

1. ΤΟΜΕΑΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ, ΘΕΜΕΛΙΩΔΕΙΣ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ & ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΥΜΜΟΡΦΩΣΗΣ

Έχοντας υπόψη:

- (1)** Την Εγκ-39/93 και τους λόγους που υπαγόρευσαν τη σύνταξή της.
- (2)** Την Αποφ-ΔΜΕΟ/γ/ο/695/26-8-93 με την οποία εγκρίθηκε η παραπάνω Εγκ-39/93.
- (3)** Τον νέο Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (ΝΕΑΚ) που εγκρίθηκε με την Αποφ-Δ17/α/04/46/ΦΝ275/20-6-95.
- (4)** Την εμπειρία από την εφαρμογή στην πράξη της Εγκυκλίου που αναφέρεται στο θέμα.
- (5)** Το αναμορφωμένο κείμενο των Οδηγιών για τον Αντισεισμικό υπολογισμό γεφυρών που συντάχθηκε από την αρμόδια Επιτροπή η οποία συστάθηκε με την Αποφ-Ρ40/130/ΚΡ/2014/6-4-98 της "ΕΓΝΑΤΙΑ ΟΔΟΣ ΑΕ", βάσει των διατάξεων του ΝΕΑΚ και της εμπειρίας από την εφαρμογή στην πράξη της Εγκ-39/93.

Αποφασίζουμε:

- (1)** Εγκρίνουμε τις συνημμένες αναμορφωμένες Οδηγίες για την αντισεισμική μελέτη γεφυρών (κείμενο και σχόλια) με εφαρμογή σε όλες τις μελέτες τεχνικών έργων οδοποιίας σε όλη την Επικράτεια.
- (2)** Κάθε προγενέστερη σχετική απόφαση ή Κανονισμός για αντισεισμικό υπολογισμό γεφυρών και τεχνικών έργων οδοποιίας, καταργείται.
- (3)** Οι οδηγίες αυτές είναι υποχρεωτικές σε τρέχουσες συμβάσεις για μελέτες συγκοινωνιακών τεχνικών έργων οδοποιίας που θα συντάσσονται μετά τρίμηνο από την έκδοση της παρούσης Εγκυκλίου.
- (4)** Η Εγκύκλιος αυτή πρέπει να αναφέρεται σε όλες τις νέες συμβάσεις μελετών καθώς και σε συμβάσεις έργων με το σύστημα "μελέτη - κατασκευή".
- (5)** Ειδικά και κατ' εξαίρεση σε έργα που παρουσιάζουν υψηλή σεισμική ευαισθησία μπορεί να εγκριθεί η εφαρμογή της από την Κεντρική Υπηρεσία για αναθεώρηση υφισταμένων μελετών ή συμβάσεων.

1.1. ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ

- (1)** Οι παρούσες Οδηγίες ισχύουν κατ' εφαρμογή της παρ.1.1.1 (2) του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΕΑΚ) και αφορούν τον αντισεισμικό σχεδιασμό τεχνικών έργων οδοποιίας και σιδηροδρομικών.
- (2)** Οι Οδηγίες αυτές εφαρμόζονται σε συνδυασμό με τους ισχύοντες κανονισμούς τεχνικών έργων.
- (3)** Μέσα στον τομέα εφαρμογής των Οδηγιών αυτών και για περιπτώσεις που δεν καλύπτονται από τις διατάξεις τους, επιτρέπεται να εφαρμόζονται κατάλληλες διατάξεις του Ευρωκώδικα 8: Μέρος 2, ENV 1998-2 (ΕΚ8: Μέρος 2).

1.2. ΤΟΜΕΑΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ

(1) Οι Οδηγίες αφορούν βασικά γέφυρες και τεχνικά έργα υπό επίχωση.

(2) Η πλειονότητα των διατάξεων αφορά γέφυρες στις οποίες οι οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις αναλαμβάνονται είτε από τα ακρόβαθρα είτε από κατακόρυφα μεσόβαθρα με κάμψη. Ενδεχόμενη πρόβλεψη σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων περιορίζεται στους κορμούς των βάθρων.

(3) Επίσης οι διατάξεις των Οδηγιών καλύπτουν και την περίπτωση γεφυρών που εδράζονται σε ελαστομεταλλικά εφέδρανα.

(4) Σαν γενική μεθοδολογία αντισεισμικού υπολογισμού εφαρμόζεται η φασματική μέθοδος και σε απλούστερες περιπτώσεις η μέθοδος της ισοδύναμης στατικής φόρτισης.

(5) Οι παρούσες διατάξεις καλύπτουν μερικώς τον αντισεισμικό υπολογισμό για:

α) Τοξωτές γέφυρες.

β) Γέφυρες με συστήματα άντωσης ή βάθρα μορφής V.

γ) Γέφυρες με ακραία γεωμετρία (πολύ λοξές ή με μεγάλη καμπυλότητα).

δ) Γέφυρες που διασταυρώνουν ενεργά σεισμοτεκτονικά ρήγματα.

ε) Καλωδιωτές γέφυρες.

(6) Σε ορισμένες κατηγορίες των ειδικών αυτών γεφυρών είναι σκόπιμο είτε να επιλέγεται ελαστική συμπεριφορά ($q=1$), είτε η γραμμική φασματική ανάλυση να συμπληρώνεται με μη γραμμική δυναμική ανάλυση με ολοκλήρωση στο χρόνο. Επίσης είναι σκόπιμο να γίνονται συντηρητικές παραδοχές, βασιζόμενες κυρίως σε ικανοτικά κριτήρια, ώστε να αποφεύγονται με επαρκή αξιοπιστία ενδεχόμενες ψαθυρές μορφές αστοχίας.

(7) Οι παρούσες διατάξεις δεν καλύπτουν:

α) τεχνικά έργα - γέφυρες με σεισμική μόνωση (εκτός από τις γέφυρες σε ελαστομεταλλικά εφέδρανα)

β) Κρεμαστές γέφυρες

γ) Σήραγγες

(8) Για έργα που δεν διέπονται από τις παρούσες Οδηγίες οι μελέτες θα συντάσσονται με βάση ειδικές προδιαγραφές στις οποίες θα λαμβάνονται υπόψη οι ιδιαιτερότητες του έργου.

1.3. ΘΕΜΕΛΙΩΔΕΙΣ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ

(1) Ο σεισμός σχεδιασμού καθορίζεται σύμφωνα με τον ΕΑΚ εκτός αν γίνει ειδική σεισμολογική μελέτη.

(2) Μετά το σεισμό σχεδιασμού η γέφυρα θα πρέπει να διατηρήσει την ακεραιότητά της και επαρκή εναπομένουσα αντοχή ώστε να επιτρέψει τη διέλευση κυκλοφορίας αμέσως ανάγκης. Οι βλάβες που ενδεχομένως θα υποστεί πρέπει να είναι περιορισμένες και επιδιορθώσιμες.

(3) Υπό την επίδραση σεισμών μικρότερης έντασης και μεγαλύτερης συχνότητας από το σεισμό σχεδιασμού οι βλάβες πρέπει να είναι ελάχιστες ώστε να μην απαιτούν μείωση της κυκλοφορίας ούτε ανάγκη άμεσης επιδιόρθωσης.

1.4. ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΥΜΜΟΡΦΩΣΗΣ

1) Η ικανοποίηση των θεμελιωδών απαιτήσεων της παρ.1.3 θεωρείται ότι εξασφαλίζεται με την τήρηση των ακόλουθων κριτηρίων:

1.4.1. Έλεγχοι αντοχής

(1) Ο έλεγχος των διατομών θα γίνεται με τις δράσεις του σεισμικού συνδυασμού όπως ορίζονται στην παρ.2.6.2 και όταν προβλέπεται πλάστιμη σεισμική συμπεριφορά με τις ικανοτικές δράσεις που ορίζονται στην παρ.2.6.3

1.4.2. Εξασφάλιση τοπικής πλαστιμότητας

(1) Σε όλες τις περιοχές στις οποίες προβλέπεται σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων θα λαμβάνονται μέτρα για την εξασφάλιση επαρκούς τοπικής πλαστιμότητας καμπυλοτήτων, ώστε το σύστημα να διαθέτει πλαστιμότητα μετακίνησης ανάλογη με το συντελεστή μετελαστικής συμπεριφοράς που χρησιμοποιείται (σύμφωνα με την παρ.2.4).

(2) Το κριτήριο αυτό θα θεωρείται γενικά ότι εξασφαλίζεται έμμεσα με την τήρηση των κανόνων μόρφωσης και όπλισης της παρ.4.2 (κατασκευαστικές διατάξεις) χωρίς να απαιτείται άμεσος έλεγχος της διαθέσιμης πλαστιμότητας καμπυλοτήτων.

1.4.3. Έλεγχοι μετακινήσεων

(1) Η υπολογιστική σεισμική μετακίνηση d_E (E =δείκτης του d) θα λαμβάνεται από τη μετακίνηση d_{E0} ($E0$ =δείκτης του d) που προκύπτει από τη γραμμική ανάλυση (είτε με τη μέθοδο της φασματικής απόκρισης είτε με την ισοδύναμη στατική μέθοδο κατά περίπτωση) με πολλαπλασιασμό επί το συντελεστή συμπεριφοράς q που χρησιμοποιήθηκε:

$$d_E = qd_{E0} \quad (1.1)$$

(2) Η μέγιστη σχετική σεισμική μετακίνηση μεταξύ δύο στατικά ανεξάρτητων τμημάτων (1 και 2) γέφυρας μπορεί να εκτιμηθεί από τις μέγιστες απόλυτες μετακινήσεις κάθε τμήματος d_{E1} ($E1$ =δείκτης του d) και d_{E2} ($E2$ =δείκτης του d) με τη σχέση:

$$d_{E12} = \pm (d_{E1}^2 + d_{E2}^2)^{1/2} \quad (1.2)$$

(3) Η συνολική μετακίνηση υπό το σεισμό σχεδιασμού d_{Ed} (Ed =δείκτης του d) θα υπολογίζεται από τη

$$d_{Ed} = d_G \pm d_E \pm \Psi_{2T} d_T \quad (1.3)$$

όπου:

d_G (G =δείκτης του d) είναι η τελική μετακίνηση των μονίμων ή οιονεί μονίμων χρονίων δράσεων (πχ από προένταση, συρρίκνωση και ερπυσμός του σκυροδέματος) όπως προκύπτει από τις τιμές σχεδιασμού αυτών των δράσεων. d_E (E =δείκτης του d) είναι η υπολογιστική σεισμική μετακίνηση (βλέπε (1) παραπάνω)

d_T (T =δείκτης του d) είναι η μετακίνηση σχεδιασμού από θερμικές δράσεις $\Psi_{2T}=0,50$ ($2T$ =δείκτης του Ψ) είναι ο συντελεστής συνδυασμού των θερμικών δράσεων

(4) Η συνολική μετακίνηση d_{Ed} (Ed =δείκτης του d) θα λαμβάνεται υπόψη στο σχεδιασμό όλων των κυρίων φερόντων στοιχείων της γέφυρας (όχι όμως κατ' ανάγκη των αρμών καταστώματος, βλέπε παρ.2.7.5).

2.1. ΦΑΣΜΑ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΕΩΝ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

(1) Το φάσμα οριζοντίων επιταχύνσεων λαμβάνεται σύμφωνα με τις παρ.2.2.2.1, 2.2.2.2, 2.2.2.4, 2.2.2.6 και παρ.2.2.2.7 του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΕΑΚ) και σύμφωνα με τις διατάξεις του παρόντος, αναφορικά με τους συντελεστές σπουδαιότητας γ_I (I =δείκτης του γ), θεμελίωσης θ και μετελαστικής συμπεριφοράς q .

(2) Η κατακόρυφη συνιστώσα θα λαμβάνεται σύμφωνα με την παρ.2.2.2.8 του ΕΑΚ.

(3) Ο Κύριος του Έργου έχει το δικαίωμα σε περιπτώσεις που με αιτιολογημένη απόφασή του ορίζει γέφυρες ως ιδιαίτερα σημαντικές, να προβεί σε σύνταξη ειδικής τεχνικής - σεισμολογικής μελέτης για τον καθορισμό των σεισμικών δράσεων σχεδιασμού, καθώς και να καθορίσει πρόσθετες ή διαφορετικές διατάξεις από τις αναφερόμενες στο παρόν κείμενο.

2.2. ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ γ_I (I =δείκτης του γ)

2.2.1. Γενικά

(1) Ανάλογα με την σπουδαιότητα του έργου ο σεισμός σχεδιασμού μπορεί να ορισθεί με την επιλογή μιας αποδεκτής πιθανότητας υπέρβασης p , μέσα στην υπολογιστική διάρκεια ζωής t_d (d =δείκτης του t) του έργου. Τότε η περίοδος επαναφοράς t_r (r =δείκτης του t) του σεισμού σχεδιασμού προκύπτει από τη σχέση:

$$t_r = 1 / [1 - (1 - p)^{1/t_d}] \quad (2.1)$$

όπου: $1/t_d$ είναι εκθέτης της παρένθεσης

(2) Σε γέφυρες αυτοκινητοδρόμων, εθνικών οδών και σιδηροδρόμων λαμβάνεται γενικά τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας $\gamma_I = 1,0$ (I =δείκτης του γ), που αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς του σεισμού σχεδιασμού περίπου 475 χρόνια. Ένας τέτοιος σεισμός έχει πιθανότητα υπέρβασης p κυμαινόμενη μεταξύ 0,10 και 0,19, για υπολογιστική διάρκεια ζωής του έργου t_d (d =δείκτης του t) μεταξύ 50 και 100 χρόνων αντίστοιχα.

(3) Αν δεν γίνει αξιόπιστη στατιστική αξιολόγηση υπαρχόντων σεισμολογικών δεδομένων που να επιτρέπει, με συμφωνία του Κυρίου του Έργου, τον καθορισμό της σεισμικής δράσης με βάση τιμές των παραμέτρων σχεδιασμού (p και t_d (d =δείκτης του t) ή t_r (r =δείκτης του r)) διαφορετικές από τις προαναφερόμενες, η διαφοροποίηση του επιδιωκόμενου βαθμού ασφάλειας μπορεί να επιτευχθεί μέσω των ακόλουθων τιμών του συντελεστή σπουδαιότητας γ_I (I =δείκτης του γ):

Σε γέφυρες επαρχιακών ή αγροτικών οδών θα λαμβάνεται γενικά

$$\gamma_I = 0,85 \quad (I = \text{δείκτης του } \gamma).$$

Σε ιδιαίτερα σημαντικές μεγάλες γέφυρες και εφόσον δεν γίνει ειδική σεισμολογική μελέτη, θα λαμβάνεται, με συμφωνία του Κυρίου του Έργου,

$$\gamma_I = 1,30 \quad (I = \text{δείκτης του } \gamma).$$

2.2.2. Σεισμική δράση σχεδιασμού κατά τη διάρκεια κατασκευής

(1) Αν t_c (c =δείκτης του t) είναι η διάρκεια κατασκευής του έργου, η περίοδος επαναφοράς t_r (r =δείκτης του t) του σεισμού σχεδιασμού μπορεί να ληφθεί από τη σχέση του εδαφ.2.2.1 (1) με αντικατάσταση του t_d (d =δείκτης του d) με t_c .

Για τις συνήθεις τιμές του t_c ($t_c \leq 5$ έτη) μπορεί να χρησιμοποιηθεί η απλοποιημένη σχέση

$$t_r = t_c / p \quad (2.2)$$

με $p \leq 0,05$

όπου: r, c δείκτης του t

(2) Αν δεν διατίθενται αξιόπιστα σεισμολογικά στοιχεία, επιτρέπεται η σεισμική δράση κατά τη διάρκεια της κατασκευής να λαμβάνεται ίση με το 50% της κανονικής σεισμικής δράσης σχεδιασμού.

2.3. ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ θ

(1) Λαμβάνεται γενικώς $\theta = 1,0$

2.4. ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΜΕΤΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ Q

(1) Ο συντελεστής αυτός εισάγει τη μείωση της υπολογιστικής σεισμικής έντασης που μπορεί να επιτευχθεί με μετελαστική απόκριση του πραγματικού συστήματος, σε σχέση με την ένταση που υπολογίζεται για απεριόριστα ελαστικό σύστημα.

