>IPE180</b>	2390.000	1010000.000	13170000.000			
	h	b	tw	tf	r	d
<b>IPE180</b>	180	91	5.3	8.0	9.0	146

$$T_f = 8.0\text{mm} < 40\text{mm}$$

$$\varepsilon = 1 \text{ για } f_y = 235\text{N/mm}^2$$

### Κατάταξη διατομής

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 πίνακας 5.3.1 για τον κορμό

$$d/t_w = 146/5.3 = 27.54 < 33\varepsilon = 33$$

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 πίνακας 5.3.1 για το πέλμα

$$c/t_f = (b/2)/t_f = 45.5/8.0 = 5.68 < 10\varepsilon = 10$$

Κατηγορία 1

Το μέγιστο φορτίο που λαμβάνουν οι τεγίγες είναι  $5,1 \text{ KN/m}^2$  και τοποθετούνται ανά  $1\text{m}$ . Συνεπώς το γραμμικό τους φορτίο είναι  $q = 5,2 \text{ KN/m}$  και το μέγιστο μήκος τους είναι  $l = 5\text{m}$ . Η επίλυση του στατικού συστήματος μας δίνει τις παρακάτω μέγιστες φορτίσεις:

$$M_{sd \max} = q l^2 / 8 = 16,25 \text{ KNm}$$

$$Q_{sd \max} = q l / 2 = 13 \text{ KN}$$

Οι αξονικές δυνάμεις  $N$  μεταφέρονται μέσω της πλάκας που λειτουργεί ως άκαμπτος δίσκος στα φέροντα τοιχεία και χιαστί και δεν είναι κρίσιμες για την παρακάτω επίλυση.

### Έλεγχος διατομής σε διάτμηση

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 ,5.4.6

$$V_{sd} < V_{pl,Rd}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v (f_y/\sqrt{3})/\gamma_{MO}$$

όπου

$$\gamma_{MO} = 1,1$$

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$A_v = 1,04 h t_w = 992\text{mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = 992 (135,44)/1,1 = 122162 \text{ N} = 122\text{KN}$$

$$V_{sd, \max} = 13\text{KN}$$

Κατά συνέπεια:

$$V_{sd} < V_{pl,Rd}$$

Έλεγχος διατομής σε κάμψη

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 ,5.4.8

$$(M_{sd} / M_{pl,Rd}) < 1$$

$$M_{pl,Rd} = w_{pl} f_y / \gamma_{MO} = 2 S_y * f_y / \gamma_{MO}$$

όπου

$$\gamma_{MO} = 1,1$$

$$f_y = 23,5 \text{ KN/cm}^2$$

$$S_y = 83.2 \text{ cm}^3$$

$$M_{pl,Rd} = 2 * 83.2 * 23,5 / 1,1 = 3555 \text{ KNcm} = 35,55 \text{ KNm}$$

$$M_{sd \text{ max}} = 16,25 \text{ KNm}$$

Κατά συνέπεια:

$$16,25 \text{ KNm} / 35,55 \text{ KNm} = 0,46 < 1$$

$$(M_{sd} / M_{pl,Rd}) < 1$$

#### 4. ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΚΑΙ ΒΑΣΙΚΕΣ ΔΙΑΦΟΡΕΣ ΤΟΥ Ε.Α.Κ. ΚΑΙ ΤΟΥ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8 ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΗ ΜΕΛΕΤΗ ΕΝΟΣ ΔΥΟΡΟΦΟΥ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

##### 4.1 Γενικά

Σύμφωνα με τη μελέτη και την ανάλυση του δύοροφου μεταλλικού κτιρίου διαπιστώσαμε ότι υπάρχουν αποκλίσεις στα αποτελέσματα των δύο αντισεισμικών κανονισμών. Στο συγκεκριμένο κτίριο που αναλύσαμε με τα παρακάτω δεδομένα και ιδιοπερίοδο  $T_x = 0,16\text{sec}$  και  $T_z = 0,25\text{sec}$ , οι οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού λαμβάνουν περίπου 20% μεγαλύτερες τιμές όταν το κτίριο υπολογίζεται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 σε σχέση με αυτές που προκύπτουν όταν το κτίριο υπολογίζεται σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ. . Το παραπάνω γεγονός έχει άμεσο αντίκτυπο στις δυνάμεις και ροπές των μελών του κτιρίου, με αποτέλεσμα την αύξηση των διατομών και κατά συνέπεια του κόστους κατασκευής. Παρακάτω εντοπίζονται αναλυτικά τα σημεία διαφοροποίησης των δύο κανονισμών.

