

**ΠΡΩΤΟΒΑΘΜΙΟΙ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ
ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ****ΕΡΓΑΣΙΑ Νο 7****ΔΕΣΠΟΙΝΑ ΛΕΚΚΑ – ΚΥΡΙΑΚΟΣ ΜΑΥΡΙΔΗΣ****Περίληψη**

Η παρούσα εργασία αφορά την παρουσίαση και την αξιολόγηση ορισμένων βασικών προσεγγιστικών διαδικασιών οι οποίες επιτρέπουν στον πολιτικό μηχανικό να απαντήσει στο ερώτημα, εάν μια συγκεκριμένη κατασκευή οπλισμένου σκυροδέματος παρέχει επαρκή ασφάλεια έναντι σεισμού για τη συνέχιση της λειτουργίας της ως έχει ή αν απαιτεί ενίσχυση.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η λεπτομερής σεισμική αποτίμηση υφιστάμενων κτιρίων, δεν καθορίζει μόνο το αν απαιτείται ή όχι ενίσχυση της κατασκευής, αλλά παράλληλα καθορίζει τις ιδιαίτερες αδυναμίες της κατασκευής που πρέπει να βελτιωθούν με την επισκευή ή την ενίσχυση της. Για το λόγο αυτό τις τελευταίες δεκαετίες, έχει παρατηρηθεί παγκοσμίως μια αλλαγή κατεύθυνσης στις μεθόδους σεισμικής αποτίμησης κατασκευών.

Ως προφανής τρόπος σεισμικής αποτίμησης υφιστάμενων κατασκευών παλαιότερα θεωρούταν η εξέταση του αν πληρούνται ή όχι οι διατάξεις των Αντισεισμικών Κανονισμών για τις νέες κατασκευές. Αλλά οι κατασκευές που έχουν χτισθεί σε παλαιότερες εποχές είναι σίγουρο ότι δεν πληρούν τις διατάξεις των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών (π.χ. περί κανονικότητας σε κάτοψη και καθ' ύψος, συνολικής πλαστιμότητας, ή διαθέσιμης τοπικής πλαστιμότητας κλπ.). Έτσι, η αποτίμηση με βάση τις διατάξεις των σύγχρονων κανονισμών οδηγεί συνήθως στο συμπέρασμα, ότι σχεδόν όλες οι υφιστάμενες κατασκευές είναι σεισμικά ανεπαρκείς και χρειάζονται ενίσχυση. Κάτι τέτοιο όμως μπορεί να οδηγήσει σε απαγορευτικό κόστος ενίσχυσης.

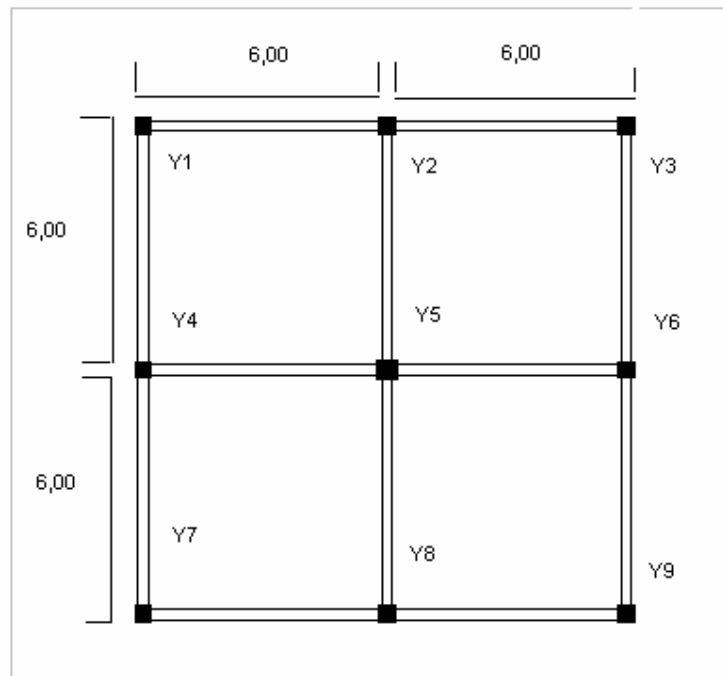
Για τον καθορισμό της σεισμικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής είναι απαραίτητο να συγκεντρωθούν ορισμένα στοιχεία για την εκτίμηση της μηχανικής συμπεριφοράς της κατασκευής αλλά και των φορτίων και των μαζών της. Για τα φορτία και τις μάζες απαιτείται γνώση των διαστάσεων των στοιχείων και του υλικού κατασκευής τους. Για τον ακριβή καθορισμό της μηχανικής συμπεριφοράς σε σεισμό και σε κατακόρυφα φορτία χρειάζεται λεπτομερής γνώση της δομικής γεωμετρίας, της αντοχής του σκυροδέματος, της ποσότητας της διάταξης και της αγκύρωσης των οπλισμών και των χαρακτηριστικών του χάλυβα.

Στις σύγχρονες μεθόδους σεισμικής αποτίμησης υφιστάμενων κατασκευών, εκτός άλλων, ανήκουν η Ιαπωνική Μέθοδος Σεισμικής Αποτίμησης Κατασκευών, το Νεοζηλανδικό Σχέδιο Οδηγιών, καθώς και το προσχέδιο του Ελληνικού Κανονισμού Σεισμικής Αποτίμησης Κατασκευών. Οι παραπάνω μέθοδοι όμως είναι αρκετά επίπονοι και χρονοβόροι διότι απαιτούν μεγάλο αριθμό υπολογισμών και αναλύσεων (όχι μόνο δυναμικών φασματικών αλλά και ανελαστικών δυναμικών push-over). Για να αντιμετωπιστεί το πρόβλημα της σεισμικής αποτίμησης μεγάλου πλήθους υφιστάμενων κατασκευών χωρίς πολλούς υπολογισμούς και σε σύντομο χρονικό διάστημα, μπορούν να χρησιμοποιηθούν ορισμένες προσεγγιστικές μέθοδοι. Τέτοιες είναι το πρώτο στάδιο ελέγχου της Ιαπωνικής μεθόδου και η εφαρμογή της μεθόδου της UNIDO/OHE με κριτήριο την αντοχή μόνο της κατασκευής. Στην παρούσα εργασία γίνεται προσπάθεια να συγκριθούν τα αποτελέσματα αυτών των μεθόδων με τα αποτελέσματα από την δυναμική φασματική ανάλυση διαφόρων τύπων κτιρίου με στόχο την αξιολόγησή τους. Τα συμπεράσματα που θα προκύψουν έχουν ιδιαίτερη πρακτική σημασία για τον μηχανικό καθώς πολύ συχνά αντιμετωπίζει δυσκολία να απαντήσει στο ερώτημα της σεισμικής επάρκειας ή όχι ενός υφιστάμενου κτιρίου.