(2) Ο συντελεστής συμπεριφοράς q , είναι ενιαίος για το συνολικό σύστημα, και μεταβάλλεται παράλληλα (αλλά όχι πάντοτε ανάλογα) με τη διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεως μ_d (d =δείκτης του μ) του συνολικού συστήματος. Η πλαστιμότητα αυτή εξαρτάται από τη διαθέσιμη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων στις θέσεις σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων, στα πλάσιμα στοιχεία του συστήματος.

(3) Στο Παράρτημα Α δίνεται ο ορισμός της πλαστιμότητας μετακινήσεως του συστήματος καθώς και θεωρητική συσχέτιση με την τοπική πλαστιμότητα καμπυλότητας των πλαστικών αρθρώσεων. Η συσχέτιση αυτή δεν προορίζεται για τον πρακτικό ποσοτικό προσδιορισμό του συντελεστή συμπεριφοράς q , μέσω εκτιμήσεως της διαθέσιμης πλαστιμότητας του συστήματος. Οι συντελεστές συμπεριφοράς που ορίζονται παρακάτω με τιμές $q > 1$ μπορούν να χρησιμοποιηθούν χωρίς άλλη προϋπόθεση, εκτός από την τήρηση των κανόνων μόρφωσης και όπλισης του Κεφ.4, και την εφαρμογή των ικανοτικών ελέγχων των παρ.2.6.3 και παρ.2.6.4.

(4) Οι μέγιστες επιτρεπόμενες τιμές του συντελεστή q δίνονται στον παρακάτω Πίνακα 1 για τυπικά συστήματα στήριξης γεφυρών. Σε περίπτωση που στην ίδια γέφυρα προβλέπονται πλάσιμα στοιχεία στήριξης με διαφορετικές τιμές του q (πράγμα που δεν είναι σκόπιμο), στην ανάλυση της γέφυρας θα χρησιμοποιείται η τιμή που αντιστοιχεί στην ομάδα στοιχείων η οποία αναλαμβάνει το μέγιστο τμήμα της σεισμικής δύναμης.

ΠΙΝΑΚΑΣ 1

ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΤΙΜΕΣ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ q

a/a Πλάστιμα στοιχεία του συστήματος σεισμικής στήριξης q

1. Συστήματα που ακολουθούν την εδαφική κίνηση ($T \leq 0,03s$) 1,0
2. Ακρόβαθρα σταθερά συνδεδεμένα με το φορέα και όχι 1,5
εγκιβωτισμένα στο έδαφος ($T > 0,03s$)
3. Κεκλιμένες αντηρίδες ή βάθρα μορφής V 2,0
4. Τόξα (μη επιχωμένα) 2,0
5. Κατακόρυφα τοιχοειδή βάθρα ($a_s \leq 1,0$ ($s = \text{δείκτης του } a$)) 1,0
6. Κατακόρυφα στοιχεία ή βάθρα ($a_s > 3,5$ ($s = \text{δείκτης του } a$)) 3,5

Σημειώσεις στον Πίνακα 1

(1) δεν επιτρέπεται πρόβλεψη πλαστικών αρθρώσεων σε διατομές στις οποίες $\eta_k > 0,60$ ($k = \text{δείκτης του } \eta$)

(2) όταν ο λόγος η_k ($k = \text{δείκτης του } \eta$), όπως ορίζεται στο Αρθ-4.2.1 (2), υπερβαίνει την τιμή 0,30 οι τιμές του συντελεστή q του Πίνακα 1 πρέπει να μειώνονται στις τιμές q' , ως εξής: $q' = q - (\eta_k/0,3-1)(q-1)$ (2.3)

(3) ως $a_s = H_w/L_w$ ($s = \text{δείκτης του } a$, $w = \text{δείκτης των } H, L$) ορίζεται ο λόγος διάτμησης, όπου H_w είναι το ύψος εφαρμογής της σεισμικής τέμνουσας πάνω από τη βάση του βάθρου (ίσο με το ύψος του βάθρου για αρθρωτή σύνδεση με το φορέα) και το L_w το μήκος της διατομής της βάσεως, παράλληλα προς την εξεταζόμενη διεύθυνση.

Όταν $1,0 < a_s < 3,5$ ο συντελεστής q θα λαμβάνεται με γραμμική παρεμβολή μεταξύ 1,0 και 3,5.

(5) Η δυνατότητα δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων σε πλάστιμα στοιχεία, που να διαθέτουν επαρκή πλαστιμότητα καμπυλοτήτων, αποτελεί αναγκαία προϋπόθεση για τη χρήση των τιμών του συντελεστή q που ορίζονται στον Πίνακα 1. Η δυνατότητα αυτή θεωρείται ότι εξασφαλίζεται με την τήρηση των κανόνων του Κεφ-4.

(6) Οι τιμές του Πίνακα 1 εφαρμόζονται εφ' όσον οι προβλεπόμενες θέσεις πλαστικών αρθρώσεων είναι προσπελάσιμες για έλεγχο και επισκευή, έστω και με πρακτικά αντιμετωπίσιμες δυσκολίες. Στην αντίθετη περίπτωση ο συντελεστής q θα λαμβάνεται μειωμένος στο 60% της τιμής του Πίνακα 1 αλλά όχι μικρότερος του 1,0 ούτε μεγαλύτερος του 1,5. Η διάταξη αυτή έχει εφαρμογή και για πλαστικές αρθρώσεις σε πρακτικά απρόσιτες θέσεις κατακόρυφων πασσάλων.

Δεν επιτρέπεται η πρόβλεψη πλαστικών αρθρώσεων σε κεκλιμένους πασσάλους.

(7) Επίσης, οι τιμές του Πίνακα 1 προϋποθέτουν ότι το μέγιστο μέρος της σεισμικής μετακίνησης του φορέα (τουλάχιστον 80%) προέρχεται από την παραμόρφωση πλάστιμου στοιχείου σεισμικής στήριξης (βάθρου). Στην αντίθετη περίπτωση, δηλαδή όταν σημαντικό μέρος της σεισμικής μετακίνησης προέρχεται από στοιχείο που παραμένει ελαστικό (πχ ελαστομεταλλικό εφέδρανο), η συμπεριφορά του συστήματος είναι σκόπιμο να ληφθεί πρακτικά ελαστική και πρέπει να χρησιμοποιείται τιμή $q=1,0$. Το τελευταίο αυτό ισχύει κατά κανόνα όταν η σεισμική στήριξη του φορέα πραγματοποιείται κυρίως μέσω ελαστομεταλλικών εφεδράνων.

(8) Σε περίπτωση ανάληψης των σεισμικών δυνάμεων από ελαστομεταλλικά εφέδρανα διατεταγμένα σε περισσότερα από ένα βάθρα, επιτρέπεται η

αξιοποίηση της πλαστιμότητας του συστήματος, με χρήση συντελεστή συμπεριφοράς $q > 1$ σύμφωνα με τον Πίνακα 1, μόνον όταν κατά την εξεταζόμενη διεύθυνση ικανοποιείται η ακόλουθη συνθήκη μεταξύ της ενέργειας παραμόρφωσης που αντιστοιχεί στα ελαστομεταλλικά εφέδρανα $\Sigma V_{i,db,i}$ (i =δείκτης του V , b,i =δείκτης του d) και της συνολικής ενέργειας παραμόρφωσης ΣV_i ($d_i+d_{b,i}$) (i =δείκτης του V και του d , b,i =δείκτης του d) βάθρων και εφεδράνων:

$$\Sigma V_{i,db,i} / \Sigma V_i (d_i+d_{b,i}) \leq 0,20 \quad (2.4)$$

όπου:

V_i (i =δείκτης του V) είναι η τέμνουσα που αναλαμβάνεται από το βάθρο i και τα σχετικά εφέδρανα.

d_i (i =δείκτης του i) είναι η σχετική σεισμική μετακίνηση κεφαλής και ποδός του βάθρου i , όπως προκύπτει από την ανάλυση του συστήματος (χωρίς πολλαπλασιασμό επί q), κατά τη διεύθυνση της V_i (i =δείκτης του V).

$d_{b,i}$ (b,i =δείκτης του d) είναι η αντίστοιχη διατμητική μετακίνηση των εφεδράνων του βάθρου i .

Τα αθροίσματα εκτείνονται σε όλα τα μεσόβαθρα και ακρόβαθρα που φέρουν σεισμικά συνεχή φορέα, στα οποία προβλέπεται η διάταξη ελαστομεταλλικών εφεδράνων.

Στην περίπτωση αυτή θα προβλέπεται υποχρεωτικά διάταξη σεισμικών συνδέσμων (βλέπε 2.7.4.(3)).

(9) Δεν επιτρέπεται εν γένει η πρόβλεψη σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στον φορέα ανωδομής (κατάστρωμα της γέφυρας). Κατ' εξαίρεση επιτρέπεται πρόβλεψη πλαστικών αρθρώσεων σε πλάκες συνέχειας μεταξύ συνεχόμενων αμφιέριστων ανοιγμάτων από προκατασκευασμένες δοκούς. (βλέπε 2.7.5.(3)).

(10) Εν γένει επιτρέπεται η χρησιμοποίηση διαφορετικών τιμών του συντελεστή q στη διαμήκη και την εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας, ανάλογα με το είδος των πλαστιμων στοιχείων σεισμικής στήριξης σε κάθε διεύθυνση, όπως καθορίζεται στον Πίνακα 1.

(11) Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q_v (v =δείκτης του q) για τη δράση της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού θα λαμβάνεται πάντοτε ίση με 1,0.

2.5. ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ

2.5.1. Αδρανειακές σταθερές

(1) Οι μάζες και λοιπές αδρανειακές σταθερές του συστήματος υπολογίζονται από το σύνολο των μόνιμων φορτίων της γέφυρας αυξημένο κατά τμήμα των φορτίων κυκλοφορίας ίσο προς $\Psi_{21} Q_{Ik}$ (21 =δείκτης του ψ , Ik =δείκτης του Q) (ιδέ και παρ.2.6.2).

(2) Σε περίπτωση βάθρων βυθισμένων μέσα σε νερό, και εφόσον δεν γίνει ακριβέστερη αντιμετώπιση, η υδροδυναμική αλληλεπίδραση επιτρέπεται να εκτιμάται με βάση τη συμμετακινούμενη υδάτινη μάζα, σύμφωνα με το Παράρτημα Β.

2.5.2. Σύστημα – Ανάλυση

(1) Η ανάλυση μπορεί να γίνει κατά τμήματα της γέφυρας με την προϋπόθεση ότι έχουν πρακτικά ανεξάρτητη στατική λειτουργία.

(2) Ο τρόπος προσομοίωσης και ο βαθμός διακριτοποίησης του συστήματος σε δίκτυο πεπερασμένων στοιχείων ή/και σε τμήματα (υποσυστήματα) πρέπει να

αποδίδει με ικανοποιητική προσέγγιση την κατανομή των δυσκαμψιών και των μαζών και τις συνθήκες στήριξης.

(3) Θα γίνονται εύλογες παραδοχές για την προσομοίωση του τρόπου στήριξης και τη συμπεριφορά της θεμελίωσης, λαμβάνοντας υπόψη τα χαρακτηριστικά του εδάφους και την αλληλεπίδραση εδάφους - τεχνικού έργου, εφόσον αυτή είναι σημαντική. Όταν είναι δύσκολο να υπολογισθούν αξιόπιστες τιμές για τις μηχανικές ιδιότητες του εδάφους, η ανάλυση πρέπει να γίνεται με τη χρήση εκτιμώμενων ανώτατων και κατώτατων τιμών. Πρέπει να χρησιμοποιούνται υψηλές εκτιμήσεις τιμών δυσκαμψίας για τον υπολογισμό εσωτερικών δυνάμεων και χαμηλές για τον υπολογισμό μετακινήσεων.

(4) Το πλήθος των δυναμικών ελευθεριών κίνησης πρέπει να είναι τέτοιο ώστε να αποδίδονται με ικανοποιητική προσέγγιση οι σεισμικές κινήσεις της γέφυρας. Θα εξετάζονται όλες οι ιδιομορφές που έχουν σημαντική συμμετοχή στη συνολική στατική απόκριση.

Σε γέφυρες στις οποίες η συνολική μάζα μπορεί να θεωρηθεί ως το άθροισμα των "δρωσών ιδιομορφικών μαζών", το παραπάνω κριτήριο θεωρείται ότι έχει ικανοποιηθεί εάν το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που εξετάζονται, αντιστοιχεί τουλάχιστον στο 90% της συνολικής μάζας της γέφυρας.

(5) Γενικά η επαλληλία των επιπονήσεων και μετακινήσεων των ιδιομορφών επιτρέπεται να γίνεται με τη μέθοδο της τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων (SRSS) ή με άλλο ακριβέστερο κανόνα.

Σύμφωνα με τη μέθοδο SRSS η πιθανή μέγιστη τιμή E του αποτελέσματος της δράσης (μετακίνηση, εντατικό μέγεθος κλπ) δίδεται από την έκφραση:

$$E = \sqrt{\sum_i E_i^2} \quad (2.5)$$

όπου E_i (i =δείκτης του E) η ιδιομορφική απόκριση i

Στις περιπτώσεις που δύο τουλάχιστον ιδιομορφές του συστήματος αντιστοιχούν σε ιδιοπεριόδους που διαφέρουν κατά ποσοστό μικρότερο από τον λόγο $10/(10+\zeta)$, όπου ζ το ποσοστό της ιξώδους απόσβεσης (λαμβάνόμενο σταθερό για όλες τις ιδιομορφές), η μέθοδος SRSS μπορεί να οδηγήσει σε μη συντηρητικά αποτελέσματα, γι' αυτό και απαιτείται στην περίπτωση αυτή η εφαρμογή της μεθόδου της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας (CQC). Στην περίπτωση αυτή ισχύει:

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j E_i n_j E_j} \quad (2.6)$$

όπου E_i, E_j (i =δείκτης του E, j =δείκτης του E) οι ιδιομορφικές αποκρίσεις i και j αντίστοιχα

$$r_{ij} = \frac{8\zeta^2(1 + \rho_{ij})\rho_{ij}^{3/2}}{(1 - \rho_{ij}^2)^2 + 4\zeta^2\rho_{ij}(1 + \rho_{ij})^2} \quad (2.7)$$

όπου $\rho_{ij}=T_i/T_j$ (ij =δείκτης του ρ, i =δείκτης του T, j =δείκτης του T) ο λόγος των ιδιοπεριόδων.

2.5.3. Δυσκαμψίες

(1) Οι ελαστικές σταθερές των υλικών θα λαμβάνονται για προεντεταμένο σκυρόδεμα από το DIN 4227, παρ.7.3 και για οπλισμένο σκυρόδεμα από το DIN 1045, Κεφ.16.2.2. Για χάλυβα $E_s=210000 \text{ N/mm}^2$ (s =δείκτης του E). Για ελαστομεταλλικά εφέδρανα βλέπε παρ.2.7.3.(4).

(2) Για τη δυναμική ανάλυση θα λαμβάνεται υπόψη τέτοια δυσκαμψία των στοιχείων ώστε να επιτυγχάνεται, κατά το δυνατό, σωστή προσέγγιση της μετακίνησης του φορέα στον ελαστικό κλάδο του ιδεατού ελαστοπλαστικού συστήματος (τέμνουσα τιμή δυσκαμψίας στο θεωρητικό σημείο διαρροής). Εφόσον δε γίνει ακριβέστερος υπολογισμός οι δυσκαμψίες των στοιχείων μπορούν να εκτιμούνται ως εξής:

Σε στοιχεία (βάθρα) στα οποία προβλέπεται σχηματισμός κυρίων πλαστικών αρθρώσεων, η δρώσα (ενεργός) δυσκαμψία $(EI)_{ef}$ (ef =δείκτης του EI) εκτιμάται από την καμπυλότητα κατά την είσοδο του οπλισμού σε διαρροή, στη θέση πλαστικής άρθρωσης. Θα λαμβάνεται η μεγαλύτερη τιμή που αντιστοιχεί στο πεδίο διακύμανσης της αξονικής δύναμης. Στο Παράρτημα Δ περιέχονται μέθοδοι υπολογισμού της ενεργού δυσκαμψίας πλαστικών μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η τιμή $(EI)_{ef} = 300M_{ud}$ (u =δείκτης του M), όπου M_u είναι η υπολογιστική ροπή αστοχίας και d το ύψος της διατομής στη θέση της πλαστικής άρθρωσης, αποτελεί εν γένει υπερεκτίμηση της δυσκαμψίας τέτοιου βάρου, που μπορεί να χρησιμοποιηθεί επί το δυσμενέστερο για τον προσδιορισμό της σεισμικής έντασης.

