

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

$$V/V_{pd} \leq 0.50 \dots\dots\dots (\Gamma.3.1)$$

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

$$V/V_{pd} \leq 1.00 \dots\dots\dots (\Gamma.3.2)$$

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

## Γ.5 ΔΙΚΤΥΩΤΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ

### Γ.5.1 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 Χ) ή σε διαφορετικό φάτνωμα. Στην τελευταία περίπτωση το μέγεθος  $A \cos \varphi$  (όπου Α η διατομή και φ 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 Κ, 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 Ι και για κατασκευές σπουδαιότητας Σ1.

### Γ.5.2 Διαγώνιοι

- [1] Οι διαγώνιοι θα ικανοποιούν την συνθήκη

$$N_s / N_{pd} \leq 1.00 \dots\dots\dots (\Gamma.4)$$

όπου:

$N_s$  είναι η μέγιστη εφελκυστική δύναμη που προκύπτει από τους σεισμικούς συνδυασμούς και

$N_{pd}$  είναι η υπολογιστική οριακή αντοχή σε εφελκυσμό.

Επίσης θα ικανοποιούν τις συνθήκες των παρ. Γ.2 και Γ.3 του παρόντος.

- [2] Η ανηγμένη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}$  των διαγωνίων πρέπει να περιορίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{Af_y / N_{cr}} \leq 1.50 \dots\dots\dots (Γ.5)$$

όπου:

A είναι το εμβαδόν της διατομής,

$f_y$  είναι το όριο διαρροής και

$N_{cr} = \pi^2 EI / \ell^2$  είναι το ιδεατό κρίσιμο φορτίο Euler της διαγωνίου.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Η παραπάνω σχέση  $\bar{\lambda} \leq 1.50$  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 εφελκυσόμενες διαγωνίους. Η παραπάνω σχέση (Γ.5) θα εφαρμόζεται ακόμη και στην περίπτωση εφαρμογής της παρ. 4.1.4.[5] κατά την οποία δεν απαιτείται η ικανοποίηση των κανόνων εφαρμογής του παρόντος Παραρτήματος Γ.

### Γ.5.3 Υποστυλώματα και Δοκοί

- [1] Τα υποστυλώματα και οι δοκοί κάθε ορόφου θα ελέγχονται σε λυγισμό υπό την επίδραση του σεισμικού συνδυασμού (4.1) αλλά με τα μεγέθη σεισμικής έντασης πολλαπλασιασμένα επί συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης:

$$\alpha_{ed} = (1.20 N_{pdi} - N_{vdi}) / N_{Edi} \leq q$$

όπου:

$N_{pdi}$  είναι η υπολογιστική αντοχή της εφελκυσόμενης 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 (4.1).

- [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.

## Γ.6 ΔΙΚΤΥΩΤΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΜΕ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ

### Γ.6.1 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 σύμμικτη. 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 (στύλοι, διαγώνιοι και υπόλοιπο τμήμα των ζυγωμάτων) πρέπει να ελέγχονται με ικανοτικό σχεδιασμό, ώστε η διαρροή να περιορίζεται στις δοκούς σύζευξης.

### Γ.6.2 Δοκοί Σύζευξης

- [1] Οι διατομές των δοκών σύζευξης πρέπει να είναι κατηγορίας A, σύμφωνα με τον Πίνακα 1. 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  $0,75 t_w$  ή 10 mm.

- [3] Όταν  $I_c/I_o \leq 1.40$  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 600 mm. Η μέγιστη απόσταση μεταξύ διαδοχικών νευρώσεων θα λαμβάνεται ίση με:

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

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

Για τιμές  $I_c/I_o$  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:

$$N_{pc} = 2b_f t_f f_y + h_w t_w f_y \dots\dots\dots (\Gamma.6.1)$$

$$M_{pc} = b_f t_f (h_w + t_f) f_y + 0.25 t_w h_w^2 f_y \dots\dots\dots (\Gamma.6.2)$$

$$V_{pc} = h_w t_w f_y / \sqrt{3} \dots\dots\dots (\Gamma.6.3)$$

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 (βλ. παρ. 4.2).

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

$$N_{sc} / N_{pc} \leq 0.10 \dots\dots\dots (\Gamma.7.1)$$

$$M_{sc} / M_{pc} \leq 0.70 \dots\dots\dots (\Gamma.7.2)$$

$$V_{sc} / V_{pc} \leq 1.00 \dots\dots\dots (\Gamma.7.3)$$

όπου:

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

### Γ.6.3 Υποστυλώματα και Διαγώνιοι

- [1] Θα ελέγχονται σε κάμψη και λυγισμό με τις δράσεις που ορίζονται στην παρ. 5.3 με ικανοτικό συντελεστή:

$$\alpha_{cd} = 1.20 \min(V_{pdi} / V_{sdi}, M_{pdi} / M_{sdi}) \dots\dots\dots (\Gamma.8)$$

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.

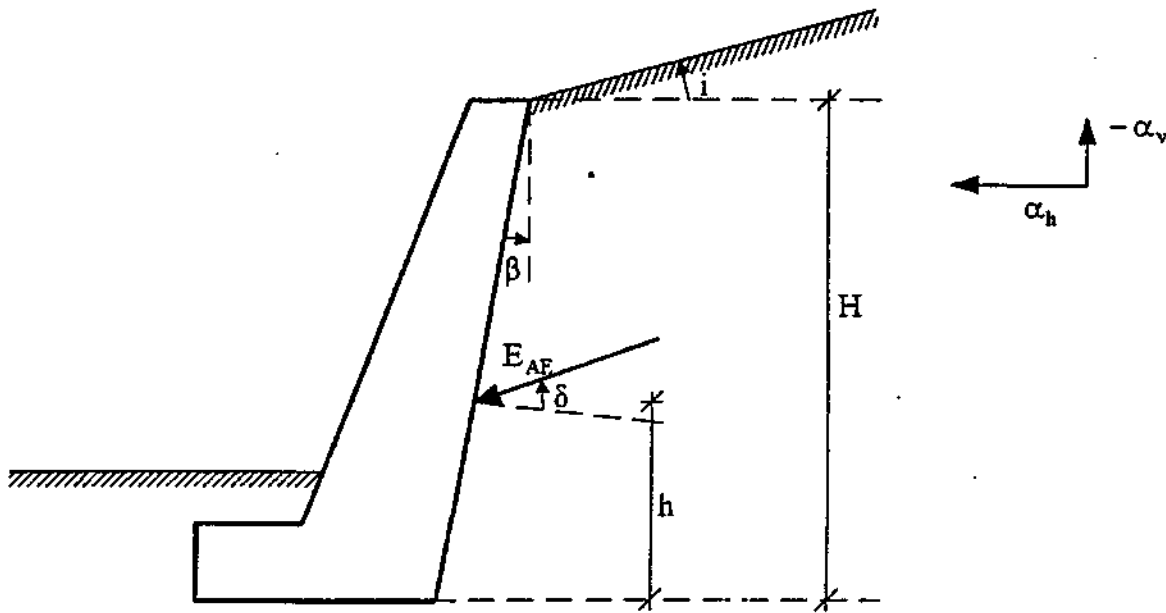
### Γ.7 ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΑ – ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΙ ΔΙΚΤΥΩΤΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ

- [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  $\alpha = 1.50$ .

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ

## ΩΘΗΣΗ ΣΕ ΤΟΙΧΟΥΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΔΙΑΡΚΕΙΑ ΣΕΙΣΜΟΥ

## Μέθοδος Mononobe-Okabe



Σχήμα Δ.1: Τοίχος αντιστήριξης

- [1] Η συνολική ενεργητική ώθηση  $E_{AE}$ , από την δράση της βαρύτητας και την σεισμική δράση  $\{\alpha_h, -\alpha_v\}$ , είναι:

$$E_{AE} = 0.5 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - \alpha_v) \cdot K_{AE}$$

όπου:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \beta)}{\cos\theta \cdot \cos^2\beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{\alpha_h}{1 - \alpha_v}\right)$$

$\gamma$  είναι το ειδικό βάρος του εδάφους,

$\alpha_h$  και  $\alpha_v$  είναι αντίστοιχα ο οριζόντιος και ο κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής,

- Η είναι το ύψος του τοίχου,  
 β είναι η γωνία της παρειάς του τοίχου ως προς την κατακόρυφη,  
 i είναι η γωνία της επιφάνειας του εδάφους ως προς την οριζόντια (β και i με την προσήμανση του Σχήματος Δ.1),  
 φ είναι η γωνία διατμητικής αντοχής (εσωτερικής τριβής) του εδάφους και  
 δ είναι η γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους.

