

ΟΙ ΙΑΠΩΝΙΚΕΣ ΚΑΙ ΟΙ ΝΕΟΖΗΛΑΝΔΙΚΕΣ ΟΔΗΓΙΕΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΣΤΗΝ ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΟΤΗΤΑ

ΣΤΡΕΠΕΛΙΑΣ ΗΛΙΑΣ

Περίληψη

Στην Ελλάδα τα τελευταία χρόνια γίνεται μια προσπάθεια δημιουργίας ενός κανονιστικού κειμένου για την αποτίμηση και την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών, του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων. Ωστόσο σε άλλες χώρες, όπως στην Ιαπωνία και στη Νέα Ζηλανδία, έχουν ήδη θεσπιστεί οδηγίες για την σεισμική αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών. Στην παρούσα εργασία γίνεται μια προσπάθεια ένταξης των παραπάνω οδηγιών αποτίμησης στη φιλοσοφία των Ελληνικών κανονισμών.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Παλαιότερα, η αποτίμηση των υφιστάμενων κατασκευών πραγματοποιούταν ελέγχοντας το αν πληρούνται ή όχι οι ισχύουσες διατάξεις των αντισεισμικών κανονισμών για της νέες κατασκευές. Αυτό είχε ως αποτέλεσμα η αποτίμηση να οδηγεί στο συμπέρασμα ότι σχεδόν όλες η παλαιότερες κατασκευές, μιας και αποκλείεται να τηρούν τις πολύ αυστηρές διατάξεις των κανονισμών για τις νέες, να χρειάζονται ενίσχυση. Μάλιστα, πολλές φορές για να ικανοποιηθούν οι διατάξεις των κανονισμών οι ενισχύσεις που απαιτούνταν οδηγούσαν σε πολύ μεγάλο κόστος.

Από τα παραπάνω γίνεται φανερό ότι είναι απαραίτητη η θέσπιση κανονισμού για την αποτίμηση και την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών. Στην Ελλάδα τα τελευταία χρόνια γίνεται μια προσπάθεια δημιουργίας ενός τέτοιου κανονιστικού κειμένου, του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων. Ωστόσο, σε άλλες χώρες έχουν δημιουργηθεί ήδη οδηγίες για την σεισμική αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών. Στην Ιαπωνία οδηγίες για την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών ξεκίνησαν να διαμορφώνονται από το 1977 ενώ στην Νέα Ζηλανδία το σχέδιο οδηγιών έχει διαμορφωθεί από το 1996.

Στην παρούσα εργασία γίνεται μια προσπάθεια ένταξης των Ιαπωνικών και των Νεοζηλανδικών οδηγιών αποτίμησης στη φιλοσοφία των κανονισμών που ισχύουν αυτή την στιγμή στην Ελλάδα, δηλαδή του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού και του Ελληνικού Κανονισμού Οπλισμένου Σκυροδέματος, αλλά και στην φιλοσοφία που εισάγεται μέσω του Κανονισμού Επεμβάσεων.

2. ΙΑΠΩΝΙΚΕΣ ΟΔΗΓΙΕΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ

Οι Ιαπωνικές οδηγίες⁽⁴⁾ αποτελούνται από τρία ανεξάρτητα επίπεδα ελέγχου. Και στα τρία επίπεδα υπολογίζεται η αντοχή της κατασκευής η οποία τελικά συγκρίνεται με την απαίτηση του κανονισμού σύμφωνα με την σχέση:

$$V_u > S_D T V_o$$

όπου S_D συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τα στοιχεία της κατασκευής, T συντελεστής που λαμβάνει υπόψη παράγοντες όπως η παλαιότητα του κτιρίου και V_o η τέμνουσα που απαιτείται κατά τον κανονισμό.

Στο πρώτο επίπεδο ο υπολογισμός της αντοχής της κατασκευής πραγματοποιείται γρήγορα και εύκολα αλλά με μειωμένη ακρίβεια και αξιοπιστία. Όσο ανεβαίνουμε επίπεδο αυξάνει και η αξιοπιστία και η ακρίβεια αλλά αυξάνει επίσης και ο χρόνος που απαιτείται για τους υπολογισμούς. Η διαδικασία αποτίμησης ξεκινά από το πρώτο επίπεδο. Εάν το αποτέλεσμα είναι ικανοποιητικό, δηλαδή αν η αντοχή της κατασκευής είναι μεγαλύτερη από την απαίτηση, τότε η κατασκευή κρίνεται επαρκής και δεν χρειάζεται ενίσχυση. Σε αντίθετη περίπτωση ο έλεγχος συνεχίζεται στο δεύτερο επίπεδο και αν πάλι το αποτέλεσμα δεν είναι ικανοποιητικό, στο τρίτο επίπεδο. Τελικά, αν και στο τρίτο επίπεδο η κατασκευή κρίνεται ανεπαρκής χρειάζεται ενίσχυση.

2.1 ΕΠΙΠΕΔΟ 1

2.1.1 Υπολογισμός αντοχής

Στο πρώτο επίπεδο η αντοχή κάθε ορόφου προσδιορίζεται λαμβάνοντας υπόψη μόνο την αντοχή των κατακόρυφων στοιχείων (τοιχώματα, υποστυλώματα, κοντά υποστυλώματα), χωρίς να αποτυπώνονται οι οπλισμοί τους.