Σε στοιχεία βάθρων ή θεμελίωσης ή σε στοιχεία φορέα από οπλισμένο σκυρόδεμα, στα οποία δεν προβλέπεται σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων, επιτρέπεται να λαμβάνεται ο μέσος όρος μεταξύ της δυσκαμψίας στη διαρροή του οπλισμού και της δυσκαμψίας σε στάδιο I.

Σε στοιχεία φορέα από προεντεταμένο σκυρόδεμα χωρίς πλαστικές αρθρώσεις θα λαμβάνεται η πλήρης δυσκαμψία σταδίου I.

Η μείωση της δυστένειας στοιχείων σε αξονική δύναμη επιτρέπεται να λαμβάνεται εν γένει καταναλογίαν προς τη μείωση της δυσκαμψίας.

Η δυσκαμψία του εδάφους θα καθορίζεται με βάση τα χαρακτηριστικά ταχείας ανακυκλιζόμενης φόρτισης και θα ανταποκρίνεται στο αναμενόμενο μέγεθος των εδαφικών παραμορφώσεων στην περιοχή που επηρεάζεται από τη θεμελίωση. Σε περιπτώσεις εδαφών ευπαθών σε ανακυκλιζόμενες σεισμικές δράσεις οι χρησιμοποιούμενες για τους υπολογισμούς τιμές των μηχανικών χαρακτηριστικών του εδάφους (δυσκαμψία, αντοχή κλπ) θα πρέπει να βασίζονται απαραίτητως σε κατάλληλες εργαστηριακές ή/και επί τόπου δοκιμές.

Η ενδοσιμότητα των πασσάλων, εφόσον λαμβάνεται υπόψη στην ανάλυση, θα εκτιμάται με τιμές που αντιστοιχούν στην πρακτικώς ελαστική περιοχή της συμπεριφοράς του εδάφους, δηλαδή σε υποχωρήσεις πριν την έναρξη ολίσθησης του πασσάλου ως προς το έδαφος. Αν δε γίνει ακριβέστερη εκτίμηση, οι υποχωρήσεις αυτές επιτρέπεται να βασίζονται στο συμβατικό διάγραμμα φορτίου / υποχώρησης του πασσάλου σύμφωνα προς DIN 4014.

2.6. ΔΡΑΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ

2.6.1. Υπολογιστική σεισμική ένταση

1) Αν δε γίνεται ακριβέστερη εκτίμηση του δυσμενέστερου συνδυασμού των

διευθύνσεων του σεισμού ο έλεγχος επιτρέπεται να γίνεται για τη δυσμενέστερη από τις παρακάτω υπολογιστικές σεισμικές εντάσεις:

$$\begin{aligned} & A_{EX} "+" 0.30A_{EY} "+" 0.30A_{EZ} \\ & 0.30A_{EX} "+" A_{EY} "+" 0.30A_{EZ} \\ & 0.30A_{EX} "+" 0.30 A_{EY} "+" A_{EZ} \quad (2.8) \end{aligned}$$

όπου: A_{EX} είναι η τιμή οποιουδήποτε από τα εντατικά μεγέθη της διατομής (M_x , M_y , V_x , V_y , N) που προκύπτουν για σεισμό κατά τη διεύθυνση x . και: A_{EY} και A_{EZ} είναι η τιμή του ίδιου μεγέθους που προκύπτει για σεισμό κατά τη διεύθυνση y και z αντίστοιχα

("+" είναι το σύμβολο της επαλληλίας, εφόσον προκύπτει δυσμενέστερο αποτέλεσμα. Σημειώνεται ότι το πρόσημο των εντατικών μεγεθών εναλλάσσεται ανάλογα με τη φορά της σεισμικής δράσης)

2.6.2. Σεισμικός συνδυασμός δράσεων

(1) Ο σεισμικός συνδυασμός δράσεων ορίζεται ως εξής:

$$E_d = G_k "+" P "+" A_{Ed} "+" \Psi_{21} Q_{1k} "+" Q_2 \quad (2.9)$$

όπου:

G_k (k δείκτης του G) είναι το σύνολο των μονίμων δράσεων με τη χαρακτηριστική τους τιμή (ίδιο βάρος και πρόσθετα μόνιμα)

P είναι η τελική τιμή δράσεων από προένταση

A_{Ed} (E_d δείκτης του A) είναι ο δυσμενέστερος συνδυασμός δράσεων, όπως αυτές ορίστηκαν στο παραπάνω εδαφ.2.6.1(1)

Q_{1k} ($1k$ δείκτης του Q) είναι η χαρακτηριστική τιμή του μεταβλητού φορτίου κυκλοφορίας (επιτρέπεται να λαμβάνεται ομοιόμορφα κατανομημένο σε ολόκληρο το μήκος του φορέα)

Ψ_{21} (21 δείκτης του Ψ) ο αντίστοιχος συντελεστής συνδυασμού ίσος προς 0,2 για οδικές γέφυρες και 0,3 για σιδηροδρομικές

Q_2 (2 δείκτης του Q) είναι η οιονεί μόνιμη τιμή δράσεων, με μεγάλη διάρκεια (πχ ώθηση γαιών, άνωση, πίεση ροής κα)

(2) Εντάσεις καταναγκασμού επιτρέπεται να μη λαμβάνονται υπόψη στο σεισμικό συνδυασμό δράσεων, με εξαίρεση την περίπτωση γεφυρών, στις οποίες η σεισμική δράση αναλαμβάνεται από ελαστομεταλλικά εφέδρανα. Στην περίπτωση αυτή τα αποτελέσματα που οφείλονται σε εντάσεις καταναγκασμού πρέπει να λαμβάνονται υπόψη.

(3) Η επίδραση των μεγεθών δευτέρας τάξεως πρέπει να εκτιμάται με ικανοποιητική προσέγγιση για τον παραπάνω συνδυασμό. Σε περίπτωση πλαστικής συμπεριφοράς, η εκτίμηση των μεγεθών δευτέρας τάξεως μπορεί να βασίζεται σε σεισμικές μετακινήσεις:

$$d_{E1} = [(1+q)/2] d_{E0} \quad (2.10)$$

2.6.3. Ικανοτικές Δράσεις

(1) Σε συστήματα στα οποία προβλέπεται σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων, και στις περιοχές που προορίζονται να παραμείνουν ελαστικές (πχ στο φορέα), καθώς και στη θεμελίωση, ο έλεγχος για το συνδυασμό δράσεων της παρ.2.6.2.(1) θα γίνεται με τις ικανοτικές δράσεις, δηλαδή δράσεις που

προκύπτουν από τις συνθήκες ισορροπίας, όταν στις θέσεις πλαστικών αρθρώσεων αναπτύσσεται καμπτική ροπή ίση με το υπολογιστικό άνω όριο της αντοχής της διατομής (υπεραντοχή):

$$M_{o,h} = \gamma_o M_{Rd,h} \quad (2.11)$$

(ο,h=δείκτης του M, ο=δείκτης του γ, Rd,h=δείκτης του M)

όπου:

γ_ο: συντελεστής υπεραντοχής της πλαστικής άρθρωσης=1,40 και
MRd,h: υπολογιστική ροπή αστοχίας (σύμφωνα με την παρ.2.7.1), που αντιστοιχεί στον τελικό οπλισμό (και διαστάσεις) της διατομής πλαστικής άρθρωσης, και σε αξονική δύναμη όπως προκύπτει από το σεισμικό σχεδιασμό δράσεων κατά την εξεταζόμενη διεύθυνση και φορά της σεισμικής δράσης.

Γενική διαδικασία και απλοποιήσεις για τον υπολογισμό των μεγεθών ικανοτικής δράσεως δίδονται στο Παράρτημα Γ.

(2) Οι ικανοτικές δράσεις δεν χρειάζεται να λαμβάνονται μεγαλύτερες από τις υπολογιστικές σεισμικές δράσεις πολλαπλασιασμένες επί το συντελεστή q. (Δηλαδή από αυτές που αντιστοιχούν σε πρακτικά ελαστική συμπεριφορά του συστήματος q=1,0).

(3) Για τον υπολογισμό των ικανοτικών δράσεων σε βάθρο που φέρει εφέδρανα ολίσθησης η υπολογιστική τιμή του συντελεστή τριβής θα λαμβάνεται αυξημένη κατά 30%. Σε βάθρο που φέρει ελαστικά εφέδρανα (από οπλισμένο ελαστομερές) και εφόσον δεν προβλέπεται σχηματισμός πλαστικής άρθρωσης στο ίδιο το βάθρο, η ικανοτική δράση θα υπολογίζεται από τη συνολική μετακίνηση του φορέα υπό το σεισμό σχεδιασμού d_{Ed} (Ed=δείκτης του d), όπως αυτή ορίζεται στην παρ.1.4.3.(3), και τις ελαστικές σταθερές του εφεδράνου αυξημένες 30%. Αν προβλέπεται σχηματισμός πλαστικής άρθρωσης η ικανοτική δράση θα προκύπτει από τη ροπή M_{o,h} (ο,h=δείκτης του M).

2.6.4. Υπολογιστική διατμητική ένταση

(1) Σε όλα τα στοιχεία των βάθρων και θεμελίων και σε εκείνα τα στοιχεία του φορέα που αποτελούν φέροντα τμήματα του ελαστοπλαστικού μηχανισμού ανάληψης των σεισμικών δράσεων, οι έλεγχοι σε οριακή κατάσταση αστοχίας σε διάτμηση θα γίνονται με τέμνουσες δυνάμεις, που προκύπτουν από την ικανοτική δράση όπως ορίστηκε στην παρ.2.6.3. Οι τέμνουσες αυτές δεν χρειάζεται να ληφθούν μεγαλύτερες από αυτές που προκύπτουν από τη σεισμική ανάλυση με πολλαπλασιασμό επί τον συντελεστή q. (Δηλαδή από αυτές που αντιστοιχούν σε πρακτικά ελαστική συμπεριφορά του συστήματος q=1,0).

2.7. ΕΛΕΓΧΟΙ

2.7.1. Έλεγχοι διατομών (οπλισμένες, προεντεταμένες, χαλύβδινες)

(1) Επιβάλλεται ο έλεγχος των διατομών στην οριακή κατάσταση αστοχίας υπό τα μεγέθη ορθής έντασης και διάτμησης. Τα μεγέθη ορθής έντασης υπολογίζονται σύμφωνα προς τις παρ.2.6.2 ή παρ.2.6.3 ενώ τα μεγέθη διάτμησης σύμφωνα προς την παρ.2.6.4.

(2) Ειδικότερα προκειμένου περί οπλισμένου σκυροδέματος η υπολογιστική αντοχή του σκυροδέματος λαμβάνεται ίση προς β_R/1,50 (R=δείκτης του β), ενώ το υπολογιστικό όριο διαρροής του χάλυβα ίσο προς β_s/1,15 (s=δείκτης του β). Αντίστοιχα η υπολογιστική οριακή παραμόρφωση του σκυροδέματος λαμβάνεται

ιση προς 3,5%. και του χάλυβα 5%.

(3) ο έλεγχος σε διάτμηση γίνεται υπό τις ικανοτικές δράσεις της παρ.2.6.4. Η επιρροή θλιπτικών ή και εφελκυστικών αξονικών δυνάμεων θα λαμβάνεται υπόψη. Ο έλεγχος αυτός διαφοροποιείται για περιοχές εντός ή εκτός πλαστικής άρθρωσης ως εξής:

α) Περιοχές πλαστικής άρθρωσης

Λαμβάνεται υπόψη στον έλεγχο η αποφλοιωμένη διατομή του σκυροδέματος, ίση προς b_{wcdc} (wc =δείκτης του b , c =δείκτης του d) σε ορθογωνικές διατομές (όπου b_{wc} το πλάτος και d_c το ύψος) και $pd^2_{sp}/4$ (2 =δύναμη του d , sp =δείκτης του d) σε κυκλικές (όπου d_{sp} η διάμετρος της σπείρας). Ο μοχλοβραχίων z για την εκτίμηση της διατμητικής τάσης τ_0 (0 =δείκτης του τ) επιτρέπεται να λαμβάνεται ίσος προς $0,9d_c$ σε ορθογωνικές ή $0,75d_{sp}$ σε κυκλικές διατομές. Η μέγιστη διατμητική τάση τ_0 δεν επιτρέπεται να υπερβεί την τιμή $\beta_R/3 \times 1,50 = 0,225\beta_R$ (R δείκτης του β, β)

Επιβάλλεται πλήρης διατμητική κάλυψη κατά DIN 1045 (ουδεμία συνεισφορά του σκυροδέματος). Το υπολογιστικό όριο διαρροής του διατμητικού οπλισμού λαμβάνεται ίσο προς $\beta_s/1,15$ (s =δείκτης του β).

β) Περιοχές εκτός πλαστικής άρθρωσης

Λαμβάνεται υπόψη στον έλεγχο η πλήρης διατομή του σκυροδέματος, ίση προς b_{wd} (w =δείκτης του b) σε ορθογωνικές διατομές ή $pd^2/4$ (2 =δύναμη του pd) σε κυκλικές. Ο μοχλοβραχίων z για την εκτίμηση της διατμητικής τάσης τ_0 (0 =δείκτης του τ) επιτρέπεται να λαμβάνεται ίσος προς $0,9d$ σε ορθογωνικές ή $0,75d$ σε κυκλικές διατομές.

Η μέγιστη διατμητική τάση τ_0 (0 =δείκτης του τ) δεν επιτρέπεται να υπερβεί την τιμή $0,225\beta_R$ (R =δείκτης του β).

Επιτρέπεται μειωμένη διατμητική κάλυψη κατά DIN 1045 εφόσον η διατμητική τάση τ_0 (0 =δείκτης του τ) είναι μικρότερη του T_{02} (02 =δείκτης του T). Η μειωμένη τάση υπολογισμού του διατμητικού οπλισμού λαμβάνεται ίση προς T_0^2/T_{02} (0 =δείκτης του T , 02 =δείκτης του T).

(4) Πέραν των παραπάνω διατμητικών ελέγχων επιβάλλεται σε αρμούς διακοπής σκυροδέτησης η τήρηση της σχέσης

$$V \leq A_L \beta_s / 1,15 + \min N_{Ed} \quad (2.12)$$

(L =δείκτης του A , s =δείκτης του β , Ed =δείκτης του N)

όπου

V η υπολογιστική τέμνουσα σύμφωνα προς της παρ.2.6.4

A_L η διατομή του διαμήκους οπλισμού που διασχίζει τον αρμό

$\min N_{Ed}$ το ελάχιστο αξονικό φορτίο (θετικό όταν είναι θλιπτικό), λαμβανομένης υπόψη και της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού.

2.7.2. Έλεγχος εδάφους

(1) Ο έλεγχος αντοχής του εδάφους θα γίνεται σύμφωνα προς την παρ.5.2.3 του ΕΑΚ. Όταν η φέρουσα ικανότητα πασσάλου υπολογίζεται σύμφωνα προς το DIN 4014, με βάση τον συνοπτικό και έμμεσο χαρακτηρισμό του εδάφους που προβλέπεται από τον κανονισμό αυτό, θα χρησιμοποιείται μειωτικός συντελεστής ασφαλείας $\nu=1,30$ στην τιμή της φέρουσας ικανότητας. Ο συντελεστής ασφαλείας ν θα λαμβάνεται ίσος με $1,0$, όταν η φέρουσα ικανότητα υπολογίζεται με βάση εδαφικές παραμέτρους σχεδιασμού (δηλ με αντιπροσωπευτικές τιμές διαιρεμένες με μερικούς συντελεστές ασφαλείας).

