

# **ΕΑΚ 2000**

**ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ  
ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ  
ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ  
2000**

**ΟΑΣΠ**

**ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΣ  
ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ  
ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ  
ΚΑΙ  
ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ**

**ΣΠΜΕ**

**ΣΥΛΛΟΓΟΣ  
ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ  
ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΕΛΛΑΔΟΣ**

**ΕΚΔΟΣΗ:**

ΑΘΗΝΑ, ΑΠΡΙΛΙΟΣ 2001

**ΟΑΣΠ** - ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΑΙ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ

**ΕΠΙΜΕΛΕΙΑ ΕΚΔΟΣΗΣ:**

**ΣΠΜΕ** - ΣΥΛΛΟΓΟΣ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΕΛΛΑΔΟΣ

**DTP - ΕΞΟΦΥΛΛΑ:**

esoteric graphic design- takis katsaros

**ΕΚΤΥΠΩΣΗ - ΒΙΒΛΙΟΔΕΣΙΑ:**

ΕΚΤΥΠΩΤΙΚΗ ΑΤΤΙΚΗΣ Α.Ε.

## **ΠΡΟΛΟΓΟΣ**

Η ασφάλεια των κτιρίων και γενικότερα των κατασκευών, αποτελεί αναμφισβήτητα τον κύριο και καθοριστικό παράγοντα για την προστασία της ζωής και της περιουσίας των πολιτών σε περίπτωση σεισμού.

Ο Αντισεισμικός Κανονισμός είναι το βασικό εργαλείο για την μελέτη και κατασκευή κτιρίων και τεχνικών έργων, που τα καθιστά ικανά να δέχονται με ασφάλεια τις ισχυρές καταπονήσεις που προκαλεί ο σεισμός.

Ο πρώτος *Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός* θεσμοθετήθηκε και εφαρμόστηκε το 1959. Το 1984 θεσμοθετήθηκαν και εφαρμόστηκαν οι πρόσθετες διατάξεις. Παράλληλα ξεκίνησε από τον Ο.Α.Σ.Π. η διαδικασία σύνταξης του *Νέου Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (Ν.Ε.Α.Κ.)* ο οποίος τέθηκε σε εφαρμογή το 1995.

Η παρούσα έκδοση του *Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού - ΕΑΚ 2000* αποτελεί αναθεώρηση του ΝΕΑΚ μετά από 4 χρόνια εφαρμογής του. Η αναθεώρηση αυτή περιλαμβάνει τροποποιήσεις και συμπληρώσεις που κρίθηκαν αναγκαίες:

1. μετά από σημαντικές παρατηρήσεις, σχόλια και επιστημονικές απόψεις που διατυπώθηκαν κατά την διάρκεια εφαρμογής του ΝΕΑΚ.
2. για την προσαρμογή στους αντίστοιχους Ευρωκώδικες EC8 (Αντισεισμικός) και EC7 (Θεμελιώσεων).

Ο *Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού & Προστασίας (Ο.Α.Σ.Π.)* και ο *Σύλλογος Πολιτικών Μηχανικών Ελλάδος (Σ.Π.Μ.Ε.)* στο πλαίσιο προσπάθειας για την ενημέρωση των Ελλήνων Μηχανικών στην κατεύθυνση της παραγωγής σύγχρονων και ασφαλών κατασκευών εκδίδουν το παρών τεύχος του ΕΑΚ 2000, το οποίο διανέμεται δωρεάν στους Πολιτικούς Μηχανικούς.

Ο *Σ.Π.Μ.Ε.* προκειμένου να υποστηρίξει το σημαντικό επαγγελματικό και επιστημονικό έργο των 16.000 μελών του, των κύριων σχεδιαστών και παραγωγών του οικιστικού και κατασκευαστικού πλούτου της χώρας προγραμματίζει ποικίλες κοινές δραστηριότητες και συνδιοργανώσεις με τον *Ο.Α.Σ.Π.* όπως, σύνταξη και έκδοση αξιόπιστων εγχειριδίων με παραδείγματα εφαρμογής του Κανονισμού, διοργάνωση ειδικών ενημερωτικών/επιμορφωτικών ημερίδων ανά τη χώρα, διοργάνωση του 2ου Συνεδρίου "ΣΕΙΣΜΟΙ & ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ", συγρότηση και εκπαίδευση ειδικών εθελοντικών ομάδων Πολιτικών Μηχανικών που θα στελεχώνουν τα σωστικά συνεργεία σε περίπτωση σεισμού, ηλεκτρονική πληροφόρηση δια μέσου του διαδικτύου, των Πολιτικών Μηχανικών για θέματα αντισεισμικού σχεδιασμού και προστασίας.

Η επεξεργασία του παρόντος τεύχους έγινε με μέριμνα του *Σ.Π.Μ.Ε.* και η σχετική δαπάνη παραγωγής και εκτύπωσης καλύφθηκε από τον *Ο.Α.Σ.Π.*

Απρίλιος 2001

Ο ΠΡΟΕΔΡΟΣ Ο.Α.Σ.Π.  
**ΒΑΣ.ΑΝΔΡΙΑΝΑΚΗΣ**

Ο ΠΡΟΕΔΡΟΣ Σ.Π.Μ.Ε.  
**ΒΑΣ.ΟΙΚΟΝΟΜΟΠΟΥΛΟΣ**

## **Σημείωμα της Συντακτικής Επιτροπής**

Για την εκτέλεση της επεξεργασίας και έκδοσης των βιβλίων *Ε.Α.Κ. 2000* και *Ε.Κ.Ω.Σ.2000*, ο κ. Σπύρος Γουλουμής μέλος του Δ.Σ. του *Συλλόγου Πολιτικών Μηχανικών Ελλάδος (Σ.Π.Μ.Ε.)* ανέλαβε τον συντονισμό των συναδέλφων Πολιτικών Μηχανικών και των τεχνικών που συνέβαλαν στην ολοκλήρωση του έργου. Η ομάδα εργασίας του *Οργανισμού Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (Ο.Α.Σ.Π.)* ανέλαβε την επιστημονική σύνταξη και επεξεργασία των κανονισμών ενώ ο συνάδελφος κ. Παναγιώτης Γεωργίου με την βοήθεια της συναδέλφου κ. Κατερίνας Γουγά ανέλαβε την επιμέλεια των τελικών κειμένων, πινάκων και σχεδίων.

# ΑΠΟΦΑΣΗ

## Έγκριση Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού - έκδοση 2000 (Αριθ. Δ 17α/141/3/ΦΝ 275, Φ.Ε.Κ. 2184 Β'/ 20-12-1999)

### Ο ΥΠΟΥΡΓΟΣ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ ΧΩΡΟΤΑΞΙΑΣ ΚΑΙ ΔΗΜΟΣΙΩΝ ΕΡΓΩΝ

Έχοντας υπόψη:

1. Τις διατάξεις της παρ. 1 και 4 του άρθρου 21 του Ν. 1418/84 "Δημόσια έργα και ρυθμίσεις συναφών θεμάτων" (Α' 23).
2. Τη διάταξη του άρθρου 2, παρ. 2 περίπτωση δ του Ν. 1349/83 "Σύσταση Οργανισμού Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (Ο.Α.Σ.Π.) και άλλες διατάξεις" (Α' 52).
3. Τις διατάξεις του άρθρου 29Α' του Ν. 1558/85 (Α' 137), το οποίο προστέθηκε με το άρθρο 27 του Ν. 2081/1992 (Α' 154) και τροποποιήθηκε με το άρθρο 1 παρ. 2α του Ν. 2469/97 (Α' 38) και το γεγονός ότι από τις διατάξεις της παρούσας απόφασης δεν προκαλείται δαπάνη σε βάρος του Κρατικού Προϋπολογισμού.
4. Το έγγραφο αριθμ. 1933/21-10-1999 του Ο.Α.Σ.Π. καθώς και την αριθμ. 77/21-10-1999 Απόφαση του Διοικητικού Συμβουλίου του Ο.Α.Σ.Π.

και επειδή

- Ο παρών Αντισεισμικός Κανονισμός με τίτλο "Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός έκδοση 2000 (Ε.Α.Κ. 2000)" αποτελεί αναθεώρηση του ισχύοντος Νέου Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (Ν.Ε.Α.Κ.) όπως αυτός εγκρίθηκε με την Απόφαση αριθμ. Δ17α/08/32/ΦΝ 275/30-9-1993 (Φ.Ε.Κ.613 Β') ετέθη σε εφαρμογή με την Απόφαση Δ16γ/15/663/Γ/10-10-1994 και τροποποιήθηκε με την Απόφαση αριθμ. Δ17α/04/46/ΦΝ 275/20-6-1995 (Φ.Ε.Κ. 534 Β').
- Η Αναθεώρηση αυτή είναι αποτέλεσμα επεξεργασίας από την Μόνιμη Επιστημονική Επιτροπή Υποστήριξης του Αντισεισμικού Κανονισμού που λειτουργεί στα πλαίσια του Ο.Α.Σ.Π..
- Ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός - έκδοση 2000 (Ε.Α.Κ. 2000) περιλαμβάνει τροποποιήσεις και συμπληρώσεις του ισχύοντος Αντισεισμικού Κανονισμού που κρίθηκαν αναγκαίες:
  - α. μετά από σημαντικές παρατηρήσεις, σχόλια και επιστημονικές απόψεις που διατυπώθηκαν κατά τη διάρκεια εφαρμογής του Ν.Ε.Α.Κ.
  - β. για την προσαρμογή στους αντίστοιχους Ευρωκώδικες EC8 (Αντισεισμικός) και EC7 (Θεμελιώσεων),

αποφασίζουμε:

### ΑΡΘΡΟ ΠΡΩΤΟ ΕΓΚΡΙΣΗ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ

Εγκρίνουμε τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό - έκδοση 2000 (Ε.Α.Κ. 2000) με τα επτά (7) Παραρτήματα (Α,Β,Γ,Δ,Ε,ΣΤ και Ζ), τα οποία αποτελούν αναπόσπαστο μέρος του Κανονισμού αυτού.

**ΑΡΘΡΟ ΔΕΥΤΕΡΟ**  
**ΕΝΑΡΞΗ ΙΣΧΥΟΣ**

1. Ο ανωτέρω Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός - έκδοση 2000 (Ε.Α.Κ. 2000) εφαρμόζεται παράλληλα με τον ισχύοντα Νέο Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (Ν.Ε.Α.Κ.) όπως αυτός αρχικά εγκρίθηκε με την Απόφαση αριθμ. Δ17α/08/32/ΦΝ 275/30-9-1992 (Φ.Ε.Κ. Β' 613) και όπως περαιτέρω τροποποιήθηκε και ισχύουν, για χρονική περίοδο ενός (1) έτους από την έναρξη εφαρμογής του.
2. Κατά το χρονικό αυτό διάστημα παρέχεται η δυνατότητα εφαρμογής κατ' επιλογή 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 - έκδοση 2000 (Ε.Α.Κ. 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 ΥΦΥΠΟΥΡΓΟΣ  
ΠΕΧΩΔΕ  
**ΧΡΙΣΤΟΣ ΒΕΡΕΛΗΣ**

Ο ΥΠΟΥΡΓΟΣ  
ΠΕΧΩΔΕ  
**ΚΩΝ. ΛΑΛΙΩΤΗΣ**

## **ΣΗΜΕΙΩΣΗ**

*Με την Απόφαση αριθμ. Δ17α/160/5/ΦΝ 429/11-12-2000 (Φ.Ε.Κ. 1564/Β/22-12-2000) του Υπουργού Π.Ε.Χ.Ω.Δ.Ε. ορίσθηκε νέα ημερομηνία έναρξης της αποκλειστικής εφαρμογής του Ε.Α.Κ. 2000 η 30/6/2001.*

**ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ**

# ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

<b>ΣΥΜΒΟΛΑ</b>	<b>XV</b>
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1</b>	<b>21</b>
<b>ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΚΑΙ ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ</b>	
1.1 Εισαγωγή	23
1.1.1 Αντικείμενο και πεδίο εφαρμογής	23
1.1.2 Περιεχόμενο του Κανονισμού	27
1.1.3 Συσχέτιση με άλλους Κανονισμούς – Προϋποθέσεις	27
1.2 Θεμελιώδεις απαιτήσεις σεισμικής συμπεριφοράς	29
1.2.1 Απαίτηση αποφυγής καταρρεύσεως	29
1.2.2 Απαίτηση περιορισμού βλαβών	31
1.2.3 Απαίτηση ελάχιστης στάθμης λειτουργιών	31
1.3 Γενικά κριτήρια σχεδιασμού	31
1.3.1 Γενικά κριτήρια αποφυγής καταρρεύσεως	33
1.3.2 Γενικά κριτήρια περιορισμού βλαβών	39
1.3.3 Γενικά κριτήρια ελάχιστης στάθμης λειτουργίας	41
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2</b>	<b>43</b>
<b>ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ</b>	
2.1 Γενικά	45
2.2 Προσομοίωση σεισμικών διεγέρσεων	45
2.2.1 Διεύθυνση και στάθμη εφαρμογής	45
2.2.2 Καθορισμός σεισμικών διεγέρσεων	47
2.3 Φάσματα σχεδιασμού	49
2.3.1 Οριζόντιες συνιστώσες	49
2.3.2 Κατακόρυφη συνιστώσα	53
2.3.3 Σεισμική επιτάχυνση εδάφους	53
2.3.4 Συντελεστής σπουδαιότητας κτιρίων	53
2.3.5 Συντελεστής συμπεριφοράς $\eta$	55
2.3.6 Κατάταξη εδαφών	55
2.3.7 Συντελεστής θεμελίωσης	55
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3</b>	<b>69</b>
<b>ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ</b>	
3.1 Γενικές αρχές και παραδοχές	71
3.1.1 Βάσεις υπολογισμού	71
3.1.2 Μέθοδοι υπολογισμού	75
3.2 Προσομοίωση	77
3.2.1 Ελευθερίες κίνησης	77
3.2.2 Προσομοίωση των μαζών	77
3.2.3 Προσομοίωση δυσκαμψίας φερόντων στοιχείων	79



<b>3.3</b>	<b>Εκκεντρότητες σχεδιασμού</b>	81
3.3.1	Τυχηματική εκκεντρότητα	81
3.3.2	Εφαρμογή δυναμικής φασματικής μεθόδου	81
3.3.3	Εφαρμογή απλοποιημένης φασματικής μεθόδου	83
<b>3.4</b>	<b>Δυναμική φασματική μέθοδος</b>	89
3.4.1	Γενικά	89
3.4.2	Αριθμός σημαντικών ιδιομορφών	91
3.4.3	Επαλληλία ιδιομορφικών αποκρίσεων	91
3.4.4	Χωρική επαλληλία	93
<b>3.5</b>	<b>Απλοποιημένη φασματική μέθοδος</b>	97
3.5.1	Γενικά - Πεδίο εφαρμογής	97
3.5.2	Ισοδύναμα σεισμικά φορτία	101
3.5.3	Χωρική επαλληλία	103
<b>3.6</b>	<b>Κατακόρυφη σεισμική διέγερση</b>	107
<b>3.7</b>	<b>Προσαρτήματα κτιρίων</b>	109

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4**

**113**

### **ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΑΙ ΚΑΝΟΝΕΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ**

<b>4.1</b>	<b>Αποφυγή κατάρρευσης</b>	115
4.1.1	Κριτήρια	115
4.1.2	Δράσεις υπολογισμού	115
4.1.2.1	<i>Σεισμικός συνδυασμός δράσεων</i>	115
4.1.2.2	<i>Επιρροές 2ας τάξεως</i>	117
4.1.3	Ελεγχοι αντοχής	119
4.1.4	Εξασφάλιση ικανότητας απελευθέρωσης ενέργειας (πλαστιμότητας) στο σύνολο του δομήματος. Γενικοί κανόνες ικανοτικού σχεδιασμού	121
4.1.4.1	<i>Αποφυγή σχηματισμού μηχανισμού ορόφου</i>	125
4.1.4.2	<i>Εξαιρέσεις από τον κανόνα αποφυγής πλαστικών αρθρώσεων σε υποστυλώματα</i>	129
	α. Κτίρια με οποιοδήποτε στατικό σύστημα	129
	β. Κτίρια με κατάλληλα διαμορφωμένο μικτό σύστημα	129
4.1.5	Ειδικές απαιτήσεις για κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα	131
4.1.6	Ειδικές απαιτήσεις για κτίρια από χάλυβα	133
4.1.7	Ελαχιστοποίηση αβεβαιοτήτων σεισμικής συμπεριφοράς	133
4.1.7.1	<i>Διαμόρφωση του στατικού συστήματος</i>	133
	α. Κατά τη διαμόρφωση του συστήματος σε κάτοψη	133
	β. Κατά τη διαμόρφωση κατά το ύψος	139
	γ. Κατά τη διαμόρφωση των λεπτομερειών	139
4.1.7.2	<i>Επαφή με γειτονικά κτίρια</i>	141
<b>4.2</b>	<b>Περιορισμός βλαβών</b>	141
4.2.1	Φέρων οργανισμός	141
4.2.2	Οργανισμός πλήρωσης	143
4.2.3	Προσαρτήματα	145

<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5</b>	<b>151</b>
<b>ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ, ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ, ΓΕΩΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ</b>	
<b>5.1 Καταλληλότητα υπεδάφους θεμελίωσης</b>	153
5.1.1 Γενικές απαιτήσεις	153
5.1.2 Γειτνίαση ενεργών σεισμοτεκτονικών ρηγμάτων	153
5.1.3 Ευστάθεια πρανών	153
5.1.4 Κίνδυνος ρευστοποιήσεως	155
5.1.5 Διατμητική συνίζηση του εδάφους λόγω ανακυκλικής φόρτισης	155
<b>5.2 Θεμελιώσεις</b>	155
5.2.1 Κριτήρια και κανόνες εφαρμογής	155
5.2.2 Δράσεις σχεδιασμού	157
5.2.3 Αντοχή του εδάφους	159
5.2.3.1 Βασική απαίτηση	159
5.2.3.2 Επιφανειακές θεμελιώσεις	159
α. Αστοχία λόγω υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας έδρασης (οριακού φορτίου)	159
β. Αστοχία σε ολίσθηση	163
γ. Αστοχία δομικών στοιχείων του θεμελίου	165
5.2.3.3 Βαθιές Θεμελιώσεις	165
(πάσσαλοι, διαφράγματα, φρέατα)	
α. Ανάλυση	165
β. Οριακές καταστάσεις αστοχίας	167
β1. Αστοχία σε αξονικό φορτίο (θλιπτικό ή εφελκυστικό)	167
β2. Αστοχία σε εγκάρσια αντίσταση του εδάφους	169
β3. Αστοχία δομικών στοιχείων της θεμελίωσης	169
5.2.4 Ελαχιστοποίηση αβεβαιοτήτων	171
5.2.4.1 Γενικά	171
5.2.4.2 Συνδετήριες δοκοί	171
5.2.4.3 Θεμελιώσεις φερόντων τοιχωμάτων της ανωδομής	173
<b>5.3 Αντιστηρίξεις</b>	175
α. Τοίχοι που διαθέτουν δυνατότητα μετακινήσεως ή / και παραμορφώσεως	175
β. Ακλόνητοι τοίχοι	179
γ. Κορεσμένα εδάφη - Υδροδυναμική πίεση	179
δ. Αγκυρώσεις	181
<b>5.4 Πρανή – Αναχώματα</b>	181
5.4.1 Πρανή	181
5.4.2 Αναχώματα	183
5.4.3 Έλεγχος ευστάθειας	185
<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α</b>	<b>187</b>
<b>ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΚΙΝΗΣΕΙΣ ΕΔΑΦΟΥΣ</b>	
<b>A.1 Ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης</b>	189
<b>A.2 Επιταχυνσιογραφήματα</b>	189
A.2.1 Πραγματικά επιταχυνσιογραφήματα	191
A.2.2 Συνθετικά επιταχυνσιογραφήματα	191



<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β</b>	<b>193</b>
<b>ΕΙΔΙΚΟΙ ΚΑΝΟΝΕΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΓΙΑ ΦΕΡΟΝΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ</b>	
B.1 Αποφυγή ψαθυρών μορφών αστοχίας – Διατμητική αστοχία	195
B.1.1 Υποστυλώματα	195
B.1.2 Δοκοί	195
B.1.3 Υποστυλώματα και δοκοί σε άκρα των οποίων δεν προβλέπεται ο σχηματισμός πλαστικής αρθρώσεως	197
B.1.4 Τοιχώματα	197
B.2 Εξασφάλιση επαρκούς τοπικής πλαστιμότητας στις θέσεις πλαστικών αρθρώσεων	201
<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ</b>	<b>209</b>
<b>ΕΙΔΙΚΟΙ ΚΑΝΟΝΕΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΓΙΑ ΦΕΡΟΝΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ</b>	
Γ.1 Θλιβόμενα στοιχεία	211
Γ.2 Εφελκυόμενα στοιχεία	211
Γ.3 Συνδέσεις	211
Γ.4 Πλαίσια	215
Γ.4.1 Αποφυγή σχηματισμού μηχανισμού ορόφου	215
Γ.4.2 Δοκοί	215
Γ.4.3 Υποστυλώματα	217
Γ.5 Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα	217
Γ.5.1 Δράση και πλάστιμα στοιχεία	217
Γ.5.2 Διαγώνιοι	219
Γ.5.3 Υποστυλώματα και δοκοί	221
Γ.6 Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα	221
Γ.6.1 Δράση και πλάστιμα στοιχεία	221
Γ.6.2 Δοκοί σύζευξης	223
Γ.6.3 Υποστυλώματα και διαγώνιοι	225
Γ.7 Διαφράγματα – Οριζόντιοι δικτυωτοί σύνδεσμοι	227
<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ</b>	<b>229</b>
<b>ΩΘΗΣΗ ΣΕ ΤΟΙΧΟΥΣ ΚΑΤΑ ΤΗ ΔΙΑΡΚΕΙΑ ΣΕΙΣΜΟΥ</b>	
Ωθηση σε τοίχους κατά τη διάρκεια σεισμού	231
<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ε</b>	<b>235</b>
<b>ΕΙΔΙΚΟΙ ΚΑΝΟΝΕΣ ΓΙΑ ΠΡΟΣΘΗΚΕΣ ΣΕ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΑ ΚΤΙΡΙΑ</b>	
Ειδικοί κανόνες για προσθήκες σε υφιστάμενα κτίρια	237
<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΣΤ</b>	<b>241</b>
<b>ΙΣΟΔΥΝΑΜΕΣ ΣΤΑΤΙΚΕΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΕΣ</b>	
Ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες	243

<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ζ</b>	<b>247</b>
<b>ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΟΥ ΟΡΙΑΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ ΟΡΘΟΓΩΝΙΚΗΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΣ</b>	
Z.1 Γενικά	249
Z.2 Φόρτιση αργιλωδών εδαφών υπό αστράγγιστες συνθήκες	251
Z.3 Φόρτιση χωρίς ανάπτυξη υδατικών υπερπιέσεων πόρων στο έδαφος	251
Z.4 Περιορισμοί	255
Z.5 Προσεγγιστική αντιμετώπιση ανάπτυξης υπερπιέσεων πόρων	255
Z.6 Εκτίμηση φέρουσας ικανότητας από προϋπάρχουσα εμπειρία	257

## **Σημείωμα της συντακτικής επιτροπής**

### **ΔΙΑΤΑΞΗ ΥΛΗΣ**

Στο παρόν τεύχος περιέχονται ο Κανονισμός και τα Σχόλια που τον συνοδεύουν. Ο Κανονισμός αναπτύσσεται στις δεξιές σελίδες με μονή αρίθμηση του τεύχους και τα αντίστοιχα σχόλια ακολουθούν τον Κανονισμό κατά παράγραφο στις αντικείμενες αριστερές σελίδες με ζυγή αρίθμηση.

**ΣΥΜΒΟΛΑ**

## ΣΥΜΒΟΛΑ

### ΚΕΦΑΛΑΙΑ ΛΑΤΙΝΙΚΑ

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

$N_S$	Μέγιστη αξονική δύναμη από σεισμικούς συνδυασμούς (Παραρ.Γ).
$P_\infty$	Εντατικά μεγέθη από προένταση μετά τις χρόνιες απώλειες (Κεφ.4).
$Q_{k,i}$	Εντατικά μεγέθη από τη χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσεως $i$ (Κεφ.4).
$R_d$	Αντοχή σχεδιασμού (Κεφ.4).
$\Phi_d(T)$	Τιμή φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού για οριζόντια συνιστώσα (Κεφ.2).
$\Phi_{d,v}(T)$	Τιμή φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού για κατακόρυφη συνιστώσα (Κεφ.3).
$\Phi_e(T)$	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).
$V_0$	Συνολικό μέγεθος των σεισμικών φορτίων (τέμνουσα βάσης) (Κεφ.3).
$V_{ol}$	Συνολική τέμνουσα δύναμη των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου (Κεφ.4).
$V_{Ob}$	Τέμνουσα δοκού θεωρούμενης ως αμφιερείστου (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 τοιχοπλήρωση (Κεφ.4).
$e_{oi}$	Στατική εκκεντρότητα ορόφου $i$ (Κεφ.3).
$e_{\tau i}$	Τυχηματική εκκεντρότητα ορόφου $i$ (Κεφ.3).
$e_{fi}$	Ισοδύναμη στατική εκκεντρότητα ορόφου $i$ ως προς την εύκαμπτη πλευρά (Κεφ.3 και Παραρ.ΣΤ).
$e_{\pi i}$	Ισοδύναμη στατική εκκεντρότητα ορόφου $i$ ως προς την δύσκαμπτη πλευρά (Κεφ.3 και Παραρ.ΣΤ).

## ΣΥΜΒΟΛΑ

$f_y$	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).
$\ell$	Άνοιγμα δοκού (Παραρ.Γ).
$\ell_c$	Μήκος υποστύλωσης (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).
Δ <sub>ελ</sub>	Σχετική μετακίνηση των πλακών του ορόφου (Κεφ.4).
Σ	Σύμβολο άθροισης.
Σ1,...,Σ4	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).



$\gamma_l$	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).
$\emptyset$	Διάμετρος ράβδου οπλισμού.
$\psi_2$	Συντελεστής συνδυασμού για μεταβλητές δράσεις (Κεφ.4).



**ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ  
ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ  
ΚΑΙ  
ΚΡΙΤΗΡΙΑ  
ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ**

**ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1**

## Σ.1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

### Σ.1.1.1 Αντικείμενο και πεδίο εφαρμογής

- [1] α) Ως δομήματα νοούνται εδώ κτίρια, δεξαμενές και σιρόι (σιλό), γέφυρες, τοίχοι αντιστηρίξεως, κλπ., ανεξαρτήτως υλικού.
- β) Ο Κανονισμός αυτός αφορά τη μελέτη και κατασκευή έργων ικανών να αντέξουν σε σεισμικές δονήσεις ορισμένης εντάσεως.
- γ) Οι κύριοι στόχοι του Κανονισμού είναι:
- η προστασία της ανθρώπινης ζωής στην περίπτωση υψηλών εντάσεων,
  - ο περιορισμός ή και η αποφυγή των οικονομικών απωλειών στην περίπτωση των μετρίων εντάσεων,
  - η διασφάλιση μιας ελάχιστης στάθμης λειτουργιών των έργων.
- δ) Έχοντας υπόψη, αφενός μεν, ότι οι διατάξεις του Κανονισμού αυτού βασίζονται στις αναμενόμενες συνθήκες δόνησης λόγω σεισμού και, αφετέρου, τους οικονομικούς περιορισμούς και το γεγονός ότι η γνώση που υφίσταται σήμερα στον τομέα αυτόν περιέχει πολλά κενά, θα πρέπει να γίνει σαφώς αντιληπτό ότι, ακόμη και εάν εφαρμοσθούν οι κανόνες του παρόντος Κανονισμού, η πιθανότητα μη επίτευξης του δεδομένου στόχου του στην περίπτωση κάποιου σεισμού δεν μπορεί να αποκλεισθεί.
- [2] Ο Κανονισμός καλύπτει τα λεγόμενα έργα “κανονικού κινδύνου”, δηλαδή τα έργα των οποίων η ενδεχόμενη βλάβη περιορίζεται στο ίδιο το έργο, στο περιεχόμενό του και στην άμεση γειτονία του.

Ο Κανονισμός περιέχει τις βασικές απαιτήσεις, τα κριτήρια σχεδιασμού, τις σεισμικές δράσεις και τους κανόνες συνδυασμού τους με άλλες δράσεις καθώς και διατάξεις σχετικά με το έδαφος και τις αντιστηρίξεις που εφαρμόζονται σε κτίρια και άλλα δομήματα σε σεισμικές περιοχές. Περιέχει επίσης και κανόνες εφαρμογής για κτιριακά κυρίως έργα.

Συμπληρωματικές διατάξεις απαιτούνται για ορισμένες ειδικές κατηγορίες έργων, όπως γέφυρες, δεξαμενές και σιλό, καθώς και για την ενίσχυση υφισταμένων κατασκευών.

Συμπληρωματικές διατάξεις απαιτούνται επίσης και για έργα για τα οποία προβλέπεται μερική ή πλήρης αντισεισμική μόνωση.

Ο Κανονισμός αυτός εφαρμόζεται για προσθήκες καθ' ύψος, σύμφωνα με τις διατάξεις του *Παραρτήματος Ε*.

## 1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

### 1.1.1 Αντικείμενο και πεδίο εφαρμογής

[1] Ο Κανονισμός αυτός αφορά τον σχεδιασμό των δομημάτων έναντι σεισμού. Ο Κανονισμός, ως έχει, δεν καλύπτει τα έργα για τα οποία προβλέπεται μερική ή πλήρης αντισεισμική μόνωση. Πρόσθετες διατάξεις σχετιζόμενες με επιμέρους υλικά περιλαμβάνονται στους αντίστοιχους Κανονισμούς.

[2] Τα κριτήρια και οι κανόνες σχεδιασμού που περιλαμβάνονται στον Κανονισμό έχουν γενικότερη εφαρμογή ενώ οι κανόνες εφαρμογής αναφέρονται κυρίως σε κτίρια. Για άλλες ειδικές κατηγορίες δομημάτων ή για έργα για τα οποία προβλέπεται μερική ή πλήρης αντισεισμική μόνωση απαιτείται συμπλήρωση του Κανονισμού με πρόσθετες διατάξεις.

Ο Κανονισμός δεν καλύπτει:

- τα λεγόμενα έργα “υψηλού κινδύνου”, δηλαδή τα έργα, των οποίων η ενδεχόμενη βλάβη μπορεί να έχει βαριές συνέπειες στον άνθρωπο και στο περιβάλλον σε μία μεγάλη έκταση έξω από την περιοχή του έργου (π.χ. φράγματα, πυρηνικά εργοστάσια, κλπ.),
- τα θαλάσσια έργα. Το επίπεδο προστασίας, που απαιτείται για τέτοια έργα, θα καθορίζεται από ειδικές συμπληρωματικές διατάξεις, με βάση τις συνέπειες αστοχίας τέτοιων εγκαταστάσεων. Για πολλά από αυτά τα έργα θα πρέπει επιπλέον να εισαχθούν και απαιτήσεις ασφαλείας, κριτήρια και κανόνες σχεδιασμού που να συσχετίζονται με τη λειτουργία των διαφόρων εσωτερικών υποσυστημάτων που περιλαμβάνονται στο όλο δόμημα.

[3] Ο Κανονισμός αυτός αφήνει περιθώρια επιλογών στο Μελετητή που επιθυμεί να κάνει ακριβέστερους υπολογισμούς από εκείνους που απαιτούνται στις εφαρμογές της καθημερινής πράξης.

Ενδεικτικά και όχι περιοριστικά, τέτοιες ακριβέστερες προσεγγίσεις είναι δυνατό να αφορούν:

- Στην εκτίμηση της σεισμικής απόκρισης του δομήματος, με βάση την ιδιοπερίοδο και τον λόγο υστερητικής απόσβεσης για ελαστοπλαστική συμπεριφορά, χωρίς προσφυγή στον συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ .
- Στην αποτίμηση του απαιτούμενου βαθμού πλαστιμότητας σε όρους ροπών-καμπυλοτήτων για κάθε προβλεπόμενη πλαστική άρθρωση.
- Στον υπολογισμό του διαθέσιμου βαθμού πλαστιμότητας σε όρους ροπών-καμπυλοτήτων σε κάθε πλαστική άρθρωση.

Για να γίνει αποδεκτή η εφαρμογή των ακριβεστερών μεθόδων θα πρέπει αυτές να ικανοποιούν ορισμένες προϋποθέσεις (π.χ. αξιοπιστία προσομοιωμάτων, κλπ.), να συνοδεύονται από επαρκείς αποδείξεις για την αξιοπιστία τους και για την επίτευξη επιπέδου ασφαλείας τουλάχιστον αναλόγου με το επιδιωκόμενο από τον παρόντα Κανονισμό, και εν πάση περιπτώσει υπόκεινται στην έγκριση χρησιμοποιήσεώς τους από την αρμόδια Δημόσια Αρχή.

[4] Ο Κανονισμός δεν εξασφαλίζει από χονδροειδή σφάλματα, τα οποία αποτελούν σημαντική αιτία αστοχιών στις κατασκευές. Ακριβώς δε για την εξασφάλιση έναντι τέτοιων σφαλμάτων το κείμενο του Κανονισμού προϋποθέτει ότι θα εφαρμόζεται από εκπαιδευμένα, έμπειρα και ικανά πρόσωπα.

[3] Έργα υψηλού κινδύνου για τον πληθυσμό, όπως πυρηνικοί αντιδραστήρες και φράγματα, δεν καλύπτονται από τον Κανονισμό.

[4] Η διαδικασία αντισεισμικού σχεδιασμού που προτείνεται στον Κανονισμό αυτό αποτελεί ένα σύνολο κανόνων μέγιστης αποδεκτής απλούστευσης, με την εφαρμογή του οποίου θεωρείται ότι ικανοποιούνται οι θεμελιώδεις συνθήκες επάρκειας μιας κατασκευής. Εκτός των αναφερομένων στον Κανονισμό αυτό θα μπορούσε επίσης να γίνει αποδεκτή, μετά και από σύμφωνη γνώμη της αρμόδιας Δημόσιας Αρχής, η εφαρμογή ακριβέστερων μεθόδων σχεδιασμού και ανάλυσης ενός δομήματος, σύμφωνα με τις οποίες η επαλήθευση των συνθηκών αυτών θα είναι άμεσα εμφανής. Οι παραπάνω εναλλακτικές μέθοδοι ανάλυσης θα πρέπει να βασίζονται στις θεμελιωμένες και αναγνωρισμένες αρχές της επιστήμης, σε συνδυασμό και με την επίτευξη του αυτού επιπέδου ασφαλείας με το επιδιωκόμενο από τον παρόντα Κανονισμό.

### Σ.1.1.2 Περιεχόμενο του Κανονισμού

- [1] Σχεδιάζοντας ένα νέο Κανονισμό πρέπει κανείς να καθορίσει από την αρχή πόσο γενικές ή ειδικές πρέπει (επιθυμεί) να είναι οι επιμέρους διατάξεις του. Έτσι, μπορεί κανείς να καταλήξει σε ένα Κανονισμό - ολιγοσέλιδο κείμενο, με πολύ γενικές (μόνο) διατάξεις, έως ένα Κανονισμό - βιβλίο συνταγών, το οποίο να μην αφήνει τίποτε στην κρίση του Μελετητή. Βεβαίως, τα όρια αυτά δεν καθορίζονται μόνο από τον Συντάκτη του Κανονισμού, αλλά και από την διατιθέμενη / παγιωμένη γνώση την εποχή που αυτός συντάσσεται. Η νέα γενιά Κανονισμών δεν ακολουθεί την “περιγραφική” δομή. Αντί αυτής, αφού γίνει η διατύπωση των βασικών απαιτήσεων, ακολουθούν τα αντίστοιχα κριτήρια σχεδιασμού στα οικεία κεφάλαια του Κανονισμού. Στον παρόντα Κανονισμό, πάντως, θεωρείται ότι έχει ακολουθηθεί μια μέση εφικτή οδός.
- [2] Διευκρινίζεται ότι τα Σχόλια του Κανονισμού, παρ' όλο που δημοσιεύονται χωριστά από το κείμενο του Κανονισμού, το οποίο έχει υποχρεωτική εφαρμογή, θεωρούνται ότι είναι πολύ βασικής σημασίας.

### Σ.1.1.3 Συσχέτιση με άλλους Κανονισμούς - Προϋποθέσεις

- [1] α) Η εφαρμογή του παρόντος Κανονισμού προϋποθέτει την ισχύ νέων Κανονισμών για δομήματα με επιμέρους υλικά, στους οποίους να έχουν υιοθετηθεί οι νεότερες αντιλήψεις αξιοπιστίας, που περιλαμβάνονται στο πρότυπο ΣΕΠ ΕΛΟΤ 865, και στις οποίες βασίζεται ο παρών Κανονισμός.
- β) Ο παρών Κανονισμός βρίσκεται σε συμφωνία με τον Κανονισμό για τη Μελέτη και Κατασκευή Έργων από Σκυρόδεμα, έχει δε τη μορφή και τη φιλοσοφία των Ευρωκωδίκων, οι οποίοι εκφράζουν τις σύγχρονες τάσεις. Ένα προς εξέταση θέμα υπήρξε η “συμβατότητα” και η αλληλεπίδραση του παρόντα Κανονισμού με το πλέγμα των υπολοίπων Κανονισμών και νομοθετικών ρυθμίσεων που ισχύουν στη χώρα μας, όπως π.χ. ο Γ.Ο.Κ. και ο Κτιριοδομικός Κανονισμός. Εξετάστηκε, παραδείγματος χάριν, το ενδεχόμενο να συμπεριληφθούν σε αυτόν διατάξεις που να διαφοροποιούν την σεισμική ένταση σχεδιασμού ή τις απαιτήσεις σχεδιασμού, ανάλογα με το αν, σε συνεχές σύστημα δόμησης, το κτίριο είναι γωνιακό ή ενδιάμεσο. Στο συγκεκριμένο παράδειγμα, η διεθνώς διατιθέμενη αντικειμενική γνώση για το θέμα δεν θεωρήθηκε ότι επιτρέπει την διαφοροποίηση, ιδίως αν ληφθεί υπόψη ότι κάθε κτίριο, ακόμη και σε συνεχές σύστημα, μπορεί να βρεθεί πανταχόθεν ελεύθερο.



- [5] Η εφαρμογή του Κανονισμού αυτού προϋποθέτει άτομα που διαθέτουν τις απαραίτητες τεχνικές γνώσεις και σχετικά προσόντα.

### 1.1.2 Περιεχόμενο του Κανονισμού

- [1] Ο Κανονισμός αυτός περιέχει υποχρεωτικές διατάξεις, οι οποίες καθορίζουν:
- τις ελάχιστες σεισμικές δράσεις σχεδιασμού και τους αντίστοιχους συνδυασμούς δράσεων,
  - τις απαιτήσεις συμπεριφοράς για τους παραπάνω συνδυασμούς δράσεων, καθώς και τα κριτήρια ελέγχου της ασφάλειας,
  - τις μεθόδους υπολογισμού της εντάσεως και παραμορφώσεως των κατασκευών και
  - τις ειδικότερες κατασκευαστικές διατάξεις των φορέων και των υλικών.
- [2] Η αρμόδια Δημοσία Αρχή συγχρόνως και κατά αντιστοιχία προς τα άρθρα του Κανονισμού αυτού, δημοσιεύει και Σχόλια, τα οποία αναφέρονται σε θέματα ειδικότερης σημασίας, παρατηρήσεις που βοηθούν στην κατανόηση του κειμένου ή εξασφαλίζουν τη συσχέτιση των παραγράφων, ή τέλος, μεθόδους περιορισμένης ισχύος που μπορεί να εφαρμόζονται υπό ορισμένες προϋποθέσεις.

### 1.1.3 Συσχέτιση με άλλους Κανονισμούς - Προϋποθέσεις

- [1] Ο Κανονισμός αυτός ισχύει παράλληλα με τους Κανονισμούς σχεδιασμού δομημάτων με συγκεκριμένο υλικό (σκυρόδεμα, τοιχοποιία, χάλυβας, ξύλο κ.λπ.), οι οποίοι περιλαμβάνουν και τα αντίστοιχα ειδικά κριτήρια, καθώς και λεπτομερέστερους πρακτικούς κανόνες διαστασιολόγησης για σεισμική καταπόνηση.

Πάντως, η επιλογή περί γενικών αντισεισμικών διατάξεων στον Αντισεισμικό Κανονισμό και ειδικότερων διατάξεων στους επιμέρους Κανονισμούς έχει υιοθετηθεί και στους Ευρωκώδικες.

- [2] Η αξιοπιστία του παρόντος Κανονισμού επηρεάζεται από την ποιότητα σε ολόκληρο το κύκλωμα: υλικά - μελέτη - επίβλεψη - κατασκευή.

### Σ.1.2 ΘΕΜΕΛΙΩΔΕΙΣ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ

- [1] α) Ο σεισμός εντάσσεται στις τυχηματικές δράσεις και επομένως:
- εξετάζεται μία μόνο στάθμη της σεισμικής φορτίσεως με την αντίστοιχη ονομαστική τιμή της,
  - δεν συνδυάζεται με άλλες τυχηματικές δράσεις.

Οι σεισμικές δράσεις σχεδιασμού, με κοινωνικά αποδεκτή μικρή πιθανότητα υπερβάσεως, ορίζονται στο *Κεφ. 2*. Ο ιδιοκτήτης του δομήματος έχει, όμως, τη δυνατότητα να προδιαγράψει διαφορετικές τιμές, υπό τον όρο ότι αυτές δεν θα είναι μικρότερες από εκείνες που ορίζονται στο *Κεφ. 2*.

- β) Στις απαιτήσεις σεισμικής συμπεριφοράς, που αναφέρονται στις *παρ. 1.2.1, 1.2.2 και 1.2.3*, θα μπορούσε να προστεθεί μία τέταρτη απαίτηση “των μη δυσανάλογων συνεπειών εξαιτίας των ποικίλων αβεβαιοτήτων”. Θεωρήθηκε, όμως, ότι, παρά την λογικότητα του πράγματος, θα δημιουργούσε μία ακόμη οιονεί περιπλοκή σε ένα Κανονισμό που θέλει να είναι “εφαρμοσμένος”. Παρά ταύτα, η προαναφερθείσα απαίτηση ικανοποιείται ουσιαστικά με το ανάλογο κριτήριο που δίνεται στην *παρ. 1.3.1.[5]*.

#### Σ.1.2.1 Απαίτηση αποφυγής καταρρεύσεως

- [1] α) Κατά το νόημα του άρθρου αυτού, γίνεται αποδεκτό ότι ο φέρων οργανισμός του δομήματος θα υποστεί βλάβες κατά τη δράση του σεισμού σχεδιασμού, οι οποίες όμως πρέπει να ικανοποιούν τις απαιτήσεις της *παρ. 1.2.2* και κατά περίπτωση, της *παρ. 1.2.3*.
- β) Επαναλαμβάνεται εδώ η γνωστή “θέση” όλων των σύγχρονων Κανονισμών:

- [2] Η αξιοπιστία των διατάξεων του Κανονισμού αυτού επηρεάζεται σε μεγάλο βαθμό από την πιστή τήρηση των διατάξεων των ειδικών για κάθε υλικό Κανονισμών για τις μη σεισμικές δράσεις.
- [3] Σε δομήματα που έχουν μελετηθεί και σχεδιασθεί με τον παρόντα Κανονισμό δεν επιτρέπονται οι τροποποιήσεις φερόντων ή μη φερόντων στοιχείων, καθώς και η αλλαγή χρήσεως τους, χωρίς προηγούμενη μελέτη των συνεπειών από τις παραπάνω αλλαγές.

## 1.2 ΘΕΜΕΛΙΩΔΕΙΣ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ

- [1] Ο σχεδιασμός, η κατασκευή και η χρήση ενός δομήματος θεωρούνται ότι αντιμετωπίζουν επαρκώς το σεισμικό κίνδυνο, δηλαδή εξασφαλίζουν περιορισμένες και επιδιορθώσιμες βλάβες στα στοιχεία του φέροντα οργανισμού υπό το σεισμό σχεδιασμού, ενώ ελαχιστοποιούν τις βλάβες για σεισμούς μικρότερης έντασης και με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης, όταν κατά την επιβολή των σεισμικών δράσεων “σχεδιασμού” (βλ. Κεφ. 2) με αποδεκτώσ μικρή πιθανότητα υπερβάσεώς τους κατά τη διάρκεια της ζωής του δομήματος, ικανοποιούνται οι ακόλουθες απαιτήσεις σεισμικής συμπεριφοράς.

