

3^ο Κεφάλαιο

Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας κτιρίων με ενεργειακά κριτήρια

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

3.1 Εισαγωγή	I
3.2 Συμβολισμοί	3-1
3.3 Αρχικά δεδομένα	3-2
3.3.1 Περιγραφή της σεισμικής δράσης	3-2
3.3.2 Χαρακτηριστικά κτιρίου	3-4
3.4 Αποτίμηση της αντοχής	3-6
3.5 Αποτίμηση της δυσκαμψίας	3-9
3.6 Αποτίμηση της ολκιμότητας	3-10
3.7 Προσεγγιστικές σχέσεις για τις ιδιότητες των κτιρίων	3-15
3.7.1 Προσδιορισμός ιδιοτήτων πλαισίων	3-15
3.7.2 Προσδιορισμός ιδιοτήτων χιαστί συνδέσμων	3-16
3.7.3 Προσδιορισμός ιδιοτήτων συνδέσμων Λ	3-17
3.7.4 Προσδιορισμός ιδιοτήτων κτιρίων με τοιχώματα (ή πλαίσια χωρίς ή πολύ ασθενείς δοκούς)	3-17
3.7.5 Προσδιορισμός ιδιοτήτων μικτών συστημάτων πλαισίων - τοιχωμάτων	3-18
3.7.6 Απλοποιημένες σχέσεις εκτίμησης της αντοχής και δυσκαμψίας στοιχείων με βλάβη	3-18
3.7.7 Αιτιολόγηση σχέσεων	3-19
3.8 Εφαρμογές μεθόδου αποτίμησης	3-20
3.8.1 Πενταώροφο κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα	3-20
3.8.2 Εξαώροφο πλαισιωτό κτίριο	3-45
3.9 Σχεδιασμός επεμβάσεων	3-55
3.9.1 Γενικά	3-55
3.9.2 Αποκατάσταση των βλαβών	3-56
3.9.3 Ενίσχυση μεμονωμένων δομικών στοιχείων	3-56
3.9.4 Γενική ενίσχυση	3-56
3.9.5 Ειδικές επεμβάσεις	3-57
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	3-59

3.1 Εισαγωγή

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών αφορά ως γνωστόν την ικανοποίηση των απαιτήσεων της μη κατάρρευσης στην περίπτωση σπάνιων, ισχυρών σεισμών και του περιορισμού των βλαβών στην περίπτωση συχνών, μεσαίου μεγέθους σεισμών, οι οποίοι είναι πιθανό να συμβούν στη διάρκεια ζωής του έργου. Τα κριτήρια που συνδέονται με τις ανωτέρω απαιτήσεις οδηγούν σε σχεδιασμό έναντι αντοχής και δυσκαμψίας. Η διάθεση αντοχής εξασφαλίζει την ασφαλή παραλαβή των αναπτυσσόμενων εντατικών μεγεθών και συνδέεται με την αποφυγή κατάρρευσης, ενώ η διάθεση δυσκαμψίας τον περιορισμό των παραμορφώσεων που προκαλούν τις βλάβες στα δευτερεύοντα στοιχεία.

Η διάθεση αντοχής και δυσκαμψίας είναι επαρκής για κατασκευές που παραμένουν στην ελαστική περιοχή όταν υπόκεινται σε σεισμικές δράσεις. Κατά τη διάρκεια ισχυρών σεισμών όμως, επιτρέπεται σε ορισμένα δομικά στοιχεία η ανάπτυξη ανελαστικών παραμορφώσεων και η συνακόλουθη απορρόφηση μέρους της εισαγόμενης σεισμικής ενέργειας. Αυτό έχει ως συνέπεια την ανάπτυξη μικρότερων σεισμικών δυνάμεων και μπορεί να οδηγήσει σε οικονομικότερο σχεδιασμό. Επομένως, τα προαναφερθέντα κριτήρια σχεδιασμού επεκτείνονται στη διάθεση ολκιμότητας, επιπλέον της αντοχής και δυσκαμψίας.

Παρότι τα προαναφερθέντα αφορούν κυρίως το σχεδιασμό νέων κατασκευών, μπορούν να χρησιμεύσουν ως οδηγός και για την αποτίμηση υφισταμένων κατασκευών με ή χωρίς βλάβες. Πράγματι, η πλήρης αποτίμηση της κατασκευής περιλαμβάνει την εξέταση των χαρακτηριστικών της τόσο από άποψη αντοχής, όσο και από άποψη δυσκαμψίας και ολκιμότητας. Μια απλή αποτίμηση της "φέρουσας ικανότητας" προσφέρει ίσως ορισμένες πληροφορίες από άποψη αντοχής, δεν είναι όμως επαρκής για να περιγράψει την προβλεπόμενη ή επιθυμητή απόκριση της κατασκευής σε μελλοντικούς σεισμούς. Στη συνέχεια προτείνεται μια μεθοδολογία αποτίμησης υφιστάμενων κατασκευών με ή χωρίς βλάβες, βασιζόμενη στην εξέταση των κριτηρίων αντοχής, δυσκαμψίας και ολκιμότητας.

Οι παρατηρήσεις μετά από σεισμούς δείχνουν ότι ο βασικός κίνδυνος προέρχεται από την πλήρη κατάρρευση ενός ορόφου. Πράγματι, στη συντριπτική τους πλειοψηφία οι καταρρεύσεις αφορούν ένα συγκεκριμένο όροφο, είτε αυτός είναι ο κατώτερος, όπου π.χ. υπάρχει πιλοτή, είτε ένας ενδιάμεσος. Οι μακροσκοπικές ενδείξεις είναι σαφείς στην περίπτωση κατάρρευσης ενδιάμεσου ορόφου, δεδομένου ότι το υπόλοιπο κτίριο, αν και με βλάβες, στέκεται στη θέση του. Αντιθέτως, η κατάρρευση ισόγειου δεν παρουσιάζει πάντα την ίδια χαρακτηριστική εικόνα, δεδομένου ότι οδηγεί, αν και όχι πάντα, στη μετατροπή όλου του κτιρίου σε ερείπια. Όπως θα αναπτυχθεί στη συνέχεια, η προτεινόμενη μεθοδολογία βασίζεται στην αποτίμηση της αντοχής, δυσκαμψίας και ολκιμότητας, μετά από εξέταση των ανωτέρω χαρακτηριστικών σε κάθε όροφο ξεχωριστά, ώστε να δώσει απαντήσεις σε ότι αφορά τον κυριότερο κίνδυνο που αντιμετωπίζει η κατασκευή.

3.2 Συμβολισμοί

i = τρέχων όροφος
 d_{lim} = οριακή γωνιακή παραμόρφωση
 h_i = ύψος ορόφου
 k_i = δυσκαμψία ορόφου
 m_i = μάζα ορόφου

z_i = στάθμη ορόφου

γ_{ii} = γωνιακή παραμόρφωση κτιρίου

δ_{yi} = παραμόρφωση διαρροής ορόφου

δ_{ui} = οριακή παραμόρφωση (παραμορφωσιμότητα) ορόφου

ε_i = λόγος αντοχής προς κατακόρυφο φορτίο ορόφου, εξ. (3-17)

$\mu_{i,stat}$ = δείκτης ολκιμότητας ορόφου για στατική φόρτιση, εξ. (3-6)

μ_i = δείκτης ολκιμότητας ορόφου για ανακυκλιζόμενη φόρτιση, εξ. (3-7)

V_{Rdi} = αντοχή ορόφου

$G_i = m_i \cdot g$ = βάρος ορόφου

$$G = \sum_{j=1}^n G_j = M \cdot g = \text{συνολικό βάρος κτιρίου}$$

$$M = \sum_{j=1}^n m_j = \text{συνολική μάζα κτιρίου}$$

n = σύνολο ορόφων

ν = λόγος επιταχύνσεων ισχυρού προς μεσαίου σεισμού

N = αριθμός ισοδύναμων πλήρων κύκλων φόρτισης

3.3 Αρχικά δεδομένα

3.3.1 Περιγραφή της σεισμικής δράσης

Είναι γνωστό ότι στους περισσότερους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς ο σεισμός περιγράφεται με τη βοήθεια φασμάτων επιταχύνσεων, όπως παρίστανται στο σχήμα 3-1. Συνήθως γίνεται διάκριση μεταξύ ελαστικών φασμάτων και φασμάτων σχεδιασμού. Τα ελαστικά φάσματα περιγράφουν την απόκριση ελαστικών κατασκευών, ενώ τα φάσματα σχεδιασμού λαμβάνουν υπόψη την επιρροή ανελαστικών παραμορφώσεων, οι οποίες οδηγούν σε μειωμένη απόκριση λόγω απορρόφησης μέρους της εισαγόμενης ενέργειας. Τα φάσματα σχεδιασμού προκύπτουν συνήθως από τα ελαστικά με εισαγωγή ενός συντελεστή, του ονομαζόμενου συντελεστή συμπεριφοράς q , με τον οποίο διαιρούνται οι τιμές των ελαστικών φασμάτων. Ο συντελεστής συμπεριφοράς εκφράζει τη δυνατότητα απορρόφησης ενέργειας του δομικού συστήματος μέσω ελαστοπλαστικών παραμορφώσεων και κινείται εντός ενός μεγάλου εύρους τιμών. Ενδεικτικά αναφέρονται οι τιμές του q για ορισμένους κανονισμούς, οι οποίες κυμαίνονται μεταξύ 1 και 4 σύμφωνα με τον ΕΑΚ, 1 και 6 σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, 1 και 8 σύμφωνα με τις αμερικάνικες προδιαγραφές.

Ενδεικτικά, οι φασματικές επιταχύνσεις των ελαστικών φασμάτων του ΕΑΚ περιγράφονται από τις εξής σχέσεις, όπου A είναι η μέγιστη ανηγμένη εδαφική επιτάχυνση:

$$S_{a,el} = A \cdot g \quad \text{για } T = 0 \quad (3-1\alpha)$$

$$S_{a,el} = \bar{S}_{a,max} \cdot A \cdot g \quad \text{για } T_1 < T < T_2 \quad (3-1\beta)$$

$$S_{a,el} = \bar{S}_{a,max} \cdot A \cdot g \cdot \frac{T_2}{T} \quad \text{για } T_2 < T \quad (3-1\gamma)$$

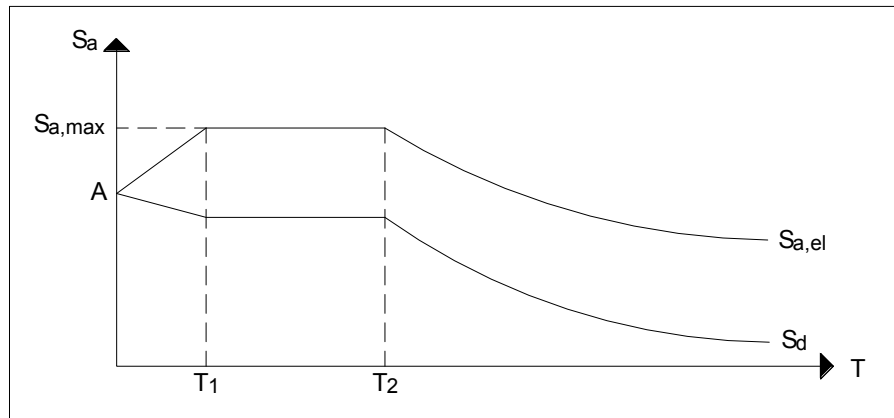
Για $0 < T < T_1$ γίνεται γραμμική παρεμβολή μεταξύ $A \cdot g$ και $\bar{S}_{a,max} \cdot A \cdot g$.

Αντιστοίχως, οι φασματικές επιταχύνσεις των φασμάτων σχεδιασμού δίνονται από τις σχέσεις:

$$S_{a,d} = A \cdot g \quad \text{για } T = 0 \quad (3-2\alpha)$$

$$S_{a,d} = \bar{S}_{a,max} \cdot A \cdot g / q \quad \text{για } T_1 < T < T_2 \quad (3-2\beta)$$

$$S_{a,d} = \frac{\bar{S}_{a,max}}{\bar{\tau}} \cdot A \cdot g \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{για } T_2 < T \quad (3-2\gamma)$$



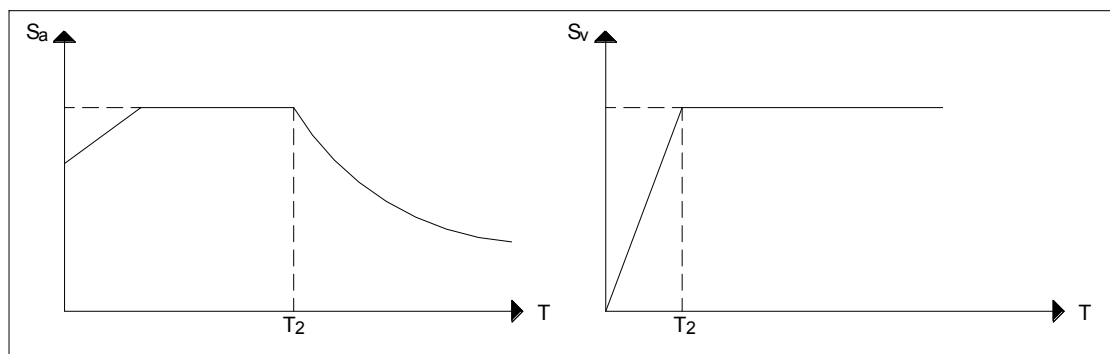
Σχήμα 3-1: Ελαστικά φάσματα επιταχύνσεων και φάσματα σχεδιασμού.

σχεσης:

$$S_v = \frac{S_a}{\omega} = \frac{T}{2\pi} \cdot S_a \quad (3-3)$$

Το φάσμα ταχυτήτων προκύπτει από συνδυασμό της ανωτέρω σχέσης με το φάσμα επιταχύνσεων. Έτσι ισχύει:

$$S_v = \frac{S_{a,max}}{2\pi} \cdot T \quad \text{για } T_1 \text{ (ή } 0) < T < T_2 \quad (3-4\alpha)$$



Σχήμα 3-2: Φάσματα επιταχύνσεων και ταχυτήτων.

Εφαρμογή: $A = 0,36$, $\bar{S}_{a,max} = 2,5$, $T_2 = 0,6 \text{ sec}$

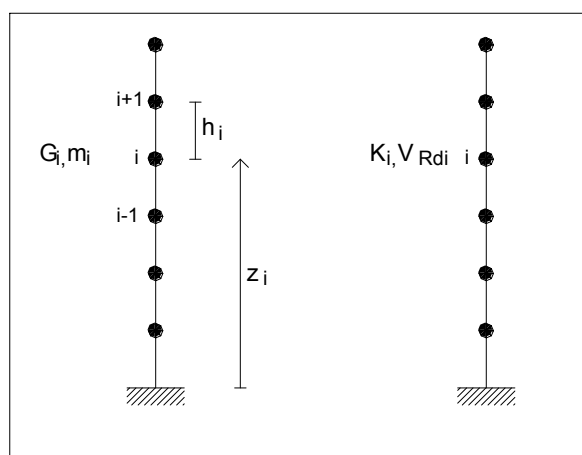
Η μέγιστη τιμή του φάσματος ταχυτήτων, η οποία παραμένει σταθερή για $T > 0,6 \text{ sec}$ είναι ίση με:

$$S_v = \frac{2,5 \cdot 0,36 \cdot 980}{2\pi} \cdot 0,6 = 84 \text{ cm/sec}$$

Η περιγραφή της σεισμικής δράσης είναι απαραίτητη για την αποτίμηση του κτιρίου.

3.3.2 Χαρακτηριστικά κτιρίου

Η αποτίμηση αφορά πολυώροφα κτίρια όπως φαίνεται στο σχήμα 3-3. Οι μάζες των ορόφων, αποτελούμενες από το σύνολο των μόνιμων φορτίων και των μακροχρόνιων τμημάτων των μεταβλητών με εφαρμογή του μειωτικού συντελεστή ψ_2 , είναι ίσες με m_i , η συνολική μάζα του κτιρίου είναι ίση με $M = \sum_{j=1}^n m_j$. Για τα



Σχήμα 3-3: Δεδομένα κτιρίου.

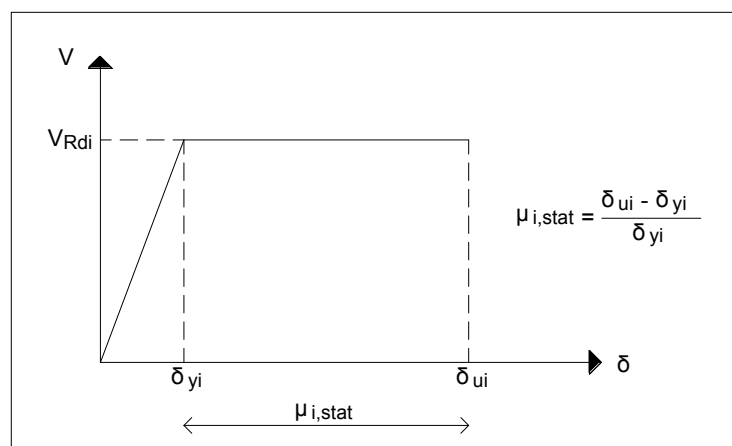
προσεγγίζεται μέσω μιας δι-γραμμικής με τα χαρακτηριστικά ελαστικής - απόλυτα πλαστικής συμπεριφοράς. Η τέμνουσα αντοχής του ορόφου είναι ίση με V_{Rdi} , η παραμόρφωση διαρροής και η οριακή παραμόρφωση ίσες με δ_{yi} και δ_{ui} αντίστοιχα. Η δυσκαμψία του ορόφου είναι ίση με την κλίση της ελαστικής καμπύλης και δίνεται από τη σχέση:

$$k_i = \frac{V_{Rdi}}{\delta_{yi}} \quad (3-5)$$

Η ολκιμότητα σε όρους μετατοπίσεων είναι ίση με:

$$\mu_{i,stat} = \frac{\delta_{ui} - \delta_{yi}}{\delta_{yi}} \quad (3-6)$$

Οι ανωτέρω ιδιότητες των ορόφων, αντοχή, δυσκαμψία, ολκιμότητα, θεωρούνται γνωστές και προσδιορίζονται μετά από κατάλληλη προκαταρκτική ανάλυση. Ως μια τέτοια μπορεί να θεωρηθεί η ωθητική ανάλυση (push over), δηλαδή η ελαστοπλαστική ανάλυση με βάση τη θεωρία των πλαστικών αρθρώσεων. Οι ιδιότητες των ορόφων μπορούν όμως να προσδιοριστούν και με τη βοήθεια γνωστών



Σχήμα 3-4: Χαρακτηριστικά ορόφων, καμπύλη πλευρικών δυνάμεων - πλευρικών μετατοπίσεων.

Ως γνωστόν, η ένταση που προκαλείται σε ένα φορέα λόγω σεισμού είναι ανακυκλιζόμενη και όχι μονοτονική. Η απόκλιση του ορόφου υπό ανακυκλιζόμενη ένταση παρίσταται στο σχήμα 3-5. Όπως φαίνεται στο σχήμα, μετά από ορισμένους κύκλους φόρτισης συσσωρεύονται ανελαστικές παραμορφώσεις, οι οποίες είναι καθοριστικές για την ολκιμότητα του ορόφου. Οι τιμές των ανελαστικών παραμορφώσεων κυμαίνονται κατά τη διάρκεια του σεισμού. Προσεγγιστικά όμως, μπορεί να θεωρήσουμε ότι η πραγματική ιστορία παραμορφώσεων μπορεί να προσεγγισθεί μέσω ενός ισοδύναμου αριθμού πλήρων κύκλων, π.χ. $N = 2$ ή 3 . Τότε η σωρευτική ολκιμότητα δίνεται από τη σχέση:

$$\mu_i = 4 \cdot N \cdot \mu_{i,stat} \quad (3-7)$$

Θεωρώντας την όλη κατασκευή ως ένα ισοδύναμο μονοβάθμιο ταλαντωτή, ισχύει η γνωστή σχέση:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{M}{K}} \quad (3-8)$$

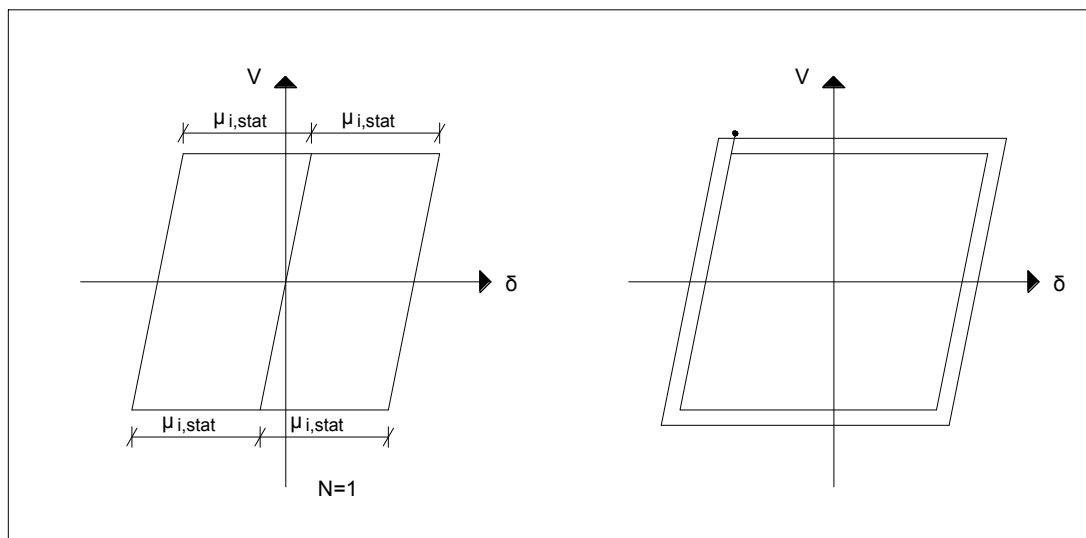
όπου

T = θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου

M = συνολική μάζα κτιρίου

K = ισοδύναμη δυσκαμψία του κτιρίου

Η ιδιοπερίοδος του κτιρίου θεωρείται γνωστή μετά από προκαταρκτική δυναμική ανάλυση ή εφαρμογή κατάλληλων προσεγγιστικών σχέσεων. Επομένως, με τη βοήθεια της εξίσωσης (3-8), μπορεί να προσδιορισθεί η ισοδύναμη δυσκαμψία του κτιρίου, η οποία δίνεται από τη σχέση:



Σχήμα 3-5: Καμπύλη πλευρικών δυνάμεων - πλευρικών μετατοπίσεων ορόφου υπό ανακυκλιζόμενη ένταση.

