

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΣΦΑΛΕΙΑ ΜΟΝΩΡΟΦΩΝ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ

Άνθιμος Σ. Αναστασιάδης
Δρ. Πολιτικός Μηχανικός
Τ.Παπαγεωργίου 10, Θεσ/νικη
Τηλ: 2310230.529
Email: anastasiadis@hol.gr

1. Εισαγωγή

Την τελευταία τριετία η “διφορούμενη” απόκριση των μεταλλικών κτιρίων κάτω από ακραίες συνθήκες φόρτισης (π.χ. χιόνι, σεισμός) προκάλεσε την δημιουργία ερωτημάτων στον κόσμο των μηχανικών.

Το 1999, στον σεισμό της Αθήνας, οι μεταλλικές κατασκευές συμπεριφέρθηκαν άριστα δεν καταγράφηκε ούτε μια κατάρρευση μερική ή συνολική παρά μόνο μικρές διατμητικές αστοχίες κοχλιών σε συνδέσεις (μηκίδων, τεγίδων, αντιανέμιων) οι οποίες δεν είχαν καν γίνει αντιληπτές από τους ιδιοκτήτες των κτιρίων⁽¹⁾.

Τον Δεκέμβριο του 2001 μετά από έντονη χιονόπτωση, στην ευρύτερη περιοχή της Αττικής, 40 και πλέον κτίρια κατέρρευσαν, ενώ και στην Μακεδονία καταγράφηκαν καταρρεύσεις στεγαστρων και κτιρίων. Δύο γεγονότα αξίζει να σημειωθούν: Πρώτων, οι καταρρεύσεις δεν αφορούσαν μόνο παλαιές κατασκευές αλλά και νεόδμητες. Δεύτερον, ερωτηματικά προκαλεί το γεγονός ότι δεν καταγράφηκαν τα αίτια των καταρρέσεων, η διερεύνηση των οποίων θα οδηγήσει στην βελτίωση των αντίστοιχων κατασκευών. Αλλά και στο πρόσφατο Συνέδριο Μεταλλικών Κατασκευών δεν παρουσιάστηκε ούτε μια εργασία αναφορικά με το θέμα.

Τελικά, είναι ασφαλής η μεταλλική κατασκευή και κάτω από ποιες συνθήκες ; Ποια είναι τα κριτήρια σχεδιασμού ;

Γενικά, είναι ευρέως γνωστή η καλή αντισεισμική συμπεριφορά των μεταλλικών φορέων^(1,2) λόγω, βασικά, της ολκιμότητας του χάλυβα καθώς και του μικρού νεκρού βάρους του μεταλλικού φορέα. Άξιο αναφοράς είναι το γεγονός ότι και σε παλαιότερους σεισμούς (Αλκωνίδες 1981, Καλαμάτα, 1985)⁽³⁾ αλλά και στους πρόσφατους σεισμούς του Kobe (1995, Ιαπωνία), Koaceli (1999, Τουρκία), Chi-Chi (1999, Ταιβάν) ανταποκρίθηκαν στις έντονες σεισμικές διεγέρσεις χωρίς κατάρρευση παρουσιάζοντας μόνο τοπικές επισκευάσιμες αστοχίες, οι οποίες είναι αναπόφευκτες.

Στα μονώροφα βιομηχανικού τύπου κτίρια, στην πλειοψηφία των περιπτώσεων κρίσιμη για την διαστασιολόγηση δεν είναι η σεισμική φόρτιση, λόγω της μικρής ταλαντούμενης μάζας, αλλά οι φορτίσεις χιόνος, ανέμου, φορτία γερανογεφυρών, θερμοκρασιακές μεταβολές. Συνεπώς, κατά τον σχεδιασμό θα πρέπει να διασφαλίζεται η δομοστατική επάρκεια έναντι των στατικά χαρακτηριζόμενων φορτίσεων, ταυτόχρονα εξασφαλίζοντας και την αντισεισμική επάρκεια με απλούς ελέγχους και κατασκευαστικά μέτρα. Η πείρα έχει αποδείξει ότι τα μονώροφα μεταλλικά κτίρια καθώς και τα μεταλλικά στέγαστρα είναι ευαίσθητα σε μη συμμετρικές φορτίσεις χιόνος, ανέμου (π.χ. συγκέντρωση χιονιού, ριπές ανέμου) που είναι δυνατό να προκαλέσουν ελαστική αστάθεια στα θλιβόμενα στοιχεία.