### 1.2.1 Απαίτηση αποφυγής καταρρεύσεως

- [1] Η πιθανότητα καταρρεύσεως του δομήματος (ή τμημάτων του) πρέπει να είναι επαρκώς μικρή, όπως ορίζεται στα επιμέρους κριτήρια που περιέχονται στον παρόντα Κανονισμό και στους επιμέρους Κανονισμούς, και να συνδυάζεται με διατήρηση της ακεραιότητας και επαρκούς εναπομένουσας αντοχής μετά τη λήξη της σεισμικής ακολουθίας.

- Αναγνωρίζεται ο πιθανοτικός χαρακτήρας των φαινομένων. Αυτό είναι απόλυτα αναγκαίο, έστω και κατά αρχήν.
- Υπάρχει παρά ταύτα αναγνωρισμένη δυσχέρεια γενικής αριθμητικής διατυπώσεως, παρ' όλο ότι σε ερευνητικό επίπεδο γίνεται κάτι τέτοιο.

Αντιστάθμιση, όμως, αυτής της ελλείψεως είναι η ευθύνη που παίρνει ο Κανονισμός να θεωρεί ότι καλύπτεται αυτή η απαίτηση με την τήρηση των αντίστοιχων κριτηρίων.

Σκοπός, πάντως, αυτής της απαίτησης είναι η ελαχιστοποίηση του κινδύνου, σε ότι αφορά τις ανθρώπινες ζωές, και η εξασφάλιση της λειτουργίας ορισμένων ζωτικών υπηρεσιών, που είναι απαραίτητες μετά από ένα πολύ ισχυρό σεισμό.

### **Σ.1.2.2 Απαίτηση περιορισμού βλαβών**

- [1] Τα κριτήρια ικανοποίησης της απαιτήσεως αυτής δίνονται σε επιμέρους άρθρα του Κανονισμού αυτού και των κατά υλικό αρμοδίων Κανονισμών.

### **Σ.1.2.3 Απαίτηση ελάχιστης στάθμης λειτουργιών**

- [1] Για κοινές κατοικίες, στο πλαίσιο αυτής της απαιτήσεως, δεν προβλέπεται η εξασφάλιση συγκεκριμένων τέτοιων ελάχιστων λειτουργιών μετά τον σεισμό σχεδιασμού, θεωρείται δε ότι η απαίτηση αυτή καλύπτεται πρακτικώς με την ικανοποίηση των απαιτήσεων των *παρ. 1.2.1 και 1.2.2*. Αντίθετα, σε ειδικότερες περιπτώσεις (π.χ. κτίρια νοσοκομείων, τηλεπικοινωνιών, πυροσβεστικών σταθμών, κλπ.), είναι δυνατό να διατυπώνονται ρητώς από τον ιδιοκτήτη του δομήματος οι απαιτούμενες αυτές πρόσθετες ελάχιστες λειτουργίες, απαραίτητες όμως μαζί με συγκεκριμένα κριτήρια, μέσω των οποίων θα θεωρείται ότι οι ειδικές αυτές απαιτήσεις ικανοποιούνται.

## **Σ.1.3 ΓΕΝΙΚΑ ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ**

- [2] Οι ελάχιστες προϋποθέσεις ελέγχου αντισεισμικών μελετών, επιβλέψεως της κατασκευής αντισεισμικών έργων, καθώς και οι συνθήκες χρήσεως και συντηρήσεως των έργων αυτών, είναι αντικείμενα χωριστών Προδιαγραφών, οι οποίες θεωρούνται απαραίτητες συνισχύουσες με αυτόν εδώ τον Κανονισμό.

### 1.2.2 Απαίτηση περιορισμού βλαβών

- [1] Οι βλάβες σε στοιχεία του φέροντα οργανισμού υπό το σεισμό σχεδιασμού πρέπει να είναι περιορισμένες και επιδιορθώσιμες, ενώ οι βλάβες για σεισμούς μικρότερης έντασης και με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης πρέπει να ελαχιστοποιούνται.

### 1.2.3 Απαίτηση ελάχιστης στάθμης λειτουργιών

- [1] Πρέπει να διασφαλίζεται μία ελάχιστη στάθμη λειτουργιών του δομήματος, ανάλογα με την χρήση και τη σημασία του, όταν το δόμημα υποστεί σεισμό με τα χαρακτηριστικά του σεισμού σχεδιασμού.

## 1.3 ΓΕΝΙΚΑ ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

- [1] Οι σεισμικές δράσεις υπολογισμού για τον σχεδιασμό των κατασκευών διακρίνονται:
- σε συνολικές δράσεις, οι οποίες ασκούνται επάνω στο σύνολο της κατασκευής και
  - σε τοπικές δράσεις, οι οποίες ασκούνται σε ορισμένα μόνο φέροντα ή μη φέροντα στοιχεία ή σε ορισμένες εγκαταστάσεις (προσαρτήματα).
- [2] Εκτελείται επαρκής ποιοτικός έλεγχος σε όλες τις φάσεις παραγωγής και χρήσεως του δομήματος, δηλαδή έλεγχος μελέτης και έλεγχος κατά τη διάρκεια κατασκευής και χρησιμοποίησής του δομήματος.

- [3] Η περιπλοκή των σχετικών φαινομένων και οι εκτεταμένες αβεβαιότητες, που συναρτώνται αναπόφευκτα με τον αντισεισμικό σχεδιασμό, δεν επιτρέπουν την απευθείας ικανοποίηση όλων των απαιτήσεων της *παρ. 1.2*, μέσω καθολικού κύρους υπολογιστικών μεθόδων. Έτσι, κατά το πνεύμα του Κανονισμού αυτού, η ικανοποίηση των απαιτήσεων θεωρείται ότι έχει επιτευχθεί, εφόσον έχουν ορθώς χρησιμοποιηθεί τα κριτήρια του άρθρου αυτού.

### Σ.1.3.1 Γενικά κριτήρια αποφυγής καταρρεύσεως

Ο αποδεκτός τρόπος εφαρμογής των κριτηρίων της *παρ. 1.3.1*, μαζί με σχετικές λεπτομέρειες, αναπτύσσονται στο *Κεφάλαιο 4*.

- [2] Έτσι ικανοποιείται η απαίτηση δυναμικής ισορροπίας σε όλη την έκταση του φορέα, δηλαδή σε κάθε χρονική στιγμή το χαρακτηριστικό δiάνυσμα της μέγιστης εναλλασσόμενης εντατικής καταστάσεως να είναι στις θέσεις πλαστικών αρθρώσεων ίσο, ενώ στις υπόλοιπες κρίσιμες περιοχές μικρότερο από το αντίστοιχο χαρακτηριστικό δiάνυσμα αντοχής.
- [3] α) Με την καμπτική διαρροή κρίσιμων περιοχών του, δηλαδή το σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων, ο φορέας μπορεί να μετατραπεί σε ελαστοπλαστικό μηχανισμό, που συνεχίζει να αποκρίνεται στις αιχμές των σεισμικών μετακινήσεων με πρακτικά σταθερή ένταση, ελευθερώνοντας σε κάθε ανακύκλιση σημαντικό μέρος από την σεισμική ενέργεια που έχει απορροφήσει.

Αυτή η ικανότητα του φορέα (“πλαστιμότητα”) επιτρέπει την μείωση της υπολογιστικής σεισμικής δράσης σε ένα κλάσμα ( $1/q$ ) εκείνης που αντιστοιχεί σε ελαστική απόκριση, με αποτέλεσμα η προκύπτουσα οικονομική επιβάρυνση από τον αντισεισμικό σχεδιασμό να περιορίζεται σε λογικό ύψος. Παράλληλα, αμβλύνει τις συνέπειες των ποικίλων αβεβαιοτήτων του αντισεισμικού σχεδιασμού. Για να επιτευχθεί η επαρκής πλαστιμότητα του φορέα, πρέπει να εξασφαλισθεί, μέσω του ικανοτικού σχεδιασμού, ένας αξιόπιστος πλαστικός μηχανισμός χωρίς κινδύνους ψαθυρής ή/και αλυσιδωτής κατάρρευσης και ένας ελάχιστος βαθμός τοπικής πλαστιμότητας των κρίσιμων περιοχών με κατάλληλη περίσφιξη του σκυροδέματος.

- β) Στα πλαίσια της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών, ο όρος πλαστιμότητα αναφερόμενος είτε ως προς ένα στοιχείο, είτε ως προς ένα στατικό σύστημα, χρησιμοποιείται για να καθορίσει την ικανότητά του να καταναλώσει σημαντική ποσότητα ενέργειας μέσα από ανελαστική συμπεριφορά, χωρίς σημαντική μείωση της αντοχής του.

- [3] Οι απαιτήσεις της παρ. 1.2 θεωρούνται ότι ικανοποιούνται, εάν ικανοποιηθούν όλα συγχρόνως τα επόμενα κριτήρια, σε αντιστοιχία με τις σχετικές απαιτήσεις.

### 1.3.1 Γενικά κριτήρια αποφυγής καταρρεύσεως

Η απαίτηση της παρ. 1.2.1 θεωρείται ότι ικανοποιείται όταν, υπό την επίδραση του σεισμού σχεδιασμού (βλ. Κεφ. 2):

- [1] Εξασφαλίζεται με αξιοπιστία η μεταφορά στο έδαφος των δράσεων κάθε εδραζόμενου στοιχείου της ανωδομής, χωρίς να προκαλούνται μεγάλες παραμένουσες παραμορφώσεις.
- [2] Εξασφαλίζεται η απαιτούμενη αντοχή σε όλα τα φέροντα στοιχεία του δομήματος, λαμβανομένων υπόψη και των επιρροών 2ας τάξεως, όπου χρειάζεται.
- [3] Ελέγχεται ικανοποιητικά, ο πλαστικός μηχανισμός απόκρισης του φορέα στο σεισμό σχεδιασμού με τα ακόλουθα ειδικότερα κριτήρια:
- Τον ικανοτικό σχεδιασμό που στοχεύει στο να εξασφαλισθεί η δημιουργία ενός αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού, ως προς τον αριθμό και τη θέση των πλαστικών αρθρώσεων και παράλληλα στο να αποφευχθούν ψαθυρές μορφές αστοχίας των μελών, καθώς και συγκέντρωση των πλαστικών αρθρώσεων σε λίγα μόνο μέλη του φορέα (π.χ. μαλακός όροφος).
  - Την εξασφάλιση ικανοποιητικής σχέσης μεταξύ διαθέσιμης και απαιτούμενης τοπικής πλαστιμότητας στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων.

Στον Κανονισμό αυτό υποδεικνύεται ως μέγιστη αποδεκτή απλούστευση, μια διαδικασία σχεδιασμού με την οποία εξασφαλίζεται ικανοποιητικός βαθμός τοπικής πλαστιμότητας, ώστε να θεωρείται ότι ικανοποιείται έμμεσα το κριτήριο αυτό, χωρίς να απαιτείται άμεσος υπολογισμός της απαιτούμενης και της διαθέσιμης τοπικής πλαστιμότητας.

Λόγω της συμβολής τους στην αποφυγή αστοχίας ενός στατικού συστήματος, επιτρέπονται οι πλαστικές παραμορφώσεις, που οφείλονται σε σεισμικές δράσεις, υπό την προϋπόθεση ότι δεν υπερβαίνουν τα όρια που σχετίζονται με την πλαστιμότητα. Έτσι, μπορεί να ληφθεί υπόψη το γεγονός ότι το στατικό σύστημα είναι ικανό να παραλάβει σεισμικές δράσεις μεγαλύτερες από εκείνες που αντιστοιχούν στα ελαστικά όρια.

Ιδιαίτερα κρίσιμη για την ασφάλεια του δομήματος έναντι κατάρρευσης είναι η συγκέντρωση της απελευθέρωσης ενέργειας σε λίγες περιοχές και ιδιαίτερα όταν αυτές δεν διαθέτουν την απαιτούμενη αυξημένη πλαστιμότητα.

Σημειώνεται ότι, ενώ σε δομήματα που υπόκεινται σε στατικές μόνον δράσεις η αύξηση της αντοχής ορισμένων μόνο στοιχείων του φέροντος οργανισμού δεν μπορεί να μειώσει την αντοχή και την ασφάλεια του δομήματος, αντίθετα σε δομήματα που υπόκεινται σε σεισμικές δράσεις, η ενίσχυση κάποιων μελών μπορεί να προκαλέσει συγκέντρωση της απελευθέρωσης ενέργειας σε άλλα στοιχεία, τα οποία είναι δυνατό να οδηγηθούν σε αστοχία, είτε λόγω ψαθυρότητας, είτε λόγω εξαιρετικά μεγάλων ανακυκλιζόμενων μετελαστικών παραμορφώσεων (υπέρβαση διαθέσιμης πλαστιμότητας).

Σε πολυώροφα κτίρια ένα βασικό κριτήριο ικανοτικού σχεδιασμού είναι η αποφυγή συγκέντρωσης των πλαστικών παραμορφώσεων σε ένα μόνο όροφο, δηλαδή η αποφυγή της δημιουργίας “μηχανισμού ορόφου” (storey mechanism) ή “μαλακού ορόφου” (soft storey).

Όταν οι φορείς του κτιρίου είναι πλαισιωτοί, η ικανοποίηση του παραπάνω κριτηρίου απαιτεί να μην υπάρχουν σύγχρονα πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα όλων των υποστυλωμάτων του ίδιου ορόφου, κι αυτό πράγματι επιτυγχάνεται, όταν οι πλαστικές αρθρώσεις γίνουν κατά κανόνα στις δοκούς, χωρίς αυτό να σημαίνει ότι δεν υπάρχουν και άλλοι τρόποι που οδηγούν στο ίδιο αποτέλεσμα (π.χ. εξασφάλιση συστηματικής ανάπτυξης άρθρωσης μόνο στο ένα άκρο κάθε υποστυλώματος). Αντίθετα, η ύπαρξη πλαστικών αρθρώσεων στις βάσεις υποστυλωμάτων, στη θέση πάκτωσης σε άκαμπτα στοιχεία θεμελίωσης (τοιχώματα υπογείων ή πέδιλα), είναι απαραίτητη για τη δημιουργία ελαστοπλαστικού μηχανισμού.

Για να εξασφαλισθεί η δυνατότητα απελευθέρωσης ενέργειας από το δόμημα κατά την απόκριση στη σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς ολική ή μερική κατάρρευση, πρέπει η μετελαστική απόκριση να περιορίζεται σε περιοχές καμπτικών πλαστικών αρθρώσεων κατανεμημένων στο μεγαλύτερο δυνατό αριθμό φερόντων στοιχείων και να αποφεύγονται ψαθυρές μορφές αστοχίας.

Ο παρών Κανονισμός δεν απαιτεί υπολογισμό της απαιτούμενης πλαστιμότητας καμπυλοτήτων στις πλαστικές αρθρώσεις, ούτε και ειδικό άμεσο έλεγχο της διαθέσιμης πλαστιμότητας, πέραν της τήρησης των κανόνων εφαρμογής αυτού του κεφαλαίου.





Μια ακριβέστερη θεώρηση, εκτός από τις αυξημένες δυσκολίες πρακτικής εφαρμογής, θα απαιτούσε αξιόπιστη αντιμετώπιση των ακολούθων προβλημάτων, που δεν είναι γενικά εφικτή στην πράξη με τα σημερινά επιστημονικά/ τεχνικά δεδομένα:

- α. Συσχέτιση μεταξύ της γενικής πλαστιμότητας του φορέα (πλαστιμότητα μετακινήσεων  $\mu$ ) και του συντελεστή συμπεριφοράς ( $\alpha$ ).
- β. Συσχέτιση της πλαστιμότητας μετακινήσεων ( $\mu$ ) του φορέα με τις πλαστιμότητες καμπυλοτήτων  $\left( \frac{\mu}{\kappa} \right)$  κάθε πλαστικής άρθρωσης, με ασφαλή αντιμετώπιση της σημαντικής αβεβαιότητας για το μήκος των πλαστικών αρθρώσεων.
- γ. Αποτίμηση γενικής εφαρμογής της διατιθέμενης πλαστιμότητας καμπυλοτήτων σε συνάρτηση με τη μορφή ή/και την όπλιση της διατομής, τη σύνθετη ένταση της περιοχής, το πλήθος των κύκλων μετελαστικής επιπόνησης και την συσσώρευση βλαβών.

Τα δύο πρώτα προβλήματα παρακάμπτονται με χρήση μη-γραμμικής δυναμικής ανάλυσης με ολοκλήρωση στον χρόνο. Μία τέτοια ανάλυση, όμως, εκτός από τις εξαιρετικά αυξημένες απαιτήσεις υπολογισμού, εξακολουθεί να παρουσιάζει σημαντικές αβεβαιότητες, που οφείλονται:

- στην ανεπάρκεια στατιστικών δεδομένων και εμπειρίας για τεχνητά ή/και φυσικά επιταχυνσιογραφήματα, που να καλύπτουν όλες τις περιπτώσεις προέλευσης του σεισμού και δυναμικών χαρακτηριστικών του εδάφους της περιοχής και του ιδίου του φορέα,
- στη δυσκολία αξιόπιστης απεικόνισης της μετελαστικής συμπεριφοράς των υλικών στις περιοχές των πλαστικών αρθρώσεων και υπό συνθήκες σεισμικής ανακύκλησης, καθώς και προσδιορισμού του μήκους των αρθρώσεων, ιδιαίτερα υπό συνθήκες διαξονικής επιπόνησης,
- στις δυσχέρειες που προαναφέρθηκαν στο πρόβλημα (γ).

[4,5] α) Στο Κεφ. 4, καθώς και στους επιμέρους Κανονισμούς, περιγράφονται τα ειδικά κριτήρια και οι κανόνες εφαρμογής του γενικού αυτού κριτηρίου. Γενικότερα, αναφέρεται εδώ ότι το κριτήριο αυτό εφαρμόζεται με τους ακόλουθους τρόπους:

- Τα χρησιμοποιούμενα προσομοιώματα οφείλουν να είναι σύμφωνα με τις αρχές της Μηχανικής και να προσεγγίζουν ικανοποιητικά τα χαρακτηριστικά της απόκρισης του δομήματος υπό τον σεισμό σχεδιασμού.
- Εξασφαλίζεται κάποια ελάχιστη τιμή αντοχής για όλα τα φέροντα στοιχεία, ανεξαρτήτως των αποτελεσμάτων της ανάλυσεως (ελάχιστα διαστάσεων διατομής, ελάχιστα ποσοστά οπλισμών, ικανοτικός σχεδιασμός, κ.ά.).

- [4] Εξασφαλίζεται μία ελάχιστη στάθμη πλαστιμότητας σε κάθε κρίσιμη περιοχή στην οποία υπάρχει έστω και μικρή πιθανότητα σχηματισμού πλαστικής αρθρώσεως. Τέτοιες περιοχές θεωρούνται π.χ. η βάση και η κορυφή όλων των στύλων πλαισίων ανεξάρτητα από την εκτέλεση ή όχι αντιστοίχων ικανοτικών ελέγχων.

- Εξασφαλίζεται μία ελάχιστη στάθμη πλαστιμότητας σε κάθε κρίσιμη περιοχή.
- Γίνεται σεβαστός ένας βαθμός κανονικότητας του δομήματος, ανάλογα με την εφαρμοζόμενη μέθοδο αναλύσεως και τον επιλεγόμενο δείκτη συμπεριφοράς.
- Επιλέγεται η κατάλληλη μέθοδος αναλύσεως, ανάλογα με την ιδιοπερίοδο ταλαντώσεως, το υλικό δομήσεως και τη σπουδαιότητα του δομήματος.
- Περιορίζονται επαρκώς τα φαινόμενα 2ας τάξεως.
- Εξασφαλίζεται, μέσω κατασκευαστικών διατάξεων, η σωστή λειτουργία των δομικών στοιχείων, για τα οποία δε γίνεται λογιστικός έλεγχος (λ.χ. οριζόντια διαφράγματα, πλινθοπληρώσεις κλπ.).

β) Η απαίτηση επιλογής μοντέλου υπολογισμού, που να αποδίδει την εντατική κατάσταση κτιρίου με τοιχοπληρώσεις ρηγματωμένες από σεισμική ένταση, θεωρείται πρακτικά και θεωρητικά ανέφικτη, ιδίως με τα σημερινά δεδομένα παραγωγής υλικών, τρόπου δομήσεως, συντηρήσεως και χρήσεως, καθώς (πάνω από όλα) και με τα δεδομένα εφικτού ποιοτικού ελέγχου (χωρίς, όμως, να αποκλείεται σε ειδικές περιπτώσεις και το αντίθετο).

Αλλά, ακριβώς για αυτό και για ποικίλες άλλες αιτίες, γίνεται η μνεία των αβεβαιοτήτων, έναντι των οποίων ο Κανονισμός παίρνει την ευθύνη να υποδεικνύει μεθόδους υπολογισμού υπό προϋποθέσεις, τις οποίες ο ίδιος επισημαίνει.

Οι αβεβαιότητες, που, λόγω της φύσεως του φαινομένου, υπεισέρχονται στον αντισεισμικό σχεδιασμό, και οι συνέπειες τους μειώνονται με τον καλύτερο σχεδιασμό του έργου. Οι συνέπειες λαθών στο σχεδιασμό και στην κατασκευή δομημάτων, που υπόκεινται σε σεισμικές δράσεις, είναι γενικά πιο σοβαρές από ότι σε περιπτώσεις άλλων δράσεων. Επιπλέον, τόσο η σεισμική δράση, όσο και οι σεισμικές καταπονήσεις των δομημάτων είναι πολύ περίπλοκες και δεν μπορούν, προς το παρόν, να καλυφθούν πλήρως, ακόμη και από την πιο διεξοδική ανάλυση.

[6] Κανόνες για την εφαρμογή αυτού του κριτηρίου δίνονται στο *Κεφάλαιο 4* του παρόντος Κανονισμού και στους επιμέρους Κανονισμούς.

### Σ.1.3.2 Γενικά κριτήρια περιορισμού βλαβών

Επισημαίνεται, ειδικότερα, η ανάγκη για την τήρηση των κριτηρίων των *παρ. 1.3.1.[5], 1.3.1.[6] και 1.3.2.*

- [5] Η συμπεριφορά του δομήματος είναι σε επαρκή βαθμό συνεπής με τα χρησιμοποιούμενα προσομοιώματα (για ανάλυση και διαστασιολόγηση), επιζητείται δηλαδή η ελαχιστοποίηση των αβεβαιοτήτων οι οποίες συνδέονται με αυτά τα υπολογιστικά μέσα.

- [6] Πρέπει επίσης να λαμβάνονται μέτρα προστασίας, τόσο του υπό μελέτη κτιρίου, όσο και των τυχόν υφισταμένων γειτονικών κτιρίων, από δυσμενείς συνέπειες προσκρούσεων κατά την διάρκεια του σεισμού.

### **1.3.2 Γενικά κριτήρια περιορισμού βλαβών**

Η απαίτηση της *παρ. 1.2.2* θεωρείται ότι ικανοποιείται όταν επιπλέον των κριτηρίων της *παρ. 1.3.1* ικανοποιούνται και τα επόμενα δύο πρόσθετα κριτήρια:

[1] Κανόνες εφαρμογής του κριτηρίου αυτού δίνονται στους επιμέρους Κανονισμούς.

[2] Ως “εγκαταστάσεις” νοούνται εδώ τα ηλεκτρικά, υδραυλικά και άλλα δίκτυα, που φέρονται ή συνδέονται με το υπόψη δόμημα.

Το κριτήριο αυτό εφαρμόζεται μόνο σε κτίρια ειδικής λειτουργίας, καθώς και σε άλλης κατηγορίας δομήματα (λ.χ. δεξαμενές καυσίμων, κλπ.), όπως ορίζουν ειδικές συγγραφές υποχρεώσεων κατά περίπτωση.

### **Σ.1.3.3 Γενικά κριτήρια ελάχιστης στάθμης λειτουργίας**

Ισχύει το σχόλιο Σ.1.2.3.

- [1] Οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων υπό την επίδραση ενός σεισμού μικρότερης έντασης και μεγαλύτερης συχνότητας εμφάνισης από τον σεισμό σχεδιασμού πρέπει να είναι μικρότερες από ορισμένες τιμές, που θεωρούνται ότι αντιστοιχούν σε ανεκτό βαθμό βλάβης των μη φερόντων στοιχείων και ειδικότερα του οργανισμού πληρώσεως.
- [2] Πρέπει να εξασφαλίζεται επαρκής αντοχή των στοιχείων στηρίξεως των κάθε είδους εγκαταστάσεων και προσαρτημάτων του δομήματος, που να αντιστοιχεί σε ανεκτό βαθμό βλάβης τους, ανάλογα με την λειτουργία και την σπουδαιότητα του δομήματος και των προσαρτημάτων.

### 1.3.3 Γενικά κριτήρια ελάχιστης στάθμης λειτουργίας

- [1] Γενικά ο Κανονισμός δεν προβλέπει εξειδικευμένα κριτήρια για την ικανοποίηση αυτής της συγκεκριμένης απαίτησης της *παρ. 1.2.3*. Τέτοια κριτήρια μπορεί να υπάρξουν στις περιπτώσεις ειδικών δομημάτων (κτίρια νοσοκομείων, πυροσβεστικών σταθμών, κλπ.).
- [2] Όταν δεν υπάρχουν εξειδικευμένα κριτήρια τότε τα κριτήρια των *παρ. 1.3.1* και *1.3.2* που στοχεύουν στην ικανοποίηση των απαιτήσεων αποφυγής κατάρρευσης και περιορισμού βλαβών θεωρείται ότι καλύπτουν έμμεσα και την απαίτηση ελάχιστης στάθμης λειτουργίας.





**ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ  
ΔΡΑΣΕΙΣ  
ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ**

# **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2**

### Σ.2.1 ΓΕΝΙΚΑ

- [1] Ο ορισμός των σεισμικών δράσεων ως ταλαντωτικών κινήσεων του εδάφους - και όχι ως σεισμικών δυνάμεων της κατασκευής- είναι σύμφωνος με την πραγματική φύση του φαινομένου και επιτρέπει την εφαρμογή ακριβέστερων μεθόδων υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών. Με βάση τον ορισμό αυτό, ο οποίος υιοθετείται από όλους σχεδόν τους σύγχρονους κανονισμούς, οι εισαγόμενες στην κατασκευή δυνάμεις, λόγω αδράνειας των μαζών, προκύπτουν ως συνέπεια των σεισμικών δράσεων.
- [2] Ο καθορισμός της σοβαρότητας της σεισμικής δράσης σχεδιασμού με μία μόνη παράμετρο είναι συμβατικός. Στην πραγματικότητα υπάρχουν και άλλες παράμετροι (μέγιστη ταχύτητα, διάρκεια δόνησης) που συμβάλλουν στην επικινδυνότητα της δόνησης.
- [3] Η κλιμάκωση της εδαφικής επιτάχυνσης  $A$  στην ίδια ζώνη αποβλέπει, για  $\gamma_I > 1$ , στην αύξηση της περιόδου επανάληψης της ισχυρής σεισμικής δόνησης, οπότε αυξάνει η συμβατική διάρκεια ζωής του έργου.

### Σ.2.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΔΙΕΓΕΡΣΕΩΝ

#### Σ.2.2.1 Διεύθυνση και στάθμη εφαρμογής

- [1] Πρόκειται για σεισμικές διεγέρσεις ελεύθερου πεδίου, δηλαδή σε αρκετά μεγάλη απόσταση από οποιαδήποτε κατασκευή, η οποία με την παρουσία της θα μπορούσε να επηρεάσει την ταλαντωτική κίνηση του εδάφους.
- [2] Σύμφωνα με την προσομοίωση των Penzien-Watabe, σε τυχόν σημείο του εδάφους ορίζεται ένα κύριο σύστημα ορθογωνικών αξόνων, ως προς το οποίο οι σεισμικές συνιστώσες ταλάντωσης του εδάφους είναι πρακτικά ασυσχέτιστες {1}. Η ισχυρότερη σεισμική συνιστώσα έχει επικεντρική διεύθυνση, ενώ η ασθενέστερη σεισμική συνιστώσα είναι κατακόρυφη (ορθοτροπική διέγερση). Σε οποιοδήποτε άλλο σύστημα αξόνων υπάρχει συσχέτιση των τριών συνιστωσών στο θεωρούμενο σημείο.

Εντούτοις, δεδομένου ότι οι επικεντρικές διευθύνσεις από το θεωρούμενο σημείο μπορεί να είναι τυχούσες (πολλά πιθανά επίκεντρα), είναι λογικό και προς την πλευρά της ασφάλειας να θεωρούμε ίσες εντάσεις των δύο οριζόντιων συνιστωσών (ισοτροπική διέγερση). Στην ειδική αυτή περίπτωση αποδεικνύεται ότι για οποιοδήποτε προσανατολισμό των δύο οριζόντιων αξόνων οι αντίστοιχες σεισμικές συνιστώσες είναι στατιστικά ανεξάρτητες {2}. Το ισοτροπικό αυτό προσομοίωμα της σεισμικής διέγερσης υιοθετείται σήμερα από όλους του αντισεισμικούς κανονισμούς. Σε περίπτωση χρήσης του ορθοτροπικού προσομοιώματος, ο υπολογισμός της απόκρισης καθίσταται πολύπλοκος, διότι για κάθε μέγεθος απόκρισης απαιτείται ο προσδιορισμός της κρίσιμης επικεντρικής διεύθυνσης {3}.

## 2.1 ΓΕΝΙΚΑ

- [1] Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι λόγω σεισμού ταλαντωτικές κινήσεις του εδάφους, για τις οποίες απαιτείται να γίνεται ο σχεδιασμός των έργων. Τις κινήσεις αυτές στα επόμενα θα ονομάζουμε σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις του εδάφους.
- [2] Η ένταση των σεισμικών διεγέρσεων σχεδιασμού καθορίζεται συμβατικά με μία μόνη παράμετρο, την επιτάχυνση σχεδιασμού  $A$ , ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας στην οποία βρίσκεται το έργο (βλ. παρ. 2.3.3).
- [3] Η εδαφική επιτάχυνση  $A$  κλιμακώνεται περαιτέρω μέσα στην ίδια ζώνη (τιμές  $\gamma_I \cdot A$ ), ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας των έργων «κανονικού κινδύνου» (βλ. παρ. 2.3.4).

## 2.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΔΙΕΓΕΡΣΕΩΝ

### 2.2.1 Διεύθυνση και στάθμη εφαρμογής

- [1] Οι σεισμικές διεγέρσεις σχεδιασμού ορίζονται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους.
- [2] Η σεισμική κίνηση τυχόντος σημείου του εδάφους στο χώρο καθορίζεται με τη βοήθεια των δύο οριζόντιων και κάθετων μεταξύ τους συνιστωσών της (με τυχόντα προσανατολισμό) και της κατακόρυφης συνιστώσας. Οι τρεις αυτές συνιστώσες θεωρούνται στατιστικά ανεξάρτητες.

[3] Στην έκταση της κάτοψης συνήθων κτιρίων η κίνηση των διαφόρων σημείων του εδάφους μπορεί να θεωρηθεί ότι προκύπτει από την σύνθεση:

- Μιας κίνησης στερεού σώματος, με τρεις συνιστώσες, κατά την οποία όλα τα σημεία εκτελούν την ίδια κίνηση, και
- Διαφορικών κινήσεων, ομοίως με τρεις συνιστώσες, οι οποίες είναι συνάρτηση της απόστασης των θεωρούμενων σημείων. Για μικρή απόσταση οι διαφορικές κινήσεις είναι αμελητέες, ενώ για πολύ μεγάλη απόσταση οι κινήσεις των θεωρούμενων σημείων αποβαίνουν ανεξάρτητες.

Στον παρόντα κανονισμό ως σεισμικές διεγέρσεις θεωρούνται οι παραπάνω ταλαντωτικές κινήσεις στερεού σώματος, διότι αυτές είναι υπεύθυνες για την ανάπτυξη σημαντικών δυνάμεων/παραμορφώσεων, λόγω αδράνειας των μαζών που συνθέτουν την κατασκευή. Η δράση των διαφορικών κινήσεων στην έκταση ενός κτιρίου συνίσταται στην άμεση επιβολή στατικού κυρίως χαρακτήρα μετακινήσεων στη θεμελίωση, οι οποίες αντιμετωπίζονται κατασκευαστικά με κατάλληλη σύνδεση των σημείων στήριξης (π.χ. συνδετήριες δοκοί). Εξαίρεση αποτελούν οι οριζόντιες συνιστώσες των διαφορικών κινήσεων, οι οποίες προκαλούν στην ανωδομή ταλαντώσεις γύρω από κατακόρυφο άξονα (στρεπτικές) και λαμβάνονται προσεγγιστικά υπόψη, μαζί με άλλα αίτια, με τη βοήθεια της τυχηματικής εκκεντρότητας των μαζών. Σε σπάνιες περιπτώσεις η κατακόρυφη συνιστώσα των διαφορικών κινήσεων του εδάφους είναι δυνατόν να προκαλέσει στροφικές διεγέρσεις γύρω από οριζόντιο άξονα στην βάση ειδικών έργων (π.χ. υδατόπυργοι), ενώ σε έργα μεγάλου μήκους (π.χ. γέφυρες) λαμβάνεται κατά κανόνα υπόψη στατικά η άμεση επιβολή διαφορικών μετακινήσεων στα σημεία στήριξης (π.χ. βάθρα). Σημειώνεται, τέλος, ότι οι σεισμικές διεγέρσεις μειώνονται, γενικά, με το βάθος από την επιφάνεια του εδάφους. Η θεώρηση, επομένως, σταθερής σεισμικής διέγερσης σε όλες τις στάθμες θεμελίωσης είναι ελαφρώς συντηρητική, οι διαφορές όμως είναι μικρές για συνήθη βάθη θεμελίωσης.

### Σ.2.2.2 Καθορισμός σεισμικών διεγέρσεων σχεδιασμού

[1] Οι τεταγμένες του φάσματος απόκρισης δίνουν τη μέγιστη επιτάχυνση του μονοβάθμιου ταλαντωτή, κατά τη διάρκεια της σεισμικής δόνησης, συναρτήσει της ιδιοπεριόδου  $T$  και του ποσοστού κρίσιμης ιξώδους απόσβεσης  $\zeta$ .

[2] Το «ελαστικό φάσμα» επιτάχυνσης  $\Phi_e$  δεν αντιστοιχεί σε καμιά πραγματική σεισμική δόνηση, αλλά είναι το αποτέλεσμα στατιστικής επεξεργασίας φασμάτων πολλών σεισμικών δονήσεων (ταξινόμηση κατά κατηγορίες εδαφών, κανονικοποίηση, κλπ.) και ομαλοποίησης της τελικής φασματικής γραμμής. Το φάσμα αυτό χρησιμοποιείται μόνο στην περίπτωση ελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής και εφόσον η απόκριση υπολογίζεται με την δυναμική φασματική μέθοδο (βλ. παρ. 3.4.1). Επίσης χρησιμεύει για την

- [3] 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 ή τις στάθμες θεμελίωσης. Ειδικότερα, στην περίπτωση κτιρίου με διάφορες στάθμες θεμελίωσης, η σεισμική διέγερση σχεδιασμού υποτίθεται ενιαία σε όλες τις στάθμες.

### 2.2.2 Καθορισμός σεισμικών διεγέρσεων

- [1] Οι σεισμικές διεγέρσεις καθορίζονται με τη βοήθεια φασμάτων απόκρισης (σε όρους επιτάχυνσης) ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή.
- [2] Οι δύο οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής διέγερσης του εδάφους χαρακτηρίζονται με το ίδιο «ελαστικό φάσμα» επιτάχυνσης  $\Phi_e$ , το οποίο δίδεται στο Παράρτημα Α.

επιλογή ή την κατασκευή κατάλληλων φυσικών ή τεχνητών επιταχυνσιογραφημάτων (βλ. Παράρτημα Α). Τέλος, η ταυτότητα των φασμάτων των δύο οριζόντιων συνιστωσών δεν συνεπάγεται και την ταυτότητα των συνιστωσών αυτών. Αντίθετα μάλιστα, τα επιταχυνσιογραφήματα των δύο οριζόντιων συνιστωσών θεωρούνται στατιστικά σχεδόν ασυσχέιστα.

- [3] Για λόγους απλοποίησης διατηρείται το ίδιο συχνοτικό περιεχόμενο (ίδια μορφή φάσματος), παρά το γεγονός ότι η κατακόρυφη συνιστώσα είναι πλουσιότερη σε υψηλές συχνότητες.
- [4] Η τροποποίηση συνίσταται σε ανύψωση του κατιόντος κλάδου (εκθέτης 2/3 αντί 1). Με τα φάσματα αυτά επιδιώκεται, σε συνδυασμό με τον δείκτη συμπεριφοράς  $q$ , να ληφθούν υπόψη με γραμμικούς υπολογισμούς τα σπουδαιότερα χαρακτηριστικά της μετελαστικής απόκρισης (βλ. παρ. Σ.3.1.1.[2]).
- [5] Στις περιπτώσεις μη-γραμμικής ανάλυσης οι δύο (ή τρεις) συνιστώσες της σεισμικής διέγερσης θα πρέπει να εισάγονται ταυτόχρονα σε κάθε βήμα υπολογισμού.

### Σ.2.3 ΦΑΣΜΑΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Τα φάσματα σχεδιασμού περιλαμβάνουν τα παρακάτω δύο μέρη, τα οποία συνδέονται αναπόσπαστα και από κοινού αποτελούν την απαίτηση του κανονισμού:

- α) Το σχήμα του φάσματος.
- β) Την ένταση των σεισμικών διεγέρσεων, η οποία εκτός από την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας, επηρεάζεται και από τις ελαστοπλαστικές και αποσβεστικές ιδιότητες της ίδιας της κατασκευής.

#### Σχήμα Φάσματος

Το σχήμα του φάσματος καθορίζεται από την τιμή της μέγιστης ενίσχυσης  $\beta_0$  και τις περιόδους  $T_1$  και  $T_2$ . Οι καταγραφές και οι βλάβες στους σεισμούς του Μεξικού (1985) και της Loma Prieta (1989) έχουν αποδείξει την σημαντική ενίσχυση δονήσεων (ακόμα και των υψίσυχνων συνιστωσών) διερχομένων από αργίλους υψηλού δείκτη πλαστιμότητας  $I_p$ . Τούτο συμβαίνει και για ισχυρούς κραδασμούς, γεγονός το οποίο αγνοείτο μέχρι σήμερα. Τα εδάφη αυτά κατατάσσονται στην Κατηγορία Δ (άργιλοι συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 12 μέτρων, με δείκτη πλαστιμότητας  $I_p > 6$ ).

#### Ένταση σεισμικών διεγέρσεων

Με τους πολλαπλασιαστές των τεταγμένων του φάσματος εκφράζονται:

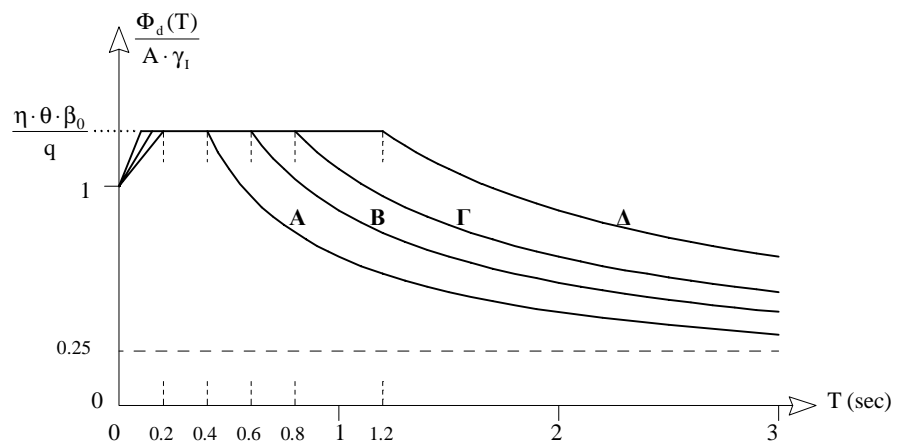
- Η σεισμική επικινδυνότητα της περιοχής του έργου (συντελ. α).
- Η αύξηση της περιόδου επανάληψης της ισχυρής σεισμικής δόνησης

- [3] Το φάσμα της κατακόρυφης συνιστώσας προκύπτει από το φάσμα των οριζόντιων συνιστωσών, πολλαπλασιάζοντας τις τεταγμένες του με το 0.70.
- [4] Για την «ισοδύναμη» γραμμική ανάλυση των κατασκευών στην μετελαστική περιοχή συμπεριφοράς τους, χρησιμοποιούνται τα «φάσματα σχεδιασμού»  $\Phi_d$  της παρ. 2.3, τα οποία προκύπτουν με τροποποίηση των ελαστικών φασμάτων.
- [5] Σε ειδικές περιπτώσεις ελέγχου της σεισμικής απόκρισης με εν χρόνω ολοκλήρωση επιταχυνσιογραφήματων, τα επιταχυνσιογραφήματα αυτά καθορίζονται στο Παράρτημα Α.

## 2.3 ΦΑΣΜΑΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

### 2.3.1 Οριζόντιες συνιστώσες

- [1] Τα φάσματα σχεδιασμού των οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού καθορίζονται από τις παρακάτω εξισώσεις (Σχήμα 2.1):



Σχήμα 2.1: Φάσμα Σχεδιασμού:  $\frac{\Phi_d(T)}{A \cdot \gamma_I}$  [Σχεδίαση για  $\frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} = 2.5/2.0$ ]

(συντελ.  $\gamma_I$ )

- Η συμπεριφορά της ίδιας της κατασκευής (συντελεστές  $\eta, \theta, q$ ).

Ο δείκτης συμπεριφοράς  $q$  εκφράζει, γενικά, την ικανότητα ενός δομικού συστήματος να απορροφά και διαχέει ενέργεια με πλάσιμη 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 και άλλοι. Η τιμή του  $q$  ορίζεται, γενικά, για ολόκληρο το κτίριο. Στη συνήθη περίπτωση κτιρίων από το ίδιο υλικό σε όλους τους ορόφους και με ορθογωνική διάταξη των κατακόρυφων στοιχείων δυσκαμψίας, η τιμή του  $q$  ορίζεται για κάθε κύρια διεύθυνση ( $x$  ή  $y$ ) του κτιρίου ανάλογα με το αντίστοιχο δομικό σύστημα. Σε κτίρια από διαφορετικό υλικό ή δομικό σύστημα ανά όροφο (σύζευξη εν σειρά), για κάθε όροφο και διεύθυνση λαμβάνεται η αντίστοιχη τιμή του  $q$  εφόσον δεν υπερβαίνει την ελάχιστη τιμή του  $q$  των υπερκείμενων ορόφων. Στην αντίθετη περίπτωση η τιμή του  $q$  για κάθε όροφο και διεύθυνση λαμβάνεται ίση με την ελάχιστη τιμή του  $q$  των υπερκείμενων ορόφων. Σε περίπτωση κτιρίου με κατακόρυφα στοιχεία δυσκαμψίας σε ορθογωνική διάταξη, αλλά από διαφορετικό υλικό ή διαφορετικό δομικό σύστημα σε όλο το ύψος κατά την ίδια κύρια διεύθυνση του κτιρίου (σύζευξη εν παραλλήλω), ο συντελεστής συμπεριφοράς κατά την υπόψη διεύθυνση υπολογίζεται από τη σχέση:

$$q = \sqrt{\frac{\sum_i V_i^2}{\sum_i (V_i/q_i)^2}}$$

όπου  $V_i$  η τέμνουσα δύναμη στη βάση και  $q_i$  ο αντίστοιχος συντελεστής συμπεριφοράς των επιμέρους στοιχείων.

Ο διορθωτικός συντελεστής “ $\eta$ ” εκφράζει την αυξομείωση της επιρροής της ιξώδους απόσβεσης στην ελαστική περιοχή της συμπεριφοράς, όταν το ποσοστό της κρίσιμης απόσβεσης  $\zeta$  είναι διάφορο του 5%. Η αύξηση της απόσβεσης στην ανελαστική περιοχή της συμπεριφοράς (υστερητική απόσβεση) συμπεριλαμβάνεται στην τιμή του δείκτη συμπεριφοράς  $q$ .