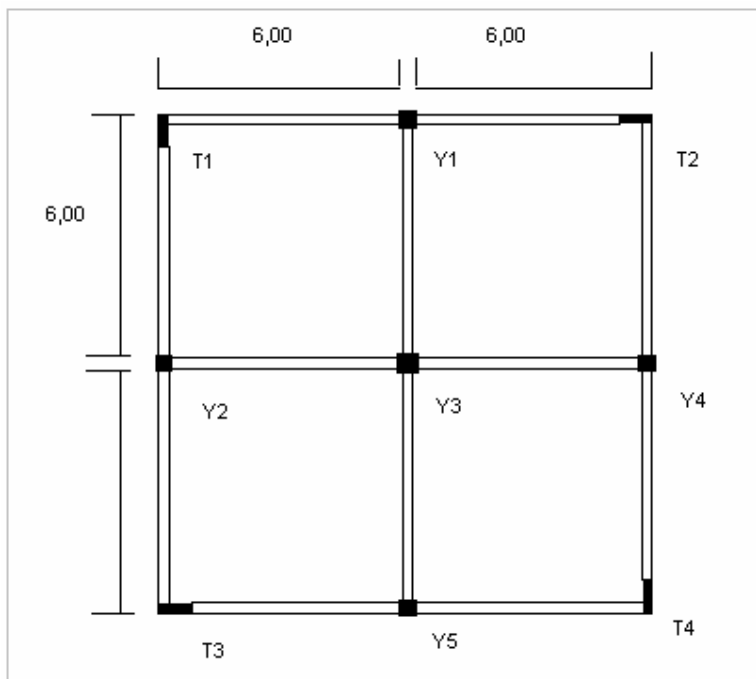
2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΩΝ

Τα κτίρια που μελετήθηκαν είναι και των τριών τύπων δομικού συστήματος (πλαισιακά, μεικτά και τοιχωματικά). Για κάθε τύπο δομικού συστήματος έγιναν αναλύσεις για 2 έως και 5 ορόφους με απόλυτα όμοιες κατόψεις των ορόφων. Οι κατόψεις των κτιρίων φαίνονται στα σχήματα 1, 2 και 3. Ο φέρων οργανισμός της κατασκευής παρουσιάζει συμμετρία προς τους δύο κύριους άξονες. Γενικά η κατασκευή μπορεί να θεωρηθεί κανονική. Οι διαστάσεις όλων των δοκών είναι 0,25x0,50m. Οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων καθώς και των τοιχωμάτων των κτιρίων φαίνονται στον πίνακα 1. Τα υλικά με τα οποία μελετήθηκαν τα κτίρια ήταν σκυρόδεμα κατηγορίας C16/20 και χάλυβας S400 για τους διαμήκεις οπλισμούς των δοκών και υποστυλωμάτων. Για τους συνδετήρες χρησιμοποιήθηκε χάλυβας S220. Η ηλικία των κτιρίων εκτιμάται περί τα 15-20 έτη.

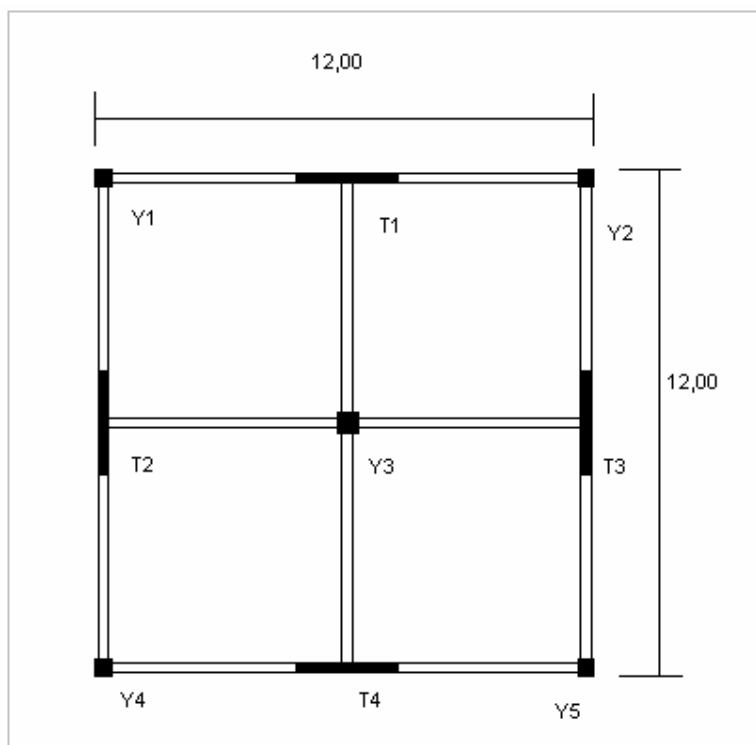
Τα υποστυλώματα διαστάσεων 0,40x0,40m έχουν διαμήκεις οπλισμούς 4Φ16 και εγκάρσιους Φ8/200 ενώ αυτά των 0,50x0,50m έχουν 4Φ16+4Φ8 και Φ8/200. Τα τοιχώματα με διαστάσεις 0,20x0,80m έχουν κατακόρυφο οπλισμό 4Φ14 στις περιοχές των κρυφών υποστυλωμάτων (0,20x0,20m), Φ10/200 στον κορμό και οριζόντιο οπλισμό Φ10/200 ενώ τα τοιχώματα με διαστάσεις 0,25x2,5m έχουν 4Φ16+2Φ8, (0,30x0,25m), Φ10/200 και Φ10/140, αντίστοιχα. Σχετικά με τις φορτίσεις, τα κτίρια καταπονούνται από μόνιμα και κινητά φορτία, και φυσικά από το σεισμό σχεδιασμού, που εκφράζεται στις αναλύσεις από το φάσμα σχεδιασμού, που προέκυψε από τις σχετικές εξισώσεις του Ευρωκώδικα 8. Η κατασκευή θεωρήθηκε πως βρίσκεται σε ζώνη σεισμικότητας III ($\alpha=0.24g$). Το έδαφος είναι κατηγορίας B, ο συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου $\gamma_1=1$, ο συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης $\theta=1$ και το ποσοστό απόσβεσης 5%.



Σχήμα 1. Κάτοψη ορόφων πλαισιακών κτιρίων



Σχήμα 2. Κάτοψη ορόφων μεικτών κτιρίων



Σχήμα 3. Κάτοψη ορόφων τοιχωματικών κτιρίων

Διαστάσεις διατομών	Πλαισιακά		Μεικτά			Τοιχωματικά		
	Y1, Y2, Y3, Y4, Y6, Y7, Y8, Y9	Y5	Y1, Y2, Y4, Y5	Y3	T1, T2, T3, T4	Y1, Y2, Y4, Y5	Y3	T1, T2, T3, T4
Πλάτος διατομής (m)	0,4	0,5	0,4	0,5	0,2	0,4	0,5	0,25
Ύψος διατομής (m)	0,4	0,5	0,4	0,5	0,8	0,4	0,5	2,5

Πίνακας 1. Διαστάσεις διατομών κατακόρυφων στοιχείων

3. Η ΙΑΠΩΝΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Οι οδηγίες για τη σεισμική αποτίμηση και ενίσχυση κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος αναπτύχθηκαν στην Ιαπωνία το 1977 υπό την εποπτεία του Υπουργείου Κατασκευών – Διεύθυνση Κτιρίων και αναθεωρήθηκαν το 1990 και 2001. Αν και δεν έχουν ισχύ νόμου έχουν εφαρμοσθεί ευρύτατα, ιδίως σε κτίρια μικρού ως μεσαίου αριθμού ορόφων και σε σχολεία.

Σύμφωνα με τις Ιαπωνικές οδηγίες η κατασκευή ελέγχεται για το αν είναι ασφαλής ή όχι, για το σεισμό σχεδιασμού. Στην Ιαπωνία τα κτίρια σχεδιάζονται με συντελεστή σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους ίσο με $\alpha = 0.2g$.