Ο Ευρωκώδικας 3 καθώς και ο Ε.Α.Κ. 2000 αντιμετωπίζουν συνολικά τα μεταλλικά κτίρια χωρίς να λαμβάνουν υπόψη την διαφοροποίηση στην συμπεριφορά και τις ιδιαιτερότητες μεταξύ του μονώροφου βιομηχανικού και του πολυώροφου κτιρίου. Βασικές διαφορές που παρουσιάζουν τα μονώροφα μεταλλικά κτίρια, με κύρια βιομηχανική χρήση, είναι: η δημιουργία ασυνεχειών στην ροή των δυνάμεων προς το έδαφος θεμελίωσης λόγω λειτουργικών αναγκών (π.χ. διέλευση ηλεκτρομηχανολογικών εγκαταστάσεων), επιμήκεις κατόψεις, διαφορετική λειτουργία εγκάρσιου-διαμήκους πλαισίου, ύπαρξη γερανογέφυρας, διαφραγματική λειτουργία.

Οι μονώροφοι μεταλλικοί φορείς χρησιμοποιούνται κυρίως σε βιομηχανικά κτίρια, οι καταρρεύσεις των οποίων συνεπάγονται άμεσες οικονομικές συνέπειες. Βασικός στόχος του άρθρου είναι να παρουσιάσει ορισμένα προβλήματα όσο αφορά τον σχεδιασμό αυτών των κτιρίων, τα οποία την τελευταία δεκαετία αποτελούν το 90% των νεοανεγγόμενων βιομηχανικών εγκαταστάσεων, σημαντικό κομμάτι της κοινωνικοοικονομικής ανάπτυξης του τόπου μας. Στην συνέχεια παρουσιάζεται συνοπτικά η ποιοτική ανάλυση διάφορων παραγόντων που επηρεάζουν την καλή απόκριση των μεταλλικών συστημάτων όπως επίσης και κάποια νομοθετικά κενά, ενώ τέλος παρατίθενται προτάσεις αναφορικά με το πραγματευμένο θέμα.

2. Υλικό-Ποιότητα Δομικού Χάλυβα

Θεμελιώδους σημασίας είναι η γνώση και η διασφάλιση των προδιαγραφόμενων μηχανικών χαρακτηριστικών του υλικού. Το σύνολο των υπολογισμών βασίζεται σε αυτές τις ιδιότητες του χάλυβα. Η μη εξασφάλιση των μηχανικών ιδιοτήτων εκμηδενίζει οποιοδήποτε υπολογισμό όσο ακριβής και αν είναι αυτός. Βέβαια, από την μια πλευρά οι συντελεστές ασφάλειας του υλικού, γ_m , και από την άλλη πλευρά οι συντελεστές φόρτισης, γ_F , είναι δυνατό να καλύψουν την διαφορά. Ωστόσο, σε οποιαδήποτε παρόμοια περίπτωση ο μελετητής αγνοεί την συνολική "πραγματική" ικανότητα παραλαβής φορτίων του φορέα. Δεδομένου ότι στα βιομηχανικά κτίρια οι τροποποιήσεις του φορέα αποτελούν λειτουργική απαίτηση, είναι δυνατό να προκληθούν απρόσμενες αστοχίες χωρίς την ουσιαστική ευθύνη του μελετητή. Συνεπώς, είναι απολύτως αναγκαία η παρουσίαση της πιστοποίησης των μηχανικών χαρακτηριστικών του δομικού χάλυβα, μετά από δοκιμές που έχουν διεξαχθεί στο εργοστάσιο παραγωγής (π.χ. χαλυβουργία). Σε πολλές περιπτώσεις τα εργοστάσια κατασκευής μεταλλικών έργων χρησιμοποιούν προϊόντα δομικού χάλυβα (προφίλ, ελάσματα) αγνώστου προελεύσεως, μη έχοντας, λοιπόν, πιστοποιητικά ποιότητας επιδεικνύουν την πιστοποίηση κατά ISO. Σε καμία περίπτωση το ανωτέρω πιστοποιητικό δεν αποτελεί δελτίο πιστοποίησης των χαρακτηριστικών του χάλυβα.