(2) Στους ελέγχους αντοχής εδάφους, αν δεν γίνει ακριβέστερη εκτίμηση της

συμβολής της κατακόρυφης συνιστώσας της σεισμικής δράσης, αυτή μπορεί να λαμβάνεται ίση προς $\pm 0,7 \cdot a \cdot (G_b + 2,5G_k)$ (β =δείκτης του G , k =δείκτης του G) όπου G_b το βάρος του βάθρου και του θεμελίου (και των επικαθήμενων γαιών εφ' όσον υπάρχουν) και G_k η δράση του καταστρώματος.

(3) Σε φορείς ευαίσθητους σε διαφορικές καθιζήσεις θα ελέγχονται και οι επιπτώσεις τους πάνω στον φορέα. Σε κάθε περίπτωση δεν επιτρέπονται παραμένουσες υποχωρήσεις μεγαλύτερες των 40mm.

2.7.3. Εφέδρανα

(1) Ο έλεγχος των εφεδράνων για μη σεισμικές δράσεις θα γίνεται σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς (DIN 4141). Οι διατάξεις των επομένων εδαφίων αφορούν τους απαιτούμενους ελέγχους υπό σεισμικές δράσεις.

(2) Σταθερά εφέδρανα, εφόσον χρησιμοποιούνται σαν σεισμικοί σύνδεσμοι, θα ελέγχονται σε αστοχία με τις ικανοτικές δράσεις της παρ.2.6.3 ή όπου αυτό δεν είναι δυνατό, με τις σεισμικές δράσεις πολλαπλασιασμένες επί 1,25q. Επιτρέπεται ο έλεγχος σταθερών εφεδράνων μόνο με τις δράσεις του σεισμικού σχεδιασμού της παρ.2.6.2, εφόσον προβλέπεται παράλληλη διάταξη σεισμικών συνδέσμων ικανών να αναλάβουν πλήρως τις παραπάνω ικανοτικές δράσεις.

(3) Τα κινητά εφέδρανα πρέπει να επιτρέπουν τις συνολικές σεισμικές μετακινήσεις d_{Ed} (Ed =δείκτης του d) όπως ορίζονται στην παρ.1.4.3 (3)

(4) Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα θα είναι υποχρεωτικά ελασματοποιημένα με ενσωματωμένα χαλυβδόφυλλα. Επιτρέπεται η εφαρμογή τους χωρίς ειδικές δοκιμές εφ' όσον στο σχεδιασμό εφαρμοσθούν οι ακόλουθες τιμές

Απόσβεση ως ποσοστό της κρίσιμης : 5%

Μέτρο διάτμησης για $\gamma_{sd} \leq 1,20$ (sd =δείκτης του γ)

αυξανόμενο γραμμικά μέχρι : $G=1,2N/mm^2$
 $\gamma_s=2,00$ (s =δείκτης του γ) σε : $G=1,6N/mm^2$

Μήκυνση θραύσεως : $\gamma_{bu}=5,0$ (bu =δείκτης του γ)

Η μελέτη ελαστομεταλλικών εφεδράνων θα γίνεται σύμφωνα με τα ακόλουθα εδαφ.(6) έως εδαφ.(12).

(5) Επιτρέπεται η εφαρμογή ειδικών ελαστομεταλλικών εφεδράνων με χαρακτηριστικά διάφορα των παραπάνω εφ' όσον καλύπτονται με πιστοποιητικό εκτελέσεως ειδικών δοκιμών και σχετική άδεια που θα επιτρέπει την εφαρμογή τους ως μονάδων σεισμικής μόνωσης.

(6) Ο έλεγχος της αντοχής του εφεδράνου συνίσταται στον υπολογισμό της ανηγμένης συνολικής διατμητικής παραμόρφωσης γ_{td} (td =δείκτης του γ), η οποία οφείλει να είναι ίση ή μικρότερη από $0,75\gamma_{bu}$ (bu =δείκτης του γ) και της επί μέρους αντίστοιχης σεισμικής γ_s (s =δείκτης του γ), η οποία θα είναι $\leq 2,0$ (βλέπε εδαφ.(10) παρακάτω).

Η ανηγμένη συνολική διατμητική παραμόρφωση του εφεδράνου είναι ίση προς

$$\gamma_{td} = \gamma_c + \gamma_s + \gamma_a \quad (2.13)$$

όπου

γ_c η ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω θλίψεως (εδαφ.(7))
 γ_s η ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω της συνολικής σεισμικής μετακίνησης σχεδιασμού (εδαφ.(8)), όπως η τελευταία υπολογίζεται σύμφωνα προς το Αρθ-1.4.3(3).
 γ_a η ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω γωνίας στροφής (εδαφ.(9)).

(7) Η ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω θλίψεως θα υπολογίζεται με βάση την σχέση

$$\gamma_c = \frac{1,5}{S} \cdot \frac{\sigma_e}{G} \quad (2.14)$$

όπου

G το μέτρο διάτμησης του ελαστομερούς ($1,2 < G < 1,6 \text{ N/mm}^2$)
 σ_e (e =δείκτης του σ) η μέγιστη ενεργή ορθή τάση του εφεδράνου ίση προς N_{sd}/A_r (s_d =δείκτης του N , r =δείκτης του A),
 N_{sd} το μέγιστο θλιπτικό φορτίο εφεδράνου υπό το σεισμικό συνδυασμό
 S ο συντελεστής σχήματος του εφεδράνου, ίσος προς $b_x b_y / (2(b_x + b_y) t_i)$ (x, y, i είναι δείκτης του b, t) για ορθογωνικά εφέδρανα και $D/(4t_i)$ για κυκλικά (t_i είναι το τυπικό πάχος μιας μεμονωμένης στρώσης του ελαστομερούς).
 A_r η ελάχιστη ενεργός επιφάνεια του εφεδράνου ίση προς $(b_x - d_{Edx}) \cdot (b_y - d_{Edy})$ για ορθογωνικά εφέδρανα και $(\delta - \sin \delta) D^2/4$ για κυκλικά με

$$\delta = 2 \arccos(d_{Ed}/D) \text{ και } d_{Ed} = \sqrt{d_{Edx}^2 + d_{Edy}^2}$$

(8) Η ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω μετακίνησης θα υπολογίζεται με βάση την σχέση

$$\gamma_s = \frac{d_{Ed}}{\Sigma t_i} \quad (2.15)$$

όπου

d_{Ed} (Ed =δείκτης του d) η συνολική σεισμική μετακίνηση σχεδιασμού

$$d_{Ed} = \sqrt{d_{Edx}^2 + d_{Edy}^2} \quad (2.16)$$

Σt_i (i =δείκτης του t) το συνολικό πάχος ελαστομερούς

(9) Η ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω στροφής θα υπολογίζεται για ορθογωνικά εφέδρανα με βάση την σχέση

$$\gamma_a = (b_x^2 a_x + b_y^2 a_y) / (2t_i \Sigma t_i) \quad (2.17)$$

όπου

a_x και a_y (x, y =δείκτες του a) είναι αντίστοιχα οι γωνίες στροφής περί άξονες εγκάρσιους προς τις διαστάσεις b_x και b_y (x, y =δείκτες του b) των εφεδράνων.

Η ίδια παραμόρφωση για κυκλικά εφέδρανα διαμέτρου D θα υπολογίζεται με βάση την σχέση

$$\gamma_a = D_a^2 / (2t_i \Sigma t_i) \quad (2.18)$$

όπου

$$a = \sqrt{a_x^2 + a_y^2}$$

Σημειώνεται ότι κατά κανόνα η επιρροή του γ_a στις γέφυρες είναι μικρή.

(10) Τα κριτήρια επάρκειας των εφεδράνων ορίζονται ως εξής:

$$\text{συνολική ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση } \gamma_{td} \leq 0,75\gamma_{bu} \quad (2.19)$$

$$\text{σεισμική ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση } \gamma_s \leq 2,0 \quad (2.20)$$

Επί πλέον και για την εξασφάλιση της ευστάθειας του εφεδράνου ως στερεού σώματος θα πρέπει να ικανοποιείται τουλάχιστο ένα από τα ακόλουθα κριτήρια

$$b_{\min} \geq 4\Sigma t_i$$

$$\text{ή } \sigma_e \leq \frac{2b_{\min}}{3\Sigma t_i} \quad \text{GS (2.21a, 2.21β)}$$

(11) Επιτρέπεται η μεταφορά της τέμνουσας δύναμης V_{Ed} (E_d =δείκτης του V) του εφεδράνου μέσω τριβής, εφ' όσον ικανοποιούνται οι συνθήκες:

$$\frac{V_{Ed}}{N_{Ed}} \leq a + \frac{\beta}{\sigma_e} \quad \text{και } \sigma_e \geq 3,0 \text{ N/mm}^2 \quad (2.22a, 2.22β)$$

όπου

$a = 0,10$ για εφέδρανα με εξωτερική επιφάνεια ελαστικού

$= 0,50$ για εφέδρανα με εξωτερικά ανάγλυφα χαλυβδόφυλλα

$\beta = 0,60$ για έδραση του εφεδράνου σε σκυρόδεμα

$= 0,20$ για έδραση του εφεδράνου σε μεταλλική ή άλλη επιφάνεια V_{Ed} & N_{Ed} η τέμνουσα και η αντίστοιχη αξονική δύναμη σχεδιασμού του εφεδράνου, σύμφωνα με τους σεισμικούς συνδυασμούς σχεδιασμού.

$\sigma_e = N_{Ed} / A_r$ η ενεργός ορθή τάση σε N/mm^2 .

Εφ' όσον δεν ικανοποιούνται οι παραπάνω συνθήκες επιβάλλεται μεταφορά της τέμνουσας δύναμης στο σύνολό της με μηχανικά μέσα αγκύρωσης (πχ βλήτρα).

(12) Το περιθώριο μετακίνησης για την προστασία των κυρίων ή κρίσιμων στοιχείων του έργου και το αντίστοιχο περιθώριο των σεισμικών συνδέσμων θα επιτρέπουν τη συνολική σεισμική μετακίνηση σχεδιασμού με τιμή σεισμικής μετακίνησης d_E (E =δείκτης του d) αυξημένη κατά 20%

2.7.4 Σεισμικοί Σύνδεσμοι

(1) Σεισμικοί σύνδεσμοι χρησιμοποιούνται γενικά για τη διασφάλιση της στατικής ακεραιότητας (αποφυγής απώλειας στήριξης) της γέφυρας στις περιπτώσεις που η ακεραιότητα αυτή δεν διασφαλίζεται είτε από την ίδια την διαμόρφωση της στήριξης είτε με άλλα μέσα (βλέπε παρ.4.1.(4), (5)).

(2) Οι σεισμικοί σύνδεσμοι μπορούν να αποτελούνται από διατμητικούς τóρμους / εντορμίες από σκυρόδεμα ή χάλυβα, προσκρουστήρες, αποσβεστήρες και/ή κοχλίες σύνδεσης ή καλώδια. Συνδέσεις τριβής δεν θεωρούνται αξιόπιστοι σεισμικοί σύνδεσμοι.

(3) Σεισμικοί σύνδεσμοι απαιτούνται υποχρεωτικά στις ακόλουθες περιπτώσεις:

(α) Μεταξύ φορέα και βάθρων (ακρόβαθρων ή μεσόβαθρων) σε μη σταθερές ακραίες στηρίξεις στη διαμήκη διεύθυνση, όταν δεν ικανοποιούνται οι απαιτήσεις για ελάχιστο μήκος έδρασης που ορίζονται στην παρ.4.1.(4).

(β) Μεταξύ γειτονικών τμημάτων φορέα σε ενδιάμεσους αρμούς διαχωρισμού (διατεταγμένους μέσα σε άνοιγμα).

(γ) Σε παράλληλη διάταξη με σταθερά εφέδρανα τα οποία δεν έχουν σχεδιασθεί με αποτελέσματα ικανοτικού σχεδιασμού (παρ.2.7.3.(2)).

(δ) Σε συνδυασμό με ελαστομεταλλικά εφέδρανα που ικανοποιούν τη συνθήκη της παρ.2.4.(8).

(4) Στις προαναφερόμενες περιπτ.(α), (β) και (δ) θα προβλέπεται επαρκές περιθώριο μετακίνησης ώστε οι σύνδεσμοι να παραμένουν ανενεργοί κατά τη σεισμική δράση σχεδιασμού. Το περιθώριο αυτό θα πρέπει να είναι τουλάχιστον ίσο με τη συνολική σεισμική μετακίνηση αυξημένη κατά 20mm. Σε περίπτωση ελαστομεταλλικών εφεδράνων η σεισμική μετακίνηση θα λαμβάνεται αυξημένη κατά 20% σύμφωνα με παρ.2.7.3.(12)

(5) οι δράσεις σχεδιασμού στις περιπτ.(β) και (δ) θα λαμβάνονται από τις ικανοτικές δράσεις που προκύπτουν από το σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης στο υποκείμενο βάθρο.

(6) Στις περιπτ.(α) και (β) και εφόσον δεν γίνει ορθολογική ανάλυση που να λαμβάνει υπόψη τη δυναμική αλληλεπίδραση μεταξύ φορέα και σεισμικών συνδέσμων, οι σεισμικοί σύνδεσμοι μπορούν να σχεδιασθούν για δράση ίση με $\gamma_1 Q$ (I =δείκτης του γ) όπου Q το βάρος του τμήματος του φορέα που είναι συνδεδεμένο με ένα ακρόβαθρο ή μεσόβαθρο ή στην περίπτωση δύο συνδεδεμένων τμημάτων φορέα, το μικρότερο από τα δύο βάρη.

(7) Σεισμικοί σύνδεσμοι μπορούν επίσης να χρησιμοποιηθούν, σε συνδυασμό με ελαστομεταλλικά εφέδρανα, χωρίς περιθώριο μετακίνησης, για την ανάληψη του συνόλου των οριζοντίων δυνάμεων, σεισμικών και μη, εφόσον εξασφαλίζεται η απαιτούμενη κατασκευαστική ακρίβεια και δεν εμποδίζεται η ελεύθερη στροφή των σημείων στήριξης του φορέα περί οριζόντιους άξονες. Στην περίπτωση αυτή οι σύνδεσμοι ελέγχονται και πάλι με τις ικανοτικές δράσεις του υποκείμενου βάθρου.

(8) Είναι δυνατή η χρησιμοποίηση ελαστομεταλλικών εφεδράνων σε συνδυασμό με σεισμικούς συνδέσμους με περιορισμένο περιθώριο μετακίνησης, έτσι ώστε οι σύνδεσμοι να ενεργοποιούνται μόνο υπό σεισμικές φορτίσεις ενώ θα παραμένουν ολικά ή μερικά ανενεργοί υπό τις μη σεισμικές δράσεις σχεδιασμού

(κυρίως τις επιβεβλημένες παραμορφώσεις), προϋποθέτει όμως αξιόπιστη αντιμετώπιση των ακολούθων προβλημάτων:

Έλεγχος της μη γραμμικής συμπεριφοράς του συστήματος υπό τη δράση των σεισμικών δυνάμεων, λαμβανομένης υπόψη και της μη σύγχρονης ενεργοποίησης των συνδέσμων. Στον έλεγχο αυτό θα καλύπτονται με δυσμενείς παραδοχές όλες οι αβεβαιότητες που συναρτώνται με την ύπαρξη των περιθωρίων μετακίνησης (κατασκευαστικές ανοχές, επίδραση χρονίων παραμορφώσεων επίδραση θερμοκρασιακών δράσεων κλπ).

Μη γραμμική ή επαρκώς αξιόπιστη ισοδύναμη γραμμική δυναμική ανάλυση υπό το σεισμό σχεδιασμού, με κάλυψη των προαναφερομένων αβεβαιοτήτων.

Λήψη επαρκών μέτρων για τη μείωση των κρουστικών δράσεων. Στην περίπτωση αυτή ο έλεγχος των σεισμικών συνδέσμων θα γίνεται και πάλι με τις ικανοτικές δράσεις του υποκείμενου βάρους.

Η εφαρμογή του εδαφίου αυτού επιτρέπεται μόνο μετά από έγκριση του Κυρίου του Έργου.