Οι δυσκαμψίες των ορόφων μπορούν να προσδιορισθούν και με βάση αποτελεσμάτων ελαστικής ανάλυσης. Πράγματι, αν δ_i είναι οι πλευρικές παραμορφώσεις του κτιρίου ($i = 1, 2, \dots$) υπό την επίδραση οριζόντιων δυνάμεων και V_i είναι οι αντίστοιχες τέμνουσες των ορόφων, τότε οι δυσκαμψίες των ορόφων προσδιορίζονται από τη σχέση:

$$k_i = \frac{V_i}{\delta_i - \delta_{i-1}} \quad (3-10)$$

Οι ανηγμένες, ως προς την τιμή της ισοδύναμης δυσκαμψίας του κτιρίου, δυσκαμψίες των ορόφων προσδιορίζονται από τη σχέση:

$$\kappa_i = \frac{k_i}{K} \quad (3-11)$$

Οι ανωτέρω τιμές, αναγόμενες ως προς την τιμή του 1^{ου} ορόφου, δίνουν τις εξής ανηγμένες τιμές δυσκαμψιών:

$$\bar{\kappa}_i = \frac{\kappa_i}{\kappa_1} \quad (3-12)$$

Είναι προφανές ότι $\bar{\kappa}_1 = 1$.

3.4 Αποτίμηση της αντοχής

Όπως αναφέρθηκε εισαγωγικώς, η αποτίμηση γίνεται στο επίπεδο των χαρακτηριστικών των ορόφων και όχι μεμονωμένων μελών. Ο λόγος είναι ότι ο κίνδυνος προέρχεται από την κατάρρευση ολόκληρου του ορόφου και όχι αστοχιών μεμονωμένων στοιχείων. Αυτό συμβαίνει γιατί γειτονικά στοιχεία είναι δυνατό να εξασφαλίσουν την πλευρική ευστάθεια του ορόφου και να μην τον οδηγήσουν σε κατάρρευση. Επομένως, κριτήριο για την αποτίμηση της αντοχής αποτελεί η συνθήκη

σύμφωνα με την οποία οι δρώσες τέμνουσες των ορόφων είναι μικρότερες από τις αντίστοιχες τέμνουσες αντοχής. Η συνθήκη αυτή παίρνει τη μορφή:

$$V_{Sdi} \leq V_{Rdi}, i = 1, 2, \dots \quad (3-13)$$

Για τα συνήθη κτίρια, και ως μια πρώτη προσέγγιση, οι δρώσες τέμνουσες μπορούν να προκύψουν από την πρώτη κανονική μορφή. Οι δυνάμεις των ορόφων προσδιορίζονται με τη βοήθεια του φάσματος σχεδιασμού, δηλαδή με εφαρμογή του συντελεστή συμπεριφοράς, και σύμφωνα με την πρώτη κανονική μορφή δίνονται από τη σχέση:

$$F_{Sdi} = m_i \cdot z_i \cdot \frac{\sum_{j=1}^n m_j}{\sum_{j=1}^n m_j \cdot z_j} \cdot S_{a,d} = m_i \cdot z_i \cdot \frac{M}{\sum_{j=1}^n m_j \cdot z_j} \cdot S_{a,d} \quad (3-14)$$

Οι δρώσες τέμνουσες δίνονται από τη σχέση:

$$V_{Sdi} = \sum_{j=1}^n F_{Sdj} \quad (3-15)$$

οπότε η συνθήκη (3-13) γράφεται:

$$\frac{\sum_{j=1}^n m_j \cdot z_j}{\sum_{j=1}^n m_j \cdot z_j} \cdot M \cdot S_{a,d} \leq V_{Rdi} \quad \text{ή} \quad (3-16\alpha)$$

$$\frac{\sum_{j=1}^n G_j \cdot z_j}{\sum_{j=1}^n G_j \cdot z_j} \cdot \frac{G}{\sum_{j=1}^n G_j} \cdot \frac{S_{a,d}}{g} \leq \frac{V_{Rdi}}{\sum_{j=1}^n G_j} \quad (3-16\beta)$$

Με εισαγωγή του αδιάστατου συντελεστή:

$$\epsilon_i = \frac{V_{Rdi}}{\sum_{j=1}^n G_j} \quad (3-17)$$

η ανωτέρω σχέση γράφεται:

$$\frac{S_{a,d}}{g} \leq \epsilon_i \cdot \frac{\sum_{j=1}^n G_j \cdot z_j}{\sum_{j=1}^n G_j \cdot z_j} \cdot \frac{\sum_{j=1}^n G_j}{G} \quad i = 1, 2, \dots \quad (3-18)$$

Η ανωτέρω σχέση οδηγεί και στη μέγιστη φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού, την οποία μπορεί να παραλάβει το κτίριο. Η τιμή αυτή δίνεται από τη σχέση:

$$\frac{S_{a,d}}{g} = \min \left\{ \epsilon_i \cdot \frac{\sum_{j=1}^n G_j \cdot z_j}{\sum_{j=1}^n G_j \cdot z_j} \cdot \frac{\sum_{j=1}^n G_j}{G} \right\} \quad (3-19)$$

Η ανωτέρω ανάλυση ισχύει υπό την προϋπόθεση ότι οι επιρροές P-Δ είναι μικρές. Σε αντίθετη περίπτωση, όταν πρόκειται για εύκαμπτα κτίρια, οι επιρροές αυτές πρέπει να λαμβάνονται υπόψη. Ο Ευρωκώδικας 3 προτείνει την επαύξηση των ροπών εκ μετάθεσης μέσω του μεγεθυντικού συντελεστή:

$$\alpha = \frac{1}{1 - \frac{N_{Sd}}{N_{cr}}} \quad (3-20)$$

όπου:

N_{Sd} = κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού

N_{cr} = κρίσιμο φορτίο έναντι πλευρικής μετάθεσης

Ο ίδιος κανονισμός προτείνει τον εξής προσεγγιστικό τύπο για το λόγο $\frac{N_{Sd}}{N_{cr}}$:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{cr}} = \frac{N_{Sd} \cdot \delta}{V \cdot h} \quad (3-21\alpha)$$

όπου:

δ = σχετική μετατόπιση κορυφής προς βάση ορόφου

V = τέμνουσα ορόφου

h = ύψος ορόφου

Λαμβάνοντας υπόψη τις εξισώσεις (3-10), (3-15), τη σχέση $N_{Sd} = \sum_{j=1}^n G_j$ και το

γεγονός ότι στην περίπτωση σεισμού οι ανελαστικές παραμορφώσεις προκύπτουν από τις ελαστικές μετά από επαύξηση με το συντελεστή $\mu_{i,stat}$, η εξίσωση (3-21α) γράφεται:

$$\left(\frac{N_{Sd}}{N_{cr}} \right)_i = \frac{\sum_{j=1}^n G_j \cdot (\mu_{i,stat} + 1)}{k_i \cdot h_i} \quad (3-21\beta)$$

Ο μεγεθυντικός συντελεστής προσδιορίζεται τότε από τη σχέση:

$$\alpha_i = \frac{k_i \cdot h_i}{k_i \cdot h_i - \sum_{j=1}^n G_j \cdot (\mu_{i,stat} + 1)} \quad (3-22)$$

Δεδομένου ότι ο μεγεθυντικός συντελεστής εφαρμόζεται στις δρώσες τέμνουσες, εξίσωση (3-15), η συνθήκη (3-18) αποτίμησης του κτιρίου από άποψη αντοχής γράφεται:

$$\frac{S_{a,d}}{g} \leq \frac{\epsilon_i}{\alpha_i} \cdot \frac{\sum_{j=1}^n G_j \cdot z_j}{\sum_{j=1}^n G_j \cdot z_j} \cdot \frac{\sum_{j=1}^n G_j}{G} \quad i = 1, 2, \dots \quad (3-23)$$

Η μέγιστη φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού, την οποία μπορεί να παραλάβει το κτίριο, δίνεται κατ' αντιστοιχία από τη σχέση:

$$\frac{S_{a,d}}{g} = \min \left\{ \frac{\epsilon_i}{\alpha_i} \cdot \frac{\sum_{j=1}^n G_j \cdot z_j}{\sum_{j=1}^n G_j \cdot z_j} \cdot \frac{\sum_{j=1}^n G_j}{G} \right\} \quad (3-24)$$

Στις συνθήκες (3-23) και (3-24), οι συντελεστές ε και α δίνονται από τις σχέσεις (3-17) και (3-22) αντιστοίχως.

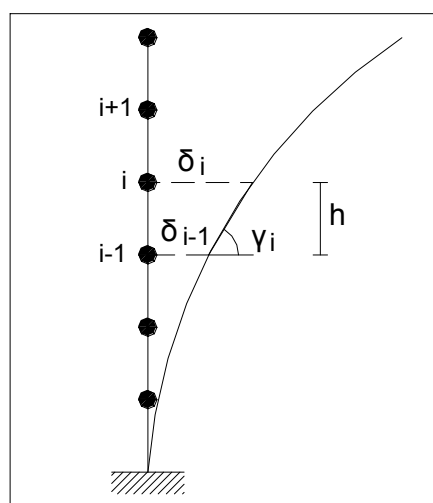
Από τις ανωτέρω σχέσεις γίνεται εμφανές ότι οι συνθήκες αποτίμησης του κτιρίου από άποψη αντοχής ικανοποιούνται τόσο ευκολότερα όσο μικρότερη είναι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού, επομένως όσο μεγαλύτερος είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς που λαμβάνεται υπόψη. Όπως θα φανεί στη συνέχεια, η υιοθέτηση υψηλής τιμής του συντελεστή συμπεριφοράς έχει αρνητικές συνέπειες στην αποτίμηση από άποψη δυσκαμψίας και ολκιμότητας, υπό την έννοια ότι αυξάνουν οι ανάλογες απαιτήσεις.

3.5 Αποτίμηση της δυσκαμψίας

Για το σκοπό περιορισμού των βλαβών των μη φερόντων στοιχείων σε περιπτώσεις συχνών, μετρίου μεγέθους σεισμών, απαιτείται έλεγχος των πλευρικών παραμορφώσεων του κτιρίου. Η αποτίμηση της δυσκαμψίας του κτιρίου συνδέεται επομένως με την ικανοποίηση ή όχι του σχετικού ελέγχου παραμορφώσεων, ο οποίος σύμφωνα με τους σύγχρονους κανονισμούς παίρνει τη μορφή (σχήμα 3-6):

$$Y_i \leq Y_{lim} \quad (3-25)$$

όπου



Σχήμα 3-6: Γωνιακή παραμόρφωση ορόφου.

Η τιμή του γ_{lim} συναρτάται με την ευαισθησία των μη φερόντων στοιχείων έναντι πλευρικών παραμορφώσεων, προσδιορίζεται δε από τους κανονισμούς. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι τα όρια του ΕΑΚ είναι 0,5% και 0,7% για ευαίσθητα ή μη διαχωριστικά, ενώ οι αντίστοιχες τιμές του Ευρωκώδικα 3 είναι 0,4% και 0,6%. Για τον προσδιορισμό των σχετικών παραμορφώσεων πρέπει να ληφθεί υπόψη ότι αυτές εφαρμόζονται για μεσαίου μεγέθους σεισμό, όχι για το σεισμό σχεδιασμού. Για την αποφυγή εισαγωγής ενός δεύτερου σεισμού "λειτουργικότητας", ο ΕΑΚ και ο Ευρωκώδικας 8, προβλέπουν τη διαίρεση της φασματικής επιτάχυνσης με ένα σταθερό συντελεστή ν , ο οποίος για τους δύο συγκεκριμένους κανονισμούς λαμβάνει την τιμή $\nu = 2,5$. Έτσι για τη γωνιακή παραμόρφωση μεταξύ των ορόφων ισχύει:

$$\gamma_i = \frac{(\delta_i - \delta_{i-1})}{h_i} = \frac{V_{Sdi}/v}{k_i \cdot h_i} \quad (3-26)$$

Επίσης, πρέπει να ληφθεί υπόψη ότι ο έλεγχος αφορά τις ελαστοπλαστικές μετακινήσεις, οι οποίες για λόγους απλοποίησης μπορούν να θεωρηθούν ίσες με εκείνες που προκύπτουν εξετάζοντας την ελαστική φασματική επιτάχυνση. Η παρατήρηση αυτή, σε συνδυασμό με τις σχέσεις (3-14) και (3-25), οδηγούν στην παρακάτω συνθήκη αποτίμησης του κτιρίου από άποψη δυσκαμψίας:

$$\frac{\sum_{j=1}^n G_j \cdot z_j}{\sum_{j=1}^n G_j \cdot z_j} \cdot \frac{G \cdot (S_{a,el}/g)}{v \cdot k_i \cdot h_i} \leq \gamma_{lim} \quad i = 1, 2, \dots \quad (3-27)$$

Από τη σχέση αυτή προκύπτει η μέγιστη φασματική ελαστική επιτάχυνση, την οποία μπορεί να παραλάβει το κτίριο με κριτήριο τη δυσκαμψία:

$$\frac{S_{a,el}}{g} = \min \left\{ \frac{\gamma_{lim} \cdot v \cdot k_i \cdot h_i}{G} \cdot \frac{\sum_{j=1}^n G_j \cdot z_j}{\sum_{j=1}^n G_j \cdot z_j} \right\} \quad (3-28)$$

Επισημαίνεται εδώ ότι κατά την αποτίμηση κτιρίων είναι δυνατόν η αποτίμηση της δυσκαμψίας να είναι η πλέον κρίσιμη, ιδιαίτερα σε εύκαμπτα μεταλλικά κτίρια. Εδώ είναι θέμα κρίσης του κυρίου του έργου, του μελετητή μηχανικού σε συνδυασμό με τις σχετικές προδιαγραφές αν θα υπάρξει ενίσχυση του κτιρίου.

3.6 Αποτίμηση της ολκιμότητας

Κατά την αποτίμηση του κτιρίου από άποψη αντοχής, ελήφθη υπόψη ότι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού είναι μικρότερη από την αντίστοιχη ελαστική επιτάχυνση, λόγω δυνατότητας απορρόφησης μέρους της εισαγόμενης ενέργειας μέσω ανελαστικών παραμορφώσεων. Η μείωση αυτή ελήφθη υπόψη μέσω εφαρμογής ενός καθολικού συντελεστή, του συντελεστή q , με τον οποίο μειώνονται οι τιμές των ελαστικών επιταχύνσεων. Η υιοθέτηση μιας τιμής q όμως έχει ορισμένες συνέπειες σε ότι αφορά τη μορφολογία του κτιρίου και τις κατασκευαστικές λεπτομέρειες των δομικών του στοιχείων. Σε νέα κτίρια η τιμή του q θεωρείται εξασφαλισμένη όταν εφαρμόζονται οι σχετικές διατάξεις των κανονισμών. Το πρόβλημα προκύπτει στα υφιστάμενα κτίρια με ή χωρίς βλάβες, τα οποία συχνά έχουν σχεδιαστεί με παλαιότερους κανονισμούς, στους οποίους δεν περιλαμβάνονταν διατάξεις εξασφάλισης της ολκιμότητας. Στα κτίρια αυτά πρέπει επομένως να γίνει λεπτομερέστερος έλεγχος της ολκιμότητας, όπως αυτός περιγράφεται στη συνέχεια.

Για το σύνολο της εισαγόμενης στο κτίριο ενέργειας W_{tot} ισχύει η σχέση:

$$W_{tot} = W_p + W_e + W_d \quad (3-29)$$

όπου

W_p = απορροφούμενη ενέργεια μέσω ανελαστικών παραμορφώσεων

W_e = κινητική και ελαστική ενέργεια

W_d = απορροφούμενη ενέργεια λόγω απόσβεσης.

Η εξίσωση (3-29) γράφεται:

$$W_{\text{tot}} - W_d = W_p + W_e = \frac{1}{2} \cdot M \cdot S_v^2 \quad (3-30)$$

Η προς απορρόφηση ενέργεια είναι επομένως ίση με:

$$W_p = \frac{1}{2} \cdot M \cdot S_v^2 - W_e = \frac{1}{2} \cdot M \cdot S_v^2 - \frac{1}{2} \cdot M \cdot v_y^2 \quad (3-31\alpha)$$

όπου v_y = φασματική ταχύτητα που προκαλεί τη πρώτη διαρροή.

Λαμβάνοντας υπόψη την εξίσωση (3-3) με την οποία συνδέονται οι φασματικές ταχύτητες με τις φασματικές επιταχύνσεις, η εξίσωση (3-31α) γράφεται:

$$W_p = \frac{1}{2} \cdot M \cdot \left(\frac{g \cdot T}{2\pi} \right)^2 \cdot \left[\left(\frac{S_{a,el}}{g} \right)^2 - \left(\frac{S_{a,d}}{g} \right)^2 \right] \quad (3-31\beta)$$

Θέτοντας στην προς απορρόφηση ενέργεια το δείκτη S_d , επειδή πρόκειται περί απαίτησης και επομένως αντιστοιχεί σε μια γενικευμένη μορφή "δράσης", η εξίσωση (3-31β) γράφεται:

$$W_p = \frac{1}{2} \cdot M \cdot \Delta(\bar{S}_a) \quad (3-32)$$

Όπου

$$W_o = M \cdot \left(\frac{g \cdot T}{2\pi} \right)^2 \quad (3-32\alpha)$$

$$\Delta(\bar{S}_a) = \left[\left(\frac{S_{a,el}}{g} \right)^2 - \left(\frac{S_{a,d}}{g} \right)^2 \right] \quad (3-32\beta)$$

Είναι προφανές ότι η απαίτηση απορρόφησης ενέργειας αυξάνει με αύξηση του \bar{S}_a . Από την εξίσωση (3-32β) προκύπτει ότι αυτό συμβαίνει όσο περισσότερο διαφέρουν οι ελαστικές φασματικές επιταχύνσεις από τις επιταχύνσεις σχεδιασμού και όπως δείχνει η εξίσωση (3-2) με την αύξηση του συντελεστή συμπεριφοράς q . Αν η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού είναι ίση με την ελαστική φασματική επιτάχυνση, αν δηλαδή δε ληφθεί υπόψη η μειωτική επιρροή των ελαστοπλαστικών παραμορφώσεων κατά τον προσδιορισμό των σεισμικών δυνάμεων, η εξίσωση (3-32) δείχνει ότι μηδενίζεται η απαίτηση αποτίμησης της ολκιμότητας. Από την άλλη πλευρά, όσο μικρότερη είναι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού, η οποία ενθυμούμενοι ότι δίνει ευμενέστερα αποτελέσματα κατά την αποτίμηση αντοχής, τόσο αυξάνει η απαίτηση αυξημένης ολκιμότητας και αποκτά μεγαλύτερη σημασία η αποτίμηση ολκιμότητας.

Η ανωτέρω απαίτηση απορρόφησης ενέργειας πρέπει να συγκριθεί τώρα με την ικανότητα απορρόφησης ενέργειας του κτιρίου, τόσο ως σύνολο όσο και κατ' όροφο. Αυτό ισχύει επειδή, ως ανεφέρθη εισαγωγικά, μπορεί ένας ολόκληρος όροφος να παρουσιάσει πρόβλημα και να αστοχήσει. Όπως φαίνεται στα σχήματα 3-5 και 3-6 και λαμβάνοντας υπόψη την εξίσωση (3-10), η ικανότητα απορρόφησης ενέργειας ενός ορόφου υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση είναι ίση με:

$$W_{p,Rdi} = V_{Rdi} \cdot \Delta\delta_{yi} \cdot \mu_i = \frac{V_{Rdi}^2}{K_i} \cdot \mu_i \quad (3-33\alpha)$$

Ο δείκτης R_d χρησιμοποιείται εδώ, διότι η ικανότητα απορρόφησης ενέργειας αντιστοιχεί σε μια γενικευμένη μορφή "αντίστασης". Με τη βοήθεια των σχέσεων και με την εισαγωγή του ανηγμένου ως προς τον πρώτο όροφο συντελεστή

$$\bar{\varepsilon}_i = \frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_1} \quad (3-33\beta)$$

η ανωτέρω σχέση γράφεται:

$$W_{p,Rdi} = \frac{V_{Rdi}^2}{\kappa_i \cdot K} \cdot \mu_i = \frac{\varepsilon_i^2 \cdot \left(\sum_{j=1}^n G_j \right)^2}{\bar{\kappa}_i \cdot \kappa_1 \cdot \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 \cdot M} \cdot \mu_i = \frac{\bar{\varepsilon}_i^2 \cdot \mu_i}{\bar{\kappa}_i} \cdot \frac{\varepsilon_1^2}{\kappa_1} \cdot \left(\sum_{j=1}^n \frac{G_j}{G} \right)^2 \cdot M \cdot \left(\frac{g \cdot T}{2\pi} \right)^2 \quad (3-33\gamma)$$

Η ανωτέρω σχέση γράφεται και:

$$W_{p,Rdi} = w_i \cdot W_o \quad (3-34)$$

όπου

$$w_i = \frac{\bar{\varepsilon}_i^2 \cdot \mu_i}{\bar{\kappa}_i} \cdot \frac{\varepsilon_1^2}{\kappa_1} \cdot \left(\sum_{j=1}^n \frac{G_j}{G} \right)^2 \quad (3-34\alpha)$$

Είναι προφανές ότι ισχύει:

$$w_1 = \mu_1 \cdot \frac{\varepsilon_1^2}{\kappa_1} \quad (3-34\beta)$$

Η ικανότητα απορρόφησης ενέργειας για το σύνολο του κτιρίου δίνεται από τη σχέση:

$$W_{p,Rd} = \sum_{j=1}^n W_{p,Rdj} = W_o \cdot \sum_{j=1}^n w_j \quad (3-35)$$

Η αποτίμηση του κτιρίου από άποψη ολκιμότητας εκφράζεται από τη συνθήκη ότι η απαίτηση απορρόφησης ενέργειας, "δράση", πρέπει να είναι μικρότερη ή ίση από την ικανότητα απορρόφησης ενέργειας, την "αντίσταση", δηλαδή:

$$W_{p,Sd} \leq W_{p,Rd} \quad (3-36)$$

Η ανωτέρω συνθήκη, εφαρμοζόμενη για το σύνολο του κτιρίου και με τη βοήθεια των εξισώσεων (3-32), (3-34) και (3-35) γράφεται:

$$\frac{1}{2} \cdot W_o \cdot \bar{S}_\alpha \leq W_o \cdot \sum_{j=1}^n w_j \quad (3-37\alpha)$$

ή

$$\bar{S}_\alpha \leq 2 \cdot \sum_{j=1}^n w_j \quad (3-37\beta)$$

ή από την εξίσωση (3-34α)

$$\bar{S}_\alpha \leq 2 \cdot \frac{\varepsilon_1^2}{\kappa_1} \cdot \sum_{i=1}^n \left[\frac{\bar{\varepsilon}_i^2 \cdot \mu_i}{\bar{\kappa}_i} \cdot \left(\sum_{j=1}^n \frac{G_j}{G} \right)^2 \right] \quad (3-37\gamma)$$

Η ανισότητα (3-37) εκφράζει τη συνθήκη για την αποτίμηση του συνόλου του κτιρίου από άποψη ολκιμότητας. Είναι προφανές ότι η ανισότητα ικανοποιείται πάντα σε περίπτωση ελαστικού σχεδιασμού του κτιρίου, καθώς από την εξίσωση (3-32β) προκύπτει ότι σε τέτοια περίπτωση $\bar{S}_\alpha = 0$.