Για τον υπολογισμό λοιπόν, της αντοχής του ορόφου κάθε κατακόρυφο στοιχείο κατηγοριοποιείται σε τρεις κατηγορίες: τοίχωμα, υποστύλωμα ή κοντό υποστύλωμα. Ανάλογα με την κατηγορία που ανήκει κάθε κατακόρυφο στοιχείο υπολογίζεται και η συνεισφορά του στην αντοχή του ορόφου η οποία υπολογίζεται από την σχέση(2.1), αν δεν υπάρχουν κοντά υποστυλώματα, ή από την σχέση(2.2) σε αντίθετη περίπτωση.

$$V_{Ru} = \Sigma V_{wu} + \alpha_1 \Sigma V_{cu} \quad (2.1)$$

$$V_{Ru} = \Sigma V_{scu} + \alpha_2 \Sigma V_{wu} + \alpha_3 \Sigma V_{cu} \quad (2.2)$$

Όπου: ΣV_{wu} η αντοχή των τοιχωμάτων, ΣV_{cu} η αντοχή των υποστυλωμάτων, ΣV_{scu} η αντοχή των κοντών υποστυλωμάτων, α_1 μειωτικός συντελεστής ίσος με 0.7 όταν υπάρχουν τοιχώματα αλλιώς ίσος με 1.0, α_2 : μειωτικός συντελεστής ίσος με 0.7, α_3 : μειωτικός συντελεστής ίσος με 0.5

Οι αντοχές των τοιχωμάτων, υποστυλωμάτων και των κοντών υποστυλωμάτων υπολογίζονται από τις σχέσεις:

$$V_u = V_{Rd,3} \quad (2.3)$$

Όπου:

$$V_{Rd,3} = V_{cd} + V_{wd} \quad (2.4)$$

$$V_{cd} = [\tau_{rd} \min(2, 1.2 + 40\rho_L) \max(1, 1.6 - d) + 0,15 \frac{N_{Sd}}{A_c}] b_w d \quad (2.5)$$

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} f_{ywd} d \quad (2.6)$$

Εφόσον στο πρώτο επίπεδο δεν έχει γίνει αποτύπωση των οπλισμών των στοιχείων της κατασκευής, η συμβολή των οπλισμών στην διατμητική αντοχή, V_{wd} , θα μπορούσε να θεωρηθεί ίση με το μηδέν ή θα υπολογίζεται υποθέτοντας κάποιον ελάχιστο οπλισμό που λογικά θα έχει τοποθετηθεί. Τέλος, για τον υπολογισμό του V_{cd} , χρειάζεται η αξονική δύναμη του στοιχείου η οποία μπορεί να υπολογιστεί προσεγγιστικά αν θεωρήσουμε ότι κάθε υποστύλωμα αναλαμβάνει την δύναμη που προκύπτει από τον συνδυασμό $G+0.3Q$ επί το εμβαδόν της περιοχής που ορίζεται από τα μέσα των δοκών που συντρέχουν στο υποστύλωμα.

2.1.2 Υπολογισμός συντελεστή S_D

Για τον υπολογισμό του συντελεστή S_D λαμβάνονται υπόψη παράγοντες που επηρεάζουν την σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου, όπως η ασυμμετρία σε κάτοψη, ο λόγος μήκους προς πλάτους της κάτοψης, οι πιθανές στενώσεις σε κάτοψη, οι διαστάσεις και η εκκεντρότητα αίθριου σε κάτοψη, η ύπαρξη υπογείου, η ύπαρξη πυλωτής και άλλοι παράγοντες. Ο συντελεστής S_D τελικά υπολογίζεται ως γινόμενο 10 επιμέρους συντελεστών (σχέση (2.7)).

$$S_D = g_1 * g_2 * \dots * g_{10} \quad (2.7)$$

Όπου:

$$g_i = [1 - (1 - G_i) * R_i] \quad (2.8)$$

Οι τιμές των συντελεστών G_i , R_i λαμβάνονται από πίνακα⁽⁴⁾.

2.1.3 Υπολογισμός συντελεστή T

Ο συντελεστής T για το κτίριο ισούται με την ελάχιστη τιμή που προκύπτει με βάση τους εξής παράγοντες: ηλικία, διαβρωτικότητα λόγω χρήσης, τυχόν βλάβες από πυρκαγιά, παραμορφώσεις φορέα, ρηγματώσεις – φθορές σε φέροντα στοιχεία, φθορές σε μη φέροντα στοιχεία. Οι τιμές του συντελεστή T για κάθε έναν από τους παραπάνω παράγοντες λαμβάνονται από πίνακα⁽⁴⁾.

2.1.4 Υπολογισμός ελαστικής τέμνουσας

Η ελαστική τέμνουσα του ορόφου, με την οποία θα συγκριθεί η τέμνουσα αντοχής που υπολογίστηκε παραπάνω, υπολογίζεται από το φάσμα σχεδιασμού και θεωρώντας ανεστραμμένη τριγωνική κατανομή καθ' ύψος και δίνεται από την σχέση (2.9)

$$V_0 = M * \Phi_d(T) \quad (2.9)$$

όπου M η συνολική ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής και $\Phi_d(T)$ η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού που δίνεται από τις σχέσεις (2.10)

$$0 \leq T < T_1: \quad \Phi_e(T) = \gamma_1 * A * [1 + \frac{T}{T_1} (\frac{\eta * \theta * \beta_0}{q} - 1)] \quad (2.10.α)$$

$$T_1 \leq T \leq T_2: \quad \Phi_e(T) = \gamma_1 * A * \frac{\eta * \theta * \beta_0}{q} \quad (2.10.β)$$

$$T_2 < T: \quad \Phi_e(T) = \gamma_1 * A * \frac{\eta * \theta * \beta_0}{q} * (\frac{T_2}{T})^{2/3} \quad (2.10.γ)$$

όπου A η μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους ίση με $a * g$, g η επιτάχυνση της βαρύτητας, γ_1 ο συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου, q ο συντελεστής συμπεριφοράς του κτιρίου, η διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης $\neq 5\%$, θ συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης, T_1 και T_2 οι χαρακτηριστικές περιόδους του φάσματος, β_0 ο συντελεστής φασματικής επιτάχυνσης ίσος με 2,5. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q δίνεται από πίνακα⁽³⁾ λαμβάνοντας υπόψη την χρονολογία κατασκευής του κτιρίου, την ευμενή ή δυσμενή παρουσία των τοιχοπληρώσεων και την παρουσία βλαβών σε πρωτεύοντα στοιχεία.

Η ιδιοπερίοδος της κατασκευής δίνεται από την σχέση (2.11) όπου M η συνολική μάζα της κατασκευής και K η δυσκαμψία της.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \quad (2.11)$$

όπου η δυσκαμψία της κατασκευής ισούται με το άθροισμα της δυσκαμψίας του κάθε μέλους θεωρώντας την προσεγγιστικά ίση με το 25% της ελαστικής. Τέλος η ελαστική τέμνουσα που προέκυψε με τους παραπάνω υπολογισμούς πολλαπλασιάζεται με έναν συντελεστή προσομοιώματος ίσο με 4/3.