2.7.5. Αρμοί καταστρώματος / Πλάκες συνέχειας

(1) Οι αρμοί καταστρώματος δεν είναι αναγκαίο να καλύπτουν τη συνολική σεισμική μετακίνηση d_{Ed} (Ed =δείκτης του d), όπως ορίζεται στην παρ.1.4.3.(3). Συνιστάται η διαμόρφωση των αρμών ώστε να καλύπτουν μετακινήσεις:

$$d'_{Ed} = +-0,4d_E + d_G + -\Psi_2 T d_T \quad (2.23)$$

όπου: E_d , E , G δείκτες του d

Ο συντελεστής 0,4 μπορεί να μειωθεί ή να αυξηθεί με βάση τεχνικοοικονομική αιτιολόγηση.

(2) Η διαμόρφωση της περιοχής του αρμού θα εξασφαλίζει την αποτροπή της πρόσκρουσης κυρίων ή κρισίμων μελών του φορέα υπό την συνολική μετακίνηση d_{Ed} (Ed =δείκτης του d) της παρ.1.4.3(3). Επί πλέον θα προβλέπονται κατάλληλες διατάξεις που θα περιορίζουν σε τοπική μόνο έκταση τις βλάβες που θα προκύψουν από πρόσκρουση μετώπων φορέα και θωρακίου ακρόβαθρου ή δύο γειτονικών ανεξάρτητων φορέων. Ιδιαίτερα, στην τελευταία περίπτωση, είναι σκόπιμη η πρόβλεψη ελαστικών προσκρουστήρων.

(3) Σε πλάκες αποκαταστάσεως της συνέχειας μεταξύ ανεξαρτήτων φορέων είναι αποδεκτή η εμφάνιση σεισμικών βλαβών. Οι πλάκες αυτές θα περιλαμβάνονται στο προσομοίωμα της σεισμικής ανάλυσης, λαμβανομένης υπόψη και της εκκεντρότητας που συνήθως έχουν ως προς το κατάστρωμα της γέφυρας. Η δρώσα δυσκαμψία τους μπορεί να λαμβάνεται μειωμένη λόγω ρηγματώσεως ή και σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων. Ο έλεγχος διάτμησης θα γίνεται με τα ικανοτικά μεγέθη των παραπάνω αρθρώσεων.

3.1. ΜΕΘΟΔΟΣ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ

3.1.1. Γενικά

(1) Συστήματα που μπορούν με επαρκή προσέγγιση να εξομοιωθούν με μονοβάθμιους ταλαντωτές (δηλαδή να περιορισθούν σε μια δυναμική ελευθερία κίνησης όπως αναλυτικά προσδιορίζονται στην παρ.3.1.2, είναι δυνατό να υπολογισθούν με ισοδύναμη στατική φόρτιση με σεισμικό συντελεστή ίσο με $Rd(T)/g$ (d =δείκτης του R) όπως προκύπτει από τη σχέση (2.1) του ΕΑΚ.

(2) Σε σχέση με τα ειδικά χαρακτηριστικά της γέφυρας, η μέθοδος αυτή μπορεί να εφαρμοσθεί με τη χρήση τριών διαφορετικών προσεγγίσεων για το προσομοίωμα:

Προσομοίωση στερεού φορέα

Προσομοίωση παραμορφώσιμου φορέα

Προσομοίωση μεμονωμένου βάρου

(3) Θα εφαρμόζονται οι κανόνες της παρ.2.6 για τον συνδυασμό των δράσεων ελέγχου.

3.1.2. Πεδίο εφαρμογής

(1) Η μέθοδος μπορεί να εφαρμοσθεί σε όλες τις περιπτώσεις όπου η δυναμική συμπεριφορά του φορέα μπορεί να προσεγγισθεί ικανοποιητικά μέσω προσομοιώματος μιας ελευθερίας κίνησης. Αυτή η συνθήκη θεωρείται ότι ικανοποιείται σε κάθε μία από τις ακόλουθες περιπτώσεις:

(α) Σε αμφιέρειστες γέφυρες ενός ανοίγματος.

(β) Στη διαμήκη διεύθυνση γεφυρών που είναι ευθύγραμμες η περίπου ευθύγραμμες με συνεχές κατάστρωμα, εφόσον η ενεργός μάζα του συνόλου των βάρων, δεν υπερβαίνει το 1/5 της μάζας του φορέα.

(γ) Στο εγκάρσιο σύστημα της παραπάνω περιπτώσεως, όταν η θεωρητική εκκεντρότητα e_0 (0 =δείκτης του e) μεταξύ του κέντρου ακαμψίας των βάρων και του κέντρου μάζας του φορέα, δεν υπερβαίνει το 5% του μήκους του φορέα (L).

(δ) Στην περίπτωση βάρων που φέρουν αμφιέρειστα ανοίγματα, εφόσον δεν αναμένεται σημαντική αλληλεπίδραση μεταξύ των βάρων και η συνολική ενεργός μάζα κάθε βάρου είναι μικρότερη από το 1/5 της μάζας του φορέως που φέρεται από το βάρου.

Σε όλες τις προαναφερθείσες περιπτώσεις πρέπει η γέφυρα να είναι ορθή ή να έχει μικρή λοξότητα (μέχρι 70 μοίρες).

(2) Σε αμφιέρειστες γέφυρες ενός ανοίγματος, εδραζόμενες με ελαστομεταλλικά εφέντρα στα ακρόβαθρα, απαιτείται μόνο ο έλεγχος των εφενδράνων σύμφωνα με την παρ.2.7.3.(4) και του ακροβάθρου σύμφωνα με την παρ.3.2.3.

(3) Πλαισιωτές γέφυρες ελέγχονται σύμφωνα με την παρ.3.2.4. Δεν χρειάζεται έλεγχος σε σεισμό πλαισιωτών η θολωτών οχετών όταν το πάχος επίχωσης υπερβαίνει το 1/2 του ύψους του οχετού. Σαν ύψος οχετού λαμβάνεται το ελεύθερο ύψος του οχετού προσαυξημένο κατά το πάχος της άνω και της κάτω

πλάκας (όταν η τελευταία υφίσταται).

3.1.3. Προσομοίωση στερεού φορέα

(1) Η προσομοίωση αυτή μπορεί να εφαρμοσθεί μόνον όταν υπό τη σεισμική δράση η παραμόρφωση του φορέα σε οριζόντιο επίπεδο, είναι αμελητέα σε σχέση με τις μετακινήσεις των κεφαλών των βάθρων. Αυτό ισχύει πάντοτε στη διαμήκη διεύθυνση γεφυρών με συνεχές κατάστρωμα, που είναι σχεδόν ευθύγραμμες. Στην εγκάρσια διεύθυνση, ο φορέας μπορεί να θεωρηθεί πρακτικά άκαμπτος εάν $L/B \leq 4$ ή γενικότερα, αν ικανοποιείται η ακόλουθη συνθήκη:

$$\Delta_d/d_a \leq 0,20 \quad (3.1)$$

όπου L είναι το συνολικό μήκος του συνεχούς φορέα, B είναι το πλάτος του φορέα, Δ_d (d =δείκτης του Δ) και d_a (a =δείκτης του d) είναι αντίστοιχα η μέγιστη διαφορά και ο μέσος όρος των μετακινήσεων στην εγκάρσια διεύθυνση όλων των κεφαλών των βάθρων υπό εγκάρσια σεισμική δράση ή υπό τη δράση ενός εγκάρσιου φορτίου παρόμοιας κατανομής.

(2) οι σεισμικές δυνάμεις θα υπολογίζονται με την εφαρμογή στο φορέα μιας οριζόντιας ισοδύναμης στατικής δύναμης F που δίδεται από τη σχέση:

$$F = G \chi R_d(T)/g \quad (d=\text{δείκτης του } R) \quad (3.2)$$

όπου G είναι το συνολικό ενεργό βάρος του φορέα, ίσο με το βάρος του καταστρώματος συν το βάρος του άνω ημίσεως των βάθρων και $R_d(T)/g$ ο σεισμικός συντελεστής που προκύπτει από τη σχέση 2.1 του ΕΑΚ και που αντιστοιχεί στη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της γέφυρας, υπολογιζόμενη από τη σχέση:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{G}{gK}}$$

όπου $K = \sum K$ είναι η μεταφορική δυσκαμψία του συστήματος στην εξεταζόμενη διεύθυνση, ίση με το άθροισμα των αντίστοιχων δυσκαμψιών των βάθρων.

(3) Στην εγκάρσια διεύθυνση η δύναμη F θα κατανέμεται κατά μήκος του φορέα, ανάλογα με την κατανομή των δρωσών μαζών.

3.1.4. Προσομοίωση παραμορφώσιμου φορέα

(1) Η προσομοίωση παραμορφώσιμου φορέα (για σεισμό κατά την εγκάρσια διεύθυνση) θα χρησιμοποιείται όταν δεν ικανοποιείται η συνθήκη (3.1.3.1) της παρ.3.1.3.

(2) Όταν δεν χρησιμοποιείται ακριβέστερη μέθοδος υπολογισμού, η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του φορέα κατά την εξεταζόμενη διεύθυνση σεισμού θα υπολογίζεται με τη μέθοδο Rayleigh από την σχέση:

$$T = 2\pi \left\{ \frac{\sum G_i d_i^2}{g \sum G_i d_i} \right\}^{1/2} \quad (3.4)$$

όπου: $1/2$ είναι εκθέτης της αγκύλης

G_i (i =δείκτης του G) είναι το ενεργό βάρος που θεωρείται συγκεντρωμένο στον

κόμβο i

d_i (i =δείκτης του d) είναι η μετακίνηση στην εξεταζόμενη διεύθυνση, όταν ο φορέας φορτίζεται από δυνάμεις G_i που δρουν σε όλα τα σημεία κόμβων στην εξεταζόμενη διεύθυνση σεισμού, και

g είναι η επιτάχυνση της βαρύτητας.

(3) Οι σεισμικές δυνάμεις θα υπολογίζονται εφαρμόζοντας στην εξεταζόμενη διεύθυνση σεισμού, σε όλα τα σημεία κόμβων, δυνάμεις F_i (i =δείκτης του F) οι οποίες δίδονται από τη σχέση:

$$F_i = \frac{4\pi^2 d_i}{gT^2} \frac{R_d(T)}{g} G_i \quad (3.5)$$

όπου: $R_d(T)/g$ ο σεισμικός συντελεστής που προκύπτει από τη σχέση 2.1 του ΕΑΚ

3.1.5. Προσομοίωση μεμονωμένου βάρου

(1) Σε πολλές περιπτώσεις, η σεισμική δράση κατά την εγκάρσια διεύθυνση των γεφυρών αναλαμβάνεται από τα βάρη χωρίς ανάπτυξη ισχυρής αλληλεπίδρασης μεταξύ γειτονικών βάρων. Σε αυτές τις περιπτώσεις οι σεισμικές καταπονήσεις στο βάρη i μπορούν να προσεγγισθούν με την εφαρμογή μιας ισοδύναμης στατικής δύναμης.

$$F_i = G_i \times R_d(T_i)/g$$

όπου:

G_i (i =δείκτης του G) είναι το ενεργό βάρος που αντιστοιχεί στο βάρη i και

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{G_i}{gK_i}}$$

είναι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του ίδιου βάρου.

(2) Η απλοποίηση αυτή μπορεί να εφαρμοσθεί σε προσεγγιστικούς υπολογισμούς όταν ικανοποιείται η ακόλουθη συνθήκη σε όλα τα παρακείμενα μεσόβάρη:

$$0,95 < T_i/T_{i+1} < 1,05 \quad (i, i+1 = \text{δείκτες του } T) \quad (3.8)$$

Στην αντίθετη περίπτωση, πρέπει να γίνει ανακατανομή του ενεργού βάρους στα βάρη που να οδηγήσει σε ικανοποίηση της προαναφερόμενης συνθήκης.

3.1.6. Στροφικές καταπονήσεις περί κατακόρυφο άξονα

(1) Σε πλατιές γέφυρες με λόγο $L/B < 2$ (όπου L είναι το άνοιγμα και B το πλάτος) καθώς και σε λοξές γέφυρες με γωνία διασταύρωσης $\varphi < 70$ μοιρών, οι καταπονήσεις λόγω στροφής του φορέα περί κατακόρυφο άξονα θα υπολογίζονται με την εφαρμογή στατικής στρεπτικής ροπής $M_t = \pm F_e$ (t =δείκτης του M). Η σχετική εκκεντρότητα θα υπολογίζεται ως εξής:

$$e = e_0 \pm e_a \quad (0, a = \text{δείκτες του } e) \quad (3.9)$$

όπου:

e_0 είναι η θεωρητική εκκεντρότητα (βλέπε περιπτ.(γ) της παρ.3.1.2(1).
 $e_a=0,03L$ είναι η τυχηματική εκκεντρότητα

(2) Η δύναμη F θα υπολογίζεται σύμφωνα με την εξίσωση (3.2). Η ροπή M_t (t =δείκτης του M) μπορεί να κατανεμηθεί στα στοιχεία στήριξης με χρησιμοποίηση της προσομοίωσης στερεού φορέα.

3.2. ΩΘΗΣΕΙΣ ΓΑΙΩΝ

3.2.1. 'Ωθηση σε ελεύθερους τοίχους ή ελεύθερα ακρόβαθρα

(1) Ελεύθεροι θεωρούνται τοίχοι ή και ακρόβαθρα που δεν επηρεάζονται σημαντικά από τις σεισμικές δυνάμεις του φορέα.

(2) Στα εδάφια που ακολουθούν χρησιμοποιούνται οι εξής συμβολισμοί:

γ = μοναδιαίο βάρος του εδάφους

U = μετακίνηση στη στέψη του τοίχου

H = το ύψος του τοίχου από την επιφάνεια έδρασης του θεμελίου ή από το θεωρητικό σημείο πάκτωσης σε περίπτωση πασσαλοτοίχων.

a = ανηγμένη ως προς g κορυφαία εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού (βλ. και παρ.3.2.6)

(3) Τοίχοι που διαθέτουν δυνατότητα μετακινήσεως ή/και παραμορφώσεως ($U/H \geq 0,1\%$)

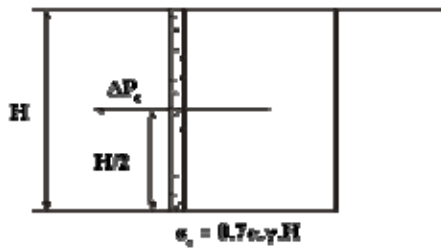
Ισχύουν τα αναφερόμενα στην παρ.5.3.α του ΕΑΚ (Εφαρμογή της μεθόδου Mononobe - Okabe).

Εφόσον χρησιμοποιείται τιμή $q_w > 1,0$ (w =δείκτης του q) το σώμα του βάρους θα ελέγχεται με το σεισμικό τμήμα των ωθήσεων αυξημένο κατά 30%, ώστε να εξασφαλισθεί η ακεραιότητα του τοίχου πριν τη σχετική μετακίνηση.

(4) Τοίχοι με περιορισμένη δυνατότητα μετακινήσεως / παραμορφώσεως ($0,1\% > U/H \geq 0,05\%$)

Η λόγω σεισμού αυξομείωση της στατικής ώθησης γαιών είναι (βλέπε σχήμα 3.1):

$$\Delta P = 0,75a \gamma H^2 \quad (3.10)$$

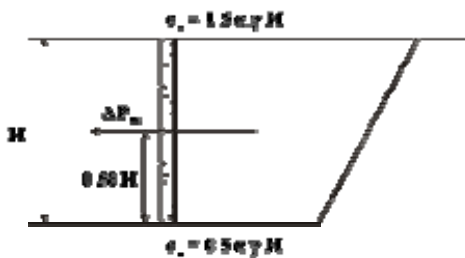


Σχήμα 3.1

(5) Τοίχοι πρακτικώς αμετακίνητοι ($U/H < 0,05\%$).

Η λόγω σεισμού αυξομείωση της στατικής ώθησης γαιών (ώθηση ηρεμίας) είναι (βλέπε σχήμα 3.2):

$$\Delta P = \alpha \gamma H^2 \quad (3.11)$$



Σχήμα 3.2

(6) για τοίχους ή ακρόβαθρα εδραζόμενα επιφανειακά σε εδάφη κοκκώδη ή συνεκτικά (όχι όμως βράχο) και χωρίς αγκυρώσεις, η αυξομείωση της ώθησης από σεισμό επιτρέπεται να υπολογίζεται σύμφωνα με το εδαφ.(3), χωρίς να ελέγχεται η συνθήκη για το λόγο U/H . Στις λοιπές περιπτώσεις ο λόγος U/H θα υπολογίζεται από επαλληλία της στατικής ώθησης ηρεμίας και της αύξησης της ώθησης λόγω σεισμού σύμφωνα με το εδαφ.(4).