Ο συντελεστής θεμελίωσης εκφράζει την ευνοϊκή επιρροή της δύσκαμπτης θεμελίωσης όχι μόνο στην μείωση της έντασης της σεισμικής δόνησης από την επιφάνεια του εδάφους προς το θεμέλιο, αλλά και στη μείωση των κινδύνων διαφορικών καθιζήσεων λόγω δυναμικής διατμητικής συνίζησης χαλαρών εδαφών, αύξηση της αξιοπιστίας, κλπ. . Σύμφωνα με στοιχεία τα οποία άρχισαν να συλλέγονται από το 1923 στο Τόκιο, οι καταγραφές των βλαβών έδειξαν ότι τα βαθιά θεμελιωμένα, με γενική κοιτόστρωση, κτίρια υπέστησαν πολύ μικρότερη σεισμική διέγερση.

Τέλος, τα κτίρια με μικτές χρήσεις έχουν συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_I$  που εξαρτάται από τη δεσπόζουσα χρήση τους όπως αυτή θα ορίζεται από τον ισχύοντα Κτιριοδομικό Κανονισμό ή άλλες ειδικές διατάξεις.



**Περιοχή Περιόδων**      **Εξίσωση**

$$0 \leq T < T_1: \quad \Phi_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} - 1 \right) \right] \dots\dots\dots (2.1.a)$$

$$T_1 \leq T \leq T_2: \quad \Phi_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \dots\dots\dots (2.1.β)$$

$$T_2 < T: \quad \Phi_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \cdot \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \dots\dots\dots (2.1.γ)$$

όπου:

$A = \alpha \cdot g$       μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους (παρ. 2.3.3),

$g$       επιτάχυνση της βαρύτητας,

$\gamma_I$       συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου (παρ. 2.3.4),

$q$       συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής (παρ. 2.3.5),

$\eta$       διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό απόσβεσης  $\neq 5\%$ ,

$\theta$       συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης (παρ. 2.3.7),

$T_1$  και  $T_2$       χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος (Πίνακας 2.4),

$\beta_0 = 2.5$       συντελεστής φασματικής ενίσχυσης και

$A, B, \Gamma, \Delta$       κατηγορία εδάφους (παρ. 2.3.6).

[2] Ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0.7 \dots\dots\dots (2.2)$$

όπου οι τιμές της κρίσιμης απόσβεσης  $\zeta(\%)$  δίδονται στον Πίνακα 2.8 για κάθε είδος κατασκευής. Σε ειδικές περιπτώσεις συστημάτων που αποδεδειγμένα διαθέτουν ιδιαίτερα μεγάλη απόσβεση (π.χ. απόσβεση ακτινοβολίας στο υπέδαφος), το κάτω όριο του συντελεστή “ $\eta$ ” επιτρέπεται να μειωθεί μέχρι την τιμή 0.5, ύστερα από συγκατάθεση του Κυρίου του Έργου και ειδική έγκριση της Προϊσταμένης Αρχής της ελέγχουσας υπηρεσίας. Για την έγκριση αυτή απαιτείται η σύνταξη λεπτομερούς ειδικής μελέτης, με την οποία αφενός μεν θα αιτιολογείται πλήρως η προέλευση της αυξημένης απόσβεσης (π.χ. εδαφοδυναμική μελέτη στην περίπτωση της απόσβεσης ακτινοβολίας), αφετέρου δε θα γίνεται ποσοτική αποτίμηση της συμμετοχής της στην συνολική απόσβεση του συστήματος.



- [3] Αν δεν υπολογίζεται η ιδιοπερίοδος  $T$ , τότε το  $\Phi_d(T)$  θα λαμβάνεται από την εξίσωση (2.1.β).
- [4] Σε κάθε περίπτωση απαιτείται:

$$\frac{\Phi_d(T)}{A\gamma_i} \geq 0.25 \dots\dots\dots (2.3)$$

### 2.3.2 Κατακόρυφη συνιστώσα

- [1] Το φάσμα της κατακόρυφης συνιστώσας καθορίζεται από τις εξισώσεις (2.1) με τις εξής μεταβολές:
- αντί της οριζόντιας εδαφικής επιτάχυνσης  $A$  χρησιμοποιείται η αντίστοιχη κατακόρυφη συνιστώσα  $A_v = 0.70 \cdot A$ ,
  - αντί του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  χρησιμοποιείται ο συντελεστής  $q_v = 0.50q \geq 1.00$  και
  - η τιμή του συντελεστή θεμελίωσης  $\theta$  λαμβάνεται πάντοτε ίση με 1.0.

### 2.3.3 Σεισμική επιτάχυνση εδάφους

- [1] Για την εφαρμογή του παρόντος Κανονισμού η Χώρα υποδιαιρείται σε τέσσερις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας I, II, III και IV, τα όρια των οποίων καθορίζονται στον Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδος (Σχήμα 2.2).
- [2] Στον Πίνακα 2.1 δίνεται κατάλογος οικισμών του ελληνικού χώρου και η Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας στην οποία ανήκουν.
- [3] Σε κάθε Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας αντιστοιχεί μία τιμή σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους  $A$ , σύμφωνα με τον Πίνακα 2.2.
- [4] Οι τιμές των σεισμικών επιταχύνσεων εδάφους του Πίνακα 2.2 εκτιμάται, σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα, ότι έχουν πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια.

### 2.3.4 Συντελεστής σπουδαιότητας κτιρίων

- [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 μία τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_i$  σύμφωνα με τον Πίνακα 2.3.



### 2.3.5 Συντελεστής συμπεριφοράς $q$

- [1] Ο συντελεστής αυτός 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  $q$  δίδονται στον *Πίνακα 2.6* ανάλογα με το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος. Οι τιμές αυτές ισχύουν υπό την βασική προϋπόθεση ότι για τον σεισμό σχεδιασμού έχουμε έναρξη διαρροής του συστήματος (πρώτη πλαστική άρθρωση) και με την περαιτέρω αύξηση της φόρτισης είναι δυνατός ο σχηματισμός αξιόπιστου μηχανισμού διαρροής με την δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων (πλάστιμη συμπεριφορά).
- [3] Σε περίπτωση επιθυμητής ελαστικής συμπεριφοράς λαμβάνεται  $q = 1$ .

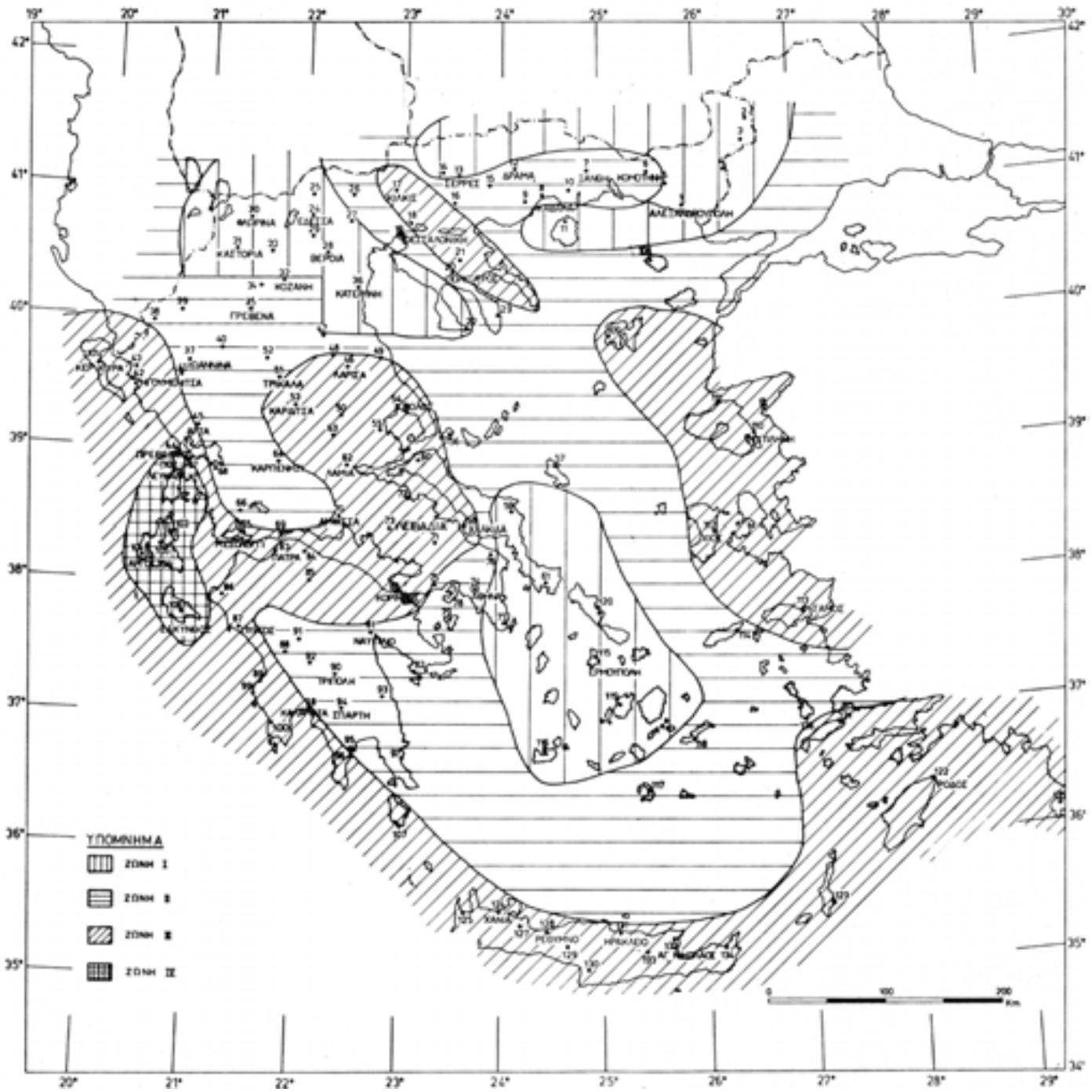
### 2.3.6 Κατάταξη εδαφών

- [1] Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας τα εδάφη κατατάσσονται σε πέντε κατηγορίες Α, Β, Γ, Δ και Χ, που περιγράφονται στον *Πίνακα 2.5*.
- [2] Δόμηση μόνιμων έργων σε εδάφη κατηγορίας Χ μπορεί να γίνει μόνο ύστερα από λεπτομερείς έρευνες και μελέτες, εφόσον ληφθούν κατάλληλα μέτρα βελτίωσης των ιδιοτήτων του εδάφους, και αντιμετωπισθούν με ειδικό τρόπο τα συγκεκριμένα προβλήματα που υπάρχουν (βλ. *Κεφ. 5*).
- [3] Σχηματισμός πάχους μικρότερου των 5 m μπορεί να θεωρείται ότι ανήκει στην αμέσως προηγούμενη κατηγορία εδάφους με εξαίρεση την κατηγορία Χ.

### 2.3.7 Συντελεστής θεμελίωσης

- [1] Ο συντελεστής θεμελίωσης  $\theta$  εξαρτάται γενικά από το βάθος και την δυσκαμψία της θεμελίωσης.
- [2] Σε εδάφη Κατηγορίας Α ή Β ο συντελεστής  $\theta$  λαμβάνει την τιμή 1.0. Σε εδάφη κατηγορίας Γ ή Δ ο συντελεστής θεμελίωσης  $\theta$  επιτρέπεται να λαμβάνει τις τιμές που δίνονται στον *Πίνακα 2.7*, όταν συντρέχει τουλάχιστον μία από τις προϋποθέσεις που αναφέρονται σε αυτόν και εφόσον η προκύπτουσα φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού δεν είναι μικρότερη από εκείνη που θα προέκυπτε για έδαφος κατηγορίας Β.





Σχήμα 2.2: Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδος





**Πίνακας 2.1:** Οι οικισμοί του Ελληνικού χώρου, οι οποίοι δίνονται στο Χάρτη Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας. Η πρώτη στήλη δίνει το όνομα του οικισμού, η δεύτερη τον αύξοντα αριθμό στο Χάρτη και η τρίτη τη Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας.

ΟΝΟΜΑ ΟΙΚΙΣΜΟΥ	Α/Α	ΖΩΝΗ	ΟΝΟΜΑ ΟΙΚΙΣΜΟΥ	Α/Α	ΖΩΝΗ
ΑΓΙΑ	49	II	ΚΟΜΟΤΗΝΗ	6	II
ΑΓΙΟΣ ΝΙΚΟΛΑΟΣ	132	III	ΚΟΝΙΤΣΑ	39	II
ΑΓΙΟΣ ΚΥΡΗΚΟΣ	114	II	ΚΟΡΙΝΘΟΣ	80	III
ΑΓΡΙΝΙΟ	66	II	ΚΥΘΗΡΑ	107	III
ΑΘΗΝΑ	74	II	ΚΥΜΗ	59	I
ΑΙΓΙΝΑ	79	II	ΚΥΠΑΡΙΣΣΙΑ	89	III
ΑΙΓΙΟΝ	84	III	ΚΩΣ	121	III
ΑΛΕΞΑΝΔΡΟΥΠΟΛΗ	1	I	ΛΑΓΚΑΔΑΣ	18	III
ΑΛΜΥΡΟΣ	55	III	ΛΑΜΙΑ	62	III
ΑΜΑΡΙΟΝ	129	III	ΛΑΡΙΣΑ	46	III
ΑΜΟΡΓΟΣ	118	II	ΛΑΥΡΙΟ	77	I
ΑΜΦΙΛΟΧΙΑ	68	II	ΛΕΒΑΔΙΑ	73	III
ΑΜΦΙΣΣΑ	70	III	ΛΕΥΚΑΔΑ	102	IV
ΑΝΔΡΑΒΙΔΑ	86	III	ΛΕΧΑΙΝΑ		III
ΑΝΔΡΙΤΣΑΙΝΑ	88	II	ΛΕΩΝΙΔΙΟΝ	93	II
ΑΝΔΡΟΣ	120	I	ΜΕΓΑΛΟΠΟΛΗ	92	II
ΑΡΓΟΣΤΟΛΙ	104	IV	ΜΕΓΑΡΑ	75	II
ΑΡΕΟΠΟΛΙΣ	96	II	ΜΕΣΟΛΟΓΓΙ	65	II
ΑΡΙΔΑΙΑ	25	I	ΜΕΤΣΟΒΟ	40	II
ΑΡΝΑΙΑ	21	III	ΜΗΘΥΜΝΑ	111	III
ΑΡΤΑ	45	II	ΜΗΛΟΣ	116	I
ΑΤΑΛΑΝΤΗ	72	III	ΜΟΙΡΑΙ	130	III
ΒΑΜΟΣ	127	III	ΜΟΝΕΜΒΑΣΙΑ	97	II
ΒΕΡΟΙΑ	28	I	ΜΥΡΙΝΑ	109	III
ΒΟΛΟΣ	54	III	ΜΥΤΙΛΗΝΗ	110	III
ΒΟΝΙΤΣΑ	67	III	ΝΑΟΥΣΑ	29	I
ΓΑΙΟΣ		III	ΝΑΥΠΑΚΤΟΣ	69	III
ΓΙΑΝΝΙΤΣΑ	27	I	ΝΑΥΠΛΙΟ	81	II
ΓΟΥΜΕΝΙΤΣΑ	26	II	ΝΕΑ ΖΙΧΝΗ	15	II
ΓΡΕΒΕΝΑ	35	II	ΝΙΓΡΙΤΑ	16	II
ΓΥΘΕΙΟ	95	II	Ν. ΔΩΔΩΝΗ	41	II
ΔΕΛΒΙΝΑΚΙΟ	38	II	ΞΑΝΘΗ	7	II
ΔΗΜΗΤΣΑΝΑ	91	II	ΟΡΕΣΤΙΑΔΑ	2	I
ΔΙΔΥΜΟΤΕΙΧΟ	3	I	ΠΑΛΙΟΥΡΙ	22	I
ΔΟΜΟΚΟΣ	63	III	ΠΑΡΟΣ	119	I
ΔΡΑΜΑ	12	II	ΠΑΤΡΑ	83	III
ΕΔΕΣΣΑ	24	I	ΠΟΛΥΓΥΡΟΣ	20	II
ΕΛΑΣΣΩΝ	47	II	ΠΟΡΤΟΧΕΛΙ	82	II
ΕΛΕΥΘΕΡΟΥΠΟΛΗ	9	II	ΠΡΕΒΕΖΑ	44	III
ΕΡΜΟΥΠΟΛΗ	115	I	ΠΤΟΛΕΜΑΪΔΑ	33	I
ΖΑΚΥΝΘΟΣ	116	IV	ΠΥΛΟΣ	100	III
ΗΓΟΥΜΕΝΙΤΣΑ	42	III	ΠΥΡΓΟΣ	87	III
ΗΡΑΚΛΕΙΟ	131	III	ΡΕΘΥΜΝΟ	128	III
ΘΑΣΟΣ	11	I	ΡΟΔΟΣ	122	III
ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗ	19	II	ΣΑΛΑΜΙΝΑ	78	II
ΘΗΒΑ	71	III	ΣΑΜΗ	105	IV
ΘΗΡΑ	117	II	ΣΑΜΟΘΡΑΚΗ	108	II
ΙΘΑΚΗ	103	IV	ΣΑΜΟΣ	113	III
ΙΣΤΙΑΙΑ	60	III	ΣΑΠΠΑΙ	5	I
ΙΩΑΝΝΙΝΑ	37	II	ΣΑΡΤΗ	23	II
ΚΑΒΑΛΑ	8	II	ΣΕΡΡΕΣ	13	I
ΚΑΛΑΒΡΥΤΑ	85	III	ΣΗΤΕΙΑ	134	III



ΟΝΟΜΑ ΟΙΚΙΣΜΟΥ	Α/Α	ΖΩΝΗ	ΟΝΟΜΑ ΟΙΚΙΣΜΟΥ	Α/Α	ΖΩΝΗ
ΚΑΛΑΒΡΥΤΑ	85	III	ΣΗΤΕΙΑ	134	III
ΚΑΛΑΜΑΤΑ	98	III	ΣΙΑΤΙΣΤΑ	34	I
ΚΑΛΑΜΟΣ	76	II	ΣΙΔΗΡΟΚΑΣΤΡΟ	14	I
ΚΑΛΑΜΠΑΚΑ	52	II	ΣΚΙΑΘΟΣ	56	II
ΚΑΛΥΜΝΟΣ	136	II	ΣΚΥΡΟΣ	57	II
ΚΑΝΤΑΝΟΣ	126	III	ΣΟΥΦΛΙ	4	I
ΚΑΡΔΙΤΣΑ	53	III	ΣΠΑΡΤΗ	94	II
ΚΑΡΠΑΘΟΣ	123	III	ΤΡΙΚΑΛΑ	51	II
ΚΑΡΠΕΝΗΣΙ	64	II	ΤΥΛΟΣ		III
ΚΑΡΥΣΤΟΣ	61	I	ΤΥΡΝΑΒΟΣ	48	II
ΚΑΣΤΕΛΙΟΝ	133	III	ΦΑΡΣΑΛΑ	50	III
ΚΑΣΤΕΛΟΡΙΖΟ	135	III	ΦΙΛΙΑΤΡΑ	99	III
ΚΑΣΤΟΡΙΑ	31	I	ΦΙΛΙΑΤΤΑΙ	43	III
ΚΑΤΕΡΙΝΗ	36	I	ΦΛΩΡΙΝΑ	30	I
ΚΕΡΚΥΡΑ	101	III	ΧΑΛΚΙΔΑ	58	III
ΚΙΛΚΙΣ	17	III	ΧΑΝΙΑ	124	III
ΚΙΣΣΑΜΟΣ	125	III	ΧΙΟΣ	112	III
ΚΟΖΑΝΗ	32	II	ΧΡΥΣΟΥΠΟΛΗ	10	II

Πίνακας 2.2: Σεισμική επιτάχυνση εδάφους:  $A = \alpha \cdot g$  ( $g$ : επιτάχυνση βαρύτητας)

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	II	III	IV
$\alpha$	0.12	0.16	0.24	0.36

Πίνακας 2.3: Συντελεστές Σπουδαιότητας

Κατηγορία Σπουδαιότητας		$\gamma_1$
Σ1	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, π.χ. αγροτικά οικήματα, υπόστεγα, στάβλοι κλπ.	0.85
Σ2	Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ.	1.00
Σ3	Εκπαιδευτικά κτίρια, κτίρια δημόσιων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου. Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας (π.χ. κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες) κλπ.	1.15
Σ4	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 δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών. Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ. μουσεία κλπ.).	1.30



Πίνακας 2.4: Τιμές των Χαρακτηριστικών Περιόδων  $T_1, T_2$  (sec)

Κατηγορία εδάφους	A	B	Γ	Δ
$T_1$	0.10	0.15	0.20	0.20
$T_2$	0.40	0.60	0.80	1.20

Πίνακας 2.5: Κατηγορίες Εδάφους.

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
A	<p>Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με τη προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση</p> <p>Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλυοαργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70μ.</p> <p>Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μικρότερου των 70μ.</p>
B	<p>Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη.</p> <p>Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ.</p> <p>Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70μ.</p>
Γ	<p>Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ.</p> <p>Ιλυοαργιλικά εδάφη μικρής αντοχής σε πάχος μεγαλύτερο των 5μ.</p>
Δ	<p>Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλασιμότητας (<math>I_p &gt; 50</math>) συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10μ.</p>
X	<p>Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοιλιώδη εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείσει τέτοιο κίνδυνο, ή γίνει βελτίωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων)</p> <p>Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα. (Βλπ. και παρ. 5.1[3]).</p> <p>Απότομες κλιτείς καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων.</p> <p>Χαλαρά κοκκώδη ή μαλακά ιλυοαργιλικά εδάφη, εφόσον έχει αποδειχθεί ότι είναι επικίνδυνα από άποψη δυναμικής συμπεκνώσεως ή απώλειας αντοχής.</p> <p>Πρόσφατες χαλαρές επιχωματώσεις (μπάζα). Οργανικά εδάφη.</p> <p>Εδάφη κατηγορίας Γ με επικινδύνως μεγάλη κλίση.</p>



Πίνακας 2.6: Μέγιστες Τιμές Συντελεστή Συμπεριφοράς  $q$ .

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	$q$
1. ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	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. ΧΑΛΥΒΑΣ	α. Πλαίσια	4.00
	β. Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα *	4.00
	γ. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα:	
	• διαγώνιοι σύνδεσμοι	3.00
	• σύνδεσμοι τύπου V ή L	1.50
	• σύνδεσμοι τύπου K (όπου επιτρέπεται*)	1.00
* Βλέπε Παράρτημα Γ.		
3. ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ	α. Με οριζόντια διαζώματα	1.50
	β. Με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2.00
	γ. Οπλισμένη (κατακόρυφα και οριζόντια)	2.50
4. ΞΥΛΟ	α. Πρόβολοι	1.00
	β. Δοκοί – Τόξα – Κολλητά πετάσματα	1.50
	γ. Πλαίσια με κοχλιώσεις	2.00
	δ. Πετάσματα με ηλώσεις	3.00

Πίνακας 2.7: Συντελεστής Θεμελίωσης  $\theta$ .

Προϋποθέσεις		
1α.	Το κτίριο διαθέτει ένα υπόγειο	0.90
1β.	Η θεμελίωση του κτιρίου είναι γενική κοιτόστρωση	
1γ.	Η θεμελίωση του κτιρίου είναι με πασσάλους που φέρουν δοκούς σύνδεσης στην κεφαλή	
2α.	Το κτίριο διαθέτει δύο τουλάχιστον υπόγεια	0.80
2β.	Το κτίριο διαθέτει ένα τουλάχιστον υπόγειο και η θεμελίωση είναι γενική κοιτόστρωση	
2γ.	Η θεμελίωση του κτιρίου είναι με πασσάλους που συνδέονται με ενιαίο κεφαλόδεσμο (όχι αναγκαστικά ενιαίου πάχους)	
Παρατήρηση: Υπόγειος θεωρείται ένας όροφος όταν έχει περιμετρικά τοιχώματα έτσι, ώστε οι συνδεόμενες πλάκες να είναι πρακτικά αμετάθετες.		

## **BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

- {1} Penzien, J. and Watabe, M. (1975): “Characteristics of 3-Dimensional Earthquake Ground Motions”, **Earthquake Engin. and Struct. Dynamics**, vol.3, pp. 365-373.
- {2} Rosenblueth, E. and Contreras, H. (1977): “Approximate Design for Multicomponent Earthquakes”, **Jour. Engin. Mechanics, ASCE**, vol.103, No EM5, pp. 881-893.
- {3} Anastassiadis, K. (1993): “Directions Sismiques Defavorables et Combinaisons Defavorables des Efforts”, **Annales de l’I.T.B.T.P.**, No512, p. 82-99.



Πίνακας 2.8: Τιμές ποσοστού απόσβεσης ζ.

Είδος Κατασκευής		ζ%
Μεταλλική:	με συγκολλήσεις	2
	με κοχλιώσεις	4
Σκυρόδεμα:	άοπλο	3
	οπλισμένο	5
	προεντεταμένο	4
Τοιχοποιία:	οπλισμένη	6
	διαζωματική	5
Ξύλινη:	κολλητή	4
	κοχλιωτή	4
	ηλωτή	5



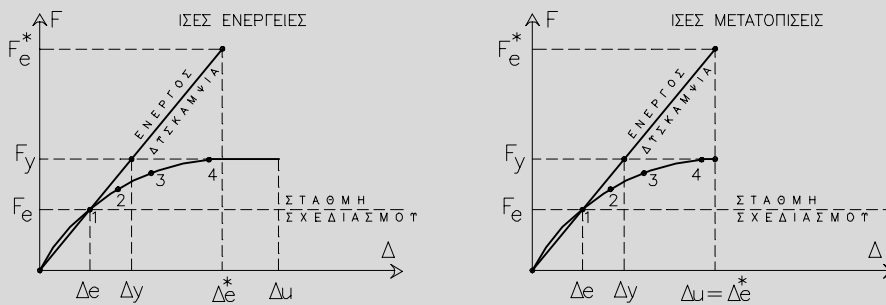
**ΣΕΙΣΜΙΚΗ  
ΑΠΟΚΡΙΣΗ  
ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ**

**ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3**

**Σ.3.1 ΓΕΝΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΚΑΙ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ**

**Σ.3.1.1 Βάσεις υπολογισμού**

- [1] Με τον όρο «σεισμική απόκριση» νοείται, γενικά, η ένταση και η μετακίνηση / παραμόρφωση που προκύπτει σε τυχόν σημείο του συστήματος λόγω της σεισμικής δόνησης του εδάφους. Τα όρια των ανεκτών γεωμετρικών ή άλλων μη-γραμμικοτήτων καθορίζονται στις παρ. 4.1.2.2, 5.2.3 και 5.2.4. Πέραν των ορίων αυτών, καθώς επίσης και στις περιπτώσεις ύπαρξης άλλου τύπου μη-γραμμικοτήτων (μονόπλευροι σύνδεσμοι, κρούσεις, διατάξεις τριβής ή ολίσθησης, κλπ.), απαιτείται μη-γραμμική ανάλυση της απόκρισης.
- [2] Η αναφερόμενη «ισοδύναμη» γραμμική ανάλυση στηρίζεται στις επόμενες παραδοχές, με τις οποίες επιτυγχάνεται γραμμικοποίηση του προβλήματος (σχήμα Σ.3.1.1):



**Σχήμα Σ.3.1.1:** Ισοδύναμη γραμμική ανάλυση

- α) Η κατασκευή θεωρείται σαν ένα ιδεατό απεριόριστα ελαστικό σύστημα, με δυσκαμψίες σταδίου II στην περίπτωση του σπλισμένου σκυροδέματος (ρηγματωμένες διατομές).
- β) Η μέγιστη ελαστική απόκριση ( $F_e^*$ ,  $\Delta_e^*$ ) του παραπάνω συστήματος υπολογίζεται με βάση το φάσμα σχεδιασμού του υποκεφαλαίου 2.3 για  $q=1$ .
- γ) Η δύναμη σχεδιασμού της κατασκευής  $F_e$ , που αντιστοιχεί περίπου στη φάση εμφάνισης της πρώτης πλαστικής άρθρωσης, λαμβάνεται ίση προς  $F_e = F_e^*/q$ .
- δ) Η μέγιστη μετελαστική μετατόπιση της πραγματικής κατασκευής θεωρείται ίση με την μέγιστη μετατόπιση του απεριόριστα ελαστικού συστήματος ( $\Delta_u = \Delta_e^*$ ).

Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  της κατασκευής γράφεται {1}:

### 3.1 ΓΕΝΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΚΑΙ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

#### 3.1.1 Βάσεις υπολογισμού

- [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 (φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης).
- [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  $q$ .

$$q = \frac{F_e^*}{F_e} = \frac{F_e^*}{F_y} \cdot \frac{F_y}{F_e} = q_d \cdot q_o$$

όπου:

$$q_d = \frac{F_e^*}{F_y} = \frac{\Delta_e^*}{\Delta_y} \quad \text{και} \quad q_o = \frac{F_y}{F_e} = \frac{\Delta_y}{\Delta_e}$$

οι παράγοντες πλαστιμότητας και υπεραντοχής, αντίστοιχα. Ο πρώτος εξαρτάται από το είδος του υλικού, από τον τύπο του δομικού συστήματος και από την ικανότητα παραμόρφωσης και απορρόφησης-διάχυσης ενέργειας με υστερητική απόσβεση στην μετελαστική περιοχή συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων. Με την παραδοχή ίσων ενεργειών μεταξύ του απεριόριστα ελαστικού και του ανελαστικού συστήματος προκύπτει  $q_d = \sqrt{2\mu - 1}$ , ενώ με την παραδοχή ίσων μετατοπίσεων θα έχουμε  $q_d = \mu$ , όπου  $\mu = \Delta_u / \Delta_y$  ο συντελεστής πλαστιμότητας της κατασκευής. Ο δεύτερος παράγων  $q_o$  εξαρτάται από την υπερστατικότητα, από την ικανότητα ανακατανομής των εσωτερικών δυνάμεων και γενικότερα από το διαθέσιμο απόθεμα αντοχής της κατασκευής μετά την εμφάνιση της πρώτης πλαστικής άρθρωσης. Στον Πίνακα 2.6 δίδονται οι τιμές του  $q$ , ενώ οι τιμές των μερικών συντελεστών  $q_d$  και  $q_o$  δεν είναι εύκολο να πινακοποιηθούν.

Επί της παραπάνω διαδικασίας γραμμικοποίησης του προβλήματος παρατηρούνται τα ακόλουθα:

- Η γραμμικοποίηση αφορά τις υλικές μη-γραμμικότητες και όχι τις γεωμετρικές, οι οποίες για τον λόγο αυτό θα πρέπει να τηρούνται υποχρεωτικά σε ανεκτά όρια.
- Η υιοθέτηση της παραδοχής  $\Delta_u = \Delta_e^*$  (παραδοχή δ), που οδηγεί στις σχέσεις  $q = q_o \cdot \mu$  και  $\Delta_u = q \cdot \Delta_e$ , ισχύει με καλή προσέγγιση για εύκαμπτα συστήματα με ιδιοπερίοδο  $T > 0.6 \text{ sec}$ . Για  $0.1 < T < 0.6 \text{ sec}$  οι ανελαστικές μετατοπίσεις είναι μεγαλύτερες από τις απεριόριστα ελαστικές (ίσες ενέργειες), οπότε στην περίπτωση αυτή θα έχουμε  $\Delta_u = (\mu / \sqrt{2\mu - 1}) \cdot \Delta_e^*$  και  $q = q_o \cdot \sqrt{2\mu - 1} < q_o \cdot \mu$ . Για το λόγο αυτό αλλά και για άλλους, όπως π.χ. η μεγαλύτερη ευαισθησία στα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης των εύκαμπτων συστημάτων-γίνεται ανύψωση του κατιόντος κλάδου του φάσματος (εκθέτης 2/3 αντί 1), ώστε να έχουμε σταθερή τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς σε όλο το εύρος των ιδιοπεριόδων.
- Οι τελικές τιμές του  $q$  καθορίζονται εμπειρικά με βάση τις παρατηρήσεις των βλαβών σε κτίρια έπειτα από σεισμό.



- [3] Επισημαίνεται ότι οι πραγματικές ανελαστικές μετακινήσεις του συστήματος είναι ανεξάρτητες από τον συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ , διότι θεωρούνται ίσες με τις μετακινήσεις του απεριόριστα ελαστικού συστήματος. Κατά συνέπεια, οι μετακινήσεις  $\Delta_e$  που προκύπτουν από τις δυνάμεις σχεδιασμού  $F_e = F_e^*/q$  (δηλαδή από την εφαρμογή των φασμάτων σχεδιασμού των εξ. 2.1) θα πρέπει να πολλαπλασιασθούν με το  $q$  για να δώσουν τις μετακινήσεις  $\Delta_e^* = \Delta_u$  του απεριόριστα ελαστικού συστήματος.
- [4] Βλ. παρ. Σ.2.2.1.[2].
- [5] Η επιρροή της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού θεωρείται ότι καλύπτεται, γενικά, από τους συντελεστές ασφάλειας  $\gamma_g = 1.35$  και  $\gamma_q = 1.50$  στο συνδυασμό βασικών δράσεων (χωρίς σεισμό), καθώς επίσης και από τα υφιστάμενα περιθώρια αξονικής αντοχής των κατακόρυφων στοιχείων. Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται στις περιπτώσεις κατά τις οποίες η υπόψη συνιστώσα προκαλεί μεταβολή των μηχανικών χαρακτηριστικών των δομικών στοιχείων λόγω εφελκυσμού (τοιχοποιίες, διάτμηση υποστυλωμάτων). Επίσης δυσμενής μπορεί να είναι η προς τα άνω δράση της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού σε προεντεταμένες δοκούς.

### Σ.3.1.2 Μέθοδοι υπολογισμού

- [1] 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 φασματική μέθοδος δεν απαιτεί ιδιομορφική ανάλυση, στηρίζεται σε προσεγγιστική θεώρηση μόνον της θεμελιώδους ιδιομορφής ταλάντωσης, η οποία όμως "ενισχύεται" κατάλληλα ώστε τα προκύπτοντα αποτελέσματα να βρίσκονται προς την πλευρά της ασφάλειας. Για περισσότερες πληροφορίες σχετικά με τις δύο αυτές μεθόδους παραπέμπουμε στη σχετική βιβλιογραφία {2},{3},{4},{5}.
- [2] Κατά την εφαρμογή των "χρονολογικών" μεθόδων η προκύπτουσα απόκριση είναι εξαιρετικά ευαίσθητη σε μικρομεταβολές των βασικών παραμέτρων του συστήματος (διέγερση, μάζα, δυσκαμψία, απόσβεση). Επίσης στην περίπτωση του μη-γραμμικού υπολογισμού απαιτείται προσεκτική προσομοίωση της ανακυκλικής συμπεριφοράς των πλαστικοποιούμενων περιοχών και εκ των προτέρων γνώση των διαστάσεων των διατομών και του οπλισμού (για κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα). Επομένως δεν πρόκειται για μεθόδους σχεδιασμού των φορέων, αλλά για μεθόδους ελέγχου της μετελαστικής συμπεριφοράς τους.
- [3] Η προσφυγή σε χωρικό προσομοίωμα είναι αναπότρεπτη, ακόμα και για κτίρια με δύο άξονες συμμετρίας, λόγω της στρεπτικής επιπόνησης που εισάγει πάντοτε η τυχηματική εκκεντρότητα.



- [3] Για τον υπολογισμό των πραγματικών (μετελαστικών) μετακινήσεων του συστήματος, οι μετακινήσεις που προκύπτουν από τον γραμμικό υπολογισμό με την σεισμική δράση σχεδιασμού θα πολλαπλασιάζονται επί τον αντίστοιχο συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ .
- [4] Οι δύο οριζόντιες και κάθετες μεταξύ τους συνιστώσες του σεισμού μπορεί να έχουν οποιοδήποτε προσανατολισμό ως προς την κατασκευή.
- [5] Επιτρέπεται, γενικά, η παράλειψη της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού, εκτός από τις περιπτώσεις φορέων από προεντεταμένο σκυρόδεμα και δοκών που φέρουν φυτευτά υποστυλώματα στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας III και IV. Στις περιπτώσεις αυτές επιτρέπεται η προσομοίωση και ανάλυση των παραπάνω δομικών στοιχείων σύμφωνα με την παρ. 3.6, ανεξάρτητα από την υπόλοιπη κατασκευή. Επίσης, σε κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία, θα πρέπει να διερευνάται, γενικά, η επίδραση της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού.

### 3.1.2 Μέθοδοι υπολογισμού

- [1] Προβλέπεται η εφαρμογή των παρακάτω δύο μεθόδων γραμμικού υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης:
- α) Δυναμική φασματική μέθοδος.
  - β) Απλοποιημένη φασματική μέθοδος (Ισοδύναμη στατική μέθοδος).
- Το πεδίο και ο τρόπος εφαρμογής των δύο αυτών μεθόδων καθορίζονται στις παρ. 3.4 και 3.5 αντίστοιχα.
- [2] Σε εντελώς ειδικές περιπτώσεις επιτρέπεται, συμπληρωματικά προς τις παραπάνω μεθόδους, η εφαρμογή άλλων δοκίμων μεθόδων υπολογισμού, όπως γραμμική ή μη γραμμική ανάλυση με εν χρόνω ολοκλήρωση επιταχυνσιογραφημάτων, κλπ. Οι μέθοδοι αυτές θα εφαρμόζονται υπό μορφή πρόσθετων ελέγχων και προς την πλευρά της ασφάλειας.
- [3] Στην περίπτωση των κτιρίων για την εφαρμογή οποιασδήποτε μεθόδου υπολογισμού χρησιμοποιείται, γενικά, χωρικό προσομοίωμα της κατασκευής.

### Σ.3.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ

#### Σ.3.2.1 Ελευθερίες κίνησης

- [1] Καλύτερο θεωρείται το προσομοίωμα με το οποίο επιτυγχάνεται 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 (στατική σύμπτυξη). Αλλά και περαιτέρω μείωση των ελευθεριών κίνησης επιδιώκεται με την απαλοιφή εκείνων στις οποίες αντιστοιχούν αμελητέες δυνάμεις αδράνειας ή αμελητέες ροπές αδράνειας μάζας (δυναμική σύμπτυξη).
- [2] Με την επιλογή τριών ελευθεριών κίνησης ανά όροφο αναπαράγονται πλήρως οι αδρανειακές δυνάμεις και ροπές μέσα στο επίπεδο των στερεών δίσκων των πατωμάτων. Παραλείπονται, βέβαια, οι κατακόρυφες δυνάμεις, οι οποίες όμως είναι αμελητέες για οριζόντια σεισμική διέγερση.
- [3] Στην περίπτωση αυτή απαιτείται η χρήση κατάλληλων επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων με μεγάλο αριθμό ελευθεριών κίνησης.
- [4] Η ελαστική στήριξη συνεπάγεται αύξηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου και, γενικά, μείωση των σεισμικών φορτίων, αλλά αύξηση των μετακινήσεων.

#### Σ.3.2.2 Προσομοίωση των μαζών

- [1] α) Η συνολική μάζα κάθε τμήματος της κατασκευής συνοδεύει τις μεταφορικές ελευθερίες κίνησης, ενώ οι αδρανειακές ροπές συνοδεύουν τις στροφικές ελευθερίες κίνησης.
- β) Η διατήρηση του κέντρου βάρους επιτυγχάνεται σχετικά εύκολα, ενώ η διατήρηση της ροπής αδράνειας των κατανεμημένων μαζών απαιτεί κατάλληλη πύκνωση των συγκεντρωμένων μαζών.
- γ) Κλασική περίπτωση αυτού του είδους αποτελούν οι αδρανειακές ροπές κατά μήκος του άξονα δοκών/στήλων, οι οποίες είναι αμελητέες και επιτρέπουν την απαλοιφή των στροφικών ελευθεριών κίνησης των κόμβων των πλαισίων από το δυναμικό προσομοίωμα.
- [2] Στην περίπτωση αυτή, λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών, επιτυγχάνεται πλήρως η διατήρηση του κέντρου βάρους και της αδρανειακής ροπής των κατανεμημένων μαζών περί κατακόρυφο άξονα. Οι αδρανειακές

Η χρήση επίπεδου προσομοιώματος επιτρέπεται έπειτα από σχετική τεκμηρίωση της αξιοπιστίας του.

## 3.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ

**3**

### 3.2.1 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.
- [2] Σε κτίρια που υπόκεινται σε οριζόντια σεισμική δράση και με εξασφαλισμένη τη διαφραγματική λειτουργία των πλακών αρκεί η θεώρηση τριών ελευθεριών κίνησης ανά όροφο (δύο μετατοπίσεις και μία στροφή).
- [3] Σε κτίρια στα οποία δεν είναι εξασφαλισμένη η παραπάνω διαφραγματική λειτουργία, απαιτείται η εισαγωγή ικανού αριθμού ελευθεριών κίνησης, με κατάλληλη διακριτοποίηση, για την απόδοση της παραμόρφωσης των πλακών μέσα στο επίπεδο τους.
- [4] Η στήριξη των φορέων στο έδαφος θεωρείται, γενικά, στερεά. Επιτρέπεται η εισαγωγή πρόσθετων ελευθεριών κίνησης των σημείων στήριξης (ελαστική στήριξη).

### 3.2.2 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 τη 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.
- [2] Σε κτίρια που υπόκεινται σε οριζόντια σεισμική δράση και με εξασφαλισμένη τη διαφραγματική λειτουργία των πλακών, επιτρέπεται η συγκέντρωση της μάζας κάθε ορόφου και της αντίστοιχης ροπής αδράνειας μάζας περι

ροπές περί οριζόντιο άξονα παραλείπονται ως αμελητέες. Σημειώνεται, επίσης, ότι το κέντρο βάρους των μαζών δεν ταυτίζεται, γενικά, με το κέντρο των αξονικών δυνάμεων των κατακόρυφων στοιχείων του κτιρίου.

- [3] Για τον υπολογισμό τοπικών δράσεων (βλ. παρ. 3.7) λαμβάνεται  $\psi_1 = 0$ , ενώ η τιμή  $\psi_2 = 0$  επιτρέπεται όταν δίνει δυσμενέστερα αποτελέσματα. Επίσης, μόνιμες εγκαταστάσεις κτιρίων με μεγάλη μάζα (π.χ. δεξαμενές υγρών, πισίνες, ανθόκηποι, κλπ.) κατατάσσονται στις μόνιμες δράσεις.

### Σ.3.2.3 Προσομοίωση δυσκαμψίας φερόντων στοιχείων

- [1] Η προσομοίωση της δυσκαμψίας μόνο των φερόντων στοιχείων και η αγνόηση των πλινθοπληρώσεων οφείλεται στη μεγάλη διασπορά και αναξιопιστία 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, ακόμη και με παραδοχή ελαστικής συμπεριφοράς (μονόπλευροι σύνδεσμοι). Ειδικότερα μέτρα για την αντιμετώπιση των προβλημάτων αλληλεπίδρασης σκελετού-πλινθοπληρώσεων βλ. στην παρ. 4.1.7.1.

Δεν απαιτείται, επίσης, η προσομοίωση των κλιμάκων που στηρίζονται ως πρόβολοι σε τοιχώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα. Αντίθετα, απαιτείται η προσομοίωση κλιμάκων που στηρίζονται απευθείας ή μέσω πλατυσκάλου σε διαδοχικά πατώματα, λόγω πρόσθετων κινηματικών δεσμεύσεων που εισάγουν. Η θεώρηση, τέλος, της «τέμνουσας» δυσκαμψίας, αντί της αρχικής αποβλέπει στην ρεαλιστικότερη εκτίμηση της παραμόρφωσης του συστήματος (βλ. σχήμα Σ.3.1.1).

- [2] Η ενεργός δυσκαμψία κατά μήκος των δομικών στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι μεταβλητή, λόγω μεταβλητής ρηγμάτωσης. Οι συνιστώμενες μέσες τιμές για ολόκληρο το μήκος είναι  $0.40E \cdot I_g$  για δοκούς,  $0.60E \cdot I_g$  για περιμετρικά υποστυλώματα και για τοιχώματα και τέλος  $0.80E \cdot I_g$  για εσωτερικά υποστυλώματα {6}, {7} ( $I_g$  = ροπή αδράνειας γεωμετρικής διατομής). Επίσης, το συνιστώμενο συνεργαζόμενο πλάτος πλακοδοκών κατά την ανάλυση του δομικού συστήματος είναι  $b_m = 8h_f + b_w$  για αμφίπλευρη πλακοδοκό και  $b_m = 3h_f + b_w$  για μονόπλευρη πλακοδοκό.
- [3] α) Πρόκειται για πραγματιστική αντιμετώπιση του προβλήματος που στηρίζεται τόσο στη μακροχρόνια εμπειρία όσο και σε πειραματικά και θεωρητικά δεδομένα της τελευταίας εικοσαετίας. Η αξιοπιστία-της εξαρτάται από την όσο το δυνατό πιο ομοιόμορφη κατανομή των ανελαστικών παραμορφώσεων στην έκταση της κατασκευής και από τον αποκλεισμό άλλων πηγών μη-γραμμικής συμπεριφοράς (βλ. παρ. Σ.3.1.1.[2]).
- β) Η αύξηση της απόσβεσης στην ανελαστική περιοχή συμπεριφοράς (υστερητική απόσβεση) συμπεριλαμβάνεται στην τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς.