Επίσης, σε περιπτώσεις κοιλοδοκών ελασμένου εν ψυχρώ (με ραφή συγκόλλησης) οι χαλυβουργίες εκδίδουν πιστοποιητικά για τις μηχανικές ιδιότητες του ελάσματος με το οποίο μορφώνουν τις κοίλες διατομές. Ωστόσο, αναγκαία για τους δομοστατικούς υπολογισμούς είναι τα χαρακτηριστικά του μορφοποιημένου τελικού προϊόντος (δηλ. της κοίλης διατομής).

Σε πολλές μελέτες παρατηρείται χρησιμοποίηση ακυρίων έδρασης ποιότητας 8.8 ή 10.8, προφανώς κατ' αναλογία με τους κοχλίες. Ωστόσο, στην Ελληνική αγορά δεν υπάρχουν ακύρια ποιότητας 8.8 ή 10.8 (παράγονται κατόπιν παραγγελίας από χαλυβουργίες εξωτερικού) μια και στα συνήθη έργα, στην πράξη, χρησιμοποιούνται κατά κύριο λόγο ακύρια από μορφοχάλυβα (St 37/ St 52). Εύκολα αντιλαμβάνεται κάποιος ότι οι διαφορές μελέτης-κατασκευής είναι τεράστιες (π.χ. ακύριο μελέτης 8.8, $f_{ub} = 800\text{N/mm}^2$, ακύριο κατασκευής $f_{ub} = 370/520\text{N/mm}^2$). Κατ' αναλογία με τους κοχλίες τα ακύρια αποτελούν

κατηγορία ποιότητας 4.6/5.6, χωρίς βέβαια την ίδια χημική σύνθεση. Επιπρόσθετα, *τυπικά*, θα πρέπει να ρυθμιστεί το θέμα συμβολισμού δεδομένου ότι στο Ευρωκώδικα 3, ο οποίος αποτελεί εθνικό κείμενο εφαρμογής, οι ποιότητες συμβολίζονται ως Fe 360, Fe 430, Fe 510, ενώ στον Ε.Α.Κ. ως S235, S275, S355 (Γ.5.2., Σημείωση). Συνεχίζοντας, θέματα για τα οποία δεν υπάρχει *ενιαίος Ελληνικός κανονισμός για έργα πολιτικού μηχανικού* με συνέπεια ο μελετητής να ανατρέχει σε DIN, BS, κ.τ.λ., αποτελούν οι συγκολλήσεις, αναλώσιμα συγκολλήσεων, κατεργασία, διαμόρφωση.

Ως εκ τούτου, για την βοήθεια τόσο των μηχανικών όσο και των ελεγκτικών μηχανισμών του κράτους (π.χ. Πολεοδομία, Ελεγκτικές Υπηρεσίες Δημοσίων Έργων) θεωρείται απαραίτητη η θέσπιση κριτηρίων-κανονισμού (π.χ. *Κανονισμός Τεχνολογίας Χαλύβων Μεταλλικών Δομικών Έργων*) για τον δομικό χάλυβα μεταλλικών κατασκευών, κατ'αναλογία με τον Κανονισμό Τεχνολογίας Χαλύβων Οπλισμένου Σκυροδέματος, στον οποίο να προδιαγράφονται τα θέματα ποιότητας χάλυβα (γεωμετρικά-μηχανικά-φυσικά χαρακτηριστικά, χημική σύνθεση), διάβρωση, μεθοδολογία συγκολλήσεων, αναλώσιμα συγκόλλησης, διαδικασία ελέγχου και πιστοποίησης χάλυβα. Σε συνέχεια των παραπάνω ιδεών, λαμβάνοντας δε υπόψη το "πράσινο φως"⁽⁴⁾ για την χρήση μεταλλικών κατασκευών στα Ολυμπιακά έργα, σε σύνθετους πολυώροφους φορείς, για την διασφάλιση της αντισεισμικής προστασίας είναι δεσμευτική η θεσπίσει προδιαγραφών. Ανάλογες προσπάθειες σημειώνονται στον Ιαπωνικό κανονισμό μετά τον σεισμό του Kobe⁽⁵⁾.