Η μέθοδος των Ιαπωνικών Οδηγιών προβλέπει τρία επίπεδα ελέγχου. Η αξιοπιστία και η ακρίβεια αυξάνονται με το επίπεδο ελέγχου. Η κύρια λογική της μεθόδου, στο πρώτο επίπεδο ελέγχου, έχει ως σκοπό να αναγνωρίσει την ικανότητα αντίστασης των κτιρίων σε σεισμό, εξετάζοντας κυρίως τη διατμητική αντοχή των κατακόρυφων μελών (υποστυλώματα και τοιχώματα). Αν η εφαρμογή αυτή οδηγήσει σε ξεκάθαρο συμπέρασμα για τη σεισμική επάρκεια του κτιρίου, η αποτίμηση σταματά εκεί. Διαφορετικά εφαρμόζεται το επόμενο επίπεδο ελέγχου, λαμβάνοντας υπόψη και την παραμόρφωση των οριζοντίων μελών. Αν και πάλι το συμπέρασμα δεν είναι ξεκάθαρα θετικό, προχωράμε στο επίπεδο αποτίμησης 3, το οποίο απαιτεί στατική ανελαστική ανάλυση (push over ανάλυση) της κατασκευής. Ο έλεγχος της κατασκευής βασίζεται στη λογική της ικανοποίησης ή όχι της βασικής εξίσωσης $V_S < V_R$. Ο έλεγχος στα δύο πρώτα επίπεδα γίνεται με δύο τρόπους. Ο πρώτος αφορά τη σύγκριση της αντοχής του κτιρίου με την ελαστική σεισμική τέμνουσα βάσης. Ο δεύτερος έγκειται στον υπολογισμό ενός σεισμικού συντελεστή I_S , που ανάλογα με την τιμή που αυτός έχει καθορίζεται η επάρκεια ή όχι του κτιρίου για το σεισμό σχεδιασμού.

3.2 ΠΡΩΤΟ ΕΠΙΠΕΔΟ ΕΛΕΓΧΟΥ

Στο πρώτο επίπεδο ελέγχου η αποτίμηση βασίζεται σε σύγκριση της ελαστικής σεισμικής τέμνουσας βάσης του κτιρίου με την αντίστοιχη αντοχή του, χωριστά για τις δύο κύριες οριζόντιες διευθύνσεις.

Η σεισμική ελαστική τέμνουσα του κτιρίου V_S υπολογίζεται από τον ελαστικό σεισμικό συντελεστή βάσης για ανεστραμμένη τριγωνική κατανομή των σεισμικών δυνάμεων καθ' ύψος. Ο ελαστικός σεισμικός συντελεστής βάσης προκύπτει ως το γινόμενο της ελαστικής φασματικής επιτάχυνσης (σε g) στο πλατό του φάσματος επιταχύνσεων για απόσβεση 5% (ενεργός εδαφική επιτάχυνση σε g επί 2,5) επί το συντελεστή σπουδαιότητας του κτιρίου, επί οποιοδήποτε συντελεστή επιβάλλεται από τον αντισεισμικό κανονισμό για νέα κτίρια, για να ληφθούν υπόψη οι τοπικές συνθήκες εδάφους και θεμελίωσης, η

τοπογραφία κτλ. Η ελαστική σεισμική τέμνουσα για το πρώτο επίπεδο ελέγχου πολλαπλασιάζεται επί συντελεστή προσομοιώματος ίσο με 4/3. Ο συντελεστής αυτός αντικατοπτρίζει τη μείωση της τέμνουσας των ορόφων σε υψηλά κτίρια σε σχέση με αυτή της ισοδύναμης στατικής μεθόδου για την πιο δυσμενή φασματική επιτάχυνση. Άρα η ελαστική σεισμική τέμνουσα του ορόφου ισούται με:

$$V_s = 4/3 \cdot (\alpha \cdot 2.5g) \cdot m$$

Για τον υπολογισμό της αντίστοιχης τέμνουσας αντοχής ακολουθείται η εξής διαδικασία:

Αρχικά εξετάζεται η περίπτωση που στον υπόψη όροφο υπάρχουν κοντά υποστυλώματα, δηλαδή υποστυλώματα με λόγο διάτμησης L_s μικρότερο του 1. Στην περίπτωση αυτή ο δείκτης συμπεριφοράς q του συνόλου του ορόφου λαμβάνεται ίσος με 0.8 και η τέμνουσα αντοχής V_R θεωρείται ίση με τη συνολική αντοχή αυτών των κοντών υποστυλωμάτων συν το ποσοστό α_i της αντοχής των λυγηρών υποστυλωμάτων και των τοιχωμάτων που έχει επιτευχθεί στο επίπεδο παραμορφώσεων ορόφου στο οποίο αστοχούν τα κοντά υποστυλώματα. Η ανοιγμένη παραμόρφωση ορόφου στην οποία αστοχούν ψαθυρά τα κοντά υποστυλώματα λαμβάνεται ίση με το 70% αυτής στην οριακή αντοχή τοιχωμάτων, δηλαδή $\alpha_i=0.7$ για τα τοιχώματα, ενώ για τα υποστυλώματα $\alpha_i=0.7 \cdot 0.7=0.5$.

Αν δεν υπάρχουν κοντά υποστυλώματα ο δείκτης συμπεριφοράς q λαμβάνεται ίσος με 1. Όσον αφορά την τέμνουσα αντοχής V_R , ο υπολογισμός της εξαρτάται από την ύπαρξη ή όχι τοιχωμάτων στον υπόψη όροφο.

Αν υπάρχουν τοιχώματα, η τέμνουσα αντοχής V_R υπολογίζεται αθροίζοντας τις τέμνουσες αντοχής των τοιχωμάτων και τα ποσοστά α_i της αντοχής των υποστυλωμάτων που έχουν επιτευχθεί. Η ανοιγμένη παραμόρφωση ορόφου στην οριακή αντοχή τοιχωμάτων λαμβάνεται ίση με το 70% αυτής που ισχύει για τα υποστυλώματα, δηλ. $\alpha_i=0.7$. Αν δεν υπάρχουν τοιχώματα, στη V_R αθροίζονται οι τέμνουσες αντοχής των υποστυλωμάτων με $\alpha_i=1$

Στη συνέχεια παρατίθενται οι τύποι για τον υπολογισμό του V_R των κατακόρυφων στοιχείων:

Για κοντά υποστυλώματα $V_{SC} = (\tau_{SC} A_{SC}) \beta_c$, $\tau_{SC} = 1,5 \text{ Mpa}$

Για υποστυλώματα $V_C = (\tau_C A_C) \beta_c$, $\tau_C = 1,0 \text{ Mpa}$

Για τοιχώματα $V_w = (\tau_{w1} A_{w1} + \tau_{w2} A_{w2} + \tau_{w3} A_{w3})$

Όπου τ_{wi} ισούται με :

$\tau_{w1}=3 \text{ Mpa}$ αν το τοίχωμα έχει ενισχυμένα και τα δύο άκρα της διατομής του.

$\tau_{w1}=2 \text{ Mpa}$ αν το τοίχωμα έχει ενισχυμένο το ένα άκρο της διατομής του.