κατακόρυφο άξονα στο κέντρο βάρους του ορόφου.

- [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  $\psi_2$  μειωτικός συντελεστής που δίδεται από τον Πίνακα 4.1.

3

### 3.2.3 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 την σεισμική δράση σχεδιασμού. Σε στοιχεία που αναπτύσσουν πλαστικές αρθρώσεις θα χρησιμοποιείται η τέμνουσα δυσκαμψία στο υπολογιστικό σημείο διαρροής.
- [2] Σε περίπτωση κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα οι δυσκαμψίες των στοιχείων θα υπολογίζονται με παραδοχή σταδίου II. Εάν δεν γίνεται ακριβέστερη εκτίμηση, η καμπτική δυσκαμψία σταδίου II επιτρέπεται να λαμβάνεται για τα υποστυλώματα ίση με αυτήν του σταδίου I, χωρίς συνυπολογισμό της συμβολής του οπλισμού (δυσκαμψία γεωμετρικής διατομής), για τα τοιχώματα ίση με τα 2/3 της παραπάνω τιμής, και για τα οριζόντια στοιχεία ίση με το 1/2, ενώ η στρεπτική δυσκαμψία όλων των στοιχείων (εφόσον δεν αγνοείται) ίση με 1/10 της αντίστοιχης τιμής του σταδίου I.
- [3] Μέσα στα πλαίσια ισχύος 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 (πλην της υστερητικής) με μία ισοδύναμη ιξώδη – γραμμική απόσβεση, η οποία εκφράζεται ως ποσοστό  $\zeta(\%)$  της κρίσιμης ιξώδους απόσβεσης.

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

[4] Πλέον ενδιαφέρουσα είναι η περίπτωση της ελαστικής πάκτωσης στο έδαφος των τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Ιδιαίτερη προσοχή απαιτεί η εκτίμηση των ελαστικών σταθερών ταχείας παραμόρφωσης του εδάφους (π.χ. θεώρηση ενός εύλογου εύρους μεταβολής των τιμών τους).

### Σ.3.3 ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

#### Σ.3.3.1 Τυχηματική εκκεντρότητα

[1] 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 άθροιστικό αποτέλεσμα την στρεπτική διέγερση της βάσης των κτιρίων (βλ. παρ. Σ.2.2.1.[3]).

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

#### Σ.3.3.2 Εφαρμογή δυναμικής φασματικής μεθόδου

[1] Για καθένα από τα τέσσερα συστήματα εφαρμόζεται η δυναμική φασματική μέθοδος, θεωρώντας ταυτόχρονη δράση των δύο οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού (σχήμα Σ3.3.2). 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.

[2] Με την μεθοδολογία του εδάφους αυτού επιτυγχάνεται σημαντικότερη μείωση του όγκου των υπολογισμών σε αρμονία με την αβεβαιότητα της τυχηματικής εκκεντρότητας (δύο δυναμικές και δύο στατικές επιλύσεις στη γενική περίπτωση έναντι των οκτώ δυναμικών επιλύσεων του προηγούμενου εδάφους). Επίσης, στην περίπτωση αυτή δεν είναι δυνατή η εφαρμογή των εξ. (3.11), οπότε για την διαστασιολόγηση στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα εφαρμόζεται αναγκαστικά η παρ. 3.4.4.[4].

- Η λήψη κατασκευαστικών μέτρων για την υποβάθμιση ειδικών φαινομένων μη γραμμικότητας (βλ. παρ. 4.1.2.2, 4.1.7 και 5.2.4).

- [4] Κατά την προσομοίωση του εδάφους θεμελίωσης επιτρέπεται, γενικά, η παράλειψη των αδρανειακών και αποσβεστικών του χαρακτηριστικών και η θεώρηση μόνον των ελαστικών (ελατηριακές σταθερές).

3

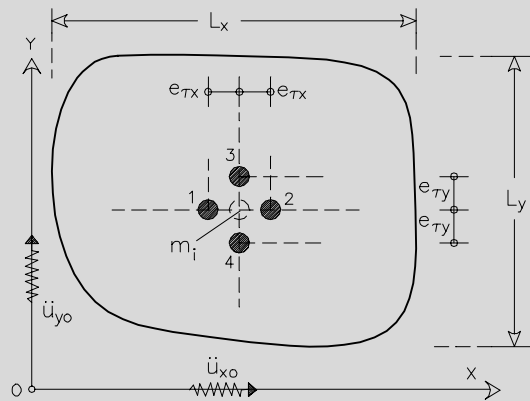
### 3.3 ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

#### 3.3.1 Τυχηματική εκκεντρότητα

- [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  $i$ .
- [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.

#### 3.3.2 Εφαρμογή δυναμικής φασματικής μεθόδου

- [1] 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.
- [2] 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  $\pm 2 \cdot e_{ti} \cdot F_i$  σε κάθε όροφο. Η σεισμική δύναμη  $F_i$  του ορόφου, αν δεν υπολογίζεται ακριβέστερα, μπορεί να λαμβάνεται από τη σχέση (3.15) για κάθε διεύθυνση υπολογισμού. Τα προκύπτοντα από τη φόρτιση αυτή αποτελέσματα αθροίζονται αλγεβρικά με τα αποτελέσματα εφαρμογής της δυναμικής φασματικής μεθόδου κατά την θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού.



**Σχήμα Σ 3.3.2:** Τυχηματική εκκεντρότητα της μάζας

### Σ.3.3.3 Εφαρμογή απλοποιημένης φασματικής μεθόδου

[1] 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  $\{11\}$ . Σε κτίρια με άξονα συμμετρίας λαμβάνεται  $e_f = e_r = 0$  κατά την διεύθυνση υπολογισμού του υπόψη άξονα.

[2] Πραγματικό ελαστικό άξονα διαθέτουν τα πολυώροφα κτίρια στα οποία τα μητρώα δυσκαμψίας των κατακόρυφων στοιχείων είναι ανάλογα μεταξύ τους (ισότροπα συστήματα). 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 πολυώροφα κτίρια με τοιχώματα και πλαίσια (μικτά συστήματα) δεν διαθέτουν ελαστικό άξονα, δηλ. στα κτίρια αυτά δεν είναι δυνατός ο καθορισμός κατακόρυφου φορτιστικού επιπέδου των οριζόντιων δυνάμεων που να προκαλεί παράλληλη μεταφορά όλων των δίσκων χωρίς στροφή  $\{8\}$ . Στα κτίρια αυτά μπορεί να ορισθεί ένας άξονας «βέλτιστης» στρέψης (πλασματικός ελαστικός άξονας), ο οποίος χαρακτηρίζεται από την εξής



### 3.3.3 Εφαρμογή απλοποιημένης φασματικής μεθόδου

- [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 (Σχήμα 3.1):

$$\max e_i = e_{fi} + e_{ti} \dots\dots\dots (3.1.a)$$

$$\min e_i = e_{fi} - e_{ti} \dots\dots\dots (3.1.β)$$

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

- [2] Ως πραγματικός ή πλασματικός ελαστικός άξονας του κτιρίου ορίζεται ο κατακόρυφος άξονας που διέρχεται από τον πόλο στροφής  $P_o$  του πλησιέστερου προς την στάθμη  $z_o = 0.8 \cdot H$  διαφράγματος ( $i_o$ ) του κτιρίου, για στρεπτική φόρτιση όλων των διαφραγμάτων με τις ομόσημες στρεπτικές ροπές  $M_{zi} = +c \cdot F_i$ , όπου  $H$  το ύψος του κτιρίου και  $c$  αυθαίρετος μοχλοβραχίονας των δυνάμεων  $F_i$  (π.χ.  $c=1$ ).

ιδιότητα {9},{10}: Εάν το κατακόρυφο επίπεδο των οριζόντιων στατικών σεισμικών δυνάμεων  $F_i$  διέρχεται από τον άξονα αυτό, τότε το άθροισμα των τετραγώνων  $\sum_i \theta_i^2$  των γωνιών στροφής  $\theta_i$  των πατωμάτων είναι ελάχιστο.

- [3] 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  $z \cong 0.8H$  θα έχουμε παράλληλη μεταφορά χωρίς στροφή κατά την ίδια διεύθυνση.

- [4] Στην περίπτωση αυτή από την εφαρμογή της εξ. (3.2) προκύπτει κατά κανόνα μικρή τιμή της γωνίας  $\alpha$  (π.χ.  $\alpha < 10^\circ$ ) η οποία και αγνοείται. Αν προκύψει μεγάλη τιμή της γωνίας  $\alpha$  (π.χ. για  $u_{xx} \cong u_{yy}$ ) το σύστημα διαθέτει απειρία κύριων διευθύνσεων, οπότε και πάλιν λαμβάνεται  $\alpha = 0$ .

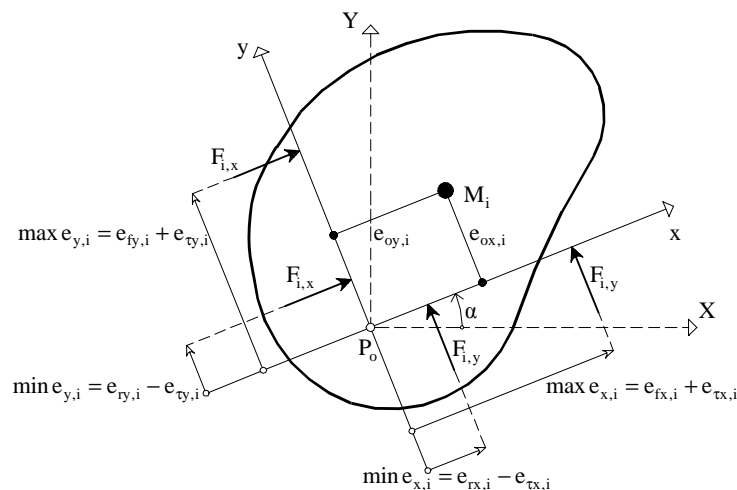
- [5] Οι σχέσεις αυτές δίδουν κατά κανόνα συντηρητικά αποτελέσματα για μέσες και μεγάλες εκκεντρότητες.

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

$$\varepsilon\varphi 2\alpha = \frac{2 \cdot u_{XY}}{u_{XX} - u_{YY}} \dots\dots\dots (3.2)$$

όπου  $u_{XX}, u_{YY}$  και  $u_{XY} = u_{YX}$  οι μετατοπίσεις του σημείου  $P_o$  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 3.1:** Εκκεντρότητες σχεδιασμού.

- [4] Στην ειδική περίπτωση κτιρίων με παράλληλη διάταξη των κύριων αξόνων αδράνειας όλων των κατακόρυφων στοιχείων δυσκαμψίας, οι κύριες διευθύνσεις  $x, y$  του κτιρίου λαμβάνονται παράλληλες προς τους άξονες αυτούς.
- [5] Σε κτίρια χωρίς στρεπτική ευαισθησία, αν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες δίδονται από τις

- [6] Σε στρεπτικά ευαίσθητα κτίρια δεν είναι δυνατή η έκφραση των  $e_f$  και  $e_r$  συναρτήσει μόνο της στατικής εκκεντρότητας  $e_o$ , διότι επηρεάζονται έντονα από την ακτίνα δυστροπίας  $\rho$  του κτιρίου {11}. Επίσης, στην περίπτωση αυτή η  $e_r$  για μικρές εκκεντρότητες προκύπτει πολλές φορές αρνητική.
- [7] Ένα κτίριο χαρακτηρίζεται ως στρεπτικά ευαίσθητο, όταν η θεμελιώδης ιδιομορφή ταλάντωσης έχει δεσπόζοντα στρεπτικό χαρακτήρα {11}, {2}.

προσεγγιστικές σχέσεις:

$$e_{fi} = 1.50 \cdot e_{oi}, \quad e_{ri} = 0.50 \cdot e_{oi} \quad \dots \dots \dots (3.3.α, β)$$

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

[6] Σε κτίρια με στρεπτική ευαισθησία απαιτείται είτε ακριβέστερος υπολογισμός των  $e_{fi}, e_{ri}$  συναρτήσει της στατικής εκκεντρότητας  $e_{oi}$  και της ακτίνας δυστρεψίας  $\rho$  (βλ. Παράρτημα ΣΤ), είτε εφαρμογή της δυναμικής φασματικής μεθόδου.

[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 ( $\rho_{m,i} \leq r_i$ ). Οι ακτίνες δυστρεψίας  $\rho_{mx,i}$  και  $\rho_{my,i}$  κατά τις κύριες διευθύνσεις  $x$  και  $y$  του κτιρίου δίδονται από τις σχέσεις:

$$\rho_{mx,i} = \sqrt{\rho_x^2 + e_{ox,i}^2} \quad \dots \dots \dots (3.4.α)$$

$$\rho_{my,i} = \sqrt{\rho_y^2 + e_{oy,i}^2} \quad \dots \dots \dots (3.4.β)$$

όπου:

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

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

$$\rho_x = \sqrt{\frac{c \cdot u_y}{\theta_z}}, \quad \rho_y = \sqrt{\frac{c \cdot u_x}{\theta_z}} \quad \dots \dots \dots (3.5 α, β)$$

όπου:

$u_x, u_y$  μετατοπίσεις του σημείου  $P_o$  για φόρτιση του κτιρίου με τις σεισμικές δυνάμεις  $F_i$  κατά τις κύριες διευθύνσεις  $x$  και  $y$  αντίστοιχα και

$\theta_z$  γωνία στροφής στο διάφραγμα ( $i_o$ ) για τη στρεπτική φόρτιση με τις ομόσημες στρεπτικές ροπές  $M_{zi} = +c \cdot F_i \cdot$

### Σ.3.4 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

#### Σ.3.4.1 Γενικά

- [1] Θα πρέπει πάντως να μην λησμονείται ότι πρόκειται για μέθοδο γραμμικού υπολογισμού, της οποίας η αξιοπιστία μειώνεται στις περιπτώσεις απότομων καθύψος μεταβολών της αντοχής των κτιρίων.
- [2] 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] Αποδεικνύεται ότι, για ισοτροπική διέγερση (βλ. Σ 2.2.1.[2]), η τελική απόκριση μετά τη χωρική επαλληλία είναι ανεξάρτητη από τον προσανατολισμό των δύο οριζόντιων συνιστωσών  $\{12\}$ . Αντίθετα, η απόκριση εξαρτάται έντονα από τη διεύθυνση κάθε συνιστώσας ξεχωριστά.
- [4] Σε περίπτωση κατασκευών από περισσότερα υλικά απαιτείται ο υπολογισμός για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης του αντίστοιχου ποσοστού κρίσιμης απόσβεσης από τη σχέση:

$$\zeta = \frac{1}{E} \cdot \sum_i \zeta_i \cdot E_i$$

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 ( $E = \sum_i E_i$ ).

### 3.4 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

#### 3.4.1 Γενικά

- [1] Η δυναμική φασματική μέθοδος εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών που καλύπτει ο παρών Κανονισμός.
- [2] Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους.
- [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  $\Phi_d(T)$ .
- [4] Στη συνήθη περίπτωση κατασκευών από το ίδιο υλικό, επιτρέπεται η χρήση σταθερού ποσοστού κρίσιμης απόσβεσης  $\zeta$  για όλες τις ιδιομορφές ταλάντωσης του συστήματος.

### Σ.3.4.2 Αριθμός σημαντικών ιδιομορφών

- [1] 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. Δρώσα ιδιομορφική μάζα είναι το μέρος της συνολικής ταλαντούμενης μάζας που ενεργοποιείται για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης.
- [2] Η περίπτωση αυτή εμφανίζεται σπάνια σε κτιριακές κατασκευές και μπορεί, επίσης, να οφείλεται σε ανεπιτυχή μοντελοποίηση (εισαγωγή μη σημαντικών ελευθεριών κίνησης και αντιστοιχων παρασιτικών ιδιομορφών ταλάντωσης). Το πρόβλημα αντιμετωπίζεται ακριβέστερα με την θεώρηση μιας "κατάλοιπης ιδιομορφής" (residual mode) του συστήματος με συνολική μάζα  $\Delta M = M - \sum M_i$  και φασματική επιτάχυνση ίση προς την επιτάχυνση  $\gamma_1 \cdot A$  του εδάφους {5}. Οι επιπτώσεις, τέλος, από το έλλειμμα δρώσας μάζας  $\Delta M$  είναι περισσότερο αισθητές στις αντιδράσεις στήριξης παρά στις εσωτερικές δυνάμεις της ανωδομής.
- [3] Η συμμετοχή των ιδιομορφών αυτών στη συνολική απόκριση θεωρείται πάντοτε σημαντική.

### Σ.3.4.3 Επαλληλία ιδιομορφικών αποκρίσεων

- [1] Σε περίπτωση θεώρησης διαφορετικού ποσοστού κρίσιμης απόσβεσης για κάθε ιδιομορφή η συνθήκη (3.6) γράφεται:

$$\frac{1}{r} = \frac{T_i}{T_j} \geq 1 + 0.1 \cdot \sqrt{\zeta_i \cdot \zeta_j}$$

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

- [2] Οι ιδιομορφικές τιμές  $A_1, B_1, \dots$  των διαφόρων μεγεθών έντασης ή μετακίνησης που προκύπτουν γραμμικά από την ιδιομορφή (i) διαθέτουν καθορισμένο πρόσημο, πραγματοποιούνται ταυτόχρονα και ικανοποιούν τις συνθήκες ισορροπίας και συμβιβαστού των παραμορφώσεων. Αντίθετα, οι πιθανές ακραίες τιμές των υπόψη μεγεθών  $e_x A, e_x B, \dots$  δεν έχουν καθορισμένο πρόσημο, δεν πραγματοποιούνται ταυτόχρονα και άρα δεν είναι δυνατόν να ικανοποιούν τις συνθήκες ισορροπίας ή συμβιβαστού των παραμορφώσεων. Ο κανόνας (3.7) της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας είναι διεθνώς γνωστός ως CQC-κανόνας (Complete Quadratic Combination), ενώ ο κανόνας (3.9) 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



### 3.4.2 Αριθμός σημαντικών ιδιομορφών

- [1] Για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης θα λαμβάνεται υποχρεωτικά υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των δρυσών ιδιομορφικών μαζών  $\Sigma M_i$  φθάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας  $M$  του συστήματος.
- [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  $M/\Sigma M_i$ .
- [3] Οι ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο  $T \geq 0.20 \text{ sec}$  λαμβάνονται πάντοτε υπόψη.

### 3.4.3 Επαλληλία ιδιομορφικών αποκρίσεων

- [1] Δύο ιδιομορφές  $i$  και  $j$  ( $i < j$ ) με ιδιοπερίόδους  $T_i$  και  $T_j$  ( $T_i \geq T_j$ ) θεωρούνται ασυσχέτιστες όταν:

$$\frac{1}{r} = \frac{T_i}{T_j} \geq 1 + 0.1\zeta \dots\dots\dots (3.6)$$

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

- [2] Για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης, οι πιθανές ακραίες τιμές ex A τυχόντος μεγέθους απόκρισης A δίδονται από τη σχέση:

$$\text{ex } A = \pm \sqrt{\sum_i \sum_j (\epsilon_{ij} \cdot A_i \cdot A_j)} \dots\dots\dots (3.7)$$

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

$$\epsilon_{ij} = \frac{8 \cdot \zeta^2 \cdot (1+r) \cdot r^{3/2}}{10^4 \cdot (1-r^2)^2 + 4 \cdot \zeta^2 \cdot r \cdot (1+r)^2} \dots\dots\dots (3.8)$$

ιδιομορφή, ο συντελεστής συσχέτισης  $\varepsilon_{ij}$  υπολογίζεται από την σχέση:

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

- [3] 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  $\varepsilon_{\sigma}$  της ορθής τάσης  $\sigma$  υπολογίζεται συναρτήσει των ιδιομορφικών τιμών της με τους κανόνες τετραγωνικής επαλληλίας (3.7) ή (3.9) και όχι συναρτήσει των ακραίων τιμών  $\varepsilon_{\sigma M}$  και  $\varepsilon_{\sigma N}$  της ροπής κάμψης 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).

#### Σ.3.4.4 Χωρική επαλληλία

- [1] Το πρόσημο του  $\varepsilon_{\sigma A}$  είναι ακαθόριστο και οι ακραίες τιμές των διαφόρων μεγεθών απόκρισης δεν είναι, γενικά, ταυτόχρονες.
- [2] Αποδεικνύεται ότι το πεδίο των πιθανών ταυτόχρονων τιμών δύο παραμέτρων απόκρισης είναι μία έλλειψη, τριών παραμέτρων απόκρισης είναι ένα ελλειψοειδές και περισσότερων παραμέτρων απόκρισης είναι ένα υπερελλειψοειδές  $\{2\}, \{5\}, \{6\}, \{12\}$ . Στη θετική τιμή του  $\varepsilon_{\sigma A}$  αντιστοιχεί καθορισμένη τιμή  $B_{,A}$  του μεγέθους (θετική ή αρνητική) και στην αρνητική τιμή του αντιστοιχεί η τιμή  $-B_{,A}$  του μεγέθους  $B$ .

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:

$$ex A = \pm \sqrt{\sum_i A_i^2} \dots \dots \dots (3.9)$$

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

### 3.4.4 Χωρική επαλληλία

- [1] Για ταυτόχρονη δράση των τριών συνιστωσών του σεισμού, οι πιθανές ακραίες τιμές  $ex A$  τυχόντος μεγέθους απόκρισης  $A$  δίδονται από τη σχέση:

$$ex A = \pm \sqrt{(ex A_x)^2 + (ex A_y)^2 + (ex A_z)^2} \dots \dots \dots (3.10)$$

όπου  $ex A_x$ ,  $ex A_y$  και  $ex A_z$  οι πιθανές ακραίες τιμές του υπόψη μεγέθους για ανεξάρτητη σεισμική δράση κατά τις διευθύνσεις  $x$ ,  $y$  και  $z$ , αντίστοιχα (εξ. 3.7 ή 3.9).

- [2] Η πιθανή ταυτόχρονη προς την  $ex A$  τιμή  $B_A$  ενός άλλου μεγέθους απόκρισης  $B$  δίδεται από τη σχέση:

$$B_A = \frac{P_{AB}}{ex A} \dots \dots \dots (3.11.a)$$

όπου:

$$P_{BA} = P_{AB} = \sum_i \sum_j \varepsilon_{ij} \cdot (A_{i,x} \cdot B_{j,x} + A_{i,y} \cdot B_{j,y} + A_{i,z} \cdot B_{j,z}) \dots \dots \dots (3.11.b)$$

ο παράγων συσχέτισης των μεγεθών  $A, B$  και

$$(A_{i,x}, B_{j,x}), (A_{i,y}, B_{j,y}), (A_{i,z}, B_{j,z}), \quad i, j = 1, 2, \dots, N$$

οι ιδιομορφικές τιμές των μεγεθών  $A$  και  $B$  για ανεξάρτητη σεισμική δράση κατά τις διευθύνσεις  $x$ ,  $y$  και  $z$ , αντίστοιχα.

- [3] Για την διαστασιολόγηση στοιχείων στα οποία οι ορθές τάσεις και οι διατμητικές τάσεις υπολογίζονται με γραμμικές σχέσεις από τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη διατομής (π.χ. στοιχεία από χάλυβα ή ξύλο), αρκεί ο απ' ευθείας υπολογισμός των  $ex \sigma$  ή  $ex \tau$  βάσει της εξ. (3.10). Σε στοιχεία όμως από οπλισμένο σκυρόδεμα οι σχέσεις τάσεων-εντατικών μεγεθών δεν είναι γραμμικές λόγω ρηγματώσης και μη-γραμμικής συμπεριφοράς των υλικών, οπότε ο προηγούμενος άμεσος έλεγχος τάσεων δεν είναι δυνατός. Στην περίπτωση αυτή, αντί των τάσεων, χρησιμοποιείται ο "δυσμενής συνδυασμός" των πιθανών ταυτόχρονων εντατικών μεγεθών, ο οποίος μπορεί να καθοριστεί με την γραφαναλυτική μέθοδο του Gurta {5} ή με τη μέθοδο της ακραίας τάσης {12}. Πιο εύχρηστη όμως είναι η θεώρηση των προσεγγιστικών "δυσμενών συνδυασμών" του παρόντος εδάφιου, οι οποίοι υπολογίζονται άμεσα με τη βοήθεια των εξ. (3.10) και (3.11). Έτσι π.χ. στη συνήθη περίπτωση της διαξονικής κάμψης των υποστυλωμάτων με ορθή δύναμη θα έχουμε τους επόμενους έξι (2x3) συνδυασμούς εντατικών μεγεθών διατομής, ανεξάρτητα από τον αριθμό των συνιστωσών του σεισμού:

$$\Sigma_1 = -\Sigma_4 = \begin{bmatrix} ex M_\xi \\ M_\eta, M_\xi \\ N_\zeta, M_\xi \end{bmatrix}, \quad \Sigma_2 = -\Sigma_5 = \begin{bmatrix} M_\xi, M_\eta \\ ex M_\eta \\ N_\zeta, M_\eta \end{bmatrix}, \quad \Sigma_3 = -\Sigma_6 = \begin{bmatrix} M_\xi, N_\zeta \\ M_\eta, N_\zeta \\ ex N_\zeta \end{bmatrix}$$

στους οποίους τα  $ex M_\xi$ ,  $ex M_\eta$  και  $ex N_\zeta$  εισάγονται πρώτα με θετικό πρόσημο (συνδυασμοί  $\Sigma_1, \Sigma_2, \Sigma_3$ ) και έπειτα με αρνητικό πρόσημο (συνδυασμοί  $\Sigma_4, \Sigma_5, \Sigma_6$ ). Επίσης, αν είναι  $\Sigma_0$  το διάνυσμα των εντατικών μεγεθών  $M_{\xi_0}, M_{\eta_0}$  και  $N_{\zeta_0}$  λόγω των φορτίων βαρύτητας από τον συνδυασμό  $G_k + P_\infty + \sum \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$ , η διαστασιολόγηση θα περιλαμβάνει τους έξι συνδυασμούς  $\Sigma'_i = \Sigma_0 + \Sigma_i$ , ( $i = 1, 2, \dots, 6$ ). Για τις τέσσερις διαφορετικές θέσεις των μαζών του κτιρίου (βλ. παρ. 3.3.2.[1]) θα έχουμε συνολικά  $4 \times 6 = 24$  συνδυασμούς εντατικών μεγεθών της διατομής.

- [4] Στη συνήθη περίπτωση της διαξονικής κάμψης υποστυλωμάτων με ορθή δύναμη, θα έχουμε για τις δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού (κατά x, y) τις συμβολικές σχέσεις:

$$S = \pm S_x \pm 0.3 \cdot S_y$$

$$S = \pm 0.3 \cdot S_x \pm S_y$$

από τις οποίες προκύπτουν οι επόμενοι οκτώ συνδυασμοί:

$$S_1 = +S_x + 0.3 \cdot S_y = -S_5$$

- [3] Για την διαστασιολόγηση στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα που επιπονούνται με περισσότερα από ένα εντατικά μεγέθη, αρκεί η διαδοχική θεώρηση της ακραίας τιμής κάθε μεγέθους και των πιθανών ταυτόχρονων (προς την ακραία αυτή τιμή) τιμών των άλλων μεγεθών.

3

- [4] Εναλλακτικά, αντί της προηγούμενης μεθοδολογίας, επιτρέπεται η διαστασιολόγηση με τον δυσμενέστερο από τους επόμενους συνδυασμούς εντατικών μεγεθών:

$$S = \pm S_x \pm \lambda \cdot S_y \pm \mu \cdot S_z$$

$$S = \pm \lambda \cdot S_x \pm S_y \pm \mu \cdot S_z$$

$$S = \pm \lambda \cdot S_x \pm \mu \cdot S_y \pm S_z$$

όπου  $\lambda = \mu = 0.30$ . Στις συμβολικές αυτές σχέσεις τα  $S_x, S_y$  και  $S_z$  παριστάνουν τα διανύσματα των ακραίων τιμών των εντατικών μεγεθών  $A, B, \dots$  της εξεταζόμενης διατομής για ανεξάρτητη σεισμική διέγερση κατά τις διευθύνσεις  $x, y$  και  $z$ , αντίστοιχα. Στη συνήθη περίπτωση αγνόησης της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού (βλ. παρ. 3.1.1.[5]) ο τρίτος

$$S_2 = +S_x - 0.3 \cdot S_y = -S_6$$

$$S_3 = +S_y + 0.3 \cdot S_x = -S_7$$

$$S_4 = +S_y - 0.3 \cdot S_x = -S_8$$

όπου:

$$S_x = \begin{bmatrix} ex M_{\xi,x} \\ ex M_{\eta,x} \\ ex N_{\zeta,x} \end{bmatrix}, S_y = \begin{bmatrix} ex M_{\xi,y} \\ ex M_{\eta,y} \\ ex N_{\zeta,y} \end{bmatrix}$$

τα διανύσματα των εντατικών μεγεθών της διατομής (κατά τους άξονες  $\xi$ ,  $\eta$  και  $\zeta$ ) για ανεξάρτητη σεισμική διέγερση κατά  $x$  και  $y$  αντίστοιχα. Σε κάθε συνδυασμό προστίθεται αλγεβρικά και το διάνυσμα  $S_o = [M_{\xi o} \ M_{\eta o} \ N_{\zeta o}]^T$  των εντατικών μεγεθών της διατομής από την δράση των κατακόρυφων φορτίων βαρύτητας του συνδυασμού  $G_k + P_{\infty} + \sum \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$ , οπότε προκύπτουν οι οκτώ συνδυασμοί  $S'_i = S_o + S_i$ , ( $i=1,2,\dots,8$ )<sup>1</sup>. Για τις τέσσερις θέσεις των μαζών θα έχουμε τελικά  $4 \times 8 = 32$  συνδυασμούς εντατικών μεγεθών της διατομής. Επισημαίνεται πάντως ότι τα στοιχεία των προηγούμενων διανυσμάτων  $S_x$  και  $S_y$  παριστάνουν ακραίες μη-ταυτόχρονες τιμές των εντατικών μεγεθών  $M_{\xi}$ ,  $M_{\eta}$  και  $N_{\zeta}$  της διατομής με ακαθόριστο πρόσημο, οπότε οι πιθανοί συνδυασμοί θα είναι στην πραγματικότητα περισσότεροι. Το γεγονός αυτό καθιστά μάλλον αναπότρεπτη και ασφαλέστερη την απευθείας θεώρηση των ακραίων τιμών όλων των εντατικών μεγεθών ως ταυτόχρονων.

### Σ.3.5 ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

#### Σ.3.5.1 Γενικά - Πεδίο εφαρμογής

[1,2] Η απλοποίηση της δυναμικής φασματικής μεθόδου στηρίζεται στις επόμενες συντηρητικές παραδοχές {10}, {11}:

- 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

συνδυασμός παραλείπεται και τίθεται  $\mu = 0$  στους δύο πρώτους. Επίσης, επιτρέπεται και η συντηρητική διαστασιολόγηση με βάση τις ακραίες τιμές όλων των εντατικών μεγεθών της διατομής, λαμβάνοντας υπόψη όλους τους πιθανούς συνδυασμούς των προσήμων τους.

### 3.5 ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

#### 3.5.1 Γενικά - Πεδίο εφαρμογής

- [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 σύμφωνα με την παρ. 3.3.3.
- [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  $\Phi_d(T)$ .

διεύθυνσης, η οποία όμως "προικίζεται" 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 και (βλ. Παράρτημα ΣΤ).
- δ) Για κάθε κύρια διεύθυνση οι σεισμικές στατικές δυνάμεις  $F_{1,x}$  και  $F_{1,y}$  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 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] 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 (βλ. Πίνακα 2.6). 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  $e_r$  (βλ. Παράρτημα ΣΤ). 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  $E \cdot I / h$ .



- [3] Η μέθοδος εφαρμόζεται στις παρακάτω περιπτώσεις:
- α) Κανονικά κτίρια μέχρι 10 ορόφους.
  - β) Μη κανονικά κτίρια μέχρι 5 ορόφους με εξασφαλισμένη τη διαφραγματική λειτουργία των πλακών. Εξαιρούνται τα κτίρια σπουδαιότητας Σ4 άνω των δύο ορόφων σε οποιαδήποτε σεισμική ζώνη και τα κτίρια σπουδαιότητας Σ3 άνω των δύο ορόφων στις σεισμικές ζώνες III και IV.
- [4] Ένα κτίριο θα λέγεται κανονικό, όταν ικανοποιεί τις παρακάτω συνθήκες:
- α) Τα πατώματα λειτουργούν ως απαραμόρφωτα διαφράγματα μέσα στο επίπεδό 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.
  - β) 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 δυσκαμψία ενός ορόφου σε μία διεύθυνση θα λαμβάνεται ως το άθροισμα των σχετικών δυσκαμψιών  $E \cdot I/h$  των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου.
  - γ) 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. Από τον έλεγχο του κριτηρίου αυτού εξαιρείται ο ανώτατος όροφος και τυχόν απόληξη κλιμακοστασίου.

**Σ.3.5.2 Ισοδύναμα σεισμικά φορτία**

- [1] Η σχέση (3.12) 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.

- [2-4] Με την πρόσθετη δύναμη  $V_H$  επιδιώκεται να καλυφθεί η αυξημένη τέμνουσα δύναμη που εμφανίζεται στους τελευταίους ορόφους των εύκαμπτων κτιρίων. Με την σχέση (3.14) επιτυγχάνεται ακριβέστερη καθύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων σε κάθε περίπτωση, ενώ η προσεγγιστική σχέση (3.15) είναι κατάλληλη για κανονικά μικτά συστήματα στα οποία η θεμελιώδης ιδιομορφή ταλάντωσης λαμβάνεται ευθύγραμμη (τριγωνική κατανομή).

### 3.5.2 Ισοδύναμα σεισμικά φορτία

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

$$V_o = M \cdot \Phi_d(T) \dots\dots\dots (3.12)$$

όπου:

$M$  είναι η συνολική ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής,

$\Phi_d(T)$  είναι η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού, όπως προκύπτει από τις εξ. (2.1) 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:

$$T = 0.09 \cdot \frac{H}{\sqrt{L}} \cdot \sqrt{\frac{H}{H + \rho \cdot L}} \dots\dots\dots (3.13)$$

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.

- [2] Η καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων γίνεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$F_i = (V_o - V_H) \cdot \frac{m_i \cdot \varphi_i}{\sum_j m_j \cdot \varphi_j}, \quad i, j = 1, 2, \dots, N \dots\dots\dots (3.14)$$

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,

$V_H = 0.07 \cdot T \cdot V_o (\leq 0.25 \cdot V_o)$  είναι μία πρόσθετη δύναμη που

**Σ.3.5.3 Χωρική επαλληλία**

[1-3] Τα οριζόντια σεισμικά φορτία  $F_{i,x}$  και  $F_{i,y}$  εφαρμόζονται διαδοχικά με τις παρακάτω εκκεντρότητες σχεδιασμού, σύμφωνα με την *παρ. 3.3.3.[1]*:

1.  $(\max e_{x,i}, \max e_{y,i})$
2.  $(\max e_{x,i}, \min e_{y,i})$
3.  $(\min e_{x,i}, \max e_{y,i})$
4.  $(\min e_{x,i}, \min e_{y,i})$

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:

$$F_i = (V_o - V_H) \cdot \frac{m_i \cdot z_i}{\sum_j m_j \cdot z_j}, \quad i, j = 1, 2, \dots, N \quad (3.15)$$

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

- [4] Η κατανομή των σεισμικών φορτίων σύμφωνα με τη σχέση (3.15) επιτρέπεται να εφαρμόζεται επίσης στις παρακάτω περιπτώσεις:
- Μη κανονικά κτίρια σπουδαιότητας Σ1, Σ2 και Σ3 μέχρι δύο ορόφους σε οποιαδήποτε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας.
  - Μη κανονικά κτίρια σπουδαιότητας Σ1 και Σ2 μέχρι τρεις ορόφους στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας I, II και III.
  - Μη κανονικά κτίρια σπουδαιότητας Σ1 και Σ2 μέχρι τέσσερις ορόφους στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας I και II.

### 3.5.3 Χωρική επαλληλία

- [1] Για ταυτόχρονη στατική δράση των οριζόντιων σεισμικών φορτίων  $F_i$  κατά τις κύριες διευθύνσεις  $x, y$  του κτιρίου σύμφωνα με την παρ. 3.3.3, καθώς επίσης και των κατακόρυφων σεισμικών φορτίων σύμφωνα με την παρ. 3.6, οι πιθανές ακραίες τιμές  $e_x A$  τυχόντος μεγέθους απόκρισης  $A$  υπολογίζονται από τη σχέση:

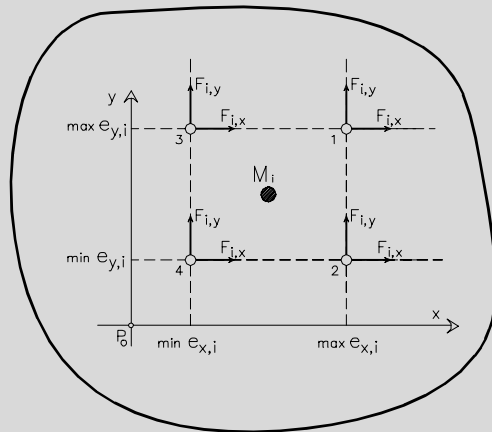
$$e_x A = \pm \sqrt{A_x^2 + A_y^2 + A_z^2} \quad (3.16)$$

όπου  $A_x, A_y$  και  $A_z$  οι τιμές του υπόψη μεγέθους (με το πρόσημό τους) για ανεξάρτητη στατική φόρτιση του κτιρίου κατά τις θεωρούμενες διευθύνσεις  $x, y$  και  $z$ , αντίστοιχα.

- [2] Η πιθανή ταυτόχρονη προς την  $e_x A$  τιμή  $B_A$  ενός άλλου μεγέθους απόκρισης  $B$  υπολογίζεται από τη σχέση:

$$B_A = \frac{A_x}{e_x A} \cdot B_x + \frac{A_y}{e_x A} \cdot B_y + \frac{A_z}{e_x A} \cdot B_z \quad (3.17)$$

όπου  $B_x, B_y$  και  $B_z$  οι τιμές του μεγέθους  $B$  (με το πρόσημό τους) για



**Σχήμα Σ.3.5.3.(1):** Ταυτόχρονη δράση οριζόντιων σεισμικών φορτίων

οπότε προκύπτουν οι τέσσερις περιπτώσεις ταυτόχρονης στατικής φόρτισης του συστήματος που φαίνονται στο σχήμα Σ 3.5.3.(1). Σε κάθε περίπτωση φόρτισης οι ακραίες τιμές  $e_{x,A}$  του τυχόντος μεγέθους απόκρισης  $A$  υπολογίζονται με τετραγωνική επαλληλία των επιμέρους τιμών-του  $A_{,x}$ ,  $A_{,y}$  και  $A_{,z}$  σύμφωνα με την εξ. (3.16) και όχι με αλγεβρική άθροιση. Στη συνέχεια υπολογίζονται και οι «αντίστοιχες» τιμές του τυχόντος άλλου μεγέθους απόκρισης  $B$  με την εξ. (3.17). Κατά τα λοιπά ισχύουν αναλλοίωτα όσα έχουν ήδη αναφερθεί στα σχόλια 3.4.4 [1], [2] και [3].

- [4] Στη συνήθη περίπτωση αγνόησης της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού θα έχουμε:

$$F = \pm F_x \pm 0.3 \cdot F_y$$

$$F = \pm 0.3 \cdot F_x \pm F_y$$

από τις οποίες προκύπτουν οι επόμενοι οκτώ συνδυασμοί:

$$F_1 = +F_x + 0.3 \cdot F_y = -F_5$$

$$F_2 = +F_x - 0.3 \cdot F_y = -F_6$$

$$F_3 = +F_y + 0.3 \cdot F_x = -F_7$$

$$F_4 = +F_y - 0.3 \cdot F_x = -F_8$$

όπου:

ανεξάρτητη στατική φόρτιση του κτιρίου κατά τις θεωρούμενες διευθύνσεις  $x$ ,  $y$  και  $z$ , αντίστοιχα.

- [3] Για την διαστασιολόγηση στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα εφαρμόζεται η μεθοδολογία της *παρ. 3.4.4.[3]*.

**3**

- [4] Εναλλακτικά, αντί της προηγούμενης μεθοδολογίας, επιτρέπεται η διαστασιολόγηση με τον δυσμενέστερο από τους επόμενους συνδυασμούς στατικών φορτίσεων:

$$F = \pm F_x \pm \lambda \cdot F_y \pm \mu \cdot F_z$$

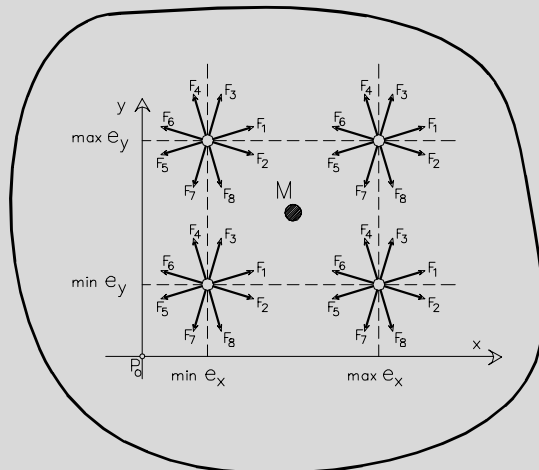
$$F = \pm \lambda \cdot F_x \pm F_y \pm \mu \cdot F_z$$

$$F = \pm \lambda \cdot F_x \pm \mu \cdot F_y \pm F_z$$

όπου  $\lambda = \mu = 0.30$ . Στις συμβολικές αυτές σχέσεις τα  $F_x$ ,  $F_y$  και  $F_z$  παριστάνουν τα διανύσματα των σεισμικών φορτίων κατά τις διευθύνσεις  $x$ ,  $y$  και  $z$  και το  $F$  παριστάνει την «συνισταμένη» σεισμική φόρτιση. Στη συνήθη περίπτωση αγνόησης της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού (βλ. *παρ. 3.1.1.[5]*), ο τρίτος συνδυασμός παραλείπεται και τίθεται  $\mu = 0$  στους δύο πρώτους.

$$F_x = \begin{bmatrix} F_{1,x} \\ F_{2,x} \\ \cdot \\ \cdot \\ F_{N,x} \end{bmatrix}, F_y = \begin{bmatrix} F_{1,y} \\ F_{2,y} \\ \cdot \\ \cdot \\ F_{N,y} \end{bmatrix}$$

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 (σχ. Σ 3.5.3(4)). Σε κάθε περίπτωση τα προκύπτοντα εντατικά μεγέθη επαλληλίζονται αλγεβρικά με τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη από τη δράση των κατακόρυφων φορτίων βαρύτητας.



Σχήμα Σ 3.5.3.(4): Ποσοστιαίοι συνδυασμοί οριζόντιων σεισμικών φορτίων.

### Σ.3.6 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΙΕΓΕΡΣΗ

- [1] 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.



### 3.6 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΙΕΓΕΡΣΗ

- [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:

- [2,3] Ακριβέστερη μορφή επαλληλίας μπορεί να εφαρμοσθεί σύμφωνα με την παρ. 3.5.3 ή την παρ. 3.4.4 σε περίπτωση εφαρμογής της δυναμικής φασματικής μεθόδου για την οριζόντια σεισμική δράση. Στην τελευταία αυτή περίπτωση ο τρίτος όρος στο δεύτερο μέλος της εξ. (3.11.β) αντικαθίσταται από τον τρίτο όρο του δεύτερου μέλους της εξ. (3.17).