(7) Οι αγκυρώσεις θα ελέγχονται σύμφωνα με την παρ.5.3.δ του ΕΑΚ.

3.2.2. Αντίδραση σε τοίχους ή ακρόβαθρα για εξωτερικά επιβεβλημένη μετακίνηση του τοίχου ή του ακρόβαθρου προς το επίχωμα

(1) Οι ενεργοποιούμενες πιέσεις μπορούν να εκτιμηθούν προσεγγιστικά σύμφωνα με το σχήμα 3.3, οπωσδήποτε όμως δεν θα υπερβαίνουν τις παθητικές ωθήσεις $\max \sigma_x = K_p \gamma y$

(2) Επιτρέπεται επίσης να χρησιμοποιούνται προσομοιώματα ανάλυσης με ελαστική έδραση στο έδαφος με τιμές των δεικτών εδάφους που θα καθορίζονται σύμφωνα με τα στοιχεία της εδαφοτεχνικής μελέτης. Εφ' όσον δεν υπάρχουν ακριβέστερα στοιχεία ο δείκτης εδάφους μπορεί να ληφθεί από τη σχέση

$$K_x(y) = \frac{2.4E_s y}{H^2} \quad (3.12)$$

όπου E_s (s =δείκτης του E) το μέτρο συμπίεσεως του εδάφους πίσω από το βάθρο (κυρίως της επίχωσης) και H το ύψος του τοίχου, όπως καθορίζεται στο Αρθ-3.2.1.

3.2.3. Ακρόβαθρα με ελαστικά εφεδράνα ή εφεδράνα ολίσθησης

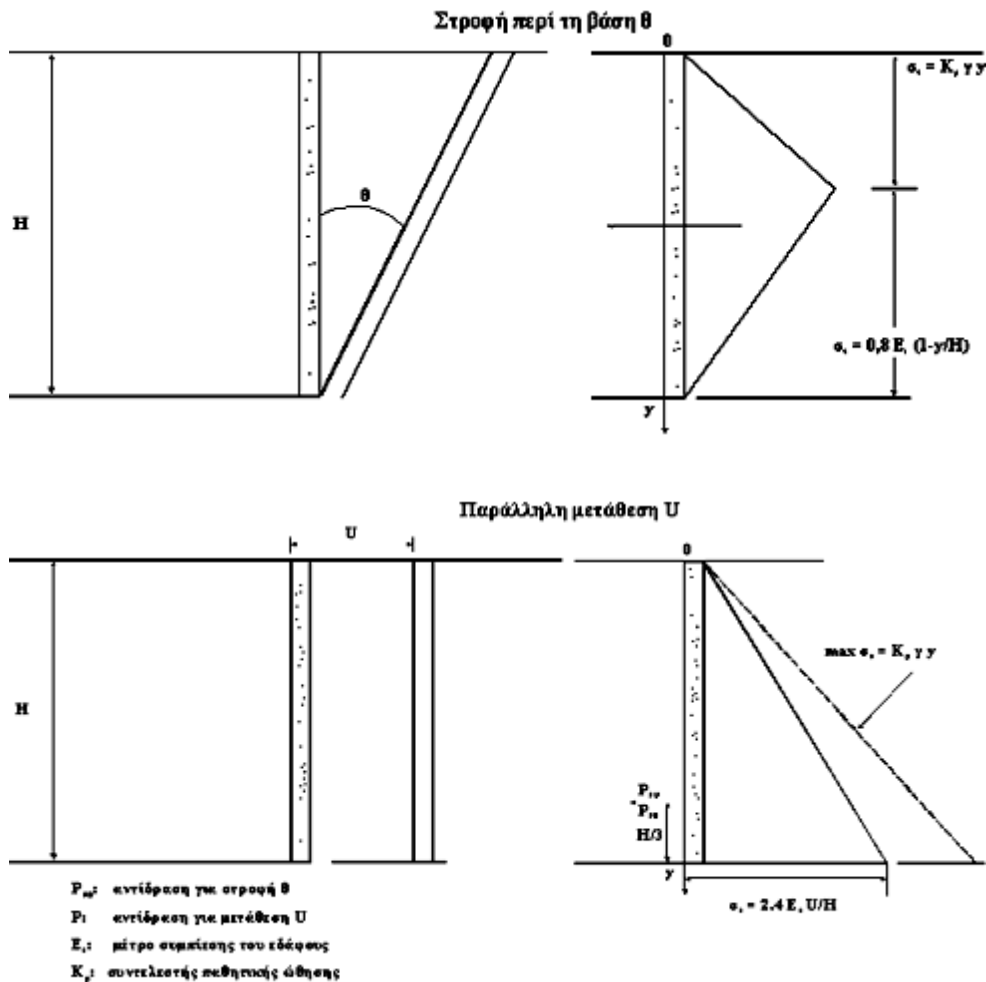
(1) Τα ακρόβαθρα θα ελέγχονται για τον παρακάτω συνδυασμό σεισμικών δράσεων με φορά προς τη γέφυρα και σεισμικό συντελεστή ίσο με $a_h = a/a_w$ (h =δείκτης του a , w =δείκτης του a), ανάλογα με την αποδεκτή μετακίνηση, η οποία όμως θα λαμβάνεται υπόψη στη μόρφωση του έργου και τη διαστασιολόγηση των εφεδράνων.

Αδρανειακές δυνάμεις βάθρου και υπερκείμενης επίχωσης

Μέγιστη οριζόντια ικανοτική δράση του εφεδράνου σύμφωνα με την παρ.2.6.3.

Σεισμικές ωθήσεις σύμφωνα με την παρ.3.2.1.

(2) Σε περίπτωση που ο υπολογισμός της σεισμικής επαύξησης των ωθήσεων γίνεται με την παραδοχή αποδεκτής μετακίνησης, το σώμα του βάθρου θα ελέγχεται με το σεισμικό τμήμα των ωθήσεων αυξημένο κατά 30%, ώστε να εξασφαλισθεί η ακεραιότητα του βάθρου πριν τη σχετική μετακίνηση.



Σχήμα 3.3

ΑΝΤΙΔΡΑΣΗ ΣΕ ΤΟΙΧΟΥΣ ΜΕ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ ΠΡΟΣ ΤΟ ΕΠΙΧΩΜΑ

3.2.4. Ακρόβαθρα με μονολιθική σύνδεση (ή στερεά άρθρωση) με το φορέα

(1) Το σύστημα φορέα και των 2 ακρόβαθρων θα ελέγχεται συνολικά.

(2) Επιτρέπεται ισοδύναμος στατικός υπολογισμός σύμφωνα με το Αρθ-3.1, στον οποίο θα λαμβάνεται υπόψη με επαρκή προσέγγιση η ελαστική στήριξη στο έδαφος των ακροβάθρων στη διαμήκη διεύθυνση και των ενδεχομένων παράλληλων τοίχων αντεπιστροφής στην εγκάρσια διεύθυνση.

(3) Στη διαμήκη διεύθυνση θα εξετάζονται οι ακόλουθες περιπτώσεις φόρτισης:

α. Αντιμετρική με ομόφορες σεισμικές δράσεις (σε φάση)

Ωθήσεις γαιών χωρίς σεισμό

Ομόφορες μεταβολές ωθήσεων στα δύο βάθρα σύμφωνα με το Αρθ-3.2.1.(3)

Ομόφορες αδρανειακές δράσεις στον φορέα και τα βάθρα

Αντίδραση επίχωσης με αντίθετη φορά στο αντίστοιχο βάθρο σύμφωνα με Αρθ-3.2.2.

β. Συμμετρική με αντίθετες σεισμικές δράσεις στις εκατέρωθεν ωθήσεις

Στατική ώθηση γαιών (ώθηση ηρεμίας)

Αντίθετες μεταβολές ωθήσεων στα δύο βάθρα σύμφωνα με το Αρθ-3.2.1.(4). Στις παραπάνω φορτίσεις επιτρέπεται να αγνοείται η δράση κινητού στο επίχωμα.

(4) Οι αδρανειακές δράσεις στο φορέα και τα βάθρα στην φόρτιση (α) θα υπολογίζονται γενικά με βάση τη φασματική επιτάχυνση $R_d(T)$ (d =δείκτης του R), όπως προκύπτει από το Αρθ-2.1, ανάλογα με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής και με συντελεστή συμπεριφοράς $q=1,5$. Κατ' εξαίρεση, τεχνικά έργα στα οποία η εξωτερική πλευρά κάθε ακροβάθρου είναι βυθισμένη κατά μέσο όρο τουλάχιστον κατά το 80% του ύψους τους μέσα στο φυσικό έδαφος μπορούν να θεωρηθούν ως πλήρως εγκιβωτισμένα στο έδαφος. Στην περίπτωση αυτή επιτρέπεται οι αδρανειακές δυνάμεις να υπολογίζονται με βάση τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση a (δηλαδή χωρίς φασματική μεγέθυνση και με $q=1$).

3.2.5. Πλάκες πρόσβασης ή φορείς πρόσβασης ακροβάθρων

(1) Για τον περιορισμό των τοπικών καθιζήσεων λόγω σεισμού πίσω από τα ακρόβαθρα θα προβλέπονται υποχρεωτικά πλάκες ή φορείς πρόσβασης, σύμφωνα με τις αντίστοιχες προδιαγραφές.

(2) Οι πλάκες ή οι φορείς πρόσβασης θα είναι αγκυρωμένες στο ακρόβαθρο.

(3) Η (ευεργετική) δράση των πλακών ή των φορέων πρόσβασης δεν χρειάζεται να λαμβάνεται υπόψη υπολογιστικά στις φορτίσεις των Αρθ-3.2.3 έως Αρθ-3.2.4 του παρόντος.

3.2.6. Επιρροή του συντελεστή σπουδαιότητας

Εφ' όσον ο συντελεστής σπουδαιότητας γ_I (I=δείκτης του γ) είναι διάφορος της μονάδας, στις σχέσεις του Κεφ.3 θα χρησιμοποιείται στη θέση της εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού a η τιμή $\gamma_I a$ (I=δείκτης του γ).

4.1. ΜΟΡΦΩΣΗ

(1) Πρέπει να αποφεύγονται στατικά συστήματα που σε περίπτωση ισχυρού σεισμού μπορούν να οδηγήσουν σε ψαθυρές μορφές αστοχίας. Ενδεικτικά πρέπει να αποφεύγονται συστήματα που περιλαμβάνουν φυτευτά υποστυλώματα ή στρεπτικά στοιχεία στο κύριο σύστημα στήριξης.

(2) Πρέπει να επιδιώκεται η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στο μεγαλύτερο δυνατό αριθμό βάθρων, ιδιαίτερα στη διαμήκη διεύθυνση. Όταν προβλέπεται σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων υπό το σεισμό σχεδιασμού ($q > 1,0$), πρέπει να επιδιώκεται η δυνατότητα σχηματισμού τους στο μεγαλύτερο δυνατό αριθμό βάθρων. Επίσης πρέπει να επιδιώκεται, στο μέτρο του δυνατού, ο συγχρονισμός της εισόδου στη διαρροή των προβλεπομένων πλαστικών αρθρώσεων. Αυτό επιτυγχάνεται όταν ο λόγος:

αντοχή σε κάμψη / ροπή από σεισμικό συνδυασμό

είναι περίπου σταθερός (και όχι πολύ μεγαλύτερος από 1,0) σε όλες τις προβλεπόμενες πλαστικές αρθρώσεις.

(3) Οι θέσεις όπου θα δημιουργηθούν πλαστικές αρθρώσεις πρέπει στο μέτρο του δυνατού, να είναι εύκολα προσιτές για έλεγχο και επισκευή. Στις θέσεις αυτές ο λόγος δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή 0,60 (για σύμβολα βλέπε παρ.4.2.1).

(4) Το ελάχιστο μήκος έδρασης C του κάθε σεισμικά συνεχούς τμήματος φορέα στα άκρα του, σε ακρόβαθρο ή μεσόβαθρο ή σε άρθρωση ανοίγματος (σε δοκό GERBER) θα είναι:

$$C = (400 + 2,5L + 10H) \times (1 + s^2/8000) \quad (4.1)$$

όπου

C = μήκος έδρασης σε χιλιοστά

s = γωνία λοξότητας σε μοίρες (90 - γωνία διασταύρωσης)

Το μήκος L ορίζεται ως εξής:

- Σε περίπτωση ακραίας στήριξης (πάνω σε ακρόβαθρο), είναι το μήκος του φορέα μέχρι τον επόμενο αρμό καταστρώματος (σε m).
- Σε περίπτωση ενδιάμεσης στήριξης, είτε πάνω σε μεσόβαθρο είτε σε προέχον τμήμα φορέα, είναι το άθροισμα των μηκών των τμημάτων του φορέα εκατέρωθεν της στήριξης μέχρι τους πλησιέστερους αρμούς καταστρώματος.

Το ύψος H ορίζεται ως εξής:

- Σε περίπτωση ακραίας ή ενδιάμεσης στήριξης πάνω σε ακρόβαθρο ή μεσόβαθρο αντίστοιχα, είναι το ύψος του βάρου από τη στάθμη στήριξης του φορέα, μέχρι την στάθμη έδρασης του βάρου. Όταν η έδραση γίνεται σε πασσάλους ως στάθμη έδρασης θα λαμβάνεται:

- η στάθμη της κάτω επιφάνειας του πασσαλόδεσμου όταν η διάταξη των πασσάλων περιλαμβάνει τουλάχιστον 2 πασσάλους (ήσειρές πασσάλων) στη διαμήκη διεύθυνση,

- στάθμη κατά $3D_{\text{πασ}}$ (πασ=δείκτης του D) χαμηλότερη από την άνω επιφάνεια της πρώτης εδαφικής στρώσης που μπορεί να αναλάβει οριζόντια φορτία, όταν η διάταξη αποτελείται από ένα πάσσαλο ή μία

σειρά πασσάλων στη διαμήκη διεύθυνση.

- Σε περίπτωση ενδιάμεσης στήριξης σε προέχον τμήμα του φορέα το ημιάρθρωμα των υψών των εκατέρωθεν πλησιέστερων βάθρων που συνδέονται με το φορέα είτε μονολιθικά είτε με εφάδρανα σταθερά στη διαμήκη διεύθυνση. Η σχέση (4.1) μπορεί να εφαρμόζεται για μήκος $L \leq 250\text{m}$. Όταν $L > 250\text{m}$ θα πρέπει να εφαρμόζεται η παρ.6.6.4 του ΕΚ8: Μέρος 2

(5) Σε περίπτωση που το μήκος έδρασης σε κάποια στήριξη είναι μικρότερο από το παραπάνω ελάχιστο πρέπει να διατάσσεται σεισμικός σύνδεσμος μεταξύ στηριζόμενου και στηρίζοντος στοιχείου. Τέτοιοι σύνδεσμοι είναι απαραίτητοι, σε κάθε περίπτωση, σε αρθρώσεις ανοίγματος μεταξύ γειτονικών τμημάτων φορέα (δοκός GERBER). Οι σεισμικοί σύνδεσμοι θα προβλέπονται με περιθώριο μετακίνησης ώστε να ενεργοποιούνται μόνο σε υπέρβαση του σεισμού σχεδιασμού δηλαδή μόνο μετά την υπέρβαση των υπολογιστικών σεισμικών μετακινήσεων του συστήματος.

4.2. ΟΠΛΙΣΗ

(1) Για το διαμήκη οπλισμό στοιχείων του κυρίου συστήματος σεισμικής στήριξης πρέπει να χρησιμοποιούνται νευροχάλυβες S 400 ή S 500. Επιτρέπεται η χρήση λείου χάλυβα S 220 για συνδετήρες καθώς και για στοιχεία που δεν συμμετέχουν στο κύριο σύστημα σεισμικής στήριξης.