Σύμφωνα όμως με τα προλεχθέντα, η εξέταση της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας για το σύνολο του κτιρίου πρέπει να συμπληρωθεί από την αντίστοιχη διερεύνηση για κάθε όροφο ξεχωριστά. Και η μεν ικανότητα απορρόφησης ενέργειας (W_{Rdi}) είναι γνωστή για κάθε όροφο ξεχωριστά, εξίσωση (3-34). Το ίδιο δεν ισχύει όμως για την αντίστοιχη απαίτηση (W_{Sdi}). Για τον προσδιορισμό των W_{Sdi} θεωρούμε ότι η βέλτιστη κατανομή αντοχών των ορόφων είναι εκείνη για την οποία οι αντοχές αντιστοιχούν πλήρως στις δρώσες τέμνουσες των ορόφων, ώστε να ισχύει:

$$V_{Rdi,opt} = V_{Sdi} \quad (3-38)$$

Από την ανωτέρω σχέση και την εξίσωση (3-15), η εξίσωση (3-17) γράφεται:

$$\varepsilon_{i,opt} = \frac{V_{Rdi,opt}}{\sum_{j=1}^n G_j} = \frac{\sum_{j=1}^n G_j \cdot z_i}{\sum_{j=1}^n G_j \cdot z_i} \cdot \frac{G}{\sum_{j=1}^n G_j} \cdot \frac{S_{a,d}}{g} \quad (3-39)$$

Είναι προφανές ότι ισχύει $\varepsilon_{1,opt} = \frac{S_{a,d}}{g}$, οπότε οι ανωτέρω συντελεστές σε ανηγμένη μορφή γράφονται:

$$\bar{\varepsilon}_{i,opt} = \frac{\varepsilon_{i,opt}}{\varepsilon_{1,opt}} = \frac{\sum_{j=1}^n G_j \cdot z_i}{\sum_{j=1}^n G_j \cdot z_1} \cdot \frac{G}{\sum_{j=1}^n G_j} \quad (3-40)$$

Στην περίπτωση όπου οι αντοχές ακολουθούν τη βέλτιστη κατανομή, η έναρξη πλαστικοποίησης λαμβάνει χώρα ταυτόχρονα για όλους τους ορόφους, πράγμα που ακολουθείται και στην ανελαστική περιοχή. Επομένως, ο απαιτούμενος δείκτης ολκιμότητας είναι σταθερός καθ' ύψος του κτιρίου και έστω ίσος με μ_o . Τότε οι εξισώσεις (3-34) γράφονται:

$$W_{i,opt} = \frac{\bar{\varepsilon}_{i,opt}^2 \cdot \mu_o}{\bar{K}_i} \cdot \frac{\varepsilon_{1,opt}^2}{K_1} \cdot \left(\sum_{j=1}^n \frac{G_j}{G} \right)^2 \quad (3-41\alpha)$$

και

$$W_{1,opt} = \mu_o \cdot \frac{\varepsilon_{1,opt}^2}{K_1} \quad (3-41\beta)$$

Οι σχετικές ενέργειες των ορόφων, ανηγμένες ως προς τον 1^ο όροφο είναι ίσες με:

$$\bar{W}_{i,opt} = \frac{W_{i,opt}}{W_{1,opt}} = \frac{\bar{\varepsilon}_{i,opt}^2}{\bar{K}_i} \cdot \left(\sum_{j=1}^n \frac{G_j}{G} \right)^2 \quad (3-42)$$

Στην πράξη όμως η κατανομή των αντιστάσεων αποκλίνει από τη βέλτιστη κατανομή. Αυτό οφείλεται σε διάφορους λόγους όπως π.χ. στην τυποποίηση των μελών που παραμένουν τα ίδια για περισσότερους ορόφους, στην απόκλιση των αντοχών των υλικών από τις προδιαγεγραμμένες τιμές κλπ. Η απόκλιση αυτή εκφράζεται από τους λόγους:

$$\rho_i = \frac{\bar{\varepsilon}_i}{\bar{\varepsilon}_{i,opt}} \quad (3-43)$$

Εξάλλου, μια σειρά από ανελαστικές αναλύσεις έδειξε ότι η κατανομή της απαίτησης απορρόφησης ενέργειας είναι ανάλογη των εξής συντελεστών:

$$s_i = \bar{w}_{i,opt} \cdot \rho_i^{-m} \quad (3-44)$$

όπου

m = συντελεστής συγκέντρωσης βλάβης, για τον οποίο προτείνονται οι παρακάτω τιμές:

$m = 12$ για κτίρια με περιορισμένο όλκιμο τρόπο αστοχίας (πλαίσια με ασθενή υποστρώματα, χιαστί σύνδεσμοι, σύνδεσμοι Λ , κλπ.)

$m = 6$ για κτίρια με πλέον όλκιμο τρόπο αστοχίας (πλαίσια με ασθενείς δοκούς, έγκεντροι σύνδεσμοι, τοιχώματα, κλπ.).

Η κατ' όροφο απαίτηση απορρόφησης ενέργειας είναι τότε:

$$\frac{W_{p,Sdi}}{W_{p,Sd}} = \bar{s}_i \quad (3-45)$$

όπου

$$\bar{s}_i = \frac{s_i}{s} \quad (3-45\alpha)$$

$$s = \sum_{j=1}^n s_j \quad (3-45\beta)$$

Επομένως, λαμβάνοντας υπόψη και την εξίσωση (3-32), η κατ' όροφο απαίτηση απορρόφησης ενέργειας, η "δράση", είναι ίση με:

$$W_{p,Sdi} = \frac{1}{2} \cdot \bar{s}_i \cdot W_o \cdot \Delta(\bar{S}_\alpha) \quad (3-46)$$

Κατά τον τοπικό έλεγχο ολκιμότητας πρέπει ναδειχθεί ότι η συνθήκη (3-36) ισχύει όχι μόνο για το σύνολο του κτιρίου, αλλά και για κάθε όροφο. Η αντίστοιχη σχέση γράφεται:

$$W_{p,Sdi} \leq W_{p,Rdi} \quad (3-47)$$

Λαμβάνοντας υπόψη τις εξισώσεις (3-46) και (3-34) και εκτελώντας τις πράξεις, η ανωτέρω σχέση γράφεται:

$$\bar{S}_\alpha \leq 2 \cdot \frac{w_i}{\bar{s}_i}, \quad i = 1, 2, \dots \quad (3-48)$$

Οι συνθήκες αποτίμησης και οι αντίστοιχες σχέσεις ελέγχου συνοψίζονται στον πίνακα 3-1.

		Συνθήκη αποτίμησης	Σχέση ελέγχου
Αποτίμηση αντοχής (εφαρμόζεται για κάθε όροφο)		$V_{Sdi} \leq V_{Rdi}$	$\frac{S_{a,d}}{g} \leq \varepsilon_i \cdot \frac{\sum_{j=1}^n G_j \cdot z_j}{\sum_{j=1}^n G_j \cdot z_j} \cdot \frac{\sum_{j=1}^n G_j}{G}$
Αποτίμηση δυσκαμψίας (εφαρμόζεται για κάθε όροφο)		$\gamma_i \leq \gamma_{lim}$	$\frac{\sum_{j=1}^n G_j \cdot z_j}{\sum_{j=1}^n G_j \cdot z_j} \cdot \frac{G \cdot (S_{a,el}/g)}{v \cdot k_i \cdot h_i} \leq \gamma_{lim}$
Αποτίμηση ολκιμότητας	Σύνολο κτιρίου	$W_{p,Sd} \leq W_{p,Rd}$	$\Delta(\bar{S}_\alpha) \leq 2 \cdot \sum_{j=1}^n w_j$
	Κατ' όροφο	$W_{p,Sdi} \leq W_{p,Rdi}$	$\Delta(\bar{S}_\alpha) \leq 2 \cdot \frac{w_i}{\bar{s}_i}$

Πίνακας 3-1: Συνθήκες αποτίμησης και ανισότητες ελέγχου.

3.7 Προσεγγιστικές σχέσεις για τις ιδιότητες των κτιρίων

3.7.1 Προσδιορισμός ιδιοτήτων πλαισίων

3.7.1.1 Προσεγγιστικός υπολογισμός της αντοχής

$$V_{Rd} = \sum_{k=1}^{n_c} \min \left\{ \frac{M_{ok} + M_{uk}}{h}, V_{cRdk} \right\} \quad (3-49)$$

n_c = αριθμός υποστυλωμάτων ορόφου

M_{ok}, M_{uk} = ροπή αντοχής σχεδιασμού κορυφής και πόδα υποστυλώματος (εξ. 3-50)

h = ύψος υποστυλώματος

$$M_{ok} \text{ ή } M_{uk} = M_{NcRd} \cdot \min \left\{ 1, \frac{\sum M_{bRd}}{\sum M_{NcRd}}, \frac{\sum M_{jRd}}{\sum M_{NcRd}} \right\} \quad (3-50)$$

M_{NcRd} = ροπή αντοχής σχεδιασμού διατομής υποστυλώματος υπό ταυτόχρονη αξονική δύναμη

$\sum M_{bRd}$ = άθροισμα ροπών αντοχής σχεδιασμού δοκών που συντρέχουν στον αντίστοιχο κόμβο

$\sum M_{jRd}$ = άθροισμα ροπών αντοχής σχεδιασμού συνδέσεων (ή κόμβου) δοκών - υποστυλωμάτων που συντρέχουν στον αντίστοιχο κόμβο

$\sum M_{NcRd}$ = άθροισμα ροπών αντοχής σχεδιασμού υποστυλωμάτων που συντρέχουν στον αντίστοιχο κόμβο

V_{cRd} = τέμνουσα αντοχής υποστυλώματος (κρίσιμη για βραχεία υποστυλώματα).

Παρατήρηση

1. Ο προσδιορισμός των τιμών σχεδιασμού των διάφορων μεγεθών (ροπών, τεμνουσών) γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις των σχετικών κανονισμών.

2. Οι ροπές σχεδιασμού στον πόδα των υποστυλωμάτων βάσης προσδιορίζονται λαμβάνοντας υπόψη και την αντοχή της θεμελίωσης.

3.7.1.2 Προσεγγιστικός υπολογισμός της δυσκαμψίας (άκαμπτες συνδέσεις)

- Τυπικός όροφος

$$k = \frac{12 \cdot E/h^2}{\frac{1}{\sum \frac{I_c}{h}} + \frac{1}{\sum \frac{I_b}{I_b}}} \quad (3-51)$$

- Ισόγειο (πακτωμένες βάσεις υποστυλωμάτων)

$$k = \frac{12 \cdot E/h^2}{\frac{1}{\sum \frac{I_c}{h}} + \frac{0,5}{\sum \frac{I_b}{I_b}}} \quad (3-52)$$

I_c, I_b = ροπές αδρανείας υποστυλωμάτων και δοκών

I_b = ανοίγματα δοκών

Παρατήρηση

Σε πλαίσια από χάλυβα θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η παραμορφωσιμότητα των συνδέσεων και των κόμβων.

3.7.2 Προσδιορισμός ιδιοτήτων χιαστί συνδέσμων

3.7.2.1 Προσεγγιστικός υπολογισμός αντοχής

$$V_{Rd} = (N_{cRd} + N_{tRd}) \sin \alpha \quad (3-53)$$

N_{tRd} = αντοχή σχεδιασμού εφελκυσμένης διαγωνίου

N_{cRd} = αντοχή σχεδιασμού θλιβόμενης διαγωνίου

α = γωνία κλίσης διαγωνίων

3.7.2.2 Προσεγγιστικός υπολογισμός δυσκαμψίας

$$k = \frac{E/h}{\frac{1}{2 \cdot A_d \cdot \sin^2 \alpha \cdot \cos \alpha} + \frac{1}{A_b \cdot \cot \alpha}} \quad (3-54)$$

A_d = εμβαδόν διατομής διαγωνίων

A_b = εμβαδόν διατομής δοκών

3.7.3 Προσδιορισμός ιδιοτήτων συνδέσμων Λ

3.7.3.1 Προσεγγιστικός υπολογισμός αντοχής

$$V_{VRd} = 2N_{cRd} \sin \alpha \quad (3-55)$$

N_{cRd} = αντοχή σχεδιασμού θλιβόμενης διαγωνίου
 α = γωνία κλίσης διαγωνίων

3.7.3.2 Προσεγγιστικός υπολογισμός δυσκαμψίας

$$k = \frac{E/h}{\frac{1}{2 \cdot A_d \cdot \sin^2 \alpha \cdot \cos \alpha} + \frac{1}{A_b \cdot \cot \alpha}} \quad (3-56)$$

A_d = εμβαδόν διατομής διαγωνίων
 A_b = εμβαδόν διατομής δοκών

3.7.4 Προσδιορισμός ιδιοτήτων κτιρίων με τοιχώματα (ή πλαίσια χωρίς ή πολύ ασθενείς δοκούς)

3.7.4.1 Προσεγγιστικός υπολογισμός αντοχής

$$V_{Rdi} = \sum_{j=1}^{n_w} \min \left\{ \frac{M_{wRdj}}{z_e - z_i}, V_{wRdj} \right\} \quad (3-57)$$

$$z_e = \frac{\sum_{j=1}^n m_j \cdot z_i^2}{\sum_{j=1}^n m_j \cdot z_i} \quad (3-57a)$$

n = αριθμός ορόφων
 n_w = αριθμός τοιχωμάτων ορόφου
 z_j = στάθμη ορόφου j
 M_{wRd} = ροπή αντοχής σχεδιασμού τοιχώματος
 V_{wRd} = τέμνουσα αντοχής σχεδιασμού τοιχώματος.

3.7.4.2 Προσεγγιστικός υπολογισμός δυσκαμψίας

$$k_i = \frac{3 \cdot E/H^2}{1 + \sum_{k=1}^{n_w} \alpha_i \cdot \frac{I_k}{H}} \quad (3-58)$$

$$\alpha_i = \frac{2 \cdot n^2/3}{2 \cdot i - 1 - \frac{1}{n} \cdot (i^2 - i + 1/3)} \quad (3-58\alpha)$$

i = αριθμός τρέχοντος ορόφου

n = σύνολο ορόφων

H = ύψος κτιρίου

I_k = ροπή αδράνειας τοιχώματος

Παρατήρηση: Υποτίθεται ότι τα τοιχώματα εκτείνονται σε όλο το ύψος του κτιρίου.

3.7.5 Προσδιορισμός ιδιοτήτων μικτών συστημάτων πλαισίων - τοιχωμάτων

3.7.5.1 Προσεγγιστικός υπολογισμός αντοχής

$$V_{Rdi} = \sum_{j=1}^{n_c} \min \left\{ \frac{M_{oj} + M_{uj}}{h}, V_{cRdj} \right\} + \sum_{j=1}^{n_w} \min \left\{ \frac{M_{wRdj}}{z_e - z_i}, V_{wRdj} \right\} \quad (3-59)$$

3.7.5.2 Προσεγγιστικός υπολογισμός της δυσκαμψίας (άκαμπτες συνδέσεις)

- Τυπικός όροφος

$$k = \frac{12E}{h^2} \cdot \left[\frac{1}{\frac{1}{\sum \frac{I_c}{h}} + \frac{1}{\sum \frac{I_b}{l_b}}} + \sum \frac{\alpha_i}{4} \cdot \frac{I_w}{h} \cdot \left(\frac{h}{H} \right)^3 \right] \quad (3-60)$$

- Ισόγειο (πακτωμένες βάσεις υποστυλωμάτων)

$$k = \frac{12E}{h^2} \cdot \left[\frac{1}{\frac{1}{\sum \frac{I_c}{h}} + \frac{0,5}{\sum \frac{I_b}{l_b}}} + \sum \frac{\alpha_i}{4} \cdot \frac{I_w}{h} \cdot \left(\frac{h}{H} \right)^3 \right] \quad (3-61)$$

3.7.6 Απλοποιημένες σχέσεις εκτίμησης της αντοχής και δυσκαμψίας στοιχείων με βλάβη

3.7.6.1 Γενικές σχέσεις

Μειωμένη αντοχή $R_{res} = r_R \cdot R_o$

Μειωμένη δυσκαμψία $K_{res} = r_k \cdot K_o$

R_o, K_o = αρχικές τιμές αντοχής και δυσκαμψίας (πριν τη βλάβη)

R_{res}, K_{res} = αρχικές τιμές αντοχής και δυσκαμψίας (μετά τη βλάβη)

r_R = δείκτης βλάβης για αντοχή

r_k = δείκτης βλάβης για δυσκαμψία $r_k = 0,8r_R$

3.7.6.2 Δείκτες βλάβης

	Βαθμός βλάβης			
Συντήρηση κτιρίου	A	B	Γ	Δ
Καλή	0,95	0,75	0,45	0,15
Μέτρια	0,85	0,65	0,35	0

3.7.6.3 Βαθμός βλάβης

Στοιχεία από χάλυβα

	Βαθμός βλάβης			
Δομικό στοιχείο	A	B	Γ	Δ
Δοκοί	Ελαφρύς τοπικός λυγισμός	Εκτεταμένος τοπικός λυγισμός	Ελαφρύς πλευρικός λυγισμός	Σημαντικός πλευρικός λυγισμός
Υποστυλώματα	Ελαφρύς τοπικός λυγισμός	Εκτεταμένος τοπικός λυγισμός	Ελαφρύς στρεπτοκαμπτικός λυγισμός	Σημαντικός στρεπτοκαμπτικός λυγισμός
Ράβδοι δικτύωσης κατακόρυφων συνδέσμων		Καμπτικός λυγισμός		

3.7.7 Αιτιολόγηση σχέσεων

3.7.7.1 Σχέση 3-57

Η ροπή ανατροπής στη στάθμη i είναι ίση με:

$$M_{Sdi} = V_{Sdi} \cdot (z_e - z_i) \quad (3-62)$$

όπου

V_{Sdi} = τέμνουσα ορόφου

z_e = ισοδύναμη στάθμη συνολικής σεισμικής δύναμης άνω του εξεταζόμενου ορόφου

Θεωρώντας κατά προσέγγιση ότι οι σεισμικές δυνάμεις κατανέμονται σύμφωνα με την πρώτη κανονική μορφή, η z_e δίνεται από την εξίσωση (3-57α). Θέτοντας στην εξίσωση (3-62) ως M_{Sdi} το σύνολο των ροπών αντοχής των τοιχωμάτων του ορόφου, υπό την ταυτόχρονη επίδραση των αξονικών δυνάμεων και ως V_{Sdi} την τέμνουσα αντοχής του ορόφου, προκύπτει η εξίσωση (3-57).

3.7.7.2 Σχέση A-58

Η δυσκαμψία ενός μονώροφου τοιχώματος ύψους H δίνεται από τη γνωστή σχέση του προβόλου:

$$k = \frac{3 \cdot E \cdot I}{H^3} \quad (3-63)$$

Τα βέλη ενός πολυώροφου τοιχώματος υπό την επίδραση πλευρικής δύναμης P στις στάθμες i και $i-1$ δίνονται από τις σχέσεις:

$$\delta_i = \frac{P \cdot H^3}{E \cdot I} \cdot \left(\frac{z_i^2}{2 \cdot I^2} - \frac{z_i^3}{6 \cdot I^3} \right) \quad (3-64\alpha)$$

$$\delta_{i-1} = \frac{P \cdot H^3}{E \cdot I} \cdot \left(\frac{z_{i-1}^2}{2 \cdot I^2} - \frac{z_{i-1}^3}{6 \cdot I^3} \right) \quad (3-64\beta)$$

Η δυσκαμψία του ορόφου προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$k_i = \frac{P}{\delta_i - \delta_{i-1}} \quad (3-65)$$

Θεωρώντας ότι ο αριθμός των ορόφων είναι n και ότι κατά προσέγγιση όλοι οι όροφοι έχουν το ίδιο ύψος ισχύει:

$$z_i - z_{i-1} = h_i \cong \frac{H}{n}$$

$$z_i - z_{i-1} \cong \frac{i}{n} \cdot H + \frac{i-1}{n} \cdot H = \frac{2 \cdot i}{n} \cdot H - \frac{H}{n} \quad (3-66)$$

Με εισαγωγή των εξισώσεων (3-64), (3-66) στην εξίσωση (3-65) και εκτέλεση των πράξεων, προκύπτει η (3-58).