2.2 ΕΠΙΠΕΔΟ 2

2.2.1 Υπολογισμός αντοχής

Στο δεύτερο επίπεδο χρειάζεται να γίνει αποτύπωση των οπλισμών όλων των κατακόρυφων στοιχείων της κατασκευής. Σε κάθε ένα από αυτά υπολογίζεται καταρχήν η τέ-

μνουσα αντοχής από τις σχέσεις (2.3 έως 2.6) γνωρίζοντας αυτή την φορά τους οπλισμούς. Στην συνέχεια υπολογίζονται οι ροπές αντοχής κάθε στοιχείου από τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης $\mu - \nu$ σε μονοαξονική κάμψη. Η ροπή αντοχής τελικά δίνεται από την σχέση (2.12)

$$M_R = \mu_d * A_c * h * f_{cd} \quad (2.12)$$

Στην συνέχεια αναγνωρίζεται ο τρόπος αστοχίας σε κάθε μέλος, πλάστιμος ή ψαθυρός, ελέγχοντας το αν η τέμνουσα αντοχής του μέλους είναι μεγαλύτερη ή μικρότερη από την τέμνουσα που αντιστοιχεί σε ταυτόχρονη αστοχία κορυφής και βάσης του μέλους σε κάμψη η οποία ισούται με:

$$V_{Mu} = \frac{2M_u}{L} \quad (2.13)$$

Αν $V_{Mu} < V_u$ τότε κρίσιμη είναι η κάμψη (πλάστιμη συμπεριφορά) διαφορετικά, δηλαδή όταν $V_{Mu} > V_u$, κρίσιμη είναι η διάτμηση (ψαθυρή συμπεριφορά). Η αντοχή του ορόφου τελικά δίνεται από την σχέση (2.14)

$$V_{Ru} = \sqrt{\sum (V_{wu,i} * m_i)^2 + \sum (V_{cu,i} * m_i)^2 + \sum (V_{scu,i} * m_i)^2} \quad (2.14)$$

όπου V_{wu}, V_{cu}, V_{scu} οι τέμνουσες αντοχής των τοιχωμάτων, των υποστυλωμάτων και των κοντών υποστυλωμάτων αντίστοιχα και m_i οι τοπικοί δείκτες συμπεριφοράς του κάθε μέλους ο οποίος δίνεται από την σχέση (2.15)

$$m = \frac{\theta_d}{\theta_y} \quad (2.15)$$

όπου θ_y, θ_u η παραμόρφωση διαρροής (γωνία στροφής χορδής κατά την διαρροή) και η παραμόρφωση σχεδιασμού αντίστοιχα. Η παραμόρφωση σχεδιασμού δίνεται από την σχέση (2.16) για στάθμη επιτελεστικότητας “προστασία ζωής”

$$\theta_d = 0.5 \frac{(\theta_y + \theta_u)}{\gamma_{Rd}} \quad (2.16)$$

Η γωνίας στροφής χορδής στην διαρροή δίνεται από τις παρακάτω σχέσεις:

- για υποστυλώματα ή δοκούς

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.00135(1 + 1.5 \frac{h}{L_s}) + \frac{\varepsilon_y}{d - d_1} \frac{d_b f_y}{6 \sqrt{f_c}} \quad (2.17)$$

- για τοιχώματα

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.002(1 - 0.135 \frac{h}{L_s}) + \frac{\varepsilon_y}{d - d_1} \frac{d_b f_y}{6 \sqrt{f_c}} \quad (2.18)$$

Εναλλακτικά η γωνία στροφής χορδής κατά την διαρροή δίνεται από τις σχέσεις:

- για υποστυλώματα ή δοκούς

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.0013(1 + 1.5 \frac{h}{L_s}) + \frac{(1/r)_y * d_b f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (2.19)$$

- για τοιχώματα

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.002(1 - 0.125 \frac{h}{L_s}) + \frac{(1/r)_y * d_b f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (2.20)$$

Η μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία δίνεται από τις παρακάτω σχέσεις:

- για δοκούς και υποστυλώματα που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευαστεί με τις μετά του 1985 αντιλήψεις για αντισεισμικότητα

$$\theta_{um} = 0.016(0.3^v) \left[\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} \right]^{0.225} (a_s)^{0.35} 25 \frac{(a \rho_s f_{yw})}{f_c} (1.25^{100} \rho_d) \quad (2.21)$$

όπου a_s ο λόγος διάτμησης ίσος με $\frac{M}{Vh}$, ω, ω' μηχανικό ποσοστό εφελκόμενου και θλιβόμενου οπλισμού, v ανοιγμένο αξονικό φορτίο, ρ_s γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση φόρτισης, ρ_d , γεωμετρικό ποσοστό τυχόν δισδιαγώνιου οπλισμού.

- για τοιχώματα που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευαστεί με τις μετά του 1985 αντιλήψεις για αντισεισμικότητα

ισχύει η ίδια σχέση με τις δοκούς και τα υποστυλώματα αλλά το δεύτερο μέλος χρειάζεται να πολλαπλασιασθεί επί 0.625

- σε στοιχεία που έχουν διαστασιολογηθεί με τα ισχύοντα στην Ελλάδα προ του 1985

ισχύουν οι ίδιες σχέσεις τόσο για δοκούς και υποστυλώματα όσο και για τοιχώματα αλλά οι τιμές που υπολογίζονται με τις παραπάνω σχέσεις χρειάζεται να πολλαπλασιασθούν επί 0,825. Επιπλέον αν οι διαμήκεις οπλισμοί αποτελούνται από λείες ράβδους και όχι από νευροχάλυβες η παραπάνω τιμή πολλαπλασιάζεται επιπλέον με έναν μειωτικό συντελεστή ίσο με 0,575.

Για τον υπολογισμό της γωνίας στροφής χορδής κατά την διαρροή και την αστοχία μπορούν να χρησιμοποιηθούν και οι παρακάτω πίνακες οι οποίοι δίνουν την γωνία στροφής χορδής στην αστοχία και την πλαστική γωνία στροφής χορδής. Η γωνία στροφής χορδής στην διαρροή προκύπτει από την σχέση (2.22)

$$\theta_y = \theta_u - \theta_{um}^{pl} \quad (2.22)$$

Όλα τα παραπάνω ισχύουν εφόσον το μέλος χαρακτηρίζεται από πλάστιμη συμπεριφορά μιας και ο τοπικός δείκτης m σε ψαθυρά μέλη ισούται με ένα.