### Σ.3.7 ΠΡΟΣΑΡΤΗΜΑΤΑ ΚΤΙΡΙΩΝ

- [1] Εξωτερική διέγερση για το προσάρτημα αποτελεί η σεισμική απόκριση του σημείου στήριξης, λαμβανομένης υπόψη και της αλληλεπίδρασης κτιρίου-προσαρτήματος.
- [2] Το προσάρτημα θεωρείται σαν μονοβάθμιο σύστημα, του οποίου η μέγιστη επιτάχυνση  $\gamma = \varepsilon \cdot g$  λαμβάνεται ίση με το γινόμενο της επιτάχυνσης του κτιρίου  $A \cdot (1 + z/H)$  στην στάθμη  $z$  επί τον συντελεστή αλληλεπίδρασης  $\beta$  μεταξύ προσαρτήματος-κτιρίου. Η θεωρούμενη εδώ επιτάχυνση κτιρίου ( $A$  στη βάση και  $2A$  στην κορυφή) αποτελεί συντηρητική περιβάλλουσα των συνήθων επιταχύνσεων σχεδιασμού. Για  $T_{\pi} > 2T$  λαμβάνεται  $\beta = 1$  (αμελητέα αλληλεπίδραση).

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_i m_i \cdot y_i^2}{\sum_i m_i \cdot y_i}} \dots\dots\dots (3.18)$$

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:

$$F_i = M \cdot \Phi_{d,v}(T) \cdot \frac{m_i \cdot y_i}{\sum_j m_j \cdot y_j}, \quad (i, j = 1, 2, \dots, n) \dots\dots\dots (3.19)$$

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

- [2] Τα σεισμικά φορτία  $F_i$  εφαρμόζονται στατικά επάνω στον φορέα και η προκύπτουσα ένταση, τόσο του ίδιου όσο και των στοιχείων 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.

### 3.7 ΠΡΟΣΑΡΤΗΜΑΤΑ ΚΤΙΡΙΩΝ

- [1] Προσαρτήματα κτιρίων είναι κατασκευές ή τμήματα κατασκευών που δεν αποτελούν οργανικό μέρος του σκελετού όπως π.χ. στηθαία, καπνοδόχοι κλπ. Η σεισμική απόκριση ενός προσαρτήματος επηρεάζεται από την σεισμική απόκριση του κτιρίου επειδή η κίνηση του σημείου στήριξης πάνω στο κτίριο είναι διαφορετική από την κίνηση του εδάφους.
- [2] Εάν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός η οριζόντια σεισμική δύναμη για τον υπολογισμό των προσαρτημάτων και των στοιχείων στήριξης τους υπολογίζεται από την εξίσωση (4.17), όπου ο σεισμικός συντελεστής  $\varepsilon$  δίδεται από την σχέση:

$$\varepsilon = \alpha \cdot \beta \cdot (1 + z/H) \dots\dots\dots (3.20)$$

όπου:

$$\alpha = A/g'$$

[3] Οι περιπτώσεις αυτές δεν καλύπτονται από τον παρόντα κανονισμό.

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- {1} Uang, Chia-Ming, (1991): «Establishing R (or R<sub>v</sub>) and C Factors for Building Seismic Provisions», **Journal of Structural Engineering**, Vol.17, No1, pp. 19-28.
- {2} Αναστασιάδης, Κ., (1989): «**Αντισεισμικές Κατασκευές Ι**», Computer Technics, Θεσσαλονίκη.
- {3} Αναστασιάδης, Κ., (1983): «**Δυναμική των Κατασκευών**», τομ.Ι, ΙΙ, Α.Π.Θ., Θεσσαλονίκη.
- {4} Chopra, A. , (1995): «**Dynamics of Structures**», Prentice-Hall.
- {5} Gupta, A.-K., (1992): «**Response Spectrum Method in Seismic Analysis and Design of Structures**», CRC Press, Inc.
- {6} Penelis, G. - Kappos, A., (1997): «**Earthquake-resistant Concrete Structures**», E and FN SPON.
- {7} Paulay, T.- Priestley, M.J.N., (1996): «**Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα και Τοιχοποιία**», εκδόσεις Κλειδάριθμος.
- {8} Αναστασιάδης Κ., (1991): «Η Μέθοδος των Τριών Πόλων», **Τεχνικά Χρονικά, διμηνιαία έκδοση ΤΕΕ, σελ.5-56, τεύχος 5**.
- {9} Μακάριος, Τ. - Αναστασιάδης, Κ., (1997): «Πραγματικός και Πλασματικός Ελαστικός Άξονας Πολυώροφων Κτιρίων: Θεωρία». **Τεχνικά Χρονικά, τόμος 17, τεύχος 1-2, ΤΕΕ**.
- {10} Μακάριος, Τ. - Αναστασιάδης, Κ., (1997): «Πραγματικός και Πλασματικός Ελαστικός Άξονας Πολυώροφων Κτιρίων: Εφαρμογή». **Τεχνικά Χρονικά, τόμος 17, τεύχος 3, ΤΕΕ**.
- {11} Anastasiadis, K. - Athanatopoulou, A. - Makarios, T., (1998): «Equivalent Static Eccentricities in the Simplified Methods of Seismic Analysis of Buildings», **Earthquake Spectra, Vol. 14, Number 1**, p. 1-34.
- {12} Anastasiadis, K., (1993): «Directions Sismiques Defavorables et Combinaisons Defavorables des Efforts», **Annales de l' I.T.B.T.P. No 512**, p. 82-99.

$$\beta = \frac{2}{1 + (1 - T_{\pi} / T)^2} \geq 1, \dots\dots\dots (3.21)$$

$T_{\pi}$  η ιδιοπερίοδος του προσαρτήματος για πλήρη πάκτωση στο στηρίζον υπόβαθρο,

$T$  η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου,

$z$  η στάθμη στήριξης του προσαρτήματος και

$H$  το ύψος κτιρίου.

- [3] Στην περίπτωση εγκαταστάσεων μεγάλης σπουδαιότητας ή επικινδύνων συνιστάται η εκτέλεση ακριβέστερου υπολογισμού με τη χρήση φάσματος απόκρισης του δαπέδου στήριξης και ρεαλιστική προσομοίωση της εγκατάστασης.



**ΚΡΙΤΗΡΙΑ  
ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ  
ΚΑΙ  
ΚΑΝΟΝΕΣ  
ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ**

**ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4**

### Σ.4.1.2 Δράσεις υπολογισμού

#### Σ.4.1.2.1 Σεισμικός συνδυασμός δράσεων

[1] Για συνήθη κτίρια, ο συνδυασμός της σχέσης (4.1) απλοποιείται σε:

$$S_d = G_k + \psi_2 Q_k \pm E$$

όπου:

$G_k$  είναι τα μόνιμα φορτία και

$Q_k$  τα κινητά.

[2] Για λόγους συμβατότητας με άλλους κανονισμούς ({1}, {2}) 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.

Βιβλιογραφία: {1}, {2}, {5}, {7}, {8}, {9}.



## 4.1 ΑΠΟΦΥΓΗ ΚΑΤΑΡΡΕΥΣΗΣ

### 4.1.1 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:

- 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.
- Εξασφάλιση *συνολικής πλαστιμότητας*, δηλαδή επαρκούς ικανότητας για απελευθέρωση ενέργειας, με μετελαστική παραμόρφωση.
- *Ελαχιστοποίηση* των παραγόντων που προκαλούν αβεβαιότητες στην εκτίμηση της σεισμικής απόκρισης.

Οι σχετικοί κανόνες εφαρμογής δίνονται στις ακόλουθες παραγράφους:

### 4.1.2 Δράσεις υπολογισμού

#### 4.1.2.1 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:

$$S_d = G_k + P_{\infty} \pm E + \Sigma \psi_2 Q_{k,i} \dots\dots\dots (4.1)$$

[2] Στην σχέση αυτή χρησιμοποιείται ο ακόλουθος συμβολισμός εντατικών μεγεθών:

- |              |  |
|--------------|--|
| $G_k$        | από μόνιμες δράσεις με τη χαρακτηριστική τους τιμή,  |
| $P_{\infty}$ | από προένταση μετά τις χρόνιες απώλειες,   |
| $E$          | από το σεισμό σχεδιασμού,  |
| $Q_{k,i}$    | από τη χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσεως $i$ και                                      |
| $\psi_2$     | είναι η τιμή του συντελεστή συνδυασμού για μακροχρόνιες (“οιονεί μόνιμες”) μεταβλητές δράσεις. |

[3] Δράσεις καταναγκασμού, όπως οι προκαλούμενες από μεταβολή και διαφορά θερμοκρασίας, συστολή ξήρανσης του σκυροδέματος και υποχωρήσεις στηρίξεων, δεν χρειάζεται να συμπεριλαμβάνονται στον

#### Σ.4.1.2.2 Επιρροές 2ας Τάξεως

- [1] Ο δείκτης  $\theta$  με την μορφή της σχέσης (4.2) μπορεί να θεωρηθεί ότι αποτελεί αντιπροσωπευτικό “δείκτη ευστάθειας” του κτιρίου, όταν το κύριο φέρον σύστημα αποτελείται από πλαίσια και το κτίριο διαθέτει, κατά επαρκή προσέγγιση, συμμετρία γύρω από 2 άξονες ή σημαντική αστρεψία. Για λόγους απλούστευσης, γίνεται γενικότερη χρήση του δείκτη σε όλα τα συστήματα (μικτά συστήματα, ασύμμετρα, κλπ.) με τον τίτλο «δείκτης σχετικής μεταθετότητας» και με συντηρητικά όρια.

Ακριβέστερα θα έπρεπε να ληφθεί υπόψη και ο συντελεστής  $\theta_z$  που αφορά τον κίνδυνο λυγισμού από στροφή. Ο συντελεστής αυτός είναι καθοριστικός σε κτίρια με στρεπτική ευαισθησία.

Ειδικότερα, τα μικτά συστήματα και τα (πιο σπάνια) καθαρά καμπτικά συστήματα (μόνο από τοιχώματα) έχουν στην πράξη κατά κανόνα πολύ μικρότερη παραμορφωσιμότητα σε σύγκριση με αντίστοιχα συστήματα πλαισίων. Επομένως, η “ανακρίβεια” του δείκτη  $\theta$  στις περιπτώσεις αυτές έχει μειωμένη σημασία.

Τέλος, πρέπει να σημειωθεί ότι σε κτίρια με τοιχοπληρώσεις ο περιορισμός της γωνιακής παραμόρφωσης των τοίχων ( $\gamma \leq 0.005$ ), που απαιτείται σύμφωνα με την παρ. 4.2.2, είναι εν γένει πολύ δυσμενέστερος και καθοριστικός (βλ. παρ. Σ.4.2.2).

Βιβλιογραφία: {2}, {3}, {4}, {5}, {10}, {15}, {18}.

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 4.1.

**Πίνακας 4.1:** Συντελεστές συνδυασμού δράσεων  $\psi_2$

A/A		Φορτία Χρήσης	$\psi_2$
1	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 κλπ.)	0.8
	1.5	Μη βατές στέγες	0.0
2		Άνεμος	0.0
3		Χιόνι (Μόνο σε μη βατές στέγες)	0.3



**4.1.2.2 Επιρροές 2ας Τάξεως**

- [1] Αν δεν γίνει ακριβέστερος υπολογισμός, η μεταβολή της έντασης που προκαλείται από τις παραμορφώσεις του συνόλου του φορέα υπό τον σεισμικό συνδυασμό της σχέσης (4.1) (επιρροή P-Δ), επιτρέπεται να παραλείπεται όταν σε κάθε όροφο ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας  $\theta$ , όπως προσδιορίζεται από την σχέση (4.2), δεν υπερβαίνει την τιμή 0.10.

$$\theta = \frac{N_{ολ}\Delta}{V_{ολ}h} \dots\dots\dots (4.2)$$

όπου:

$N_{ολ}$ ,  $V_{ολ}$  είναι αντίστοιχα οι συνολικές αξονική και τέμνουσα δύναμη των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου υπό τον συνδυασμό (4.1),

$h$  είναι το ύψος του ορόφου και

$\Delta$  είναι η υπολογιστική σχετική μετακίνηση των πλακών του ορόφου. Η τιμή του  $\Delta$  θα λαμβάνεται από τη σχέση:

$$\Delta = q \cdot \Delta_{ελ} \dots\dots\dots (4.3)$$

όπου:

$q$  είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς που χρησιμοποιήθηκε στην ανάλυση και

#### Σ.4.1.3 Έλεγχοι Αντοχής

- [1] Με την συνθήκη (4.4) 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] Η διαστασιολόγηση ή/ 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:

- $\Delta_{ελ}$  είναι η σχετική μετακίνηση των πλακών του ορόφου, μετρούμενη στο επίπεδο του δυσμενέστερου περιμετρικού πλαισίου, όπως προκύπτει για τον *συνδυασμό* (4.1) από ελαστική ανάλυση είτε με την ισοδύναμη στατική μέθοδο είτε με την δυναμική μέθοδο.
- [2] Ο περιορισμός του  $\theta$  θα ελέγχεται ξεχωριστά σε δύο ορθογώνιες διευθύνσεις X και Y.
- [3] Σε περίπτωση που  $0.10 < \theta \leq 0.20$  η επιρροή 2ας Τάξεως λόγω της σχετικής μεταθετότητας των πλακών επιτρέπεται να λαμβάνεται υπόψη προσεγγιστικά με πολλαπλασιασμό των αποτελεσμάτων της αντίστοιχης σεισμικής δράσης επί συντελεστή  $\frac{1}{1-\theta}$ .
- [4] Το  $\theta$  δεν επιτρέπεται να υπερβαίνει την τιμή 0.20 σε καμία περίπτωση.
- [5] Διευκρινίζεται ότι η απαλλαγή από τον έλεγχο επιρροών 2ας Τάξεως λόγω μεταθετότητας όπως ορίζεται στο *εδάφιο* [1], καθώς και οι σχετικές επιδράσεις όπως προσδιορίζονται από τα *εδάφια* [3] και [4], καλύπτουν κάθε επιρροή 2ας τάξεως στην ένταση λόγω της μεταθετότητας των ορόφων. Επομένως ο περαιτέρω έλεγχος κατακόρυφων θλιβομένων στοιχείων υπό την επίδραση του σεισμικού συνδυασμού επιτρέπεται να γίνεται θεωρώντας ότι τα αντίστοιχα άκρα των στοιχείων είναι αμετάθετα.

#### 4.1.3 Έλεγχοι αντοχής

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

$$S_d \leq R_d \dots\dots\dots (4.4)$$

όπου:

$S_d$  είναι η ένταση σχεδιασμού όπως προκύπτει από τον συνδυασμό (4.1) 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.

- [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.

- $\max M$  και αντίστοιχη  $N$
- $\min M$  και αντίστοιχη  $N$
- $\max N$  και αντίστοιχη  $M$  .....(Σ1)
- $\min N$  και αντίστοιχη  $M$

Αν  $E_x$  και  $E_y$  είναι οι 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 (βλ. παρ. 4.1.2.3):

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

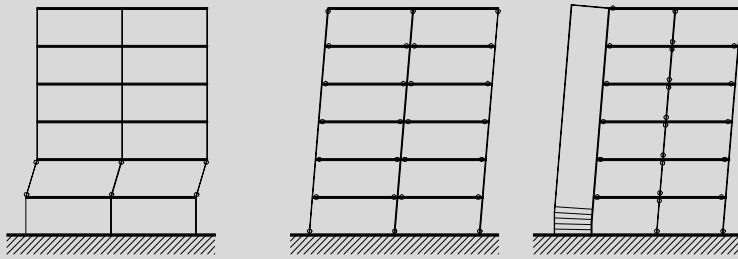
Η ελάχιστη σεισμική δράση είναι προφανώς η  $-E$ . Οι 4 συνδυασμοί ελέγχου της διατομής, που αντιστοιχούν στις προαναφερθείσες 4 περιπτώσεις (Σ1), προκύπτουν εύκολα σύμφωνα με τη σχέση επαλληλίας (4.1), αν στις παραπάνω σεισμικές δράσεις προστεθούν τα μόνιμα φορτία πάντοτε και τα κινητά φορτία, εφόσον 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  $N$ . Ετσι, 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).

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

- [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 πλάστιμη 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,



Μηχανισμός Ορόφου

Αποφυγή Μηχανισμού Ορόφου

#### Σ.4.1.4 Μηχανισμός Ορόφου

- [4] 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.



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 (σχέση 4.1).
  - 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 πλάστιμης αντοχής (υπεραντοχή). Με τα ικανοτικά αυτά μεγέθη γίνεται ο έλεγχος αποφυγής ψαθυρών μορφών αστοχίας σε όλα τα μέλη του φορέα που περιέχουν ή γεινιάζουν με πλαστικές αρθρώσεις καθώς και ο έλεγχος πλαστίμων μορφών αστοχίας (π.χ. κάμψη) σε θέσεις που πρέπει να αποφευχθεί ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων.
  - Σε πολώροφα κτίρια λαμβάνονται μέτρα για την αποφυγή σχηματισμού “μηχανισμού ορόφου” δηλαδή συγκέντρωσης των πλαστικών παραμορφώσεων σε ένα μόνο όροφο.
  - Στους ικανοτικούς ελέγχους που ορίζονται παρακάτω (βλ. παρ. 4.1.4.1.[2], παρ. 5.2.2, και Παράρτημα Β), 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.
- [5] Σε δομήματα από οπλισμένο ή προεντεταμένο σκυρόδεμα, χάλυβα ή

#### Σ.4.1.4.1 Αποφυγή Σχηματισμού Μηχανισμού Ορόφου

- [1] Όταν ο φορέας, που αναλαμβάνει τις οριζόντιες σεισμικές δράσεις, αποτελείται αποκλειστικά από πλαίσια, η αποφυγή σχηματισμού μηχανισμών ορόφου απαιτεί να μην υπάρχουν συγχρόνως πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα όλων των υποστυλωμάτων του ίδιου ορόφου, με εξαίρεση τις θέσεις πάκτωσης των υποστυλωμάτων στο ισόγειο.

Αυτό μπορεί να επιτευχθεί συστηματικά, απλά και αξιόπιστα με τον κανόνα πρόβλεψης των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς. Ανάλογο αποτέλεσμα θα μπορούσε να επιτευχθεί και με άλλες διαδικασίες, όπως π.χ. με αποδοχή αρθρώσεων σε ενδιάμεσα υποστυλώματα ενός πλαισίου και αποφυγή τους στα ακραία (βλ. παρ. Σ.4.1.4.2.(α)). Τέτοιες εναλλακτικές διαδικασίες είναι, όμως, εν γένει αρκετά πιο πολύπλοκες και λιγότερο αξιόπιστες.

- [2] Ο συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης  $\alpha_{CD} > 1.00$  εκφράζει την μέγιστη μεγέθυνση της σεισμικής ροπής, που είναι πιθανό να αναπτυχθεί, αν εξαντληθεί το πιθανό ανώτερο όριο της αντοχής των δοκών (υπεραντοχή). Σαν βάση υπολογισμού θεωρούνται οι σεισμικές ροπές, και όχι οι συνολικές, επειδή η μεταβολή των ροπών των υποστυλωμάτων που ενδιαφέρει είναι ανάλογη προς τις πρώτες και όχι προς τις δεύτερες. Η τιμή του συντελεστή υπερानτοχής  $\gamma_{Rd} = 1.40$  θεωρείται ότι καλύπτει ενδεχόμενη απόκλιση προς τα άνω της χαρακτηριστικής αντοχής ή/ και κάποια κράτυνση του οπλισμού, καθώς και την πιθανότητα δυσμενούς μεταβολής της αναλογίας των ροπών των στύλων του κόμβου στην μετελαστική φάση επιπόνησης του πλαισίου.

Είναι φανερό ότι ο συντελεστής  $\alpha_{CD}$  παίρνει την ελάχιστη τιμή ( $\alpha_{CD} = \gamma_{Rd}$ ), όταν

$$\sum M_{Rd} / |\sum M_{Eb}| = 1.00,$$

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

τοιχοποιία οι έλεγχοι για την εξασφάλιση αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού δεν απαιτούνται όταν χρησιμοποιείται συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  που δεν υπερβαίνει την μικρότερη από τις τιμές 1.5 ή  $q/2$ , πάντως όχι μικρότερη του 1.0, όπου  $q$  οι τιμές που δίνονται στον πίνακα 2.6.

Επομένως σε τέτοια δομήματα δεν απαιτούνται οι ικανοτικοί έλεγχοι της παρ. 4.1.4.1, καθώς και οι απαιτήσεις των παρ. 4.1.5 και 4.1.6, όπως επίσης και οι αντίστοιχοι κανόνες εφαρμογής των παραρτημάτων Β και Γ (πλην των απαιτήσεων της παρ. Γ.5.2.[2]). Στον έλεγχο των θεμελιώσεων σύμφωνα με την παρ. 5.2.2, η τιμή του συντελεστού  $\alpha_{cd}$  θα λαμβάνεται ίση με τη μονάδα.

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  $q=1$ .

#### 4.1.4.1 Αποφυγή Σχηματισμού Μηχανισμού Ορόφου

[1] Σε κτίρια που αποτελούνται από πλαισιωτούς φορείς ο σχηματισμός μηχανισμού ορόφου πρέπει να αποκλείεται. Αν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, αυτό επιτυγχάνεται με την αποφυγή ανάπτυξης πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα και την πρόβλεψη των πιθανών θέσεων πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς. Για τον σκοπό αυτό, με εξαίρεση τις περιπτώσεις που αναφέρονται στην παρ. 4.1.4.2, τα υποστυλώματα θα ελέγχονται σε κάμψη με αξονική δύναμη, με τις ροπές ικανοτικού σχεδιασμού ( $M_{CD}$ ) αντί για τις ροπές που προκύπτουν από τον *συνδυασμό* (4.1). Η αξονική δύναμη για τον έλεγχο των διατομών επιτρέπεται να λαμβάνεται από τον *συνδυασμό* (4.1).

[2] Η ροπή ικανοτικού σχεδιασμού στο άκρο ενός υποστυλώματος  $M_{CD,c}$  κατά τη διεύθυνση ενός επιπέδου πλαισίου μπορεί να υπολογίζεται από την μέγιστη ροπή του υποστυλώματος  $M_{Ec}$ , στην ίδια θέση και διεύθυνση, όπως προκύπτει από την ανάλυση για την σεισμική δράση, μέσω της σχέσης

$$M_{CD,c} = \alpha_{CD} M_{Ec} \quad (4.5)$$

όπου ο συντελεστής  $\alpha_{CD}$  (συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης του κόμβου), κοινός για το υπερκείμενο και υποκείμενο υποστυλώμα είναι:

$$\alpha_{CD} = \gamma_{Rd} \Sigma M_{Rd} / |\Sigma M_{Eb}| \quad (4.6)$$

και όπου:

$\Sigma M_{Rd}$  είναι το άθροισμα τελικών ροπών αντοχής των δοκών του κόμβου του πλαισίου, με την φορά που ενεργοποιούνται από την σεισμική δράση που προκαλεί την ροπή  $M_{Ec}$ .

[6] Δεν προβλέπεται επαύξηση της σεισμικής ροπής στην “δευτερεύουσα” διεύθυνση για να ληφθεί υπόψη κατά προσέγγιση η μειωμένη πιθανότητα σύγχρονης ανάπτυξης πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα όλων των υποστυλωμάτων του ίδιου ορόφου με συνύπαρξη των ακόλουθων δυσμενών συνθηκών:

- Σύμπτωση των «δυσμενών» διευθύνσεων της πλειονότητας των υποστυλωμάτων, σε συνδυασμό με τα πλαίσια, και σεισμική διέγερση στην δυσμενή διεύθυνση.
- Συνύπαρξη των δυσμενών προϋποθέσεων καθορισμού της τιμής του  $\gamma_{Rd}$  και στις δύο διευθύνσεις.

Βιβλιογραφία: {10}, {11}, {19}.

$\Sigma M_{Eb}$  είναι το άθροισμα των ροπών των ίδιων δοκών όπως προκύπτουν από την ανάλυση για την ίδια σεισμική δράση που προκαλεί την ροπή  $M_{Ec}$ .

$\gamma_{Rd}$  = 1.40 είναι ο συντελεστής για την μετατροπή της υπολογιστικής αντοχής των δοκών στην πιθανή μέγιστη τιμή της.

- [3] Η προσήμανση των ροπών δράσεων πρέπει να είναι συνεπής προς κοινή φορά δράσης τους πάνω στους κόμβους. Ο έλεγχος των υποστυλωμάτων επιτρέπεται να γίνεται στις διατομές επαφής τους με το άνω και κάτω πέλμα της δοκού, με αντίστοιχη μείωση των ικανοτικών ροπών, βάσει των τεμνουσών δυνάμεων που θα προκύψουν.
- [4] Σε κάθε κόμβο επιπέδου πλαισίου υπολογίζονται εν γένει δύο τιμές για τον συντελεστή  $\alpha_{CD}$ , οι οποίες αντιστοιχούν στις αντοχές των δοκών, όπως ενεργοποιούνται από δύο αντίθετες φορές της σεισμικής δράσης.
- [5] Σε κόμβους στους οποίους η ροπή του υπερκειμένου κατακόρυφου στοιχείου  $M_{Ec,1}$  είναι μεγαλύτερη από το άθροισμα των ροπών που ασκούνται από το ζύγωμα, δηλ.

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

η ροπή ικανοτικού σχεδιασμού θα λαμβάνεται από τη σχέση:

$$M_{CD,c} = 1.40 M_{EC} \geq M_{SC} \dots\dots\dots (4.7)$$

όπου  $M_{SC}$  είναι η ροπή που προκύπτει από τον σεισμικό συνδυασμό (4.1).

- [6] Αν το υποστύλωμα ανήκει σε πλαίσιο και στην άλλη διεύθυνση, ο έλεγχος θα γίνεται για διαξονική κάμψη με την ικανοτική ροπή στην πρώτη διεύθυνση ενώ στην άλλη διεύθυνση εφαρμόζεται η ροπή που προκύπτει από τον συνδυασμό (4.1) για τη διεύθυνση και φορά της σεισμικής δράσης στην οποία αντιστοιχεί η ικανοτική ροπή. Στην περίπτωση αυτή θα πρέπει να γίνει ανάλογα και ο ικανοτικός έλεγχος στη διεύθυνση του άλλου πλαισίου.

#### Σ.4.1.4.2 Εξαιρέσεις από τον κανόνα αποφυγής πλαστικών αρθρώσεων σε υποστυλώματα.

##### α. Κτίρια με Οποιοδήποτε Στατικό Σύστημα

- [4] Στις ενδιάμεσες στηρίξεις επιπέδων πλαισίων με σχετικά μεγάλα ανοίγματα, η αντοχή των διατομών των δοκών (ιδιαίτερα σε αρνητικές ροπές) είναι πολύ μεγαλύτερη από εκείνη που θα απαιτούσε μόνον η σεισμική δράση. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα να προκύπτουν μεγάλες τιμές του λόγου  $\Sigma M_{Rd} / |\Sigma M_{Eb}|$ , που υπεισέρχεται στον υπολογισμό του ικανοτικού συντελεστή  $\alpha_{CD}$  σύμφωνα με τη σχέση (4.6). Σε ορισμένες περιπτώσεις, προκύπτουν έτσι υπερβολικά μεγάλες τιμές του  $\alpha_{CD}$ .

Στις περιπτώσεις αυτές, θα ήταν αποδεκτή η πρόβλεψη πλαστικών αρθρώσεων στα ενδιάμεσα υποστυλώματα, εφόσον εξασφαλίζεται ότι αυτό δεν θα συμβεί και στα ακραία υποστυλώματα (βλ. παρ. Σ.4.1.4.1.[1]). Για λόγους απλούστευσης, προτιμήθηκε ο προς τα άνω περιορισμός του  $\alpha_{CD}$  μέχρι  $q$  σε ενδιάμεσα υποστυλώματα.

Βιβλιογραφία: {10}, {17}.

##### β. Κτίρια με Κατάλληλα Διαμορφωμένο Μικτό Σύστημα

- [1] Σε τοιχώματα που διαστασιολογούνται σύμφωνα με τις διατάξεις του κανονισμού (παρ. 4.1.5.1.[4]), η μετελαστική συμπεριφορά (πλαστική άρθρωση) περιορίζεται στην βάση. Επομένως, κατά την διεύθυνση του

#### 4.1.4.2 Εξαιρέσεις από τον κανόνα αποφυγής πλαστικών αρθρώσεων σε υποστυλώματα.

- [1] Εξαιρούνται από την υποχρεωτική εφαρμογή του κανόνα αποφυγής σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα οι ακόλουθες περιπτώσεις:

##### α. Κτίρια με οποιοδήποτε στατικό σύστημα.

- [1] Τα κατακόρυφα στοιχεία του ανωτάτου ορόφου καθώς και των τυχόν υπερκειμένων απολήξεων κλιμακοστασίων. Επίσης τα κατακόρυφα στοιχεία μονώροφων κτιρίων καθώς και κανονικών διωρόφων στα οποία δεν προβλέπεται προσθήκη άλλου ορόφου.
- [2] Οι θέσεις πάκτωσης κατακόρυφων στοιχείων σε στοιχεία θεμελίωσης (πέδιλα ή τοιχώματα υπογείων). Στις περιοχές αυτές δεν είναι δυνατό να αποφευχθεί η πιθανότητα σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων. Ο έλεγχος των διατομών των υποστυλωμάτων στις θέσεις αυτές γίνεται με ροπή  $1.35M_{Ec} \geq M_{Sc}$  με στόχο την προσέγγιση στο επίπεδο αντοχής των άλλων κρίσιμων διατομών του υποστυλώματος και την αντίστοιχη μείωση της απαιτούμενης πλαστιμότητας.
- [3] Ορθογωνικά τοιχώματα που συμμετέχουν σε πλαισιακή λειτουργία με την ασθενή ροπή αδράνειας της διατομής τους, δεν χρειάζεται να ελέγχονται ικανοτικά στην ασθενή διεύθυνση, εφόσον η πλαισιακή λειτουργία εξασφαλίζεται από τα άλλα κατακόρυφα στοιχεία.
- [4] Σε ενδιάμεσα υποστυλώματα επιπέδων πλαισίων, ο συντελεστής  $\alpha_{CD}$  δεν χρειάζεται να λαμβάνεται μεγαλύτερος από την τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  που χρησιμοποιήθηκε για τον καθορισμό της σεισμικής δράσης (δηλαδή  $\alpha_{CD} \leq q$ ).

##### β. Κτίρια με κατάλληλα διαμορφωμένο μικτό σύστημα

- [1] Σε κτίρια με φέροντα οργανισμό από πλαίσια και τοιχώματα δεν είναι υποχρεωτική η εφαρμογή του κανόνα αποφυγής σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα, όταν τα τοιχώματα είναι επαρκή και έχουν

μήκους του τοιχώματος αποκλείεται ο σχηματισμός μηχανισμού ορόφου. Αυτό ισχύει ακόμα και αν η ακαμψία της θεμελίωσης δεν εξασφαλίζει πλήρη πάκτωση του τοιχώματος στη βάση.

[2] Με τον περιορισμό  $\eta_v \geq 0.60$  εξασφαλίζεται μια ελάχιστη τιμή της συμμετοχής των τοιχωμάτων στην ανάληψη των οριζοντίων δυνάμεων.

[3] Με την διάταξη αυτή επιδιώκεται με απλά μέσα η αποφυγή σχηματισμού «στρεπτικού» μηχανισμού ορόφου, δηλαδή μηχανισμού με στροφή των δίσκων των πλακών γύρω από κατακόρυφους άξονες.

Βιβλιογραφία: {10}, {12}, {13}, {19}.



κατάλληλη διάταξη (για τον ορισμό των τοιχωμάτων βλ. Β.1.4).

- [2] Επαρκή θεωρούνται τα τοιχώματα σε μία διεύθυνση, όταν στην διεύθυνση αυτή ο λόγος  $\eta_v =$  τέμνουσα τοιχωμάτων στη βάση δια της συνολικής τέμνουσας στη βάση, ικανοποιεί τη συνθήκη

$$\eta_v > 0.60 \dots\dots\dots (4.8)$$

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

- [3] Η διάταξη των τοιχωμάτων πρέπει να είναι τέτοια ώστε να αποκλείει τον σχηματισμό μαλακού ορόφου μέσω στρεπτικής παραμόρφωσης του κτιρίου. Αυτό θεωρείται ότι εξασφαλίζεται αν ικανοποιείται μία από τις ακόλουθες συνθήκες:

α) Αν σε κάθε όροφο, πλην του ανωτάτου, και σε μία τουλάχιστον διεύθυνση, διατίθενται εκατέρωθεν του κέντρου μάζας δύο τουλάχιστον παράλληλα τοιχώματα η απόσταση των οποίων υπερβαίνει το 1/3 της αντίστοιχης διάστασης κάτοψης του στατικού συστήματος του κτιρίου, και να ικανοποιείται η συνθήκη του εδάφιου [2] και στις δύο κατευθύνσεις.

β) Αν το κτίριο δεν είναι στρεπτικά ευαίσθητο σύμφωνα με το κριτήριο της παρ. 3.3.3.[7].

γ) Αν οι δύο πρώτες σημαντικές ιδιομορφές είναι κυρίως μεταφορικές. Αυτό θεωρείται ότι επιτυγχάνεται όταν η απόσταση του πόλου στροφής των διαφραγμάτων, κατά τις υπόψη ιδιομορφές, από το κέντρο μάζας είναι μεγαλύτερη από την ακτίνα αδράνειας του διαφράγματος. Εν γένει αρκεί ο έλεγχος αυτός να γίνεται μόνο στον ισόγειο όροφο και σε ορόφους που υπέρκεινται σε ενδεχόμενη κατακόρυφη ασυνέχεια των τοιχωμάτων, πλην του ανωτάτου ορόφου.

- [4] Σε κτίρια που ικανοποιείται μία από τις συνθήκες (α), (β), (γ) του εδάφιου [3], εξαιρούνται από την εφαρμογή του κανόνα της παρ. 4.1.4.1 τα πλαίσια που είναι παράλληλα σε διεύθυνση που διαθέτει επαρκή τοιχώματα σύμφωνα με την συνθήκη (4.8).

#### 4.1.5 Ειδικές Απαιτήσεις για Κτίρια από Οπλισμένο Σκυρόδεμα

- [1] Πρέπει να προβλέπεται επαρκής υπεραντοχή των τμημάτων του φορέα που προορίζονται να παραμείνουν στην ελαστική περιοχή και να εξασφαλίζεται η αποφυγή ψαθυρών μορφών αστοχίας.

- [2] Στις θέσεις πλαστικών αρθρώσεων πρέπει να λαμβάνονται μέτρα για την

#### **Σ.4.1.7 Ελαχιστοποίηση Αβεβαιοτήτων Σεισμικής Συμπεριφοράς**

##### **Σ.4.1.7.1 Διαμόρφωση του Στατικού Συστήματος**

###### **α. Διαμόρφωση του Συστήματος σε Κάτοψη**

- [1] Στο επόμενο σχήμα δίνονται σχηματικά παραδείγματα κατάλληλων, ανεπαρκών και ακατάλληλων διατάξεων τοιχωμάτων. Οι διατάξεις (α), (β) και (γ) είναι κατάλληλες, τόσο από σεισμική, όσο και από γενικότερη, στατική άποψη. Οι διατάξεις (δ), (ε) και (ζ) είναι ανεπαρκείς από σεισμική άποψη και, επομένως, ακατάλληλες. Οι διατάξεις (η), (θ) και (ι), παρέχουν σημαντική

εξασφάλιση επαρκούς τοπικής πλαστιμότητας.

- [3] Οι προαναφερόμενες απαιτήσεις θεωρείται ότι καλύπτονται με την τήρηση των ειδικών κανόνων εφαρμογής που δίνονται στο *Παράρτημα Β*.

#### 4.1.6 Ειδικές Απαιτήσεις για Κτίρια από Χάλυβα

- [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 που δίνονται στο *Παράρτημα Γ*.

#### 4.1.7 Ελαχιστοποίηση Αβεβαιοτήτων Σεισμικής Συμπεριφοράς

##### 4.1.7.1 Διαμόρφωση του Στατικού Συστήματος

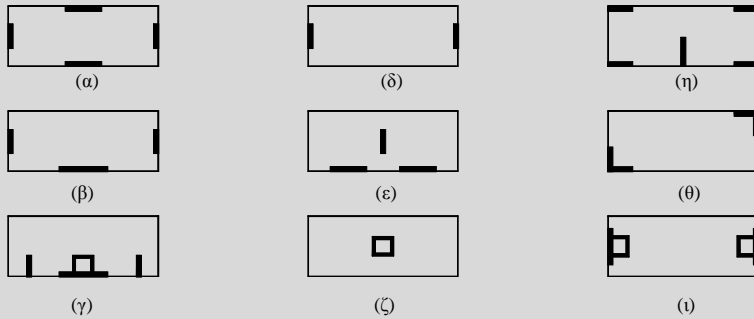
- [1] Στη φάση σύνθεσης του στατικού συστήματος πρέπει να επιδιώκεται ελαχιστοποίηση των αβεβαιοτήτων της σεισμικής συμπεριφοράς του. Σαν γενική κατεύθυνση η μόρφωση του συστήματος πρέπει να στοχεύει στο μέγιστο εφικτό βαθμό απλότητας και κανονικότητας αλλά συγχρόνως και υπερστατικότητας του συστήματος ώστε να εξασφαλίζονται εναλλακτικοί δρόμοι στήριξης. Πρέπει ακόμη να αποφεύγονται δυσμενείς αλληλεπιδράσεις του φέροντα οργανισμού και του οργανισμού πλήρωσης.

Ειδικότερα πρέπει να επιδιώκεται η επίτευξη των ακόλουθων στόχων:

##### α. Κατά τη διαμόρφωση του συστήματος σε κάτοψη

- [1] Διάταξη κατακόρυφων στοιχείων (υποστυλωμάτων ή/ και τοιχωμάτων) που να ελαχιστοποιεί την στρεπτική παραμόρφωση του κτιρίου. Αυτό επιτυγχάνεται με τη συμμετρική διάταξη των πιο άκαμπτων κατακόρυφων στοιχείων κοντά στην περίμετρο, ή όπου αυτό δεν είναι δυνατόν, με τη διάταξη τοιχωμάτων παράλληλα και κοντά σε τρεις τουλάχιστον πλευρές

αστρεψία και είναι σεισμικά επαρκείς, αλλά σε περίπτωση επιμήκων κτιρίων απαιτείται έλεγχος της έντασης καταναγκασμού, λόγω έμμεσων δράσεων.



Γενικώς, συνιστάται η διάταξη τοιχωμάτων στην περιοχή ανελκυστήρων αλλά και κλιμακοστασίων και πλατύσκαλων, για την αποτροπή κατάρρευσης και εξασφάλιση ασφαλών οδών διαφυγής.

- [3] Σε περίπτωση πυρήνων που περιβάλλονται από πλάκα, μπορεί να χρησιμοποιηθεί η θλιπτική δύναμη του σκυροδέματος της πλάκας με τον πυρήνα σαν μέσο μεταβίβασης της σεισμικής δύναμης.

[4] *Αλληλεπίδραση Φέροντος Οργανισμού και Τοιχοπληρώσεων*

Είναι γνωστό ότι στην Ελλάδα δεν υφίστανται εν γένει (και πάντως δεν εφαρμόζονται) προδιαγραφές τοιχοπληρώσεων, αλλά και των συνιστώντων στοιχείων (κονίαμα, πλίνθοι, τσιμεντόλιθοι). Είναι, επίσης, γνωστό ότι γίνονται

της περιμέτρου.

- [2] Εξασφάλιση ουσιαστικής πλαισιακής λειτουργίας στο μέγιστο ποσοστό των υποστρωμάτων σε συνδυασμό με ζυγώματα (δοκούς) επαρκούς ακαμψίας. Όπου αυτό δεν είναι δυνατόν (π.χ. σε πλάκες χωρίς δοκούς ή φατνωματικές) είναι απαραίτητη η διάταξη επαρκών τοιχωμάτων και στις 2 διευθύνσεις (σύμφωνα με την παρ. 4.1.4.2.β).

- [3] Κατάλληλη μορφή της κάτοψης της πλάκας κάθε ορόφου που να εξασφαλίζει ουσιαστική διαφραγματική λειτουργία (λειτουργία άκαμπτου δίσκου) τόσο από άποψη παραμόρφωσης όσο και από άποψη αντοχής. Για αυτό πρέπει να αποφεύγονται επιμήκεις κατόψεις με λόγο μέγιστης προς ελάχιστη διάσταση άνω του 4.00 καθώς και κατόψεις που προέρχονται από συνδυασμό επιμήκων στοιχείων (μορφής L, Π κ.λπ.). Όπου αυτό δεν είναι δυνατό, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη με επαρκή προσέγγιση η επίδραση της παραμόρφωσης του δίσκου στην κατανομή των οριζόντιων δυνάμεων. Επίσης πρέπει να αποφεύγονται μεγάλες εσοχές που δημιουργούν ασθενείς περιοχές στο διάφραγμα. Η επάρκεια του διαφράγματος σε τέτοιες θέσεις πρέπει να ελέγχεται και να προβλέπεται επαρκής οπλισμός έστω και με χρήση απλοποιητικών αλλά συντηρητικών παραδοχών. Για τον ίδιο λόγο πρέπει να αποφεύγονται ανισοσταθμίες πλακών μέσα στον ίδιο όροφο. Τέλος πρέπει να εξασφαλίζεται η επάρκεια της σύνδεσης τοιχωμάτων με την πλάκα κάθε ορόφου κατά τη διεύθυνση του τοιχώματος σε περιοχές κλιμακωστάσιων, φρεάτων, ανελκυστήρων, οπών διέλευσης καναλιών, φωταγωγών κ.λπ.

Σε περίπτωση περιορισμένης σύνδεσης τοιχώματος με πλάκα πρέπει να ελέγχεται η ανάληψη της μεταβιβαζόμενης δύναμης εξ ολοκλήρου από οπλισμό. Ο έλεγχος αυτός θα γίνεται με υπολογιστική τιμή της δύναμης όπως προκύπτει από ικανοτικό σχεδιασμό του τοιχώματος (Παράρτημα Β, Β1.3) ή με χρήση συντελεστή συμπεριφοράς  $q = 1.00$ .

- [4] Για την ελαχιστοποίηση των αβεβαιοτήτων στη μετελαστική αλληλεπίδραση του φέροντα οργανισμού με οργανισμό πλήρωσης που διαθέτει σημαντική ακαμψία, είναι σκόπιμη η επιλογή μικτού συστήματος πλαισίων και τοιχωμάτων σύμφωνα με την παρ. 4.1.4.2.β. Η επιλογή αυτή είναι υποχρεωτική όταν ο οργανισμός πλήρωσης έχει εκ σχεδιασμού ή είναι

εντελώς ανεξέλεγκτα εκτεταμένες μετατροπές των τοιχοπληρώσεων, τόσο κατά την διάρκεια της κατασκευής, όσο και κατά την χρήση των κτιρίων. Έτσι, στην εγγενή ψαθυρότητα των τοιχοπληρώσεων προστίθενται και ιδιαίτερα αυξημένες αβεβαιότητες συμπεριφοράς υπό την ισχυρή και κυκλικού χαρακτήρα σεισμική καταπόνηση. Οι αβεβαιότητες αυτές μειώνουν την αξιοπιστία της συμπεριφοράς των τοιχοπληρώσεων, σε βαθμό που καθιστά επικίνδυνη οποιαδήποτε υπόθεση για συμβολή τους στην ανάληψη σεισμικών δυνάμεων.

Για αυτό το λόγο, συνεχίζοντας την σχετική παράδοση, ο παρών κανονισμός δεν επιτρέπει εν γένει να ληφθεί υπόψη συμβολή των τοιχοπληρώσεων στην ανάληψη σεισμικών δράσεων. Επιβάλλει, όμως, να αντιμετωπιστούν οι ενδεχόμενες δυσμενείς επιδράσεις των τοιχοπληρώσεων στον φέροντα οργανισμό.

Οι τοιχοπληρώσεις είναι δυνατό να διαθέτουν πολύ μεγάλη αρχική διατμητική ακαμψία, που μπορεί να μεταβάλλει ριζικά την κατανομή των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων, σε σχέση με εκείνη που προκύπτει από θεώρηση γυμνού σκελετού, στα πρώτα στάδια της σεισμικής απόκρισης. Η κατανομή αυτή μπορεί να εκτιμηθεί σε κάποιο βαθμό αξιοπιστίας, αλλά αυτό δεν οφείλει ιδιαίτερα, επειδή στο στάδιο αυτό η ανακουφιστική δράση της τοιχοπλήρωσης είναι τόσο έντονη, ώστε η καταπόνηση του σκελετού να είναι πολύ χαμηλή. Στα επόμενα στάδια απόκρισης σε μια ισχυρή σεισμική δράση, προκαλείται προοδευτική εξουδετέρωση της αντίστασης των έντονα καταπονούμενων στοιχείων της τοιχοπλήρωσης, που αρχίζει από τα ασθενέστερα και μπορεί να επεκταθεί στο σύνολο των στοιχείων ενός ορόφου.