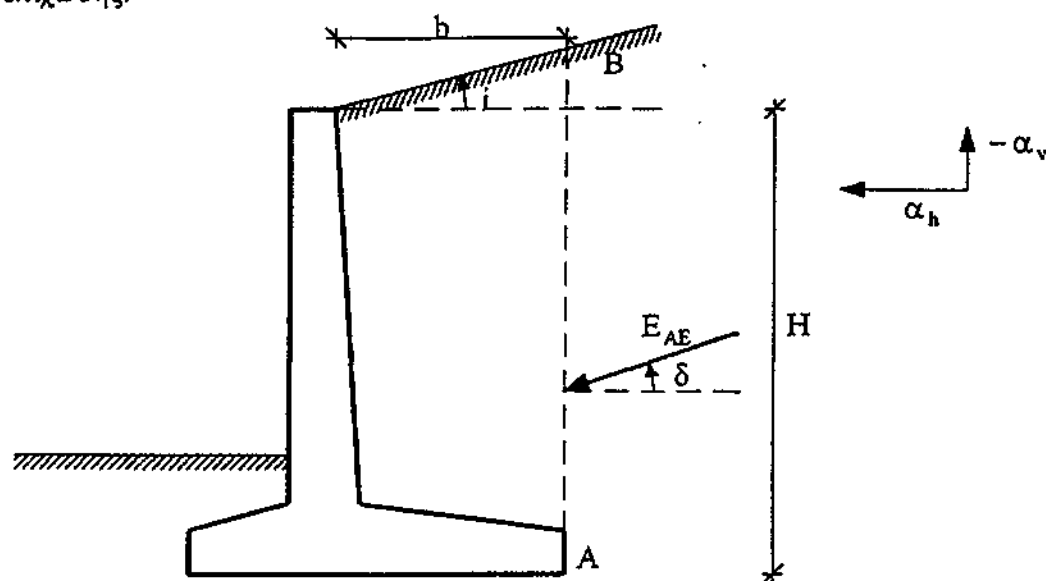
- [2] Όταν στην σχέση (Δ.2) η τιμή του  $\sin(\varphi - \theta - i)$  προκύπτει αρνητική, επιτρέπεται να λαμβάνεται ίση με 0.  
 [3] Αν δεν γίνει ακριβέστερη εκτίμηση, το ύψος εφαρμογής h της συνισταμένης των ωθήσεων επιτρέπεται να λαμβάνεται από την σχέση:

$$h/H = 0.40 \dots\dots\dots (\Delta.4)$$

- [4] Η αντίστοιχη έκφραση για την παθητική ώθηση, που αναπτύσσεται όταν ο τοίχος κινείται προς την επίκλιση, είναι η ακόλουθη:

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta + \beta)}{\cos\theta \cdot \cos^2\beta \cdot \cos(\delta - \beta + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]^2} \dots\dots\dots (\Delta.5)$$

- [5] Σε τοίχους μορφής L (με  $b \geq H/3$ ), αν δεν γίνει ακριβέστερη ανάλυση, η ενεργητική ώθηση θα λαμβάνεται δρώσα στο κατακόρυφο επίπεδο AB που διέρχεται από την πίσω ακμή του θεμελίου, με παραδοχή  $\delta = i$ . Στην περίπτωση αυτή θα λαμβάνονται υπόψη, εκτός από τις δυνάμεις βαρύτητας, και οι αδρανειακές δυνάμεις (με επιταχύνσεις  $\alpha_h, -\alpha_v$ ) που δρουν στο σώμα του τοίχου καθώς και στο πρίσμα γαιών που υπέρκειται του θεμελίου προς την πλευρά της επίκλισης.



Σχήμα Δ.2: Τοίχος αντιστήριξης μορφής L

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ε

ΕΙΔΙΚΟΙ ΚΑΝΟΝΕΣ ΓΙΑ ΠΡΟΣΘΗΚΕΣ ΣΕ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΑ  
ΚΤΙΡΙΑ

- [1] Στις περιπτώσεις προσθηκών, που δεν είναι στατικά ανεξάρτητες από το υφιστάμενο κτίριο (π.χ. προσθήκες καθ' ύψος), η αντισεισμική μελέτη και γενικά ο σχεδιασμός που αφορά το τμήμα της προσθήκης και τις τυχόν απαιτούμενες ενισχύσεις του υφισταμένου κτιρίου, γίνονται σύμφωνα με το σύνολο των διατάξεων του παρόντος Κανονισμού (Ε.Α.Κ.), με τις εξαιρέσεις που αναφέρονται στις επόμενες παραγράφους.

Ο έλεγχος του υφισταμένου κτιρίου, όταν γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις του παρόντος κανονισμού, επιτρέπεται να περιορίζεται στην ικανοποίηση των κριτηρίων αποφυγής κατάρρευσης και ειδικότερα στην ικανοποίηση των απαιτήσεων των παρ. 4.1.2 και 4.1.3 του παρόντος, που αφορούν τις Δράσεις Υπολογισμού και τους Ελέγχους Αντοχής.

- [2] Τα υφιστάμενα κτίρια διακρίνονται στις εξής κατηγορίες, ανάλογα με το πως έχει κατασκευαστεί ο φέρων οργανισμός τους:

**Κατηγορία Α:** Χωρίς εγκεκριμένη αντισεισμική μελέτη, ή κατά την κατασκευή τους δεν έχει εφαρμοστεί η εγκεκριμένη αντισεισμική μελέτη τους.

**Κατηγορία Β:** Με εγκεκριμένη αντισεισμική μελέτη, που έχει εκπονηθεί σύμφωνα με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του Β.Δ. της 19/26.2.1959 (ΦΕΚ 36/Α) "Περί αντισεισμικού κανονισμού οικοδομικών έργων".

**Κατηγορία Γ:** Με εγκεκριμένη αντισεισμική μελέτη, που έχει εκπονηθεί με τον αντισεισμικό κανονισμό του Β.Δ. της 19/26.2.1959 (ΦΕΚ 36/Α), όπως αυτός τροποποιήθηκε με: 1) την απόφαση ΕΔ2α/01/44/ΦΝ275/4.4.84 (ΦΕΚ 239/Β) "Τροποποίηση και συμπλήρωση του Β.Δ. της 19/26.2.1959" και 2) την απόφαση ΕΔ2γ/01/94/ΦΝ275/30.9.85 (ΦΕΚ 587/Β) "Αντικατάσταση του άρθρου 12 του Β.Δ. της 19/26.2.1959".

**Κατηγορία Δ:** Με εγκεκριμένη αντισεισμική μελέτη που έχει εκπονηθεί με τον κανονισμό της απόφασης Δ17α/08/32/ΦΝ275/30.9.92 (ΦΕΚ 613/Β) "Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός".