2.2.2 Υπολογισμός συντελεστή S_D

Στο δεύτερο επίπεδο αποτίμησης για τον υπολογισμό του συντελεστή S_D υπεισέρχονται, εκτός από τους παράγοντες του πρώτου επιπέδου, δύο επιπλέον παράγοντες μέσω των οποίων λαμβάνεται υπόψη η εκκεντρότητα του κέντρου βάρους ως προς το κέντρο δυσκαμψίας της κατασκευής και η καθ' ύψος μη κανονικότητα μάζας και δυσκαμψίας. Επίσης η τιμή του συντελεστή R_i στην σχέση (2.8) λαμβάνεται μειωμένη κατά 50% εκτός από το συντελεστή R_6 που λαμβάνεται ίσος με μηδέν. Οι τιμές των συντελεστών G_i, R_i για τους δυο επιπλέον συντελεστές λαμβάνονται από πίνακα⁽⁴⁾

2.2.3 Υπολογισμός συντελεστή T

Ο συντελεστής T στο δεύτερο επίπεδο αποτίμησης υπολογίζεται ως ο μέσος όρος των συντελεστών που έχουν προκύψει από το πρώτο επίπεδο. Δηλαδή:

$$T = \frac{T_1 + T_2 + \dots + T_n}{n}$$

2.2.4 Υπολογισμός τέμνουσας βάσης

Η τέμνουσα βάσης δίνεται από την σχέση (2.23)

$$V = C_1 C_m \Phi_e W \quad (2.23)$$

Όπου:

C_1 συντελεστής που συσχετίζει την αναμενόμενη μέγιστη ανελαστική μετακίνηση με τις μετακινήσεις που υπολογίζονται από γραμμική ελαστική ανάλυση ίσος με:

$$C_1 = 1.0 \quad \text{για } T \geq T_2$$

$$C_1 = [1.0 + (R - 1)T_2 / T_0] / R \quad \text{για } T < T_2$$

με

$$R = \frac{\Phi_e / g}{V_y / W} \frac{1}{C_m}$$

Προσεγγιστικά ο λόγος V_y / W λαμβάνεται ίσος με 0.15 για κτίριο με μικτό σύστημα τοιχωμάτων – υποστυλωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα και 0.10 για κτίρια με αμιγώς πλαισιακό σύστημα.

C_m συντελεστής δρώσας μάζας ίσος με: 1.0 για μονώροφα και διώροφα κτίρια, 0.9 για πλαίσια με τρεις ή παραπάνω ορόφους, 0.8 για κτίρια με τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος με τρεις ή παραπάνω ορόφους, 1.0 για τις υπόλοιπες περιπτώσεις. Φ_e η φασματική επιτάχυνση, W το βάρος που αντιστοιχεί στην συνολική ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής. Για τον υπολογισμό της φασματικής επιτάχυνσης χρησιμοποιούνται οι σχέσεις (2.10) του

επιπέδου 1, αλλά για τον υπολογισμό της δυσκαμψίας αυτή την φορά χρησιμοποιείται η σχέση (2.24)

$$K = \frac{M_y L_s}{3\theta_y} \quad (2.24)$$

όπου θ_y η γωνία στροφής χορδής στην διαρροή της ακραίας διατομής του στοιχείου, L_s το μήκος του διατμητικού ανοίγματος και M_y η ροπή διαρροής η οποία δίνεται από την σχέση:

$$\frac{M_y}{bd^3} = \varphi_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left(0.5(1 + \delta_1) - \frac{\xi_y}{3} \right) + \frac{E_s}{2} \left[(1 - \xi_y)\rho_1 + (\xi_y - \delta_1)\rho_2 + \frac{\rho_V}{6}(1 - \delta_1) \right] (1 - \delta_1) \right\}$$

2.3 ΕΠΙΠΕΔΟ 3

2.3.1 Υπολογισμός αντοχής

Στο τρίτο επίπεδο για τον υπολογισμό της αντοχής της κατασκευής εφαρμόζεται η ίδια διαδικασία με το επίπεδο 2 αλλά, θα λαμβάνεται υπόψη και το ενδεχόμενο αστοχίας των δοκών στον κόμβο, σε κάμψη ή διάτμηση, πριν από τα υποστυλώματα καθώς επίσης και η περίπτωση ανατροπής τοιχωμάτων.

Σε κάθε δοκό υπολογίζεται οι ροπή αντοχής της δοκού από την σχέση (2.25)

$$M_{Rb} = A_s \cdot \sigma_{fy} \cdot z \quad (2.25)$$

και η ροπή που προκύπτει από την τέμνουσα αντοχής της δοκού (σχέση 2.4) επί το μήκος διάτμησης. Ως ροπή αστοχίας της δοκού λαμβάνεται η μικρότερη των δυο ανωτέρω ροπών. Με τον ίδιο τρόπο υπολογίζεται και η ροπή αστοχίας των υποστυλωμάτων M_{Rc} .

Για κάθε κόμβο υπολογίζεται το άθροισμα των ομόροπων ροπών αστοχίας των δοκών ΣM_{Rb} και αντίστοιχα των υποστυλωμάτων ΣM_{Rc} . Στην περίπτωση όπου $\Sigma M_{Rc} > \Sigma M_{Rb}$ καθοριστικές για την αντοχή του κόμβου είναι οι δοκοί και τελικά η αντοχή των υποστυλωμάτων δίνεται από την σχέση (2.26)

$$M_{cu} = M_{Rc} \frac{\Sigma M_{Rb}}{\Sigma M_{Rc}} \quad (2.26)$$

Στην αντίθετη περίπτωση λαμβάνεται $M_{cu} = M_{Rc}$. Τελικά από τις παραπάνω τιμές των αντοχών προκύπτουν οι τέμνουσες V_{cu} των υποστυλωμάτων από την σχέση (2.27)

$$V_{cu} = \frac{M_{cu,t} + M_{cu,b}}{h} \quad (2.27)$$

όπου $M_{cu,t}, M_{cu,b}$ οι ροπές αντοχής του υποστυλώματος στην κορυφή και στην βάση του αντίστοιχα και h το ύψος του.