3. Σχεδιαστική επιλογή – Μόρφωση φορέα

Βασικότατο ρόλο στην απόκριση του κτιρίου την περίοδο που αυτό φθάνει στην οριακή κατάσταση συμπεριφοράς παίζει η σύνθεση του δομοστατικού συστήματος παραλαβής των φορτίων και ιδιαίτερα οι λεπτομέρειες μόρφωσης των μελών-συνδέσεων. Καταγράφοντας κάποιος τα συστήματα των μονώροφων μεταλλικών κτιρίων⁽⁶⁾ διαπιστώνει μεγάλη ποικιλομορφία, η οποία επιβάλλεται από τις λειτουργικές ανάγκες. Ίσως, σε αυτήν την μεγάλη ποικιλομορφία να οφείλονται και τα προβλήματα στην σχεδιαστική επιλογή μόρφωσης. Εν γένει η ταξινόμηση γίνεται σύμφωνα με το στατικό σύστημα και την μόρφωση διατομών των δομικών στοιχείων του φέροντος οργανισμού. Κατά κόρον στον Ελλαδικό χώρο χρησιμοποιούνται ολόσωμα πλαίσια με πρότυπες ή μεταβλητής ροπής αδράνειας διατομές καθώς και πλαίσια με δικτυωτό ζύγωμα και στύλους από πρότυπες διατομές.

Ακολούθως, παρουσιάζονται ορισμένα προβλήματα μόρφωσης που επηρεάζουν την ασφαλή συμπεριφορά:

i) Στην περίπτωση που το εγκάρσιο πλαίσιο αποτελείται από μέλη μεταβλητής διατομής ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται κατά την ανάλυση-διαστασιολόγηση. Τα πλαίσια αυτού του τύπου παρουσιάζουν αστάθεια στο επίπεδο τους καθώς και εν γένει προβλήματα σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Τα δομικά στοιχεία πρέπει να ελέγχονται με ανάλυση δευτέρας τάξεως. Τα "κοινά" προγράμματα H/Y της αγοράς δεν διαθέτουν παρόμοια ανάλυση. Επιπρόσθετα, στον EC-3 η παράγραφος (5.5.1.3) για τα μέλη μεταβλητής διατομής είναι γενική. Ερωτήματα δημιουργούνται για το θέμα ταξινόμησης των διατομών, τον υπολογισμό της λυγηρότητας, το μήκος λυγισμού, τις καμπύλες λυγισμού για την διαστασιολόγηση. Στην διεθνή βιβλιογραφία παρουσιάζονται μέθοδοι υπολογισμού⁽⁷⁾, ωστόσο ο μελετητής καλείται να κρίνει από μόνος του για την εγκυρότητα μια και ο EC-3 δεν ρυθμίζει ανάλογα θέματα. Από "ακούσματα" ο γράφων επισήμανε ότι πολλά από τα κτίρια που κατέρρευσαν στην Βοιωτία είχαν μορφωθεί από μέλη μεταβλητής διατομής. Στοιχεία με ακριβή αριθμό

παρόμοιων κτιρίων που κατέρρευσαν καθώς και τις αντίστοιχες κατασκευαστικές λεπτομέρειες δεν καταγράφηκαν ή δεν έχουν ακόμη εμφανιστεί στον τεχνικό τύπο.

ii) Για την εξασφάλιση της δυσκαμψίας του συστήματος στην κάθετη και οριζόντια διεύθυνση σε πολλές περιπτώσεις χρησιμοποιούνται αντιανέμοι σύνδεσμοι που μορφώνονται από ντίζες/συρματόσχοινα ή από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής έλασης. Στο σημείο αυτό πρέπει να γίνουν δύο παρατηρήσεις όσο αφορά τον συνδυασμό της λυγηρότητας του μέλους και την σύνθεση της διατομής. Πρώτον το όριο λυγηρότητας των συνδέσμων ακαμψίας έτσι όπως ορίζεται στον Ε.Α.Κ.(Γ.5.2., Σημείωση) θεωρείται υπερβολικά συντηρητικό. Αυτό αποδείχθηκε και από τον σεισμό της Αθήνας στον οποίο δεν παρατηρήθηκαν αστοχίες σε συνδέσμους αυξημένης λυγηρότητας⁽¹⁾. Το όριο αυτό αναφέρεται, μάλλον, σε συνδέσμους πολυώροφων μεταλλικών κτιρίων και όχι σε μονώροφα. Σε άλλους κανονισμούς (π.χ. Ρουμανικός STAS 10108/0-78, DIN 4114) για αντίστοιχα στοιχεία ορίζονται λυγηρότητες έως και $\lambda = 250$. Ενδεχομένως, λυγηρότητες $\lambda = 140-150$ μπορεί να χρησιμοποιηθούν για κάθετους συνδέσμους μεταξύ στύλων κάτω από γερανοδοκούς. Συνεπώς, απαιτείται διαχωρισμός των κτιρίων και περισσότερες διευκρινήσεις στον Ε.Α.Κ. Βέβαια, πρέπει να σημειωθεί ότι στον EC-3 δεν δίνονται μέθοδοι υπολογισμού για συνδέσμους ακαμψίας όπως π.χ. μήκος λυγισμού, ζώνες επιρροής φόρτισης, κ.τ.λ., έτσι, πιθανών, ο νομοθέτης έθεσε συντηρητικά όρια λόγω υπολογιστικών αβεβαιοτήτων όπως επίσης και για την αποφυγή χρησιμοποίησης λυγηρών στοιχείων. Τα ανωτέρω είναι δυνατό ρυθμιστούν με την σύνταξη πρόσθετων διευκρινιστικών διατάξεων.