- [3] Εξαιρέσεις από την απαίτηση ελέγχου του υφισταμένου κτιρίου με τον παρόντα Ε.Α.Κ.:

Ανάλογα με τη σπουδαιότητα του κτιρίου, το μέγεθος της προσθήκης και την κατηγορία, σύμφωνα με το εδάφιο [2], του υφισταμένου κτιρίου επιτρέπονται οι παρακάτω εξαιρέσεις, μετά από σύμφωνη έγγραφη αποδοχή τους από τους ιδιοκτήτες του κτιρίου:



- α). Στην περίπτωση προσθηκών σε κτίρια σπουδαιότητας Σ1 και Σ2 του πίνακα 2.3 του παρόντος Ε.Α.Κ., κατηγορίας Α,Β,Γ, του εδάφιου [2] επιτρέπεται να γίνεται ο έλεγχος του υφισταμένου κτιρίου σύμφωνα με τον κανονισμό του Β.Δ. της 19/26.2.1959 (ΦΕΚ 36/Α), όπως αυτός τροποποιήθηκε με: 1) την απόφαση ΕΔ2α/01/44/ΦΝ275/4.4.84 (ΦΕΚ 239/Β) "Τροποποίηση και συμπλήρωση του Β.Δ. της 19/26.2.1959" και 2) την απόφαση ΕΔ2γ/01/94/ΦΝ275/30.9.85 (ΦΕΚ 587/Β) "Αντικατάσταση του άρθρου 12 του Β.Δ. της 19/26.2.1959". Εάν στο υφιστάμενο κτίριο έχει εφαρμοσθεί ήδη το τροποποιημένο άρθρο 12, ο έλεγχος του υφισταμένου κτιρίου γίνεται με τον παρόντα Ε.Α.Κ.
- β). Στις περιπτώσεις προσθηκών σε υφιστάμενα κτίρια κατηγορίας Γ και Δ του εδάφιου [2] αδιακρίτως σπουδαιότητας, που το συνολικό μέγεθος του σεισμικού φορτίου (τέμνουσα βάση) μετά την προσθήκη και τις τυχόν προβλέψεις μελλοντικών ορόφων δεν υπερβαίνει το 1.10 του αντίστοιχου σεισμικού φορτίου του υφισταμένου κτιρίου, επιτρέπεται απαλλαγή από τον αντισεισμικό έλεγχο. Ο υπολογισμός των σεισμικών φόρτιών γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις του παρόντος Ε.Α.Κ. και η απαλλαγή αυτή ισχύει για μια μόνο φορά στη διάρκεια ζωής του κτιρίου.
- γ). Στις περιπτώσεις προσθηκών σε υφιστάμενα κτίρια κατηγορίας Γ και Δ του εδάφιου [2], αδιακρίτως σπουδαιότητας, εάν οι προσθήκες προβλέπονται από τις εγκεκριμένες μελέτες τους, επιτρέπεται η απαλλαγή τους από τον αντισεισμικό έλεγχο.

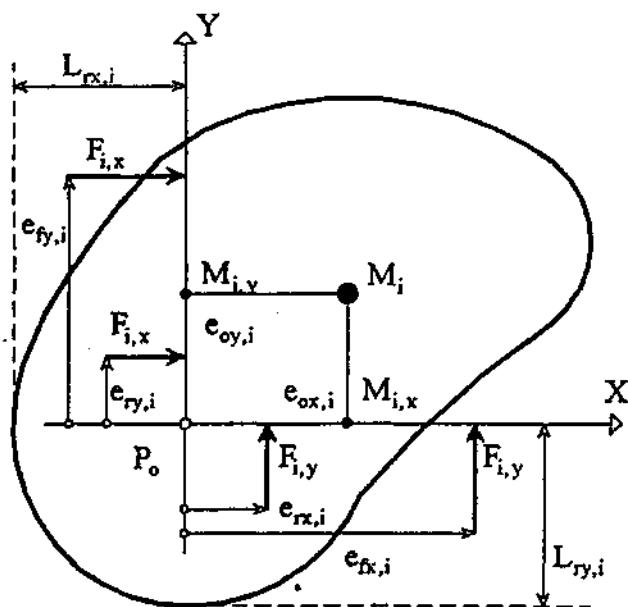
## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΣΤ

### ΙΣΟΔΥΝΑΜΕΣ ΣΤΑΤΙΚΕΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΕΣ

- [1] Οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες των σεισμικών δυνάμεων  $F_{j,x}$  και  $F_{j,y}$  σε ένα κανονικό κατά το ύψος κτίριο υπολογίζονται από τις σχέσεις:

$$e_f = \frac{\rho^2}{r} \cdot R_f \geq e_0,$$

$$e_r = \frac{\rho^2}{r} \cdot \frac{1-D_r}{\ell_r - \dot{a}_0} \leq \frac{1}{2} \cdot e_0$$



Σχήμα ΣΤ.1: Ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες.

όπου:

$$R_r = \frac{\eta\mu 2\theta}{2} \cdot \left( \frac{1}{A_1^{2n}} + \frac{1}{A_2^{2n}} - 2\varepsilon_{12} \cdot \frac{1}{A_1^n \cdot A_2^n} \right)^{1/2}$$

$$D_r = \frac{\eta\mu 2\theta}{2} \cdot \left( \frac{\delta_{r1}^2}{A_1^{2n}} + \frac{\delta_{r2}^2}{A_2^{2n}} + 2\varepsilon_{12} \cdot \frac{\delta_{r1} \cdot \delta_{r2}}{A_1^n \cdot A_2^n} \right)^{1/2}$$

και:

$$\varepsilon\phi 2\theta = \frac{2\varepsilon_1}{\varepsilon_1^2 + \mu^2 - 1} \rightarrow \dots \dots \dots \text{γωνία } \theta \quad \varepsilon_1 = \frac{e_0}{r} \quad \mu = \dots$$

$$A_1 = 1 - \varepsilon_0 \cdot \varepsilon\phi\theta, \quad A_2 = 1 + \varepsilon_0 \cdot \sigma\phi\theta, \quad A_2 = 1 + \varepsilon_0 \cdot \sigma\phi\theta, \quad r = \text{ακτίνα αδράνειας}$$

$$\delta_{r1} = \sigma\phi\theta - l_r, \quad \delta_{r2} = \varepsilon\phi\theta + l_r, \quad \delta_{r2} = \varepsilon\phi\theta + l_r, \dots \dots \dots l_r = \frac{L_r}{r}$$

$$\Gamma_{12} = \sqrt{A_2/A_1} \rightarrow \dots \dots \dots$$

$$\varepsilon_{12} = \frac{8\zeta^2 \cdot (1 + \Gamma_{12}) \cdot \Gamma_{12}^{3/2}}{10^4 \cdot (1 - \Gamma_{12}^2)^2 + 4\zeta^2 \cdot \Gamma_{12} \cdot (1 + \Gamma_{12})^2}$$

Για τον προσδιορισμό της γωνίας θ υπολογίζεται πρώτα η οξεία γωνία α<sub>0</sub> (θετική ή αρνητική) από τη σχέση  $\varepsilon\phi\alpha_0 = 2 \cdot \varepsilon_0 / (\varepsilon_0^2 + \mu^2 - 1)$  και στη συνέχεια λαμβάνεται

$\theta = \alpha_0/2$  για  $\alpha_0 > 0$  ή  $\theta = 90^\circ - |\alpha_0/2|$  για  $\alpha_0 < 0$ . Η εκκεντρότητα  $e_0$  λαμβάνεται πάντοτε με θετικό πρόσημο και οι θετικές τιμές των  $e_f$ ,  $e_r$  μετρώνται από το  $P_0$  προς τις κατευθύνσεις  $\vec{P_0M_{i,x}}$  ή  $\vec{P_0M_{i,y}}$  των προβολών του κέντρου μάζας  $M_i$  επάνω στους κύριους άξονες  $x$  ή  $y$ .

Ειδικότερα, οι τύποι εφαρμόζονται χωριστά για κάθε κύρια διεύθυνση  $x$  ή  $y$  του κτιρίου και για κάθε διάφραγμα (i) (βλ. Σχήμα ΣΤ.1) εισάγεται:

- Η στατική εκκεντρότητα  $e_{oi}$  κατά την θεωρούμενη κύρια διεύθυνση  $x$  ή  $y$  (δηλ.  $e_{ox,i}$  ή  $e_{oy,i}$ ).
- Η ακτίνα αδράνειας  $r_i$  του διαφράγματος (i).
- Η ακτίνα δυστρεψιάς  $\rho$  του κτιρίου κατά την κύρια διεύθυνση  $x$  ή  $y$  (δηλ.  $\rho_x$  ή  $\rho_y$ ).
- Οι λόγοι  $\varepsilon_{oi} = e_{oi}/r_i$ ,  $\mu_i = \rho/r_i$ ,  $\ell_{\pi} = L_{\pi}/r_i$  κατά την θεωρούμενη κύρια διεύθυνση  $x$  ή  $y$  (δηλ.  $\varepsilon_{ox,i} = e_{ox,i}/r_i$ ,  $\mu_{x,i} = \rho_x/r_i$ ,  $\ell_{\pi x,i} = L_{\pi x,i}/r_i$ , κλπ.).
- Η παράμετρος  $n=1$  για  $T \leq T_2$  και  $n=2/3$  για  $T > T_2$ , όπου  $T$  η θεμελιώδης ασύζευκτη ιδιοπερίοδος του κτιρίου κατά την θεωρούμενη κύρια διεύθυνση  $x$  ή  $y$  (δηλ.  $T_x$  ή  $T_y$ ).
- Το ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης  $\zeta$  (σε %).