$\tau_{w1}=1 \text{ Mpa}$ αν το τοίχωμα δεν έχει ενισχυμένο κανένα από τα δύο άκρα της διατομής του.

Ο υπολογισμός του β_c γίνεται ως εξής:

$\beta_c = F_C / 20$ αν $F_C \leq$ με 20 Mpa

$\beta_c = (F_C / 20)^{0.5}$ αν $F_C >$ με 20 Mpa

Η τέμνουσα αντοχής V_R πολλαπλασιάζεται επί τον κατάλληλο δείκτη συμπεριφοράς q (δηλαδή ο δείκτης συμπεριφοράς πολλαπλασιάζει την αντοχή αντί να διαιρεί την ελαστική δρώσα δύναμη) και επί δύο επιπλέον συντελεστές, S_D και T , που λαμβάνουν υπόψη ο μιν S_D τη δομική μορφολογία του κτιρίου, ο δε T τις φθορές και τη γενικότερη κατάστασή του.

Ο συντελεστής S_D ισούται με το γινόμενο εννέα συντελεστών :

Ένας για την κανονικότητα και συμμετρία της κάτοψης, ίσος με 1-0,1 g_1 , όπου:

α) $g_1=0$, για περίπου ορθογωνική κάτοψη, με τμήματα που προεξέχουν λιγότερο από το 10% της παράλληλης πλευράς της κάτοψης.

β) $g_1=1$, για κατόψεις μορφολογίας Γ, Τ ή Π, με προεξέχοντα τμήματα μήκους μεταξύ 10% και 30% της αντίστοιχης πλευράς και

γ) $g_1=2$, για πιο περίπλοκες κατόψεις.

Ένας για το επίμηκες της κάτοψης, ίσος με $1-0,05 g_2$, όπου :

- α) $g_2 = 0$, αν ο λόγος των πλευρών στις δυο οριζόντιες διευθύνσεις είναι μικρότερος του 5
- β) $g_2 = 1$, αν ο λόγος αυτός είναι μεταξύ 5 και 8 και
- γ) $g_2 = 2$, αν ξεπερνά το 8

Ένας για την τυχόν στένωση της κάτοψης στο κέντρο, ίσος με $1-0,05 g_3$, όπου:

- α) $g_3 = 0$, αν το στενότερο πλάτος είναι τουλάχιστον 80 % του πλατύτερου
- β) $g_3 = 1$, αν είναι μεταξύ 50 % και 80 % και
- γ) $g_3 = 2$, αν είναι μικρότερο του 50 %

Ένας για τους σεισμικούς αρμούς με γειτονικά κτίρια, ίσος με $1-0,05 g_4$, όπου:

- α) $g_4 = 0$, αν στη στάθμη του ορόφου που εξετάζεται ο αρμός έχει πλάτος τουλάχιστον 1 % του ύψους από το έδαφος,
- β) $g_4 = 1$, αν το πλάτος του αρμού είναι μεταξύ 0,5 % και 1 % του ύψους αυτού και
- γ) $g_4 = 2$, αν ο αρμός είναι στενότερος του 0,5 %

Ένας για τυχόν εσωτερικό αίθριο σε κάτοψη, ίσος με $1-0,05 g_5$, όπου:

- α) $g_5 = 0$, αν το αίθριο καταλαμβάνει μέχρι το 10% της κάτοψης,
- β) $g_5 = 1$, αν καταλαμβάνει μεταξύ 10% και 30% και
- γ) $g_5 = 2$, αν καταλαμβάνει περισσότερο από 30%

Ένας για την εκκεντρότητα σε κάτοψη του τυχόν αίθριου, ίσος με $1-0,025 g_6$ όπου:

- α) $g_6 = 0$, αν η εκκεντρότητα του κέντρου του αίθριου ως προς αυτό της κάτοψης είναι μικρότερη του 10% της μεγαλύτερης διάστασης της κάτοψης και του 40% της μικρότερης
- β) $g_6 = 1$, αν η εκκεντρότητα είναι μικρότερη του 40% της μικρότερης πλευράς και μεταξύ του 10% και του 30% της μεγαλύτερης και
- γ) $g_6 = 2$, αν η εκκεντρότητα ξεπερνά το 40% της μικρότερης πλευράς ή το 30% της μεγαλύτερης.

Ένας για την ύπαρξη υπογείου, που ισούται με $1.2 - 0.1 g_7$, όπου:

- α) $g_7 = 0$, αν το υπόγειο καταλαμβάνει το σύνολο της κάτοψης του ισογείου,
- β) $g_7 = 1$, αν το υπόγειο καταλαμβάνει από 50% έως 100% της κάτοψης ισογείου και
- γ) $g_7 = 2$, αν καταλαμβάνει το πολύ 50% της κάτοψης ισογείου. Είναι ο μόνος συντελεστής με τιμές και μεγαλύτερες του 1.0.

Ένας για την κανονικότητα καθ' ύψος, ίσος με $1-0,05 g_8$, όπου :

- α) $g_8 = 0$, αν σε σχέση με τον αμέσως ανώτερο (ή αμέσως κατώτερο για τον τελευταίο όροφο) ο όροφος που εξετάζεται έχει ύψος μέχρι 20% μικρότερο,
- β) $g_8 = 1$, αν ο όροφος αυτός έχει κατά 20% έως 30% μικρότερο ύψος ή
- γ) $g_8 = 2$, αν έχει κατά 30% μικρότερο ύψος.

Τέλος ένας για τυχόν ύπαρξη στους ορόφους τοιχωμάτων που δε συνεχίζονται στο ισόγειο (ακραία περίπτωση Pilotis), ίσος με $1-0,05 g_9$, όπου :

- α) $g_9 = 0$, αν δεν υπάρχουν τέτοιου είδους τοιχώματα,
- β) $g_9 = 1$, αν η διάταξη τέτοιων τοιχωμάτων αφορά (περίπου) συμμετρικά το σύνολο της κάτοψης και
- γ) $g_9 = 2$, αν αφορά (έκκεντρα) τη μια πλευρά της.

Για το επίπεδο ελέγχου 1 ο μειωτικός συντελεστής T για το κτίριο ισούται με την ελάχιστη τιμή που καθορίζεται σε οποιονδήποτε όροφο ανάλογα με τα κατωτέρω:

Την ηλικία, με το T να ισούται με:

- α) 0.8 για κτίρια άνω των 30 ετών

β) 1 για νεότερα κτίρια των 20 ετών

γ) 0.8-0.9 για ενδιάμεσες ηλικίες.

Τη διαβρωτικότητα που προκύπτει από τη χρήση, με το T να μειώνεται σε 0.8, αν στο κτίριο χρησιμοποιούνται διαβρωτικές χημικές ουσίες.

Τις τυχόν βλάβες από πυρκαγιά, με το T να ισούται με

α) 0.8 αν οι βλάβες έχουν επισκευασθεί

β) 0.7 αν οι βλάβες δεν έχουν επισκευασθεί.

Τις παραμορφώσεις του φορέα, με το T να ισούται με :

α) 0.7 αν το κτίριο έχει αναπτύξει κλίση ως προς την κατακόρυφο ή ανομοιόμορφες καθιζήσεις.

β) 0.9 αν υπάρχουν εμφανείς παραμορφώσεις στις δοκούς ή στα υποστυλώματα ή αν το κτίριο είναι θεμελιωμένο σε επιχωμάτωση.