Εν συνεχεία, η σύνθεση της διατομής αποτελεί σημαντικό στοιχείο για την ασφαλή λειτουργία του φορέα. Η χρήση ντίζας ή συρματόσχοινου πρέπει να αποφεύγεται. Προσδίδει, μεν, εγκάρσια αντίσταση στο επίπεδο του συνδέσμου, αξιοποιώντας τις εφελκυστικές δυνάμεις για μείωση των διατομών/ βάρους, προσοχή όμως χρειάζεται στο γεγονός ότι με το πέρασμα του χρόνου τα καλώδια χαλαρώνουν με αποτέλεσμα να εκμηδενίζεται η εγκάρσια ακαμψία.

Επίσης, η τοποθέτηση λεπτότοιχων διατομών μορφής C δεν είναι η πλέον κατάλληλη, διότι παρουσιάζει μεγάλες λυγηρότητες εκτός επιπέδου και είναι ευαίσθητες λόγω σχήματος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Θα πρέπει να διαστασιολογούνται σύμφωνα με τα όσα ορίζονται στο Μέρος 1-3 του EC-3 (*Part 1-3/1996, General rules- Supplementary rules for cold formed thin gauge members and sheeting*) και όχι με τα όσα ορίζονται στο Μέρος 1-1 για διατομές κατ. 4. Κατάλληλες θεωρούνται οι κοιλοδοκοί τετραγωνικής ή κυκλικής διατομής, ενώ θα πρέπει να αποφεύγεται και η μόρφωση συνδέσμων από ένα μόνο γωνιακό.

iii) Σημαντικό ρόλο στην ευστάθεια των μονώροφων μεταλλικών κτιρίων παρουσιάζει και η μορφή των τεγίδων η οποία αποτελεί μέρος του διαφράγματος της στέγης. Είναι δυνατό η κατέρρευση του επιπέδου της στέγης να συμπαρασύρει και τον υπόλοιπο φορέα. Παρατηρείται σε πολλές περιπτώσεις, για την μείωση του συνολικού βάρους, η χρήση λεπτότοιχων διατομών τύπου C ή Z. Επιβάλλεται να τονισθεί ότι όταν τοποθετούνται παρόμοιες τεγίδες θα πρέπει να σχεδιάζονται με τα όσα ορίζονται στο Μέρος 1-3 του EC -3, διότι η διαστασιολόγηση ως διατομές κατηγορίας 4 δεν καλύπτει την συμπεριφορά τους σε οριακές συνθήκες φόρτισης (ευαίσθητες σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό). Επιπρόσθετα κατά την κατασκευή θα πρέπει να ακολουθούνται οι οδηγίες του προμηθευτή (π.χ σύνδεση "μανίκι" για Z διατομές) ή/και να τοποθετούνται αντηρίδες, κατά μήκος, και ντίζες, εγκάρσια.

iv) Σχετικά με την αντισεισμική συμπεριφορά των μονώροφων μεταλλικών κτιρίων. Η διαστασιολόγηση τους, όπως αναφέρθηκε, διέπεται, συνήθως, από μη σεισμικούς συνδυασμούς. Στον σεισμό της Αθήνας από την απόκριση τους αποδείχθηκε ότι παρέμειναν