	EAK 2000	EC 8
Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	II	II
Συντελεστής $\alpha$ επιτάχυνσης εδάφους	0,24	0,24
Έδαφος κατηγορίας	B	B
Συντελεστής θεμελίωσης $\Theta$	1,0	Δεν υπάρχει
Συντελεστής εδάφους S	Δεν υπάρχει	1,20
Κατηγορία σπουδαιότητας κτιρίου	II	II
Συντελεστής $\gamma_I$ σπουδαιότητας	1,0	1,0
Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς $q$ για πλαίσια με δικτυωτούς συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	1,5	1,5
Τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων $T_1$ και $T_2$ (sec) κατά ΕΑΚ και $T_b$ , $T_c$ κατά EC8 για κατηγορία εδάφους B	$T_1 = 0,15$ $T_2 = 0,6$	$T_b = 0,15$ $T_c = 0,5$ $T_d = 2,5$
Συντελεστής φασματικής ενίσχυσης $\beta_0$	2,5	2,5
Διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης 5%, $\eta$	1,0	1,0



## 4.2 Βασικά σημεία διαφοροποίησης των αντισεισμικών κανονισμών Ε.Α.Κ. και EC8

### Κανονικότητα κτιρίων

Κατά τον Ε.Α.Κ. ένα κτίριο ονομάζεται κανονικό όταν ικανοποιούνται τα παρακάτω κριτήρια κανονικότητας.

Ο Ευρωκώδικας 8 διαχωρίζει τα κτίρια σε κανονικά καθ' ύψος και ως προς το επίπεδο.

	Ε.Α.Κ.	EC8
«Κανονικά» κτίρια (σελ. 99 ΕΑΚ/σελ. 35 EC8)	<p><b>Ένα κτίριο θα λέγεται κανονικό όταν ικανοποιεί τις παρακάτω συνθήκες:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Τα πατώματα λειτουργούν ως απαραμόρφωτα διαφράγματα μέσα στο επιπέδο τους. Η λειτουργία αυτή, αν δε γίνεται ακριβέστερος έλεγχος, θεωρείται ότι δεν είναι εξασφαλισμένη σε επιμήκη ορθογωνικά κτίρια (ή τμήματα κτιρίων) με λόγο πλευρών μεγαλύτερο του 4, καθώς επίσης και σε κτίρια με κενά που υπερβαίνουν το 35% της κάτοψης του ορόφου.</li> <li>• Η αύξηση ή μείωση <math>\Delta K_i = K_{i+1} - K_i</math> της σχετικής δυσκαμψίας <math>K_i</math> ενός ορόφου σε κάθε οριζόντια διεύθυνση δεν υπερβαίνει τις τιμές <math>0.35K_i</math> και <math>0.50K_i</math> αντίστοιχα. Η δυσκαμψία ενός ορόφου σε μία διεύθυνση θα λαμβάνεται ως το άθροισμα των σχετικών δυσκαμψιών <math>EI/h</math> των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου.</li> </ul> <p>Η αύξηση ή μείωση <math>\Delta m_i = m_{i+1} - m_i</math> της μάζας <math>m_i</math> ενός ορόφου δεν υπερβαίνει τις τιμές <math>0.35m_i</math> και <math>0.50m_i</math> αντίστοιχα. Από τον έλεγχο του κριτηρίου αυτού εξαιρείται ο ανώτατος όροφος και τυχόν απόληξη</p>	<p><b>Κανονικότητα ως προς το επίπεδο (σελ. 35 EC8):</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Προσεγγιστικά συμμετρική κάτοψη ως προς τους δύο άξονες του επιπέδου.</li> <li>• Εσοχές ή εξοχές της εξωτερικής γραμμής της κάτοψης δεν υπερβαίνουν το 5%.</li> <li>• Η εντός επιπέδου δυσκαμψία είναι επαρκώς μεγάλη σε σχέση με την δυσκαμψία των κατακόρυφων μελών.</li> <li>• Λόγος πλευρών μεγαλύτερο του 4.</li> <li>• Σε κάθε όροφο και για κάθε διεύθυνση <math>x</math> ή <math>y</math> κατασκευαστική εκκεντρότητα <math>e_o</math> και η ακτίνα στρέψης <math>r</math> επαληθεύουν τις παρακάτω δύο συνθήκες, οι οποίες εκφράζονται εδώ για ανάλυση κατά τον <math>y</math> άξονα:  <math display="block">e_{ox} \leq 0.30 \cdot r_x</math> <math display="block">r_x \geq l_s</math>                     Όπου:  <math>e_{ox}</math>: απόσταση μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας και του κέντρου μάζας μετρούμενη κατά μήκος της <math>x</math> διεύθυνσης (κάθετης στην υπό ανάλυση διεύθυνση)  <math>r_x</math>: τετραγωνική ρίζα του λόγου της στρεπτικής δυσκαμψίας προς την οριζόντια δυσκαμψία στην <math>y</math> διεύθυνση (ακτίνα στρέψης)  <math>l_s</math>: τετραγωνική ρίζα του λόγου της πολικής ροπής αδράνειας προς το κέντρο μάζας επί το εμβαδό κάτοψης.</li> </ul> <p><b>Κανονικότητα καθ' ύψος (σελ. 36 EC8):</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Όλα τα κατακόρυφα στοιχεία που ανθίστανται στα οριζόντια φορτία, όπως πυρήνες, τοιχεία, υποστύλωματα, εκτείνονται από τη θεμελίωση έως και την οροφή του κτιρίου, εκτός αν υπάρχουν μεταβολές καθ' ύψος οπότε εκτείνονται μέχρι την οροφή της σχετικής τους ζώνης.</li> <li>• Τόσο η οριζόντια δυσκαμψία, όσο και η μάζα των ανεξάρτητων ορόφων παραμένει σταθερή ή</li> </ul>