Η εκκεντρότητα  $e_r$  είναι δυνατόν να πάρει και αρνητικές τιμές σε στρεπτικά ευαίσθητα συστήματα. Οι περιορισμοί  $e_f \geq e_0$  και  $e_r \leq \frac{1}{2} \cdot e_0$  αποβλέπουν στη μείωση των ανελαστικών μετατοπίσεων της εύκαμπτης πλευράς και των απαιτήσεων πλαστιμότητας της δύσκαμπτης πλευράς του κτιρίου.

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ζ

### ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΟΥ ΟΡΙΑΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ ΟΡΘΟΓΩΝΙΚΗΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΣ

#### Ζ.1 Γενικά

- [1] Για τον υπολογισμό του κατακόρυφου οριακού φορτίου (φέρουσας ικανότητας)  $R_{Nd}$ , οριζόντιας και ορθογωνικής επιφάνειας έδρασης, επιτρέπεται να χρησιμοποιούνται οι προσεγγιστικές σχέσεις που δίνονται παρακάτω. Οι σχέσεις αυτές έχουν προκύψει από τον συνδυασμό θεωρίας (πλαστικότητας) και πειραματικών αποτελεσμάτων και

ισχύουν για ομοιογενές έδαφος. Οι ακόλουθες παράμετροι επηρεάζουν εν γένει την φέρουσα ικανότητα και η επίδραση τους πρέπει να λαμβάνεται υπόψη:

- η γωνία τριβής  $\varphi'$  και η συνοχή  $c'$ , ή η αστράγγιστη διατμητική αντοχή  $S_u$  (τιμές σχεδιασμού),
- η εκκεντρότητα  $e \equiv M/N$  και η τέμνουσα δύναμη  $V$ . Όπου  $N$ ,  $M$  και  $V$  είναι αντίστοιχα η ορθή δύναμη, η ροπή και η τέμνουσα δύναμη που μεταφέρονται στο έδαφος μέσω της έδρασης (οι  $M$  και  $V$  ασκούνται εν γένει σε κάθε μία από τις δύο διευθύνσεις),
- το σχήμα, το βάθος, και η κλίση της θεμελίωσης,
- οι πιέσεις των υπογείων υδάτων και, σε περίπτωση ροής, οι υδραυλικές κλίσεις και
- η μεταβολή της αντοχής από σημείο σε σημείο, και ειδικώς η στρωματογένεια του εδάφους.

[2] Οι παράμετροι που υπεισέρχονται στον υπολογισμό που περιγράφεται εδώ είναι οι εξής :

- $\delta$  η γωνία συναφείας-τριβής στη βάση του θεμελίου (τιμή σχεδιασμού σύμφωνα με την παρ. 5.2.3.2.β.[2] ),
- $q$  η ολική πίεση επιφορτίσεως στη στάθμη της βάσης του θεμελίου,
- $q'$  η ενεργός πίεση επιφορτίσεως στη στάθμη της βάσης του θεμελίου,
- $\gamma$  το ολικό ειδικό βάρος του εδάφους,
- $\gamma'$  το υπο-άνωσιν (ενεργό) ειδικό βάρος του εδάφους κάτω από τη στάθμη της θεμελίωσης  $\gamma' = \gamma - \gamma_w$ . Τούτο μειώνεται σε  $\gamma' = \gamma - \gamma_w \cdot (1 + j)$  στην περίπτωση ροής ύδατος με υδραυλική κλίση προς τα άνω ίση με  $j$ ,
- $B' = B - 2 \cdot e_B$  το ενεργό πλάτος του θεμελίου, όπου  $e_B$  η εκκεντρότητα στην διεύθυνση του πλάτους  $B$ ,
- $L' = L - 2 \cdot e_L$  το ενεργό μήκος του θεμελίου, όπου  $e_L$  η εκκεντρότητα παράλληλα προς την διεύθυνση του μήκους  $L \geq B$ ,
- $A' = B' \cdot L'$  η ενεργός επιφάνεια του θεμελίου, η οποία ορίζεται ως η βάση της θεμελίωσης ή, στην περίπτωση έκκεντρης φόρτισης, η μειωμένη επιφάνεια του θεμελίου της οποίας το κέντρο βάρους είναι το σημείο στο οποίο εφαρμόζεται η συνισταμένη των φορτίων και
- $\kappa, i$  οι τιμές των αδιάστατων συντελεστών σχήματος του θεμελίου και της κλίσης του φορτίου αντιστοίχως. Οι δείκτες  $\kappa$ ,  $q$  και  $\gamma$  υποδεικνύουν τις επιρροές λόγω συνοχής, επιφορτίσεως και βάρους του εδάφους. Οι συντελεστές αυτοί ισχύουν μόνο όταν οι διατμητικές παράμετροι είναι ανεξάρτητες της διεύθυνσης.

## Ζ.2 ΦΟΡΤΙΣΗ ΑΡΓΙΛΩΔΩΝ ΕΔΑΦΩΝ ΥΠΟ ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ

[1] Το οριακό αξονικό φορτίο  $R_{Nd}$  (φέρουσα ικανότητα) υπό την ταυτόχρονη παρουσία  $V$  και  $M$  υπολογίζεται από τη σχέση :

$$R_{Nd} / A' = (2 + \pi) \cdot S_u \cdot \kappa_c \cdot i_c + q \dots\dots\dots (Z.1)$$

με τις ακόλουθες τιμές των αδιάστατων συντελεστών για :

- το σχήμα του θεμελίου :

$$\kappa_c = 1 + 0.2 \cdot (B' / L') \dots\dots\dots (Z.2)$$

- την κλίση του φορτίου, η οποία προκαλείται από την τέμνουσα V :

$$i_c = 0.5 \cdot \left( 1 + \sqrt{1 - V / A' \cdot S_u} \right) \dots\dots\dots (Z.3)$$

- Για σύγχρονη δράση τεμνουσών στις δύο διευθύνσεις εφαρμόζεται η γραμμική παρεμβολή, που ορίζεται στο τέλος της επομένης παραγράφου, σε τιμές  $i_c$  που λαμβάνονται από την σχέση (Z.3) σε κάθε μία από τις δύο διευθύνσεις.

### Z.3 ΦΟΡΤΙΣΗ ΧΩΡΙΣ ΑΝΑΠΤΥΞΗ ΥΔΑΤΙΚΩΝ ΥΠΕΡΠΙΕΣΕΩΝ ΠΟΡΩΝ ΣΤΟ ΕΔΑΦΟΣ

- [1] Το οριακό αξονικό φορτίο  $R_{Nd}$  (φέρουσα ικανότητα) υπό την ταυτόχρονη παρουσία V και M υπολογίζεται από τη σχέση :

$$R_{Nd} / A' = c' \cdot N_c \cdot \kappa_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot \kappa_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot \kappa_\gamma \cdot i_\gamma \dots\dots\dots (Z.4)$$

με τις ακόλουθες τιμές των αδιάστατων συντελεστών για :

- την εδαφική αντίσταση ομοιογενούς εδάφους :

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi' / 2) \dots\dots\dots (Z.5.a)$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi' \dots\dots\dots (Z.5.β)$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) / \tan \phi' \dots\dots\dots (Z.5.γ)$$

με την προϋπόθεση  $\delta \geq \phi' / 2$  (τραχεία έδραση).