Ο υπολογισμός την τέμνουσας αντοχής V_{wi} των τοιχωμάτων πραγματοποιείται όπως και στο επίπεδο 2, λαμβάνοντας υπόψη αυτή την φορά και το ενδεχόμενο ανατροπής του τοιχώματος.

Η αντοχή του ορόφου τελικά δίνεται από την σχέση (2.14). Οι τοπικοί δείκτες m προκύπτουν από την σχέση (2.15) τόσο για τα υποστυλώματα όσο και για τα τοιχώματα. Στην περίπτωση όμως που για έναν κόμβο κρίσιμη είναι η δοκός, ο τοπικός δείκτης m τελικά υπολογίζεται με βάση την δοκό αυτή. Στην περίπτωση ανατροπής τοιχώματος ο τοπικός δείκτης συμπεριφοράς του τοιχώματος λαμβάνεται ίσος με 3. Τέλος αν η αστοχία της κατασκευής οφείλεται στις δοκούς ή στην καμπτική αστοχία του τοιχώματος στην βάση του ή στην ανατροπή του τοιχώματος η τέμνουσα αντοχής που προκύπτει σύμφωνα με τα παραπάνω πολλαπλασιάζεται με έναν διορθωτικό συντελεστή (σχέση 2.28)

$$\frac{2}{3} \frac{(2n+1)}{(n+1)} \quad (2.28)$$

όπου n ο αριθμός των ορόφων της κατασκευής

2.3.2 Υπολογισμός συντελεστών S_D, T

Ο υπολογισμός των συντελεστών S_D και T πραγματοποιείται όπως στο επίπεδο 2

2.3.4 Υπολογισμός τέμνουσας βάσης

Η τέμνουσα βάσης υπολογίζεται όπως και στο επίπεδο 2

3. ΝΕΟΖΗΛΑΝΔΙΚΕΣ ΟΔΗΓΙΕΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ

Οι νεοζηλανδικές οδηγίες αποτίμησης⁽⁵⁾ προτείνουν δύο μεθόδους για την αποτίμηση μιας υφιστάμενης κατασκευής, την μέθοδο των δυνάμεων και την μέθοδο των μετακινήσεων. Η πρώτη μέθοδος αποτελείται από πέντε στάδια ενώ η δεύτερη από τέσσερα στάδια. Σε κάθε στάδιο υπολογίζεται μια τιμή η οποία χρησιμοποιείται στα επόμενα στάδια.

Τελικά στην μέθοδο των δυνάμεων η μέθοδος καταλήγει στον υπολογισμό του διαθέσιμου δείκτη πλαστιμότητας συνολικής οριζόντιας μετάθεσης ο οποίος συγκρίνεται με τον απαιτούμενο. Εάν ο διαθέσιμος δείκτης πλαστιμότητας είναι μεγαλύτερος από τον απαιτούμενο δεν απαιτείται ενίσχυση.

Στην μέθοδο των μετακινήσεων τελικά υπολογίζεται η οριακή οριζόντια μετάθεση της κατασκευής και συγκρίνεται με την απαιτούμενη. Εάν η διαθέσιμη μετάθεση είναι μεγαλύτερη από την απαιτούμενη δεν απαιτείται ενίσχυση.

3.1 ΜΕΘΟΔΟΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ

3.1.1 Στάδιο 1

Στο πρώτο στάδιο υπολογίζεται η καμπτική και η διατμητική αντοχή των μελών, τόσο των κατακόρυφων όσο και των οριζόντιων μελών, σύμφωνα με τις σχέσεις (2.5) και (2.12), και αναγνωρίζεται ο τρόπος αστοχίας τους. Στην συνέχεια πραγματοποιείται ο έλεγχος των κόμβων όπως στο 3^ο επίπεδο των Ιαπωνικών οδηγιών.

3.1.2 Στάδιο 2

Έχοντας υπολογίσει τις αντοχές των μελών, από το 1^ο στάδιο, αναγνωρίζεται ο μηχανισμός αστοχίας της κατασκευής και υπολογίζεται η οριακή τέμνουσα βάσης, η οποία μπορεί να υπολογιστεί με τρεις διαφορετικές μεθόδους:

- Γραμμική ελαστική ανάλυση

Το ισοδύναμο στατικό φορτίο αυξάνεται από μηδέν μέχρι την δημιουργία της πρώτης πλαστικής άρθρωσης σε ένα μέλος. Η σεισμική τέμνουσα την στιγμή αυτή μας δίνει ένα κτω όριο της αντοχής της κατασκευής (π.χ. V_l σχήμα()) μιας και γνωρίζουμε ότι λόγω της ανακατανομής των ροπών η κατασκευή θα μπορέσει να παραλάβει μεγαλύτερο φορτίο μέχρι να δημιουργηθούν και άλλες πλαστικές αρθρώσεις και η κατασκευή να γίνει μηχανισμός.

- Απευθείας από τον μηχανισμό αστοχίας

Αν ο μηχανισμός κατάρρευσης είναι φανερός από την αρχή η οριακή τέμνουσα βάσης μπορεί να υπολογιστεί απευθείας με βάση αυτόν τον μηχανισμό. Για παράδειγμα, πλαστικός μηχανισμός ορόφου θεωρούμε ότι θα συμβεί στον κατώτατο όροφο όταν ισχύει η σχέση (3.1)

$$\frac{\Sigma(\Sigma M_{Rc})}{\Sigma(\Sigma M_{Rb})} < 1.4 \quad (3.1)$$

όπου $\frac{\Sigma(\Sigma M_{Rc})}{\Sigma(\Sigma M_{Rb})}$ είναι ο λόγος του αθροίσματος όλων των ροπών αντοχής υποστυλωμάτων

άνω και κάτω των κόμβων προς το άθροισμα των ροπών αντοχής των άκρων όλων των δοκών που συντρέχουν στους κόμβους αυτούς στην υπόψη διεύθυνση. Στην περίπτωση αυτή η οριακή τέμνουσα βάσης μπορεί να υπολογιστεί ως το άθροισμα των τεμνουσών δυνάμεων στα υποστυλώματα του υπόψη ορόφου. Η τέμνουσα σε κάθε υποσύλωμα υπολογίζεται από το άθροισμα της καμπτικής αντοχής στην κορυφή και την βάση του υποστυλώματος, η οποία έχει υπολογιστεί στο 1^ο στάδιο, προς το ύψος του ορόφου.

Η παραπάνω διαδικασία έχει ως αποτέλεσμα τον υπολογισμό ενός πάνω ορίου της οριακής τέμνουσα βάσης. Τέλος, τονίζεται ότι αυτός ο τρόπος υπολογισμού μπορεί να οδη-

γήσει σε μια υπερεκτιμημένη οριακή τέμνουσα βάσης εάν δεν αναγνωριστεί σωστά ο μηχανισμός αστοχίας.

- Ανελαστική στατική ανάλυση

Η οριακή τέμνουσα βάσης υπολογίζεται με ακρίβεια εφαρμόζοντας ανελαστική στατική ανάλυση. Το σεισμικό φορτίο αυξάνεται μέχρι να δημιουργηθεί μηχανισμός. Η τέμνουσα που ασκείται εκείνη την στιγμή είναι και η οριακή τέμνουσα (π.χ. V_u σχήμα (3.1)). Τα οριζόντια στατικά φορτία εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών φορτίων του σεισμού. Τέλος, απαιτείται η εφαρμογή δυο τουλάχιστον διαφορετικών κατανομών φορτίων, ώστε να λαμβάνεται υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω ανελαστικοποίησης ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών. Ως πρώτη κατανομή μπορεί να επιλέγεται μια από τις κατωτέρω:

- Κατανομή καθύψος σύμφωνα με την σχέση (3.2)

$$F_i = (V_o - V_H) \frac{m_i z_i}{\sum_j m z_{jj}} \quad i, j = 1, 2, 3 \dots N \quad (3.2)$$

όπου z_i η απόσταση της στάθμης i από την βάση. Η χρήση της κατανομής αυτής επιτρέπεται μόνο εφόσον η συμμετοχή της πρώτης ιδιομορφής στη συνολική μάζα της κατασκευής ξεπερνά το 75% και εφόσον χρησιμοποιείται επιπροσθέτως και η «ομοιόμορφη» κατανομή

- Κατανομή καθύψος σύμφωνα με το σχήμα της πρώτης ιδιομορφής στη θεωρούμενη διεύθυνση. Η χρήση της κατανομής αυτής επιτρέπεται μόνο εφόσον η συμμετοχή της πρώτης ιδιομορφής στη συνολική μάζα της κατασκευής ξεπερνά το 75%
- Κατανομή καθύψος συμβατή με την κατανομή των τεμνουσών δυνάμεων ορόφων που υπολογίζονται με συνδυασμό των ιδιομορφικών αποκρίσεων από την φασματική ανάλυση του κτιρίου, χρησιμοποιώντας των απαιτούμενο αριθμό ιδιομορφών. Η χρήση της κατανομής αυτής επιβάλλεται όταν η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου ξεπερνά το 1sec.

Ως δεύτερη κατανομή μπορεί να επιλέγεται μια από τις κατωτέρω:

- «Ομοιόμορφη» κατανομή αποτελούμενη από οριζόντια φορτία ανάλογα προς τη μάζα κάθε στάθμης.
- Αναπροσαρμοζόμενη κατανομή που μεταβάλλεται σύμφωνα με τον τρόπο παραμόρφωσης του φορέα.

3.1.3 Στάδιο 3

Στο 3^ο στάδιο υπολογίζεται η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του φορέα από την σχέση (3.3) (Rayleigh)

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_i m_i y_i^2}{\sum_i m_i y_i}} \quad (3.3)$$

όπου y_i οι μετατοπίσεις των συγκεντρωμένων μαζών m_i λόγω των φορτίων οι οποίες προκύπτουν από γραμμική ελαστική ανάλυση ή από το ελαστικό τμήμα μίας ανελαστικής στατικής ανάλυσης. Η επιρροή της ρηγμάτωσης και των διατμητικών παραμορφώσεων στην δυσκαμψία της κατασκευής θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στο προσομοίωμα της ανάλυσης θεωρώντας τη, προσεγγιστικά, ίση με το 25% της ελαστικής ή υπολογίζοντας τη αναλυτικά (π.χ. σχέση 2.24).

Εναλλακτικά για τον υπολογισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου μπορεί να χρησιμοποιηθεί και η παρακάτω εμπειρική σχέση:

$$T = C_t h_n^\beta \quad (3.4)$$

Όπου $C_t = 0.052$ για κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα, $\beta = 0.90$ και h_n το ύψος του κτιρίου σε μέτρα.

3.1.4 Στάδιο 4

Στο 4^ο στάδιο υπολογίζεται η απαιτούμενη τιμή του δείκτη πλαστιμότητας συνολικής οριζόντιας μετάθεσης του κτιρίου. Με γνωστή την ιδιοπερίοδο από το 3^ο στάδιο υπολογίζεται η ελαστική τέμνουσα βάσης από το φάσμα του κανονισμού (σχέσεις(2.10)). Στην συνέχεια υπολογίζεται ο δείκτης συμπεριφοράς της κατασκευής (3.5)

$$q = \frac{V_{el}}{V_u} \quad (3.5)$$

όπου V_{el} η ελαστική τέμνουσα και V_u η οριακή τέμνουσα όπως υπολογίστηκε στο 2^ο στάδιο. Τελικά ο δείκτης πλαστιμότητας συνολικής οριζόντιας μετάθεσης μ_s δίνεται από τις σχέσεις (3.6) και (3.7):

$$\mu_s = q \quad \text{αν } T \geq T_2 \quad (3.6)$$

$$\mu_s = 1 + \frac{T_2}{T}(q - 1) \quad \text{αν } T \leq T_2 \quad (3.7)$$

3.1.5 Στάδιο 5

Στο 5^ο στάδιο ελέγχεται εάν ο διαθέσιμος δείκτης πλαστιμότητας συνολικής οριζόντιας μετάθεσης είναι μεγαλύτερος ή όχι του απαιτούμενου δείκτη πλαστιμότητας συνολικής

οριζόντιας μετάθεσης που έχει υπολογιστεί στο 4^ο στάδιο. Ο διαθέσιμος δείκτης πλαστιμότητας υπολογίζεται με ανελαστική στατική ανάλυση από την εξιδανικευμένη καμπύλη δύναμης μετακίνησης. Η καμπύλη αυτή συνίσταται να είναι διγραμμική. Οι δυο ευθείες που συνθέτουν τη διγραμμική καμπύλη μπορεί να προσδιορίζονται γραφικά με οδηγό την ισότητα των εμβαδών των χωρίων που προκύπτουν πάνω και κάτω από τις τομές της πραγματικής και της εξιδανικευμένης καμπύλης (σχήμα 3.2)

Τελικά η τιμή του διαθέσιμου δείκτη πλαστιμότητας συνολικής οριζόντιας μετάθεσης υπολογίζεται από την σχέση

$$\mu_{\delta} = \frac{\delta_u}{\delta_y}$$

Εναλλακτικά, αν κυρίαρχη της ανελαστικής συμπεριφοράς των στοιχείων είναι η κάμψη, μπορεί να υπολογιστεί ο δείκτης πλαστιμότητας γωνίας στροφής χορδής, μ_{θ} , ως η ελάχιστη τιμή του πηλίκου θ_u / θ_y μεταξύ των άκρων όλων των στοιχείων που συμμετέχουν στον πλαστικό μηχανισμό. Στην συνέχεια μετατρέπουμε τον διαθέσιμο δείκτη πλαστιμότητας συνολικής οριζόντιας μετάθεσης σε διαθέσιμο δείκτη πλαστιμότητας γωνίας στροφής χορδής εφαρμόζοντας τις σχέσεις (3.8) ή (3.9)

$$\mu_{\theta} = \mu_{\delta} \quad (3.8)$$

$$\mu_{\theta} = \mu_{\delta} \frac{H_{tot}}{H_{op}} \quad (3.9)$$

Η σχέση (3.8) ισχύει στην περίπτωση που τα κατακόρυφα στοιχεία της κατασκευής έχουν επαρκή αντοχή ώστε να αποφεύγεται ο σχηματισμός πλαστικού μηχανισμού ορόφου ενώ στην αντίθετη περίπτωση ισχύει η σχέση (3.9) όπου H_{tot} το συνολικό ύψος του κτιρίου και H_{op} το ύψος του ορόφου όπου φαίνεται πιθανός ο σχηματισμός πλαστικού μηχανισμού.

3.2 ΜΕΘΟΔΟΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ

3.2.1 Στάδιο 1

Στο πρώτο στάδιο υπολογίζεται η καμπτική και η διατμητική αντοχή των δοκών και των υποστυλωμάτων (σχέσεις 2.5 και 2.12) και αναγνωρίζεται ο τρόπος αστοχίας τους. Στην συνέχεια πραγματοποιείται ο έλεγχος των κόμβων όπως στο 3^ο επίπεδο των Ιαπωνικών οδηγιών. Επιπλέον ελέγχεται η δημιουργία ή όχι πλαστικού μηχανισμού ορόφου (3.1).

3.2.2 Στάδιο 2

Στο δεύτερο στάδιο υπολογίζεται η διαθέσιμη γωνία στροφής πλαστικής άρθρωσης (3.10) σε κάθε δοκό και υποσύλωμα.

$$\theta_u^{pl} = [(1/r)_u - (1/r)_y] L_{pl} \quad (3.10)$$

όπου $(1/r)_u$, η καμπυλότητα της ακραίας διατομής στην αστοχία, $(1/r)_y$, η καμπυλότητα της ακραίας διατομής στην διαρροή και L_{pl} , το μήκος πλαστικής άρθρωσης το οποίο δίνεται από την σχέση (3.11)

$$L_{pl} = 0.1L_s + \frac{0.25f_y}{\sqrt{f_c}} d_b \quad (3.11)$$

όπου L_s το μήκος διάτμησης και d_b η μέση διάμετρος των εφελκόμενων διαμήκων ράβδων.

Η τιμή της καμπυλότητας στην διαρροή δίνεται από τις σχέσεις (3.12) ανάλογα με το αν η διαρροή της διατομής οφείλεται σε διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού (3.12.α) ή σε μη – γραμμικότητα των παραμορφώσεων του θλιβόμενου σκυροδέματος (3.12.β).

$$(1/r)_y = \frac{f_y}{E_s(1 - \xi_y)d} \quad (3.12.α)$$

$$(1/r)_y \approx \frac{1.8f_c}{E_c\xi_y d} \quad (3.12.β)$$

Η τιμή της καμπυλότητας στην αστοχία δίνεται από τις σχέσεις (3.13):

- για αστοχία πριν από την αποφλοίωση

$$(1/r)_{su} = \frac{\varepsilon_{su}}{(1 - \xi_{su})d} \quad (3.13.α)$$

- λόγω αστοχίας του σκυροδέματος σε θλίψη

$$(1/r)_{cu} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\xi_{cu}d} \quad (3.13.β)$$

Επιπλέον πρέπει να ληφθεί υπόψη, ότι κατά τις μεταλαστικές ανακυκλίσεις, η σταδιακή εξασθένηση της αντοχής σε τέμνουσα V_R , ενδέχεται να προκαλέσει αστοχία από τέμνουσα ακόμη και στην περίπτωση όπου αρχικά ήταν $V_R > V_{Mu}$. Στην περίπτωση αυτή η διαθέσιμη γωνία πλαστικής άρθρωσης δίνεται από την σχέση (3.14):

$$\theta_u^{pl} = \theta_u - \theta_y \quad (3.14)$$

όπου η θ_y υπολογίζεται από τις σχέσεις (2.17 έως 2.20) και η θ_u υπολογίζεται από την σχέση (3.15)

$$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (3.15)$$

για την τιμή του μ_θ που προκύπτει από την διατμητική αστοχία.

Τέλος, όλα τα παραπάνω ισχύουν σε περίπτωση καμπτικής αστοχίας του μέλους. Στην περίπτωση όπου από το πρώτο στάδιο έχει προκύψει ότι το μέλος αστοχεί διατμητικά η διαθέσιμη γωνία πλαστικής άρθρωσης λαμβάνεται ίση με το μηδέν, ενώ η παραμόρφωση

στην αστοχία υπολογίζεται ως το γινόμενο της θ_y , όπως αυτή προκύπτει από τις σχέσεις (2.17 έως 2.20), επί $V_R L_s / M_y$.

3.2.3 Στάδιο 3

Στο τρίτο στάδιο υπολογίζεται η τιμή της διαθέσιμης οριακής οριζόντιας μετάθεσης της κατασκευής. Ο υπολογισμός μπορεί να γίνει με δυο μεθόδους:

- Γραμμική ελαστική ανάλυση

Το ισοδύναμο στατικό φορτίο αυξάνεται από μηδέν μέχρι την δημιουργία της πρώτης πλαστικής άρθρωσης σε ένα μέλος. Η ισοδύναμη μετακίνηση στο σημείο εφαρμογής της συνισταμένης οριζόντιας δύναμης την στιγμή αυτή είναι η οριακή διαθέσιμη οριζόντια μετάθεση (σχήμα 3.1). Από διγραμμικοποίηση προκύπτει η οριζόντια μετάθεση την στιγμή της διαρροής και τελικά υπολογίζεται ο δείκτης πλαστιμότητας συνολικής οριζόντιας μετάθεσης μ_δ .

- Ανελαστική στατική ανάλυση

Η ανελαστική στατική ανάλυση εφαρμόζεται όπως και στην παράγραφο (3.1.2). Η μετακίνηση την στιγμή της δημιουργίας του μηχανισμού είναι η οριακή διαθέσιμη οριζόντια μετάθεση. Από διγραμμικοποίηση προκύπτει η οριζόντια μετάθεση την στιγμή της διαρροής και τελικά υπολογίζεται ο δείκτης πλαστιμότητας συνολικής οριζόντιας μετάθεσης μ_δ .

3.2.4 Στάδιο 4

Στο τέταρτο στάδιο υπολογίζεται η απαιτούμενη τιμή της συνολικής οριζόντιας μετάθεσης της κατασκευής. Ο υπολογισμός γίνεται με την μέθοδο της ισοδύναμης κατασκευής (Shibata – Sozen). Σύμφωνα με την παραπάνω μέθοδο η απόσβεση και η ιδιοπερίοδος της κατασκευής υπολογίζονται συναρτήσει του δείκτη πλαστιμότητας μ_δ , ο οποίος έχει υπολογιστεί στο 3^ο στάδιο, από τις σχέσεις:

$$\zeta = 2 + 20\left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu_\delta}}\right) \quad (3.16)$$

$$T = T_{el} \mu_\delta^{1/2} \quad (3.17)$$

Όπου το T_{el} δίνεται από την σχέση (2.18) για K_{eff} ίσο με το 25% της ελαστικής δυσκαμψίας.

$$T_{el} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{eff}}} \quad (3.18)$$

Από το ελαστικό φάσμα και για τιμή του συντελεστή η από την σχέση (3.19) υπολογίζεται, από τις σχέσεις (2.10), η φασματική επιτάχυνση.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \quad (3.19)$$

Τελικά η απαιτούμενη οριζόντια μετάθεση δίνεται από την σχέση(3.20)

$$S_d = \omega^2 S_a \quad (3.20)$$

Συμπεράσματα

Συνοπτικά, για τις Ιαπωνικές οδηγίες, μπορούμε να αναφέρουμε ότι το πρώτο επίπεδο είναι αρκετά συντηρητικό και κυρίως εποπτικό, μιας και λαμβάνεται υπόψη μόνο η διατμητική αντοχή των κατακόρυφων στοιχείων η οποία μάλιστα υπολογίζεται χωρίς να λαμβάνεται η συνεισφορά των οπλισμών με ακρίβεια. Το δεύτερο επίπεδο μας οδηγεί σε μια αρκετά καλή προσέγγιση της συμπεριφοράς της κατασκευής σε σεισμό ενώ στο τρίτο, λαμβάνοντας υπόψη και την συμπεριφορά των δοκών, οδηγούμαστε σε αποτελέσματα με μεγάλη ακρίβεια. Οι Ιαπωνικές οδηγίες θα μπορούσαν, αρχικά τουλάχιστον, να χαρακτηριστούν ως μια διαδικασία αρκετά εύκολη και γρήγορη για τον μελετητή. Η προσπάθεια ένταξης όμως των οδηγιών στην φιλοσοφία των Ελληνικών κανονισμών και εισάγοντας στην διαδικασία τις σχέσεις που αναφέρονται σε αυτούς έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση του βαθμού δυσκολίας για τον μελετητή και αυτό γιατί οι σχέσεις που αναφέρονται στα Ελληνικά κείμενα και κυρίως στον Κανονισμό Επεμβάσεων είναι αρκετά πολύπλοκες. Γι' αυτό στην παρούσα εργασία έγινε και μια προσπάθεια απλοποίησης των υπολογισμών με την δημιουργία ενός απλού προγράμματος για τον υπολογισμό των μεγεθών.

Οι Νεοζηλανδικές οδηγίες, τόσο η μέθοδος των δυνάμεων όσο και η μέθοδος των μετακινήσεων, είναι αρκετά ακριβείς. Μάλιστα θα μπορούσαν να θεωρηθούν ως ένα τέταρτο επίπεδο Ιαπωνικών οδηγιών. Η διαδικασία όμως είναι αρκετά πιο επίπονη για τον μελετητή ενώ η χρήση ηλεκτρονικού υπολογιστή είναι απαραίτητη για τις αναλύσεις που απαιτεί.

Βιβλιογραφία

1. Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (2001), “*Ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός (ΕΑΚ 2000)*”, Αθήνα
2. Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (2001), “*Ελληνικός κανονισμός οπλισμένου σκυροδέματος (ΕΚΟΣ 2000)*”, Αθήνα
3. Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (2004), “*Κανονισμός Επεμβάσεων – Σχέδιο Κειμένου Ι*”, Αθήνα
4. Hirosawa M., Kaminosono T., Sugano S. (1995), “*Essentials of Current Evaluation and Retro Fitting for Existing and Damaged Buildings in Japan*”, International Institute of Seismology and Earthquake Engineering, Ibaraki – ken
5. New Zealand National Society for Earthquake Engineering (1996), “*The Assessment and Improvement of the Structural Performance of Earthquake Risk Buildings – Draft for General Release*”, Wellington