«Κανονικά» κτίρια (σελ. 99 ΕΑΚ/σελ. 35 EC8)	κλιμακοστασίου.	<p>μειώνεται βαθμιαία, χωρίς αιφνίδιες μεταβολές καθ' ύψος.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Όταν υπάρχουν εσοχές καθ' ύψος οι επόμενες συνθήκες ισχύουν: <ul style="list-style-type: none"> <li>○ η εσοχή ενός ορόφου δεν επιτρέπεται να είναι μεγαλύτερη του 20% του προηγούμενου ορόφου σε διαστάσεις.</li> <li>○ για μία μεμονωμένη εσοχή ενός ορόφου στο χαμηλότερο 15% του συνολικού ύψους του κτιρίου δεν επιτρέπεται να είναι μεγαλύτερη του 50% του προηγούμενου ορόφου σε διαστάσεις.</li> <li>○ Αν δεν υφίσταται συμμετρία η συνολική εσοχή σε όλους τους ορόφους δεν επιτρέπεται να υπερβαίνει το 30% της κάτοψης, για τον πρώτο όροφο, και 10% για κάθε επόμενο όροφο ως προς τον προηγούμενο.</li> </ul> </li> </ul>
---	-----------------	--

### Κατηγορίες εδαφών

Οι δύο κανονισμοί διαχωρίζουν τις κατηγορίες εδαφών ως παρακάτω:

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ	Ε.Α.Κ. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ	ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ	EC8 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
<b>A</b>	<p>Βράχος ή βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει και το πολύ 5m ασθενέστερου σχηματισμού στην επιφάνεια. <math>v_{s,30} &gt; 800</math></p>	<b>A</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με την προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση.</li> <li>• Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλυοαργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70 μέτρων</li> <li>• Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μικρότερου των 70 μέτρων</li> </ul>
<b>B</b>	<p>Αποθέσεις πυκνής άμμου, πολύ σφιγρής αργίλου, πάχους το λιγότερο 10 μέτρων, που χαρακτηρίζονται από τη βαθμιαία αύξηση των μηχανικών χαρακτηριστικών τους με το βάθος. <math>360 \leq v_{s,30} \leq 800</math> <math>N_{SPT} &gt; 50</math> <math>C_u &gt; 250</math></p>	<b>B</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη να εξομοιωθούν με κοκκώδη</li> <li>• Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5 μέτρων ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70 μέτρων.</li> <li>• Στρώσεις σκληρής</li> </ul>

			προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70 μέτρων.
<b>C</b>	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μέτριας πυκνότητας άμμου, σιφρής αργίλου πάχους από 10 έως πολλών δεκατοντάδων μέτρων. $180 \leq v_{s,30} \leq 360$ $15 \leq N_{SPT} \leq 50$ $70 \leq c_u \leq 250$	<b>Γ</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικά πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5 μέτρων ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70 μέτρων</li> </ul>
<b>D</b>	Αποθέσεις χαλαρού ή μέτριου εδάφους χωρίς συνοχή, ή από <i>soft to firm</i> έδαφος συνοχής. $v_{s,30} < 180$ $N_{SPT} < 15$ $c_u < 70$	<b>Δ</b>	Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλαστιμότητας συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10 μέτρων.
<b>E</b>	Επιφανειακό στρώμα C ή D πάχους 5 έως 20m & υπόστρωμα με $v_s > 800$ m/s	<b>X</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοϊλιώδη εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείει τέτοιο κίνδυνο ή γίνει βελτίωση τους ιδιοτήτων.)</li> <li>• Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα.</li> <li>• Απότομες κλιτείες καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων.</li> <li>• Χαλαρά κοκκώδη ή μαλακά ιλοαργυλικά εδάφη, εφόσον έχει αποδειχθεί ότι είναι επικίνδυνα από άποψη δυναμικής συμπεκνώσεως ή απώλειας αντοχής.</li> <li>• Πρόσφατες χαλαρές επιχωματώσεις .Οργανικά εδάφη.</li> <li>• Εδάφη κατηγορίας Γ με επικίνδυνη μεγάλη κλίση.</li> </ul>