3.8 Εφαρμογές μεθόδου αποτίμησης

3.8.1 Πενταώροφο κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα

3.8.1.1 Γενικά

Η κατασκευή αποτελείται από πέντε ορόφους με διαστάσεις κάτοψης 16,3 x 11,4. Οι τρεις πρώτοι όροφοι έχουν τις ίδιες διατομές και οπλισμούς στοιχείων. Ο τέταρτος όροφος διαφοροποιείται μόνο ως προς τις διατομές και τους οπλισμούς των στοιχείων. Ο πέμπτος όροφος είναι ουσιαστικά δώμα με διαστάσεις 6,9 x 3,2. Οι κατόψεις του φορέα, οι διατομές και οι οπλισμοί των στοιχείων φαίνονται στα σχήματα 3-7 ως 3-9 στις σελίδες 43-45. Γίνεται ο έλεγχος της κατασκευής κατά τη διεύθυνση x . Ο συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς για το κτίριο λαμβάνεται 1,5. Για την παρούσα κατασκευή θεωρείται ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II και κατηγορία εδάφους B, συνεπώς έχουμε: $T_1 = 0,15s$, $T_2 = 0,60s$, $A = 0,16g$. Οι κατηγορίες υλικών που χρησιμοποιήθηκαν είναι C20 για το σκυρόδεμα και S220 για το δομικό χάλυβα.

Κατά την ανάλυση του κτιρίου προκύπτουν τα επιμέρους κατακόρυφα φορτία ανά όροφο για το συνδυασμό $G+0,3Q$:

	1 ^{ος}	2 ^{ος}	3 ^{ος}	4 ^{ος}	5 ^{ος}	Άθροισμα
N (kN)	3100	3100	3100	3030	394	12724
m (t)	310	310	310	303	39,4	1272

Πίνακας 3-2: Βάρος και μάζα ορόφων.

Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κατά τη διεύθυνση x είναι 0,475s.

Συνεπώς, για $T_1 < T < T_2$ οι φασματικές επιταχύνσεις είναι:

$$S_{a,el} = 2,5 \cdot 0,16g = 0,40g \text{ (εξ. A-1β),}$$

$$S_{a,d} = \frac{2,5}{1,5} \cdot 0,16g = 0,267g \text{ (εξ. A-2β).}$$

$$\text{Η ισοδύναμη δυσκαμψία του κτιρίου είναι } K = \frac{4 \cdot \pi^2}{0,475^2} \cdot 1272 = 222600 \text{ kN/m (εξ. 3-9).}$$

3.8.1.2 Δυσκαμψία ορόφων

Πρόκειται για μικτό σύστημα πλαισίων – τοιχωμάτων.

3.8.1.2.1 Συντελεστής συμμετοχής τοιχωμάτων ανά όροφο (εξ. 3-58α)

$$1^{\text{ος}} \text{ όροφος: } \alpha_1 = \frac{2 \cdot 5^2 / 3}{2 \cdot 1 - 1 - \frac{1}{5} \cdot (1^2 - 1 + \frac{1}{3})} = 17,86$$

$$2^{\text{ος}} \text{ όροφος: } \alpha_2 = \frac{2 \cdot 5^2 / 3}{2 \cdot 2 - 1 - \frac{1}{5} \cdot (2^2 - 2 + \frac{1}{3})} = 6,579$$

$$3^{\text{ος}} \text{ όροφος: } \alpha_3 = \frac{2 \cdot 5^2 / 3}{2 \cdot 3 - 1 - \frac{1}{5} \cdot (3^2 - 3 + \frac{1}{3})} = 4,464$$

$$4^{\text{ος}} \text{ όροφος: } \alpha_4 = \frac{2 \cdot 5^2 / 3}{2 \cdot 4 - 1 - \frac{1}{5} \cdot (4^2 - 4 + \frac{1}{3})} = 3,676$$

$$5^{\text{ος}} \text{ όροφος: } \alpha_5 = \frac{2 \cdot 5^2 / 3}{2 \cdot 5 - 1 - \frac{1}{5} \cdot (5^2 - 5 + \frac{1}{3})} = 3,378$$

3.8.1.2.2 Υπολογισμός δυσκαμψίας ανά όροφο (εξ. 3-60)

Οι δυσκαμψίες των στοιχείων υπολογίζονται με παραδοχή σταδίου II. Η καμπτική δυσκαμψία σταδίου II λαμβάνεται για τα υποστυλώματα ίση με αυτήν του σταδίου I, για τα τοιχώματα ίση με τα 2/3 και για τα οριζόντια στοιχεία ίση με το 1/2 της αντίστοιχης τιμής του σταδίου I (ΕΑΚ 3.2.3[2]).

1^{ος} όροφος:

$$k_1 = \frac{12 \cdot 2600}{300^2} \left[\frac{1}{\frac{1}{9370} + \frac{1}{0,5 \cdot 0,5 \cdot 1273}} + \frac{17,86}{4} \cdot \frac{2}{3} \cdot 479500 \cdot \left(\frac{300}{1500} \right)^3 \right] = 4064 \text{ kN/cm}$$

2^{ος} όροφος:

$$k_2 = \frac{12 \cdot 2600}{300^2} \left[\frac{1}{\frac{1}{9370} + \frac{1}{0,5 \cdot 1273}} + \frac{6,579}{4} \frac{2}{3} \cdot 479500 \cdot \left(\frac{300}{1500} \right)^3 \right] = 1665 \text{ kN/cm}$$

3^{ος} όροφος:

$$k_3 = \frac{12 \cdot 2600}{300^2} \left[\frac{1}{\frac{1}{9370} + \frac{1}{0,5 \cdot 1273}} + \frac{4,464}{4} \frac{2}{3} \cdot 479500 \cdot \left(\frac{300}{1500} \right)^3 \right] = 1196 \text{ kN/cm}$$

Στους πίνακες που ακολουθούν υπολογίζονται οι ροπές αδράνειας των στοιχείων. Οι τιμές που προκύπτουν χρησιμοποιούνται στον υπολογισμό της δυσκαμψίας ανά όροφο.

Υποστυλώματα

Διατομές	n	$I_c \text{ (cm}^4\text{)}$	h (cm)	$I_c / h \text{ (cm}^3\text{)}$	$\Sigma (I_c / h)$
45x45	1	341700	300	1139	
40x40	8	213300	300	711,0	
55x55	1	762600	300	2542	
					9370

Τοιχώματα

Διατομές	n	$I_w \text{ (cm}^4\text{)}$	h (cm)	$I_w / h \text{ (cm}^3\text{)}$	$\Sigma (I_w / h)$
15x190	2	8574000	300	28580	
20x250	1	166700	300	555,7	
190x20	1	11430000	300	38100	
20x330	1	220000	300	733,3	
410x20	1	114900000	300	383000	
					479500

Δοκοί

Διατομές	n	$I_b \text{ (cm}^4\text{)}$	l (cm)	$I_b / l \text{ (cm}^3\text{)}$	$\Sigma (I_b / l)$
20x110	1	2218000	3180	697,5	
70x30	1	157500	570	276,3	
20x30	1	45000	715	62,94	
50x30	1	112500	1100	102,3	
40x30	1	90000	1100	81,82	
45x30	1	101250	1940	52,19	
					1273

Πίνακας 3-3: Δυσκαμψίες στοιχείων 1^{ου}, 2^{ου} και 3^{ου} ορόφου.

4^{ος} όροφος:

$$k_4 = \frac{12 \cdot 2600}{300^2} \left[\frac{1}{\frac{1}{3823} + \frac{1}{0,5 \cdot 1273}} + \frac{3,676}{4} \cdot \frac{2}{3} \cdot 479500 \cdot \left(\frac{300}{1500} \right)^3 \right] = 1004 \text{ kN/cm}$$

Υποστυλώματα

Διατομές	n	$I_c \text{ (cm}^4\text{)}$	h (cm)	$I_c / h \text{ (cm}^3\text{)}$	$\Sigma (I_c / h)$
40x25	1	133300	300	444,3	
40x20	8	106700	300	355,7	
40x30	1	160000	300	533,3	
					3823

Τοιχώματα

Διατομές	n	$I_w \text{ (cm}^4\text{)}$	h (cm)	$I_w / h \text{ (cm}^3\text{)}$	$\Sigma (I_w / h)$
15x190	2	8574000	300	28580	
20x250	1	166700	300	555,7	
190x20	1	11430000	300	38100	
20x330	1	220000	300	733,3	
410x20	1	114900000	300	383000	
					479500

Δοκοί

Διατομές	n	$I_b \text{ (cm}^4\text{)}$	l (cm)	$I_b / l \text{ (cm}^3\text{)}$	$\Sigma (I_b / l)$
20x110	1	2218000	3180	697,5	
70x30	1	157500	570	276,3	
20x30	1	45000	715	62,94	
50x30	1	112500	1100	102,3	
40x30	1	90000	1100	81,82	
45x30	1	101250	1940	52,19	
					1273

Πίνακας 3-4: Δυσκαμψίες στοιχείων 4^{ου} ορόφου.

5^{ος} όροφος:

$$k_5 = \frac{12 \cdot 2600}{300^2} \left[\frac{1}{\frac{1}{88,87} + \frac{1}{0,5 \cdot 622}} + \frac{3,378}{4} \cdot \frac{2}{3} \cdot 479000 \cdot \left(\frac{300}{1500} \right)^3 \right] = 771,7 \text{ kN/cm}$$

Υποστυλώματα

Διατομές	n	I_c (cm ⁴)	h (cm)	I_c / h (cm ³)	$\Sigma (I_c / h)$
20x20	2	13330	300	44,43	
					88,87

Τοιχώματα

Διατομές	n	I_w (cm ⁴)	h (cm)	I_w / h (cm ³)	$\Sigma (I_w / h)$
15x190	2	8574000	300	28580	
190x20	1	11430000	300	38100	
20x330	1	220000	300	733,3	
410x20	1	114900000	300	383000	
					479000

Δοκοί

Διατομές	n	I_b (cm ⁴)	l (cm)	I_b / l (cm ³)	$\Sigma (I_b / l)$
20x40	1	106700	300	355,7	
20x45	1	151900	570	266,5	
					622

Πίνακας 3-5: Δυσκαμψίες στοιχείων 5^{ου} ορόφου.

3.8.1.3 Αποτίμηση της κατασκευής σύμφωνα με τον EC8

3.8.1.3.1 Τέμνουσες αντοχής σχεδιασμού

Οι τέμνουσες αντοχής σχεδιασμού των υποστυλωμάτων υπολογίζονται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 - Παράρτημα G. Η τέμνουσα αντοχής σχεδιασμού κάθε στοιχείου ισοδυναμεί με την V_{Rd1} (ΕΚΩΣ 2000 [11.1.2.1]).

$$V_{Rd1} = \left[\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,20 + 40\rho_{\lambda}) + 0,15\sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

Στον άνω τύπο υπολογισμού της V_{Rd1} , τ_{Rd} είναι η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής αντοχής ίση με 180 kPa για ποιότητα σκυροδέματος C12, ρ_{λ} είναι το ποσοστό του διαμήκους εφελκυσμένου οπλισμού $\rho_{\lambda} = \frac{A_{s\lambda}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$, $k = 1,60 - d \geq 1$ όπου d είναι

το στατικό ύψος και $\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c}$. Ακολουθούν πίνακες υπολογισμού της V_{Rd1} για τα κατακόρυφα στοιχεία των πέντε ορόφων.

Στοιχείο	Διαστάσεις	$A_{s\lambda}$	N_{sd}	σ_{cp}	k	ρ_{λ}	V_{Rd1}
No	(cm)	(cm ²)	(kN)	(kPa)	(m)		(kN)
501	45x45	8,04	1268	6261	1,2	0,00447	222,6
503	20x250	18,83	1662	3324	1,45	0,00502	324,1
505	40x40	6,29	952,1	5951	1,25	0,00449	168,4
506	40x40	6,29	849,6	5310	1,25	0,00449	155,0
508	40x40	6,29	1145	7154	1,25	0,00449	193,7
510	40x40	6,29	1077	6730	1,25	0,00449	184,8
512	15x190	14,94	149,9	526,0	1,5	0,00786	92,7
514	15x190	14,94	149,9	526,0	1,5	0,00786	92,7
515	20x410	23,07	389,3	474,8	1,45	0,00375	260,5
517	20x190	14,94	444,8	1171	1,45	0,00524	154,9
518	40x40	6,29	844	5278	1,25	0,00449	154,3
520	20x330	16,27	1555	2356	1,45	0,00329	347,0
522	40x40	6,29	1232	7699	1,25	0,00449	205,1
523	40x40	6,29	855,4	5346	1,25	0,00449	155,7
524	55x55	12,57	1134	3749	1,1	0,00457	229,9
525	40x40	6,29	924,6	5779	1,25	0,00449	164,8

Πίνακας 3-6: Υπολογισμός της V_{Rd1} για τα κατακόρυφα στοιχεία του 1^{ου} ορόφου.

Στοιχείο	Διαστάσεις	$A_{s\lambda}$	N_{sd}	σ_{cp}	k	ρ_{λ}	V_{Rd1}
No	(cm)	(cm ²)	(kN)	(kPa)	(m)		(kN)
1501	45x45	8,04	952,5	4704	1,2	0,00447	180,6
1503	20x250	18,83	1260	2519	1,45	0,00502	278,8
1505	40x40	6,29	712,7	4454	1,25	0,00449	137,0
1506	40x40	6,29	638,0	3988	1,25	0,00449	127,2
1508	40x40	6,29	894,2	5589	1,25	0,00449	160,8
1510	40x40	6,29	799,4	4996	1,25	0,00449	148,4
1512	15x190	14,94	117,7	413,0	1,5	0,00786	114,4
1514	15x190	14,94	117,7	413,0	1,5	0,00786	114,4
1515	20x410	23,07	318,1	387,9	1,45	0,00375	252,5
1517	20x190	14,94	368,1	968,7	1,45	0,00524	146,3
1518	40x40	6,29	625,7	3911	1,25	0,00449	125,6
1520	20x330	16,27	1189	1802	1,45	0,00329	305,8
1522	40x40	6,29	909,5	5684	1,25	0,00449	162,8
1523	40x40	6,29	643,7	4023	1,25	0,00449	127,9
1524	55x55	12,57	856,5	2831	1,1	0,00457	192,1
1525	40x40	6,29	695,4	4346	1,25	0,00449	134,7

Πίνακας 3-7: Υπολογισμός της V_{Rd1} για τα κατακόρυφα στοιχεία του 2^{ου} ορόφου.

Στοιχείο	Διαστάσεις	$A_{s\lambda}$	N_{sd}	σ_{cp}	k	ρ_{λ}	V_{Rd1}
No	(cm)	(cm ²)	(kN)	(kPa)	(m)		(kN)
2501	45x45	8,04	596,3	2945	1,2	0,00447	133,1
2503	20x250	18,83	855,2	1710	1,45	0,00502	233,3
2505	40x40	6,29	422,7	2642	1,25	0,00449	98,9
2506	40x40	6,29	399,8	2499	1,25	0,00449	95,9
2508	40x40	6,29	643,8	4024	1,25	0,00449	128,0
2510	40x40	6,29	497,1	3107	1,25	0,00449	108,7
2512	15x190	14,94	85,6	300,4	1,5	0,00786	86,3
2514	15x190	14,94	85,6	300,4	1,5	0,00786	86,3
2515	20x410	23,07	244,3	297,9	1,45	0,00375	244,2
2517	20x190	14,94	286,7	754,5	1,45	0,00524	137,1
2518	40x40	6,29	397,7	2486	1,25	0,00449	95,7
2520	20x330	16,27	823,6	1248	1,45	0,00329	264,7
2522	40x40	6,29	574,2	3589	1,25	0,00449	118,8
2523	40x40	6,29	402,9	2518	1,25	0,00449	96,3
2524	55x55	12,57	580,6	1919	1,1	0,00457	154,5
2525	40x40	6,29	422,3	2639	1,25	0,00449	98,9

Πίνακας 3-8: Υπολογισμός της V_{Rd1} για τα κατακόρυφα στοιχεία του 3^{ου} ορόφου.

Στοιχείο	Διαστάσεις	$A_{s\lambda}$	N_{sd}	σ_{cp}	k	ρ_{λ}	V_{Rd1}
No	(cm)	(cm ²)	(kN)	(kPa)	(m)		(kN)
3501	40x25	6,29	254,2	2542	1,4	0,00786	61,0
3503	20x250	17,6	445,6	891,2	1,45	0,00469	186,0
3505	40x20	3,08	155,1	1939	1,45	0,00513	39,5
3506	40x20	3,08	174,6	2183	1,45	0,00513	41,7
3508	40x20	3,08	387,8	4848	1,45	0,00513	65,6
3510	40x20	3,08	212,1	2651	1,45	0,00513	45,9
3512	15x190	11,86	53,5	187,7	1,5	0,00624	79,7
3514	15x190	11,86	53,5	187,7	1,5	0,00624	79,7
3515	20x410	21,37	169,2	206,3	1,45	0,00347	234,0
3517	20x190	11,86	202,7	533,4	1,45	0,00416	124,4
3518	40x20	3,08	178,4	2230	1,45	0,00513	42,1
3520	20x330	14,69	453,8	687,6	1,45	0,00297	221,4
3522	40x20	3,08	254,4	3180	1,45	0,00513	50,6
3523	40x20	3,08	169,7	2121	1,45	0,00513	41,1
3524	40x30	5,09	300,1	2501	1,35	0,00509	71,6
3525	40x20	3,08	165,5	2069	1,45	0,00513	40,6

Πίνακας 3-9: Υπολογισμός της V_{Rd1} για τα κατακόρυφα στοιχεία του 4^{ου} ορόφου.

Στοιχείο	Διαστάσεις	$A_{s\lambda}$	N_{sd}	σ_{cp}	k	ρ_{λ}	V_{Rd1}
No	(cm)	(cm ²)	(kN)	(kPa)	(m)		(kN)
4507	20x20	3,08	63,3	1583	1,45	0,02	22,8
4509	20x20	3,08	52,2	1305	1,45	0,02	21,5
4512	15x190	14,94	21,4	75,1	1,5	0,02	104,7
4514	15x190	14,94	21,4	75,1	1,5	0,02	104,7
4515	20x410	23,07	96,6	117,8	1,45	0,00375	227,6
4517	20x190	14,94	115	302,6	1,45	0,00524	117,8
4520	20x330	16,27	49,5	75,0	1,45	0,00329	177,6

Πίνακας 3-10: Υπολογισμός της V_{Rd1} για τα κατακόρυφα στοιχεία του 5^{ου} ορόφου.

3.8.1.3.2 Συνολική τέμνουσα αντοχής ορόφων

1^{ος} όροφος => $V_{Rd1} = 3106$ kN

2^{ος} όροφος => $V_{Rd1} = 2660$ kN

3^{ος} όροφος => $V_{Rd1} = 2181$ kN

4^{ος} όροφος => $V_{Rd1} = 1425$ kN

5^{ος} όροφος => $V_{Rd1} = 777$ kN

3.8.1.3.3 Αποτίμηση της κατασκευής

Κατά τον Ευρωκώδικα 8 ελέγχεται μόνο η αντοχή της κατασκευής. Γίνεται λοιπόν η αποτίμηση του φορέα σύμφωνα με τους τύπους του παρόντος κεφαλαίου, αλλά με τιμές της τέμνουσας αντοχής των ορόφων σύμφωνα με τον EC-8.

Παρατηρούμε ότι σύμφωνα με την εξίσωση 3-19 ο παραπάνω έλεγχος δεν πληρούται καθώς $\frac{S_{a,d}}{g} = 0,267 > 0,244$. Στην περίπτωση εύκαμπτης κατασκευής

έχουμε $\frac{S_{a,d}}{g} = 0,175 < 0,231$ (εξ. 3-23), ο έλεγχος πληρούται.

Όροφος	1ος	2ος	3ος	4ος	5ος	Τύπος
h_i (m)	3	3	3	3	3	
z_i (m)	3	6	9	12	15	
k_i (kN/m)	406400	166500	119600	100400	77170	
κ_i	1,825	0,748	0,537	0,451	0,347	εξ. 3-11
$\underline{\kappa}_i$	1,000	0,410	0,294	0,247	0,190	εξ. 3-12
V_{Rdi} (kN)	3106	2660	2181	1425	777	
ΣG_j	12724	9624	6524	3425	394	
ε_i	0,244	0,276	0,334	0,416	1,970	εξ. 3-17
$\Sigma G_j/G$	1,000	0,756	0,513	0,269	0,031	
$\Sigma G_{ji}/\Sigma G_{zi}$	1,000	1,234	1,907	4,289	34,09	
$\varepsilon_i^*(\Sigma G_j/G)^*(\Sigma G_{ji}/\Sigma G_{zi})$	0,244	0,258	0,327	0,480	2,081	εξ. 3-18
α_i	1,055	1,107	1,100	1,060	1,009	
$\varepsilon_i^*(\Sigma G_j/G)^*(\Sigma G_{ji}/\Sigma G_{zi})/\alpha_i$	0,231	0,233	0,297	0,453	2,063	εξ. 3-23
$k_i^*h_i$	1219200	499500	358800	301200	231510	

Πίνακας 3-11: Αποτίμηση της κατασκευής σύμφωνα με τον EC-8.

3.8.1.4 Αποτίμηση της κατασκευής με ενεργειακά κριτήρια

Αρχικά, υπολογίζονται οι ροπές αντοχής των υποστυλωμάτων και των δοκών. Στη συνέχεια υπολογίζονται οι ροπές αντοχής στην κορυφή και τον πόδα των υποστυλωμάτων και μέσω αυτών οι τέμνουσες σχεδιασμού. Παράλληλα, υπολογίζονται και οι τέμνουσες σχεδιασμού των τοιχωμάτων.

3.8.1.4.1 Ροπές αντοχής σχεδιασμού υποστυλωμάτων M_{NcRd}

Οι παρακάτω τιμές υπολογίζονται από τους πίνακες διαστασιολόγησης υποστυλωμάτων βάση του αξονικού φορτίου και του υπάρχοντος οπλισμού.

Επεξήγηση παραμέτρων και τύπων των πινάκων υπολογισμού της M_{NcRd} .

$N_{sd} \Rightarrow$ η τιμή της αξονικής δύναμης υπό το συνδυασμό φόρτισης $G + 0,3Q \pm E$,

$\nu = \frac{N_{sd}}{A_c \cdot f_{cd}}$ η ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού,

$\omega = \frac{A_{s,tot}}{A_c} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$ το ποσοστό οπλισμού της διατομής,

$\mu = \frac{M_{NcRd}}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}}$ η ανηγμένη ροπή σχεδιασμού.