Τις ρηγματώσεις και φθορές, με το T να ισούται με :

α) 0.9, αν οι επικαλύψεις και οι επιστρώσεις εμφανίζουν σημεία φθοράς ή αν στο φέροντα οργανισμό υπάρχουν ρωγμές ή και διαρροές νερού χωρίς όμως σημεία διάβρωσης οπλισμού.

β) 0.8 αν υπάρχουν σημεία τέτοιας διάβρωσης.

Όπως προειπώθηκε στην εισαγωγή του κεφαλαίου, ο έλεγχος για την επάρκεια ή όχι του κτιρίου πραγματοποιείται και με την εξέταση της τιμής που έχει ο σεισμικός συντελεστής I_{si} , ο υπολογισμός του οποίου γίνεται ως εξής :

$$I_{si} = E_{oi} \cdot S_D \cdot T$$

με

$$\alpha) E_{oi} = \varphi_i (C_{SC} + 0.7 \cdot C_W + 0.5 \cdot C_C) \cdot q, \quad q=0.8$$

Στην περίπτωση που υπάρχουν κοντά υποστυλώματα που αστοχούν ψαθυρά, ενώ τα τοιχώματα και τα υποστυλώματα αναπτύσσουν αντίστοιχα το 70% και 50% της αντοχής τους.

$$\beta) E_{oi} = \varphi_i (C_W + 0.7 \cdot C_C) \cdot q, \quad q=1$$

Στην περίπτωση που δεν υπάρχουν κοντά υποστυλώματα.

$$\gamma) E_{oi} = \varphi_i \cdot C_C \cdot q, \quad q=1$$

Εάν στον υπόψη όροφο υπάρχουν μόνο υποστυλώματα.

όπου:

φ_i , συντελεστής ορόφου που ορίζεται ως $\varphi_i = (n+1)/(n+i)$, n αριθμός ορόφων και i ο όροφος που εξετάζεται.

C_W , C_C , C_{SC} «Συντελεστές τέμνουσας ορόφου», οι οποίοι προκύπτουν διαιρώντας τις διατμητικές αντοχές των αντίστοιχων μελών V_w , V_C , V_{SC} με το βάρος του μέλους σε KN.

Βασίζόμενοι σε έρευνες από τρεις παλαιότερους σεισμούς (Tokachi – oki 1968, Miyagi – ken Oki 1978 και Hyogo – ken Nanbu 1995) ένα κτίριο μπορεί συντηρητικά να χαρακτηριστεί ασφαλές εάν ο σεισμικός συντελεστής I_{si} προκύψει μεγαλύτερος του 0.8. εάν ο σεισμικός συντελεστής βρεθεί μεταξύ των τιμών 0.52 και 0.8 το κτίριο φαίνεται να φέρει αρκετή διατμητική αντοχή αλλά συνιστάται ο έλεγχος του και με το δεύτερο επίπεδο ελέγχου. Μια μικρή τιμή του σεισμικού συντελεστή δείχνει ότι το κτίριο δεν έχει μεγάλη διατμητική αντοχή αλλά επειδή δεν λαμβάνεται υπόψη η πλαστιμότητα που δύναται να αναπτύξουν τα δομικά στοιχεία της κατασκευής, δεν μπορεί να εξαχθεί αξιόπιστο συμπέρασμα για την επάρκεια ή όχι του φορέα.

Σύμφωνα με τις Ιαπωνικές Οδηγίες Σεισμικής Αποτίμησης Κατασκευών το πρώτο επίπεδο ελέγχου δεν ενδείκνυται να χρησιμοποιείται σε ορόφους με μεγάλη εκκεντρότητα.

3.3 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΩΤΟΥ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ

Με βάση τον πρώτο τρόπο ελέγχου που χρησιμοποιεί ο Ιαπωνικός Κανονισμός, δεν ικανοποιείται το κριτήριο $V_s < V_{rd}$ σε κανένα τύπο κτιρίου, που σημαίνει ότι καμία από τις κατασκευές δεν έχει την απαιτούμενη αντοχή ώστε να χαρακτηριστεί ασφαλής για το συγκεκριμένο σεισμό. Με βάση τον δεύτερο τρόπο ελέγχου προκύπτει ότι όλοι οι τύποι κτιρίων, εκτός του 2όροφου μεικτού και του τοιχωματικού που έχουν συντελεστή $I_{si} = 0,8 > 0,52$ και $I_{si} = 0,6 > 0,52$, κρίνονται ανασφαλείς για το σεισμό. Αντίθετα, το 2όροφο μεικτό και το τοιχωματικό μπορεί να θεωρηθεί ότι φέρουν αρκετή διατμητική αντοχή αλλά δεν μπορεί να εξαχθεί αξιόπιστο συμπέρασμα για την επάρκεια του φορέα.

τύπος κτιρίου		πλαισιακό κτίριο				μεικτό κτίριο				τοιχωματικό κτίριο			
αριθμός ορόφων		2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5
α' τρόπος ελέγχου	ελαστική σεισμική τέμνουσα βάσης V_s (KN)	2060,5	3278,0	4495,6	5713,2	2060,6	3278,0	4495,6	5713,2	2429,1	3830,9	5232,7	6634,5
	τέμνουσα αντοχής V_{rd} (KN)	1224,0	1224,0	1224,0	1224,0	2498,4	2498,4	2498,4	2498,4	2000,0	2000,0	2000,0	2000,0
β' τρόπος ελέγχου	σεισμικός συντελεστής I_{si}	0,4	0,3	0,2	0,1	0,8	0,5	0,3	0,3	0,6	0,4	0,3	0,2

Πίνακας 2. Ιαπωνικός Κανονισμός

4. Η ΜΕΘΟΔΟΣ ΤΗΣ UNIDO/OHE

4.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η μέθοδος συνεκτιμά τέσσερις παράγοντες προκειμένου να καθορίσει το επίπεδο επεμβάσεως:

Τη διάταξη του φέροντος οργανισμού

Την αντοχή της κατασκευής

Την ευκαμψία της κατασκευής

Την πλαστιμότητα

Στην παρούσα εργασία για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς των διαφόρων τύπων κτιρίων χρησιμοποιήθηκε μόνο ο παράγοντας της αντοχής. Καθιερώνονται τρία επίπεδα του δείκτη σεισμικής ικανότητας $R_c = V_{rd}/V_s$ προκειμένου να ληφθούν αποφάσεις για το επίπεδο επέμβασης όπου V_{rd} και V_s η διαθέσιμη και η απαιτούμενη σεισμική ικανότητα αντίστοιχα.

$R_c > 0,8 \rightarrow$ Η σεισμική ικανότητα θεωρείται ικανοποιητική με πιθανότητα μικρών υπερβάσεων στην ανελαστική περιοχή χωρίς προσέγγιση στα όρια αστοχίας. Κατά συνέπεια αρκεί η επισκευή.

$0,8 > R_c > 0,5 \rightarrow$ Παρά τη μειωμένη αντοχή, σε περίπτωση υπάρξεως επαρκούς πλαστιμότητας, μπορεί να διασφαλισθεί το έργο από κατάρρευση σε έναν ισχυρό σεισμό, παρόλον ότι αυτός ο τύπος κατασκευής μπορεί να φθάσει στα όρια καταρρέυσεως. Κατά συνέπεια η κατασκευή πρέπει να ενισχυθεί

$0,5 > R_c \rightarrow$ Η ασφάλεια της κατασκευής είναι σαφώς μη ικανοποιητική.