Έτσι, προκαλούνται νέες μεταβολές της κατανομής των δυνάμεων, που είναι ιδιαίτερα έντονες στους ορόφους που υπόκεινται σε σημαντική διατμητική παραμόρφωση. Η φάση αυτή είναι η πιο επικίνδυνη, επειδή έχει μειωθεί σημαντικά η ανακουφιστική δράση των τοιχοπληρώσεων, ενώ μπορεί να προκαλείται έντονη παραμορφωτική επιρροή στην κατανομή των δυνάμεων. Συνέπεια της επιρροής αυτής των τοιχοπληρώσεων είναι σημαντική αύξηση της αβεβαιότητας στην ελαστική και, κυρίως, στην μετελαστική συμπεριφορά του κτιρίου.

Μια από τις δυσμενέστερες περιπτώσεις είναι εκείνη της εξουδετέρωσης των τοιχοπληρώσεων σε έναν μόνο όροφο (συνήθως στο ισόγειο), στον οποίο και περιορίζεται στην συνέχεια η δημιουργία του ελαστοπλαστικού μηχανισμού του σκελετού, με συνέπεια την εμφάνιση μαλακού ορόφου. Στην περίπτωση αυτή, ο ικανοτικός υπολογισμός των υποστυλωμάτων (πρόβλεψη πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς), όπως προδιαγράφεται στην *παρ. 4.1.4.1*, δεν εξασφαλίζει επαρκώς την αποφυγή δημιουργίας μαλακού ορόφου.

Η πιθανότητα εμφάνισης τέτοιων φαινομένων είναι ιδιαίτερα μεγάλη, όταν ο οργανισμός πλήρωσης έχει εκ σχεδιασμού (ή είναι δυνατό να αποκτήσει

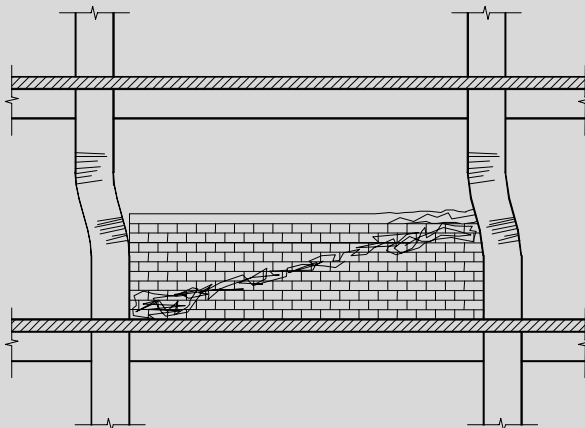
δυνατό να αποκτήσει στο μέλλον, ασυνέχεια σε έναν όροφο (π.χ. Pilotis ή καταστήματα χωρίς τοιχοπληρώσεις στο ισόγειο).

**4**

ύστερα από μετατροπές) ασυνέχεια σε έναν όροφο (Pilotis ή καταστήματα χωρίς τοιχοπληρώσεις στο ισόγειο). Η επιλογή μικτού συστήματος τοιχωμάτων και πλαισίων, σύμφωνα με την παρ. 4.1.4.2.β, είναι, σε αυτές τις περιπτώσεις, το μοναδικό αξιόπιστο μέσο εξασφάλισης ικανοποιητικής μετελαστικής συμπεριφοράς.

**γ. Κατά την διαμόρφωση λεπτομερειών**

[4] Επικίνδυνη διακοπή τοιχοπληρώσεων καθ' ύψος.





**β. Κατά τη διαμόρφωση κατά το ύψος**

- [1] Συνεχής και κανονική κατανομή της ακαμψίας των κατακόρυφων στοιχείων (πλαισίων ή τοιχωμάτων) καθώς και των μαζών και των τοιχοπληρώσεων. Σε θέσεις έντονης μεταβολής (ασυνέχειας) της ακαμψίας των κατακόρυφων στοιχείων (π.χ. στη διακοπή σημαντικών τοιχωμάτων σε κάποιο όροφο ή λόγω της εισαγωγής των περιμετρικών τοιχωμάτων του υπογείου κάτω από το δάπεδο του ισόγειου) πρέπει να εξασφαλίζεται η αναγκαία ανακατανομή της τέμνουσας στα κατακόρυφα στοιχεία μέσω της διαφραγματικής δράσης της αντίστοιχης πλάκας. Σε περίπτωση που υπάρχουν αμφιβολίες, η επάρκεια της διαφραγματικής λειτουργίας της πλάκας πρέπει να ελέγχεται έστω και με προσεγγιστικές μεθόδους.
- [2] Ισόσταθμη και κατά το δυνατόν ομοιογενής θεμελίωση των κατακόρυφων στοιχείων.

**γ. Κατά τη διαμόρφωση των λεπτομερειών**

- [1] Σε στοιχεία από σκυρόδεμα κατασκευαζόμενα επί τόπου, τήρηση ελάχιστων διαστάσεων των κυρίων φερόντων στοιχείων που να εξασφαλίζουν αξιόπιστη ποιότητα κατασκευής.
- [2] Αποφυγή έκκεντρων συνδέσεων οριζοντίων με κατακόρυφα στοιχεία σε κόμβους πλαισίων.
- [3] Σε κατακόρυφα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα δεν επιτρέπεται η κατά μήκος διέλευση σωλήνων αποστράγγισης, ύδρευσης αποχέτευσης κλπ ούτε καλωδίων εντός της μάζας του σκυροδέματος. Επίσης δεν επιτρέπεται η εγκάρσια διέλευση σωλήνων μέσω κατακόρυφων στοιχείων σε περιοχές πιθανών ή ενδεχόμενων πλαστικών αρθρώσεων.
- [4] Πρέπει να αποφεύγεται η καθ' ύψος διακοπή τοιχοπληρώσεων σε φαντώματα μεταξύ υποστυλωμάτων κατά τρόπο που η διατμητική δράση των τοιχοπληρώσεων να δημιουργεί ενδιάμεση πλευρική αντιστήριξη του υποστυλώματος.
- [5] Στην περίπτωση μη μονολιθικής στήριξης φορέα επί άλλου φορέα (π.χ. κυλίσεις, στηρίξεις Gerber κ.λπ.) πρέπει να προβλέπεται επαρκές εύρος έδρασης για την αποφυγή πτώσης του φορέα λόγω απώλειας στήριξης.

**Σ.4.1.7.2 Επαφή με Γειτονικά Κτίρια - Σεισμικός Αρμός**

- [1] Ο παρών Κανονισμός εντάσσει την διαμόρφωση του σεισμικού αρμού στο κεφάλαιο της μείωσης των αβεβαιοτήτων σεισμικής συμπεριφοράς δίνοντας έμφαση, κυρίως, σε μέτρα αποφυγής καταστροφικών συνεπειών των προσκρούσεων των γειτονικών κτιρίων (εμβολισμός υποστυλωμάτων) και, λιγότερο, σε μέτρα περιορισμού βλαβών.
- [3] Ο σεισμικός αρμός πλήρους διαχωρισμού είναι βέβαια το ασφαλέστερο μέσο για πλήρη αποφυγή, τόσο των ενδεχομένων καταστροφικών συνεπειών της πρόσκρουσης, όσο και της ενδεχόμενα δυσμενούς αλληλεπίδρασης στην απόκριση των κτιρίων και ασφαλώς για την ελαχιστοποίηση των πιθανών βλαβών. Από την άλλη πλευρά, το μεγάλο εύρος του σεισμικού αρμού πλήρους διαχωρισμού δημιουργεί σειρά άλλων δυσεπίλυτων προβλημάτων, τόσο οικοδομικών (κυρίως στεγανότητας και αισθητικής), όσο και νομικών/οικονομικών (ιδιοκτησιακές εμπλοκές, απώλεια επιφάνειας, προσαρμογή στο υφιστάμενο νομικό καθεστώς μεσοτοιχιών). Τα προβλήματα που τυχόν θα προκύψουν από το κενό μεταξύ των κτιρίων για τη δημιουργία σεισμικού αρμού επιλύονται με τις σχετικές διατάξεις του Κτιριοδομικού Κανονισμού.
- [4] Στις περιπτώσεις που ο εμβολισμός υποστυλωμάτων αποκλείεται, λόγω ισόσταθμων πλακών, ο κανονισμός καθορίζει ελάχιστα πλάτη αρμών που, χωρίς να δημιουργηθούν ιδιαίτερες κατασκευαστικές δυσκολίες, στοχεύουν στην ελαχιστοποίηση βλαβών σε σεισμούς με σημαντική πιθανότητα εμφάνισης. Στην περίπτωση σεισμού, με ένταση ανάλογη προς τον σεισμό σχεδιασμού, θεωρείται ότι η πιθανή πρόσκρουση τέτοιων κτιρίων, μετά την εξάντληση του μεταξύ τους διακένου, δεν θα έχει καταστροφικές συνέπειες και οι βλάβες, που είναι πιθανό να προκληθούν, θεωρούνται οικονομικά αποδεκτές.

Βιβλιογραφία: {2}, {19}, {20}.

#### 4.1.7.2 Επαφή με Γειτονικά Κτίρια

- [1] Πρέπει να λαμβάνονται μέτρα προστασίας, τόσο του υπό μελέτη όσο και του υφιστάμενου κτιρίου, από δυσμενείς συνέπειες προσκρούσεων κατά τη διάρκεια της σεισμικής απόκρισης.
- [2] Οι συνέπειες μπορεί να είναι ιδιαίτερα δυσμενείς όταν υπάρχει πιθανότητα εμβολισμού υποστυλωμάτων του ενός κτιρίου από πλάκες ή άλλα στοιχεία του παρακείμενου. Στην περίπτωση αυτή προστατευτικό μέτρο είναι η πρόβλεψη σεισμικού αρμού πλήρους διαχωρισμού.
- [3] Αν δεν γίνει ακριβέστερος υπολογισμός ο σεισμικός αρμός πλήρους διαχωρισμού μπορεί να έχει εύρος ίσο με την τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων των μεγίστων σεισμικών μετακινήσεων ( $\Delta = q \Delta_{ελ}$ ) των δύο κτιρίων στις θέσεις των επικίνδυνων υποστυλωμάτων, συμπεριλαμβανομένης και της επίδρασης της στροφής περί κατακόρυφον άξονα. Αν δεν είναι δυνατή ακριβέστερη εκτίμηση των μετακινήσεων του υφιστάμενου κτιρίου, μπορούν να ληφθούν ίσες με τις αντίστοιχες του υπό μελέτη κτιρίου.
- [4] Σε κτίρια που βρίσκονται σε επαφή, και όταν δεν υπάρχει πιθανότητα εμβολισμού υποστυλωμάτων σε κανένα από τα δύο κτίρια, το εύρος του αντίστοιχου αρμού, εφόσον δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, μπορεί να καθορίζεται με βάση τον συνολικό αριθμό των υπέρ το έδαφος εν επαφή ορόφων ως εξής:
- 4 cm για επαφή μέχρι και 3 ορόφους
  - 8 cm για επαφή από 4 έως 8 ορόφους
  - 10 cm για επαφή σε περισσότερους από 8 ορόφους
- Στους υπόγειους ορόφους δεν είναι υποχρεωτική η πρόβλεψη αντισεισμικού αρμού.

## 4.2 ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΣ ΒΛΑΒΩΝ

### 4.2.1 Φέρων Οργανισμός

- [1] Οι τιμές του συντελεστού συμπεριφοράς του κεφαλαίου 2 θεωρείται ότι εξασφαλίζουν περιορισμένες και επιδιορθώσιμες βλάβες στα στοιχεία του φέροντα οργανισμού υπό τον σεισμό σχεδιασμού, ενώ ελαχιστοποιούν τις βλάβες για σεισμούς μικρότερης έντασης και με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης.

### Σ.4.2.2 Οργανισμός Πλήρωσης

Ο περιορισμός της γωνιακής παραμορφώσεως ορόφου  $\gamma < \gamma_{op}$ , όπου:

$$\gamma = \frac{q \Delta_{ελ}}{2.50h} \geq \frac{\Delta_{ελ}}{h}$$

και  $\gamma_{op}$  είναι 0.005 για τοιχοπληρώσεις και 0.007 για λιγότερο ευαίσθητα χωρίσματα, ισχύει για όλους του περιμετρικούς τοίχους και έχει ανάλογο αποτέλεσμα με τον περιορισμό του δείκτη σχετικής μεταθετότητας:

$$\theta = \frac{N_{ολ} q \Delta_{ελ}}{V_{ολ} h}$$

που ορίζεται στην παρ. 4.1.2.4 του Κανονισμού.

Πράγματι, όπως προκύπτει από τις προαναφερόμενες σχέσεις, είναι:

$$\theta = 2.50 \gamma_m / \varepsilon, \text{ όταν } q \geq 2.50 \text{ ή}$$

$$\theta = q \gamma_m / \varepsilon, \text{ όταν } q < 2.50$$

όπου:

$$\varepsilon = V_{ολ} / N_{ολ},$$

και  $\gamma_m$  η τιμή του  $\gamma$  κατά την εξεταζόμενη διεύθυνση στο κέντρο μάζας, για την οποία θα είναι και πάλι  $\gamma_m < \gamma_{op}$ .

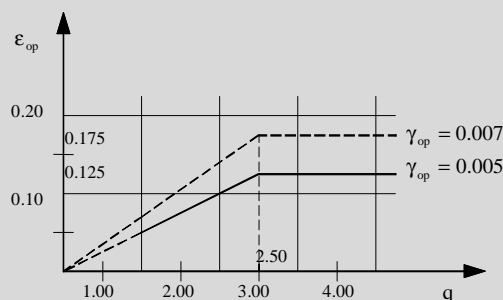
Ο λόγος  $\varepsilon = V_{ολ} / N_{ολ}$  αποτελεί τον “μέσο ισοδύναμο σεισμικό συντελεστή” του ορόφου, ο οποίος έχει ελάχιστη τιμή στο ισόγειο ίση με τον μέσο ισοδύναμο σεισμικό συντελεστή βάσεως (δηλαδή την τέμνουσα βάσεως δια του συνολικού φορτίου του κτιρίου). Επομένως, για να είναι  $\theta \leq 0.10$ , αρκεί να ισχύει:  $\varepsilon \geq \varepsilon_{op}$

όπου:

$$\varepsilon = 25 \gamma_{op}, \text{ για } q \geq 2.50, \text{ ή}$$

$$\varepsilon = 10 q \gamma_{op}, \text{ για } q < 2.50$$

Οι τιμές του  $\varepsilon_{op}$  φαίνονται στο επόμενο διάγραμμα.



#### 4.2.2 Οργανισμός Πλήρωσης

- [1] Σε κτίρια με οργανισμό πλήρωσης από τοιχοποιία θα ελέγχεται ότι η γωνιακή παραμόρφωση, σε όλους του περιμετρικούς τοίχους, λαμβανομένης υπόψη και της σχετικής στροφής των διαδοχικών πλακών περί κατακόρυφο άξονα, δεν υπερβαίνει την τιμή 0.005. Όταν ο οργανισμός πλήρωσης είναι λιγότερο ευαίσθητος σε διατμητική παραμόρφωση (χωρίσματα με μεταλλικό σκελετό, υαλοστάσια κλπ.) η γωνιακή παραμόρφωση δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή 0.007.
- [2] Ο έλεγχος θα γίνεται με τιμές των μετακινήσεων που προκύπτουν από την ελαστική σεισμική ανάλυση σύμφωνα με το κεφάλαιο 3, πολλαπλασιασμένες επί τον λόγο  $q/2.50$  που δεν πρέπει να λαμβάνεται μικρότερος του 1.00. Οι τιμές αυτές αντιστοιχούν σε σεισμό μικρότερης έντασης και μεγαλύτερης συχνότητας εμφάνισης από τον σεισμό σχεδιασμού.

Κατά συνέπεια, όταν  $\varepsilon \geq \varepsilon_{op}$ , πράγμα που συμβαίνει στις περισσότερες περιπτώσεις, δεν χρειάζεται να ελέγχεται η συνθήκη  $\theta \leq 0.10$ , εφόσον εξασφαλίζεται η τήρηση της συνθήκης  $\gamma_m \leq \gamma_{op}$ .

Βιβλιογραφία: {2}, {3}, {4}, {5}, {15}, {16}, {17}, {19}, {22}.

### 4.2.3 Προσαρτήματα

- [1] Τα προσαρτήματα καθώς και τα στοιχεία στηρίξεως και οι αγκυρώσεις τους θα ελέγχονται σε υπολογιστική αστοχία υπό την επίδραση των κατακόρυφων φορτίων και οριζόντιας σεισμικής δύναμης

$$H_p = \varepsilon W_p \gamma_p / q_p \dots\dots\dots (4.17)$$

όπου:

$W_p$  το βάρος του προσαρτήματος,

$\varepsilon$  ο σεισμικός συντελεστής που ορίζεται στην *παρ. 3.7.[2]*,

$\gamma_p$  συντελεστής σπουδαιότητας του προσαρτήματος και

$q_p$  μειωτικός συντελεστής που εκφράζει την ικανότητα του προσαρτήματος να υποστεί σημαντικές μεταλαστικές παραμορφώσεις χωρίς να αστοχήσει.

- [2] Γενικά ο συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_p$  θα λαμβάνεται ίσος με το συντελεστή σπουδαιότητας του κτιρίου αλλά στις ακόλουθες περιπτώσεις προσαρτημάτων υψηλού κινδύνου δεν θα λαμβάνεται μικρότερος από 1.50:

- Αγκυρώσεις εγκαταστάσεων και εξοπλισμού συστημάτων διατήρησης ζωής.
- Δεξαμενές και δοχεία που περιέχουν ικανή ποσότητα έντονα τοξικών ή εκρηκτικών ουσιών ώστε να αποτελούν κίνδυνο για τη δημόσια ασφάλεια.

- [3] Οι ακόλουθες μέγιστες τιμές του συντελεστή  $q_p$  θα χρησιμοποιούνται για τις αντίστοιχες κατηγορίες προσαρτημάτων:

$$q_p = 1.00$$

- Στηθαία και διακοσμητικά στοιχεία σε μορφή προβόλου.
- Σήματα και πινακίδες.
- Καπνοδόχοι, ιστοί και υπερυψωμένες δεξαμενές, που δρουν σαν ελεύθεροι πρόβολοι σε ύψος μεγαλύτερο από το 1/2 του συνολικού ύψους τους.
- Τα προσαρτήματα υψηλού κινδύνου που αναφέρονται στην προηγούμενη παράγραφο.

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- {1} “Ο Νέος Κανονισμός για την Μελέτη και Κατασκευή Έργων από Σκυρόδεμα”, Εκδ. Φούντας, 1995.
- {2} EUROCODE No 8: “Structures in Seismic Regions, Part 1” Draft, Edition, May 1988, and relevant Background Documents (Volume 2).
- {3} “Uniform Building Code”, 1988 Edition.
- {4} SEAOC: “Recommended Lateral Force Requirements and Commentary”, 1990.
- {5} ATC-3-06: “Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings ATC”, April 1982, and  
NEHRP “Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings”, 1988.



$$q_p = 2.50$$

- Εξωτερικοί και εσωτερικοί τοίχοι. Μανδρότοιχοι ύψους μεγαλύτερου των 2.00 m.
  - Καπνοδόχοι, ιστοί και υπερυψωμένες δεξαμενές, που διαθέτουν αντιστηρίξεις ή αγκυρώσεις με επίτονους ώστε να δρουν σαν ελεύθεροι πρόβολοι σε ύψος που δεν υπερβαίνει το 1/2 του συνολικού ύψους τους.
  - Δεξαμενές μαζί με το περιεχόμενό τους.
  - Αγκυρώσεις μόνιμων ραφιών ή παταριών εδραζομένων στο δάπεδο.
  - Αγκυρώσεις ψευδοροφών και φωτιστικών σημαντικού βάρους.
  - Ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός και συναφείς αγωγοί, σωληνώσεις και αεραγωγοί, βάρους μεγαλύτερου των 2 KN.
- [4] Εξαιρούνται από την υποχρέωση ελέγχου προσαρτήματα σε κτίρια σπουδαιότητας Σ1 και Σ2 σε περιοχές σεισμικότητας I και προσαρτήματα της κατηγορίας  $q_p = 2.50$  σε κτίρια σπουδαιότητας Σ2 σε περιοχές σεισμικότητας II.

- {6} AASHTO 1983: “Guide Specifications for Seismic Design of Highway Bridges”.
- {7} “New Zealand Standard Code of Practice for the Design of Concrete Structures”, Standard Association of New Zealand, 1982.
- {8} “Portuguese Earthquake Resistant Regulations”, 1987.
- {9} Swiss Standard SIA 160: “Actions on Structures”.
- {10} Paulay, Bachmann, Moser: “Erdbebenbemessung von Stahlbetonhochbauten”, Birkhauser 1990.
- {11} Park R., “Ductile Design Approach for Reinforced Concrete Frames”, Earthquake Spectra, Earthquake Engineering Research Institute, Vol. 2, No. 3, May 1986.
- {12} Paulay T., “The Design of Ductile Reinforced Concrete Structural Walls for Earthquake Resistance”, Earthquake Spectra, Earthquake Engineering Research institute, Vol. 2, No. 4, 1986.
- {13} Paulay T., “A Seismic Design Strategy for Hybrid Structures”, 5th Canadian Conf., Earthquake Engineering, Ottawa, 1987.
- {14} Priestley M., Park R., “Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading”, ACI Structural Journal, January-February 1987.
- {15} R. Luft: “Comparisons Among Earthquake Codes” Earthquake Spectra, Vol. 5, No. 4, 1989.
- {16} Chia-Ming Uang, V.Bertero: “UBC Seismic Serviceability Regulations: Critical Review”, ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 117, No. 7, 1991.
- {17} N. Priestley, M. Calvi: “Towards a Capacity-Design Assessment Procedure of Reinforced Concrete Frames”, Earthquake Spectra, Vol. 7, No. 3, 1991.
- {18} E. Wilson, A. Habibullah: “Static and Dynamic Analysis of Multistory Building including P-Delta Effects”, Earthquake Spectra, Vol. 3, No. 2, 1987.
- {19} Επιτροπή ΤΕΕ: “Σχολιασμός του Ευρωκώδικα 8”, Ενημερωτικό Δελτίο ΤΕΕ, Τεύχος 1655, 18.03.1991.
- {20} S. Anagnostopoulos, K. Spiliopoulos: “An Investigation of Earthquake Induced Pounding between Buildings”, private communication to be published, Int.Journal of E.E.S.D.
- {21} Θ. Π. Τάσιος, Ε. Βιντζηλαίου, Μ. Χρονόπουλος: “Πλαστιμότητα Υποστυλωμάτων Ωπλισμένου Σκυροδέματος”, 9ο Ελλ. Συνέδριο Σκυροδέματος, Καλαμάτα 1990.
- {22} Ε. Βιντζηλαίου, Θ.Π. Τάσιος: “Συμπεριφορά έναντι Σεισμού Τοιχοπληρωμένων Πλαισίων Ωπλισμένου Σκυροδέματος”, 9ο Ελλ. Συνέδριο Σκυροδέματος, Καλαμάτα 1990.
- {23} EUROCODE No 3: “Design of Steel Structures, Part 1: General Rules and Rules for Buildings” Draft, Edition 1988.





**ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ  
ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ  
ΓΕΩΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ**

**ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5**



## 5.1 ΚΑΤΑΜΗΛΟΤΗΤΑ ΥΠΕΔΑΦΟΥΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

### 5.1.1 Γενικές απαιτήσεις

- [1] Το υπέδαφος, η τοπογραφία και η γενικότερη γεωλογία της περιοχής ενός δομικού έργου πρέπει να εξασφαλίζουν με επαρκή πιθανότητα ότι δεν θα υπάρξει κίνδυνος εδαφικής διάρρηξης, αστάθειας πρανών, μεγάλων μονίμων παραμορφώσεων ή εκτεταμένης ρευστοποίησης κατά την διάρκεια σεισμικού κραδασμού συμβιβαστού με την ένταση και τα φασματικά χαρακτηριστικά του σεισμού σχεδιασμού που προβλέπει ο παρών Κανονισμός.

### 5.1.2 Γεινίαση Ενεργών Σεισμοτεκτονικών Ρηγμάτων

- [1] Εν γένει δεν επιτρέπεται η δόμηση κτισμάτων σπουδαιότητας Σ2, Σ3 και Σ4 στην άμεση γειτονία σεισμοτεκτονικών ρηγμάτων που θεωρούνται σεισμικώς ενεργά.
- [2] Ο χαρακτηρισμός ρηγμάτων ως σεισμικώς ενεργών θα γίνεται με βάση σεισμοϊστορικά και σεισμοτεκτονικά δεδομένα λαμβάνοντας υπόψη και το πιθανό μέγεθος τυχόν σεισμικής διάρρηξης. Η επισήμανση και ο χαρακτηρισμός σεισμοτεκτονικών ρηγμάτων αποτελεί εν γένει αντικείμενο ειδικής μελέτης αναφερομένης στην ευρύτερη περιοχή οικοδόμησης και όχι σε μεμονωμένα κτίρια. Τέτοια διερεύνηση αποτελεί απαραίτητο στοιχείο για την οικιστική ανάπτυξη μίας περιοχής και υπόκειται σε έλεγχο και έγκριση της πολιτείας. Διερεύνηση για ύπαρξη σεισμικώς ενεργών ρηγμάτων δεν απαιτείται εν γένει μέσα σε οικιστικά ανεπτυγμένες περιοχές, εκτός αν υφίστανται ισχυρές ενδείξεις περί του αντιθέτου, βασιζόμενες σε επίσημους γεωλογικούς – τεκτονικούς χάρτες.
- [3] Σε περιπτώσεις στις οποίες συντρέχουν ειδικοί λόγοι δόμησης στην άμεση γειτονία σεισμοτεκτονικών ρηγμάτων που θεωρούνται σεισμικώς ενεργά, η δόμηση επιτρέπεται μόνον ύστερα από ειδική σεισμική – γεωλογική – γεωτεχνική – στατική μελέτη. Στην μελέτη αυτή θα διερευνώνται οι επιπτώσεις της γεινίασης του ρήγματος και θα λαμβάνονται μέτρα για την αποτελεσματική αντιμετώπισή τους. Η σεισμική δράση σχεδιασμού στην άμεση γειτονία τέτοιων ρηγμάτων θα λαμβάνεται αυξημένη τουλάχιστον κατά 25% σε σχέση με την οριζόμενη στο κεφάλαιο 2.

### 5.1.3 Ευστάθεια Πρανών

- [1] Επιβάλλεται ο έλεγχος της γενικότερης ευστάθειας έναντι ολισθήσεως του πρανούς επί του οποίου θα εδρασθεί η κατασκευή, αλλά και ανάντη ή κατόντη πρανών των οποίων η αστοχία μπορεί να επηρεάσει την κατασκευή. Η ανάλυση της ευστάθειας μπορεί να γίνει σύμφωνα με τις διατάξεις της παρ. 5.4. Ο έλεγχος θα βασίζεται σε κατάλληλη γεωτεχνική διερεύνηση, και αν από αυτήν θεωρηθεί αναγκαία και σε γεωλογική διερεύνηση.





#### 5.1.4 Κίνδυνος Ρευστοποίησης

- [1] Ο κίνδυνος εκτεταμένης ρευστοποίησης κορεσμένων χαλαρών αμμωδών εδαφών πρέπει να ελέγχεται με βάση καθιερωμένες μεθόδους της γεωσεισμικής μηχανικής, και με συνεκτίμηση ενδεχόμενης ενίσχυσης της εδαφικής κίνησης λόγω των τοπικών εδαφικών συνθηκών. Οποσδήποτε πάντως πρέπει να ληφθεί υπόψη ότι οι εδαφικές επιταχύνσεις που ορίζονται στο Κεφάλαιο 2 αποτελούν «ενεργές» τιμές (όχι μέγιστες), και επομένως δεν πρέπει να γίνεται περαιτέρω μείωση τους.
- [2] Στην περίπτωση που, από τον προαναφερθέντα έλεγχο, η αντίσταση του εδάφους σε ρευστοποίηση προκύψει επισφαλής, επιβάλλεται η εφαρμογή μέτρων για την εξασφάλιση της ακεραιότητας των δομημάτων ή γεωκατασκευών που θα εδραστούν στο έδαφος αυτό.
- [3] Σε παρόμοια εδάφη, για τα οποία όμως θεωρείται ότι υπάρχει επαρκής ασφάλεια έναντι ρευστοποίησης, πρέπει να διερευνάται η αναγκαιότητα μείωσης της ενεργού γωνίας τριβής σχεδιασμού, λόγω συσσώρευσης υπερπιέσεων πόρων κατά την ανακυκλική σεισμική δράση σχεδιασμού (βλ. παρ. Ζ.5).

#### 5.1.5 Διατμητική Συνίζηση του Εδάφους λόγω Ανακυκλικής Φόρτισης

- [1] Χαλαροί ακόρεστοι αμμώδεις εδαφικοί σχηματισμοί είναι δυνατόν να υποστούν δυναμική μείωση όγκου (συνίζηση) με αποτέλεσμα παραμένουσες καθιζήσεις και παραμορφώσεις. Κάτι παρόμοιο μπορεί να συμβεί και σε πολύ μαλακές και ευαίσθητες αργίλους εξαιτίας της σταδιακής απομείωσης της διατμητικής τους αντοχής κατά την ανακυκλική φόρτιση μεγάλης διάρκειας. Η πιθανότητα των φαινομένων αυτών θα πρέπει να ελέγχεται βάσει καθιερωμένων γεωτεχνικών μεθόδων, με μελέτες οι οποίες συντάσσονται με βάση αποτελέσματα επιτόπου ή εργαστηριακών δοκιμών. Εδάφη αυτού του τύπου χαρακτηρίζονται ως “σεισμικώς ευαίσθητα” και η ύπαρξη τους πρέπει να επισημαίνεται στην γεωτεχνική μελέτη.

## 5.2 ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ

### 5.2.1 Κριτήρια και Κανόνες Εφαρμογής

- [1] Υπό τον σεισμό σχεδιασμού το σύστημα θεμελίωσης πρέπει να εξασφαλίζει με αξιοπιστία την μεταφορά στο έδαφος των δράσεων κάθε εδραζόμενου στοιχείου της ανωδομής, χωρίς να προκαλούνται μεγάλες παραμένουσες παραμορφώσεις.
- [2] Ο σχεδιασμός του συστήματος πρέπει να ελαχιστοποιεί τις αβεβαιότητες της σεισμικής απόκρισης. Για τον ίδιο λόγο, απελευθέρωση ενέργειας δεν πρέπει να προβλέπεται μέσω εντόνων πλαστικών παραμορφώσεων του εδάφους αλλά να περιορίζεται στην ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων σε

### Σ.5.2.2 Δράσεις Υπολογισμού

Οι δράσεις υπολογισμού στην επιφάνεια έδρασης των στοιχείων θεμελίωσης, όπως υπολογίζονται από τις σχέσεις (5.1) και (5.2), αντιστοιχούν σε ύψος σεισμικής δράσης που προκαλεί πλαστική άρθρωση στην πλησιέστερη προς την έδραση πιθανή θέση πλαστικοποίησης. Η δράση αυτή αντιστοιχεί στην τελική υπολογιστική αντοχή σε κάμψη της διατομής πλαστικής άρθρωσης προσαυξημένη κατά 20% για να καλυφθεί η διαφορά μεταξύ υπολογιστικής και χαρακτηριστικής αντοχής του οπλισμού ή του χάλυβα και κάποια απόκλιση της αντοχής και κράτυνση.

Βιβλιογραφία: {1}, {2}, {3}, {4}, {5}, {6}.

επιλεγμένες θέσεις της ανωδομής. Οι σχετικοί κανόνες εφαρμογής δίνονται στις επόμενες παραγράφους.

### 5.2.2 Δράσεις Σχεδιασμού

- [1] Οι δράσεις σχεδιασμού  $S_{Fd}$ , σε στοιχείο θεμελίωσης θα υπολογίζονται εν γένει με βάση την υπεραντοχή του πλάστιμου στοιχείου της ανωδομής που εδράζεται στο στοιχείο θεμελίωσης, ως εξής:

$$S_{Fd} = S_v + \alpha_{CD} S_E \quad (5.1)$$

όπου:

$S_v$  είναι η τιμή εντατικού μεγέθους (ροπή, τέμνουσα, αξονική δύναμη) προερχόμενη από το σύνολο των μη σεισμικών δράσεων του σεισμού συνδυασμού και

$S_E$  είναι η τιμή του ίδιου μεγέθους ή προερχόμενη από την σεισμική δράση στην οποία αντιστοιχεί η σεισμική ροπή που χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό του ικανοτικού συντελεστή  $\alpha_{CD}$ , σύμφωνα με την σχέση (5.2).

- [2] Σε θεμελιώσεις μεμονωμένων υποστυλωμάτων ή τοιχωμάτων ο συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης  $\alpha_{CD}$  θα υπολογίζεται, ξεχωριστά για κάθε μία από τις δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού από την σχέση:

$$\alpha_{CD} = 1.20 M_R / M_E - M_v / M_E \leq q \quad (5.2)$$

όπου:

$M_R$  και  $M_E$  είναι αντίστοιχα η υπολογιστική αντοχή και η σεισμική ροπή στην πλησιέστερη θέση πιθανής ή ενδεχόμενης πλαστικής άρθρωσης, στο στοιχείο της ανωδομής που εδράζεται στο υπό εξέταση στοιχείο θεμελίωσης (βλ. παρ. 4.1.4.[3] και 4.1.4.[4]) και

$M_v$  η ροπή από το σύνολο των μη σεισμικών φορτίσεων του συνδυασμού.

- [3] Σε θεμελίωση δικτυωτού συνδέσμου χαλύβδινου φορέα, στο οποίο πλάστιμο στοιχείο είναι η εφελκυστική διαγώνιος, η τιμή του  $\alpha_{CD}$  θα λαμβάνεται σύμφωνα με την παρ. Γ.5.3.[1].
- [4] Όταν το στοιχείο θεμελίωσης φέρει περισσότερα του ενός στοιχεία ανωδομής (πεδιλοδοκοί, πλάκες κοιτοστρώσεως κλπ), επιτρέπεται να εφαρμόζεται η σχέση (5.1) με ενιαία τιμή του  $\alpha_{CD}$ , είτε ίση προς 1.35 είτε υπολογιζόμενη από το στοιχείο της ανωδομής που έχει την μέγιστη πλάστιμη σεισμική δράση.

### Σ.5.2.3 Αντοχή του Εδάφους

#### Σ.5.2.3.1 Γενικά

- [2] Με εξαίρεση τις περιπτώσεις εδαφών ευπαθών σε σεισμική δράση, η φέρουσα ικανότητα που θα χρησιμοποιηθεί στους σεισμικούς ελέγχους, μπορεί να βασίζεται σε εδαφικές παραμέτρους υπό ταχεία στατική φόρτιση, δηλαδή υπό αστράγγιστες συνθήκες (αστράγγιστη διατμητική αντοχή  $c_u$ , ή ολικές παράμετροι αντοχής  $c$  και  $\tan\phi$ ).

- [5] Στην χωρική επαλληλία που ορίζεται στις *παρ. 3.4.4.[2] και 3.5.3.[4]*, για τις δράσεις σχεδιασμού στοιχείων θεμελίωσης, επιτρέπεται στους όρους που πολλαπλασιάζονται με συντελεστή  $\lambda = \mu = 0.3$  να χρησιμοποιείται η τιμή  $\alpha_{CD} = 1.0$ .
- [6] Όταν το εξεταζόμενο στοιχείο θεμελίωσης φέρει και στοιχεία ανεξάρτητα της ανωδομής (π.χ. ανεξάρτητους τοίχους αντιστήριξης) οι δράσεις σχεδιασμού της *σχέσης (5.1)* θα επαυξάνονται κατά τις δράσεις σεισμικού σχεδιασμού των ανεξαρτήτων αυτών στοιχείων, λαμβανόμενες με διεύθυνση και φορά της σεισμικής δράσης ίδιες με εκείνες της ανωδομής.

### 5.2.3 Αντοχή του Εδάφους

#### 5.2.3.1 Βασική Απαίτηση

- [1] Η σεισμική δράση σχεδιασμού της *παρ. 5.2.2* πρέπει να μεταφερθεί στο έδαφος χωρίς υπέρβαση των οριακών καταστάσεων αστοχίας του συστήματος εδάφους – θεμελίου. Στις οριακές αυτές καταστάσεις περιλαμβάνονται, πλην των αναφερομένων στις *παρ. 5.2.3.2 ή 5.2.3.3*, και οι ακόλουθες:

- Γενική ευστάθεια του όλου έργου (του δομήματος και του επηρεαζόμενου τμήματος του εδάφους)

Αυτή πρέπει να διερευνάται σε περιπτώσεις θεμελίωσης σε εδάφη με έντονες κλίσεις ή κοντά σε πρηνή (φυσικά ή τεχνητά). Η διερεύνηση γίνεται σύμφωνα με τα αναφερόμενα στην *παρ. 5.4*

- Μεγάλες παραμένουσες παραμορφώσεις

Κανόνες εφαρμογής για την αποφυγή μεγάλων παραμορφώσεων δίνονται στις *παρ. 5.2.3.2 και 5.2.3.3*, ανάλογα με το είδος της θεμελίωσης.

- [2] Για τον υπολογισμό της αντοχής του εδάφους σύμφωνα με τις *παρ. 5.2.3.2 ή 5.2.3.3 και το Παράρτημα Ζ*, θα χρησιμοποιούνται κατάλληλα εκτιμώμενες τιμές σχεδιασμού των εδαφικών παραμέτρων  $c_d$  και  $\varphi_d$ . Οι τιμές αυτές δεν πρέπει εν γένει να υπερβαίνουν τις τιμές σχεδιασμού υπό αντίστοιχη στατική φόρτιση.

#### 5.2.3.2 Επιφανειακές Θεμελιώσεις

- [1] Απαιτείται ο έλεγχος έναντι των οριακών καταστάσεων αστοχίας που ορίζονται στις *υποπαραγράφους α, β και γ* παρακάτω:

##### **α. Αστοχία λόγω υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας έδρασης (οριακού φορτίου)**

- [1] Το κριτήριο αυτό ανάγεται στην ικανοποίηση της ακόλουθης ανίσωσης:



$$N_{Fd} \leq R_{Nd} \dots\dots\dots (5.3)$$

όπου:

$N_{Fd}$  είναι η αξονική δύναμη (κάθετη στην επιφάνεια έδρασης) σεισμικού σχεδιασμού του θεμελίου όπως προκύπτει από την *σχέση (5.1)*, και

$R_{Nd}$  είναι η φέρουσα ικανότητα (οριακό φορτίο) του θεμελίου υπό την επίδραση φορτίου κάθετου στην επιφάνεια έδρασης, στον προσδιορισμό της οποίας λαμβάνονται υπόψη οι συνυπάρχουσες ροπές και οι παράλληλες προς την επιφάνεια έδρασης συνιστώσες του φορτίου, όπως ορίζονται από τις δράσεις  $S_{Fd}$  της *σχέσης (5.1)*.

**5**

- [2] Η φέρουσα ικανότητα  $R_{Nd}$  επιτρέπεται να υπολογίζεται ψευδοστατικά, με εδαφικές όμως παραμέτρους που λαμβάνουν υπόψη τον ανακυκλικό χαρακτήρα των σεισμικών παραμορφώσεων του εδάφους. Σε κορεσμένα εδάφη, λόγω της ταχύτητας επιβολής της σεισμικής δράσης, θα θεωρείται εν γένει φόρτιση υπό αστράγγιστες συνθήκες.
- [3] Στο *Παράρτημα Z* δίνεται ενδεικτική αναλυτική μέθοδος υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας για πέδιλα ορθογωνικής κάτοψης. Οι εδαφικές παράμετροι σχεδιασμού για την εφαρμογή της μεθόδου αυτής θα λαμβάνονται το πολύ ίσες με αυτές που χρησιμοποιούνται για στατικές δράσεις.
- [4] Όταν η εκκεντρότητα του φορτίου σε μία διεύθυνση υπερβεί το 1/3 της αντίστοιχης διάστασης του θεμελίου, η ικανοποίηση του *κριτηρίου (5.3)* γίνεται εξαιρετικά ευαίσθητη σε μεταβολές τόσο των δράσεων όσο και των διαστάσεων του θεμελίου και των εδαφικών παραμέτρων, επειδή η ενεργός επιφάνεια, σύμφωνα με το *Παράρτημα Z*, μειώνεται κάτω από το 1/3 της επιφάνειας του πεδίου (αν μάλιστα συνυπάρχει ανάλογη εκκεντρότητα και στην άλλη διεύθυνση, φθάνει το 1/9 της επιφάνειας του πεδίου). Επομένως εκκεντρότητες που υπερβαίνουν το 1/3 της αντίστοιχης διάστασης του θεμελίου επιτρέπονται μόνον όταν ισχύουν όλες οι ακόλουθες προϋποθέσεις :
- Έχει γίνει ελαχιστοποίηση των αβεβαιοτήτων όλων των δράσεων, που περιλαμβάνει και την τήρηση των διατάξεων της *παρ. 5.2.4.1*
  - Έχουν εξασφαλιστεί αυστηρά όρια ανοχών για τις διαστάσεις και την θέση του θεμελίου
  - Ο σχεδιασμός του φορέα προβλέπει πλάσιμη μετελαστική απόκριση (χρήση  $q > 1.0$ ) και ο συντελεστής ικανοτικής επαύξησης  $\alpha_{CD}$  της *σχέσης (5.2)* για το συγκεκριμένο θεμέλιο είναι μικρότερος του  $q$ .
  - Το έδαφος θεμελίωσης δεν είναι σεισμικώς ευαίσθητο με την έννοια της *παρ. 5.1.5*. Σε περίπτωση σεισμικώς ευαίσθητων εδαφών οι εκκεντρότητες πρέπει να μην υπερβαίνουν το 1/4 της αντίστοιχης διάστασης των θεμελίων, ώστε να αποφεύγονται μεγάλες παραμένουσες παραμορφώσεις.

### **Σ.5.2.3.2 Επιφανειακές Θεμελιώσεις**

#### **β. Αστοχία σε ολίσθηση**

- [1] Η μείωση της παθητικής ώθησης στο 40% γίνεται, ώστε να περιοριστούν οι μεγάλες παραμένουσες παραμορφώσεις σύμφωνα με την *παρ. 5.2.1*.

Βιβλιογραφία: {1}, {4}, {5}, {6}.



**β. Αστοχία σε Ολίσθηση**

[1] Το κριτήριο αυτό ανάγεται στην ικανοποίηση της ακόλουθης ανίσωσης:

$$V_{Sd} \leq R_{Sd} + R_{Pd} \quad (5.4)$$

όπου:

$V_{Sd}$  είναι η τέμνουσα δύναμη παράλληλα με την επιφάνεια έδρασης που προκύπτει από την σεισμική δράση της σχέσης (5.1), επαυξημένη από τυχόν υφιστάμενες αξιόλογες ενεργητικές ωθήσεις ασκούμενες πάνω σε κατακόρυφα μέτωπα του θεμελίου, και από τυχόν υφιστάμενες σεισμικές δράσεις ανεξάρτητων στοιχείων, όπως αναφέρονται στην παρ. 5.2.2.[6],

$R_{Sd}$  είναι η αντίσταση σε ολίσθηση στην διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους, όπως ορίζεται παρακάτω και

$R_{Pd}$  είναι οι αναπτυσσόμενες αντιστάσεις από παθητικές ωθήσεις σε κατακόρυφα μέτωπα του θεμελίου. Για λόγους περιορισμού των παραμενουσών παραμορφώσεων η αντίσταση αυτή επιτρέπεται να λαμβάνεται μέχρις ύψους 40% της ελάχιστης πλήρους παθητικής ώθησης υπό σεισμικές συνθήκες. Για να ληφθεί υπόψη η  $R_{Pd}$  θα πρέπει να εξασφαλίζεται κατά την κατασκευή η πλήρης επαφή των κατακόρυφων μετώπων του θεμελίου, είτε με αδιατάρακτο έδαφος είτε με επαρκώς συμπακνωμένη επίχωση της εκσκαφής και να μην υπάρχει πιθανότητα μελλοντικής αφαίρεσης του αντιστηρίζοντος εδάφους.

