

παραμορφώσεων του εδάφους. Σε κορεσμένα εδάφη, λόγω της ταχύτητας επιβολής της σεισμικής δράσης, θα θεωρείται εν γένει φόρτιση υπό αστράγγιστες συνθήκες.

- [3] Στο Παράρτημα Ζ' 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 ΣΤ, μειώνεται κάτω από το 1/3 της επιφάνειας του πεδύλου (αν μάλιστα συνυπάρχει ανάλογη εκκεντρότητα και στην άλλη διεύθυνση, φθάνει το 1/9 της επιφάνειας του πεδύλου). 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 πλάσטיμη μεταλαστική 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.

### β. Αστοχία σε Ολίσθηση

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

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

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  $R_{Fd}$  θα πρέπει να εξασφαλίζεται κατά την κατασκευή η πλήρης επαφή των κατακόρυφων μετώπων του θεμελίου είτε με αδιατάρακτο έδαφος είτε με επαρκώς συμπυκνωμένη 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:

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

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 που λαμβάνεται ίση:

- με την γωνία διατμητικής αντοχής σχεδιασμού  $\varphi_d$ , σε περίπτωση θεμελίου από σκυρόδεμα που διαστρώνεται απευθείας στο έδαφος,
- 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 εδάφους – 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 συντελεστή 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 δυστημσία 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. Αν χρησιμοποιηθούν 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 φορτίσεις. 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 περίσφιξη των πιθανών και ενδεχομένων περιοχών πλαστικών αρθρώσεων και ικανοτικός έλεγχος των πασσάλων σε διάτμηση με εφαρμογή δράσεων αναλόγων προς 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 πέλδρα 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 συνδεδεμένων στοιχείων,  
 $\zeta$  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 πεδύλων υποστυλωμάτων υποστέγων με άνοιγμα μεγαλύτερο από 12.00 m, κατά την διεύθυνση του ανοίγματος.
- [4] Σε περίπτωση έκκεντρων πεδύλων 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 πεδύλων.

#### 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 πεδυλοδοκών 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 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.

### 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:

**α. Τοίχοι που διαθέτουν δυνατότητα μετακινήσεως 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 Monopobe - 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 βασιζόμενες στην γενική θεωρία παραμορφώσεων (με ελαστική ή ελαιοπλαστική 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:

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

- [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.
- [7] Αντί της παραπάνω μεθόδου οριακής ισορροπίας μπορούν να χρησιμοποιηθούν μέθοδοι βασισμένες 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-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 ομόμορφη 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+1.50α.
- [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 πρανού, που λαμβάνεται ίση με 0.5α για φυσικά πρανή ή ίση με  $(\alpha_B + \alpha_K)/2$  για πρανή 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.

### 5.4.2 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.2.2, με χρήση κατάλληλης τιμής του συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_i$  και τιμές  $q=1.0$ ,  $\eta=1.0$  και  $\theta=1.0$ .

### 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.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α**ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΚΙΝΗΣΕΙΣ ΕΔΑΦΟΥΣ****A.1 ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΦΑΣΜΑ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗΣ**

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

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

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

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

όπου:

$R_e(T)$  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 προηγούμενο 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. Α.2.1.

### A.2.1 Πραγματικά επιταχυνσιογραφήματα

- [1] Επιτρέπεται η χρησιμοποίηση πραγματικών επιταχυνσιογραφήματων σχεδιασμού υπό τους κάτωθι όρους:

- α). Χρησιμοποιούνται τουλάχιστον πέντε (5) διαφορετικά επιταχυνσιογραφήματα. Για οριζόντιες κινήσεις επιλέγονται οριζόντιες συνιστώσες. Τα επιταχυνσιογραφήματα σχεδιασμού για οριζόντιες κινήσεις 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 ανά 0.02 sec, το μέγιστο.
- δ). Έχουν διάρκεια σύμφωνη με τις σεισμοτεκτονικές, γεωλογικές, εδαφοδυναμικές και εν γένει τοπικές συνθήκες της περιοχής του έργου.
- ε). Το μέσο φάσμα, δηλαδή ο μέσος όρος των φασμάτων των επιταχυνσιογραφήματων 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 επιταχυνσιογραφήματων 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.

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β****ΕΙΔΙΚΟΙ ΚΑΝΟΝΕΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΓΙΑ ΦΕΡΟΝΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ****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 υποστύλωμα:

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

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:

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

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
$l_b$	είναι το μήκος της δοκού.

### 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 κανοντικός 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:

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

όπου:

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

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
$l_e$	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,  $l/b > 4$ ) και διαθέτουν μεγάλη δυσκαμψία σε σύγκριση προς τα οριζόντια στοιχεία (δοκούς) με τα οποία συνδέονται σε πλαίσιακή 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. 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:

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

- [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 κλάσσιμη 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 εφελκυστικού οπλισμού.
- [2] Σε κόμβους πλαισίων που γειτνιάζουν 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  $\alpha_{CB}$  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 διατηρητικής αστοχίας καθώς και οι απαιτήσεις αυξημένης πλαστιμότητας μπορούν εν γένει να περιοριστούν στα κατακόρυφα και οριζόντια στοιχεία της οροφής του Α' υπογείου.