στο ελαστικό στάδιο⁽¹⁾. Δεδομένης της υψηλής αντισεισμικότητας της χώρας μας και της σπουδαιότητας των κτιρίων θα πρέπει να λαμβάνονται κάποια μέτρα τα οποία όμως δεν θα πρέπει να είναι ιδιαίτερα αυστηρά. Ο Ε.Α.Κ. 2000, πλέον, απαλλάσσει τις κατασκευές που σχεδιάζονται για $q = 1.0$ (4.1.4 [5]) από περαιτέρω ελέγχους διασφάλισης ελαστοπλαστικού μηχανισμού (π.χ. ικανοτικός κόμβων). Παραμένει η αυστηρή διάταξη για τους συνδέσμους ακαμψίας η οποία χρήζει τροποποίησης. Βασικές συστάσεις για την διασφάλιση καλής μετελαστικής απόκρισης αποτελούν:

- α) Η διασφάλιση μηχανικών ιδιοτήτων χάλυβα, $f_u / f_y \geq 1.20$ (παρ. 3.2.2.2, EC-3).
- β) Η χρήση διατομών κατηγορίας 1,2.
- γ) Ο σχεδιασμός συνδέσεων σύμφωνα με την παρ. Γ.3, Ε.Α.Κ. 2000.
- δ) Η δημιουργία διαφραγματικής λειτουργίας στο επίπεδο της στέγης και εξασφάλιση χωρικότητας μεταξύ των εγκάρσιων πλαισίων.
- ε) Σε κτίρια με γερανογέφυρα κατά την φασματική ανάλυση η προσομοίωση των μαζών πρέπει να προβλέπει μάζες και στο επίπεδο της γερανογέφυρας.
- ζ) Σε επιμήκεις κατόψεις δημιουργία αντισεισμικού αρμού, όπως επίσης και σε ειδικές περιπτώσεις (κτίρια μήκους $>120\text{m}$ υψηλής σπουδαιότητας) λήψη ασύγχρονης σεισμικής διέγερσης.

4. Προβλήματα Φορτίσεων

Με δεδομένο ότι πρωταρχικό παράγοντα που προκάλεσε τις καταρρεύσεις των κτιρίων αποτέλεσε η υπερφόρτιση από το χιόνι, αίτια θα πρέπει να αναζητηθούν και στον Κανονισμό Φορτίσεων. Οι κανονισμοί στους οποίους, εν γένει, ανατρέχουν οι μελετητές είναι ο Ελληνικός Κανονισμός Φορτίσεων (Β.Δ. 10/1945, ο μόνος νόμος του κράτους), το DIN 1055, και τα τελευταία χρόνια με την εισαγωγή των Ευρωκωδίκων ο EC-1.