Υπ/μα	Στάθμη	Διαστάσεις	Οπλισμός	N_{sd}	ν	ω	μ	M_{NcRd}
No		(cm)	(cm ²)	(kN)				(kNm)
501	κάτω	45x45	16,08	-1268	-0,783	0,142	0,076	55,4
	άνω		16,08	-1253	-0,773	0,142	0,079	57,6
505	κάτω	40x40	12,57	-953	-0,744	0,188	0,106	54,3
	άνω		12,57	-941	-0,735	0,188	0,109	55,8
506	κάτω	40x40	12,57	-850	-0,664	0,188	0,133	68,1
	άνω		12,57	-838	-0,654	0,188	0,137	70,1
508	κάτω	40x40	12,57	-1145	-0,894	0,188	0,053	27,1
	άνω		12,57	-1133	-0,885	0,188	0,056	28,7
510	κάτω	40x40	12,57	-1077	-0,841	0,188	0,074	37,9
	άνω		12,57	-1065	-0,832	0,188	0,077	39,4
518	κάτω	40x40	12,57	-844	-0,660	0,188	0,135	69,1
	άνω		12,57	-832	-0,650	0,188	0,138	70,7
522	κάτω	40x40	12,57	-1232	-0,962	0,188	0,027	13,8
	άνω		12,57	-1220	-0,953	0,188	0,031	15,9
523	κάτω	40x40	12,57	-855	-0,668	0,188	0,132	67,6
	άνω		12,57	-843	-0,659	0,188	0,135	69,1
524	κάτω	55x55	25,13	-1134	-0,469	0,149	0,161	214,3
	άνω		25,13	-1111	-0,459	0,149	0,162	215,6
525	κάτω	40x40	12,57	-925	-0,722	0,188	0,114	58,4
	άνω		12,57	-913	-0,713	0,188	0,117	59,9

Πίνακας 3-12: Υπολογισμός ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων του 1^{ου} ορόφου.

Υπ/μα	Στάθμη	Διαστάσεις	Οπλισμός	N _{sd}	ν	ω	μ	M _{NcRd}
No		(cm)	(cm ²)	(kN)				(kNm)
1501	κάτω	45x45	16,08	-953	-0,588	0,142	0,132	96,2
	άνω		16,08	-937	-0,579	0,142	0,135	98,4
1505	κάτω	40x40	12,57	-713	-0,557	0,188	0,159	81,4
	άνω		12,57	-701	-0,547	0,188	0,162	82,9
1506	κάτω	40x40	12,57	-638	-0,498	0,188	0,170	87,0
	άνω		12,57	-626	-0,489	0,188	0,173	88,6
1508	κάτω	40x40	12,57	-894	-0,699	0,188	0,121	62,0
	άνω		12,57	-882	-0,689	0,188	0,125	64,0
1510	κάτω	40x40	12,57	-799	-0,625	0,188	0,142	72,7
	άνω		12,57	-787	-0,615	0,188	0,144	73,7
1518	κάτω	40x40	12,57	-626	-0,489	0,188	0,173	88,6
	άνω		12,57	-614	-0,479	0,188	0,174	89,1
1522	κάτω	40x40	12,57	-910	-0,711	0,188	0,117	59,9
	άνω		12,57	-898	-0,701	0,188	0,121	62,0
1523	κάτω	40x40	12,57	-644	-0,503	0,188	0,170	87,0
	άνω		12,57	-632	-0,494	0,188	0,172	88,1
1524	κάτω	55x55	25,13	-857	-0,354	0,149	0,161	214,3
	άνω		25,13	-834	-0,345	0,149	0,162	215,6
1525	κάτω	40x40	12,57	-695	-0,543	0,188	0,162	82,9
	άνω		12,57	-683	-0,534	0,188	0,164	84,0

Πίνακας 3-13: Υπολογισμός ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων του 2^{ου} ορόφου.

Υπ/μα	Στάθμη	Διαστάσεις	Οπλισμός	N _{sd}	ν	ω	μ	M _{NcRd}
No		(cm)	(cm ²)	(kN)				(kNm)
2501	κάτω	45x45	16,08	-596	-0,368	0,142	0,157	114,5
	άνω		16,08	-581	-0,359	0,142	0,157	114,5
2505	κάτω	40x40	12,57	-423	-0,330	0,188	0,173	88,6
	άνω		12,57	-411	-0,321	0,188	0,173	88,6
2506	κάτω	40x40	12,57	-400	-0,312	0,188	0,172	88,1
	άνω		12,57	-388	-0,303	0,188	0,171	87,6
2508	κάτω	40x40	12,57	-644	-0,503	0,188	0,171	87,6
	άνω		12,57	-632	-0,494	0,188	0,172	88,1
2510	κάτω	40x40	12,57	-497	-0,388	0,188	0,178	91,1
	άνω		12,57	-485	-0,379	0,188	0,177	90,6
2518	κάτω	40x40	12,57	-398	-0,311	0,188	0,172	88,1
	άνω		12,57	-386	-0,301	0,188	0,171	87,6
2522	κάτω	40x40	12,57	-574	-0,449	0,188	0,179	91,6
	άνω		12,57	-562	-0,439	0,188	0,179	91,6
2523	κάτω	40x40	12,57	-403	-0,315	0,188	0,172	88,1
	άνω		12,57	-391	-0,305	0,188	0,171	87,6
2524	κάτω	55x55	25,13	-581	-0,240	0,149	0,144	191,7
	άνω		25,13	-558	-0,231	0,149	0,142	189,0
2525	κάτω	40x40	12,57	-422	-0,330	0,188	0,177	90,6
	άνω		12,57	-410	-0,321	0,188	0,173	88,6

Πίνακας 3-14: Υπολογισμός ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων του 3^{ου} ορόφου.

Υπ/μα	Στάθμη	Διαστάσεις	Οπλισμός	N _{sd}	ν	ω	μ	M _{NcRd}
No		(cm)	(cm ²)	(kN)				(kNm)
3501	κάτω	40x25	12,57	-254	-0,318	0,301	0,218	43,6
	άνω		12,57	-247	-0,308	0,301	0,218	43,6
3505	κάτω	40x20	6,16	-155	-0,242	0,184	0,158	20,2
	άνω		6,16	-149	-0,233	0,184	0,155	19,8
3506	κάτω	40x20	6,16	-175	-0,273	0,184	0,164	21,0
	άνω		6,16	-172	-0,268	0,184	0,163	20,9
3508	κάτω	40x20	6,16	-388	-0,606	0,184	0,144	18,4
	άνω		6,16	-382	-0,597	0,184	0,146	18,7
3510	κάτω	40x20	6,16	-212	-0,331	0,184	0,171	21,9
	άνω		6,16	-206	-0,322	0,184	0,171	21,9
3518	κάτω	40x20	6,16	-178	-0,279	0,184	0,165	21,1
	άνω		6,16	-172	-0,269	0,184	0,163	20,9
3522	κάτω	40x20	6,16	-254	-0,398	0,184	0,177	22,7
	άνω		6,16	-248	-0,388	0,184	0,176	22,5
3523	κάτω	40x20	6,16	-170	-0,265	0,184	0,163	20,9
	άνω		6,16	-164	-0,256	0,184	0,161	20,6
3524	κάτω	40x30	10,18	-300	-0,313	0,203	0,104	30,0
	άνω		10,18	-291	-0,303	0,203	0,104	30,0
3525	κάτω	40x20	6,16	-166	-0,259	0,184	0,162	20,7
	άνω		6,16	-160	-0,249	0,184	0,160	20,5

Πίνακας 3-15: Υπολογισμός ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων του 4^{ου} ορόφου.

Υπ/μα	Στάθμη	Διαστάσεις	Οπλισμός	N _{sd}	ν	ω	μ	M _{NcRd}
No		(cm)	(cm ²)	(kN)				(kNm)
4507	κάτω	20x20	6,16	-63,3	-0,198	0,368	0,225	14,4
	άνω		6,16	-60,3	-0,188	0,368	0,221	14,1
4509	κάτω	20x20	6,16	-52,2	-0,163	0,368	0,212	13,6
	άνω		6,16	-49,2	-0,154	0,368	0,209	13,4

Πίνακας 3-16: Υπολογισμός ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων του 5^{ου} ορόφου.

3.8.1.4.2 Ροπές αντοχής σχεδιασμού δοκών M_{bRd}

Οι οπλισμοί των δοκών είναι ίδιοι για τους τέσσερις πρώτους ορόφους του κτιρίου. Στον πίνακα 3-17 που ακολουθεί υπολογίζονται οι ροπές αντοχής των δοκών βάση των παρακάτω παραμέτρων:

$$\omega = \frac{A_{s,tot}}{b \cdot d} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \text{ το ποσοστό οπλισμού της διατομής,}$$

$$\mu = \frac{M_{bRd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \text{ η ανηγμένη ροπή σχεδιασμού.}$$

Δοκός No	Οπλισμός (cm ²)	ω	μ	M _{bRd} (kNm)
Δ1001 δεξ.	12,57	0,240	0,205	51,3
Δ1004 αρισ.	18,85	0,361	0,282	70,5
Δ1008-Δ1005	21,95	0,525	0,36	72,0
Δ1005 δεξ.	6,28	0,150	0,136	27,2
Δ1008 αρισ.	6,28	0,150	0,136	27,2
Δ1009 δεξ.	2,54	0,121	0,112	11,2
Δ1012 αρισ.	15,71	0,334	0,266	59,9
Δ1013 δεξ.	9,42	0,200	0,176	39,6
Δ1014 αρισ.	6,28	0,133	0,122	27,5
Δ1014-Δ1013	32,38	0,688	0,36	81,0
Δ1015-Δ1016	3,14	0,036	0,035	61,7
Δ1015 αρισ.	3,14	0,036	0,035	61,7
Δ5018 αρισ.	2,26	0,077	0,073	14,3
Δ5020 αρισ.	3,39	0,101	0,094	24,1

Πίνακας 3-17: Υπολογισμός ροπών αντοχής δοκών.

3.8.1.4.3 Ροπές αντοχής σχεδιασμού κορυφής και πόδα υποστυλωμάτων M_{ok}, M_{uk} (εξ.3-50)

Υπ/μα No	M _{NcRd} (kNm)	ΣM _{NcRd} (kNm)	ΣM _{bRd} (kNm)	M _{uk} (kNm)
501	55,4	55,4	113,0	55,4
505	54,3	54,3	132,2	54,3
506	68,1	68,1	88,9	68,1
508	27,1	27,1	72,0	27,1
510	37,9	37,9	88,9	37,9
518	69,1	69,1	72,9	69,1
522	13,8	13,8	121,6	13,8
523	67,6	67,6	101,3	67,6
524	214,3	214,3	81,0	81,0
525	58,4	58,4	101,3	58,4

Πίνακας 3-18: Υπολογισμός ροπών αντοχής σχεδιασμού υποστυλωμάτων στην κάτω στάθμη του 1^{ου} ορόφου.

Υπ/μα No	M _{NcRd} (kNm)	ΣM _{NcRd} (kNm)	ΣM _{bRd} (kNm)	M _{ok} (kNm)
501	57,6	153,8	113,0	42,3
505	55,8	137,2	132,2	53,8
506	70,1	157,2	88,9	39,7
508	28,7	90,6	72,0	22,8
510	39,4	112,1	88,9	31,3
518	70,7	159,2	72,9	32,4
522	15,9	75,8	121,6	15,9
523	69,1	156,2	101,3	44,9
524	215,6	429,9	81,0	40,6
525	59,9	142,8	101,3	42,5

Πίνακας 3-19: Υπολογισμός ροπών αντοχής σχεδιασμού υποστυλωμάτων στην άνω στάθμη του 1^{ου} ορόφου.

Υπ/μα	M_{NcRd}	ΣM_{NcRd}	ΣM_{bRd}	M_{uk}
No	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
1501	96,2	153,8	113,0	70,7
1505	81,4	137,2	132,2	78,5
1506	87,0	157,2	88,9	49,3
1508	62,0	90,6	72,0	49,2
1510	72,7	112,1	88,9	57,7
1518	88,6	159,2	72,9	40,6
1522	59,9	75,8	121,6	59,9
1523	87,0	156,2	101,3	56,5
1524	214,3	429,9	81,0	40,4
1525	82,9	142,8	101,3	58,8

Πίνακας 3-20: Υπολογισμός ροπών αντοχής σχεδιασμού υποστυλωμάτων στην κάτω στάθμη του 2^{ου} ορόφου.

Υπ/μα	M_{NcRd}	ΣM_{NcRd}	ΣM_{bRd}	M_{ok}
No	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
1501	98,4	212,9	113,0	52,2
1505	82,9	171,5	132,2	63,9
1506	88,6	176,6	88,9	44,6
1508	64,0	151,6	72,0	30,4
1510	73,7	164,9	88,9	39,8
1518	89,1	177,2	72,9	36,7
1522	62,0	153,6	121,6	49,0
1523	88,1	176,1	101,3	50,7
1524	215,6	407,3	81,0	42,9
1525	84,0	174,6	101,3	48,7

Πίνακας 3-21: Υπολογισμός ροπών αντοχής σχεδιασμού υποστυλωμάτων στην άνω στάθμη του 2^{ου} ορόφου.

Υπ/μα	M_{NcRd}	ΣM_{NcRd}	ΣM_{bRd}	M_{uk}
No	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
2501	114,453	212,9	113,0	60,8
2505	88,576	171,5	132,2	68,3
2506	88,064	176,6	88,9	44,3
2508	87,552	151,6	72,0	41,6
2510	91,136	164,9	88,9	49,2
2518	88,064	177,2	72,9	36,3
2522	91,648	153,6	121,6	72,5
2523	88,064	176,1	101,3	50,7
2524	191,664	407,3	81,0	38,1
2525	90,624	174,6	101,3	52,6

Πίνακας 3-22: Υπολογισμός ροπών αντοχής σχεδιασμού υποστυλωμάτων στην κάτω στάθμη του 3^{ου} ορόφου.

Υπ/μα	M_{NcRd}	ΣM_{NcRd}	ΣM_{bRd}	M_{ok}
No	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
2501	114,453	158,1	113,0	81,8
2505	88,576	108,8	132,2	88,6
2506	87,552	108,5	88,9	71,7
2508	88,064	106,5	72,0	59,5
2510	90,624	112,5	88,9	71,6
2518	87,552	108,7	72,9	58,8
2522	91,648	114,3	121,6	91,6
2523	87,552	108,4	101,3	81,8
2524	189,002	219,0	81,0	69,9
2525	88,576	109,3	101,3	82,1

Πίνακας 3-23: Υπολογισμός ροπών αντοχής σχεδιασμού υποστυλωμάτων στην άνω στάθμη του 3^{ου} ορόφου.

Υπ/μα	M_{NcRd}	ΣM_{NcRd}	ΣM_{bRd}	M_{uk}
No	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
3501	43,6	158,1	113,0	31,2
3505	20,224	108,8	132,2	20,2
3506	20,992	108,5	88,9	17,2
3508	18,432	106,5	72,0	12,5
3510	21,888	112,5	88,9	17,3
3518	21,12	108,7	72,9	14,2
3522	22,656	114,3	121,6	22,7
3523	20,864	108,4	101,3	19,5
3524	29,952	219,0	81,0	11,1
3525	20,736	109,3	101,3	19,2

Πίνακας 3-24: Υπολογισμός ροπών αντοχής σχεδιασμού υποστυλωμάτων στην κάτω στάθμη του 4^{ου} ορόφου.

Υπ/μα	M_{NcRd}	ΣM_{NcRd}	ΣM_{bRd}	M_{ok}
No	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
3501	43,6	43,6	113,0	43,6
3505	19,84	19,8	132,2	19,8
3506	20,864	20,9	88,9	20,9
3508	18,688	46,7	72,0	18,7
3510	21,888	21,9	88,9	21,9
3518	20,864	20,9	72,9	20,9
3522	22,528	22,5	121,6	22,5
3523	20,608	20,6	101,3	20,6
3524	29,952	30,0	81,0	30,0
3525	20,48	20,5	101,3	20,5

Πίνακας 3-25: Υπολογισμός ροπών αντοχής σχεδιασμού υποστυλωμάτων στην άνω στάθμη του 4^{ου} ορόφου.

Υπ/μα	M_{NcRd}	ΣM_{NcRd}	ΣM_{bRd}	M_{uk}
No	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
4507	14,4	14,4	14,3	14,3
4509	13,6	13,6	24,1	13,6

Πίνακας 3-26: Υπολογισμός ροπών αντοχής σχεδιασμού υποστυλωμάτων στην κάτω στάθμη του 5^{ου} ορόφου.

Υπ/μα	M_{NcRd}	ΣM_{NcRd}	ΣM_{bRd}	M_{ok}
No	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
4507	14,1	14,1	14,3	14,1
4509	13,4	13,4	24,1	13,4

Πίνακας 3-27: Υπολογισμός ροπών αντοχής σχεδιασμού υποστυλωμάτων στην άνω στάθμη του 5^{ου} ορόφου.

3.8.1.4.4 Τέμνουσες αντοχής σχεδιασμού V_{wRd}

Οι τέμνουσες αντοχής σχεδιασμού των κατακόρυφων στοιχείων υπολογίζονται σύμφωνα με την εξίσωση:

$$V_{Rd3} = V_{wd} + V_{cd}, \text{ ΕΚΩΣ 2000 (εξίσωση 11.6),}$$

όπου V_{wd} η τέμνουσα που παραλαμβάνεται από τους οπλισμούς διάτμησης και V_{cd} η τέμνουσα που παραλαμβάνεται από το σκυρόδεμα.

Ακολουθούν οι πίνακες υπολογισμού. Κατά τους υπολογισμούς χρησιμοποιήθηκαν οι διατάξεις της παραγράφου 11.2.3.2β του ΕΚΩΣ 2000.

Στοιχείο	Διαστάσεις	$N_{G+0.3Q}$	V_d	V_{wd}	V_{Rd1}	V_{cd}	V_{Rd3}
No	(cm)	(kN)		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
501	45x45	-981,6	-0,606	68,9	222,6	200,4	269,2
503	20x250	-1616	-0,404	25,8	324,1	226,8	252,7
505	40x40	-616,4	-0,482	60,3	168,4	151,6	211,8
506	40x40	-711,7	-0,556	60,3	155,0	139,5	199,7
508	40x40	-1080	-0,844	60,3	193,7	174,3	234,6
510	40x40	-863,7	-0,675	60,3	184,8	166,3	226,6
512	15x190	-149,9	-0,066	17,2	92,7	23,2	40,4
514	15x190	-149,9	-0,066	17,2	92,7	23,2	40,4
515	20x410	-363,9	-0,055	25,8	260,5	65,1	91,0
517	20x190	-381,6	-0,126	25,8	154,9	108,4	134,3
518	40x40	-772,7	-0,604	60,3	154,3	138,9	199,1
520	20x330	-1549	-0,293	25,8	347,0	242,9	268,7
522	40x40	-1086	-0,849	60,3	205,1	184,6	244,9
523	40x40	-657,9	-0,514	60,3	155,7	140,2	200,4
524	55x55	-1126	-0,465	86,1	229,9	207,0	293,0
525	40x40	-618,3	-0,483	60,3	164,8	148,3	208,6

Πίνακας 3-28: Υπολογισμός τέμνουσών αντοχής των υποστυλωμάτων του 1^{ου} ορόφου.

Στοιχείο	Διαστάσεις	$N_{G+0.3Q}$	V_d	V_{wd}	V_{Rd1}	V_{cd}	V_{Rd3}
No	(cm)	(kN)		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1501	45x45	-728,5	-0,450	68,9	180,6	162,5	231,4
1503	20x250	-1223	-0,306	25,8	278,8	195,2	221,0
1505	40x40	-456,9	-0,357	60,3	137,0	123,3	183,6
1506	40x40	-533,3	-0,417	60,3	127,2	114,5	174,7
1508	40x40	-837,1	-0,654	60,3	160,8	144,7	205,0
1510	40x40	-643,2	-0,503	60,3	148,4	133,5	193,8
1512	15x190	-117,7	-0,052	17,2	89,5	22,4	39,6
1514	15x190	-117,7	-0,052	17,2	89,5	22,4	39,6
1515	20x410	-296,7	-0,045	25,8	252,5	63,1	88,9
1517	20x190	-313,4	-0,103	25,8	146,3	102,4	128,2
1518	40x40	-571,4	-0,446	60,3	125,6	113,0	173,3
1520	20x330	-1184	-0,224	25,8	305,8	214,1	239,9
1522	40x40	-803,2	-0,628	60,3	162,8	146,5	206,8
1523	40x40	-488,7	-0,382	60,3	127,9	115,2	175,4
1524	55x55	-849,7	-0,351	86,1	192,1	172,9	259,0
1525	40x40	-459,5	-0,359	60,3	134,7	121,3	181,5

Πίνακας 3-29: Υπολογισμός τεμνουσών αντοχής των υποστυλωμάτων του 2^{ου} ορόφου.

Στοιχείο	Διαστάσεις	$N_{G+0.3Q}$	V_d	V_{wd}	V_{Rd1}	V_{cd}	V_{Rd3}
No	(cm)	(kN)		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
2501	45x45	-474,8	-0,293	68,9	133,1	119,8	188,7
2503	20x250	-833,0	-0,208	25,8	233,3	163,3	189,1
2505	40x40	-290,9	-0,227	60,3	98,9	89,0	149,3
2506	40x40	-350,5	-0,274	60,3	95,9	86,3	146,6
2508	40x40	-598,2	-0,467	60,3	128,0	115,2	175,4
2510	40x40	-424,6	-0,332	60,3	108,7	97,8	158,1
2512	15x190	-85,6	-0,038	17,2	86,3	21,6	38,8
2514	15x190	-85,6	-0,038	17,2	86,3	21,6	38,8
2515	20x410	-229,1	-0,035	25,8	244,2	61,0	86,9
2517	20x190	-245,0	-0,081	25,8	137,1	34,3	60,1
2518	40x40	-372,7	-0,291	60,3	95,7	86,1	146,4
2520	20x330	-820,0	-0,155	25,8	264,7	185,3	211,1
2522	40x40	-524,9	-0,410	60,3	118,8	106,9	167,2
2523	40x40	-317,2	-0,248	60,3	96,3	86,7	147,0
2524	55x55	-576,4	-0,238	86,1	154,5	139,0	225,1
2525	40x40	-295,7	-0,231	60,3	98,9	89,0	149,3

Πίνακας 3-30: Υπολογισμός τεμνουσών αντοχής των υποστυλωμάτων του 3^{ου} ορόφου.