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ

### ΕΙΔΙΚΟΙ ΚΑΝΟΝΕΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΓΙΑ ΦΕΡΟΝΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ

#### 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 ( $q$ ), 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 εφελκυόμενα στοιχεία, ο λόγος της καθαρής διατομής, σε θέσεις οπών κοχλιών, προς την πλήρη διατομή δεν πρέπει να είναι μικρότερος από την τιμή

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

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

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 πλάστιμα μέλη. Στους σχετικούς ελέγχους, θα λαμβάνεται η ανώτερη τιμή της τάσεως διαρροής του πιθανού πλάστιμου μέλους (δηλαδή του ασθενέστερου).

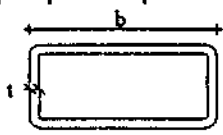
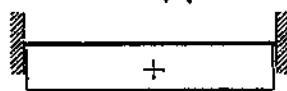
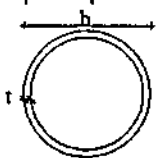
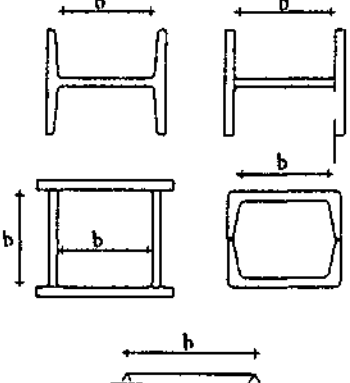
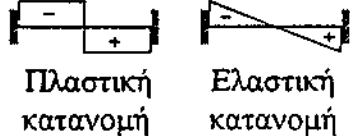
- [2] Συνδέσεις σε περιοχές πλαστικών αρθρώσεων που έχουν γίνει με εσωραφές πλήρους διείσδυσης, θεωρούνται ότι ικανοποιούν το παραπάνω κριτήριο υπεραντοχής.
- [3] Συνδέσεις συγκολλητές με εξωραφές ή συνδέσεις κοχλιωτές πρέπει να ικανοποιούν τη σχέση:

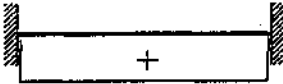
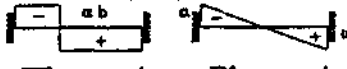
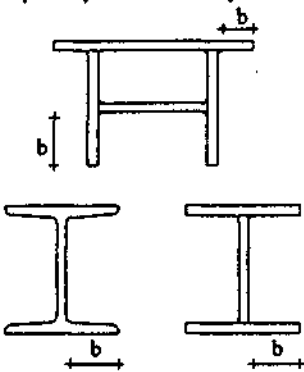
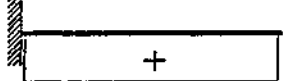
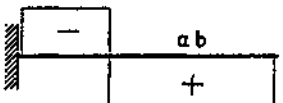
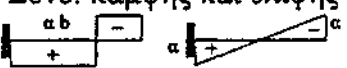
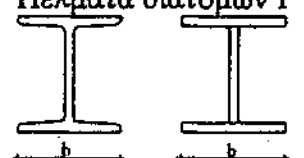
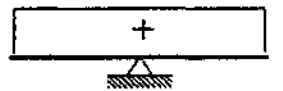
$$R_d \geq 1.20R_g \dots\dots\dots (\Gamma.1)$$

όπου  $R_d$  οριακή αντοχή της σύνδεσης,  $R_g$  η αντοχή διαρροής του πλαστικού μέλους.

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

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

Διατομή	Κατανομή Τάσεων (θλίψη θετική)	Κατηγορία Διατομής		
		A $q \geq 4$	B $4 \geq q \geq 2$	Γ $2 > q$
Ορθογ. κοίλη διατομή 	Θλίψη 			
		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

	<p>Θλίψη</p> 	33ε	39ε	41ε
	<p>Συνδ. κάμψης και θλίψης</p>  <p>Πλαστική κατανομή      Ελαστική κατανομή</p>	$\frac{33}{\alpha} \epsilon$	$\frac{39}{\alpha} \epsilon$	$\frac{41}{\alpha} \epsilon$
<p>Προεξέχοντα πέλματα συγκολλ. κιβωτ. διατομών ή πέλματα διατομών I</p> 	<p>Θλίψη</p> 	9ε	10ε	12ε
	<p>Συνδ. κάμψης και θλίψης</p> 	$\frac{9}{\alpha} \epsilon$	$\frac{10}{\alpha} \epsilon$	$\frac{12}{\alpha} \epsilon$
	<p>Συνδ. κάμψης και θλίψης</p> 	$\frac{9}{\alpha \sqrt{\alpha}} \epsilon$	$\frac{10}{\alpha \sqrt{\alpha}} \epsilon$	$\frac{12}{\alpha \sqrt{\alpha}} \epsilon$
<p>Πέλματα διατομών I</p> 	<p>Θλίψη</p> 	20ε	22ε	26ε

Γενικώς:  $\epsilon = \sqrt{235/f_y}$

Το α 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
$\epsilon$	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 αμφιερείστου στη θέση πλαστικής άρθρωσης,

$V_M = (M_{RA} + M_{RB}) / \ell$  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.