### Οριζόντια συνιστώσα φάσματος σχεδιασμού

Οι οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης του φάσματος σχεδιασμού, προσδιορίζεται από τους παρακάτω τύπους στους κανονισμούς:

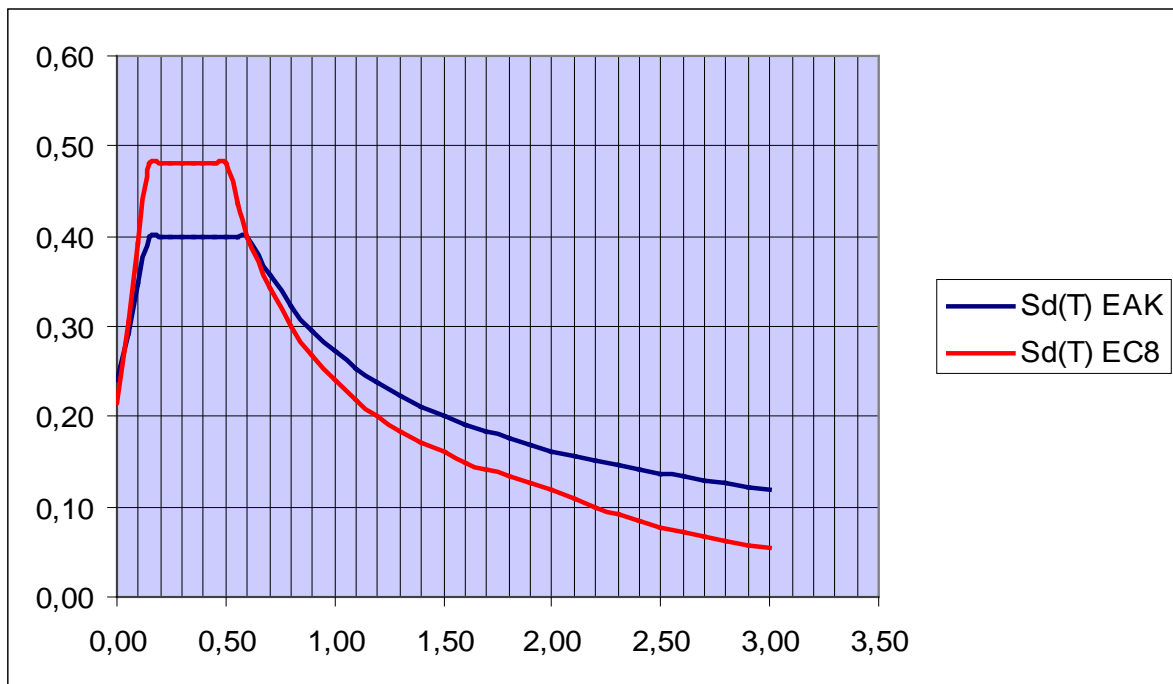
Ε.Α.Κ.		EC8	
$0 \leq T < T_1 : \Phi_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_o}{q} - 1 \right) \right]$		$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$	
$T_1 \leq T \leq T_2 : \Phi_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_o}{q}$		$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}$	
$T_2 < T : \Phi_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_o}{q} \cdot \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}}$		$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot \alpha_g$	
		$T_D \leq T : S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \geq \beta \cdot \alpha_g$	
T <sub>1</sub> , T <sub>2</sub>	Χαρακτηριστικές περιόδους του φάσματος, Συνάρτηση κατηγορίας εδάφους (0.1-1.2)	α <sub>g</sub> =γ <sub>I</sub> *	Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους (σχεδιασμού) σε κατηγορία εδάφους Α
T	Ιδιοπερίοδος της κατασκευής.	α <sub>gR</sub>	
γ <sub>I</sub>	Συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου (0,85-1,30)	γ <sub>I</sub>	Συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου (0,80-1,40)
A=α*g	Μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους	α <sub>gR</sub>	Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους (ανά σεισμική ζώνη) σε κατηγορία εδάφους Α (αντίστοιχος του συντελεστή A=α*g που έχουν οι σχέσεις στον ΕΑΚ).  Λαμβάνει τιμές με τη βοήθεια των σεισμικών ζωνών που δίδονται από το εθνικό κείμενο για τους οικισμούς κάθε χώρας
α	Ζώνη σεισμ. επικινδυνότητας (0.12-0.36)	S	Συντελεστής εδάφους*
g	Επιτάχυνση της βαρύτητας	T	Ιδιοπερίοδος της κατασκευής*
η	Διορθωτικός συντ/στής για ποσοστό απόσβεσης ζ ≠ 5% $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0.7$	T <sub>B</sub> , T <sub>C</sub> , T <sub>D</sub>	Χαρακτηριστικές περιόδους του φάσματος.
θ	Συντελεστής θεμελίωσης (0.8-1.0)	β	Κάτω όριο με προτεινόμενη τιμή ≈ 0.2
β <sub>o</sub> =2.5	Συντελεστής φασματικής ενίσχυσης	η	Διορθωτικός συντ/στής για ποσοστό απόσβεσης ζ ≠ 5% $\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \zeta}} \geq 0.55$
q	Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής (1.0-4.0) Για q=1.0 χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσμα Φ <sub>e</sub> (T) (βλ. παρακάτω), ενώ για q>1.0 χρησιμοποιείται το παρόν φάσμα σχεδιασμού Φ <sub>d</sub> (T).		