Η διατμητική αντοχή των στοιχείων V_{rd} υπολογίστηκε με χρήση των τύπων που παρατίθενται στο βιβλίο μαθήματα οπλισμένου σκυροδέματος μέρος I Φαρδής. Ο προσδιορισμός της απαιτούμενης τέμνουσας κάθε κατακόρυφου στοιχείου πραγματοποιήθηκε κατανέμοντας την συνολική τέμνουσα βάσης κάθε κτιρίου στα κατακόρυφα στοιχεία ανάλογα με την δυσκαμψία EI, που αυτά έχουν. Η σεισμική τέμνουσα βάσης υπολογίστηκε από την απλοποιημένη φασματική μέθοδο που ορίζει ο ΕΑΚ2000.

4.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ ΤΗΣ UNIDO/OHE

Στους πίνακες 3 και 4 φαίνεται ότι τα περισσότερα κατακόρυφα στοιχεία δεν έχουν την απαιτούμενη διατμητική αντοχή για να παραλάβουν την αναπτυσσόμενη σεισμική τέμνουσα. Στα τοιχωματικά κτίρια η σεισμική ικανότητα των υποστυλωμάτων είναι ικανοποιητική εξαιτίας της ελάχιστης συμβολής τους στην ανάληψη της οριζόντιας σεισμικής δράσης. Αντιθέτως στα τοιχώματα η σεισμική ικανότητα κρίνεται ανεπαρκής. Στα πλαίσιακά κτίρια το μεγαλύτερο πρόβλημα εντοπίζεται στο υποστύλωμα Y5 το οποίο ανεξάρτητα από το ύψος του κτιρίου δεν διαθέτει την απαραίτητη σεισμική ικανότητα. Τα τοιχώματα των μεικτών κτιρίων έχουν μικρό δείκτη σεισμικής ικανότητας γεγονός που σημαίνει ότι η ασφάλεια των κτιρίων δεν είναι ικανοποιητική.

Στον πίνακα 5 γίνεται σύγκριση των αναπτυσσόμενων ροπών εξαιτίας της σεισμικής δράσης, M_s και των ροπών αντοχής των κατακόρυφων στοιχείων, M_{rd} . Οι τιμές των M_s προκύπτουν από $0.6 \cdot V_s \cdot L$, όπου $L=3m$ και αυτές των M_{rd} με την χρήση του προγράμματος XTRACT. Από τα αποτελέσματα προκύπτει ότι τα κατακόρυφα στοιχεία δεν διαθέτουν την απαραίτητη καμπτική αντοχή.

Δομικά Στοιχεία Κτιρίων	2-όροφο		3-όροφο		4-όροφο		5-όροφο	
	ελαστική σεισμική τέμνουσα στοιχείου V_s (KN)	τέμνουσα αντοχής V_{rd} (KN)	ελαστική σεισμική τέμνουσα στοιχείου V_s (KN)	τέμνουσα αντοχής V_{rd} (KN)	ελαστική σεισμική τέμνουσα στοιχείου V_s (KN)	τέμνουσα αντοχής V_{rd} (KN)	ελαστική σεισμική τέμνουσα στοιχείου V_s (KN)	τέμνουσα αντοχής V_{rd} (KN)
πλαισιακό κτίριο								
υποστύλωμα Y1	177,48	129,54	282,34	145,47	387,21	161,74	491,98	178,19
υποστύλωμα Y2	177,48	148,36	282,34	174,76	387,21	201,32	491,98	227,94
υποστύλωμα Y5	433,95	225,84	690,36	272,03	946,77	317,94	1203,19	363,55
μεικτό κτίριο								
υποστύλωμα Y1	106,54	147,74	197,08	173,69	270,28	199,52	343,47	225,05
υποστύλωμα Y3	260,6	225,88	482,07	272,08	661,12	317,98	840,18	363,57
τοιχώμα T1	427,11	163,53	790,07	174,4	1083,53	185,44	1376,98	196,39
τοιχωματικό κτίριο								
υποστύλωμα Y1	5,99	125,38	11,86	138,15	16,2	150,81	20,54	163,1
υποστύλωμα Y3	13,49	225,11	26,72	270,04	36,5	313,55	46,28	355,43
τοιχώμα T1	843,77	438,06	1671,83	460,98	2283,58	484,22	2895,35	507,81

Πίνακας 3. Σύγκριση V_{rd} και V_s κατακόρυφων στοιχείων

Δομικά Στοιχεία Κτιρίων	2-όροφο	3-όροφο	4-όροφο	5-όροφο
	λόγος διαθέσιμης / απαιτούμενης ικανότητας (Vrd/Vs)	λόγος διαθέσιμης / απαιτούμενης ικανότητας (Vrd/Vs)	λόγος διαθέσιμης / απαιτούμενης ικανότητας (Vrd/Vs)	λόγος διαθέσιμης / απαιτούμενης ικανότητας (Vrd/Vs)
πλαισιακό κτίριο				
υποστώλωμα Υ1	0,730	0,515	0,418	0,362
υποστώλωμα Υ2	0,836	0,619	0,520	0,463
υποστώλωμα Υ5	0,520	0,394	0,336	0,302
μεικτό κτίριο				
υποστώλωμα Υ1	1,387	0,881	0,738	0,655
υποστώλωμα Υ3	0,867	0,564	0,481	0,433
τοιχώμα Τ1	0,383	0,221	0,171	0,143
τοιχωματικό κτίριο				
υποστώλωμα Υ1	20,932	11,648	9,309	7,941
υποστώλωμα Υ3	16,687	10,106	8,590	7,680
τοιχώμα Τ1	0,519	0,276	0,212	0,175

Πίνακας 4. Δείκτης σεισμικής ικανότητας

Δομικά Στοιχεία Κτιρίων	2-όροφο		3-όροφο		4-όροφο		5-όροφο	
	ελαστική σεισμική ροπή στοιχείου Ms (KNm)	ροπή αντοχής Mrd (KNm)	ελαστική σεισμική ροπή στοιχείου Ms (KNm)	ροπή αντοχής Mrd (KNm)	ελαστική σεισμική ροπή στοιχείου Ms (KNm)	ροπή αντοχής Mrd (KNm)	ελαστική σεισμική ροπή στοιχείου Ms (KNm)	ροπή αντοχής Mrd (KNm)
πλαισιακό κτίριο								
υποστώλωμα Υ1	319,46	83,01	508,21	100,30	696,98	116,30	885,56	124,40
υποστώλωμα Υ2	319,46	103,60	508,21	124,10	696,98	126,80	885,56	127,40
υποστώλωμα Υ5	781,11	182,90	1242,65	225,30	1704,19	235,10	2165,74	235,20
μεικτό κτίριο								
υποστώλωμα Υ1	191,77	102,40	354,74	124,00	486,50	126,60	618,25	127,50
υποστώλωμα Υ3	469,08	182,90	867,73	225,30	1190,02	235,10	1512,32	235,20
τοιχώμα Τ1	768,80	213,00	1422,13	244,20	1950,35	274,20	2478,56	279,20
τοιχωματικό κτίριο								
υποστώλωμα Υ1	10,78	78,44	21,35	92,92	29,16	105,40	36,97	118,00
υποστώλωμα Υ3	24,28	181,70	48,10	224,80	65,70	234,50	83,30	236,20
τοιχώμα Τ1	1518,79	1334,00	3009,29	1578,00	4110,44	1814,00	5211,63	2040,00