- το σχήμα του θεμελίου :

$$\kappa_q = 1 + (B' / L') \tan \phi' \dots\dots\dots (Z.6.a)$$

$$\kappa_\gamma = 1 - 0.3 (B' / L') \dots\dots\dots (Z.6.β)$$

$$\kappa_c = 1 + (B' / L') (N_q / N_c) \dots\dots\dots (Z.6.γ)$$

- την κλίση του φορτίου, η οποία προκαλείται από την τέμνουσα  $V_L$ , παράλληλη προς το L :

$$i_q = 1 - V_L / (N + A' \cdot c' \cdot \cot \phi') \dots\dots\dots (Z.7.a)$$

$$i_\gamma = i_q \dots\dots\dots (Z.7.β)$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \dots\dots\dots (Z.7.\gamma)$$

- ή την κλίση του φορτίου, η οποία προκαλείται από την τέμνουσα  $V_B$ , παράλληλη προς το Β :

$$i_q = [(1 - 0.7V_B / (N + A' \cdot c' \cdot \cot \phi'))^3] \dots\dots\dots (Z.8.\alpha)$$

$$i_\gamma = [(1 - V_B / (N + A' \cdot c' \cdot \cot \phi'))^3] \dots\dots\dots (Z.8.\beta)$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \dots\dots\dots (Z.8.\gamma)$$

- για σύγχρονη δράση τεμνουσών  $V_L$  παράλληλα προς L, και  $V_B$  παράλληλα προς B, οι τιμές των  $i$  θα υπολογίζονται με γραμμική παρεμβολή ανάμεσα στις τιμές  $i_B$  και  $i_L$ , όπως προκύπτουν από τις σχέσεις (Z-8) και (Z-7), ως εξής :

$$i = i_B (1 - \theta / 90) + i_L (\theta / 90) \dots\dots\dots (Z.9)$$

όπου

$$\tan \theta = V_B / V_L \dots\dots\dots (Z.10)$$

#### Z.4 ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΙ

- [1] Στις σχέσεις που αναφέρονται παραπάνω δεν λαμβάνεται υπόψη η επίδραση των ακολούθων παραγόντων:

- στρωματογραφική ανομοιογένεια του εδάφους μέχρι το βάθος επιρροής του θεμελίου
- κλίση της επιφάνειας του εδάφους ή της ίδιας της θεμελίωσης (λοξή έδραση) ή γειτνίαση άκρου του θεμελίου προς πρანές
- ανάπτυξη αδρανειακών δυνάμεων στο ίδιο το έδαφος (λόγω της σεισμικής επιτάχυνσης) την στιγμή της υποτιθέμενης αστοχίας
- διατμητική αντοχή του εδάφους που υπέρκειται της στάθμης εδράσεως του θεμελίου (σημαντικό μόνον για αρκετά μεγάλο βάθος εγκιβωτισμού).

- [2] Η ύπαρξη των παραγόντων αυτών πρέπει να λαμβάνεται υπόψη είτε έμμεσα με κατάλληλες τιμές παραμέτρων ή συντελεστών είτε με συμπληρωματικούς ή ακριβέστερους ελέγχους.

- [3] Στις σχέσεις της Z.3 δεν λαμβάνεται υπόψη επιρροή υδατικών υπερπιέσεων πόρων. Επομένως η μέθοδος μπορεί να εφαρμοστεί αυτούσια είτε σε ακόρεστα εδάφη γενικώς είτε σε κορεσμένα εδάφη των οποίων η δομή ή/ και οι συνθήκες στράγγισης επιτρέπουν την παράλειψη της επιρροής υδατικών υπερπιέσεων. Προσεγγιστική αντιμετώπιση της επιρροής αυτής σε κορεσμένα κοκκώδη εδάφη δίνεται στην επόμενη παράγραφο Z.5

**Z.5 ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΗ ΑΝΤΙΜΕΤΩΠΙΣΗ ΑΝΑΠΤΥΞΗΣ ΥΠΕΡΠΙΕΣΕΩΝ ΠΟΡΩΝ**

- [1] Σε κορεσμένους και σχετικά χαλαρούς αμμοιλύδεις εδαφικούς σχηματισμούς που υπόκεινται σε μεγάλες παραμορφώσεις κατά την διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού, μπορεί να αναπτυχθούν και να συσσωρευτούν, κατά τους επάλληλους κύκλους σεισμικής παραμόρφωσης, σημαντικές υπερπίεσεις πόρων  $\Delta u$ .
- [2] Η μέγιστη αναπτυσσόμενη υπερπίεση πόρων  $\Delta u$  αυξάνεται με το εύρος της διατμητικής παραμόρφωσης και με την δυσκολία αποτόνωσής της λόγω διαπερατότητας του εδάφους. Η επιρροή της υπερπίεσης πόρων μπορεί να ληφθεί υπόψη υπολογιστικά με μείωση της τιμής της γωνίας τριβής  $\phi'$  στην «ενεργό» τιμή  $\phi_E$  σύμφωνα με την σχέση:

$$\tan \phi_E = (1 - \Delta u / \sigma'_o) \cdot \tan \phi' \dots\dots\dots (Z.11)$$

όπου ο λόγος  $\Delta u / \sigma'_o$  = υπερπίεση / ενεργός κατακόρυφη τάση, πρέπει να θεωρηθεί ως μέση τιμή στο μήκος της τελικής επιφάνειας αστοχίας, η οποία θα προκύψει υπό την φόρτιση σεισμικού σχεδιασμού με τις εδαφικές παραμέτρους  $c'$  και  $\phi_E$ .

- [3] Εφόσον δεν γίνει ακριβέστερος υπολογισμός, επιτρέπεται να χρησιμοποιούνται οι ακόλουθες ενδεικτικές τιμές της  $\phi_E$ :

- $\phi_E = 0.60 \cdot \phi'$  στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας I και II
- $\phi_E = 0.40 \cdot \phi'$  στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας III και IV.

**Z.6 ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΑΠΟ ΠΡΟΥΠΑΡΧΟΥΣΑ ΕΜΠΕΙΡΙΑ**

- [1] Σε κτίρια σπουδαιότητας Σ1 και σε μικρού μεγέθους κτίρια σπουδαιότητας Σ2 (όγκου υπέργειων ορόφων μέχρι 4000 m<sup>3</sup>), επιτρέπεται η εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους με βάση υπάρχουσα εμπειρία από παρακείμενες κατασκευές, θεμελιωμένες σε όμοιους εδαφικούς σχηματισμούς. Οι κατασκευές αυτές πρέπει να μην έχουν εμφανίσει αξιόλογες υποχωρήσεις και να έχουν επιδείξει καλή συμπεριφορά σε προγενέστερες σημαντικές σεισμικές δράσεις.

- [2] Όταν η εμπειρία βασίζεται σε τιμή  $\sigma_E$  της επιτρεπόμενης τάσης υπό τα συνήθη φορτία λειτουργίας (χωρίς επαύξηση), η φέρουσα ικανότητα  $R_{Fd}$  του θεμελίου μπορεί να εκτιμηθεί ως εξής:

$$R_{Fd} / A' = 2 \cdot i \cdot \sigma_E \dots\dots\dots (Z.12)$$

Ο μειωτικός συντελεστής  $i$ , λόγω ύπαρξης συνολικής οριζόντιας τέμνουσας  $V$  (συνισταμένη των τεμνουσών στις 2 διευθύνσεις), μπορεί να λαμβάνεται από την σχέση:

$$i = (1 - V/N)^{1.4} \dots\dots\dots (Z.13)$$

και η ενεργός επιφάνεια του θεμελίου  $A'$  θα υπολογίζεται από τις εκκεντρότητες σύμφωνα με τους ορισμούς της Z.1.