### Οριζόντια συνιστώσα ελαστικού φάσματος επιτάχυνσης

Οι οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού, προσδιορίζεται από τους παρακάτω τύπους στους κανονισμούς:

E.A.K.	EC8																														
$0 \leq T < T_1 : \Phi_e(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_1} (\eta \cdot \beta_o - 1) \right]$ $T_1 \leq T \leq T_2 : \Phi_e(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \eta \cdot \beta_o$ $T_2 < T : \Phi_e(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \eta \cdot \beta_o \cdot \frac{T_2}{T}$  Το ελαστικό φάσμα $\Phi_e(T)$ χρησιμοποιείται για $q=1.0$ .	$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot 2.5 - 1) \right]$ $T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5$ $T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C}{T}$ $T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}$  Οι τιμές των παραμέτρων $S$ , $T_B$ , $T_C$ και $T_D$ δίδονται στους κατωτέρω πίνακες: <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>Κατηγορία εδάφους</th> <th>S</th> <th>T<sub>B</sub></th> <th>T<sub>C</sub></th> <th>T<sub>D</sub></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>A</td> <td>1.00</td> <td>0.15</td> <td>0.40</td> <td>2.00</td> </tr> <tr> <td>B</td> <td>1.20</td> <td>0.15</td> <td>0.50</td> <td>2.00</td> </tr> <tr> <td>C</td> <td>1.15</td> <td>0.20</td> <td>0.60</td> <td>2.00</td> </tr> <tr> <td>D</td> <td>1.35</td> <td>0.20</td> <td>0.80</td> <td>2.00</td> </tr> <tr> <td>E</td> <td>1.40</td> <td>0.15</td> <td>0.50</td> <td>2.00</td> </tr> </tbody> </table>	Κατηγορία εδάφους	S	T <sub>B</sub>	T <sub>C</sub>	T <sub>D</sub>	A	1.00	0.15	0.40	2.00	B	1.20	0.15	0.50	2.00	C	1.15	0.20	0.60	2.00	D	1.35	0.20	0.80	2.00	E	1.40	0.15	0.50	2.00
Κατηγορία εδάφους	S	T <sub>B</sub>	T <sub>C</sub>	T <sub>D</sub>																											
A	1.00	0.15	0.40	2.00																											
B	1.20	0.15	0.50	2.00																											
C	1.15	0.20	0.60	2.00																											
D	1.35	0.20	0.80	2.00																											
E	1.40	0.15	0.50	2.00																											

Το φάσμα σχεδιασμού των οριζοντίων συνιστώσων του σεισμού υπολογίστηκε κατά τον ΕΑΚ και τον EC8 για το κτίριο που μελετήσαμε ως εξής σε συνάρτηση με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής:



Είναι προφανές ότι για τον συγκεκριμένο τύπο κτιρίου οι τιμές του φάσματος σχεδιασμού του EC8 λαμβάνουν κατά 20% μεγαλύτερες τιμές για την ιδιοπερίοδο του κτιρίου  $0,10 < T < 0,6 \text{sec}$ , σε σχέση με αυτές του φάσματος σχεδιασμού του ΕΑΚ, ενώ υποχωρούν για  $T > 0,60 \text{sec}$ .

#### 4.3 Σύγκριση αποτελεσμάτων δυνάμεων – ροπών κτιρίου

Στον παρακάτω πίνακα παραθέτονται τα αποτελέσματα δυνάμεων και ροπών του κρίσιμου για σεισμικά φορτία μεταλλικού τοιχίου T2, όταν αυτό υπολογιστεί με δυναμικά φορτία κατά τον ΕΑΚ και κατά τον EC8.

Δοκός Υποστ. Nr.	x [m]	Ε.Α.Κ.			EC8			
		Δυνάμεις [kN]		Ροπές (KN/m)	Δυνάμεις [kN]		Ροπές (KN/m)	
		N	Q	M	N	Q	M	
2	2	.00	-76,09	<b>-48,14</b>	<b>44,27</b>	-90,92	<b>-60,76</b>	<b>53,72</b>
	3	1.50	-76.09	-78.59	-50.78	-90.92	-91.21	-60.26
	Max N	.00	-76.09	-48.14	44.27	-90.92	-60.76	53.72
	Min N	.00	-76.09	-48.14	44.27	-90.92	-60.76	53.72
	Max Q	.00	-76.09	-48.14	44.27	-90.92	-60.76	53.72
	Min Q	1.50	-76.09	-78.59	-50.78	-90.92	-91.21	-60.26
	Max M	.00	-76.09	-48.14	44.27	-90.92	-60.76	53.72
	Min M	1.50	-76.09	-78.59	-50.78	-90.92	-91.21	-60.26
3	3	.00	-160,67	28,74	-50,78	-189,76	34,07	-60,26
	8	2.60	-160.67	28.74	23.94	-189.76	34.07	28.31
	Max N	.00	-160.67	28.74	-50.78	-189.76	34.07	28.31
	Min N	.00	-160.67	28.74	-50.78	-189.76	34.07	-60.26
	Max Q	.00	-160.67	28.74	-50.78	-189.76	34.07	28.31
	Min Q	.00	-160.67	28.74	-50.78	-189.76	34.07	-60.26
	Max M	2.60	-160.67	28.74	23.94	-189.76	34.07	28.31
	Min M	.00	-160.67	28.74	-50.78	-189.76	34.07	-60.26
4	5	.00	-124,42	-173,24	138,13	-149,57	-210,74	166,29
	6	1.50	-124.42	-203.69	-144.57	-149.57	-241.19	-172.66
	Max N	1.50	-124.42	-203.69	-144.57	-149.57	-241.19	-172.66
	Min N	.00	-124.42	-173.24	138.13	-149.57	-210.74	166.29
	Max Q	.00	-124.42	-173.24	138.13	-149.57	-210.74	166.29
	Min Q	1.50	-124.42	-203.69	-144.57	-149.57	-241.19	-172.66
	Max M	.00	-124.42	-173.24	138.13	-149.57	-210.74	166.29
	Min M	1.50	-124.42	-203.69	-144.57	-149.57	-241.19	-172.66
5	7	.00	-98,06	-103,92	85,48	-117,83	-127,64	103,22
	8	1.50	-98.06	-134.37	-93.24	-117.83	-158.09	-111.08
	Max N	1.50	-98.06	-134.37	-93.24	-117.83	-158.09	-111.08
	Min N	.00	-98.06	-103.92	85.48	-117.83	-127.64	103.22
	Max Q	.00	-98.06	-103.92	85.48	-117.83	-127.64	103.22
	Min Q	1.50	-98.06	-134.37	-93.24	-117.83	-158.09	-111.08
	Max M	.00	-98.06	-103.92	85.48	-117.83	-127.64	103.22
	Min M	1.50	-98.06	-134.37	-93.24	-117.83	-158.09	-111.08
6	1	.00	292,03	.00		350,58	.00	
	6	3.18	292.03	.00		350.58	.00	
	Max N	3.18	292.03	.00		350.58	.00	
	Min N	.00	292.03	.00		350.58	.00	
	Max Q	.00	292.03	.00		350.58	.00	
	Min Q	.00	292.03	.00		350.58	.00	