Στοιχείο	Διαστάσεις	$N_{G+0.3Q}$	V_d	V_{wd}	V_{Rd1}	V_{cd}	V_{Rd3}
No	(cm)	(kN)		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
3501	40x25	-224,2	-0,280	34,4	61,0	54,9	89,4
3503	20x250	-437,5	-0,109	25,8	186,0	130,2	156,0
3505	40x20	-127,7	-0,200	25,8	39,5	35,5	61,3
3506	40x20	-169,1	-0,264	25,8	41,7	37,5	63,3
3508	40x20	-356,4	-0,557	25,8	65,6	59,1	84,9
3510	40x20	-206,6	-0,323	25,8	45,9	41,3	67,1
3512	15x190	-53,5	-0,023	17,2	79,7	19,9	37,1
3514	15x190	-53,5	-0,023	17,2	79,7	19,9	37,1
3515	20x410	-161,2	-0,025	25,8	234,0	58,5	84,3
3517	20x190	-175,6	-0,058	25,8	124,4	31,1	56,9
3518	40x20	-176,4	-0,276	25,8	42,1	37,9	63,7
3520	20x330	-451,7	-0,086	25,8	221,4	55,4	81,2
3522	40x20	-250,7	-0,392	25,8	50,6	45,6	71,4
3523	40x20	-147,8	-0,231	25,8	41,1	37,0	62,8
3524	40x30	-298,6	-0,311	43,0	71,6	64,5	107,5
3525	40x20	-134,1	-0,210	25,8	40,6	36,6	62,4

Πίνακας 3-31: Υπολογισμός τεμνουσών αντοχής των υποστυλωμάτων του 4^{ου} ορόφου

Στοιχείο	Διαστάσεις	$N_{G+0.3Q}$	V_d	V_{wd}	V_{Rd1}	V_{cd}	V_{Rd3}
No	(cm)	(kN)		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
4507	20x20	-61,5	-0,192	25,8	22,8	20,5	46,3
4509	20x20	-40,4	-0,126	25,8	21,5	19,4	45,2
4512	15x190	-21,4	-0,009	17,2	104,7	26,2	43,4
4514	15x190	-21,4	-0,009	17,2	104,7	26,2	43,4
4515	20x410	-96,5	-0,015	25,8	227,6	56,9	82,7
4517	20x190	-103,6	-0,034	25,8	117,8	29,4	55,3
4520	20x330	-49,5	-0,009	25,8	177,6	44,4	70,2

Πίνακας 3-32: Υπολογισμός τεμνουσών αντοχής των υποστυλωμάτων του 5^{ου} ορόφου

3.8.1.4.5 Τέμνουσες αντοχής σχεδιασμού V_{Rd} (εξ. 3-59)

Υπ/μα	$(M_{ok}+M_{uk})/h$	V_{Rd3}	V_{Rd}
No	(kNm)	(kN)	(kN)
501	32,6	269,2	32,6
505	36,0	211,8	36,0
506	35,9	199,7	35,9
508	16,6	234,6	16,6
510	23,1	226,6	23,1
518	33,8	199,1	33,8
522	9,9	244,9	9,9
523	37,5	200,4	37,5
524	40,5	293,0	40,5
525	33,6	208,6	33,6

Πίνακας 3-33: Τέμνουσες αντοχής σχεδιασμού 1^{ου} ορόφου.

Υπ/μα	$(M_{ok}+M_{uk})/h$	V_{Rd3}	V_{Rd}
No	(kNm)	(kN)	(kN)
1501	41,0	231,4	41,0
1505	47,5	183,6	47,5
1506	31,3	174,7	31,3
1508	26,5	205,0	26,5
1510	32,5	193,8	32,5
1518	25,8	173,3	25,8
1522	36,3	206,8	36,3
1523	35,7	175,4	35,7
1524	27,8	259,0	27,8
1525	35,9	181,5	35,9

Πίνακας 3-34: Τέμνουσες αντοχής σχεδιασμού 2^{ου} ορόφου.

Υπ/μα	$(M_{ok}+M_{uk})/h$	V_{Rd3}	V_{Rd}
No	(kNm)	(kN)	(kN)
2501	47,5	188,7	47,5
2505	52,3	149,3	52,3
2506	38,7	146,6	38,7
2508	33,7	175,4	33,7
2510	40,3	158,1	40,3
2518	31,7	146,4	31,7
2522	54,7	167,2	54,7
2523	44,2	147,0	44,2
2524	36,0	225,1	36,0
2525	44,9	149,3	44,9

Πίνακας 3-35: Τέμνουσες αντοχής σχεδιασμού 3^{ου} ορόφου.

Υπ/μα	$(M_{ok}+M_{uk})/h$	V_{Rd3}	V_{Rd}
No	(kNm)	(kN)	(kN)
3501	24,9	89,4	24,9
3505	13,4	61,3	13,4
3506	12,7	63,3	12,7
3508	10,4	84,9	10,4
3510	13,1	67,1	13,1
3518	11,7	63,7	11,7
3522	15,1	71,4	15,1
3523	13,4	62,8	13,4
3524	13,7	107,5	13,7
3525	13,2	62,4	13,2

Πίνακας 3-36: Τέμνουσες αντοχής σχεδιασμού 4^{ου} ορόφου.

Υπ/μα	$(M_{ok}+M_{uk})/h$	V_{Rd3}	V_{Rd}
No	(kNm)	(kN)	(kN)
4507	9,5	46,3	9,5
4509	9,0	32,3	9,0

Πίνακας 3-37: Τέμνουσες αντοχής σχεδιασμού 5^{ου} ορόφου.

3.8.1.4.6 Συνολική τέμνουσα αντοχής ορόφων

1^{ος} όροφος => $V_{Rd} = 1127 \text{ kN}$

2^{ος} όροφος => $V_{Rd} = 1097 \text{ kN}$

3^{ος} όροφος => $V_{Rd} = 1050 \text{ kN}$

4^{ος} όροφος => $V_{Rd} = 594 \text{ kN}$

5^{ος} όροφος => $V_{Rd} = 314 \text{ kN}$

3.8.1.4.7 Αποτίμηση της κατασκευής

Στον πίνακα 3-38 που ακολουθεί γίνεται η αποτίμηση της αντοχής, της δυσκαμψίας και της ολκιμότητας του φορέα.

Έλεγχος αντοχής (ανά όροφο):

Παρατηρούμε ότι σύμφωνα με την εξίσωση 3-19 ο παραπάνω έλεγχος δεν πληρούται καθώς $\frac{S_{a,d}}{g} = 0,267 > 0,089$. Στην περίπτωση εύκαμπτης κατασκευής

έχουμε $\frac{S_{a,d}}{g} = 0,175 > 0,084$ (εξ.3-23), ο έλεγχος δεν πληρούται.

Έλεγχος δυσκαμψίας (ανά όροφο)

Εξίσωση A-28 $\Rightarrow \frac{S_{a,el}}{g} = 0,4 < 0,605$, ο έλεγχος πληρούται.

Έλεγχος ολκιμότητας

$$\bar{S}_a = \left[\left(\frac{S_{a,el}}{g} \right)^2 - \left(\frac{S_{a,d}}{g} \right)^2 \right] = 0,0889 \text{ (εξ.3-32β)}$$

Ανά όροφο έχουμε $\bar{S}_a = 0,0889 < 0,135$ (εξ.3-48), ο έλεγχος πληρούται.

Στο σύνολο του κτιρίου $\bar{S}_a = 0,0889 < 2 \cdot 0,335 = 0,67$, ο έλεγχος πληρούται.

3.8.1.4.8 Επεξήγηση παραμέτρων και τύπων πίνακα αποτίμησης

Αναλύεται η πρώτη στήλη του πίνακα, η οποία αναφέρεται στον πρώτο όροφο.

σειρά 1^η => h_i = ύψος ορόφου,

σειρά 2^η => z_i = στάθμη ορόφου,

σειρά 3^η => k_i = δυσκαμψία ορόφου,

σειρά 4^η => k_i = ανηγμένη δυσκαμψία ορόφου ως προς την ισοδύναμη δυσκαμψία του κτιρίου

$$k_1 = \frac{406400}{222600} = 1,826 \text{ (εξ 3-11),}$$

σειρά 5^η => k_i = η τιμή k_i ανηγμένη ως προς την τιμή k_1 ,

σειρά 6^η => V_{Rdi} = τέμνουσα αντοχής σχεδιασμού ορόφου,

σειρά 7^η => $\sum_{j=1}^n G_j$ = συνολικό βάρος υπερκείμενων ορόφων

$$\sum_{j=1}^n G_j = 12724 \text{ kN,}$$

σειρά 8^η => $\varepsilon_1 = \frac{1127}{12724} = 0,089 \text{ (εξ.3-17),}$

σειρά 11^η => έλεγχος αντοχής για δύσκαμπτα κτίρια

$$\varepsilon_1 \cdot \frac{\sum_{j=1}^n G_j \cdot z_i}{\sum_{j=1}^n G_j \cdot z_i} \cdot \frac{\sum_{j=1}^n G_j}{G} =$$

$$0,089 \cdot \frac{12724 \cdot 3 + 9624 \cdot 6 + 6524 \cdot 9 + 3425 \cdot 12 + 394 \cdot 15}{12724 \cdot 3 + 9624 \cdot 6 + 6524 \cdot 9 + 3425 \cdot 12 + 394 \cdot 15} \cdot \frac{12724}{12724} = 0,089 \text{ (εξ 3-18),}$$

σειρά 12^η => α_i = μεγεθυντικός συντελεστής ροπών

$$\alpha_1 = \frac{406400 \cdot 3}{406400 \cdot 3 - 12724 \cdot (4 + 1)} = 1,055 \text{ (εξ 3-22),}$$

σειρά 13^η => έλεγχος αντοχής για εύκαμπτα κτίρια

$$\frac{\varepsilon_i}{\alpha_i} \cdot \frac{\sum_{j=1}^n G_j \cdot z_i}{\sum_{j=1}^n G_j \cdot z_i} \cdot \frac{\sum_{j=1}^n G_j}{G} =$$

$$\frac{0,089}{1,055} \cdot \frac{12724 \cdot 3 + 9624 \cdot 6 + 6524 \cdot 9 + 3425 \cdot 12 + 394 \cdot 15}{12724 \cdot 3 + 9624 \cdot 6 + 6524 \cdot 9 + 3425 \cdot 12 + 394 \cdot 15} \cdot \frac{12724}{12724} = 0,084 \text{ (εξ 3-23),}$$

σειρά 15^η => έλεγχος δυσκαμψίας

$$\frac{Y_{lim} \cdot v \cdot k_1 \cdot h_1}{G} \cdot \frac{\sum_{j=1}^n G_j \cdot z_j}{\sum_{j=1}^n G_j \cdot z_j} = \frac{0,005 \cdot 2,5 \cdot 406400 \cdot 3}{12724} = 1,198 \text{ (εξ 3-28),}$$

σειρά 16^η => ε_i = ο συντελεστής ε_i ανηγμένος ως προς τον ε_1

$$\text{σειρά 17}^{\eta} \Rightarrow \varepsilon_{1,\text{opt}} = \frac{\sum_{j=1}^n G_j \cdot z_j}{\sum_{j=1}^n G_j \cdot z_j} \cdot \frac{G}{\sum_{j=1}^n G_j} = 1 \text{ (εξ 3-40),}$$

$$\text{σειρά 18}^{\eta} \Rightarrow p_1 = \frac{\bar{\varepsilon}_1}{\varepsilon_{1,\text{opt}}} = 1 \text{ (εξ 3-43),}$$

$$\text{σειρά 20}^{\eta} \Rightarrow w_{1,\text{opt}} = \frac{\bar{\varepsilon}_{1,\text{opt}}^2}{\bar{\kappa}_1} \cdot \left(\sum_{j=1}^n \frac{G_j}{G} \right)^2 = 1 \text{ (εξ 3-42),}$$

$$\text{σειρά 21}^{\eta} \Rightarrow s_1 = 1^{-6} = 1 \text{ (εξ A-44),}$$

σειρά 22^η => \underline{s}_i = ο συντελεστής s_i ανηγμένος ως προς τον s_1 ,

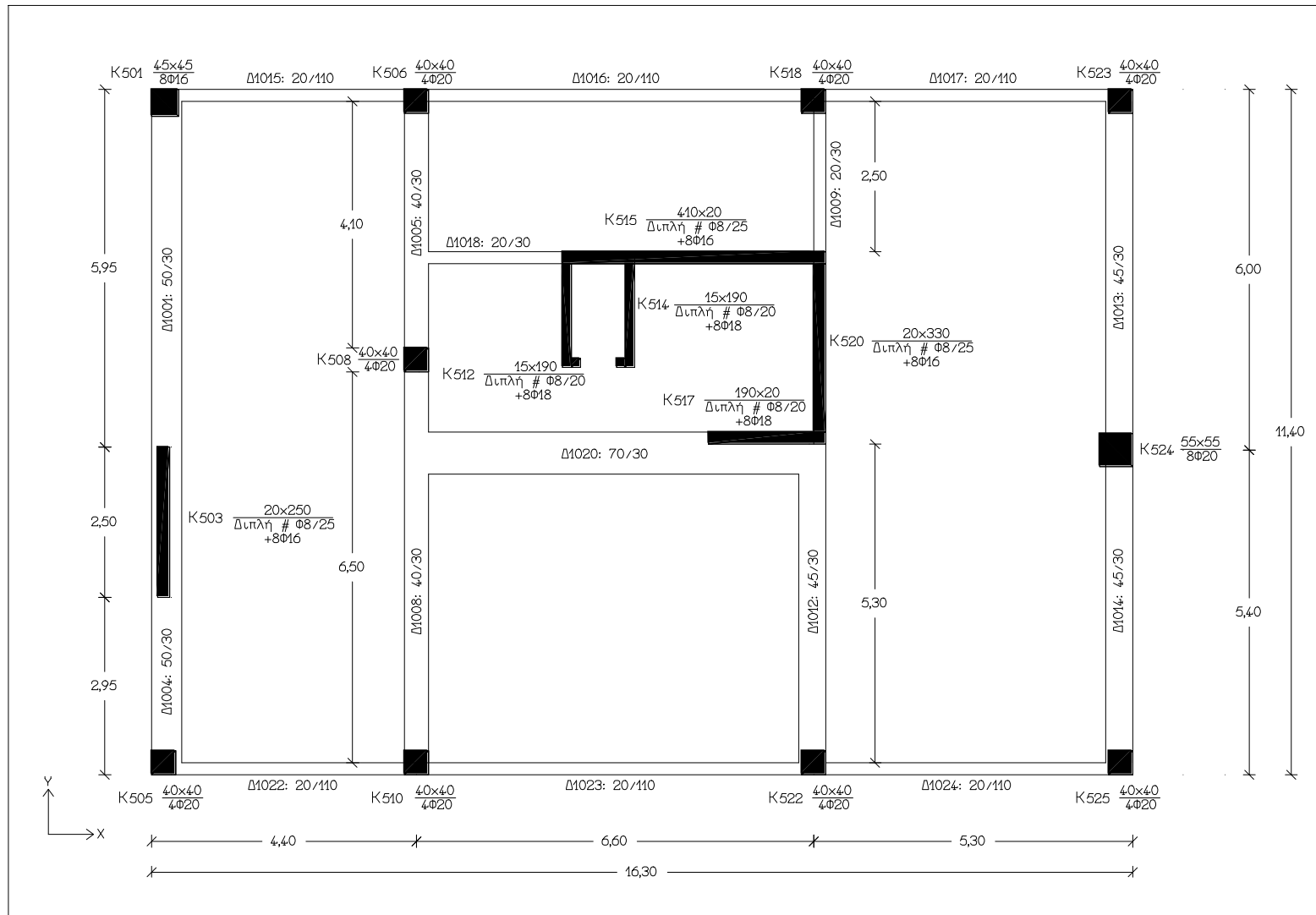
$$\text{σειρά 23}^{\eta} \Rightarrow w_1 = \frac{\bar{\varepsilon}_i^2 \cdot \mu_i}{\bar{\kappa}_i} \cdot \frac{\varepsilon_1^2}{\kappa_1} \cdot \left(\sum_{j=1}^n \frac{G_j}{G} \right)^2 = 10 \cdot \frac{0,089^2}{1,825} = 0,043 \text{ (εξ 3-34α),}$$

σειρά 24^η => έλεγχος ολκιμότητας κατ' όροφο

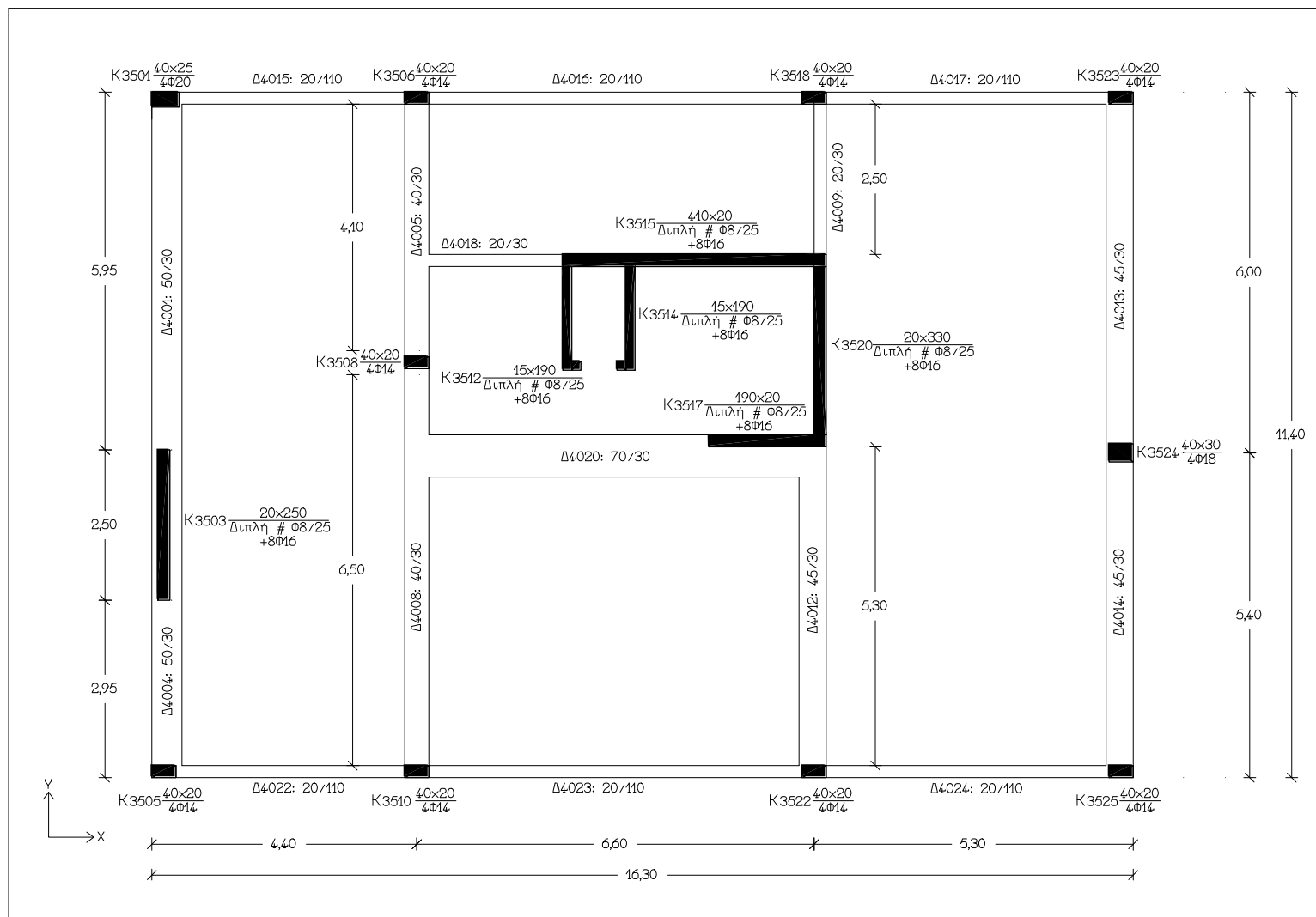
$$2 \cdot \frac{w_1}{s_1} = 2 \cdot \frac{0,043}{0,638} = 0,135 \text{ (εξ 3-48).}$$

α/α	Όροφος	1ος	2ος	3ος	4ος	5ος	Άθροισμα	Τύπος
1	h_i (m)	3	3	3	3	3		
2	z_i (m)	3	6	9	12	15		
3	k_i (kN/m)	406400	166500	119600	100400	77170,026		
4	κ_i	1,826	0,748	0,537	0,451	0,347		εξ. 3-11
5	$\underline{\kappa}_i$	1,000	0,410	0,294	0,247	0,190		εξ. 3-12
6	V_{Rdi} (kN)	1127	1097	1050	594	314		
7	ΣG_j	12724	9624	6524	3425	394		
8	ε_i	0,089	0,114	0,161	0,173	0,796		εξ. 3-17
9	$\Sigma G_j/G$	1,000	0,756	0,513	0,269	0,031		
10	$\Sigma G_j z_i / \Sigma G_j z_i$	1,000	1,234	1,907	4,289	34,093		
11	$\varepsilon_i * (\Sigma G_j / G) * (\Sigma G_j z_i / \Sigma G_j z_i)$	0,089	0,106	0,157	0,200	0,841		εξ. 3-18
12	α_i	1,055	1,107	1,100	1,060	1,009		
13	$\varepsilon_i * (\Sigma G_j / G) * (\Sigma G_j z_i / \Sigma G_j z_i) / \alpha_i$	0,084	0,096	0,143	0,189	0,834		εξ. 3-23
14	$k_i * h_i$	1219200	499500	358800	301200	231510,08		
15	$(\gamma_{lim} * k_i * h_i * v / G) * (\Sigma G_j z_i / \Sigma G_j z_i)$	1,198	0,605	0,672	1,269	7,754		εξ. 3-28
16	$\underline{\varepsilon}_i$	1,000	1,287	1,817	1,958	8,991		εξ. 3-33β
17	$\underline{\varepsilon}_{i,opt}$	1,000	1,072	1,023	0,866	0,946		εξ. 3-40
18	ρ_i	1,000	1,201	1,777	2,261	9,50		εξ. 3-43
19	$(\Sigma G_j / G)^2$	1,000	0,572	0,263	0,072	0,001		
20	$\underline{w}_{i,opt}$	1,000	1,604	0,934	0,220	0,005		εξ. 3-42
21	s_i	1,000	0,535	0,030	0,002	6,168E-09	1,567	εξ. 3-44
22	\underline{s}_i	0,638	0,342	0,019	0,001	3,937E-09		εξ. 3-45α
23	w_i	0,043	0,099	0,127	0,048	0,018	0,335	εξ. 3-34α
24	$2w_i / \underline{s}_i$	0,135	0,582	13,38	91,89	8924560,5		εξ. 3-48

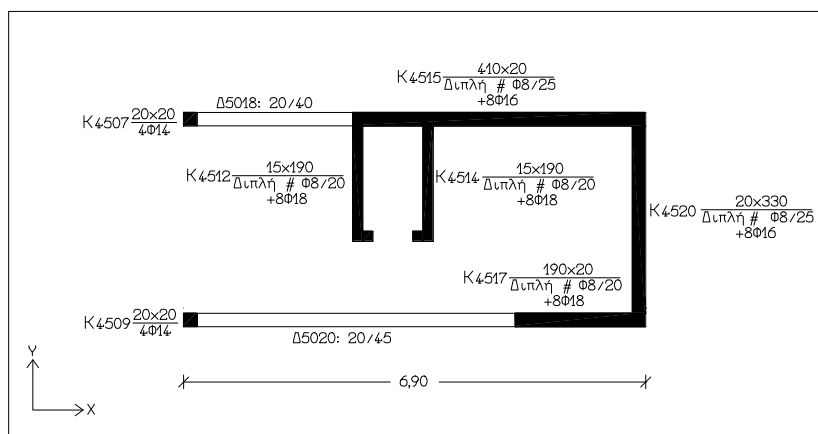
Πίνακας 3-38: Αποτίμηση της κατασκευής.