Ο Ελληνικός κανονισμός αναφέρει ως βασική τιμή φόρτισης χιονιού 62.50Kg/m^2 (125h για $h=0.5\text{m}$, $0^\circ < \alpha < 20^\circ$, σύνολο βιομηχανικών κτιρίων). Επίσης σε πολλές μελέτες χρησιμοποιήθηκαν ως παραδοχή φόρτισης χιόνος τα 75Kg/m^2 , από το DIN 1055. Ο Ευρωκώδικας 1, ο οποίος σημειωτέον δεν αποτελεί νόμο του κράτους, αναφέρει βασικές (χαρακτηριστικές) τιμές φόρτισης S_k ως συνάρτηση της περιοχής και του υψόμετρου, ενώ για την συνολική, σχεδιαστική τιμή, φόρτισης χιονιού λαμβάνει υπόψη μια σειρά από παραμέτρους όπως το σχήμα της στέγης, έκθεση στον άνεμο, κ.τ.λ. Σύμφωνα με τον EC-1 (Μέρος 2-3/1995) π.χ. για Ζώνη I ελάχιστη/μέγιστη χαρακτηριστική φόρτιση $S_k = 22\text{Kg/m}^2$ ($h=100\text{m}$)... 119Kg/m^2 ($h=1000\text{m}$), Ζώνη II $S_k = 44\text{Kg/m}^2$ ($h=100\text{m}$)... 197Kg/m^2 ($h=1000\text{m}$). Παρατηρούμε ότι οι χαρακτηριστικές τιμές φόρτισης του Ελλ. Κανονισμού είναι μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες του EC-1 έστω και αν εφαρμοσθεί ο μερικός συντελεστής ασφάλειας για τις φορτίσεις (π.χ. για δυκλινείς στέγες $S = 1.5 \times 0.8 \times 44 = 52.80\text{Kg/m}^2$). Αναδιαμφισβήτητα ο ισχύον κανονισμός φορτίσεων είναι επιστημονικά ξεπερασμένος διότι δεν λαμβάνει υπόψη μια σειρά από παραμέτρους σημαντικές για την επιρροή της χιονοφόρτισης. Από την άλλη πλευρά ο EC-1 ακολουθεί τις επιταγές της σύγχρονης δομοστατικής αντίληψης σχεδιασμού, πρέπει να γίνει νόμος του κράτους, να καταργηθεί ο ισχύον κανονισμός, ωστόσο είναι αναγκαίο να αναθεωρηθούν και οι χαρακτηριστικές τιμές χιονοφόρτισης μετά από στατιστική επεξεργασία των νέων δεδομένων. Τα ανωτέρω υποστηρίζονται και από το γεγονός ότι τόσο παλαιά όσο και νεόδμητα κτίρια κατέρρευσαν, τα οποία υπολογίστηκαν με παραδοχές φόρτισης και από τους δύο κανονισμούς. Βέβαια, για την ακριβή ανάλυση των αιτιών κατάρρευσης είναι αναγκαία η συγκέντρωση των φακέλων πολεοδομίας των κτιρίων και η καταγραφή των παραδοχών φόρτισης, οι οποίες πρέπει να συγκριθούν με τις πραγματικές συνθήκες από τις καταγραφές των σταθμών. Οι τιμές του EC-1, για την Ελλάδα, βασίζονται στις αντίστοιχες τιμές του "Σχεδίου Κανονισμού Φορτίσεως

από Χιόνι (ΕΛΟΤ ΤΕ 32, 1986)⁽⁸⁾ όπως αυτές προέκυψαν από δεδομένα κατά την εικοσαετία 1965-1985.

Με βάση την ίδια λογική, λαμβάνοντας υπόψη τις ιδιαιτερότητες των μεταλλικών βιομηχανικών έργων καθώς και την έλλειψη αντίστοιχων Ελληνικών κανονισμών πρέπει να θεσπισθεί, μετά από εμπειριστατωμένη ανάλυση, κανονιστικό πλαίσιο με βασικό άξονα τον EC-1 όσο αφορά την δράση του ανέμου (EC-1, Μέρος 2-4), τις θερμοκρασιακές δράσεις (EC-1, Μέρος 2-5), δράσεις σε γερανούς- γερανογέφυρες (EC-1, Μέρος 5/1998). Επίσης χρήσιμο είναι να συνταχθούν ενημερωμένοι χάρτες ανεμοφόρτισης (με την βασική ταχύτητα ανέμου ανά περιοχή, ΕΛΟΤ ΤΕ32, 1983⁽⁹⁾) και χιονοφόρτισης κατ' αναλογία με τους σεισμοτεκτονικούς χάρτες.

Κάτω από άλλη θεώρηση, ίσως στην περίπτωση των βιομηχανικών έργων ταιριάζει για τις παραδοχές φόρτισης η εισαγωγή των εννοιών του επιτελεστικού σχεδιασμού. Δηλαδή, κανονιστική θέσπιση του κάτω ορίου παραδοχών φόρτισης και ανάλογα με τις λειτουργικές ανάγκες, σπουδαιότητα κτιρίου, ελεύθερη ρύθμιση (προσαύξηση), μετά από σύμφωνη γνώμη του ιδιοκτήτη, των φορτίσεων έτσι ώστε να επιτευχθεί η επιθυμητή συμπεριφορά κατά τις ακραίες συνθήκες φόρτισης.