ΣΥΜΒΟΛΑ

## ΚΕΦΑΛΑΙΑ ΛΑΤΙΝΙΚΑ

A	Σεισμική επιτάχυνση εδάφους (Κεφ.2 και Παραρ.Α), τυχόν μέγεθος απόκρισης (Κεφ. 3), εμβαδόν διατομής (Παραρ.Γ).
exA	Πιθανή ακραία τιμή, θετική ή αρνητική του μεγέθους A (Κεφ.3).
B <sub>A</sub>	Τιμή του μεγέθους B ταυτόχρονα προς την ακραία τιμή του μεγέθους A (Κεφ.3).
D <sub>r</sub>	Συντελεστής υπολογισμού ισοδύναμης στατικής εκκεντρότητας (Παραρ.ΣΤ).
E	Σεισμική δράση σχεδιασμού (Κεφ.4).
F	Ποσοστιαίος συνδυασμός σεισμικών φορτίων (Κεφ.3).
F <sub>d</sub>	Αξονική δύναμη σχεδιασμού συνδετήριας δοκού (Κεφ.5).
F <sub>i</sub>	Σεισμικό φορτίο ορόφου i (Κεφ.3).
G	Μόνιμες δράσεις (Κεφ.4).
G <sub>k</sub>	Εντατικά μεγέθη από μόνιμες δράσεις με την χαρακτηριστική τους τιμή (Κεφ.4).
H	Ύψος κτιρίου (Κεφ.3), βάθος του τοίχου κάτω από την ελεύθερη επιφάνεια (Κεφ.5).
H <sub>p</sub>	Οριζόντια σεισμική δύναμη προσαρτήματος (Κεφ.4).
I	Ροπή αδρανείας διατομής (Κεφ.4).
K <sub>i</sub>	Δυσκαμψία ορόφου i (Κεφ.3).
L	Πλάτος ορόφου κάθετα προς την διεύθυνση της σεισμικής δράσης (Κεφ.3), μήκος κτιρίου κατά την θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού (Κεφ.3).
M	Ροπή κάμψης (Κεφ.4), συνολική ταλαντούμενη μάζα κατασκευής (Κεφ.3).
M <sub>CD,e</sub>	Ροπή ικανοτικού σχεδιασμού στο άκρο υποστυλώματος(Κεφ.4).
M <sub>d</sub>	Καμπτική ροπή σχεδιασμού (Κεφ.4 και Παραρ.Γ).
M <sub>E</sub>	Ροπή από την σεισμική φόρτιση (Κεφ.5).
M <sub>EW</sub>	Μέγιστη σεισμική ροπή στη βάση του τοιχώματος (Παραρ.Β).
M <sub>pc</sub>	Αντοχή σε κάμψη (Παραρ.Γ).
M <sub>pd</sub>	Οριακή υπολογιστική αντοχή σε κάμψη (Παραρ.Γ).
M <sub>R</sub>	Υπολογιστική αντοχή σε κάμψη (Κεφ.4, Κεφ.5).
M <sub>RC</sub>	Υπολογιστική αντοχή υποστυλώματος (Παραρ.Β).
M <sub>Rd</sub>	Καμπτική ροπή αντοχής σχεδιασμού (Κεφ.4, Παραρ.Γ).
M <sub>S</sub>	Μέγιστη ροπή από τους σεισμικούς συνδυασμούς (Παραρ.Γ).
M <sub>v</sub>	Ροπή από το σύνολο των μη σεισμικών φορτίσεων του σεισμικού συνδυασμού (Κεφ.5).



$N$	Αξονική δύναμη (Κεφ.4), αριθμός σταθμών (ορόφων) (Κεφ.3).
$N_{cr}$	Ιδεατό κρίσιμο φορτίο Euler (Παραρ.Γ).
$N_m$	Μέσος όρος των κατακόρυφων φορτίων (Κεφ.5).
$N_{ολ}$	Συνολική αξονική δύναμη των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου (Κεφ.4).
$N_{pd}$	Οριακή υπολογιστική αντοχή σε αξονική επιπόνηση (Παραρ.Γ).
$N_s$	Μέγιστη αξονική δύναμη από σεισμικούς συνδυασμούς (Παραρ.Γ).
$P_o$	Εντατικά μεγέθη από προένταση μετά τις χρόνιες απώλειες (Κεφ.4).
$Q_{k,i}$	Εντατικά μεγέθη από την χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσεως $i$ (Κεφ.4).
$R_d$	Αντοχή σχεδιασμού (Κεφ.4).
$R_d(T)$	τιμή φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού για οριζόντια συνιστώσα (Κεφ.2).
$R_{d,v}(T)$	Τιμή φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού για κατακόρυφη συνιστώσα (Κεφ.3).
$R_c(T)$	Φασματική επιτάχυνση ελαστικού φάσματος (Παραρ.Α).
$R_f$	Συντελεστής υπολογισμού ισοδύναμης στατικής εκκεντρότητας (Παραρ.ΣΤ).
$R_{fy}$	Αντοχή διαρροής (Παραρ.Γ).
$S$	Ποσοστιαίος συνδυασμός εντατικών μεγεθών $A, B, \dots$ μιας διατομής (Κεφ.3).
$S_d$	Δράση σχεδιασμού από σεισμικούς συνδυασμούς (Κεφ.4).
$S_E$	Σεισμική δράση (Κεφ.5).
$S_{fd}$	Υπολογιστική δράση στη θέση έδρασης στοιχείου της ανωδομής (Κεφ.5).
$S_v$	Δράση από το σύνολο των μη σεισμικών φορτίσεων (Κεφ.5).
$T$	Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κτιρίου (Κεφ.3).
$T_1, T_2$	Χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος (Κεφ. 2 και Παραρ.Α).
$T_n$	Ιδιοπερίοδος του προσαρτήματος (Κεφ.3).
$V_{CD}$	Ικανοτική τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού (Παραρ.Β).
$V_{EW}$	Μέγιστη τέμνουσα από τη σεισμική δράση στην βάση του τοιχώματος (Παραρ.Β).
$V_H$	Πρόσθετη σεισμική δύναμη στην κορυφή του κτιρίου (Κεφ.3).
$V_M$	Τέμνουσα που αντιστοιχεί στην οριακή καμπτική αντοχή των άκρων της δοκού (Παραρ.Γ).
$V_o$	Συνολικό μέγεθος των σεισμικών φορτίων (τέμνουσα βάσης) (Κεφ.3).
$V_{ολ}$	Συνολική τέμνουσα δύναμη των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου (Κεφ.4).
$V_{ob}$	Τέμνουσα δοκού θεωρούμενης ως αμφιέριστου (Παραρ.Β).

$V_{pc}$	Αντοχή σε διάτμηση δοκού σύζευξης (Παραρ.Γ).
$V_{pd}$	Οριακή υπολογιστική αντοχή σε τέμνουσα (Παραρ.Γ).
$W_p$	Βάρος προσαρτήματος (Κεφ.4).

**ΠΕΖΑ ΛΑΤΙΝΙΚΑ :**

$c$	Αυθαίρετος μοχλοβραχίονας σεισμικών δυνάμεων $F_i$ (Κεφ.3).
$d$	Διάσταση υποστυλώματος παράλληλα με την τοιχοπήρωση (Κεφ.4).
$e_{oi}$	Στατική εκκεντρότητα ορόφου $i$ (Κεφ.3).
$e_{ti}$	Τυχηματική εκκεντρότητα ορόφου $i$ (Κεφ.3).
$e_{fi}$	Ισοδύναμη στατική εκκεντρότητα ορόφου $i$ ως προς την εύκαμπτη πλευρά (Κεφ.3 και Παραρ.ΣΤ).
$e_{fi}$	Ισοδύναμη στατική εκκεντρότητα ορόφου $i$ ως προς την δύσκαμπτη πλευρά (Κεφ.3 και Παραρ.ΣΤ).
$f_y$	Όριο διαρροής χάλυβα (Κεφ.4 και Παραρ.Γ).
$h$	Ύψος ορόφου (Κεφ.4).
$i$	Γωνία επιφάνειας του εδάφους ως προς την οριζόντια (Παραρ.Δ).
$k$	Διαπερατότητα (Κεφ.5).
$l$	Άνοιγμα δοκού (Παραρ.Γ).
$l_c$	Μήκος υποστυλώματος (Παραρ.Β), μήκος δοκού σύζευξης (Παραρ.Γ).
$m_i$	Συγκεντρωμένη μάζα στη στάθμη $i$ (Κεφ.3).
$p(z)$	Υδροδυναμική μεταβολή της πίεσης του νερού (Κεφ.5).
$q$	Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς (Κεφ. 1,2,3 και 4).
$q_p$	Μειωτικός συντελεστής προσαρτήματος (Κεφ.4).
$q_w$	Συντελεστής συμπεριφοράς τοίχων αντιστηρίξεως (Κεφ.5).
$r_i$	Ακτίνα αδράνειας διαφράγματος ως προς το κέντρο μάζας $M_i$ (Κεφ.3 και Παραρ.ΣΤ).
$r$	Πηλίκο επόμενης προς προηγούμενη ιδιοπερίοδο, $r = T_j / T_i$ (Κεφ.3).
$y_i$	Μετατοπίσεις συγκεντρωμένων μαζών (Κεφ.3).
$z$	Στάθμη στηρίξεως του προσαρτήματος (Κεφ.3), βάθος του εξεταζόμενου σημείου (Κεφ.5).
$z_i$	Απόσταση της στάθμης $i$ από την βάση του κτιρίου (Κεφ.3).

**ΚΕΦΑΛΑΙΑ ΕΛΛΗΝΙΚΑ**

A,B,Γ,Δ,Χ	Κατηγορίες εδαφών από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας (Κεφ.2).
Δ	Υπολογιστική σχετική μετακίνηση των κέντρων μάζας των πλακών του ορόφου (Κεφ.2).

$\Delta_{\epsilon\lambda}$	Σχετική μετακίνηση των πλακών του ορόφου (Κεφ.4).
$\Sigma$	Σύμβολο άθροισης.
$\Sigma 1, \dots, \Sigma 4$	Κατηγορίες σπουδαιότητας (Κεφ.2).

## ΠΕΖΑ ΕΛΛΗΝΙΚΑ

$\alpha$	Εδαφική επιτάχυνση ανηγμένη στην επιτάχυνση της βαρύτητας (Κεφ. 2), γωνία κύριου άξονα ελαστικότητας κτιρίου (Κεφ.3).
$\alpha_k$	Οριζόντια ενεργή επιτάχυνση στην βάση/ κορυφή αναχώματος λόγω σεισμού (Κεφ.5).
$\alpha_{CD}$	Συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης του κόμβου (Κεφ.4 και Κεφ.5).
$\alpha_h$	Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής (Κεφ.5 και Παραρ.Δ).
$\alpha_v$	Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής (Κεφ.5).
$\beta$	Γωνία παρειάς τοίχου ως προς την κατακόρυφη (Παραρ.Δ), συντελεστής ενίσχυσης επιτάχυνσης προσαρτήματος (Κεφ.3).
$\beta_0$	Συντελεστής ενίσχυσης του φάσματος (Κεφ.2 και Παραρ.Α).
$\gamma$	Ειδικό βάρος του εδάφους (Κεφ.5 και Παραρ.Δ).
$\gamma'$	Ειδικό βάρος εδάφους υπό άνωση (Κεφ.5).
$\gamma_1$	Συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου (Κεφ.2 και Παραρ.Α).
$\gamma_m$	Συντελεστής ασφαλείας υλικού (Κεφ.4).
$\gamma_p$	Συντελεστής σπουδαιότητας προσαρτήματος (Κεφ.4).
$\gamma_{Rd}$	Συντελεστής για την μετατροπή της υπολογιστικής αντοχής των δοκών στην πιθανή μέγιστη τιμή της (Κεφ.4).
$\gamma_w$	Ειδικό βάρος νερού (Κεφ.5).
$\delta$	Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους (Κεφ.5 και Παραρ.Δ).
$\epsilon$	Σεισμικός συντελεστής προσαρτήματος (Κεφ.3 και Κεφ.4).
$\zeta$	Ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης (Κεφ.2).
$\eta$	Διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης (Κεφ.2 και Παραρ.Α).
$\eta_v$	Λόγος της τέμνουσας που αναλαμβάνουν τα τοιχώματα στην βάση δια της συνολικής τέμνουσας βάσεως (Κεφ.4).
$\theta$	Συντελεστής θεμελίωσης (Κεφ.2), δείκτης ευαισθησίας πλευρικής παραμόρφωσης (Κεφ.4).
$\lambda$	Λυγηρότητα (Παραρ.Β).
$\bar{\lambda}$	Ανηγμένη λυγηρότητα μεταλλικών διαγωνίων (Παραρ.Γ).
$\rho$	Λόγος της επιφάνειας των τοιχωμάτων μιας διεύθυνσης προς τη συνολική επιφάνεια τοιχωμάτων και υποστυλωμάτων (Κεφ.3).
$\rho_x, \rho_y$	Ακτίνες δυστροπίας κτιρίου ως προς τον ελαστικό άξονα κατά τις κύριες διευθύνσεις x, y (Κεφ.3).
$\rho_{mx,i}, \rho_{my,i}$	Ακτίνες δυστροπίας ως προς το κέντρο μάζας $M_i$ του διαφράγματος (i) κατά

	τις κύριες διευθύνσεις $x, y$ (Κεφ.3).
$\varphi$	Γωνία διατμητικής αντοχής του εδάφους (Κεφ.5 και Παραρ.Δ).
$\varphi_i$	Μεταφορική συνιστώσα της ιδιομορφής στο κέντρο μάζας της στάθμης $i$ κατά τη διεύθυνση της οριζόντιας σεισμικής δράσης (Κεφ.3).
$\varnothing$	Διάμετρος ράβδου οπλισμού.
$\psi_2$	Συντελεστής συνδυασμού για μεταβλητές δράσεις (Κεφ.4).

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

### ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

- 1.1 Εισαγωγή
  - 1.1.1 Αντικείμενο και πεδίο εφαρμογής
  - 1.1.2 Περιεχόμενο του Κανονισμού
  - 1.1.3 Συσχέτιση με άλλους Κανονισμούς – Προϋποθέσεις
- 1.2 Θεμελιώδεις απαιτήσεις σεισμικής συμπεριφοράς
  - 1.2.1 Απαίτηση αποφυγής καταρρεύσεως
  - 1.2.2 Απαίτηση περιορισμού βλαβών
  - 1.2.3 Απαίτηση ελάχιστης στάθμης λειτουργιών
- 1.3 Γενικά κριτήρια σχεδιασμού
  - 1.3.1 Γενικά κριτήρια αποφυγής καταρρεύσεως
  - 1.3.2 Γενικά κριτήρια περιορισμού βλαβών
  - 1.3.3 Γενικά κριτήρια ελάχιστης στάθμης λειτουργίας

### ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

- 2.1 Γενικά
- 2.2 Προσομοίωση σεισμικών διεγέρσεων
  - 2.2.1 Διεύθυνση και στάθμη εφαρμογής
  - 2.2.2 Καθορισμός σεισμικών διεγέρσεων
- 2.3 Φάσματα σχεδιασμού
  - 2.3.1 Οριζόντιες συνιστώσες
  - 2.3.2 Κατακόρυφη συνιστώσα
  - 2.3.3 Σεισμική επιτάχυνση εδάφους
  - 2.3.4 Συντελεστής σπουδαιότητας κτιρίων
  - 2.3.5 Συντελεστής συμπεριφοράς  $q$

- 2.3.6 Κατάταξη εδαφών
- 2.3.7 Συντελεστής θεμελίωσης

### ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

- 3.1 Γενικές αρχές και παραδοχές
  - 3.1.1 Βάσεις υπολογισμού
  - 3.1.2 Μέθοδοι υπολογισμού
- 3.2 Προσομοίωση
  - 3.2.1 Ελευθερίες κίνησης
  - 3.2.2 Προσομοίωση των μαζών
  - 3.2.3 Προσομοίωση δυσκαμψίας φερόντων στοιχείων
- 3.3 Εκκεντρότητες σχεδιασμού
  - 3.3.1 Τυχηματική εκκεντρότητα
  - 3.3.2 Εφαρμογή δυναμικής φασματικής μεθόδου
  - 3.3.3 Εφαρμογή απλοποιημένης φασματικής μεθόδου
- 3.4 Δυναμική φασματική μέθοδος
  - 3.4.1 Γενικά
  - 3.4.2 Αριθμός σημαντικών ιδιομορφών
  - 3.4.3 Επαλληλία ιδιομορφικών αποκρίσεων
  - 3.4.4 Χωρική επαλληλία
- 3.5 Απλοποιημένη φασματική μέθοδος
  - 3.5.1 Γενικά - Πεδίο εφαρμογής
  - 3.5.2 Ισοδύναμα σεισμικά φορτία
  - 3.5.3 Χωρική επαλληλία
- 3.6 Κατακόρυφη σεισμική διέγερση
- 3.7 Προσαρτήματα κτιρίων

### ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

- 4.1 Αποφυγή κατάρρευσης
  - 4.1.1 Κριτήρια
  - 4.1.2 Δράσεις υπολογισμού
    - 4.1.2.1 Σεισμικός συνδυασμός δράσεων
    - 4.1.2.2 Επιρροές 2ας τάξεως
  - 4.1.3 Έλεγχοι αντοχής

- 4.1.4 Εξασφάλιση ικανότητας απελευθέρωσης ενέργειας (πλαστιμότητας) στο σύνολο του δομήματος- Γενικοί κανόνες ικανοτικού σχεδιασμού
  - 4.1.4.1 Αποφυγή σχηματισμού μηχανισμού ορόφου
  - 4.1.4.2 Εξαιρέσεις από τον κανόνα αποφυγής πλαστικών αρθρώσεων σε υποστυλώματα
    - α. Κτίρια με οποιοδήποτε στατικό σύστημα
    - β. Κτίρια με κατάλληλα διαμορφωμένο μικτό σύστημα
- 4.1.5 Ειδικές απαιτήσεις για κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα
- 4.1.6 Ειδικές απαιτήσεις για κτίρια από χάλυβα
- 4.1.7 Ελαχιστοποίηση αβεβαιοτήτων σεισμικής συμπεριφοράς
  - 4.1.7.1 Διαμόρφωση του στατικού συστήματος
    - α. Κατά τη διαμόρφωση του συστήματος σε κάτοψη
    - β. Κατά τη διαμόρφωση κατά το ύψος
    - γ. Κατά τη διαμόρφωση των λεπτομερειών
  - 4.1.7.2 Επαφή με γειτονικά κτίρια
- 4.2 Περιορισμός βλαβών
  - 4.2.1 Φέρων οργανισμός
  - 4.2.2 Οργανισμός πλήρωσης
  - 4.2.3 Προσαρτήματα

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

- 5.1 Καταλληλότητα υπεδάφους θεμελίωσης
  - 5.1.1 Γενικές απαιτήσεις
  - 5.1.2 Γειτνίαση ενεργών σεισμοτεκτονικών ρηγμάτων
  - 5.1.3 Ευστάθεια πρανών
  - 5.1.4 Κίνδυνος ρευστοποίησης
  - 5.1.5 Διατμητική συνίζηση του εδάφους λόγω ανακυκλικής φόρτισης
- 5.2 Θεμελιώσεις
  - 5.2.1 Κριτήρια και κανόνες εφαρμογής
  - 5.2.2 Δράσεις σχεδιασμού
  - 5.2.3 Αντοχή του εδάφους
    - 5.2.3.1 Βασική απαίτηση
    - 5.2.3.2 Επιφανειακές θεμελιώσεις
      - α. Αστοχία λόγω υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας έδρασης (οριακού φορτίου)
      - β. Αστοχία σε ολίσθηση
      - γ. Αστοχία δομικών στοιχείων του θεμελίου
    - 5.2.3.3 Βαθιές θεμελιώσεις (πάσσαλοι, διαφράγματα, φρέατα)
      - α. Ανάλυση

- β. Οριακές καταστάσεις αστοχίας
  - β1 Αστοχία σε αξονικό φορτίο (θλιπτικό ή εφελκυστικό)
  - β2 Αστοχία σε εγκάρσια αντίσταση του εδάφους
  - β3 Αστοχία δομικών στοιχείων της θεμελίωσης
- 5.2.4 Ελαχιστοποίηση αβεβαιοτήτων
  - 5.2.4.1 Γενικά
  - 5.2.4.3 Θεμελιώσεις φερόντων τοιχωμάτων της ανωδομής
- 5.3 Αντιστηρίξεις
  - α. Τοίχοι που διαθέτουν δυνατότητα μετακινήσεως ή/ και παραμορφώσεως
  - β. Ακλόνητοι τοίχοι
  - γ. Κορεσμένα εδάφη - Υδροδυναμική πίεση
  - δ. Αγκυρώσεις
- 5.4 Πρανή - Αναχώματα
  - 5.4.1 Πρανή
  - 5.4.2 Αναχώματα
  - 5.4.3 Έλεγχος ευστάθειας

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

- A.1 Ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης
- A.2 Επιταχυνσιογραφήματα
  - A.2.1 Πραγματικά επιταχυνσιογραφήματα
  - A.2.2 Συνθετικά επιταχυνσιογραφήματα

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

- B.1 Αποφυγή ψαθυρών μορφών αστοχίας - Διατμητική αστοχία
  - B.1.1 Υποστυλώματα
  - B.1.2 Δοκοί
  - B.1.3 Υποστυλώματα και δοκοί σε άκρα των οποίων δεν προβλέπεται ο σχηματισμός πλαστικής αρθρώσεως
  - B.1.4 Τοιχώματα
- B.2 Εξασφάλιση επαρκούς τοπικής πλαστιμότητας στις θέσεις πλαστικών αρθρώσεων

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ

- Γ.1 Θλιβόμενα στοιχεία

- Γ.2 Εφελκόμενα στοιχεία
- Γ.3 Συνδέσεις
- Γ.4 Πλαίσια
  - Γ.4.1 Αποφυγή σχηματισμού μηχανισμού ορόφου
  - Γ.4.2 Δοκοί
  - Γ.4.3 Υποστυλώματα
- Γ.5 Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα
  - Γ.5.1 Δράση και πλάστιμα στοιχεία
  - Γ.5.2 Διαγώνιοι
  - Γ.5.3 Υποστυλώματα και δοκοί
- Γ.6 Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα
  - Γ.6.1 Δράση και πλάστιμα στοιχεία
  - Γ.6.2 Δοκοί σύζευξης
  - Γ.6.3 Υποστυλώματα και διαγώνιοι
- Γ.7 Διαφράγματα – Οριζόντιοι δικτυωτοί σύνδεσμοι

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ

Ωθηση σε τοίχους κατά τη διάρκεια σεισμού

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ε

Ειδικοί κανόνες για προσθήκες σε υφιστάμενα κτίρια

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΣΤ

Ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ζ

- Z.1 Γενικά
- Z.2 Φόρτιση αργιλωδών εδαφών υπό αστράγγιστες συνθήκες
- Z.3 Φόρτιση χωρίς ανάπτυξη υδατικών υπερπιέσεων πόρων στο έδαφος
- Z.4 Περιορισμοί
- Z.5 Προσεγγιστική αντιμετώπιση ανάπτυξης υπερπιέσεων πόρων
- Z.6 Εκτίμηση φέρουσας ικανότητας από προϋπάρχουσα εμπειρία

## ΣΥΜΒΟΛΑ



**ΑΡΘΡΟ ΔΕΥΤΕΡΟ****ΕΝΑΡΞΗ ΙΣΧΥΟΣ**

1. Ο ανωτέρω Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός εφαρμόζεται παράλληλα με τον ισχύοντα Νέο Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (Ν.Ε.Α.Κ.) όπως αυτός αρχικά εγκρίθηκε με την αριθμ. Δ17α/08/32/ΦΝ 275/30-9-92 Απόφαση (ΦΕΚ Β' 613) και όπως περαιτέρω τροποποιήθηκε και ισχύει, για χρονική περίοδο ενός (1) έτους από την έναρξη εφαρμογής του.

2. Κατά το χρονικό αυτό διάστημα παρέχεται η δυνατότητα εφαρμογής κατ' επιλογήν είτε των παλαιών διατάξεων που ισχύουν σήμερα, είτε των νέων που θεσπίζονται με τον παρόντα Κανονισμό.

3. Μετά τη λήξη της χρονικής αυτής περιόδου εφαρμόζεται αποκλειστικά ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (2000), όπως εγκρίνεται με την παρούσα απόφαση.

4. Η ισχύς της απόφασης αυτής αρχίζει από τη δημοσίευσή της στην Εφημερίδα της Κυβερνήσεως.

Η Απόφαση αυτή να δημοσιευθεί στην Εφημερίδα της Κυβερνήσεως.

Αθήνα, 15 Δεκεμβρίου 1999

Ο ΥΠΟΥΡΓΟΣ

ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ, ΧΩΡΟΤΑΞΙΑΣ ΚΑΙ ΔΗΜΟΣΙΩΝ ΕΡΓΩΝ

**ΚΩΝ. ΛΑΛΙΩΤΗΣ**