<b>7</b>	θλίψη							
<b>8</b>	<b>5</b>	.00	160,49	.00		192,72	.00	
	<b>8</b>	3.00	160.49	.00		192.72	.00	
	<b>Max N</b>	.00	160.49	.00		192.72	.00	
	<b>Min N</b>	.00	160.49	.00		192.72	.00	
	<b>Max Q</b>	.00	160.49	.00		192.72	.00	
	<b>Min Q</b>	.00	160.49	.00		192.72	.00	
<b>9</b>	θλίψη							
<b>10</b>	<b>7</b>	.00	94.76	.00		113.77	.00	
	<b>3</b>	3.00	94.76	.00		113.77	.00	
	<b>Max N</b>	.00	94.76	.00		113.77	.00	
	<b>Min N</b>	.00	94.76	.00		113.77	.00	
	<b>Max Q</b>	.00	94.76	.00		113.77	.00	
	<b>Min Q</b>	.00	94.76	.00		113.77	.00	
<b>11</b>	θλίψη							
<b>12</b>	<b>2</b>	.00	<b>48,14</b>	24,84	<b>-44,27</b>	<b>60,76</b>	30,19	<b>-53,72</b>
	<b>7</b>	2.60	48.14	24.84	20.31	60.76	30.19	24.77
	<b>Max N</b>	2.60	48.14	24.84	20.31	60.76	30.19	-53.72
	<b>Min N</b>	.00	48.14	24.84	-44.27	60.76	30.19	-53.72
	<b>Max Q</b>	.00	48.14	24.84	-44.27	60.76	30.19	24.77
	<b>Min Q</b>	.00	48.14	24.84	-44.27	60.76	30.19	-53.72
	<b>Max M</b>	2.60	48.14	24.84	20.31	60.76	30.19	24.77
	<b>Min M</b>	.00	48.14	24.84	-44.27	60.76	30.19	-53.72
<b>13</b>	<b>6</b>	.00	-895,17	33,12	-92,73	-1065	39,61	-110,9
	<b>4</b>	2.80	-895.17	33.12	.00	-1065.00	39.61	.00
	<b>Max N</b>	.00	-895.17	33.12	-92.73	-1065.00	39.61	-110.90
	<b>Min N</b>	.00	-895.17	33.12	-92.73	-1065.00	39.61	-110.90
	<b>Max Q</b>	2.80	-895.17	33.12	.00	-1065.00	39.61	-110.90
	<b>Min Q</b>	.00	-895.17	33.12	-92.73	-1065.00	39.61	-110.90
	<b>Max M</b>	2.80	-895.17	33.12	.00	-1065.00	39.61	.00
	<b>Min M</b>	.00	-895.17	33.12	-92.73	-1065.00	39.61	-110.90
<b>14</b>	<b>8</b>	.00	-434,06	46,6	-69,3	-514,78	55,59	-82,77
	<b>6</b>	2.60	-434.06	46.60	51.85	-514.78	55.59	61.76
	<b>Max N</b>	2.60	-434.06	46.60	51.85	-514.78	55.59	61.76
	<b>Min N</b>	.00	-434.06	46.60	-69.30	-514.78	55.59	-82.77
	<b>Max Q</b>	.00	-434.06	46.60	-69.30	-514.78	55.59	61.76
	<b>Min Q</b>	.00	-434.06	46.60	-69.30	-514.78	55.59	-82.77
	<b>Max M</b>	2.60	-434.06	46.60	51.85	-514.78	55.59	61.76
	<b>Min M</b>	.00	-434.06	46.60	-69.30	-514.78	55.59	-82.77
<b>15</b>	<b>7</b>	.00	234,14	42,26	-65,17	286,96	50,97	-78,45
	<b>5</b>	2.60	234.14	42.26	44.71	286.96	50.97	54.06
	<b>Max N</b>	.00	234.14	42.26	-65.17	286.96	50.97	-78.45
	<b>Min N</b>	.00	234.14	42.26	-65.17	286.96	50.97	-78.45
	<b>Max Q</b>	.00	234.14	42.26	-65.17	286.96	50.97	54.06

	<b>Min Q</b>	.00	234.14	42.26	-65.17	286.96	50.97	-78.45
	<b>Max M</b>	2.60	234.14	42.26	44.71	286.96	50.97	54.06
	<b>Min M</b>	.00	234.14	42.26	-65.17	286.96	50.97	-78.45
<b>16</b>	<b>5</b>	.00	546,4	33,36	-93,41	664,62	40,08	-112,23
	<b>1</b>	2.80	546.40	33.36	.00	664.62	40.08	.00
	<b>Max N</b>	.00	546.40	33.36	-93.41	664.62	40.08	-112.23
	<b>Min N</b>	.00	546.40	33.36	-93.41	664.62	40.08	-112.23
	<b>Max Q</b>	.00	546.40	33.36	-93.41	664.62	40.08	.00
	<b>Min Q</b>	.00	546.40	33.36	-93.41	664.62	40.08	-112.23
	<b>Max M</b>	2.80	546.40	33.36	.00	664.62	40.08	.00
	<b>Min M</b>	.00	546.40	33.36	-93.41	664.62	40.08	-112.23

Οι μεγαλύτερες διαφορές εντοπίζονται και απεικονίζονται στον παρακάτω πίνακα:

Δοκός Υποστ.	Ε.Α.Κ.			EC8			Διαφορά %
	Δυνάμεις [kN]		Ροπές (KN/m)	Δυνάμεις [kN]		Ροπές (KN/m)	
	N	Q	M	N	Q	M	
2		-48,14			-60,76		26,22
2			44,27			53,72	21,35
12			-44,27			-53,72	21,35
12	48,14			60,76			26,22

#### 4.4 Σύγκριση διατομών φέροντος οργανισμού και κόστους

Οι διατομές του φέροντος οργανισμού του κτιρίου που μελετήσαμε μπορούν να μειωθούν κατά 20% όταν το κτίριο μελετηθεί με σεισμικά φορτία υπολογισμένα σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 και η στατική επίλυση αγγίζει την οριακή κατάσταση των διατομών. Ιδιαίτερα στην περίπτωση των φερωντων τοιχείων όπου τα σεισμικά φορτία λαμβάνονται από τις χιαστί διατομές και οδηγούνται στα θεμέλια η έρευνα και επίλυση έδειξε ότι αυτές δεν ήταν επαρκής για φορτία υπολογισμένα κατά EC8.

Τα παραπάνω έχουν άμεσο αντίκτυπο στο κόστος της κατασκευής αφού η μείωση των διατομών για κτίρια έως δύο ορόφους με τα παραπάνω χαρακτηριστικά και ιδιοπερίοδο από 0,15 – 0,50sec καθιστά την κατασκευή του φέροντος οργανισμού πιο οικονομική όταν το κτίριο μελετηθεί με τον Ε.Α.Κ.



#### **4.5 Γενικά συμπεράσματα**

Οι οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις στην ισοδύναμη στατική ανάλυση είναι μειωμένες κατά 20% για κτίρια με ιδιοπερίοδο από 0,15 – 0,60sec όταν το κτίριο μελετηθεί με τον Ε.Α.Κ. σε σχέση με τον EC8, ενώ αυξάνονται σημαντικά όσο η ιδιοπερίοδος ενός κτιρίου πλησιάζει τα 3,0sec. Αντίστοιχα μειώνεται ή αυξάνεται το κόστος κατασκευής του φέροντος οργανισμού. Η ριζική αλλαγή του πλαισίου αντισεισμικού σχεδιασμού κατασκευών με τη θεσμοθέτηση των Ευρωκωδίκων ως Ευρωπαϊκών Προτύπων (EN) και την προβλεπόμενη υποχρεωτική εφαρμογή τους μέχρι το 2010 θα αυξήσει κάπως τις απαιτήσεις στη μελέτη και θα οδηγήσει σε ακριβότερες κατασκευές για συγκεκριμένους τύπους κτιρίων με χαρακτηριστικά όπως αυτό που μελετήσαμε.

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΕΙΑ

1. **ΕΑΚ 2000...** ( Γεωργοπούλου Μαρία-Γ.Βαδαλούκας )
2. **Μεταλλικά κτίρια...** ( Παπαχρηστίδης-Βαρούτση )
3. **Προσεισμική ενίσχυση υφιστάμενων κτιρίων ...**( Συλλογικό έργο )
4. **Μεταλλικά κτίρια...** ( Μπίκας Δημήτρης )
5. **Μεταλλικές κατασκευές μέθοδοι...** (Χαΐνης Ιωάννης )
6. **Δυναμική των κατασκευών με εφαρμογές στην αντισεισμική μηχανική...**(Βάγιας Ιωάννης,Ερμόπουλος Ιωάννης,Ιωαννίδης Γ. )
7. **Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία...**(Σπυράκος Κων/νος )
8. **Από τον ΕΑΚ 2000 στον EC8...** ( Παπαχρηστίδης- Βαρούτση )
9. **Σιδηρές κατασκευές...**( Βάγιας Ιωάννης, Dubina Dab )
10. **Στοιχεία μεταλλικών κατασκευών...**( Σοφιανόπουλος Σ. Δημήτρης )
11. **Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών....**T. Paulay, M.J.N. Priestley
12. **Αντισεισμική θωράκιση κατασκευών.....**Bachman Hugo
13. **Vibration Problems in Structures – Praktical Guidelines.....**Bachman Hugo
14. **Non- linear seismic responce of building structures designed in accordance with EC2 and EC8.....**Pinto A.V., Arede A., Costa A.C.
15. **Ευρωκώδικας 8, Αντισεισμικές κατασκευές.....**CEN
16. **Ευρωκώδικας 3, Υπολογισμός κατασκευών από χάλυβα.....**CEN
17. **E.A.K. 2000 - 2003**