5. Προτάσεις-Συμπεράσματα

Λαμβάνοντας υπόψη όσα αναφέρονται παραπάνω και με δεδομένο την ραγδαία ανάπτυξη αυτού του τύπου των κτιρίων, γίνεται φανερό ότι είναι αναγκαία η σύνταξη "Συστάσεων για τον Σχεδιασμό Μεταλλικών Μονώροφων Βιομηχανικών Κτιρίων" ή εναλλακτικά η προσθήκη πρόσθετων διατάξεων στον "Ελληνικό" EC-3 και στον Ε.Α.Κ. 2000. Ανάλογα κείμενα έχουν συνταχθεί από την AISC^(10,11), την BS⁽¹²⁾, όπως επίσης και πρόσθετες διατάξεις (π.χ. Ρουμανικός κανονισμός Ρ 100/92⁽¹³⁾, STAS 10108/0-78⁽¹⁴⁾). Εκτός των άλλων και στον Ε.Α.Κ.2000 (4.1.6.[4]) αναφέρεται η αναγκαιότητα σύνταξης ειδικού κανονισμού για τις κατασκευές από χάλυβα. Στην συνέχεια αναφέρονται επιγραμματικά ορισμένες προτάσεις:

- i) Σαφή διάκριση των κτιρίων με ή χωρίς γερανογέφυρα.
- ii) Στοιχεία διαστασιολόγησης για θέματα που αφορούν τις αντίστοιχες κατασκευές και δεν προδιαγράφονται στον EC-3.
- iii) Γενικές κατευθύνσεις για την μόρφωση των δομικών μελών όπως επίσης και των στοιχείων πλήρωσης.
- iv) Διασαφήνιση της διαφραγματικής λειτουργίας.
- v) Διατάξεις για επιμήκεις κατόψεις όσο αφορά τους αντισεισμικούς αρμούς, αρμούς λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών.

Την διασφάλιση της ασφαλούς δομοστατικής συμπεριφοράς θα βοηθούσε και η σύνταξη ενός Κανονισμού Τεχνολογίας Χαλύβων Μεταλλικών Δομικών Έργων στον οποίο να ρυθμίζονται θέματα όπως: χαρακτηριστικά δομικών χαλύβων, μέθοδοι συγκόλλησης και αναλώσιμα συγκολλήσεων, διάβρωση και αντισκωριακή προστασία, παραλαβή, διακίνηση, διαμόρφωση, αποθήκευση.

Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ιωαννίδης Γ., Ερμόπουλος Ι. (2001): Η συμπεριφορά των μεταλλικών κατασκευών κατά τον σεισμό της Αθήνας, 1999. 2^ο Πανελλ. Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας, Θεσ/νικη, 2001, 249-255.

2. Αναστασιάδης, Α. (2002): Πρόταση ασφαλέστερων αντισεισμικών κατασκευών: Κτίρια με Σκελετό από Δομικό Χάλυβα. Ύλη & Κτίριο, Ιανουάριος-Φεβρουάριος, Τεύχος 54, 44-56.
3. Anagnostopoulos S. (1996): Seismic risk of Greece and recent earthquake damage. Important lessons. ERES'96, Thessaloniki, Greece.
4. Άρθρο στο Εργοληπτικό Βήμα, Ιούλιος-Αύγουστος, 2002, 50-51.
5. Kuwamura H. (1997): Steel properties governing structural seismic behaviours. General Report. Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA 97, 3-8 August, Kyoto Japan, 119-229.
6. Αναστασιάδης Α. (2000): Βιομηχανικά κτίρια με σκελετό από χάλυβα. Ύλη & Κτίριο, Τεύχος 47, 84-95.
7. Braham M. (1997): Buckling of web-tapered columns in the plane of their web. Proc. of the 8th Conference on Steel Structures, 1997, Timisoara, Romania, 224-231.
8. ΕΛΟΤ Τ32 "Σχέδιο κανονισμού φορτίσεως από χιόνι", Μάιος 1986.
9. ΕΛΟΤ Τ32 "Υπολογισμός της δράσεως του ανέμου σε κατασκευές έργων Πολ. Μηχανικού", Προσχέδιο, 1983.
10. Fisher J.M., Buettner D.R. (1979): Light and Heavy Industrial Buildings, American Society of Steel Constructions, AISC, September 1979, U.S.A.
11. Guide For the Design and Construction of Mill Buildings AISE, Technical Report No 13, August 1, 1979, Ass. Of Iron and Steel Engineers, Pittsburg, U.S.A.
12. Plastic Design of Single-Storey Pitched-Roof Portal Frames to Eurocode 3. The Steel Construction Institute, Technical Report Publication 147, U.K.
13. P100/92, Romanian Code for Aseismic Design of Residential Buildings, Agrozootechnical and Industrial Structures.
14. STAS 10108/0-78, Romanian Code for Steel Design of Residential Buildings, Agrozootechnical and Industrial Structures.