Σχήμα 3-7: Κάτοψη 1^{ου}, 2^{ου} και 3^{ου} ορόφου.



Σχήμα 3-8: Κάτοψη 4^{ου} ορόφου.

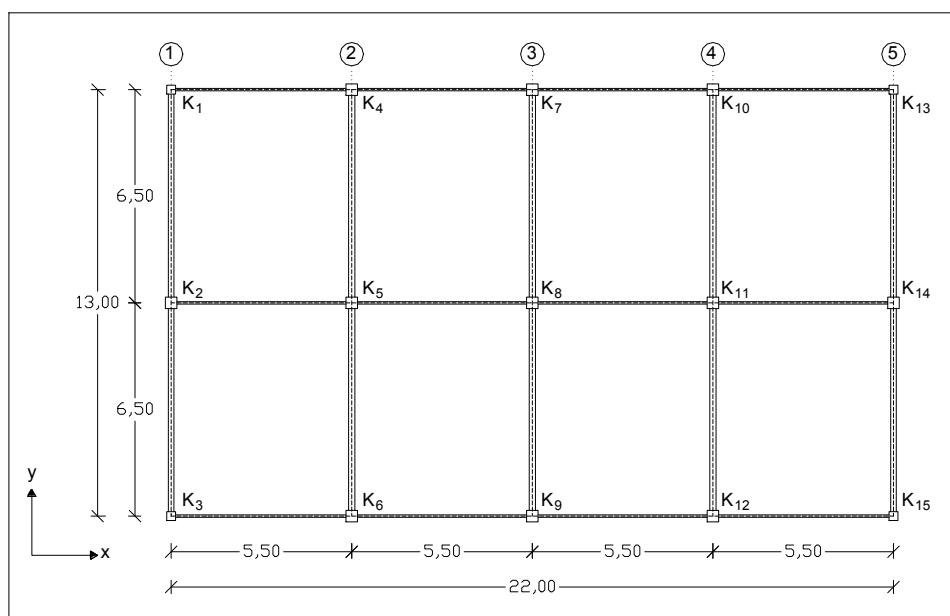


Σχήμα 3-9: Κάτοψη 5^{ου} ορόφου - δώματος.

3.8.2 Εξώροφο πλαισιωτό κτίριο

3.8.2.1 Γενικά

Ο φορέας αποτελείται από έξι ορόφους με διαστάσεις κάτοψης 22 x 13, όπως φαίνεται στο σχήμα 3-10. Οι δοκοί του κτιρίου είναι διατομής IPE ποιότητας χάλυβα S235, ενώ τα υποστυλώματα αποτελούνται από τετραγωνικές συγκολλητές κοιλοδοκούς ποιότητας χάλυβα S335. Γίνεται ο έλεγχος της κατασκευής κατά τη διεύθυνση y. Στη συγκεκριμένη διεύθυνση οι διατομές της κατασκευής διαφοροποιούνται σε δύο πλαίσια, οι διατομές των οποίων φαίνονται στο σχήμα 3-13 στην σελίδα 54. Ο συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς για πλαίσια λαμβάνεται ίσος με 4. Για την παρούσα κατασκευή θεωρείται ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II και κατηγορία εδάφους B, συνεπώς έχουμε: $T_1 = 0,15s$, $T_2 = 0,60s$, $A = 0,16g$.



Το κατακόρυφο φορτίο ανά όροφο για το συνδυασμό $G+0,3Q$ είναι 2442 kN. Άρα το συνολικό φορτίο είναι $6 \times 2442 = 14652$ kN και η μάζα του κτιρίου:
 $m = 14652 / 9,81 = 1494$ t.

Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κατά τη διεύθυνση y είναι 1,35s. Συνεπώς, για $T > T_2$ οι φασματικές επιταχύνσεις είναι:

$$S_{a,el} = 2,5 \cdot 0,16g \cdot \frac{0,6}{1,35} = 0,178g \text{ (εξ. 3-1γ),}$$

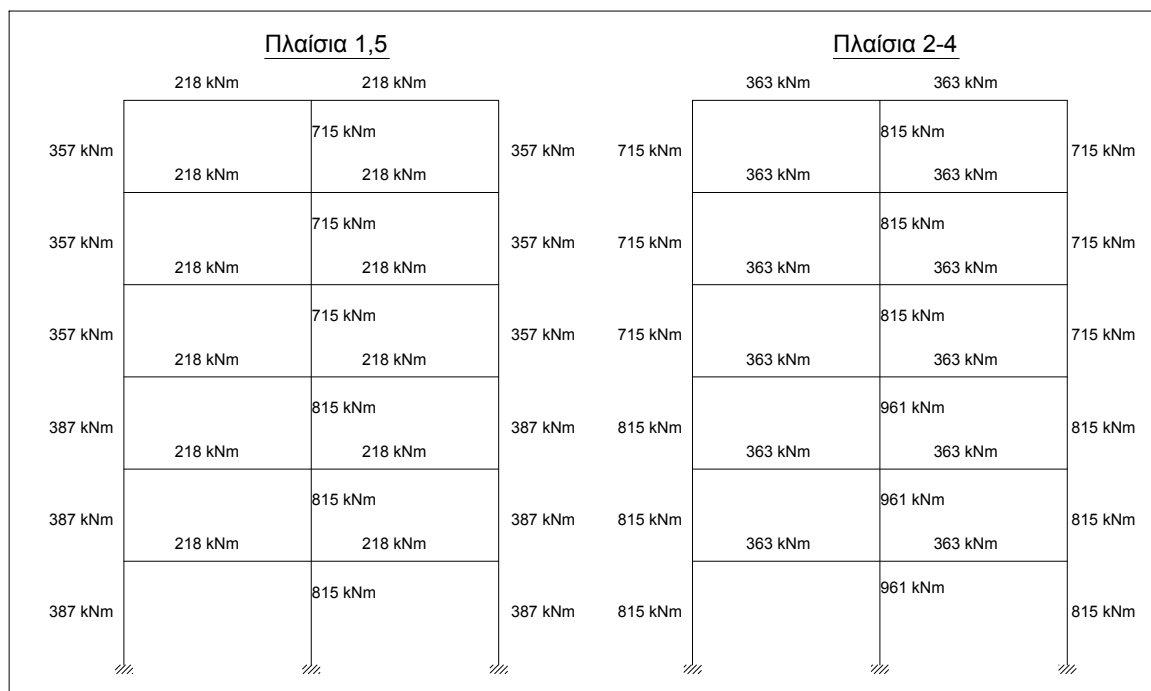
$$S_{a,d} = \frac{2,5}{4} \cdot 0,16g \cdot \left(\frac{0,6}{1,35}\right)^{2/3} = 0,058g \text{ (εξ. 3-2γ).}$$

Η ισοδύναμη δυσκαμψία του κτιρίου είναι $K = \frac{4 \cdot \pi^2}{1,35^2} \cdot 1494 = 32363$ kN/m (εξ. 3-9).

Αρχικά, υπολογίζονται οι ροπές αντοχής των υποστυλωμάτων και των δοκών. Στη συνέχεια υπολογίζονται οι ροπές αντοχής στην κορυφή και τον πόδα των υποστυλωμάτων και οι τέμνουσες αντοχής των υποστυλωμάτων. Μέσω των παραπάνω υπολογίζονται οι τέμνουσες αντοχής σχεδιασμού των υποστυλωμάτων.

3.8.2.2 Ροπές αντοχής υποστυλωμάτων και δοκών

Οι ροπές αντοχής των υποστυλωμάτων υπολογίζονται προσεγγιστικά χωρίς να ληφθεί υπ' όψη η μείωση αυτών λόγω ταυτόχρονης ύπαρξης των κατακόρυφων δυνάμεων από το ανέμο.



Σχήμα 3-11: Ροπές αντοχής σχεδιασμού δοκών και υποστυλωμάτων M_{Rd} .

3.8.2.3 Ροπές αντοχής σχεδιασμού κορυφής και πόδα των υποστυλωμάτων M_{ok} και M_{uk} αντίστοιχα.

Οι ροπές αντοχής M_{ok} και M_{uk} υπολογίζονται σύμφωνα με την εξίσωση 3-50. Ακολουθούν πίνακες υπολογισμού για τα δύο πλαίσια.

Υπ/μα	M_{NcRd}	ΣM_{NcRd}	ΣM_{bRd}	M_{uk}
No	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
1	387	387	-	387
2	815	815	-	815
3	387	387	-	387
101	387	774	218	109
102	815	1630	436	218
103	387	774	218	109
201	387	774	218	109
202	815	1630	436	218
203	387	774	218	109
301	357	744	218	105
302	715	1530	436	204
303	357	744	218	105
401	357	714	218	109
402	715	1430	436	218
403	357	714	218	109
501	357	714	218	109
502	715	1430	436	218
503	357	714	218	109

Πίνακας 3-39: Υπολογισμός των ροπών αντοχής στο πόδα των υποστυλωμάτων των πλαισίων 1,5.

Υπ/μα	M_{NcRd}	ΣM_{NcRd}	ΣM_{bRd}	M_{ok}
No	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
1	387	774	218	109
2	815	1630	436	218
3	387	774	218	109
101	387	774	218	109
102	815	1630	436	218
103	387	774	218	109
201	387	744	218	113
202	815	1530	436	232
203	387	744	218	113
301	357	714	218	109
302	715	1430	436	218
303	357	714	218	109
401	357	714	218	109
402	715	1430	436	218
403	357	714	218	109
501	357	357	218	218
502	715	715	436	436
503	357	357	218	218

Πίνακας 3-40: Υπολογισμός των ροπών αντοχής στην κορυφή των υποστυλωμάτων των πλαισίων 1,5.

Υπ/μα	M_{NcRd}	ΣM_{NcRd}	ΣM_{bRd}	M_{uk}
No	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
4	815	815	-	815
5	961	961	-	961
6	815	815	-	815
104	815	1630	363	182
105	961	1922	726	363
106	815	1630	363	182
204	815	1630	363	182
205	961	1922	726	363
206	815	1630	363	182
304	715	1530	363	170
305	815	1776	726	333
306	715	1530	363	170
404	715	1430	363	182
405	815	1630	726	363
406	715	1430	363	182
504	715	1430	363	182
505	815	1630	726	363
506	715	1430	363	182

Πίνακας 3-41: Υπολογισμός των ροπών αντοχής στο πόδα των υποστυλωμάτων των πλαισίων 2-4.

Υπ/μα	M_{NcRd}	ΣM_{NcRd}	ΣM_{bRd}	M_{ok}
No	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
4	815	1630	363	182
5	961	1922	726	363
6	815	1630	363	182
104	815	1630	363	182
105	961	1922	726	363
106	815	1630	363	182
204	815	1530	363	193
205	961	1776	726	393
206	815	1530	363	193
304	715	1430	363	182
305	815	1630	726	363
306	715	1430	363	182
404	715	1430	363	182
405	815	1630	726	363
406	715	1430	363	182
504	715	715	363	363
505	815	815	726	726
506	715	715	363	363

Πίνακας 3-42: Υπολογισμός των ροπών αντοχής στην κορυφή των υποστυλωμάτων των πλαισίων 2-4.

Στο παρακάτω σχήμα φαίνονται και σχηματικά οι ροπές αντοχής κορυφής και πόσα των υποστυλωμάτων.

Πλαίσια 1,5				Πλαίσια 2-4			
218 kNm		436 kNm	218 kNm	363 kNm		726 kNm	363 kNm
109 kNm		218 kNm	109 kNm	182 kNm		363 kNm	182 kNm
109 kNm		218 kNm	109 kNm	182 kNm		363 kNm	182 kNm
109 kNm		218 kNm	109 kNm	182 kNm		363 kNm	182 kNm
109 kNm		218 kNm	109 kNm	182 kNm		363 kNm	182 kNm
105 kNm		204 kNm	105 kNm	170 kNm		333 kNm	170 kNm
113 kNm		232 kNm	113 kNm	193 kNm		393 kNm	193 kNm
109 kNm		218 kNm	109 kNm	182 kNm		363 kNm	182 kNm
109 kNm		218 kNm	109 kNm	182 kNm		363 kNm	182 kNm
109 kNm		218 kNm	109 kNm	182 kNm		363 kNm	182 kNm
109 kNm		218 kNm	109 kNm	182 kNm		363 kNm	182 kNm
387 kNm		815 kNm	387 kNm	815 kNm		961 kNm	815 kNm

Σχήμα 3-12: Ροπές αντοχής σχεδιασμού στον πόδα και στην κορυφή των υποστυλωμάτων.

3.8.2.4 Τέμνουσες αντοχής σχεδιασμού υποστυλωμάτων V_{Rd}

Οι τέμνουσες V_{Rd} υπολογίζονται από τη σχέση 3-49. Αρχικά, υπολογίζονται οι τέμνουσες λόγω κάμψης και κατόπιν οι τέμνουσες λόγω διάτμησης. Η τελική τιμή της V_{Rd} είναι η ελάχιστη τιμή των παραπάνω. Ακολουθούν οι πίνακες υπολογισμού.

Υπ/μα	$(M_{ok}+M_{uk})/h$	V_{Rd3}	V_{Rd}
No	(kNm)	(kN)	(kN)
1	138	1100	138
2	287	1789	287
3	138	1100	138
101	68	1100	68
102	136	1789	136
103	68	1100	68
201	69	1100	69
202	141	1789	141
203	69	1100	69
301	67	1017	67
302	132	1570	132
303	67	1017	67
401	68	1017	68
402	136	1570	136
403	68	1017	68
501	102	1017	102
502	204	1570	204
503	102	1017	102

Πίνακας 3-43: Υπολογισμός της τέμνουσας αντοχής για τα πλαίσια 1,5.

Υπ/μα	(M _{ok} +M _{uk})/h	V _{Rd3}	V _{Rd}
No	(kNm)	(kN)	(kN)
4	277	1789	277
5	368	2106	368
6	277	1789	277
104	113	1789	113
105	227	2106	227
106	113	1789	113
204	117	1789	117
205	236	2106	236
206	117	1789	117
304	110	1570	110
305	218	1789	218
306	110	1570	110
404	113	1570	113
405	227	1789	227
406	113	1570	113
504	170	1570	170
505	340	1789	340
506	170	1570	170

Πίνακας 3-44: Υπολογισμός της τέμνουσας αντοχής για τα πλαίσια 2-4.

3.8.2.4.1 Συνολική τέμνουσα ορόφων

6^{ος} όροφος: V_{Rd} = 2860 kN

5^{ος} όροφος: V_{Rd} = 1909 kN

4^{ος} όροφος: V_{Rd} = 1844 kN

3^{ος} όροφος: V_{Rd} = 1971 kN

2^{ος} όροφος: V_{Rd} = 1909 kN

1^{ος} όροφος: V_{Rd} = 3890 kN

3.8.2.5 Δυσκαμψία ορόφων

Το επόμενο βήμα υπολογισμών είναι η δυσκαμψία των ορόφων σύμφωνα με τις εξισώσεις A-51 και A-52 (για τον πρώτο όροφο). Παράλληλα, γίνεται η σύγκριση των τιμών που προκύπτουν με τις τιμές που προέκυψαν από γραμμική - ελαστική ανάλυση.

3.8.2.5.1 4^{ος} - 6^{ος} όροφοι

$$\text{Πλαίσια 1, 5: } K = \frac{12 \cdot 21000 / 320^2}{\frac{1}{2 \cdot 12764 + 33219} + \frac{1}{2 \cdot 16270}} = 9680 \text{ kN/m}$$

$$\text{Πλαίσια 2 - 4: } K = \frac{12 \cdot 21000 / 320^2}{\frac{1}{2 \cdot 33219 + 37671} + \frac{1}{2 \cdot 33740}} = 19370 \text{ kN/m}$$

Συνολική δυσκαμψία ορόφου: $2 \cdot 9680 + 3 \cdot 19370 = 77470 \text{ kN/m}$

Από γραμμική - ελαστική ανάλυση έχουμε:

$$K_4 = \frac{V}{\delta} = \frac{501 \cdot 100}{2,73 - 2,10} = 79525 \text{ kN/m},$$

$$K_5 = \frac{364 \cdot 100}{3,19 - 2,73} = 79130 \text{ kN/m},$$

$$K_6 = \frac{207 \cdot 100}{3,47 - 3,19} = 73930 \text{ kN/m (μέγιστη απόκλιση 4,6%).}$$

3.8.2.5.2 2^{ος} - 3^{ος} όροφοι

$$\text{Πλαίσια 1, 5: } K = \frac{12 \cdot 21000 / 320^2}{\frac{1}{2 \cdot 13769 + 37671} + \frac{1}{2 \cdot 16270}} = 9890 \text{ kN/m}$$

$$\text{Πλαίσια 2 - 4: } K = \frac{12 \cdot 21000 / 320^2}{\frac{1}{2 \cdot 37671 + 44042} + \frac{1}{2 \cdot 33740}} = 19990 \text{ kN/m}$$

Συνολική δυσκαμψία ορόφου: $2 \cdot 9890 + 3 \cdot 19990 = 79750 \text{ kN/m}$

Από γραμμική - ελαστική ανάλυση έχουμε:

$$K_2 = \frac{654 \cdot 100}{1,36 - 0,59} = 84935 \text{ kN/m (μέγιστη απόκλιση 6,5%),}$$

$$K_3 = \frac{586 \cdot 100}{2,10 - 1,36} = 79190 \text{ kN/m.}$$

3.8.2.5.3 1^{ος} όροφος

$$\text{Πλαίσια 1, 5: } K = \frac{12 \cdot 21000 / 360^2}{\frac{1}{2 \cdot 13769 + 37671} + \frac{0,5}{2 \cdot 16270}} = 12540 \text{ kN/m}$$

$$\text{Πλαίσια 2 - 4: } K = \frac{12 \cdot 21000 / 360^2}{\frac{1}{2 \cdot 37671 + 44042} + \frac{1}{2 \cdot 33740}} = 24830 \text{ kN/m}$$

Συνολική δυσκαμψία ορόφου: $2 \cdot 12540 + 3 \cdot 24830 = 99570 \text{ kN/m}$

Από γραμμική - ελαστική ανάλυση έχουμε:

$$K_1 = \frac{693 \cdot 100}{0,59} = 117458 \text{ kN/m (απόκλιση 18%).}$$

3.8.2.6 Αποτίμηση της κατασκευής

Στον πίνακα που ακολουθεί γίνεται η αποτίμηση της αντοχής, της δυσκαμψίας και της ολκιμότητας του φορέα.

3.8.2.6.1 Έλεγχος αντοχής (ανά όροφο)

Παρατηρούμε ότι σύμφωνα με την εξίσωση 3-19 ο παραπάνω έλεγχος πληρούται καθώς $\frac{S_{a,d}}{g} = 0,058 < 0,147$. Στην περίπτωση εύκαμπτης κατασκευής έχουμε $\frac{S_{a,d}}{g} = 0,058 < 0,119$ (εξ. 3-23).

3.8.2.6.2 Έλεγχος δυσκαμψίας (ανά όροφο)

Εξίσωση 3-28 $\Rightarrow \frac{S_{a,el}}{g} = 0,178 < 0,246$, ο έλεγχος πληρούται.