Πίνακας 5. Σύγκριση Mrd και Ms κατακόρυφων στοιχείων

5. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Προκειμένου να γίνει σύγκριση των αναπτυσσόμενων σεισμικών εντατικών μεγεθών των δομικών μελών που υπολογίζονται προσεγγιστικά με τις παραπάνω μεθόδους με τα πραγματικά, έγινε ανάλυση των κτιρίων με τη δυναμική φασματική μέθοδο με το πρόγραμμα SAP2000. Στην ανάλυση εισήχθη ως σεισμική δράση το φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8 για τους εξής συνδυασμούς δράσεων:

$$\begin{aligned} G + E_X + 0,3 E_Y & \quad G + 0,3E_X + E_Y \\ G + E_X - 0,3 E_Y & \quad G + 0,3E_X - E_Y \\ G - E_X + 0,3 E_Y & \quad G - 0,3E_X + E_Y \\ G - E_X - 0,3 E_Y & \quad G - 0,3E_X - E_Y \end{aligned}$$

Η δυναμική ανάλυση για τον προσδιορισμό των μεγίστων τιμών που αντιστοιχούν σε κάθε ιδιομορφή έγινε με βάση τη μεθοδολογία της φασματικής ιδιομορφικής ανάλυσης, χρησιμοποιώντας επαρκή αριθμό ιδιομορφών σύμφωνα με την παρ.3.4.2 του Ε.Α.Κ. Οι μέγιστες τιμές των εντατικών μεγεθών, μετακινήσεων, δυνάμεων ορόφων, τεμνουσών ορόφων και τεμνουσών βάσεως για κάθε ιδιομορφή συνδυάστηκαν με βάση την παρ.3.4.4 του Ε.Α.Κ.

5.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Στους πίνακες που ακολουθούν (Πίνακες 6,7) παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της δυναμικής φασματικής ανάλυσης των κατακόρυφων στοιχείων σε σύγκριση με την αντοχή τους. Σε όλα τα πλαισιακά και μεικτά κτίρια ανεξαρτήτως ορόφου, οι ελαστικές σεισμικές ροπές και οι τέμνουσες είναι μεγαλύτερες από τις πραγματικές ροπές και τέμνουσες των στοιχείων. Στα τοιχωματικά κτίρια, μόνο τα τοιχώματα κρίνεται ότι δεν διαθέτουν την απαραίτητη αντοχή για την ανάληψη των σεισμικών φορτίων.

Δομικά Στοιχεία Κτιρίων	2-όροφο		3-όροφο		4-όροφο		5-όροφο	
	ελαστική σεισμική ροπή στοιχείου Ms (KNm)	ροπή αντοχής Mrd (KNm)	ελαστική σεισμική ροπή στοιχείου Ms (KNm)	ροπή αντοχής Mrd (KNm)	ελαστική σεισμική ροπή στοιχείου Ms (KNm)	ροπή αντοχής Mrd (KNm)	ελαστική σεισμική ροπή στοιχείου Ms (KNm)	ροπή αντοχής Mrd (KNm)
πλαισιακό κτίριο								
υποστύλωμα 1	304,45	83,01	490,11	100,30	560,17	116,30	555,58	124,40
υποστύλωμα 2	306,22	103,60	542,39	124,10	558,46	126,80	556,42	127,40
υποστύλωμα 5	689,87	182,90	449,35	225,30	360,53	235,10	1272	235,20
μεικτό κτίριο								
υποστύλωμα 1	264,42	102,40	150,26	124,00	305,43	126,60	487,15	127,50
υποστύλωμα 5	555,2	182,90	264,75	225,30	1157,24	235,10	1107,61	235,20
τοιχίωμα 2	942,42	213,00	1597,98	244,20	1951	274,20	1958	279,20
τοιχωματικό κτίριο								
υποστύλωμα 1	40,71	78,44	73,46	92,92	105,51	105,40	139,47	118,00
υποστύλωμα 5	25,924	181,70	147,01	224,80	218,27	234,50	294,84	236,20
τοιχίωμα 2	3270,74	1334,00	5648,9	1578,00	9651,5	1814,00	13071	2040,00

Πίνακας 6. Σύγκριση Ms και Mrd

Δομικά Στοιχεία Κτιρίων	2-όροφο		3-όροφο		4-όροφο		5-όροφο	
	ελαστική σεισμική τέμνουσα στοιχείου Vs (KN)	τέμνουσα αντοχής Vrd (KN)	ελαστική σεισμική τέμνουσα στοιχείου Vs (KN)	τέμνουσα αντοχής Vrd (KN)	ελαστική σεισμική τέμνουσα στοιχείου Vs (KN)	τέμνουσα αντοχής Vrd (KN)	ελαστική σεισμική τέμνουσα στοιχείου Vs (KN)	τέμνουσα αντοχής Vrd (KN)
πλαισιακό κτίριο								
υποστώλωμα 1	158,2	129,54	239,09	145,47	266,36	161,74	238,81	178,19
υποστώλωμα 2	167,58	148,36	292,6	174,76	282,5	201,32	254,25	227,94
υποστώλωμα 5	355,15	225,84	549,09	272,03	615,25	317,94	604,45	363,55
μεικτό κτίριο								
υποστώλωμα 1	142,79	147,74	239,96	173,69	244,64	199,52	240,83	225,05
υποστώλωμα 5	277,2	225,88	444,75	272,08	592,44	317,98	512,27	363,57
τοιχώμα 2	465,76	163,53	687	174,4	830,05	185,44	823,84	196,39
τοιχωματικό κτίριο								
υποστώλωμα 1	23,27	125,38	38,29	138,15	51,5	150,81	69,5	163,1
υποστώλωμα 5	35,28	225,11	63,11	270,04	90,25	313,55	119,49	355,43
τοιχώμα 2	714,28	438,06	1140,6	460,98	1544,65	484,22	1962,96	507,81

Πίνακας 7. Σύγκριση Vs και Vrd

5.3 ΣΥΓΚΡΙΣΕΙΣ

Στον πίνακα 8 γίνεται σύγκριση των ελαστικών σεισμικών τεμνουσών δυνάμεων των κατακόρυφων στοιχείων που προέκυψαν από την δυναμική φασματική ανάλυση με τα αντίστοιχα της μεθόδου UNIDO/OHE. Στα υποστυλώματα των πλαισιακών κτιρίων οι τιμές της προσεγγιστικής μεθόδου είναι μεγαλύτερες από αυτές της ανάλυσης, όπως και στα τοιχώματα των τοιχωματικών. Στα κατακόρυφα στοιχεία του 2όρουφου μεικτού κτιρίου οι τιμές είναι μικρότερες .

Δομικά Στοιχεία Κτιρίων	2-όροφο		3-όροφο		4-όροφο		5-όροφο	
	ελαστική σεισμική τέμνουσα στοιχείου Vs (KN)	προσεγγι- στική ελαστική σεισμική τέμνουσα στοιχείου Vs (KN)	ελαστική σεισμική τέμνουσα στοιχείου Vs (KN)	προσεγγι- στική ελαστική σεισμική τέμνουσα στοιχείου Vs (KN)	ελαστική σεισμική τέμνουσα στοιχείου Vs (KN)	προσεγγι- στική ελαστική σεισμική τέμνουσα στοιχείου Vs (KN)	ελαστική σεισμική τέμνουσα στοιχείου Vs (KN)	προσεγγι- στική ελαστική σεισμική τέμνουσα στοιχείου Vs (KN)
πλαισιακό κτίριο								
υποστώλωμα 1	158,2	177,48	239,09	282,34	266,36	387,21	238,81	491,98
υποστώλωμα 2	167,58	177,48	292,6	282,34	282,5	387,21	254,25	491,98
υποστώλωμα 5	355,15	433,95	549,09	690,36	615,25	946,77	604,45	1203,19
μεικτό κτίριο								
υποστώλωμα 1	142,79	106,54	239,96	197,08	244,64	270,28	240,83	343,47
υποστώλωμα 5	277,2	260,6	444,75	482,07	592,44	661,12	512,27	840,18
τοιχώμα 2	465,76	427,11	687	790,07	830,05	1083,53	823,84	1376,98
τοιχωματικό κτίριο								
υποστώλωμα 1	23,27	5,99	38,29	11,86	51,5	16,2	69,5	20,54
υποστώλωμα 5	35,28	13,49	63,11	26,72	90,25	36,5	119,49	46,28
τοιχώμα 2	714,28	843,77	1140,6	1671,83	1544,65	2283,58	1962,96	2895,35

Πίνακας 8. Σύγκριση Vs από ανάλυση και από τη μέθοδο UNIDO/OHE

Στον πίνακα 9 που ακολουθεί συγκρίνονται οι τέμνουσες βάσης των κτιρίων από τη δυναμική φασματική ανάλυση με αυτές των δύο προσεγγιστικών μεθόδων υπολογισμού. Οι δύο προσεγγιστικές μέθοδοι δίνουν μεγαλύτερα αποτελέσματα από την δυναμική φασματική μέθοδο, με πιο συντηρητική ως προς τα αποτελέσματα την ιαπωνική. Αξίζει να αναφερθεί ότι αυξάνεται η απόκλιση των αποτελεσμάτων με την αύξηση του αριθμού των ορόφων.

τύπος κτιρίου	πλαισιακό κτίριο				μεικτό κτίριο				τοιχωματικό κτίριο			
αριθμός ορόφων	2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5
ελαστική σεισμική τέμνουσα βάσης Vs (KN) από δυναμική φασματική ανάλυση	1591,6	2473,7	2779,3	2733,4	1532,8	2434,8	2851,6	2787,4	1574,8	2511,9	3394,4	4311,3
ελαστική σεισμική τέμνουσα βάσης Vs (KN) από απλοποιημένη φασματική ανάλυση	1854,5	2950,2	4046,0	5141,8	1594,9	2950,2	4046,0	5141,8	1740,1	3447,8	4709,4	5971,0
ελαστική σεισμική τέμνουσα βάσης Vs (KN) από ιαπωνική μέθοδο	2060,5	3278,0	4495,6	5713,2	2060,6	3278,0	4495,6	5713,2	2429,1	3830,9	5232,7	6634,5

Πίνακας 9. Σύγκριση τεμνουσών βάσης

6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Κλείνοντας αυτή την εργασία είναι απαραίτητο να διατυπωθούν ορισμένα συμπεράσματα που αφορούν τις προσεγγιστικές μεθόδους σεισμικής αποτίμησης κτιρίων, που παρουσιάστηκαν στα προηγούμενα. Τα συμπεράσματα αυτά προέκυψαν από τα αποτελέσματα της εφαρμογής των μεθόδων και στους τρεις τύπους δομικών συστημάτων, το σχολιασμό και τη συγκριτική αξιολόγησή τους. Αποτελούν δηλαδή μια γενίκευση των παρατηρήσεων που διατυπώθηκαν προηγουμένως.

Η προσεγγιστική μέθοδος που βασίζεται στο πρώτο επίπεδο ελέγχου του ιαπωνικού κανονισμού είναι περισσότερο εποπτική διότι βασίζεται στην ανάγνωση της αντοχής των κατακόρυφων στοιχείων του κτιρίου βάση κυρίως των γεωμετρικών χαρακτηριστικών τους. Στο επίπεδο αυτό εξετάζεται μόνο η διατμητική αντοχή των κατακόρυφων στοιχείων του φορέα, χωρίς να λαμβάνεται υπόψιν η πλαστιμότητα που αυτά μπορούν να αναπτύξουν. Επισημαίνεται ότι ο υπολογισμός της τέμνουσας αντοχής του κτιρίου γίνεται αγνοώντας τα στροφικά (περί κατακόρυφο άξονα) φαινόμενα που μπορούν να εμφανιστούν από μια έκκεντρη σε κάτοψη διάταξη των κατακόρυφων στοιχείων. Τυχόν τέτοια φαινόμενα λαμβάνονται εμπειρικά μόνο μέσω του συντελεστή S_D που πολλαπλασιάζει κατόπιν την V_{rd} του κτιρίου. Στην περίπτωση ελέγχου με το σεισμικό συντελεστή I_{s1} και εφόσον η τιμή αυτού προκύψει μεγαλύτερη της τιμής ασφαλείας 0,8, το κτίριο είναι σχεδόν βέβαιο ότι μπορεί να αναπτύξει μεγάλη πλευρική αντίσταση λαμβάνοντας υπόψιν και το γεγονός ότι η μέθοδος είναι εξαιρετικά συντηρητική. Σε αντίθετη περίπτωση, δεν μπορούν να εξαχθούν σαφή συμπεράσματα για την ανεπάρκεια του κτιρίου, αφού ορισμένες κατασκευές μπορεί να αναπτύξουν μεγάλη πλαστιμότητα για μικρή τιμή πλευρικής αντίστασης.

Κυριότερη αδυναμία της μεθόδου UNIDO/OHE, αποτελεί η χρησιμοποίηση του λόγου V_{rd}/V_s ως κριτηρίου για την επάρκεια του κτιρίου, αντί του V_d/V_{rd} όπου V_d η απομένουσα σεισμική ικανότητα, διότι η τιμή του V_{rd} είναι αμφιβόλου αξιοπιστίας λόγω της δυναμικής υφής του προβλήματος και της ανελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής. Ορισμένες φορές είναι δυνατόν μια κατασκευή που δεν παρουσιάζει σοβαρές βλάβες να έχει

πολύ μικρό λόγο V_{td}/V_s ή αντίθετα σε κατασκευές με σοβαρές βλάβες να προκύπτει πολύ μεγάλος. Η εφαρμογή της μεθόδου σε κανονικά σε κάτοψη και ύψος κτίρια δίνει ικανοποιητικά αποτελέσματα προς την πλευρά της ασφάλειας.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε. (2001), «Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000», Αθήνα
2. Μ. Ν. Φαρδής (2001) «Μαθήματα οπλισμένου σκυροδέματος, Μέρος 1», Πάτρα
3. Μ. Ν. Φαρδής (2002) «Μαθήματα οπλισμένου σκυροδέματος, Μέρος 2», Πάτρα
4. «Eurocode 8-Design of structures for earthquake resistance»(2004)
5. «Seismic evaluation method and restoration technics for existing and damaged buildings developed in Japan»(1994)
6. «Proceedings of the *fib* 2003 Symposium»(2003), Αθήνα