4.2.1. Οπλισμός περίσφιγξης

(1) Στις θέσεις που πιθανολογείται σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων σε στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα, και αν $n_k \geq 0.08$ (k =δείκτης του n), πρέπει να διατάσσεται εγκάρσιος οπλισμός περίσφιγξης κατά προτίμηση μορφής κλειστών συνδετήρων, σε όλο το πιθανό μήκος της πλαστικής άρθρωσης (= μήκος περίσφιγξης).

Ο οπλισμός περίσφιγξης δεν είναι αναγκαίος σε εκτεταμένα θλιβόμενα πέλματα (πχ σε διατομές I ή κιβωτίου) όταν πληρούνται οι συνθήκες που ορίζονται στον ΕΑΚ, Παράρτημα Β, Παρ.82[1] (βλέπε και παρ.4.3.(3)). Η ίδια παράγραφος εφαρμόζεται και για την περίσφιγξη σε θλιβόμενη ζώνη μεγάλου βάθους.

(2) Το μηχανικό ποσοστό ω του οπλισμού περίσφιγξης σε κάθε διεύθυνση πρέπει να ικανοποιεί τις παρακάτω συνθήκες:

$$\omega \geq 0,5 \frac{A_c}{A_{cc}} - n_k - 0,07 \geq 0,12 \text{ για ορθ/κούς ή μονοσκελείς συνδετήρες (4.2)}$$

$$\text{ή } \omega \geq 0,7 \frac{A_c}{A_{cc}} - n_k - 0,10 \geq 0,18 \text{ για σπειροειδείς συνδετήρες (4.3)}$$

με

$$n_k = \frac{N_c}{f_{ck} A_c} \geq 0 \text{ (4.4)}$$

όπου:

A_c = (c δείκτης του A) ολική διατομή σκυροδέματος

A_{cc} = (cc δείκτης του A) περισφιγμένη διατομή σκυροδέματος
 N_c = (c δείκτης του N) μέγιστη αξονική δύναμη ικανοτικού σχεδιασμού (θλίψη = θετική).
 f_{ck} = (ck δείκτης του f) είναι η χαρακτηριστική αντοχή ψκυλινδρικού δοκιμίου

(3) Το μηχανικό ποσοστό οπλισμού περισφιγξης ορίζεται ως εξής:

$$\omega = \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \cdot \rho_s \quad (4.5)$$

όπου:

ρ_s = (s δείκτης του ρ) το γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού
 f_{yd} = (yd δείκτης του f) υπολογιστικό όριο διαρροής του χάλυβα = f_{yk}/Y_s με $Y_s = 1,15$
 f_{cd} = (cd δείκτης του f) υπολογιστική αντοχή σκυροδέματος = f_{ck}/Y_c με $Y_c = 1,5$

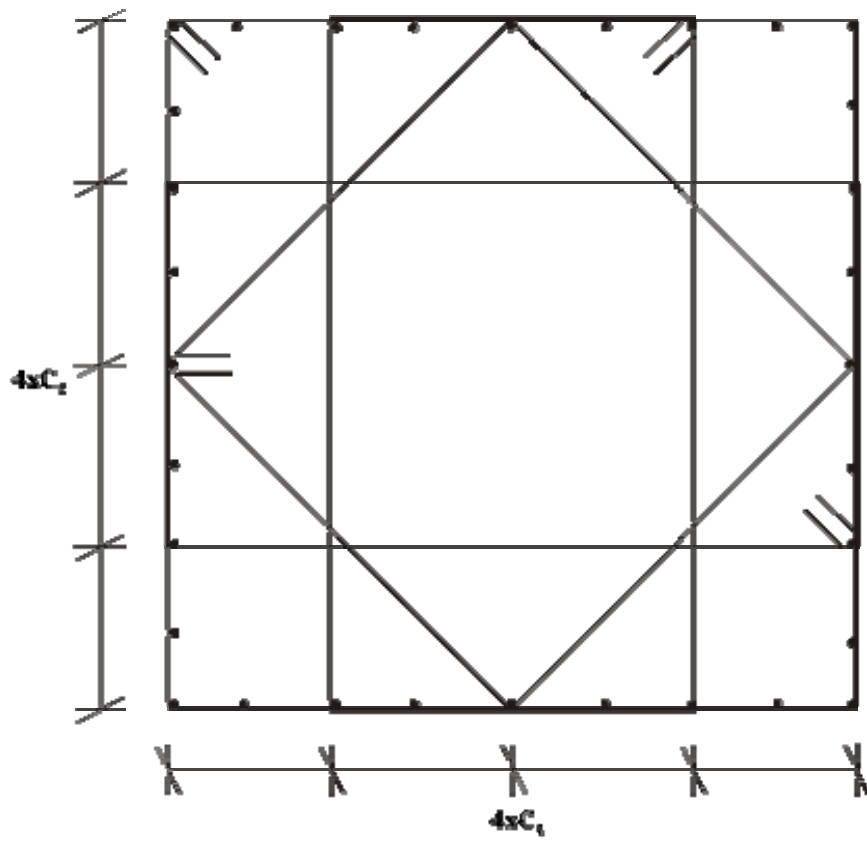
(4) Το γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού ρ_s (s=δείκτης του ρ) είναι:

α) Σε κυκλικές διατομές με σπειροειδείς ή κυκλικούς συνδετήρες το ογκομετρικό ποσοστό οπλισμού ως προς τον όγκο του περισφιγμένου σκυροδέματος,

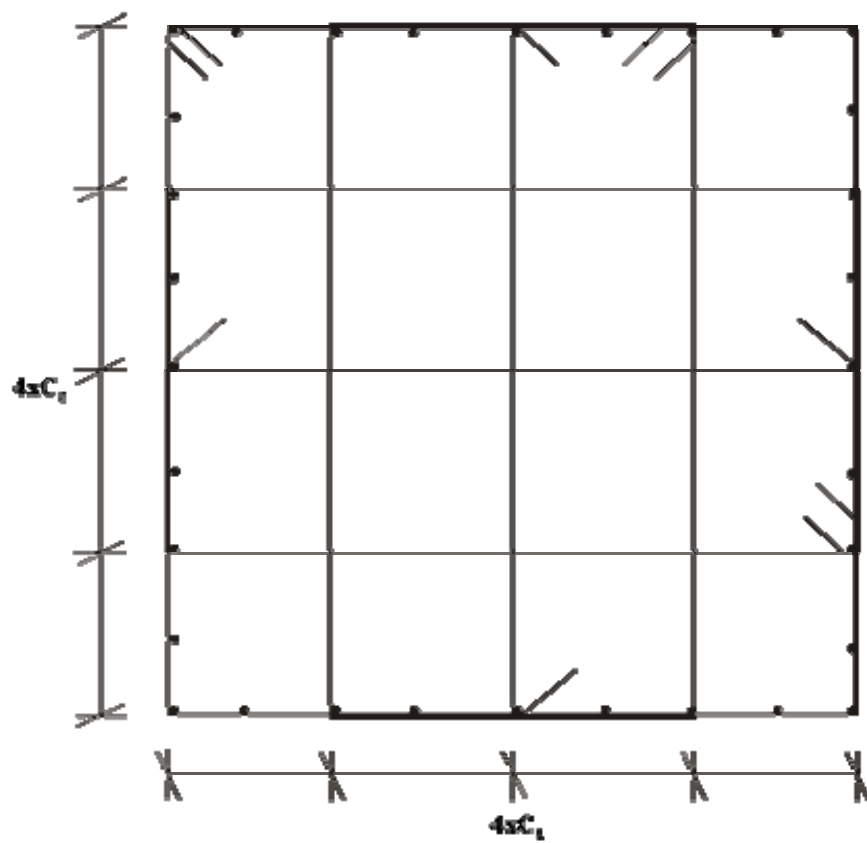
$$\rho_s = \frac{4A_s}{SD_s} \quad (4.6)$$

όπου:

A_s = (s δείκτης του A) διατομή σπειροειδούς συνδετήρα
 D_s = (s δείκτης του D) διάμετρος σπείρας
s = βήμα σπείρας



4 επικαλυπτόμενοι κλειστοί συνδετήρες



3 επικαλυπτόμενοι κλειστοί συνδετήρες + μονοκαλείς συνδετήρες

4.3. ΚΟΙΛΑ ΒΑΘΡΑ

(1) Σε κοίλα βάθρα μορφής απλού ή πολλαπλού κιβωτίου, ο λόγος b/t , του καθαρού πλάτους b προς το πάχος t των τοιχωμάτων, δεν πρέπει να υπερβαίνει τις ακόλουθες τιμές:

Συντελ. Συμπεριφοράς	b/t
q	
$q > 1,5$	8
$1,5 \geq q > 1,0$	10
$q = 1,0$	15

(2) Σε κοίλα κυλινδρικά βάθρα οι παραπάνω περιορισμοί ισχύουν για το λόγο D_i/t (i =δείκτης του D), όπου D_i είναι η εσωτερική διάμετρος.

(3) Σε βάθρα μορφής απλού ή πολλαπλού κιβωτίου και όταν ο λόγος $n_k \leq 0,20$ (k =δείκτης του n), δεν χρειάζεται να γίνεται ο έλεγχος οπλισμού περίσφιγξης σύμφωνα με την παρ.4.2.1, εφόσον τηρούνται οι όροι της παρ.4.2.2.

ΠΡΟΣΑΡΤΗΜΑ Α (Πληροφοριακό)

ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΣ & ΚΑΜΠΥΛΟΤΗΤΑΣ

A.1. ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΣ ΚΑΙ ΚΑΜΠΥΛΟΤΗΤΑΣ

(1) Η πλαστιμότητα μετακινήσεως του συστήματος (διαθέσιμη πλαστιμότητα) μ_d (d =δείκτης του μ) ορίζεται ως λόγος

$$\mu_d = \frac{d_u}{d_y} \quad (\text{A.1})$$

όπου

d_u (u =δείκτης του d) είναι η οριακή μετακίνηση που αντιστοιχεί στη σεισμική αστοχία και

d_y (y =δείκτης του d) είναι η μετακίνηση που αντιστοιχεί στη διαρροή του συστήματος.

Και οι δύο μετακινήσεις θεωρούνται στο κέντρο μάζας του συστήματος.

(2) Η πλαστιμότητα μετακινήσεως του συστήματος εξαρτάται από τη διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα καμπυλότητας των πλαστικών αρθρώσεων

$$\mu_c = \frac{C_u}{C_y} \quad (\text{A.2})$$

που ορίζεται ως λόγος των καμπυλοτήτων στη σεισμική αστοχία (C_u) (u =δείκτης του C) και στη διαρροή του οπλισμού (C_y) (y =δείκτης του C), της διατομής της πλαστικής άρθρωσης.

(3) Η οριακή καμπυλότητα αστοχίας αντιστοιχεί σε πτώση της αναλαμβανόμενης ροπής κατά 20% σε σχέση με τη μέγιστη τιμή, δεν πρέπει όμως να υπερβαίνει την τιμή για την οποία προκύπτει διαρροή του οπλισμού περίσφιγξης της διατομής και η διατομή θα πρέπει να μπορεί να υποστεί τουλάχιστον 5 πλήρεις κύκλους παραμόρφωσης με την οριακή αυτή καμπυλότητα.

A.2. ΣΧΕΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΣ ΚΑΙ ΚΑΜΠΥΛΟΤΗΤΑΣ

(1) Θεωρώντας ότι:

η μετακίνηση του φορέα οφείλεται μόνο στην παραμόρφωση ενός βάρου μορφής προβόλου μήκους L , πλήρως πακτωμένου στο έδαφος και ότι L_h (h =δείκτης του L) είναι το μήκος της πλαστικής άρθρωσης στον πόδα του βάρου (μήκος με σταθερή καμπυλότητα που υπερβαίνει εκείνη που αντιστοιχεί στην διαρροή)

η διαθέσιμη πλαστιμότητα καμπυλότητας μ_c (c =δείκτης του μ) στην πλαστική άρθρωση, ώστε να προκύψει πλαστιμότητα μετακινήσεως του συστήματος ίση με μ_d (d =δείκτης του μ), πρέπει να είναι:

$$\mu_c = 1 + \frac{\mu_d - 1}{3\lambda(1 - 0,5\lambda)} \quad (\text{A.3})$$

όπου $\lambda = L_h/L$

(2) Σε διατομές οπλισμένου σκυροδέματος το μήκος της πλαστικής άρθρωσης επηρεάζεται από παράγοντες που δεν έχουν διερευνηθεί επαρκώς και κυρίως από τη διεύθυνση της μήκυνσης διαρροής του εφελκόμενου οπλισμού κάτω από τη θεωρητική βάση και από τη λοξότητα των ρηγμάτων που οφείλονται στην αλληλεπίδραση κάμψεως και διατμήσεως. Οι ακόλουθες τιμές πρέπει να θεωρούνται μόνο σαν ενδεικτικές επειδή δεν υπάρχει γενικά αποδεκτή και αξιόπιστη μέθοδος

$$L_h = 0,08L + 0,022d_s f_y \quad (\text{A.4})$$

$$L_h = (0,4/0,6)D \quad (\text{A.5})$$

όπου:

d_s και f_y είναι αντίστοιχα η διάμετρος και το όριο διαρροής του διαμήκους οπλισμού σε m και N/mm^2

(3) Όταν σημαντικό τμήμα της μετακινήσεως του φορέα οφείλεται σε παραμορφώσεις στοιχείων που παραμένουν ελαστικά μετά το σχηματισμό της πλαστικής άρθρωσης, η διαθέσιμη πλαστιμότητα καμπυλότητας πρέπει να ανέρχεται σε

$$\mu_{cf} = 1 + f(\mu_c - 1) \quad (\text{A.6})$$

όπου

ο λόγος ευκαμψιών $f = d_{o\lambda}/d_b$ ορίζεται στην ελαστική περιοχή και είναι ο λόγος της συνολικής μετακίνησης του φορέα ($d_{o\lambda}$) προς την μετακίνηση που οφείλεται αποκλειστικά στην παραμόρφωση του βάρου (d_b). Το μ_c υπολογίζεται από την σχέση (A.3).

(ΣΣ Όταν η σεισμική δράση μεταφέρεται από το φορέα στα βάρη μέσω ελαστομεταλλικών εφεδράνων, οι συνήθεις τιμές του λόγου f κυμαίνονται μεταξύ 3 και 5. Αν υποτεθεί ότι σε περίπτωση στέρεας σύνδεσης βάρων και φορέα (χωρίς εφεδρανα) η διαθέσιμη πλαστιμότητα καμπυλότητας ήταν $\mu_c = 15$ (c =δείκτης του μ), η διαθέσιμη τιμή του μ_{cf} (cf =δείκτης του μ), σε περίπτωση

χρήσεως ελαστομεταλλικών εφεδράνων πρέπει να ανέρχεται σύμφωνα με τη σχέση (Α.6) σε 43 ως 71. Τέτοιες τιμές πλαστιμότητας καμπυλοτήτων είναι πρακτικά αδύνατο να επιτευχθούν. Επομένως είναι φανερό ότι η μεγάλη ευκαμψία ελαστομεταλλικών εφεδράνων διατασσομένων εν σειρά με σχετικά άκαμπτα βάθρα επιβάλλει πρακτικά ελαστική συμπεριφορά στο συνολικό σύστημα)

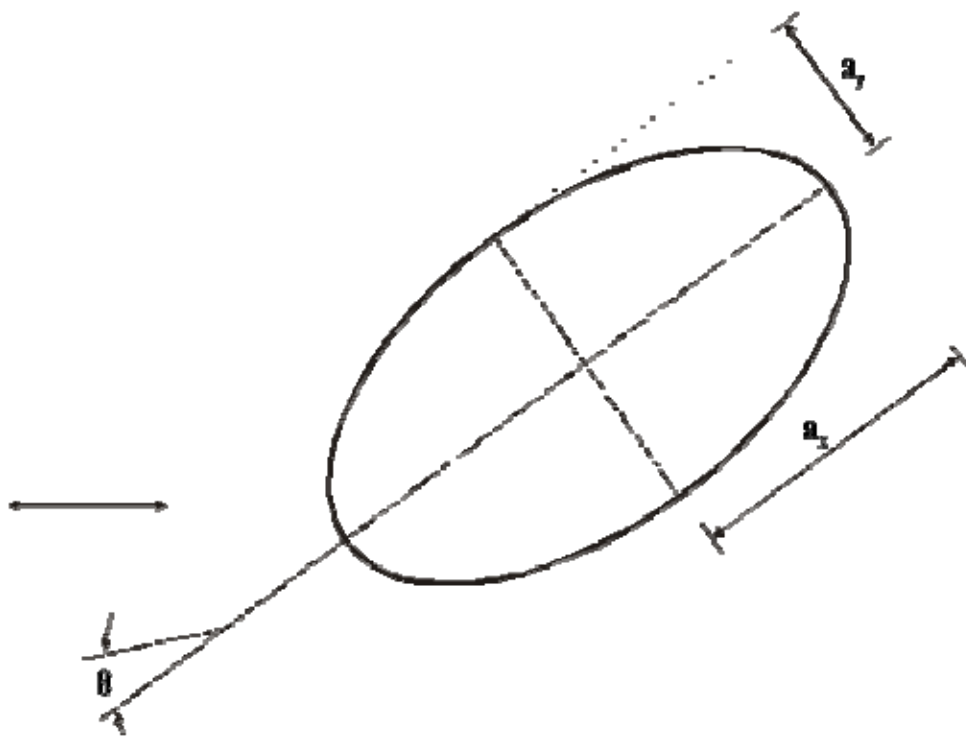
ΠΡΟΣΑΡΤΗΜΑ Β (Κανονιστικό)

ΠΡΟΣΘΕΤΗ ΣΥΜΜΕΤΑΚΙΝΟΥΜΕΝΗ ΥΔΑΤΙΝΗ ΜΑΖΑ ΣΕ ΒΥΘΙΣΜΕΝΑ ΒΑΘΡΑ

(1) Αν δεν γίνει ακριβέστερη εκτίμηση, η συνολική δρώσα μάζα σε βάθρα που είναι βυθισμένα σε νερό θα λαμβάνεται ίση με το άθροισμα των ακόλουθων μαζών:

- την πραγματική μάζα του βάρου (χωρίς μείωση ανώσεως)
- τη μάζα του νερού που ενδεχομένως περικλείεται από το βάθρο (σε κοίλες διατομές)
- την πρόσθετη συμμετακινούμενη εξωτερική μάζα του νερού που εκτιμάται ως ακολούθως (ρ είναι η πυκνότητα του νερού)
- Για βάθρα με κυκλική διατομή ακτίνας R
- $m_a = \rho \pi R^2$ (a =δείκτης του m , 2 =δύναμη του R)
- Για βάθρα με διατομή έλλειψη με ημιάξονες a_x και a_y (x, y =δείκτες του a) και για σεισμική δράση υπό γωνία θ προς τον άξονα x

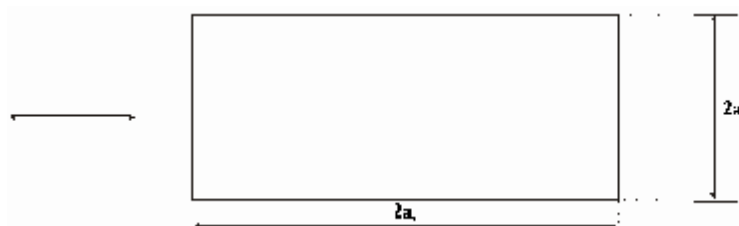
$$m_a = \rho \pi (a_y^2 \cos^2 \theta + a_x^2 \sin^2 \theta)$$



- Για βάθρα με ορθογωνική διατομή διαστάσεων $2a_x \cdot 2a_y$ και για σεισμική δράση κατά τη διεύθυνση x

$$m_a = k \rho \pi a_y^2$$

όπου η τιμή του συντελεστή k λαμβάνεται από τον ακόλουθο πίνακα (επιτρέπεται γραμμική παρεμβολή)



λ, α	k
0.1	1.23
0.2	1.98
0.5	1.70
1.0	1.51
2.0	1.36
5.0	1.21
10.0	1.14
∞	1.00

ΠΡΟΣΑΡΤΗΜΑ Γ (Κανονιστικό) ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΜΕΓΕΘΩΝ ΙΚΑΝΟΤΙΚΗΣ ΔΡΑΣΗΣ

Γ.1. Γενική διαδικασία

(1) Η ακόλουθη διαδικασία θα εφαρμόζεται εν γένει σε κάθε διεύθυνση και φορά της σεισμικής δράσης (διαμήκη και εγκάρσια).

(2) Βήμα 1

Υπολογισμός των υπολογιστικών καμπτικών ροπών αντοχής (αστοχίας) $M_{Rd,h}$ (Rd,h =δείκτης του M) των διατομών των προβλεπομένων θέσεων πλαστικών αρθρώσεων, που αντιστοιχούν στην επιλεγείσα διεύθυνση και φορά της σεισμικής δράσης (E). Οι αντοχές θα βασίζονται στις πραγματικές διαστάσεις των διατομών και στις τελικές ποσότητες διαμήκους οπλισμού. Ο υπολογισμός θα λαμβάνει υπόψη αλληλεπίδραση με αξονική δύναμη και ενδεχομένως ροπή κατά την άλλη διεύθυνση, όπως προκύπτουν από τον συνδυασμό $P+E$ όπου P είναι το άθροισμα των μόνιμων δράσεων (φορτία βαρύτητας και προέκταση) και E η υπολογιστική σεισμική δράση.

(3) Βήμα 2

Υπολογισμός των μεταβολών των εντατικών μεγεθών ΔF_c (c =δείκτης του F), που προκαλείται στον πλαστικό μηχανισμό όταν οι ροπές στη θέση πλαστικών αρθρώσεων αυξάνονται κατά ΔM_h (h =δείκτης του M) από τις τιμές που αντιστοιχούν στις μόνιμες δράσεις ($M_{p,h}$) (p,h =δείκτης του M) μέχρι την υπεραντοχή των διατομών ($\gamma_0 M_{Rd,h}$) (0 =δείκτης του γ , Rd,h =δείκτης του M) δηλαδή:

$$\Delta M_h = \gamma_0 M_{Rd,h} - M_{p,h} \quad (\Gamma.1)$$

όπου γ_0 είναι ο συντελεστής υπεραντοχής της πλαστικής άρθρωσης (παρ.2.6.γ).

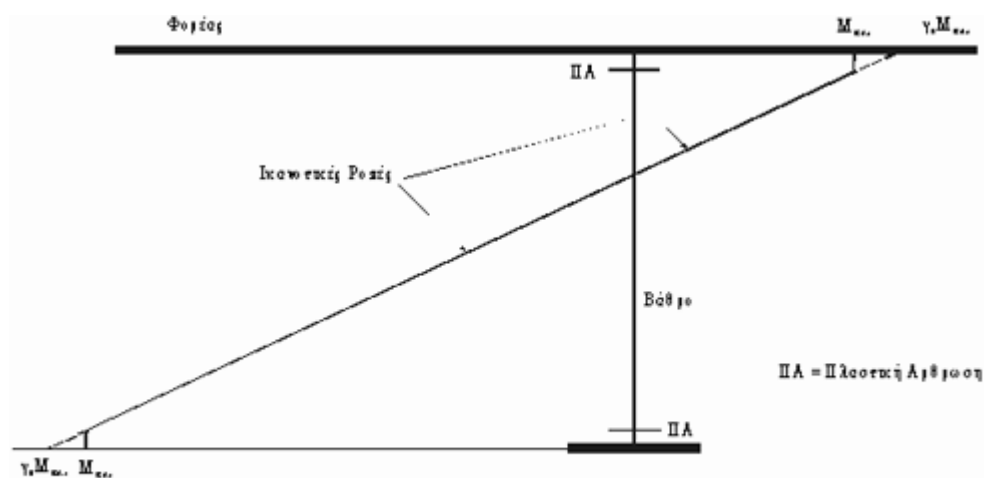
Τα εντατικά μεγέθη θα υπολογίζονται εν γένει από τις συνθήκες ισορροπίας ενώ επιτρέπονται λογικές προσεγγίσεις σχετικά με το συμβιβαστό των παραμορφώσεων.

(4) Βήμα 3

Τα τελικά μεγέθη ικανοτικής δράσης F_c (C =δείκτης του F) θα λαμβάνονται από την επαλληλία των μεταβολών ΔF_c και των μόνιμων δράσεων F_G (G =δείκτης του F):

$$F_c = F_G + \Delta F_c \quad (\Gamma.2)$$

(5) Μέσα στο μήκος στοιχείων που περιέχουν πλαστική(ες) άρθρωση(εις) και στην γειτονία της, οι ικανοτικές ροπές δεν θα λαμβάνονται μεγαλύτερες από την αντοχή της διατομής της πλαστικής άρθρωσης $M_{Rd,h}$ (Rd,h =δείκτης του M) (χωρίς προσαύξηση με τον συντελεστή γ_0 (0 =δείκτης του γ), βλέπε σχήμα Γ.1).



Σχήμα Γ.1: Διάγραμμα ικανοτικών ροπών

Γ.2. ΑΠΛΟΠΟΙΗΣΕΙΣ

Γ.2.1. Προσδιορισμός με βάση τις σεισμικές δράσεις

(1) Όταν η ροπή στη θέση πλαστικής άρθρωσης υπό τις μόνιμες δράσεις είναι αμελητέα σε σχέση με την υπεραντοχή της διατομής ($M_{G,h} \ll \gamma_0 M_{Rd,h}$) το παραπάνω Βήμα 2 μπορεί να αντικατασταθεί από άμεσο προσδιορισμό των μεγεθών ΔF_c με βάση τα μεγέθη της υπολογιστικής σεισμικής δράσεως ΑΕ.

(2) Αυτό συμβαίνει κατά κανόνα στην εγκάρσια διεύθυνση ή όταν τα βάθρα συνδέονται με τον φορέα με άρθρωση, και στις δύο διευθύνσεις. Στις περιπτώσεις αυτές η ικανοτική τέμνουσα του βάθρου i μπορεί να υπολογισθεί ως:

$$V_{c,i} = \Delta V_i = \frac{\Delta M_{h,i}}{M_{E,i}} V_{E,j} \quad (\Gamma.3)$$

και τα ικανοτικά μεγέθη στον φορέα και τα ακρόβαθρα από τη σχέση

$$\Delta F_c = \frac{\sum V_{c,i}}{\sum V_{E,i}} \cdot E \quad (\Gamma.4)$$

Γ.2.2. Ικανοτικές δράσεις στη διαμήκη διεύθυνση όταν προβλέπονται πλαστικές αρθρώσεις στην κεφαλή και τον πόδα μεσοβάθρου

(1) Από τις μεταβολές των ροπών στην κεφαλή $\Delta M_{t,h}$ (t,h =δείκτης του M) και στον πόδα του βάθρου $\Delta M_{b,h}$ (b,h =δείκτης του M) προκύπτει η ικανοτική μεταβολή της τέμνουσας

$$\Delta V_c = \frac{\Delta M_{t,h} + \Delta M_{b,h}}{I}$$

όπου I είναι το ύψος του βάρου.

(2) Οι μεταβολές των αξονικών δυνάμεων των βάρων καθώς και των ικανοτικών δράσεων στον φορέα και τα ακρόβαθρα προκύπτουν από ανάλυση του φορέα υπό την επίδραση των μεταβολών των ροπών κεφαλής $\Delta M_{t,h}$ (t,h =δείκτης του M) σε όσα βάρη προβλέπονται πλαστικές αρθρώσεις. Στις θέσεις αυτές η ακαμψία σε στροφή των βάρων θα αγνοείται.

ΠΡΟΣΑΡΤΗΜΑ Δ (Πληροφοριακό)

Δ. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΕΝΕΡΓΟΥ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΠΛΑΣΤΙΜΩΝ ΜΕΛΩΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Δ.1. ΓΕΝΙΚΑ

(1) Η ενεργός δυσκαμψία πλαστικών στοιχείων σκυροδέματος που χρησιμοποιούνται σε γραμμική σεισμική ανάλυση θα πρέπει να είναι ίση με την τέμνουσα δυσκαμψία στο θεωρητικό σημείο διαρροής. Όταν δεν υπάρχει ακριβέστερη μέθοδος μπορούν να εφαρμοσθούν οι παρακάτω κατά προσέγγιση μέθοδοι:

Δ.2. ΜΕΘΟΔΟΣ 1

(1) Η ενεργός ροπή αδρανείας J_{eff} (eff =δείκτης του J) ενός βάρου με σταθερή διατομή, εκτιμάται ως εξής:

$$J_{eff} = 0,08 \cdot J_{un} + J_{cr} \quad (\Delta.1)$$

όπου:

J_{un} (un =δείκτης του J) είναι η ροπή αδρανείας της διατομής μή-ρηγματωμένου βάρου

J_{cr} (cr =δείκτης του J) είναι η ροπή αδρανείας της ρηγματωμένης διατομής στο σημείο διαρροής του εφελκόμενου οπλισμού. Υπολογίζεται δε από τη σχέση:

$$J_{cr} = M_y / (E_c \cdot C_y) \quad (\Delta.2)$$

στην οποία M_y (y =δείκτης του M) και C_y (y =δείκτης του C) είναι αντίστοιχα, η ροπή και η καμπυλότητα διαρροής της διατομής και E_c (c =δείκτης του E) είναι το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος.

(2) οι σχέσεις αυτές προέρχονται από παραμετρική ανάλυση απλοποιημένου μή-γραμμικού προσομοιώματος ενός βάρου-προβόλου με κοίλες ορθογωνικές και κοίλες συμπαγείς κυκλικές διατομές.

Δ.3. ΜΕΘΟΔΟΣ 2

(1) Η ενεργός δυσκαμψία εκτιμάται από τη ροπή αστοχίας σχεδιασμού M_{Rd} (Rd =δείκτης του M) και την καμπυλότητα διαρροής C_y (y =δείκτης του C) της διατομής της πλαστικής άρθρωσης, ως εξής :

$$E_c J_{eff} = v M_{Rd} / C_y \quad (\Delta.3)$$

όπου:

$v=1,20$ είναι ένας διορθωτικός συντελεστής που αντιπροσωπεύει την επίδραση της δυσκαμψίας του μή-ρηγματωμένου μέρους του βάρου

$$C_y = (\epsilon_{sy} - \epsilon_{cy})/d \quad (\Delta.4)$$

και

d είναι το ενεργό ύψος της διατομής

ϵ_{sy} (s_y =δείκτης του ϵ) είναι η παραμόρφωση διαρροής του οπλισμού

ϵ_{cy} (c_y =δείκτης του ϵ) είναι η θλιπτική παραμόρφωση σκυροδέματος κατά τη διαρροή του εφελκυστικού οπλισμού.

(2) Πρέπει να σημειωθεί ότι υπερεκτίμηση της ενεργού δυσκαμψίας οδηγεί σε αποτελέσματα προς την πλευρά της ασφαλείας όσον αφορά τις σεισμικές δράσεις, ενώ οι μετακινήσεις μπορούν να διορθωθούν μετά την ανάλυση, με βάση την πραγματική δυσκαμψία.

(3) Ως παράδειγμα, η υιοθέτηση τιμών $\epsilon_{cy} = -2,10^{-3}$ $\epsilon_{sy} = 2,10^{-3}$ οδηγεί σε

$$E_c J_{eff} = 300 M_{Rd} d \quad (\Delta.5)$$

(όπου c , eff , Rd είναι δείκτες του E , J , M)

που πρέπει γενικά να οδηγεί σε υπερεκτίμηση της δυσκαμψίας.

(4) Ανάλυση που γίνεται με βάση τιμή της $E_c J_{eff}$ (c =δείκτης του E , eff =δείκτης του J) που στηρίζεται σε υποθετική τιμή της M_{Rd} (Rd =δείκτης του M) χρειάζεται διόρθωση μόνον εάν η απαιτούμενη τιμή $M_{Rd.req}$ είναι σημαντικά μεγαλύτερη από την υποθετίσα τιμή M_{Rd} . Όταν $M_{Rd.req} < M_{Rd}$ οι μετακινήσεις πρέπει να πολλαπλασιάζονται επί τον λόγο $M_{Rd}/M_{Rd.req}$.