3.8.2.6.3 Έλεγχος ολκιμότητας

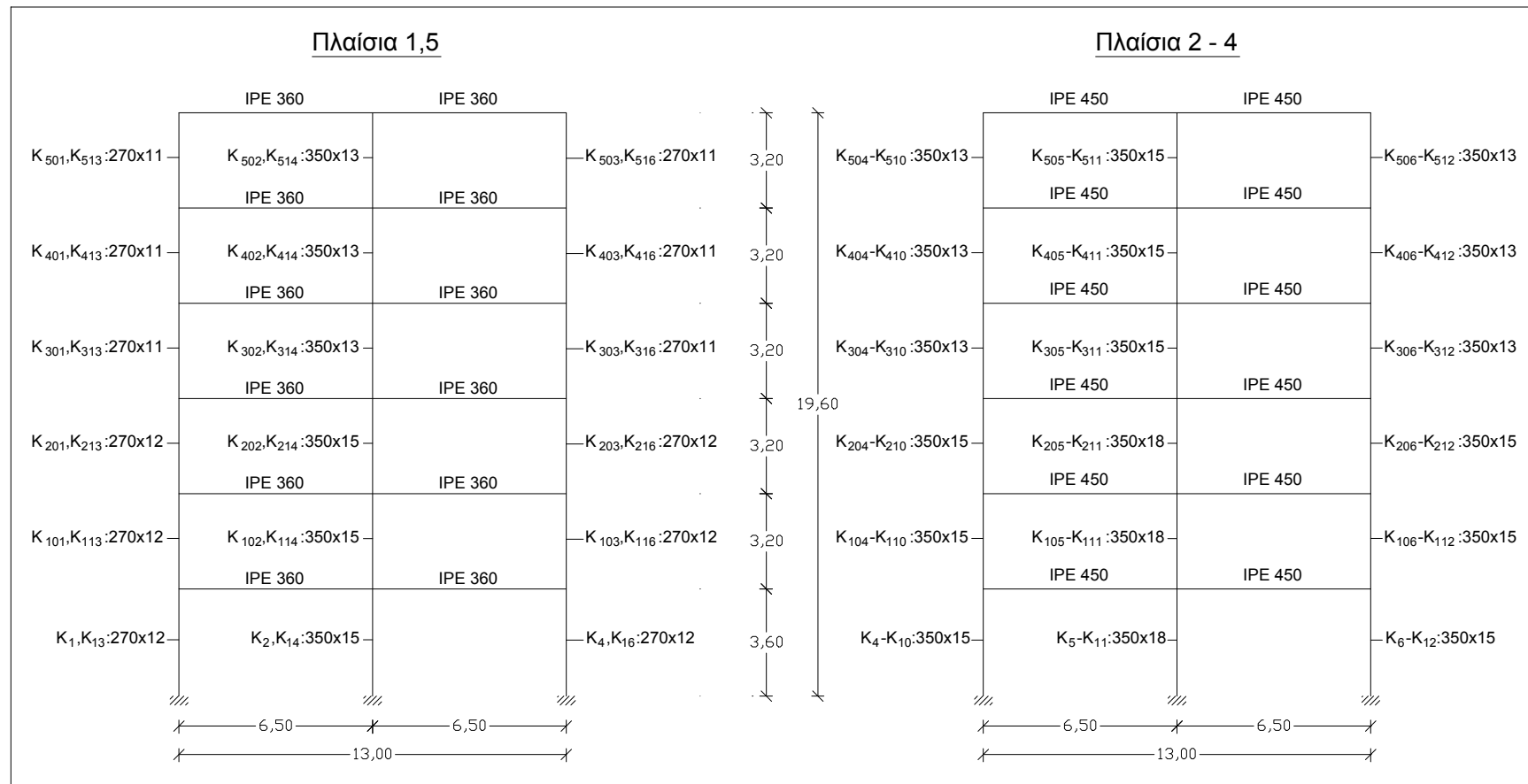
$$\bar{S}_a = \left[\left(\frac{S_{a,el}}{g} \right)^2 - \left(\frac{S_{a,d}}{g} \right)^2 \right] = 0,0283 \text{ (εξ. 3-32β)}$$

Ανά όροφο έχουμε $\bar{S}_a = 0,0283 < 0,192$, ο έλεγχος πληρούται.

Στο σύνολο του κτιρίου $\bar{S}_a = 0,0283 < 2 \cdot 0,70 = 1,40$, ο έλεγχος πληρούται.

α/α	Όροφος	1ος	2ος	3ος	4ος	5ος	6ος	Άθροισμα	Τύπος
1	h_i (m)	3,6	3,2	3,2	3,2	3,2	3,2		
2	z_i (m)	3,6	6,8	10	13,2	16,4	19,6		
3	k_i (kN/m)	99570	79750	79740	77470	77470	77470		
4	κ_i	3,077	2,464	2,464	2,394	2,394	2,394		εξ. 3-11
5	$\underline{\kappa}_i$	1,000	0,801	0,801	0,778	0,778	0,778		εξ. 3-12
6	V_{Rdi} (kN)	2860	1909	1844	1971	1909	3890		
7	ΣG_j	14652	12210	9768	7326	4884	2442		
8	ε_i	0,195	0,156	0,189	0,269	0,391	1,593		εξ. 3-17
9	$\Sigma G_j/G$	1,000	0,833	0,667	0,500	0,333	0,167		
10	$\Sigma G_j z_i / \Sigma G_j z_i$	1,000	1,130	1,421	2,039	3,580	9,571		
11	$\varepsilon_i^*(\Sigma G_j/G)^*(\Sigma G_j z_i / \Sigma G_j z_i)$	0,195	0,147	0,179	0,274	0,466	2,541		εξ. 3-18
12	α_i	1,195	1,237	1,181	1,134	1,086	1,041		
13	$\varepsilon_i^*(\Sigma G_j/G)^*(\Sigma G_j z_i / \Sigma G_j z_i)$	0,163	0,119	0,151	0,242	0,430	2,441		εξ. 3-23
14	$k_i * h_i$	358452	255200	255168	247904	247904	247904		
15	$(\gamma_{lim} * k_i * h_i * v/G)^*(\Sigma G_j z_i / \Sigma G_j z_i)$	0,306	0,246	0,309	0,431	0,757	2,024		εξ. 3-28
16	$\underline{\varepsilon}_i$	1,000	0,801	0,967	1,378	2,002	8,160		εξ. 3-33β
17	$\underline{\varepsilon}_{i,opt}$	1,000	1,062	1,055	0,981	0,838	0,627		εξ. 3-40
18	ρ_i	1,000	0,754	0,916	1,405	2,389	13,018		εξ. 3-43
19	$(\Sigma G_j/G)^2$	1,000	0,694	0,444	0,250	0,111	0,028		
20	$\underline{w}_{i,opt}$	1,000	0,978	0,618	0,309	0,100	0,014		εξ. 3-42
21	s_i	1,000	5,306	1,045	0,040	0,000539	2,88E-09	7,391	εξ. 3-44
22	\underline{s}_i	0,135	0,718	0,141	0,005	7,3E-05	3,9E-10		εξ. 3-45α
23	w_i	0,124	0,069	0,064	0,076	0,071	0,294	0,698	εξ. 3-34α
24	$2w_i/\underline{s}_i$	1,831	0,192	0,910	27,83	1943	1,51E+09		εξ. 3-48

Πίνακας 3-45: Αποτίμηση της κατασκευής.



Σχήμα 3-13: Τομές κτιρίου και διαστάσεις και διατομές στοιχείων.

3.9 Σχεδιασμός επεμβάσεων

3.9.1 Γενικά

Τα αποτελέσματα της αποτίμησης αποτελούν οδηγό για το σχεδιασμό των επεμβάσεων σε ένα κτίριο. Έτσι με βάση την αποτίμηση, είναι δυνατός ο σχεδιασμός μιας επέμβασης σε εκείνα τα σημεία της κατασκευής όπου παραβιάζονται οι συνθήκες αντοχής, δυσκαμψίας ή ολκιμότητας. Η αποτίμηση γίνεται δύο φορές, αφενός στη κατασκευή με βλάβες, αφετέρου στην αρχική κατασκευή χωρίς βλάβες. Η διαφορά των δύο αποτιμήσεων έγκειται στη χρήση των μειωτικών συντελεστών r για την αντοχή και τη δυσκαμψία των δομικών στοιχείων που έχουν βλάβες στη πρώτη περίπτωση. Και στις δύο περιπτώσεις θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη τα χαρακτηριστικά της κατασκευής (αντοχές υλικών, διαστάσεις στοιχείων κλπ.), όπως έχουν μετρηθεί στην υφιστάμενη κατασκευή.

Ένα άλλο κρίσιμο σημείο κατά το σχεδιασμό των επεμβάσεων είναι ο σεισμός για τον οποίο γίνεται η επέμβαση. Ως χαρακτηριστικά δηλαδή του σεισμού θα ληφθούν αυτά που ίσχυαν κατά το χρόνο που εκδόθηκε η άδεια του κτιρίου ή αυτά που ισχύουν κατά το χρόνο της επέμβασης. Σύμφωνα με την ελληνική πρακτική, η επέμβαση σχεδιάζεται για το σεισμό που ίσχυε κατά το χρόνο αδείας του κτιρίου. Οι λόγοι είναι πολιτικοοικονομικοί, διότι αφενός μειώνεται η έκταση των επεμβάσεων στα κτίρια με βλάβες, αφετέρου αποφεύγεται η πίεση των ιδιοκτητών γειτονικών κτιρίων χωρίς βλάβες που θα επιθυμούσαν ενίσχυση των κτιρίων τους, ώστε και αυτά να καλύπτονται με την ασφάλεια που παρέχουν οι νέοι κανονισμοί. Φυσικά, το νομικό πλαίσιο για τις αποκαταστάσεις των βλαβών θέτει τις ελάχιστες απαιτήσεις, τις οποίες ένας ιδιοκτήτης μπορεί να επιλέξει να υπερβεί, καταβάλλοντας, πιθανώς, και το πρόσθετο κόστος. Ας σημειωθεί πάντως ότι το πρόσθετο κόστος μιας επέμβασης, ώστε να καλύπτονται οι σύγχρονες απαιτήσεις ως προς τα χαρακτηριστικά του σεισμού, είναι δυνατόν να μην είναι σημαντικά ανώτερο.

Για το σχεδιασμό των επεμβάσεων πρέπει να υπενθυμίσουμε ότι τα κύρια αίτια των βλαβών λόγω σεισμού είναι τρία:

- Κακά δομικά υλικά
- Κακός σχεδιασμός της κατασκευής
- Σεισμός μεγαλύτερος από τον αναμενόμενο

Έτσι βλάβες μπορούν να εμφανιστούν ακόμα και σε ένα κτίριο με σωστά υλικά και σωστό σχεδιασμό, αν η σεισμική ένταση είναι πολύ μεγαλύτερη από τη προβλεπόμενη στους κανονισμούς (περίπτωση σεισμού Kobe). Η αποτίμηση, με όλα τα συνοδεύοντα μέτρα (μετρήσεις αντοχών, υπολογισμοί κλπ), θα δείξει τα ασθενή σημεία της κατασκευής και θα οδηγήσει στη λήψη των κατάλληλων μέτρων αποκατάστασης - ενίσχυσης. Είναι λοιπόν δυνατόν η αποτίμηση να δείξει ότι αντοχή ή η δυσκαμψία ενός ορόφου, π.χ. της πιλοτής, δεν είναι επαρκής, οπότε τα προς λήψη μέτρα (π.χ. με αύξηση του συντελεστή ϵ_i ή του k_i) θα επικεντρωθούν στο συγκεκριμένο όροφο. Επίσης, μπορεί η κατασκευή να μην ικανοποιεί τη συνθήκη ολκιμότητας ως προς το σύνολο της απορροφούμενης ενέργειας (μη ικανοποίηση της συνθήκης 37γ). Στη περίπτωση αυτή είναι δυνατόν να αυξηθεί η αντοχή του πρώτου ορόφου, αύξηση του ϵ_1 , ή και άλλων ορόφων, αύξηση των ϵ_i , να αυξηθεί η παραμορφοσιμότητα των ορόφων (αύξηση των μ_i). Εξάλλου, μπορεί να ικανοποιείται η συνθήκη ολκιμότητας ως προς το σύνολο της απορροφούμενης ενέργειας αλλά όχι για ένα ή περισσότερους ορόφους (μη ικανοποίηση μιας των συνθηκών 48). Στην περίπτωση αυτή μπορεί να μειωθεί ο αντίστοιχος συντελεστής \bar{s}_i μέσω καλύτερης

προσαρμογής της κατανομής της αντοχής των ορόφων προς τη βέλτιστη κατανομή (μείωσης του συντελεστή p_i) ή μέσω μείωσης του συντελεστή m , δηλαδή προμολόγησης των πλέον όλκιμων τρόπων αστοχίας (αστοχία δοκών, πρόβλεψη όλκιμων συστημάτων παραλαβής των σεισμικών δυνάμεων, όπως π.χ. έκκεντροι σύνδεσμοι).

Τα διάφορα μέτρα επεμβάσεων συνοψίζονται στη συνέχεια.

3.9.2 Αποκατάσταση των βλαβών

Η αποκατάσταση των βλαβών είναι δυνατή ως τρόπος επέμβασης, όταν οι βλάβες είναι μικρές και η αποτίμηση δείξει ότι λαμβάνοντας για τους μειωτικούς συντελεστές αντοχής και δυσκαμψίας τιμές $r = 1$, η αντοχή, δυσκαμψία και ολκιμότητα της κατασκευής είναι επαρκής για τα επιλεχθέντα χαρακτηριστικά του σεισμού. Τα συναφή μέτρα συνίστανται στην αποκατάσταση των βλαβέντων δομικών στοιχείων και ποικίλλουν ανάλογα με τον τύπο του στοιχείου (υποστύλωμα, δοκός, τοίχωμα κλπ) και το υλικό δόμησης (σκυρόδεμα, χάλυβας, τοιχοποιία κλπ), όπως αναλύεται στη συνέχεια.

3.9.3 Ενίσχυση μεμονωμένων δομικών στοιχείων

Η επέμβαση σε μεμονωμένα δομικά στοιχεία είναι επαρκής, όταν οι βλάβες είναι μικρού ή μεσαίου μεγέθους και η αποτίμηση δείξει ότι με τις ενισχύσεις αυτές καλύπτονται όλες οι συνθήκες αντοχής, δυσκαμψίας και ολκιμότητας. Η επέμβαση περιλαμβάνει δοκούς, υποστυλώματα, τοιχώματα, ράβδους δικτυώσεων, κόμβους, συνδέσεις, αποκατάσταση διαφραγματικής λειτουργίας, βάσεις υποστυλωμάτων και όλα τα λοιπά φέροντα στοιχεία. Η ενίσχυση μπορεί να έχει τη μορφή της αύξησης της αντοχής ή της αύξησης της ολκιμότητας. Η αύξηση της αντοχής γίνεται με κατάλληλους τρόπους, όπως αναλύεται διεξοδικότερα στη συνέχεια. Για να σχεδιασθεί μια επέμβαση προς αύξηση της ολκιμότητας, πρέπει να αναλυθούν τα αίτια τα οποία περιορίζουν την ολκιμότητα. Τέτοια είναι σε στοιχεία από χάλυβα οι διάφοροι, μη όλκιμοι, τρόποι αστοχίας λόγω απώλειας της ευστάθειας (τοπικός, καμπτικός, στρεπτοκαμπτικός λυγισμός) ή η ψαθυρή θραύση, σε στοιχεία από σκυρόδεμα η μη επαρκής περίσφιξη, ο λυγισμός, η διατμητική αστοχία κλπ. Με τη λήψη κατάλληλων κατασκευαστικών μέτρων προς άρση των μη όλκιμων τρόπων αστοχίας είναι δυνατή η αύξηση της ολκιμότητας, χωρίς ανάλογη αύξηση της αντοχής. Πάντως ο κύριος τρόπος ενίσχυσης αφορά την αύξηση της αντοχής.

3.9.4 Γενική ενίσχυση

Η γενική ενίσχυση του κτιρίου είναι απαραίτητη όταν οι βλάβες είναι σημαντικές και ο γενικός αρχικός σχεδιασμός του δεν είναι ικανοποιητικός. Η γενική ενίσχυση μπορεί να αφορά ένα συγκεκριμένο όροφο, π.χ. την πιλοτή, ή το σύνολο του κτιρίου, ανάλογα με τα αποτελέσματα της αποτίμησης. Η γενική ενίσχυση με χρήση χαλύβδινων στοιχείων αφορά κυρίως τη πρόβλεψη πρόσθετων κατακόρυφων συνδέσμων (χιαστί, τύπου Λ, έκκεντρων κλπ), ή πρόσθετων πλαισίων που ενσωματώνονται στην υπάρχουσα κατασκευή. Η γενική ενίσχυση θα πρέπει να γίνεται με τρόπο ώστε να επιτυγχάνεται κατά το δυνατόν:

- Κανονικότητα στη διάταξη του φορέα
- Σαφήνεια στο τρόπο παραλαβής των σεισμικών δράσεων

- Κατανομή των αντοχών των ορόφων που να μη διαφέρει πολύ από στη βέλτιστη κατανομή
- Κατανομή των δυσκαμψιών των ορόφων, ώστε το κριτήριο δυσκαμψίας να ικανοποιείται με ομοιόμορφο τρόπο σε όλους τους ορόφους
- Συμμετοχή όσο το δυνατόν περισσότερων ορόφων στην απορρόφηση ενέργειας

Η μορφή και η θέση των συνδέσμων επιλέγονται σύμφωνα με τις υπάρχουσες δυνατότητες και με τρόπο ώστε να αποκαθίσταται κατά το δυνατόν η κανονικότητα του κτιρίου. Οι διαστάσεις των διατομών προκύπτουν από την ανάλυση και τα αποτελέσματα της τελικής αποτίμησης.

3.9.5 Ειδικές επεμβάσεις

Οι ειδικές επεμβάσεις αφορούν τη λήψη ενός συνδυασμού μέτρων με τη βοήθεια των οποίων μειώνονται οι επιδράσεις του σεισμού, και/ή αυξάνεται η ικανότητα απορρόφησης της σεισμικής ενέργειας στη κατασκευή. Δύο είναι οι κύριοι τύποι ειδικών επεμβάσεων, όπως αναλύεται στη συνέχεια.

3.9.5.1 Συγκέντρωση της απορροφούμενης ενέργειας

Στον τύπο αυτό, η εισαγόμενη ενέργεια συγκεντρώνεται και απορροφάται σε ένα όροφο, συνήθως στη βάση του κτιρίου, στον οποίο προβλέπεται ένας κατάλληλος μηχανισμός απορρόφησης ενέργειας. Ένας τέτοιος μηχανισμός υλοποιείται μέσω συστημάτων σεισμικής μόνωσης, τα οποία αποτελούνται συνήθως από ένα συνδυασμό ελαστομεταλλικών εφεδράνων και αποσβεστήρων. Για να είναι δυνατή η απορρόφηση του συνόλου της εισαγόμενης ενέργειας σε ένα όροφο, πρέπει η αντοχή του ορόφου αυτού να είναι μικρότερη από αυτή των υπολοίπων ορόφων. Με τη τοποθέτηση των συστημάτων σεισμικής μόνωσης, είναι δυνατή η αποτελεσματική ενίσχυση υπάρχοντων κτιρίων, τα οποία δεν έχουν επαρκή σεισμική αντοχή. Παραδείγματα τέτοιου είδους ενίσχυσης, κυρίως εφαρμοζόμενη στις ΗΠΑ και την Ιαπωνία δίνονται στη συνέχεια.

3.9.5.2 Διάχυση της απορροφούμενης ενέργειας

Στον τύπο αυτό, η εισαγόμενη ενέργεια απορροφάται ομοιόμορφα από όλους τους ορόφους του κτιρίου. Αυτό γίνεται, σε αντίθεση με τον προηγούμενο τύπο, με πρόβλεψη και ομοιόμορφη κατανομή αποσβεστήρων σε όλο το κτίριο. Με την ολική απορρόφηση της εισαγόμενης ενέργειας από τους αποσβεστήρες, προστατεύεται ο υπόλοιπος σκελετός, ο οποίος συμμετέχει κυρίως στην παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων και συμπεριφέρεται ελαστικά κατά τη διάρκεια ακόμα και ισχυρών σεισμών. Η απορροφούμενη από τους αποσβεστήρες ενέργεια είναι ανάλογη των επιβαλλομένων σε αυτούς παραμορφώσεων, εντός των ορίων τιμών που προβλέπονται από τις προδιαγραφές τους. Οι αντίστοιχοι φορείς λοιπόν σχεδιάζονται έτσι ώστε οι ελαστικές παραμορφώσεις να είναι όσο το δυνατόν μεγαλύτερες, οι δε αποσβεστήρες τοποθετούνται σε θέσεις που προβλέπονται οι μέγιστες παραμορφώσεις. Τέτοιες θέσεις είναι π.χ. οι διαγώνιοι κατακόρυφων συνδέσμων, ή οι θέσεις σύνδεσής τους με τις δοκούς.

Αποσβεστήρες αναπτύσσονται με μεγάλη ταχύτητα τα τελευταία χρόνια. Η λειτουργία τους βασίζεται ως επί το πλείστον στα εξής:

- Χάλυβες με εξαιρετικά χαμηλό όριο διαρροής και πολύ μεγάλη ολκιμότητα
- Βίσκο-ελαστικά υλικά
- Αποσβεστήρες τριβής
- Αποσβεστήρες μολύβδου
- Μη λυγίζουσες ράβδοι διαγώνιων συνδέσμων
- Ομάδες χαλύβδινων ράβδων ή πλακών

Δεδομένου ότι ο κυρίως σκελετός καταπονείται ελαστικά και προστατεύεται από τους σεισμούς, τα συστήματα αυτά βρίσκουν μεγάλη εφαρμογή στα πολύ υψηλά κτίρια. Συνίσταται όμως η χρήση τους για την ενίσχυση υφισταμένων κτιρίων, ακόμα και χαμηλών, γιατί η εφαρμογή τους είναι πολύ απλούστερη της ενίσχυσης, επειδή δεν γίνεται καμία επέμβαση στα υπάρχοντα στοιχεία, αλλά μόνο προσθήκη αποσβεστήρων οι οποίοι προστατεύουν την υπόλοιπη κατασκευή.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1997): "Σιδηρές Κατασκευές", Κλειδάριθμος, Αθήνα
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999): "Σιδηρές Κατασκευές - Τόμος II", Κλειδάριθμος, Αθήνα
3. Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ. - 2000), Ο.Α.Σ.Π.
4. Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος (Ε.Κ.Ω.Σ. - 2000)
5. Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-1. European Committee for Standardization (CEN), ENV 1993-1-1, 1992
6. Eurocode 8 - Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 1.4. European Committee for Standardization (CEN), ENV 1998-1-4, 1995
7. FEMA 273 (1997): NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, BSSC, Washington DC
8. FEMA 274 (1997): NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, BSSC, Washington DC
9. Φαρδής Μ. (1998): "Προσεισμικός Έλεγχος Υφιστάμενων Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος", Μονογραφία, Πάτρα