[2] Η αντίσταση σε ολίσθηση  $R_{Sd}$  επιτρέπεται να υπολογίζεται ως εξής:

1) Σε κοκκώδη εδάφη:

$$R_{Sd} = N'_{Fd} \cdot \tan(\delta_d) \quad (5.5)$$

όπου:

$N'_{Fd}$  είναι η ενεργός ορθή δύναμη που δρα κάθετα στην επιφάνεια έδρασης και αντιστοιχεί στη δράση σχεδιασμού της σχέσης (5.1) και

$\delta_d$  είναι η τιμή σχεδιασμού της γωνίας τριβής στην διεπιφάνεια εδάφους – θεμελίου που λαμβάνεται ίση:

- με την γωνία διατμητικής αντοχής σχεδιασμού  $\varphi_d$ , σε περίπτωση θεμελίου από σκυρόδεμα που διαστρώνεται απευθείας στο έδαφος,

**Σ.5.2.3.3 Βαθιές Θεμελιώσεις**

Βιβλιογραφία: {3}, {5}, {11}.

- με  $(2/3)\varphi_d$ , σε περίπτωση προκατασκευασμένου θεμελίου από σκυρόδεμα με λεία επιφάνεια έδρασης, και
- με την γωνία τριβής μεμβράνης/γεωυφάσματος, εφόσον παρεμβάλλεται στεγανοποιητική μεμβράνη μεταξύ θεμελίου και εδάφους.

2) Σε συνεκτικά εδάφη:

$$R_{Sd} = A' \cdot s_u \leq 0.4 \cdot N_{Fd} \dots\dots\dots (5.6)$$

όπου:

$A'$  είναι η ενεργός επιφάνεια του θεμελίου, σύμφωνα με το *Παράρτημα ΣΤ* για ορθογωνική επιφάνεια έδρασης ή αναλογικά υπολογιζόμενη για έδραση άλλου σχήματος,

$s_u$  είναι η τιμή σχεδιασμού της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής των στρώσεων του εδάφους υπό το θεμέλιο και

$N_{Fd}$  είναι η ορθή δύναμη στην διεπιφάνεια έδαφους – θεμελίου.

#### γ. **Αστοχία δομικών στοιχείων του θεμελίου**

- [1] Τα δομικά στοιχεία του θεμελίου θα ελέγχονται σε οριακή κατάσταση αστοχίας υπό την επίδραση των δράσεων σχεδιασμού της *σχέσης (5.1)* και των σχετικών αντιδράσεων του εδάφους. Οι τελευταίες επιτρέπεται να υπολογίζονται από τις συνθήκες ισορροπίας είτε με θεώρηση ελαστικής έδρασης (τύπου Winkler), συνεπούς προς την μορφή και το μέγεθος του εξεταζόμενου στοιχείου και την παραμορφωσιμότητα του εδάφους, είτε με παραδοχή γραμμικής κατανομής των εδαφικών αντιδράσεων.

#### 5.2.3.3 Βαθιές Θεμελιώσεις (Πάσσαλοι, Διαφράγματα, Φρέατα)

- [1] Η παράγραφος αυτή αναφέρεται βασικά σε πασσάλους. Σε περιπτώσεις διαφραγμάτων ή φρεάτων μπορούν να εφαρμοστούν οι ίδιες γενικές αρχές, υπό την προϋπόθεση ότι λαμβάνονται υπόψη με ικανοποιητική προσέγγιση οι διαφορές που οφείλονται στις ιδιομορφίες των συστημάτων αυτών.

#### α. **Ανάλυση**

- [1] Αν δεν γίνει ακριβέστερη προσέγγιση η ανάλυση μπορεί να γίνεται με ισοδύναμο ελαστικό προσομοίωμα, συνεχές ή διακριτό στο οποίο απεικονίζονται με επαρκή ακρίβεια:
- Η πλευρική δυσμησία του εδάφους.
  - Η δυσκαμψία του πασσάλου (καμπτική και διαμήκης).
  - Η δυσκαμψία του κεφαλοδέσμου και της ανωδομής.



- [2] Η πλευρική αντίσταση επιφανειακών στρώσεων ευαίσθητων σε ρευστοποίηση ή απώλεια αντοχής (βλ. παρ. 5.1.5) πρέπει να μειώνεται καταλλήλως μέχρι και να μηδενίζεται.
- [3] Δεν συνιστάται η μεταφορά οριζοντίων σεισμικών δυνάμεων στο έδαφος μέσω αξονικών δυνάμεων κεκλιμένων πασσάλων. Όταν χρησιμοποιούνται κεκλιμένοι πάσσαλοι θα ελέγχεται απαραίτητως και η καμπτική τους καταπόνηση.
- [4] Η διαμήκης και πλευρική δυσκαμψία των πασσάλων θα λαμβάνεται από την τέμνουσα δυσκαμψία στην «ελαστική» περιοχή της λειτουργίας τους δηλαδή πριν την έναρξη ολίσθησης σε σχέση με το έδαφος. Επιτρέπεται η χρησιμοποίηση τιμών που αντιστοιχούν σε στατική φόρτιση.
- [5] Σε περίπτωση σεισμού η καταπόνηση πασσάλων ή άλλων στοιχείων βαθιάς θεμελιώσεως προέρχεται εν γένει από τις ακόλουθες αιτίες:
- την δράση στήριξης δηλαδή την μεταφορά των δράσεων της ανωδομής στο έδαφος και αντίστροφα, και
  - την «κινηματική» καταπόνηση, που οφείλεται στην παραμόρφωση που υφίσταται το περιβάλλον έδαφος κατά την διέλευση των σεισμικών κυμάτων.
- [6] Οι πάσσαλοι και οι πασσαλόδεσμοι ελέγχονται πάντοτε για την δράση στήριξης. Η κινηματική καταπόνηση πρέπει να λαμβάνεται υποχρεωτικώς υπόψη, έστω και με απλοποιημένη μεθοδολογία, όταν συντρέχουν οι ακόλουθες συνθήκες:
- Έδαφος κατηγορίας Γ ή έδαφος που περιλαμβάνει στρώσεις με εντόνως διαφορετικές ιδιότητες, όπως αναφέρονται στην *υποπαράγραφο β3.[3]* παρακάτω.
  - Ζώνη σεισμικότητας III ή IV
  - Δόμημα σπουδαιότητας Σ3 ή Σ4.

### **β. Οριακές καταστάσεις αστοχίας**

- [1] Πρέπει να γίνεται έλεγχος μη υπέρβασης των οριακών καταστάσεων αστοχίας που ορίζονται στις *υποπαραγράφους β1, β2 και β3* παρακάτω:

#### **β1 Αστοχία σε αξονικό φορτίο (θλιπτικό ή εφελκυστικό)**

- [1] Το κριτήριο αυτό ανάγεται στην ικανοποίηση της ακόλουθης ανίσωσης:

$$N_{Pd} \leq R_{Nd} \dots\dots\dots (5.7)$$

όπου:

$N_{Pd}$  είναι η αξονική δύναμη του δυσμενέστερου πασσάλου όπως



προκύπτει από την ανάλυση υπό την επίδραση της δράσεως της σχέσης (5.1) και

$R_{Nd}$  είναι η φέρουσα ικανότητα (οριακό φορτίο) του πασσάλου όπως προσδιορίζεται υπό στατικές συνθήκες σύμφωνα με ισχύοντες κανονισμούς, παραδεδεγμένες μεθόδους υπολογισμού ή/και δοκιμαστικές φορτίσεις. Εφόσον συντρέχουν λόγοι μείωσης της αντοχής του εδάφους εξαιτίας της σεισμικής καταπονήσεως, η  $R_{Nd}$  θα μειώνεται αντίστοιχα.

- [2] Σε περίπτωση που η πλήρης ανάπτυξη του οριακού αξονικού φορτίου συνεπάγεται την ανάπτυξη σημαντικών παραμενουσών υποχωρήσεων του πασσάλου πρέπει να γίνεται μείωση του οριακού φορτίου σε τιμές που αντιστοιχούν σε αποδεκτές μόνιμες παραμορφώσεις. Αν δεν υφίστανται ειδικοί λόγοι ευαισθησίας του στατικού συστήματος της ανωδομής, επιτρέπεται να θεωρηθεί ανεκτή μόνιμη παραμόρφωση μέχρι 40 mm.

### **β2 Αστοχία σε εγκάρσια αντίσταση του εδάφους**

- [1] Το κριτήριο αυτό ανάγεται στην ικανοποίηση της ακόλουθης ανίσωσης:

$$V_{T,d} \leq R_{Td} \dots\dots\dots (5.8)$$

όπου:

$V_{T,d}$  είναι η μέγιστη τέμνουσα δύναμη του πασσάλου, όπως προκύπτει από την ανάλυση υπό την δράση της σχέσης (5.1) και

$R_{Td}$  είναι η φέρουσα ικανότητα του εδάφους σε εγκάρσια φόρτιση με ροπή κεφαλής που αντιστοιχεί στην  $V_{T,d}$ , όπως προκύπτει από ισχύοντες κανονισμούς, παραδεδεγμένες μεθόδους υπολογισμού, ή/και δοκιμαστικές φόρτισεις. Με εξαίρεση τα “σεισμικώς ευπαθή” εδάφη της παρ. 5.1.5, επιτρέπεται εν γένει, να λαμβάνεται η φέρουσα ικανότητα υπό στατικές συνθήκες.

### **β3 Αστοχία δομικών στοιχείων της θεμελίωσης**

- [1] Τα δομικά στοιχεία της θεμελίωσης θα ελέγχονται σε οριακή κατάσταση αστοχίας σύμφωνα με τα αποτελέσματα της ανάλυσης όπως περιγράφεται στην παρ. 5.2.3.3.α.

- [2] Σε θεμελίωση με πασσάλους πρέπει εν γένει να εξασφαλίζεται (μέσω ελέγχων με τις ικανοτικές δράσεις της σχέσεως (5.1)) ότι οι πάσσαλοι παραμένουν στην ελαστική περιοχή. Όταν αυτό δεν είναι δυνατό πρέπει να γίνεται περίσφιγξη των πιθανών και ενδεχομένων περιοχών πλαστικών αρθρώσεων και ικανοτικός έλεγχος των πασσάλων σε διάτμηση με εφαρμογή δράσεων αναλόγων προς τις προκύπτουσες από τις σχέσεις (5.1) και (5.2).





- [3] Πιθανή περιοχή πλαστικής άρθρωσης θεωρείται περιοχή μήκους  $2d$  κάτω από τον κεφαλόδεσμο. Αν ο πάσσαλος διέρχεται μέσω διεπιφάνειας επαλλήλων εδαφικών στρώσεων οι οποίες έχουν πολύ διαφορετικά μέτρα διατμήσεως (λόγος μέτρων διατμήσεως  $> 5$ ), περιοχές μήκους  $\pm 2d$  περί τα πιθανά όρια της διεπιφάνειας θα θεωρούνται περιοχές ενδεχόμενων πλαστικών αρθρώσεων. Στις περιοχές αυτές θα προβλέπεται περίσφιξη και καμπτική αντοχή ίση με εκείνη της κεφαλής του πασσάλου. Από τον κανόνα αυτό εξαιρείται η περιοχή της στρώσης εδράσεως σε εδραζόμενους πασσάλους, εφόσον δεν δημιουργούνται συνθήκες πλήρους πάκτωσης των πασσάλων.
- [4] Σε περίπτωση που στην ανάλυση λαμβάνεται υπόψη η κινηματική καταπόνηση (βλ. 5.2.3.3α/6), και εφόσον σε θέση εδαφικής ασυνέχειας προκύψει καμπτική ροπή μικρότερη από το 30% της ροπής της κεφαλής του πασσάλου, η αντίστοιχη περιοχή δεν χρειάζεται να θεωρηθεί ως ενδεχόμενη πλαστική άρθρωση.

## 5.2.4 Ελαχιστοποίηση αβεβαιοτήτων

### 5.2.4.1 Γενικά

- [1] Το σύστημα θεμελίωσης πρέπει να είναι ομοιογενές και να εξασφαλίζει την κατά το δυνατό πιο ομοιόμορφη κατανομή των σεισμικών δράσεων στο έδαφος. Πρέπει να αποφεύγεται η διάταξη των επιφανειακών εδράσεων κατακόρυφων στοιχείων του ίδιου κτιρίου σε διαφορετικά οριζόντια επίπεδα με σημαντικές υψομετρικές διαφορές. Όταν αυτό δεν είναι δυνατό, πρέπει να λαμβάνονται κατασκευαστικά μέτρα που να εξασφαλίζουν κοινές οριζόντιες μετακινήσεις των ανισόσταθμων εδράσεων. Τέτοια μέτρα δεν είναι αναγκαία σε θεμελίωση επί υγιούς βραχώδους εδάφους.

### 5.2.4.2 Συνδετήριες δοκοί

- [1] Μεμονωμένα πέδιλα και κεφαλόδεσμοι πασσάλων θα συνδέονται μεταξύ τους με συνδετήριες δοκούς σε δύο οριζόντιες διευθύνσεις.
- [2] Οι συνδετήριες δοκοί επιτρέπεται να μην λαμβάνονται υπόψη στην ανάλυση του φορέα. Θα ελέγχονται πάντως κατά ελάχιστο με δράση αξονικής δύναμης:

$$F_d = \zeta \alpha N_m \dots\dots\dots (5.9)$$

όπου:

$\alpha$  είναι η ανηγμένη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους ( $= A/g$ ),

$N_m$  είναι ο μέσος όρος των κατακόρυφων φορτίων των συνδεομένων στοιχείων,



ζ είναι 0.40 για έδαφος κατηγορίας Α, 0.50 για έδαφος κατηγορίας Β και 0.60 για έδαφος κατηγορίας Γ ή Δ.

- [3] Η διάταξη συνδετήριων δοκών δεν είναι υποχρεωτική στις ακόλουθες περιπτώσεις:
- Σε εδάφη κατηγορίας Α και περιοχές σεισμικότητας Ι και ΙΙ, εφόσον όλες οι εδράσεις γίνονται στο ίδιο οριζόντιο επίπεδο.
  - Μεταξύ πεδίων υποστυλωμάτων υποστέγων με άνοιγμα μεγαλύτερο από 12.00 m, κατά την διεύθυνση του ανοίγματος.
- [4] Σε περίπτωση έκκεντρων πεδίων στον έλεγχο των συνδετηρίων δοκών που διατάσσονται κατά την διεύθυνση της εκκεντρότητας, πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και οι καμπτικές ροπές που αναλαμβάνουν λόγω της εκκεντρότητας των κατακόρυφων φορτίων. Στις τιμές αυτών θα συμπεριλαμβάνεται και η δυσμενέστερη συμβολή της σεισμικής δράσης σύμφωνα με την σχέση (5.1).
- [5] Οι συνδετήριες δοκοί, όπου απαιτούνται, επιτρέπεται να αντικαθίστανται με ενιαία πλάκα το πάχος της οποίας πρέπει να είναι τουλάχιστον 0.20m. Ο υπολογισμός της πλάκας γίνεται με βάση τις δυνάμεις που καθορίζονται στο εδάφιο [2].
- [6] Το κάτω πέλμα των συνδετηρίων δοκών (είτε της αντίστοιχης πλάκας) θα διατάσσεται σε στάθμη όχι πάνω από την άνω στάθμη των πεδίων.

#### 5.2.4.3 Θεμελιώσεις φερόντων τοιχωμάτων της ανωδομής

- [1] Σε κτίρια που δεν έχουν υπόγειους ορόφους, είναι σε ορισμένες περιπτώσεις δύσκολο να ικανοποιηθούν οι απαιτήσεις των παρ. 5.2.3.1 και 5.2.3.2, με μεμονωμένη θεμελίωση των φερόντων τοιχωμάτων της ανωδομής, λόγω της μεγάλης καμπτικής ροπής στην βάση του τοιχώματος. Στις περιπτώσεις αυτές είναι σκόπιμο να προβλέπεται κοινή θεμελίωση με παρακείμενα κατακόρυφα στοιχεία, μέσω πεδילוδοκών ή συνδετηρίων δοκών επαρκούς ακαμψίας.
- [2] Σε κτίρια με υπόγειους ορόφους που διαθέτουν περιμετρικά τοιχώματα, οι μέγιστες ροπές (και οι πιθανές πλαστικές αρθρώσεις) των τοιχωμάτων εμφανίζονται εν γένει στο δάπεδο του ισόγειου. Οι αντίστοιχες σεισμικές τέμνουσες μεταφέρονται με διατμητική δράση των διαφραγμάτων των πλακών στα περιμετρικά τοιχώματα και από εκεί στο έδαφος. Τα περιμετρικά τοιχώματα των υπογείων πρέπει να κατασκευάζονται και να οπλίζονται κατάλληλα για να εξασφαλίσουν την παραπάνω μεταφορά των δυνάμεων. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στην επάρκεια της διατμητικής σύνδεσης της πλάκας δαπέδου του ισόγειου με τα περιμετρικά τοιχώματα σε περιοχές ανοιγμάτων.

**Σ.5.3 ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ****α. Τοίχοι που διαθέτουν δυνατότητα μετακινήσεως ή/ και παραμορφώσεως**

Παρά την απλή “στατική” θεώρηση που χρησιμοποιεί η μέθοδος Monopobe-Okabe, δίνει ικανοποιητικά ακριβή αποτελέσματα, όπως έχει προκύψει από μετρήσεις και εκ των υστέρων ελέγχους σε πραγματικές περιπτώσεις σεισμών.

Χρήση της τιμής  $q_w = 1.00$  στοχεύει σε μηδενική παραμένουσα μετακίνηση (ολίσθηση) τοίχου, συνεπάγεται, όμως, συνήθως υπερβολικά μεγάλες διαστάσεις τοίχων, που ακόμα όταν είναι εφικτές, είναι ασφαλώς αντιοικονομικές. Έτσι, είναι σκόπιμο ο τοίχος να σχεδιάζεται για μια ανεκτή ολίσθηση αντί για μηδενική ολίσθηση, όπου αυτό είναι δυνατό.

### 5.3 ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ

- [1] Τα έργα αντιστήριξης θα σχεδιάζονται έτσι ώστε να εκπληρούν το σκοπό τους κατά τη διάρκεια και μετά το σεισμό σχεδιασμού, χωρίς να υποστούν σημαντικές βλάβες, ούτε τα ίδια ούτε τα αντιστηριζόμενα δομήματα. Για τη μεταφορά των δυνάμεων στο έδαφος πρέπει να τηρούνται οι σχετικές διατάξεις των παρ. 5.2.3.2 ή 5.2.3.3 ανάλογα με το είδος της θεμελίωσης. Οι παραμένουσες μετακινήσεις πρέπει να συμβιβάζονται με τις λειτουργικές και αισθητικές απαιτήσεις του έργου.
- [2] Οι κανόνες εφαρμογής που αναφέρονται παρακάτω είναι εν γένει επαρκώς συντηρητικοί για τις συνήθεις περιπτώσεις τοίχων αντιστήριξης. Σε ειδικές περιπτώσεις υψηλών τοίχων (με ύψος μεγαλύτερο από 10m) οι οποίοι εδράζονται σε μαλακές εδαφικές στρώσεις μεγάλου πάχους (άνω των 30m) πρέπει να εξετάζεται το ενδεχόμενο ενίσχυσης της δρώσας σεισμικής επιτάχυνσης των γαιών.
- [3] Εάν δεν γίνεται ακριβέστερη εκτίμηση, οι ωθήσεις από τον σεισμό σχεδιασμού μπορούν να εκτιμηθούν με τις ακόλουθες μεθόδους:

#### **a. Τοίχοι που διαθέτουν δυνατότητα μετακίνησης ή/ και παραμορφώσεως**

- [1] Στην κατηγορία αυτή ανήκουν τοίχοι που είτε διαθέτουν δυνατότητα ολισθήσεως/ στροφής στην έδραση είτε είναι παραμορφώσιμοι με αναμενόμενη μετακίνηση στην κορυφή τουλάχιστον 0.10% του ύψους. Σε τοίχους αυτής της κατηγορίας οι αυξημένες ωθήσεις κατά τη διάρκεια του σεισμού μπορούν να υπολογίζονται με τη μέθοδο οριακής ισορροπίας Mononobe - Okabe, δηλαδή για επίπεδη επιφάνεια ολισθήσεως που αντιστοιχεί σε πρόσθετη οριζόντια δράση  $\alpha_h W$  και πρόσθετη κατακόρυφη δράση  $-\alpha_v W$  στο κρίσιμο πρίσμα με βάρος  $W$ . Εναλλακτικά μπορούν να χρησιμοποιηθούν μέθοδοι βασισμένες στην γενική θεωρία παραμορφώσεων (με ελαστική ή ελαστοπλαστική συμπεριφορά του εδάφους), σύμφωνα με το εδάφιο [7] παρακάτω.
- [2] Ο οριζόντιος «σεισμικός συντελεστής»  $\alpha_h$  λαμβάνεται από τη σχέση

$$\alpha_h = \alpha / q_w \dots\dots\dots (5.10)$$

όπου:

- $\alpha$  είναι η ανηγμένη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους και  
 $q_w$  συντελεστής συμπεριφοράς ο οποίος έχει τις ακόλουθες τιμές:

[6] Τύπος Mononobe - Okabe (βλ. Παράρτημα Δ)

- α) Στην περίπτωση που  $\beta=i=0$  (κατακόρυφη παρειά τοίχου και οριζόντια επιφάνεια εδάφους), ο τύπος (Δ.2) απλοποιείται σε:

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

- β) Στο γενικό τύπο (Δ.2) όταν  $\varphi < \theta + i$ , το  $\sin(\varphi - \theta - i)$  και το αντίστοιχο υπόριζο γίνονται αρνητικά, επομένως η σχέση Mononobe-Okabe δεν δίνει πραγματική λύση. Το φυσικό νόημα αυτού του περιορισμού είναι ότι για σεισμό που προκαλεί  $\varphi > \theta - i$  δεν είναι δυνατή η ισορροπία του πρανούς με κλίση  $i > \varphi - \theta$ .

Η οριακή σεισμική επιτάχυνση  $\alpha_{h,op}$ , που αντιστοιχεί σε  $\theta = \varphi - i$  είναι η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση που μπορεί να αναληφθεί από τοίχο με χαρακτηριστικά  $\varphi$  και  $i$  και ισούται με:

$$\alpha_{h,op} = \tan(\varphi - i) / [1 + 0.30 \tan(\varphi - i)]$$

Στην τιμή  $\alpha_{h,op}$  αντιστοιχεί η μέγιστη τιμή του συντελεστή ωθήσεων  $K_{AE}$

$$\max K_{AE} = \frac{\cos^2(i - \beta)}{\cos(\varphi - i) \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \varphi - i)}$$

Τύπος Τοίχου	Συντελεστής $q_w$
Τοίχος με δυνατότητα ολισθήσεως 300α (σε mm)	2.00
Τοίχος με δυνατότητα ολισθήσεως 200α (σε mm)	1.50
Τοίχος με αγκυρώσεις ή εύκαμπτος τοίχος εδραζόμενος σε βράχο ή πασσάλους	1.20
Άκαμπτος τοίχος εδραζόμενος σε βράχο ή πασσάλους	1.00
Τοίχοι αντιστηριζόμενοι με αντηρίδες (θλιπτήρες)	0.70

5

- [3] Ο κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής  $\alpha_v$  λαμβάνεται ίσος με 0.30α. Στην τιμή αυτή συμπεριλαμβάνεται η επίδραση των συντελεστών χωρικής επαλληλίας  $\lambda = \mu = 0.30$  των παρ. 3.4.4.[4] και 3.5.3.[4].
- [4] Οι σεισμικοί συντελεστές  $\alpha_h$  και  $\alpha_v$  θα εφαρμόζονται επίσης τόσο στο βάρος του τοίχου όσο και στο βάρος της επίχωσης που φέρεται άμεσα από το θεμέλιό του (Τοίχοι μορφής L).
- [5] Η γωνία τριβής τοίχου-εδάφους στην ωθούμενη παρειά δεν πρέπει να λαμβάνεται μεγαλύτερη από  $(2/3)\varphi_d$ , όπου  $\varphi_d$  είναι η γωνία διατμητικής αντοχής του εδάφους.
- [6] Στο Παράρτημα Δ δίνεται ο τρόπος προσδιορισμού των αυξημένων ωθήσεων κατά την διάρκεια σεισμού, με την μέθοδο οριακής ισορροπίας Mononobe-Okabe.

Πρέπει να σημειωθεί ότι, όταν ο οριζόντιος σεισμικός συντελεστής πλησιάζει την οριακή τιμή  $\alpha_{h,op}$ , προκύπτουν πολύ μεγάλες τιμές για το  $K_{AE}$ .

Έτσι, π.χ. για  $\beta=i=0$ ,  $\varphi = 35^\circ$  και  $\delta = 0.50\varphi$ , οπότε  $\alpha_h = \alpha_{h,op} = 0.578$ , προκύπτει οριζόντια συνιστώσα ωθήσεων:

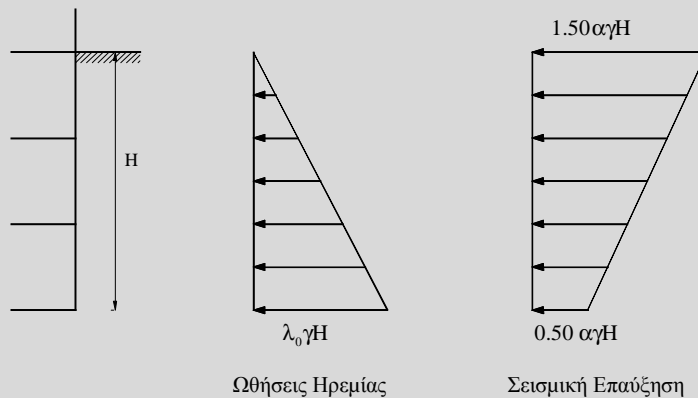
$$K_{AE} \cos \delta = 1.91$$

δηλαδή πάνω από 6 φορές μεγαλύτερη από την αντίστοιχη στατική ώθηση.

**β. Ακλόνητοι Τοίχοι**

Στο επόμενο σχήμα φαίνονται οι ωθήσεις υπολογισμού τέτοιων τοίχων:

Βιβλιογραφία: {6}, {7}, {8}, {9}.



**γ. Κορεσμένα Εδάφη - Υδροδυναμική Πίεση**

[1] Στην συνήθη περίπτωση που, κατά την σεισμική απόκριση, το νερό κινείται μαζί με τον εδαφικό ιστό, εμφανίζεται η ακόλουθη ιδιομορφία εφαρμογής του τύπου Mononobe-Okabe. Ο τύπος αυτός δίνει την συνολική συνδυασμένη ώθηση από βαρύτητα (στατική δράση) και σεισμό. Η στατική δράση, όμως, του νερού υπολογίζεται σαν υδροστατική πίεση ανεξάρτητα από την δράση του εδάφους. Η τελευταία, επομένως, πρέπει να υπολογιστεί κατά ανάγκη με βάση το υπό άνωση μοναδιαίο βάρος  $\gamma'$  (στον τύπο



- [7] Αντί της παραπάνω μεθόδου οριακής ισορροπίας μπορούν να χρησιμοποιηθούν μέθοδοι βασιζόμενες στην γενική θεωρία παραμορφώσεων (ελαστική ή ελαστοπλαστική), με αναλυτική ή αριθμητική προσομοίωση του εδάφους. Η ανάλυση με τέτοιες μεθόδους πρέπει να ικανοποιεί τους πραγματικούς κινηματικούς περιορισμούς του τοίχου αντιστήριξης και να ανταποκρίνεται ικανοποιητικά στα χαρακτηριστικά του εδάφους θεμελιώσεως και του αντιστηριζόμενου υλικού.

### **β. Ακλόνητοι Τοίχοι**

- [1] Στην κατηγορία αυτή ανήκουν τοίχοι που είναι πρακτικώς απαραμόρφωτοι και έχουν ακλόνητη έδραση. Τέτοιοι τοίχοι είναι π.χ. περιμετρικοί τοίχοι υπογείων ορόφων κτιρίων συνδεδεμένοι με τις πλάκες ή τοίχοι φρεάτων, υπογείων δεξαμενών κλπ.
- [2] Οι στατικές ωθήσεις ηρεμίας που δρουν σε τέτοιους τοίχους επαυξάνονται κατά τη διάρκεια σεισμού από γραμμικό διάγραμμα πρόσθετων οριζοντίων πιέσεων με μέγιστη τιμή στην επιφάνεια του εδάφους ίση προς  $1.50\alpha\gamma H$  και ελάχιστη τιμή ίση προς  $0.50\alpha\gamma H$  στο κατώτατο σημείο του τοίχου, σε βάθος  $H$  ( $\gamma$  = μοναδιαίο βάρος του εδάφους. Το βάθος  $H$  δεν χρειάζεται να λαμβάνεται μεγαλύτερο από 10.00m). Με τις αυξημένες αυτές ωθήσεις αρκεί εν γένει να ελέγχεται η επάρκεια μόνον των άμεσα επηρεαζόμενων στοιχείων δηλ. των τοιχωμάτων και νευρώσεων (αν υπάρχουν).

### **γ. Κορεσμένα Εδάφη - Υδροδυναμική Πίεση**

- [1] Στα περισσότερα εδάφη, στο τμήμα που βρίσκεται κάτω από τον υπόγειο ορίζοντα, δεν είναι δυνατή κατά τη διάρκεια του σεισμού, κίνηση του νερού ανεξάρτητη από τον εδαφικό ιστό. Στην περίπτωση αυτή η σεισμική δράση μπορεί να ληφθεί πάνω στο άθροισμα των μαζών εδάφους και νερού. Έτσι για τους τοίχους της υποπαραγράφου (α), η επαύξηση των ωθήσεων λόγω σεισμού μπορεί να υπολογιστεί από τη διαφορά  $K_{AE} - K_A$  των συντελεστών ώθησης  $K_{AE}$  και  $K_A$ , όπως προκύπτουν από τη μέθοδο Mononobe-

Μονοποβε-Okabe). Αντίθετα, η σεισμική δράση εφαρμόζεται στην συνολική μάζα του νερού και του εδάφους (που αντιστοιχεί στο μοναδιαίο βάρος του κορεσμένου εδάφους  $\gamma_s$ ).

- [2] Η περίπτωση αυτή έχει εφαρμογή πρακτικά, μόνον όταν το αντιστηριζόμενο εδαφικό υλικό είναι λιθορριπή από λίθους μεγάλου μεγέθους. Εδώ γίνεται διαχωρισμός, τόσο της στατικής (υδροστατική πίεση), όσο και της υδροδυναμικής δράσης (παραβολή Eestergaard) του νερού από τις αντίστοιχες δράσεις του εδάφους. Επομένως, οι τελευταίες μπορούν να υπολογίζονται με τον τύπο Μονοποβε-Okabe με βάση το υπό άνωση βάρος του εδάφους ( $\gamma'$ ).

Βιβλιογραφία: {1}, {10}.

Okabe (βλ. Παράρ. Δ), με σεισμική δράση  $\{\alpha_h, \alpha_v\}$  και χωρίς σεισμική δράση, αντίστοιχα. Στο τμήμα της επίχωσης που βρίσκεται κάτω από τον υπόγειο ορίζοντα, η διαφορά αυτή εφαρμόζεται πάνω στην συνολική μάζα εδάφους και νερού, δηλαδή ως μοναδιαίο βάρος  $\gamma$  λαμβάνεται το βάρος του κορεσμένου εδάφους  $\gamma_s$ .

- [2] Σε πολύ διαπερατά εδάφη (διαπερατότητα  $k > 0.50 \cdot 10^{-3}$  m/sec) οι σεισμικές δράσεις στις μάζες του εδάφους και του νερού θα υπολογίζονται ανεξάρτητα και θα γίνεται επαλληλία των αποτελεσμάτων. Στην περίπτωση αυτή στις ωθήσεις που υπολογίζονται όπως προηγουμένως, με βάση το μοναδιαίο βάρος του εδάφους υπό άνωση (χωρίς επαύξηση των σεισμικών συντελεστών), θα προστίθεται η υδροδυναμική μεταβολή της πίεσης του νερού.

$$p(z) = \pm(7/8)\alpha_h \gamma_w \sqrt{Hz} \dots\dots\dots (5.11)$$

όπου:

H είναι το βάθος του τοίχου κάτω από την ελεύθερη επιφάνεια,

z είναι το βάθος του εξεταζόμενου σημείου και

$\gamma_w$  είναι το μοναδιαίο βάρος του νερού.

- [3] Όταν και η μη επιχωμένη όψη του τοίχου καλύπτεται από νερό, η υδροδυναμική μεταβολή της πίεσης  $p(z)$  στην όψη αυτή θα λαμβάνεται επί το δυσμενέστερο ομόφορη με εκείνη της επιχωμένης όψης (υποπίεση).

#### δ. Αγκυρώσεις

- [1] Οι αγκυρώσεις πρέπει να εξασφαλίζουν την ισορροπία του κρίσιμου πρίσματος ολισθήσεως υπό σεισμικές συνθήκες. Αν δεν γίνεται ακριβέστερη εκτίμηση, η απόσταση από τον τοίχο μέχρι το κέντρο της αγκύρωσης θα λαμβάνεται από την απόσταση που απαιτείται υπό στατικά φορτία με πολλαπλασιασμό επί τον συντελεστή  $1 + 1.50\alpha$ .

- [2] Σε εδάφη με κίνδυνο ρευστοποίησης πρέπει να εξασφαλίζεται συντελεστής ασφαλείας τουλάχιστον 2.00 έναντι ρευστοποίησης του εδάφους που περιβάλλει την αγκύρωση.

### 5.4 ΠΡΑΝΗ - ΑΝΑΧΩΜΑΤΑ

#### 5.4.1 Πρανή

- [1] Η ευστάθεια φυσικών ή τεχνητών πρανών κατά τον σεισμικό κραδασμό θα ελέγχεται με θεώρηση των ακολούθων πρόσθετων ενεργών επιταχύνσεων που δρουν στην εδαφική μάζα.



$$\text{Οριζόντια: } \alpha_h = \alpha_\pi \dots\dots\dots (5.12)$$

$$\text{Κατακόρυφη: } \alpha_v = \pm 0.50 \alpha_\pi \dots\dots\dots (5.13)$$

όπου  $\alpha_\pi$  είναι η σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού του πρανούς, που λαμβάνεται ίση με 0.5α για φυσικά πρνή ή ίση με  $(\alpha_B + \alpha_K)/2$  για πρνή αναχωμάτων της 5.4.2.

- [2] Σε εδάφη κατηγορίας Γ, περιοχές σεισμικότητας III ή IV και όταν η υπό μελέτη κατασκευή έχει σπουδαιότητα Σ3 ή Σ4 ή όταν πρόκειται για ευστάθεια γενικότερης περιοχής, η εκτίμηση των παραμέτρων διατμητικής αντοχής πρέπει να βασίζεται σε κατάλληλες επιτόπου ή/και εργαστηριακές δοκιμές υπό ανακυκλική φόρτιση. Για αργιλικά εδάφη πρέπει να λαμβάνεται η απομένουσα (μετά από μεγάλη παραμόρφωση) αντοχή.

5

#### 5.4.2 Αναχώματα

- [1] Η ευστάθεια αναχωμάτων με ύψος μέχρι και 15.00 m θα ελέγχεται με θεώρηση προσθέτων οριζοντίων ενεργών επιταχύνσεων της μάζας τους, που μεταβάλλονται από:

$$\alpha_B = 0.50\alpha \text{ στην βάση, μέχρι}$$

$$\alpha_K = \alpha_B \cdot \beta(T) \text{ στην κορυφή του αναχώματος,}$$

όπου:

$\alpha$  είναι η ανηγμένη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους και

$\beta(T)$  είναι η φασματική μεγέθυνση που αντιστοιχεί στην θεμελιώδη ιδιοπερίοδο T του έργου.

Αν δεν γίνει ακριβέστερος υπολογισμός, μπορεί να ληφθεί:  $T = 2.5 \cdot (H / V_s)$

όπου:  $V_s$  είναι η μέση τιμή της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων στο ανάχωμα.

- [2] Η μελέτη αναχωμάτων ύψους μεγαλύτερου των 15m, αναχωμάτων που φέρουν σημαντικά έργα, και φραγμάτων γενικώς, δεν καλύπτεται από τον παρόντα κανονισμό. Στις περιπτώσεις αυτές, πρέπει να γίνεται ειδική γεωτεχνική και σεισμική μελέτη. Εφόσον δεν γίνει λεπτομερής και πλήρης σεισμολογική μελέτη, η σεισμική δράση στην στάθμη του φυσικού εδάφους επιτρέπεται να ληφθεί σύμφωνα με το Κεφ.2, με χρήση κατάλληλης τιμής του συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma$  και τιμές  $q=1.0$ ,  $\eta=1.0$  και  $\theta=1.0$ .

## **ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

- {1} EUROCODE No. 8: “Structures in Seismic Regions, Part 5, Foundations, Retaining Structures, Geotechnical Aspects” Draft, January 1991.
- {2} “Uniform Building Code”, 1988 Edition.
- {3} SEAOC: “Recommended Lateral Force Requirements and Commentary”, 1990.
- {4} ATC-3-06: “Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings”, April 1984, eae NEHRP “Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings”, 1989.
- {5} AASHTO 1983: “Guide Specifications for Seismic Design of Highway Bridges”.
- {6} “Seismic Design of Bridges”, Bridge Committee, New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 1980.
- {7} Mononobe N., “Earthquake Proof Construction of Masonry Dams”, Proceedings, World Engineering Conference, Volume 9, p. 275, 1929.
- {8} Okabe S., “General Theory of Earth Pressure”, Journal Japanese Society of Civil Engineers, Volume 12, No. 1, 1926.
- {9} Richards R. and Elms, D.G., “Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls”, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Volume 105, No. GT4, 1979.
- {10} Japan Society of Civil Engineers: “Earthquake Resistant Design for Civil Engineering Structures, Earth Structures and Foundations in Japan”, 1977.
- {11} Gazetas G., Fan K., Kaynia A., Kausel E., Ahmad S., “Kinematic Seismic Response of Single Pipes and Pile Groups”, Journal Geot. Engineering, ASCE, Vol.117, 1991.

### 5.4.3 Έλεγχος Ευστάθειας

- [1] Η ευστάθεια θα ελέγχεται με προσδιορισμό της δυσμενέστερης επιφάνειας ολίσθησης και εξασφάλιση συντελεστού ασφαλείας τουλάχιστον ίσου με 1.00.





**ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ  
ΚΙΝΗΣΕΙΣ  
ΕΔΑΦΟΥΣ**

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α**



### A.1 ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΦΑΣΜΑ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗΣ

- [1] Οι οριζόντιες συνιστώσες των σεισμικών κινήσεων του εδάφους καθορίζονται με το επόμενο ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης  $\Phi_e(T)$  :

$$0 \leq T < T_1 \quad \Phi_e(T) = A\gamma_1 \left[ 1 + (\eta\beta_0 - 1) \frac{T}{T_1} \right]$$

$$T_1 \leq T \leq T_2 \quad \Phi_e(T) = A\gamma_1\eta\beta_0$$

$$T_2 < T \quad \Phi_e(T) = A\gamma_1\eta\beta_0 \frac{T_2}{T}$$

όπου:

$\Phi_e(T)$	φασματική επιτάχυνση,
$T$	περίοδος σε δευτερόλεπτα,
$T_1$ και $T_2$	χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος σε δευτερόλεπτα, οι οποίες δίδονται στον Πίνακα 2.4 ανάλογα με την κατηγορία του εδάφους,
$A$	σεισμική επιτάχυνση του εδάφους κατά τον Πίνακα 2.2,
$\gamma_1$	συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου κατά τον Πίνακα 2.3,
$\beta_0 = 2.50$	συντελεστής φασματικής ενίσχυσης και
$\eta$	διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης διάφορο του 5%.

- [2] Το ελαστικό φάσμα της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού προκύπτει από το ανωτέρω ελαστικό φάσμα πολλαπλασιάζοντας τις τεταγμένες του με το 0.70.
- [3] Σε περίπτωση αβεβαιότητας ως προς το έδαφος χρησιμοποιείται το δυσμενέστερο φάσμα.

### A.2 ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΙΟΓΡΑΦΗΜΑΤΑ

- [1] Επιτρέπεται η χρησιμοποίηση πραγματικών ή/και συνθετικών επιταχυνσιογραφήματων, τα οποία στη συνέχεια του παρόντος Κανονισμού καλούνται «επιταχυνσιογραφήματα σχεδιασμού», εφόσον πληρούν τις διατάξεις της παρ. A.2.1.



### A.2.1 Πραγματικά επιταχυνσιογραφήματα

- [1] Επιτρέπεται η χρησιμοποίηση πραγματικών επιταχυνσιογραφημάτων σχεδιασμού υπό τους κάτωθι όρους:
- α) Χρησιμοποιούνται τουλάχιστον πέντε (5) διαφορετικά επιταχυνσιογραφήματα. Για οριζόντια κίνηση επιλέγονται οριζόντιες συνιστώσες. Τα επιταχυνσιογραφήματα σχεδιασμού για οριζόντια κίνηση επιτρέπεται να χρησιμοποιηθούν και για την κατακόρυφη κίνηση με τις προϋποθέσεις της *παρ. Α.1.[2]*. Αν χρησιμοποιηθούν διαφορετικά επιταχυνσιογραφήματα σχεδιασμού για την κατακόρυφη κίνηση πρέπει να επιλεγούν κατακόρυφες συνιστώσες.
  - β) Επιλέγονται ώστε να αντιπροσωπεύουν, κατά το δυνατόν, τις σεισμοτεκτονικές, γεωλογικές, εδαφοδυναμικές και εν γένει τοπικές συνθήκες της περιοχής του δομήματος.
  - γ) Είναι ψηφιοποιημένα το πολύ ανά 0.02 sec.
  - δ) Έχουν διάρκεια σύμφωνη με τις σεισμοτεκτονικές, γεωλογικές, εδαφοδυναμικές, και τις εν γένει τοπικές συνθήκες της περιοχής του έργου.
  - ε) Το μέσο φάσμα, δηλαδή ο μέσος όρος των φασμάτων των επιταχυνσιογραφημάτων σχεδιασμού, είναι ισοδύναμο με το φάσμα της *παρ. Α.1* για απόσβεση 5%. Τα δύο φάσματα θεωρούνται ισοδύναμα αν οι τεταγμένες του μέσου φάσματος ικανοποιούν τις εξής συνθήκες:
    - Είναι ανώτερες ή ίσες των αντίστοιχων τεταγμένων του φάσματος της *παρ. Α.1* για περιόδους μέχρι 0.20 sec.
    - Για περιόδους πάνω από 0.20 sec επιτρέπεται το 10% των τιμών να είναι κατώτερες μέχρι 5%.
  - στ) Οι τεταγμένες των φασμάτων των επιταχυνσιογραφημάτων σχεδιασμού και το μέσο φάσμα υπολογίζονται κατ'ελάχιστον στις περιόδους που προκύπτουν από:
    - 18 ίσα βήματα μεταξύ 0.01 και 1 sec.
    - 10 ίσα βήματα περιόδου μεταξύ 1 και 2 sec.
    - 8 ίσα βήματα περιόδου μεταξύ 2 και 4sec.
- [2] Τα επιταχυνσιογραφήματα σχεδιασμού για οριζόντιες κινήσεις επιτρέπεται να χρησιμοποιηθούν και κατά τις δύο συνιστώσες.

### A.2.2 Συνθετικά επιταχυνσιογραφήματα

- [1] Επιτρέπεται η χρησιμοποίηση συνθετικών επιταχυνσιογραφημάτων σχεδιασμού εφόσον το φάσμα τους περιβάλλει το φάσμα της *παρ. Α.1*.





**ΕΙΔΙΚΟΙ  
ΚΑΝΟΝΕΣ  
ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ  
ΓΙΑ  
ΦΕΡΟΝΤΑ  
ΣΤΟΙΧΕΙΑ  
ΑΠΟ  
ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ  
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β**





## B.1 ΑΠΟΦΥΓΗ ΨΑΘΥΡΩΝ ΜΟΡΦΩΝ ΑΣΤΟΧΙΑΣ – ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΣΤΟΧΙΑ

- [1] Αν δεν γίνει ακριβέστερος υπολογισμός η εφαρμογή του γενικού ικανοτικού κανόνα της παρ. 4.1.4.[4] θα γίνεται με τους ακόλουθους επιμέρους κανόνες.

### B.1.1 Υποστυλώματα

- [1] Τέμνουσα σχεδιασμού στην διεύθυνση του κάθε πλαισίου στο οποίο ανήκει το υποστυλώμα:

$$V_{CD,c} = 1.40(M_{R,c1} + M_{R,c2}) / \ell_c \leq q V_{E,c} \dots\dots\dots (B.1)$$

όπου:

$M_{R,c1}$ ,  $M_{R,c2}$  είναι οι υπολογιστικές αντοχές σε κάμψη με αξονική δύναμη στα άκρα του υποστυλώματος, όπως ενεργοποιούνται από την σεισμική δράση. Θα χρησιμοποιείται η μέγιστη από τις τιμές που προκύπτουν από δύο αντίθετες φορές της σεισμικής δράσης (βλ. παρ. 4.1.4.[4]),

$V_{E,c}$  είναι η σεισμική τέμνουσα του υποστυλώματος και

$\ell_c$  είναι το μήκος του υποστυλώματος.

### B.1.2 Δοκοί

- [1] Τέμνουσα σχεδιασμού:

$$V_{CD,b} = V_{0,b} + \Delta V_{CD,b} \dots\dots\dots (B.2a)$$

όπου:

$$\Delta V_{CD,b} = 1.20(M_{R,b1} + M_{R,b2}) / \ell_b \leq q V_{E,b} / 1.20 \dots\dots\dots (B.2\beta)$$

και:

$V_{0,b}$  είναι η τέμνουσα της δοκού υπό τα μη σεισμικά φορτία του συνδυασμού (4.1),

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

$V_{E,b}$  είναι η σεισμική τέμνουσα της δοκού και

$\ell_b$  είναι το μήκος της δοκού.

#### **Σ.Β.1.4 Τοιχώματα**

### B.1.3 Υποστυλώματα και δοκοί σε άκρα των οποίων δεν προβλέπεται ο σχηματισμός πλαστικής αρθρώσεως

- [1] Σε δοκούς και υποστυλώματα, οι μεγάλες διαστάσεις των οποίων δεν επιτρέπουν τον σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα τους, επιτρέπεται, αντί των κανόνων της παρ. B.1.1 ή B.1.2, να εφαρμόζεται ο ικανοτικός κανόνας της παρ. 4.1.4.[4] με βάση τις υπεραντοχές των πιθανών θέσεων πλαστικής αρθρώσεως στους εκατέρωθεν κόμβους.
- [2] Για τον σκοπό αυτό θα υπολογίζονται στους εκατέρωθεν κόμβους οι συντελεστές ικανοτικής μεγέθυνσης  $\alpha_{CD}$  σύμφωνα με τις σχέσεις (4.6) ή (4.7). Σε κόμβους στους οποίους το άθροισμα αντοχών των δοκών υπερβαίνει το άθροισμα αντοχών των υποστυλωμάτων ( $\Sigma M_{R,b} > \Sigma M_{R,c}$ ), θα χρησιμοποιείται το  $\Sigma M_{R,c}$  αντί του  $\Sigma M_{R,b}$  (βλ. παρ. 4.1.4.[4]) στην σχέση (4.6).
- [3] Η τέμνουσα σχεδιασμού του στοιχείου  $e$  (υποστύλωμα ή δοκός) δεν χρειάζεται να ληφθεί μεγαλύτερη από την τιμή:

$$V_{CD,e} = V_{0,e} + \Delta V_{CD,e} \dots\dots\dots (B.3a)$$

όπου:

$$\Delta V_{CD,e} = (\alpha_{CD,1} M_{E,e1} + \alpha_{CD,2} M_{E,e2}) / \ell_e \dots\dots\dots (B.3b)$$

και:

$V_{0,e}$  είναι η τέμνουσα του στοιχείου υπό τα μη σεισμικά φορτία του συνδυασμού (4.1),

$\alpha_{CD,1}, \alpha_{CD,2}$  είναι οι συντελεστές ικανοτικής μεγέθυνσης των κόμβων των άκρων του στοιχείου, σύμφωνα με το εδάφιο [2],

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

$\ell_e$  είναι το μήκος του στοιχείου.

- [4] Τα προαναφερόμενα αφορούν μεμονωμένα στοιχεία μέσα στα οποία δεν είναι δυνατός ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων. Όταν ολόκληρες περιοχές του φορέα βρίσκονται εκτός του πλαστικού μηχανισμού έχει εφαρμογή η παρ. B.2.[4].

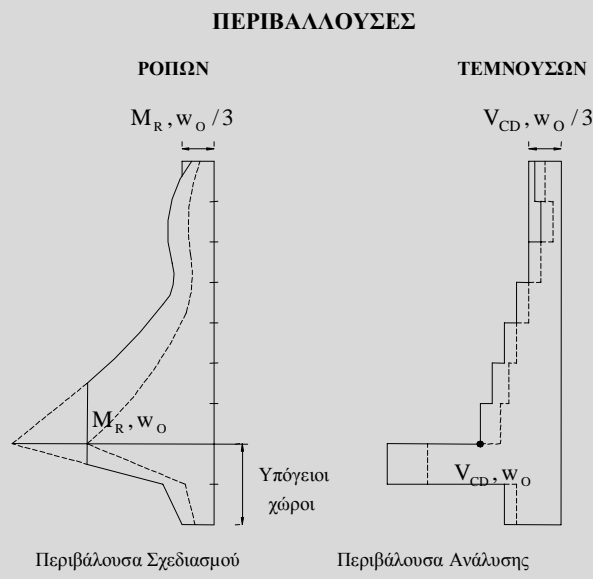
### B.1.4 Τοιχώματα

- [1] Τοιχώματα θεωρούνται κατακόρυφα στοιχεία που έχουν εν γένει επιμήκη διατομή (με λόγο μήκους προς πλάτους,  $\ell/b > 4$ ) και διαθέτουν μεγάλη δυσκαμψία σε σύγκριση προς τα οριζόντια στοιχεία (δοκούς) με τα οποία συνδέονται σε πλαισιακή λειτουργία. Υπό οριζόντια φόρτιση τα τοιχώματα δρουν κατά κύριο λόγο σαν καμπτικοί πρόβολοι με πλήρη ή και μερική πάκτωση στην βάση, όπου και συγκεντρώνεται η κύρια καμπτική καταπόνηση.

- [2] Η τιμή 1.30 του συντελεστή υπεραντοχής, που χρησιμοποιείται στη σχέση (B.4.β), εκφράζει εδώ, εκτός από την απόκλιση της αντοχής και κράτυση του οπλισμού, και την πιθανή επαύξηση της αντοχής της διατομής πάκτωσης που προέρχεται από την περίσφιξη της θλιβόμενης ζώνης σε συνδυασμό με την υποτίμηση της υπολογιστικής αντοχής, που είναι πιθανή σε διατομές τοιχωμάτων λόγω απλοποιητικών παραδοχών.

Σε κτίρια με υπόγειους ορόφους πρέπει να δίνεται ιδιαίτερη προσοχή στον έλεγχο τοιχωμάτων της ανωδομής στο τμήμα που αντιστοιχεί στον πρώτο υπόγειο όροφο, όπου εν γένει προκύπτει σημαντικά αυξημένη τιμή της τέμνουσας. Στην προσομοίωση των τμημάτων αυτών με στοιχεία δοκού είναι σκόπιμο να λαμβάνονται υπόψη οι παραμορφώσεις από διάτμηση.

Στο παρακάτω διάγραμμα δείχνεται η σχέση της περιβάλλουσας σχεδιασμού και της περιβάλλουσας όπως προκύπτει από την ανάλυση, για τέμνουσες και ροπές.



Βιβλιογραφία: {10}, {17}, {19}.

Για την μετελαστική σεισμική απόκριση τα τοιχώματα σχεδιάζονται ικανοτικά έτσι ώστε να έχουν μία μόνον κρίσιμη περιοχή, στην θέση της μεγίστης ροπής. Λόγω της επιμήκους διατομής των τοιχωμάτων, η περίσφιγξη της κρίσιμης περιοχής μπορεί να περιοριστεί στα άκρα της διατομής τους.

- [2] Η τέμνουσα σχεδιασμού της περιοχής πλαστικής άρθρωσης που είναι πιθανό να δημιουργηθεί στην θέση της μεγίστης ροπής, δηλαδή εν γένει στην βάση του τοιχώματος, θα υπολογίζεται από την καμπτική υπεραντοχή της πλαστικής άρθρωσης ως εξής:

$$V_{CD,w0} = \alpha_{CD} V_{E,w0} \dots\dots\dots (B.4.a)$$

με:

$$\alpha_{CD} = \gamma_{Rd} M_{R,w0} / M_{E,w0} \leq q \dots\dots\dots (B.4.b)$$

όπου:

$\gamma_{Rd}$  είναι ο συντελεστής υπεραντοχής που θα λαμβάνεται ίσος με 1.30 για τους χάλυβες που συνήθως χρησιμοποιούνται σήμερα,

$M_{E,w0}$  και  $V_{E,w0}$  είναι αντίστοιχα οι μέγιστες ροπή και τέμνουσα που προκύπτουν από την σεισμική δράση στην διατομή πλαστικής άρθρωσης (βάση) και

$M_{R,w0}$  είναι η υπολογιστική αντοχή σε κάμψη με αξονική δύναμη της ίδιας διατομής, υπολογιζόμενη σύμφωνα με την παρ. 4.1.4.[4].

- [3] Στους υπόλοιπους ορόφους η τέμνουσα σχεδιασμού θα λαμβάνεται από την μέγιστη τέμνουσα που προκύπτει από την σεισμική ανάλυση πολλαπλασιασμένη επί τον συντελεστή  $\alpha_{CD}$  της σχέσης (B.4.β), αλλά όχι μικρότερη από το 1/3 της τέμνουσας σχεδιασμού της πλαστικής άρθρωσης, δηλαδή:

$$V_{CD,w} = \alpha_{CD} V_{E,w} \geq V_{CD,w0} / 3 \dots\dots\dots (B.5)$$



## Σ.Β.2 ΕΞΑΣΦΑΛΙΣΗ ΕΠΑΡΚΟΥΣ ΤΟΠΙΚΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ΣΤΙΣ ΘΕΣΕΙΣ ΠΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΡΘΡΩΣΕΩΝ

### α. Σχέση μεταξύ Γενικής και Τοπικής Πλαστιμότητας

Σε έναν πρόβολο, η σχέση μεταξύ γενικής πλαστιμότητας (πλαστιμότητα μετακινήσεων  $\mu_d$ ) και τοπικής πλαστιμότητας στην πλαστική άρθρωση στην βάση του προβόλου (πλαστιμότητα καμπυλοτήτων  $\mu_c$ ) είναι η ακόλουθη:

$$\mu_d = 1 + 3\lambda_p(1 - 0.50\lambda_p)(\mu_c - 1)$$

ή αντίστροφα:

$$\mu_c = 1 + (\mu_d - 1) / [3\lambda_p(1 - 0.50\lambda_p)]$$

όπου:

$$\lambda_p = \ell_p / \ell = \text{Μήκος πλαστικής άρθρωσης} / \text{Μήκος προβόλου.}$$

- [4] Για να περιοριστεί η μετελαστική απόκριση του τοιχώματος στην επιδιωκόμενη περιοχή πλαστικής άρθρωσης, οι ροπές σχεδιασμού σε κάθε θέση θα λαμβάνονται από τις σεισμικές ροπές πολλαπλασιασμένες επί τον συντελεστή  $\alpha_{CD}$  της σχέσης (B.4.β). Οι ροπές αυτές δεν θα λαμβάνονται μικρότερες από το 1/3 της υπολογιστικής αντοχής  $M_{R,w0}$  της διατομής πλαστικής άρθρωσης αλλά ούτε μεγαλύτερες από  $M_{R,w0}$ , δηλαδή:

$$M_{CD,w} = \alpha_{CD} M_{E,w} \dots\dots\dots (B.6a)$$

και:

$$M_{R,w0} / 3 \leq M_{CD,w} \leq M_{R,w0} \dots\dots\dots (B.6\beta)$$

Σημειώνεται ότι στην περιβάλλουσα εφελκυστικών δυνάμεων, που θα εξαχθεί από την παραπάνω περιβάλλουσα ροπών κάμψης και τις αξονικές δυνάμεις του σεισμικού συνδυασμού, θα εφαρμόζεται ο κανόνας μετατόπισης λόγω της συνύπαρξης τεμνουσών δυνάμεων, όπως ορίζεται από τον Κανονισμό για τη Μελέτη και Κατασκευή Έργων από Σκυρόδεμα. Ο διαμήκης οπλισμός του τοιχώματος θα διατηρείται σταθερός στην περιοχή της πλαστικής άρθρωσης, ενώ στην παρακείμενη περιοχή δεν χρειάζεται πρόβλεψη μεγαλύτερου οπλισμού.

- [5] Τα προαναφερόμενα ισχύουν για τοιχώματα που έχουν σταθερή διατομή σε ολόκληρο το ύψος του κτιρίου, διάταξη που πρέπει εν γένει να επιδιώκεται. Σε περίπτωση μείωσης της διατομής του τοιχώματος οι ελάχιστες τιμές,

$$V_{CD,w0} / 3 \text{ και } M_{CD,w0} / 3$$

που αναφέρονται στα εδάφια [3] και [4], επιτρέπεται να πολλαπλασιάζονται επί τον λόγο  $(J_w / J_{w0})^{1/3}$ , όπου  $J_w$  και  $J_{w0}$  είναι οι ροπές αδρανείας των διατομών του τοιχώματος στην εξεταζόμενη θέση και στην πλαστική άρθρωση αντίστοιχα.

## B.2 ΕΞΑΣΦΑΛΙΣΗ ΕΠΑΡΚΟΥΣ ΤΟΠΙΚΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ΣΤΙΣ ΘΕΣΕΙΣ ΠΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΡΘΡΩΣΕΩΝ

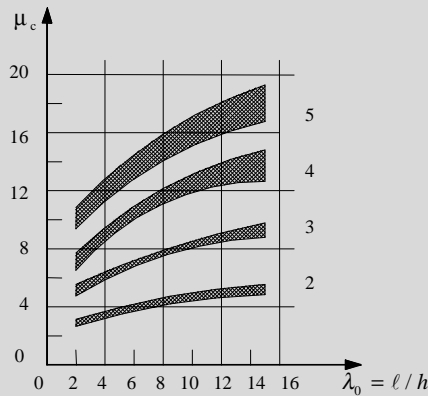
- [1] Σε πλαστικές αρθρώσεις στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα πρέπει να εξασφαλίζεται η πλάστιμη συμπεριφορά της θλιβόμενης ζώνης. Αυτό απαιτεί την λήψη ειδικών μέτρων όταν, η επίτευξη της απαιτούμενης καμπυλότητας στην πλαστική άρθρωση δεν είναι δυνατή με ανηγμένη βράχυνση του σκυροδέματος μικρότερη από την οριακή τιμή  $\epsilon_{cu} = 0.35\%$ .

Όταν η θλιβόμενη ζώνη έχει μεγάλο βάθος τα μέτρα μπορούν να περιοριστούν μέχρι το βάθος στο οποίο η βράχυνση έχει τιμή  $0.50\epsilon_{cu}$ . Τέτοια μέτρα καθορίζονται από τον Κανονισμό για την Μελέτη και Κατασκευή Έργων από Σκυρόδεμα και είναι:

- σε υποστυλώματα, η περίσφιξη του σκυροδέματος με εγκάρσιο οπλισμό και
- σε δοκούς ο περιορισμός του ποσοστού του εφελκυσμένου οπλισμού.

Το μήκος της πλαστικής άρθρωσης  $\ell_p$  εν γένει δεν μπορεί να προσδιοριστεί με επαρκή αξιοπιστία, εκφράζεται όμως συνήθως σαν κλάσμα ( $\delta_p$ ) του ύψους  $d$  της διατομής της πλαστικής άρθρωσης:

$$\ell_p = \delta_p d, \quad (0.50 \leq \delta_p \leq 1.00)$$



Έτσι, ο λόγος  $\lambda_p$  μπορεί να εκφραστεί σαν συνάρτηση της αναλογίας όψεως  $\lambda_0$  του προβόλου:

$$\lambda_0 = \ell / d \quad (= \text{μήκος προβόλου} / \text{ύψος διατομής})$$

ως εξής:

$$\ell_p = \delta_p / \lambda_0$$

Το παραπάνω διάγραμμα δίνει γραφικά την συσχέτιση μεταξύ  $\mu_d$  και  $\mu_c$  για διάφορες τιμές της αναλογίας όψεως  $\lambda_0$ , όπως προκύπτουν για μια αρκετά στενή διακύμανση της παραμέτρου  $\delta_p$  (πολύ στενότερη από την περιοχή  $0.50 < \delta_p < 1.00$ ).

Έτσι, για πλαστιμότητες μετακινήσεων 2.50 ως 3.50 προκύπτουν απαιτούμενες πλαστιμότητες καμπυλοτήτων από 6.00 ως 12.00. Η ισχύς της σχέσεως μεταξύ  $\mu_d$  και  $\mu_c$  μπορεί θεωρητικά να επεκταθεί και σε πιο σύνθετα στατικά συστήματα, υπό την προϋπόθεση ότι μπορούν να θεωρηθούν ότι συντίθεται από παράθεση ή/και σειρά προβόλων στις πακτώσεις των οποίων αναπτύσσονται σύγχρονα πλαστικές αρθρώσεις. Οι προϋποθέσεις αυτές προσεγγίζονται ικανοποιητικά σε κτίρια, στα οποία εξασφαλίζεται επαρκής ισοκατανομή των πλαστικών παραμορφώσεων (π.χ. σε κτίρια με μικτό σύστημα από πλαίσια και κατάλληλα τοιχώματα ή σε κτίρια με κανονικό σύστημα πλαισίων, στα οποία έχει αποκλειστεί ο σχηματισμός μηχανισμού ορόφου).

Είναι, πάντως, φανερό ότι σε κάθε περίπτωση η συσχέτιση μεταξύ  $\mu_d$  και  $\mu_c$  πρέπει να θεωρείται ότι προσδιορίζει περισσότερο την τάξη μεγέθους και λιγότερο μια αξιόπιστα επακριβή τιμή.

Βιβλιογραφία (Ενότητας 4): {10}, {14}.





**β. Αναγκαιότητα Πρόσθετων Μέτρων για Επέκταση της Περιοχής Πλάστιμης Συμπεριφοράς της Θλιβόμενης Ζώνης Σκυροδέματος**

Η συνθήκη περιορισμού της μέγιστης βράχυνσης του σκυροδέματος με σύγχρονη ανάπτυξη της απαιτούμενης πλαστιμότητας καμπυλοτήτων  $\mu_c$  μπορεί να αναχθεί σε συνθήκη περιορισμού του μέγιστου ύψους της θλιβόμενης ζώνης ( $\xi_u h$ ) σε σχέση με το αντίστοιχο μέγεθος ( $\xi_y h$ ) κατά την διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού.

Η μέγιστη καμπυλότητα είναι:

$$c_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{\xi_u h}$$

Η καμπυλότητα στην διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού είναι:

$$c_y = \frac{\varepsilon_{sy}}{(1 - \xi_y) h}$$

Τα δύο μεγέθη συνδέονται μέσω της απαιτούμενης πλαστιμότητας καμπυλοτήτων με την σχέση  $c_u / c_y \geq \mu_c$ .

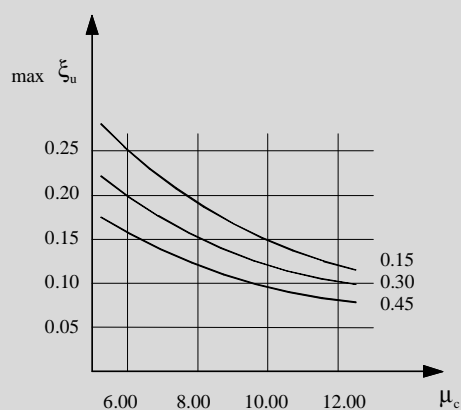
Επομένως, η συνθήκη γράφεται:

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{sy}} \frac{1 - \xi_y}{\xi_u} \geq \mu_c \quad \text{και επειδή} \quad \varepsilon_{cu} \leq 0.35\% \quad \text{και} \quad \varepsilon_{sy} = 0.20\%$$

τελικά

$$\xi_u \leq 1.75(1 - \xi_y) / \mu_c$$

Η ελάχιστη τιμή της πλαστιμότητας καμπυλοτήτων πρέπει να λαμβάνεται ίση με  $\mu_c = 10$



Τα ύψη της θλιβόμενης ζώνης  $\xi_y$  και  $\xi_u$  προκύπτουν από τη συνθήκη ισορροπίας αξονική δύναμης και ορθών τάσεων της διατομής, αν ληφθεί  $\varepsilon_s = \varepsilon_{sy} = 0.20\%$  για τον προσδιορισμό του  $\xi_y$  και  $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = 0.35\%$  για τον προσδιορισμό του  $\xi_u$ .



Σε δοκούς ορθογωνικής διατομής, η παραπάνω συνθήκη οδηγεί σε περιορισμό του μέγιστου ποσοστού εφελκυσμένου οπλισμού, ανάλογο με αυτόν που δίνεται από την *παρ. 18.3.2* του Κανονισμού για τη Μελέτη και Κατασκευή Έργων από Σκυρόδεμα. Σε θλιβόμενα στοιχεία (υποστυλώματα και τοιχώματα), η τήρηση της παραπάνω συνθήκης είναι εφικτή μόνο σε διατομές που διαθέτουν εκτεταμένο θλιβόμενο πέλμα (μορφής Τ, Γ, κλπ.), μικρή αξονική δύναμη και σχετικά λίγο εφελκυσμένο οπλισμό.

- [3] Η σύνδεση διαμηκών ράβδων οπλισμού με παράθεση σε περιοχές πλαστικής άρθρωσης μειώνει το μήκος της πλαστικής άρθρωσης και για αυτό πρέπει να αποφεύγεται γενικά. Η σύνδεση με παράθεση πρέπει να γίνεται έξω από την περιοχή πλαστικής άρθρωσης σε κάθε περίπτωση στη βάση των τοιχωμάτων και, κατά προτίμηση και, στην πάκτωση των υποστυλωμάτων στο ισόγειο.

Βιβλιογραφία (*Κεφαλαίου 4*): {1}, {2}, {10}, {21}.

- [4] Έλεγχοι σε Υπόγειους Ορόφους

Σε υπόγειους ορόφους κτιρίων, που περικλείονται από περιμετρικά τοιχώματα, οι σεισμικές τέμνουσες αναλαμβάνονται εν γένει εξ ολοκλήρου από τα περιμετρικά τοιχώματα, που λόγω του μεγάλου μήκους τους εξασφαλίζουν την ελαστική απόκριση όλων των φερόντων στοιχείων των υπογείων. Οι σεισμικές τέμνουσες της ανωδομής μεταφέρονται εν γένει μέσω διαφραγματικής δράσεως, κυρίως, της πρώτης πλάκας που διαθέτει περιμετρικά τοιχώματα (δηλαδή της πλάκας δαπέδου ισογείου) στα τοιχώματα αυτά. Σε ένα τέτοιο σύστημα, οι τελευταίες πιθανές πλαστικές αρθρώσεις μπορούν να σχηματιστούν είτε στις δοκούς του δαπέδου του ισογείου, είτε στις βάσεις των κατακόρυφων στοιχείων (υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων) του ισογείου.

Στο υπόλοιπο υπόγειο τμήμα του φορέα δεν σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις και ο έλεγχος των στοιχείων αρκεί να γίνεται με υπολογιστική σεισμική ένταση, που αντιστοιχεί στην υπεραντοχή της πλησιέστερης πιθανής πλαστικής άρθρωσης. Ιδιαίτερη προσοχή χρειάζεται στον έλεγχο σε διάτμηση του πρώτου υπογείου ορόφου ενδιάμεσων τοιχωμάτων ανωδομής. Στις θέσεις αυτές αναπτύσσεται πολύ μεγάλη σεισμική τέμνουσα, η οποία πρέπει να χρησιμοποιείται για τον έλεγχο. Κατά την ανάλυση του συστήματος, είναι σκόπιμο να λαμβάνεται υπόψη η διατμητική παραμόρφωση (έργα από τέμνουσες δυνάμεις) των τοιχωμάτων των υπογείων ορόφων.

- [2] Σε κόμβους πλαισίων που γεινιάζουν με πλαστικές αρθρώσεις πρέπει να εξασφαλίζεται επαρκής αγκύρωση, στο σώμα του κόμβου, των ράβδων του οπλισμού που προορίζονται να βρεθούν σε συνθήκες διαρροής, όπως καθορίζεται από τον Κανονισμό για την Μελέτη και Κατασκευή Έργων από Σκυρόδεμα.
- [3] Στις περιοχές πιθανών πλαστικών αρθρώσεων συνιστάται να μη γίνεται σύνδεση των διαμήκων ράβδων με παράθεση. Αυτό πρέπει να αποφεύγεται οπωσδήποτε στις βάσεις των τοιχωμάτων.
- [4] Σε περιοχές του φορέα στις οποίες κατά την σεισμική απόκριση αποκλείεται ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων, δεν απαιτείται η εξασφάλιση αυξημένης τοπικής πλαστιμότητας και η διενέργεια των ελέγχων αποφυγής ψαθυρών μορφών αστοχίας γίνεται με ικανοτική ένταση που προκύπτει από την σεισμική με πολλαπλασιασμό επί τον συντελεστή  $\alpha_{CD}$  της πλησιέστερης πιθανής πλαστικής άρθρωσης. Τέτοιες περιοχές είναι π.χ. τα υποστυλώματα και οι δοκοί υπογείων ορόφων στους οποίους οι σεισμικές δράσεις αναλαμβάνονται ουσιαστικά από τα περιμετρικά τοιχώματα και εξασφαλίζεται ότι η ένταση όλων των στοιχείων παραμένει στην ελαστική περιοχή. Στις περιοχές αυτές οι ικανοτικοί έλεγχοι διατμητικής αστοχίας καθώς και οι απαιτήσεις αυξημένης πλαστιμότητας μπορούν εν γένει να περιοριστούν στα κατακόρυφα και οριζόντια στοιχεία της οροφής του Α' υπογείου.



**ΕΙΔΙΚΟΙ  
ΚΑΝΟΝΕΣ  
ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ  
ΓΙΑ  
ΦΕΡΟΝΤΑ  
ΣΤΟΙΧΕΙΑ  
ΑΠΟ  
ΧΑΛΥΒΑ**

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ**

## Σ.Γ.2 ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

- [1] 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 πλάστιμης 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.



**Γ.1 ΘΛΙΒΟΜΕΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ**

- [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 ( $\alpha$ ), ανάλογα με τις τιμές του οποίου οι διατομές κατατάσσονται στις κατηγορίες Α, Β και Γ, όπως φαίνεται στον Πίνακα 1.

**Γ.2 ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ**

- [1] Σε εφελκυσόμενα στοιχεία, ο λόγος της καθαρής διατομής, σε θέσεις οπών κοχλιών, προς την πλήρη διατομή δεν πρέπει να είναι μικρότερος από την τιμή

$$A_{\text{net}} / A = 1.262 f_y / f_u$$

όπου  $f_y$  είναι το όριο διαρροής και  $f_u$  η οριακή εφελκυστική αντοχή του χρησιμοποιούμενου χάλυβα.

Αυτό μπορεί να απαιτήσει την ενίσχυση της περιοχής των οπών με πρόσθετα συγκολλητά ελάσματα.

**Γ.3 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ**

- [1] Συνδέσεις σε περιοχές πλαστικών αρθρώσεων πρέπει να έχουν επαρκή υπεραντοχή ώστε να περιορίζουν την διαρροή στα πλάσιμα μέλη. Στους σχετικούς ελέγχους, θα λαμβάνεται η ανώτερη τιμή της τάσεως διαρροής του πιθανού πλάστιμου μέλους (δηλαδή του ασθενέστερου).
- [2] Συνδέσεις σε περιοχές πλαστικών αρθρώσεων που έχουν γίνει με εσωραφές πλήρους διεύθυνσης, θεωρούνται ότι ικανοποιούν το παραπάνω κριτήριο υπεραντοχής.
- [3] Συνδέσεις συγκολλητές με εξωραφές ή συνδέσεις κοχλιωτές πρέπει να ικανοποιούν τη σχέση:

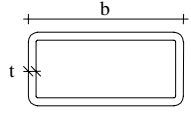
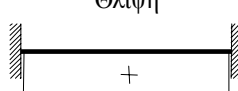
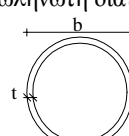
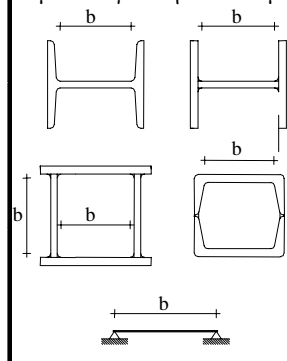


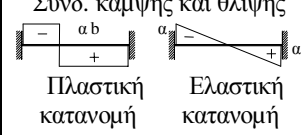
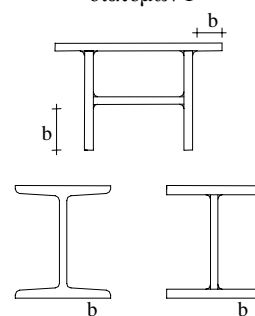
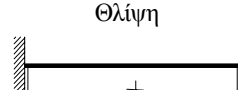
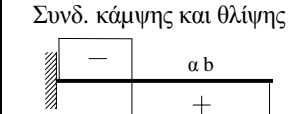
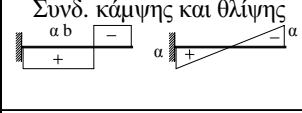
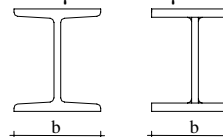

$$R_d \geq 1.20 R_{fy} \dots\dots\dots (\Gamma.1)$$

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

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



**ΠΙΝΑΚΑΣ 1:** Όρια των λόγων b/t για θλιβόμενα τμήματα των διατομών για διάφορες κατηγορίες διατομών.

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



$$\text{Γενικώς: } \varepsilon = \sqrt{235/f_y}$$

Το  $\alpha$  στον παρονομαστή είναι καθαρός αριθμός μικρότερος του 1 (ή ίσος) και παριστά τον λόγο του μήκους του θλιβομένου τμήματος (+) προς το ολικό μήκος του στοιχείου.

$f_y$	235	275	355
$\varepsilon$	1.00	0.92	0.81

## Γ.4 ΠΛΑΙΣΙΑ

### Γ.4.1 Αποφυγή Σχηματισμού Μηχανισμού Ορόφου

- [1] Εφαρμόζονται οι διατάξεις των *παρ. 4.1.4.1 και 4.1.4.2* του Αντισεισμικού Κανονισμού.

### Γ.4.2 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:

$$M_s / M_{pd} \leq 1.00 \dots\dots\dots (\Gamma.2.1)$$

$$N_s / N_{pd} \leq 0.15 \dots\dots\dots (\Gamma.2.2)$$

$$(V_o + V_M) / V_{pd} \leq 0.50 \dots\dots\dots (\Gamma.2.3)$$

όπου:

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

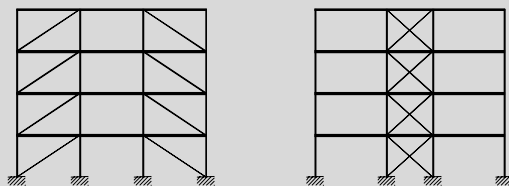
$N_s$  είναι η αντίστοιχη αξονική δύναμη,

$N_{pd}, M_{pd}, V_{pd}$  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,

### Σ.Γ.5 ΔΙΚΤΥΩΤΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ

Στο ακόλουθο σχήμα δείχνονται οι τύποι των συνδέσμων αυτών:



**Διαγώνιοι Σύνδεσμοι**

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

$\ell$  είναι το άνοιγμα της δοκού.

- [3] Οι συνδέσεις της δοκού στα υποστυλώματα πρέπει να ικανοποιούν τις απαιτήσεις της παρ. Γ.3 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.

### Γ.4.3 Υποστυλώματα

- [1] Τα υποστυλώματα ελέγχονται σε κάμψη με ορθή δύναμη σύμφωνα με την παρ. 4.1.4.1 του Αντισεισμικού Κανονισμού.
- [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 υποστυλώμα, 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.

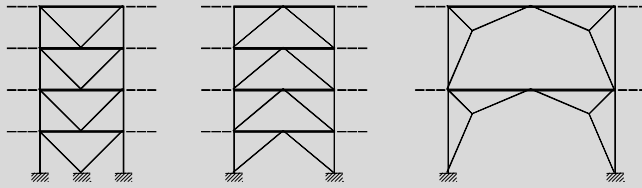
## Γ.5 ΔΙΚΤΥΩΤΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ

### Γ.5.1 Δράση και Πλάστιμα Στοιχεία

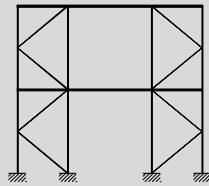
- [1] Σε δικτυωτούς συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα η ανάληψη των οριζοντίων δυνάμεων γίνεται κυρίως από ράβδους επιπονούμενες σε αξονική δύναμη. Πλάστιμα στοιχεία σε τέτοιους συνδέσμους είναι κατά κύριο λόγο οι εφελκυσόμενες διαγώνιοι.

- [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 εφελκυσόμενες διαγωνίους, ενώ αγνοείται η συμμετοχή των θλιβομένων διαγωνίων (που δεν ελέγχονται σε θλίψη). Οι διαγώνιοι αντίθετης δράσης



Σύνδεσμοι Τύπου V ή Λ



Σύνδεσμοι Τύπου K (Ακατάλληλοι από Σεισμική Άποψη)

### Σ.Γ.5.2 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. Δοκιμές 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 της {1}. 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 του λόγου  $L/r$  καταναλώνουν περισσότερη σεισμική ενέργεια, διότι στην μετελαστική περιοχή υπόκεινται σε ανακυκλιζόμενη ανελαστική κάμψη, πράγμα που λεπτά μέλη δεν μπορούν.

Τέλος οι καμπυλότητες που αναπτύσσονται κατά την ανακυκλιζόμενη ανελαστική κάμψη λεπτών διαγωνίων, μπορεί να είναι μεγάλες με αποτέλεσμα να εμφανισθεί τοπικός λυγισμός.

{1} AISC Seismic Provisions for structural steel building, June 15, 1992



μπορούν να βρίσκονται στο ίδιο φάτνωμα (σύνδεσμοι τύπου Χ) 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 ( $\alpha = 1.00$ ). Η χρήση τους επιτρέπεται μόνο σε περιοχές σεισμικότητας I 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:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{A f_y / N_{cr}} \leq 1.50 \dots\dots\dots (\Gamma.5)$$

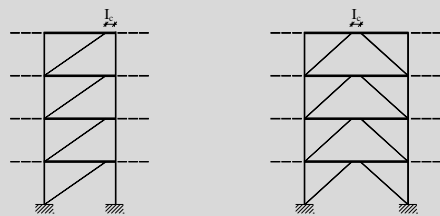
όπου:

$A$  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.

**Σ.Γ.6 ΔΙΚΤΥΩΤΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΜΕ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ**



**Δικτυωτοί συνδέσμων με εκκεντρότητα**

**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 Χ στους οποίους η σεισμική τέμνουσα θεωρείται ότι αναλαμβάνεται εξ ολοκλήρου από τις εκάστοτε εφελκόμενες 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:

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

όπου:

$N_{Pdi}$  είναι η υπολογιστική αντοχή της εφελκυσμένης 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  $I_c / I_o \leq 0.80$  αναπτύσσεται κυρίως διατμητική διαρροή (διατμητική πλαστική άρθρωση).

Όταν  $I_c / I_o \geq 1.30$  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, διαγωνίοι και υπόλοιπο τμήμα των ζυγμάτων) 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:

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

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  $\alpha = 1.50$ .





**ΩΘΗΣΗ  
ΣΕ  
ΤΟΙΧΟΥΣ  
ΚΑΤΑ  
ΤΗΝ  
ΔΙΑΡΚΕΙΑ  
ΣΕΙΣΜΟΥ**

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ**







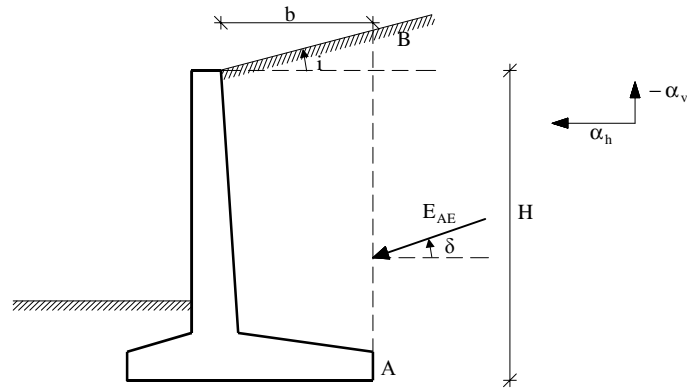
- [2] Όταν στην σχέση (Δ.2) η τιμή του  $\sin(\varphi - \theta - i)$  προκύπτει αρνητική, επιτρέπεται να λαμβάνεται ίση με 0.
- [3] Αν δεν γίνει ακριβέστερη εκτίμηση, το ύψος εφαρμογής  $h$  της συνισταμένης των ωθήσεων επιτρέπεται να λαμβάνεται από την σχέση:

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

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

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

- [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 επίχωσης.



**Σχήμα Δ.2:** Τοίχος αντιστήριξης μορφής L





**ΕΙΔΙΚΟΙ  
ΚΑΝΟΝΕΣ  
ΓΙΑ  
ΠΡΟΣΘΗΚΕΣ  
ΣΕ  
ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΑ  
ΚΤΙΡΙΑ**

**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 *εδáfιου [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 υφιστάμενου 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 φορτίων 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.



**ΙΣΟΔΥΝΑΜΕΣ  
ΣΤΑΤΙΚΕΣ  
ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΕΣ**

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΣΤ**



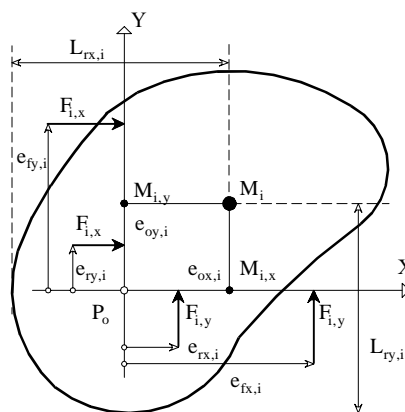


**ΙΣΟΔΥΝΑΜΕΣ ΣΤΑΤΙΚΕΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΕΣ**

[1] Οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες των σεισμικών δυνάμεων  $F_{i,x}$  και  $F_{i,y}$  σε ένα κανονικό κατά το ύψος κτίριο υπολογίζονται από τις παρακάτω σχέσεις (στις οποίες για λόγους απλότητας έχει παραλειφθεί ο δείκτης (i) του διαφράγματος) :

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

$$e_r = \frac{\rho^2}{r} \cdot \frac{1 - D_r}{\ell_r - \varepsilon_o} \leq \frac{1}{2} \cdot e_o$$



**Σχήμα ΣΤ.1:** Ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες.

όπου:

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

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

και:

$$\varepsilon\theta 2\theta = \frac{2\varepsilon_o}{\varepsilon_o^2 + \mu^2 - 1} \quad \text{γωνία } \theta, \quad \varepsilon_o = \frac{e_o}{r}, \quad \mu = \frac{\rho}{r},$$



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

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

$$r_{12} = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad \rightarrow \quad \varepsilon_{12} = \frac{8\zeta^2 \cdot (1+r_{12}) \cdot r_{12}^{3/2}}{10^4 \cdot (1-r_{12}^2)^2 + 4\zeta^2 \cdot r_{12} \cdot (1+r_{12})^2}$$

Για τον προσδιορισμό της γωνίας  $\theta$  υπολογίζεται πρώτα η οξεία γωνία  $\alpha_o$  (θετική ή αρνητική) από τη σχέση  $\varepsilon\phi\alpha_o = 2 \cdot \varepsilon_o / (\varepsilon_o^2 + \mu^2 - 1)$  και στη συνέχεια λαμβάνεται  $\theta = \alpha_o/2$  για  $\alpha_o > 0$  ή  $\theta = 90^\circ - |\alpha_o/2|$  για  $\alpha_o < 0$ . Η εκκεντρότητα  $e_o$  λαμβάνεται πάντοτε με θετικό πρόσημο και οι θετικές τιμές των  $e_f, e_r$  μετρώνται από το  $P_o$  προς τις κατευθύνσεις  $P_o M_{i,x}$  ή  $P_o M_{i,y}$  των προβολών του κέντρου μάζας  $M_i$  επάνω στους κύριους άξονες  $x$  ή  $y$ . Επίσης τα  $L_{rx}, L_{ry}$  (θετικά πάντοτε) μετρώνται από την περίμετρο που ορίζουν τα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία.

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 δυστροπείας  $\rho$  του κτιρίου κατά την κύρια διεύθυνση  $x$  ή  $y$  (δηλ.  $\rho_x$  ή  $\rho_y$ ).
- Οι λόγοι  $\varepsilon_{oi} = e_{oi}/r_i$ ,  $\mu_i = \rho/r_i$ ,  $\ell_{ri} = L_{ri}/r_i$  κατά την θεωρούμενη κύρια διεύθυνση  $x$  ή  $y$  (δηλ.  $\varepsilon_{ox,oi} = e_{ox,oi}/r_i$ ,  $\mu_{x,oi} = \rho_x/r_i$ ,  $\ell_{rx,oi} = L_{rx,oi}/r_i$ , 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  $e_f \geq e_o$  και  $e_r \leq \frac{1}{2} \cdot e_o$  αποβλέπουν στη μείωση των ανελαστικών μετατοπίσεων της εύκαμπτης πλευράς και των απαιτήσεων πλαστιμότητας της δύσκαμπτης πλευράς του κτιρίου.



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

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ζ**



## Z.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 (πλαστικότητα) και πειραματικών αποτελεσμάτων, ισχύουν δε για ομοιογενές έδαφος. Οι ακόλουθες παράμετροι επηρεάζουν εν γένει την φέρουσα ικανότητα και η επίδραση τους πρέπει να λαμβάνεται υπόψη:

- η γωνία τριβής  $\phi'$  και η συνοχή  $c'$ , ή η αστράγγιστη διατμητική αντοχή  $S_u$  (τιμές σχεδιασμού),
- η εκκεντρότητα  $e = M/N$  και η τέμνουσα δύναμη  $V$ . Οπου  $N$ ,  $M$  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 <i>παρ. 5.2.3.2.β.[2]</i> ),
$q$	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

$\kappa, \iota$  οι τιμές των αδιάστατων συντελεστών σχήματος του θεμελίου και της κλίσης του φορτίου αντιστοίχως. Οι δείκτες  $c, q$  και  $\gamma$  υποδεικνύουν τις επιρροές λόγω συνοχής, επιφόρτισης και βάρους του εδάφους. Οι συντελεστές αυτοί ισχύουν μόνο όταν οι διατημητικές παράμετροι είναι ανεξάρτητες της διεύθυνσης.

## Z.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 :

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

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  $V$  :

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

- Για σύγχρονη δράση τεμνουσών στις δύο διευθύνσεις εφαρμόζεται η γραμμική παρεμβολή, που ορίζεται στο τέλος της επομένης παραγράφου, σε τιμές  $\iota_c$  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 :

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

με τις ακόλουθες τιμές των αδιάστατων συντελεστών για :

- την **εδαφική αντίσταση** ομοιογενούς εδάφους :

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





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

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

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

- **το σχήμα** του θεμελίου :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

- **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 πρανές
  - 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 αμμοίλυδες εδαφικούς σχηματισμούς που υπόκεινται σε μεγάλες παραμορφώσεις κατά την διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού, μπορεί να αναπτυχθούν και να συσσωρευθούν, κατά τους επάλληλους κύκλους σεισμικής παραμόρφωσης, σημαντικές υπερπιέσεις 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 από  $\phi'$  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] Εάν και εφόσον δεν γίνει ακριβέστερος υπολογισμός, επιτρέπεται να χρησιμοποιούνται οι ακόλουθες ενδεικτικές τιμές της  $\varphi_E$  :
- $\varphi_E = 0.60 \cdot \varphi'$  στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας I και II
  - $\varphi_E = 0.40 \cdot \varphi'$  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.







## ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ

## ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ

## ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ

## ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ



