

# ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΩΝ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΠΛΑΙΣΙΑΚΩΝ ΦΟΡΕΩΝ ΚΑΤΑ ΤΟΝ ΣΕΙΣΜΟ ΤΟΥ NORTHBRIDGE. ΣΥΣΧΕΤΙΣΗ ΜΕ ΤΟΝ ΕΛΛΗΝΙΚΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ

ΑΝΑΣΤΑΣΙΑΔΗΣ. Σ. ΑΝΘΙΜΟΣ  
Δρ. Πολ. Μηχανικός. Υ.Τ.Τ.

## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Την τελευταία εικοσαετία οι μεταλλικοί πλαισιακοί φορείς καταπονήθηκαν έντονα από ισχυρές σεισμικές δονήσεις με ιδιαίτερα χαρακτηριστικά (Mexico, Northridge, Kobe) αποδεικνύοντας την τρωτότητα τους κάτω από συγκεκριμένες συνθήκες. Στην εργασία αυτή παρουσιάζονται τα δεδομένα της ισχυρής σεισμικής δόνησης, κατά το σεισμό του Northridge, καθώς και η συμπεριφορά των πλαισιακών φορέων. Γίνεται συσχέτιση με ανάλογα σεισμικά δεδομένα του Ελληνικού χώρου, ενώ παράλληλα συγκρίνονται ο Ελληνικός και ο Αμερικανικός αντισεισμικός σχεδιασμός. Τέλος, δίνονται προτάσεις για την βελτίωση του σχεδιασμού των πλαισιακών φορέων.

## 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στην δεκαετία του '80 και '90 οι μεταλλικές κατασκευές καταπονήθηκαν τα μέγιστα από ισχυρές σεισμικές δονήσεις, επιτρέποντας την αποκρυστάλλωση της συμπεριφοράς τους κάτω από διαφορετικές συνθήκες σεισμικής δράσης. Κατά τον σεισμό του Mexico City (M=8.1, 1985) παρουσιάστηκε η πρώτη κατάρρευση σύγχρονου μεταλλικού κτιρίου (Pino Suarez Building). Δέκα χρόνια περίπου αργότερα στο Northridge της Καλιφόρνια (17/1/1994) και ακριβώς ένα χρόνο μετά στο Kobe της Ιαπωνίας (17/1/1995) αποδεικνύεται η τρωτότητα των μεταλλικών πλαισιακών φορέων. Ειδικότερα, ενώ οι χαλύβδινοι πλαισιακοί φορείς θεωρήθηκαν ως το πλαστικότερο δομικό σύστημα, διότι διαθέτουν αυξημένο αριθμό περιοχών απορρόφησης της σεισμικής ενέργειας, παρουσίασαν μεγάλο αριθμό απρόβλεπτων ψαθυρών αστοχιών στις συνδέσεις δοκού-υποστυλώματος.

Είναι γεγονός ότι ο αντισεισμικός σχεδιασμός των μεταλλικών φορέων βασίστηκε, κυρίως, στην ευεργετική ιδιότητα του χάλυβα ως όλκιμου υλικού, και όχι στην ουσιαστική εξασφάλιση της πλαστιμότητας των δομικών στοιχείων για τη δημιουργία ενός αξιόπιστου ανελαστικού μηχανισμού απορρόφησης της σεισμικής ενέργειας<sup>1,2,3</sup>. Παράλληλα σημαντικό ρόλο στην έκταση των βλαβών αποτέλεσαν και τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά της σεισμικής δόνησης όπως ο κρουστικός τύπος του κραδασμού, καθώς και η υψηλή τιμή της εδαφικής ταχύτητας και της κατακόρυφης συνιστώσας.

Κατά το Γ' Συνέδριο Μεταλλικών Κατασκευών<sup>4</sup> διαπιστώθηκε η αύξηση της χρήσης των χαλύβδινων κατασκευών ως κύριου δομικού συστήματος στην Ελλάδα, μια και συχνά αποτελεί μοναδική λύση για την αντιμετώπιση ειδικών προβλημάτων (ταχεία ανέγερση, αρχιτεκτονική ευελιξία, οικονομική κάλυψη μεγάλων ανοιγμάτων). Εν τούτοις, λόγω του ότι στον ελλαδικό χώρο δεν υπάρχει αυξημένη εμπειρία από την απόκριση των μεταλλικών φορέων, και κυρίως των πολυόροφων σε ισχυρές σεισμικές δονήσεις, η αποτίμηση της συμπεριφοράς τους κατά τον σεισμό του Northridge μπορεί να βοηθήσει στην βελτίωση του αντισεισμικού σχεδιασμού. Βέβαια κατά την εξέταση των αποτελεσμάτων πρέπει, πάντοτε, να λαμβάνεται υπόψη η σχεδιαστική και κατασκευαστική πρακτική που ακολουθείται στην εκάστοτε χώρα.

Τα ειδικά χαρακτηριστικά της ισχυρής σεισμικής δόνησης, όπως εμφανίστηκαν στο σεισμό του Northridge, αποτελούν την αφετηρία του προβλήματος. Η συσχέτιση με τα γενικά σεισμολογικά δεδομένα του ελληνικού χώρου αναδεικνύει την ύπαρξη παρόμοιων χαρακτηριστικών, τα οποία πρέπει να ληφθούν υπόψη κατά τον σχεδιασμό των μεταλλικών πλαισίων. Ακολουθεί η παρουσίαση και ο σχολιασμός των αστοχιών, και παράλληλα γίνεται σύγκριση του Ε.Α.Κ<sup>5</sup> με το γενικό αντισεισμικό κανονισμό, U.B.C<sup>6</sup>, των Η.Π.Α. Μετά την συνολική εξέταση των παραπάνω δίνονται προτάσεις για την βελτίωση του αντισεισμικού σχεδιασμού των πλαισιακών φορέων.

## 2. ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΙΣΧΥΡΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΟΝΗΣΗΣ

### 2.1 Χαρακτηριστικά του σεισμού στο Northridge

Ο σεισμός του Northridge την 17/1/94 είχε μέγεθος  $M_s=6.8$  με επίκεντρο το ομώνυμο προάσιο του Λος Άντζελες. Επιφανειακού τύπου σεισμός με εστιακό βάθος περί τα 19Km, και μηχανισμό ανάστροφης διάρρηξης, από άγνωστο ρήγμα. Ιδιαίτερα χαρακτηριστικά του εδαφικού κραδασμού οι ``ιστορικά`` υψηλές επιταχύνσεις, μεταξύ 0.30-0.88g, καθώς και οι εξαιρετικά μεγάλες εδαφικές ταχύτητες που έφθασαν τα 159 cm/sec, πίνακας 1<sup>7</sup>. Στο σχήμα 1 δίνονται χαρακτηριστικές καταγραφές, με επικεντρική απόσταση 9-10Km, από τους σταθμούς Arleta και Rinaldi. Η σεισμική δόνηση όπως προκύπτει από την μορφή των καταγραφών, είναι του τύπου ``πλήγματος ταχύτητας`` λόγω των υψηλών τιμών της εδαφικής ταχύτητας, του μεγάλου παλμού καθώς και του μεγάλου βήματος,  $\Delta V \approx 80\text{cm/s}$  (Arleta St.),  $\Delta V \approx 220\text{cm/s}$  (Rinaldi St.) (σχήμα1). Συνήθως, τέτοιας φύσης σεισμικές δονήσεις προκαλούνται από κοντινούς προς το ρήγμα (near-source) επιφανειακούς σεισμούς, σχετικά μικρού μεγέθους, με έντονο το φαινόμενο της κατευθυντικότητας, και μικρή επιρροή του εδαφικού σχηματισμού<sup>8,9</sup>. Ο σεισμικός κραδασμός τύπου πλήγματος είναι ιδιαίτερα επικίνδυνος για ελαστοπλαστικούς φορείς, όπως τα πλαισιακά συστήματα<sup>10</sup>. Στο σχήμα 2 παρουσιάζεται το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων, για ποσοστό απόσβεσης 5%, από τον σεισμό του Northridge, καθώς και πρόσφατων σεισμών από τον ελλαδικό χώρο. Επίσης αξιοσημείωτη είναι η παρουσία υψηλών τιμών της κατακόρυφης συνιστώσας, ξεπερνώντας σε πολλές περιπτώσεις και την οριζόντια, σημειώνοντας ότι, η τιμή και η επιρροή της μειώνεται με την αύξηση της απόστασης από το επίκεντρο του σεισμού (σχήμα 3)<sup>8,11</sup>.

### 2.2 Σύγκριση με τα Ελληνικά σεισμολογικά δεδομένα

Από ανάλυση καταγραφών του Ι.Τ.Σ.Α.Κ<sup>12</sup>, καθώς και άλλων σεισμολογικών δεδομένων<sup>13</sup>, προκύπτει ότι στον ελλαδικό χώρο κυριαρχούν οι επιφανειακοί σεισμοί εστιακού βάθους 0-20Km (σχήμα 4). Στον πίνακα 2α,β παρουσιάζονται τα κύρια στοιχεία των τελευταίων καταστρεπτικών σεισμών στην Ελλάδα. Διακρίνουμε, για σεισμούς μικρού μεγέθους, την ύπαρξη σχετικά υψηλών τιμών εδαφικής ταχύτητας,  $v_g \geq 25\text{cm/s}$ , καθώς και αυξημένη τιμή της κατακόρυφης συνιστώσας. Επιπρόσθετα, από επεξεργασία καταγραφών του Ι.Τ.Σ.Α.Κ.<sup>12</sup>, από όλο τον ελλαδικό χώρο, αποδεικνύεται η ύπαρξη της κατακόρυφης συνιστώσας σε επικεντρικές περιοχές επιφανειακών σεισμών, σχετικά μικρού μεγέθους (σχήμα 5). Συγκρίνοντας τις καταγραφές εδαφικής ταχύτητας από τους σεισμούς της Καλαμάτας (1986) και Αιγίου (1995), σχήμα 6, με τις αντίστοιχες του Northridge (σχήμα 1) διαπιστώνεται η ομοιότητα της μορφής των καταγραφών, οι οποίες χαρακτηρίζονται από ένα ή μπορεί και περισσότερο κρουστικού τύπου κραδασμούς. Η σεισμική δόνηση δεν έχει πλέον ανακυκλιζόμενο χαρακτήρα αλλά παλμικό, με αποτέλεσμα μικρός αριθμός ανακυκλίσεων, σε συνδυασμό με την μεγάλη ταχύτητα επιβολής της φόρτισης, να οδηγεί σε ψαθυρές αστοχίες ή καταρρεύσεις.

## 3. ΒΛΑΒΕΣ ΣΤΟΥΣ ΠΛΑΙΣΙΑΚΟΥΣ ΦΟΡΕΙΣ

Στις Η.Π.Α οι χαλύβδινοι πλαισιακοί φορείς χρησιμοποιήθηκαν ευρύτατα σε περιοχές υψηλού σεισμικού κινδύνου, διότι θεωρήθηκαν ως το πλαστικότερο δομικό σύστημα. Τα υποστυλώματα καθώς και τα ζυγώματα αποτελούνται από πλατύπελμες διατομές διπλού ταύ δημιουργώντας πλαίσια με άκαμπτους κόμβους. Οι συνδέσεις δοκού-υποστυλώματος είναι τυποποιημένες, όπως προτείνονται στον U.B.C., και εκτελούνται στο εργοτάξιο (σχήμα 7α,β). Ο κορμός της δοκού κοχλιώνεται επί κατακόρυφου ελάσματος, εναλλακτικά το έλασμα συγκολλάται και στον κορμό της δοκού, ενώ τα πέλματα της δοκού συγκολλώνται στο πέλμα του υποστυλώματος με εσωραφές πλήρους διείσδυσης, επί χαλύβδινου υποθέματος (σχήμα 7γ). Παράλληλα, στα υποστυλώματα χρησιμοποιείται υψηλότερη ποιότητα χάλυβα ( $A 572 \text{ Gr.50}$ ,  $F_y=350\text{N/mm}^2$ ) σε σύγκριση με το ζύγωμα ( $A 36$ ,  $F_y=250\text{N/mm}^2$ ), για την εξασφάλιση μηχανισμού ``ισχυρού υποστυλώματος-ασθενούς δοκού``.

Σε περισσότερους από 100 πλαισιακούς φορείς παρατηρήθηκαν βλάβες στη σύνδεση δοκού-υποστυλώματος, και κυρίως στην περιοχή του κάτω πέλματος των δοκών<sup>14</sup> (σχήμα 8). Είναι αξιοσημείωτο ότι παρουσιάστηκαν ψαθυρού τύπου αστοχίες στους

κόμβους σε πολύ χαμηλό επίπεδο απαίτησης πλαστικής παραμόρφωσης, και ενώ ο υπόλοιπος φορέας συμπεριφέρονταν ελαστικά. Απο την καταγραφή των βλαβών<sup>15</sup> φαίνεται ότι κτίρια με ιδιοπερίοδο μεταξύ 0.4-0.6sec (3-4 ορόφους) υπέστησαν τον μεγαλύτερο αριθμό βλαβών (σχήμα 9), ενώ η χρονολογία κατασκευής του κτιρίου (πριν και μετά τον UBC 1988) δεν επηρέασε σημαντικά το βαθμό και τον αριθμό των αστοχιών (σχήμα 10). Ωστόσο, και από το φάσμα επιταχύνσεων (σχήμα 2) προκύπτει ότι οι μέγιστες φασματικές επιταχύνσεις παρατηρήθηκαν στην περιοχή 0.4-0.6sec, δικαιολογώντας τον μεγάλο αριθμό αστοχιών κυρίως χαμηλών κτιρίων. Παρά τις εκτεταμένες βλάβες στους κόμβους δεν σημειώθηκαν καταρρεύσεις μεταλλικών πλαισιακών φορέων, εξασφαλίζοντας την βασική διάταξη του UBC έναντι κατάρρευσης σε ισχυρούς σεισμούς. Στην πλειοψηφία τα βλαμμένα πλαίσια εμφάνισαν ρηγματώσεις ή και ψαθυρού τύπου θραύσεις στις ραφές συγκόλλησης (σχήμα 8α), ρηγματώσεις που ξεκινούσαν από την ραφή συγκόλλησης και συνέχιζαν στο πέλμα του υποστυλώματος (σχήμα 8β), καθώς και ρηγματώσεις στο μητρικό υλικό του πέλματος του υποστυλώματος ενώ σε πολλές περιπτώσεις συνέχιζαν και στον κορμό<sup>16</sup> (σχήμα 8γ). Πάρα πολύ σπάνια εμφανίστηκαν ρηγματώσεις στο μητρικό υλικό καθώς και στις ραφές συγκόλλησης του άνω πέλματος της δοκού, ενώ αντίθετα η συχνότερη αστοχία παρατηρήθηκε στη ραφή συγκόλλησης του κάτω πέλματος της δοκού. Μειωμένος ήταν ο αριθμός θραύσεων ή ρηγματώσεων στην κατακόρυφη λεπίδα σύνδεσης του κορμού της δοκού με το πέλμα του υποστυλώματος, στη συγκόλληση ή στην ίδια τη λεπίδα, (σχήμα 11), καθώς επίσης και στον κορμό των κοχλιών. Παρατηρήθηκαν πλαστικοποιήσεις ή ρηγματώσεις στον κορμό του υποστυλώματος, στο εσωτερικό του κόμβου (panel zone) (σχήμα 12). Εν τούτοις, πλαίσια με κόμβους επαρκώς σχεδιασμένα έναντι διάτμησης (με εφαρμογή ενισχυτικών πλακών στον κορμό του υποστυλώματος) παρουσίασαν τον ίδιο σχεδόν βαθμό βλάβης σε σύγκριση με πλαίσια χωρίς ενισχυτικές πλάκες<sup>16</sup>. Παράλληλα, διαπιστώθηκε ότι οι φορείς είχαν μειωμένο αριθμό υπερστατικότητας, διότι μόνο ορισμένα ανοίγματα είχαν άκαμπτους κόμβους ενώ τα υπόλοιπα είχαν απλές συνδέσεις (σύνδεση δοκού-υποστυλώματος μόνο με τη χρήση κατακόρυφης λεπίδας ή γωνιακών).

Η επανάληψη των αστοχιών καθώς και εν γένει η απόκριση των πλαισίων οδηγεί στα παρακάτω συμπεράσματα:

- I. Οι μεταλλικές κατασκευές δεν είχαν σχεδιαστεί για μια τόσο ισχυρή διέγερση. Ο παλμικός χαρακτήρας σε συνδυασμό με την μεγάλη ταχύτητα παραμόρφωσης προκάλεσαν μείωση της ολκιμότητας του χάλυβα και εν γένει της πλαστιμότητας των δομικών στοιχείων. Παράλληλα, η υψηλή τιμή της κατακόρυφης συνιστώσας είναι πιθανό να δημιούργησε διαφορική κίνηση στα υποστυλώματα προκαλώντας πρόσθετη επιβάρυνση και αλλαγή της κατανομής των εντατικών μεγεθών οδηγώντας σε καταστάσεις διαφορετικές από αυτές για τις οποίες σχεδιάζονται, συνήθως, οι πλαισιακοί φορείς.
- II. Το συγκριτικό πλεονέκτημα των πλαισίων να διαθέτουν αυξημένο αριθμό ενεργοαποσβεστικών ζωνών εκμηδενίστηκε, διότι μόνο ορισμένα ανοίγματα διέθεταν άκαμπτους κόμβους ικανούς να παραλάβουν την σεισμική δράση, με αποτέλεσμα την μείωση των περιοχών απορρόφησης της σεισμικής ενέργειας και τη συγκέντρωση των πλαστικοποιήσεων μόνο στα συγκεκριμένα ανοίγματα.
- III. Η σύμμικτη λειτουργία της πλάκας σκυροδέματος με τη μεταλλική δοκό οδήγησε στη συγκέντρωση των βλαβών στο κάτω πέλμα της δοκού. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι η σύμμικτη λειτουργία προκαλεί ανύψωση του ουδέτερου άξονα της διατομής δημιουργώντας αύξηση των παραμορφώσεων στο κάτω πέλμα, ενώ ταυτόχρονα η πλάκα εμποδίζει τον τοπικό λυγισμό του άνω πέλματος, ο ελεύθερος λυγισμός του οποίου θα λειτουργούσε ως ``φίλτρο`` απορρόφησης της ενέργειας για την αποσυγκέντρωση των τάσεων από το κάτω πέλμα. Επιπρόσθετα, η εγκοπή σε τμήμα του κορμού της δοκού για την διευκόλυνση της συγκόλλησης καθώς και το μεταλλικό υπόθεμα, που αφήνεται μετά το πέρας της συγκόλλησης, επίσης προκαλούν συγκέντρωση τάσεων (σχήμα 7γ).
- IV. Η μορφολογία της σύνδεσης δοκού-υποστυλώματος (εγκοπές, ασυμβατότητα ακαμψιών μεταξύ κοχλιωτής και συγκολλητής σύνδεσης, αδυναμία παραλαβής ποσοστού της ροπής από το κατακόρυφο έλασμα<sup>16</sup>) (σχήμα 7β,γ), η τεχνολογία εκτέλεσης των συγκολλήσεων (εργοταξιακές, χαμηλή ποιότητα εκτέλεσης), καθώς και η χαμηλή ποιότητα των υλικών (μειωμένη ανθεκτικότητα του υλικού συγκόλλησης) έπαιξε σημαντικό ρόλο στη δημιουργία ψαθυρών θραύσεων. Η μεγάλη ταχύτητα παραμόρφωσης συνέτεινε στην ψαθυροποίηση του χάλυβα, λόγω εξαιρετικά μεγάλης αύξησης του ορίου διαρροής,  $F_y$ , συγκριτικά με την αντοχή εφελκυσμού,  $F_u$ .

V. Η ρηγματώση του μητρικού υλικού στο πέλαμα ή τον κορμό του υποστυλώματος (σχήμα 8γ, 12) οφείλεται κυρίως στην μεταβλητότητα των μηχανικών χαρακτηριστικών και στη χαμηλή ανθεκτικότητα του χάλυβα. Από στατιστική μελέτη για ποιότητα χάλυβα A 36 (ASTM) διαπιστώθηκε ότι η μέση τιμή του ορίου διαρροής ήταν  $340\text{N/mm}^2$ , ενώ το ελάχιστο των προδιαγραφών είναι  $250\text{N/mm}^2$ <sup>14</sup>. Το πηλίκο  $F_y / F_u$  βρέθηκε να είναι 0.72 σε σύγκριση με την τιμή των προδιαγραφών που είναι 0.62. Συνεπώς η αυξημένη τιμή του  $F_y$  της δοκού εμπόδισε την ανάπτυξη πλαστικής άρθρωσης για απορρόφηση ποσοστού της σεισμικής ενέργειας, με αποτέλεσμα την μέγιστη καταπόνηση των ραφών συγκόλλησης και του υποστυλώματος. Έτσι, ο προβλεπόμενος κατά τον σχεδιασμό μηχανισμός ``ισχυρό υποστύλωμα-ασθενής δοκός`` αντιστράφηκε σε ``ασθενές υποστύλωμα-ισχυρή δοκός``.

#### 4. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕ ΤΟΝ ΕΛΛΗΝΙΚΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ

Γενικά, στις Η.Π.Α για τον αντισεισμικό σχεδιασμό χρησιμοποιήθηκε ο UBC<sup>6</sup> (1988, 1991, 1994), προ του Northridge, ενώ για την διαστασιολόγηση του μεταλλικού φορέα ο AISC-LRFD (1986, 1993). Η τέμνουσα σχεδιασμού βάσης σύμφωνα με τον UBC, ο οποίος βασίζεται στις επιτρεπόμενες τάσεις, δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$V_0 = \frac{ZIC}{R_w} W \leq \frac{2.75ZI}{R_w} \quad (4.1)$$

Στη σχέση (4.1) ο συντελεστής Z εισάγει την σεισμική επικινδυνότητα της περιοχής, και κυμαίνεται μεταξύ 0.075-0.40, ο συντελεστής I εισάγει τη σπουδαιότητα του δομήματος, κυμαίνεται μεταξύ 1-1.25, ενώ ο  $R_w$  λαμβάνει υπόψη την ανελαστική ικανότητα του φορέα και δίνεται στον πίνακα 3 ανάλογα με τον τύπο του πλαισίου. Ο παράγοντας C συνδυάζει την επιρροή του εδάφους με την ιδιοπερίοδο του φορέα και δίνεται από την σχέση:

$$C = \frac{1.25S}{T^{2/3}} ; S=1.0-2.0 ; C \leq 2.75 \quad (4.2)$$

Αναλογικά, η τέμνουσα σχεδιασμού, σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (Ε.Α.Κ)<sup>5</sup>, για την σταθερή περιοχή του φάσματος, δίνεται από την σχέση:

$$V_0 = \frac{\gamma_1 \alpha \eta \theta \beta_0}{q} W \quad (4.3)$$

Αναλύοντας εν συντομία τους παραπάνω παράγοντες, ο συντελεστής σπουδαιότητας,  $\gamma_1$ , κυμαίνεται μεταξύ 0.85-1.30, ο συντελεστής σεισμικής επικινδυνότητας,  $\alpha$ , κυμαίνεται μεταξύ 0.12-0.36, ενώ ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$ , ο οποίος εισάγει έμμεσα την ανελαστική ικανότητα του φορέα, λαμβάνει την τιμή 4 για τα μεταθετά πλαίσια, πίνακας 3. Επιπρόσθετα, εισάγεται ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης,  $\eta$ , ο οποίος για πλαίσια με συγκολλητές συνδέσεις λαμβάνει την τιμή 1.32, ενώ για κοχλιωτές σύνδεσεις λαμβάνει την τιμή 1.08. Ο παράγοντας  $\theta$  εισάγει την επιρροή του τύπου της θεμελίωσης και κυμαίνεται μεταξύ 0.80-0.90.

Από τον πίνακα 3 διακρίνουμε ότι ο UBC ορίζει δύο κατηγορίες πλαισιακών φορέων, ειδικά (special) και συνήθη (ordinary), ανάλογα με την εξασφάλιση ενός αξιόπιστου ή μη πλαστικού μηχανισμού απόκρισης (π.χ εφαρμογή ικανοτικών κριτηρίων, διατομές κατηγορίας 1 κ.τ.λ.). Αντίθετα, σύμφωνα με τις διατάξεις του Ε.Α.Κ ορίζονται μόνο ``ειδικά`` πλαίσια. Εν τούτοις, ο συντελεστής συμπεριφοράς,  $R_w$ , του UBC για τα ``ειδικά`` πλαίσια είναι διπλάσιος του  $q$ , ενώ παράλληλα ο  $q$  ισούται με τον αντίστοιχο συντελεστή συμπεριφοράς των ``συνήθων`` πλαισιακών φορέων του UBC, πίνακας 3. Από τις σχέσεις (4.1) και (4.2) διαπιστώνεται ότι στον ΕΑΚ ορίζονται άμεσα οι συντελεστές απόσβεσης,  $\eta$ , φασματικής ενίσχυσης,  $\beta_0$ , και επιρροής της θεμελίωσης,  $\theta$ , παράγοντες που στον UBC ορίζονται έμμεσα.

Συγρίνοντας τους σεισμικούς συντελεστές, για ανάλογες συνθήκες, από τις σχέσεις (4.1), (4.2) και (4.3) προκύπτει:

για τον UBC:  $Z=0.40$ ,  $I=1.0$ ,  $R_w=12/1.5=8.0$  (1.5 είναι ο συντελεστής ασφάλειας για την ισοδυναμία επιτρεπόμενων τάσεων και οριακών καταστάσεων),  $C=2.75$ .

$$\varepsilon_{\text{UBC}} = \frac{V_0}{W} = 0.1375 \quad (4.4)$$

για τον EAK:  $\gamma=1.0$ ,  $\alpha=0.36$ ,  $\eta=1.32$ ,  $\theta=0.90$ ,  $\beta_0=2.5$ ,  $\rho=4.0$

$$\varepsilon_{\text{EAK}} = \frac{V_0}{W} = 0.2673 \quad (4.5)$$

Συνεπώς, από τις σχέσεις (4.4), (4.5) προκύπτει ότι κατά τον EAK οι σεισμικές δράσεις σχεδιασμού είναι σχεδόν διπλάσιες από τον UBC,  $\varepsilon_{\text{EAK}}/\varepsilon_{\text{UBC}}=1.96$ . Η μεγάλη διαφορά οφείλεται κυρίως στην θεώρηση, κατά τον UBC, της αυξημένης ανελαστικής ικανότητας των πλαισίων, όπως είχε αποδειχθεί από την συμπεριφορά τους σε άλλες ισχυρές δονήσεις, μια και κατά βάση ο συντελεστής  $R_w$  είναι εμπειρικός. Στο σχήμα 13 δίνονται τα ελαστικά και ανελαστικά φάσματα σχεδιασμού για τις συνθήκες των σχέσεων (4.4), (4.5).

Για τον σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων με επαρκή στροφική ικανότητα τα δομικά στοιχεία πρέπει να διαστασιολογούνται κατάλληλα. Στον πίνακα 4 παρουσιάζεται η ταξινόμηση των διατομών κατά τον AISC-LRFD<sup>17</sup> και Ευρωκώδικα 3<sup>18</sup>, κανονισμοί για τον υπολογισμό των μεταλλικών δομικών στοιχείων, καθώς και του EAK, και AISC (Seismic Specifications, 1994), που ορίζουν τις ειδικές αντισεισμικές διατάξεις. Συγκρίνοντας, γενικά, τα χαρακτηριστικά όρια πλάτους /πάχους πελμάτων και κορμών για πρότυπες διατομές διπλού ταύ, συμπεραίνουμε ότι τόσο ο Ευρωκώδικας 3 όσο και ο EAK παρουσιάζουν συντηρικότερα όρια σε σχέση με τους κανονισμούς των Η.Π.Α. Οι διαστάσεις για τα θλιβόμενα πέλματα είναι οριακές, ωστόσο για τον κορμό στον AISC τα όρια είναι αρκετά αυξημένα, μη λαμβάνοντας υπόψη ότι για την ανάπτυξη επαρκούς στροφικής ικανότητας στις πλαστικές αρθρώσεις η συνεισφορά του κορμού είναι απαραίτητη<sup>3</sup>.

Συνολικά, οι Ελληνικοί κανονισμοί που διέπουν τον σχεδιασμό των χαλύβδινων πλαισιακών φορέων εμφανίζονται αρκετά συντηρικοί, λαμβάνοντας πιθανώς υπόψη την μικρή εμπειρία από την συμπεριφορά των μεταλλικών φορέων, και ιδιαίτερα των πολυόροφων, σε ισχυρούς σεισμούς.

## 5. ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΚΑΙ ΣΧΟΛΙΑ ΓΙΑ ΤΟΝ ΕΛΛΗΝΙΚΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ

Από την παράθεση, στην παράγραφο 2.2.2, των σεισμικών δεδομένων από τον ελληνικό χώρο διαπιστώθηκε η ύπαρξη επιφανειακών σεισμών ``εγγύς πεδίου`` (near-source) με ιδιαίτερα χαρακτηριστικά (αυξημένη κατακόρυφη συνιστώσα και εδαφική ταχύτητα, κρουστικού τύπου δόνηση). Βέβαια, είναι γεγονός, ότι πρωτίστως πρέπει να καθοριστούν οι συγκεκριμένες περιοχές με τη σύνταξη μικροζωνικών μελετών. Με βάση τις μικροζωνικές μελέτες, λαμβάνοντας υπόψη την απόσταση από το ρήγμα και τον μηχανισμό διάρρηξης, θα πρέπει να οριστεί ένας συντελεστής,  $E_p$ , για την αύξηση των σεισμικών δράσεων σχεδιασμού στους μεταλλικούς πλαισιακούς φορείς που βρίσκονται μέχρι και 10 Km από γνωστό ρήγμα. Συνεπώς για το φάσμα σχεδιασμού έχουμε:

$$R_d(T) = E_p R_d(T)_{\text{EAK}} \quad (5.1)$$

Η τιμή του  $E_p$ , ανάλογα με την απόσταση από το ρήγμα, θα προσδιοριστεί από τους φορείς σύνταξης των μικροζωνικών μελετών. Επιπρόσθετα, για πλαισιακούς φορείς με ανοίγματα μεγαλύτερα των 6m, ευρισκόμενα κοντά στο ρήγμα σε απόσταση 0-10Km στις ζώνες επικινδυνότητας III, IV, θα πρέπει κατά την διαστασιολόγηση να υπολογίζεται και η επίδραση της κατακόρυφης συνιστώσας, είτε όπως προσδιορίζεται στον EAK ( $A_v=0.7A$ ) είτε από τα συγκεκριμένα στοιχεία των μικροζωνικών. Η αντιμετώπιση της κατακόρυφης συνιστώσας στον EAK είναι κυρίως ποιοτική. Περισσότερη έρευνα χρειάζεται όσον αφορά τον υπολογισμό και την διαστασιολόγηση των μεταλλικών πλαισιακών φορέων, λαμβάνοντας υπόψη την σημαντική αύξηση των αξονικών δυνάμεων και μείωση της πλαστιμότητας στα υποστυλώματα, την μειωμένη ικανότητα απόσβεσης και

απορρόφησης της σεισμικής ενέργειας του φορέα, από την επίδραση της κατακόρυφης συνιστώσας<sup>8</sup>.

Κατά τον ΕΑΚ, η εξασφάλιση της τοπικής πλαστιμότητας για την ανάπτυξη της απαιτούμενης στροφής στις θέσεις σχηματισμού των πλαστικών αρθρώσεων δεν ορίζεται άμεσα με κριτήρια πλαστιμότητας, αλλά έμμεσα με κριτήρια αντοχής. Η ταξινόμηση των μελών, τόσο στον ΕΑΚ όσο και στον Ευρωκώδικα 3, γίνεται σε επίπεδο διατομής, ενώ δεν λαμβάνεται υπόψη το άνοιγμα του στοιχείου, παράγοντας που επηρεάζει δραστικά την τοπική πλαστιμότητα<sup>1,3,19,20</sup>. Η ταξινόμηση, συνεπώς, πρέπει να γίνεται σε επίπεδο δομικού στοιχείου υπολογίζοντας την ανελαστική ικανότητα παραμόρφωσης εισάγοντας ως μέσο μέτρησης της πλαστιμότητας την στροφική ικανότητα,  $R$ . Στον πίνακα 5 προτείνονται όρια επάρκειας της στροφικής ικανότητας, ανάλογα με το επίπεδο πλαστιμότητας, λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση τοπικής-καθολικής πλαστιμότητας,  $R_{\alpha}$ , και αντοχής (τοπικού λυγισμού)-πλαστιμότητας. Ο άμεσος υπολογισμός της πλαστιμότητας προϋποθέτει την εξασφάλιση ικανοποιητικής σχέσης μεταξύ διαθέσιμης και απαιτούμενης πλαστιμότητας, ελέγχοντας ότι:

$$\frac{R_{\text{διαθ.}}}{\gamma_{\delta}} \geq \gamma_{\alpha} R_{\text{απαιτ.}} \quad (5.2)$$

Στην σχέση (5.2) τα  $R_{\text{διαθ.}}$ ,  $R_{\text{απαιτ.}}$  συμβολίζουν την διαθέσιμη και απαιτούμενη, αντίστοιχα, στροφική ικανότητα, ενώ τα  $\gamma_{\delta}$ ,  $\gamma_{\alpha}$  είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας. Για τον υπολογισμό της διαθέσιμης πλαστιμότητας υποδεικνύεται συγκεκριμένη διαδικασία υπολογισμού<sup>3,21</sup> με βάση τον πλαστικό μηχανισμό κατάρρευσης<sup>22</sup>, λαμβάνοντας υπόψη την ανελαστική συμπεριφορά του στοιχείου, όχι ως μεμονωμένου μέλους, αλλά ως μέρος του φορέα. Η απαιτούμενη πλαστιμότητα μπορεί να υπολογιστεί είτε μετά από ανελαστική ανάλυση του φορέα είτε με απλοποιημένες σχέσεις<sup>20</sup>. Οι συντελεστές ασφαλείας  $\gamma_{\delta}$ ,  $\gamma_{\alpha}$  εισάγουν τις αβεβαιότητες στην εκτίμηση της διαθέσιμης και απαιτούμενης πλαστιμότητας παίρνοντας τιμές που κυμαίνονται μεταξύ 1.20-1.50<sup>1,3</sup>. Συνεπώς, με τον άμεσο έλεγχο της πλαστιμότητας εξασφαλίζεται η μετελαστική απόκριση του φορέα και η επάρκεια του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ . Ωστόσο, όπως αποδείχθηκε και από τον σεισμό του Northridge, για την ανάπτυξη ενός αξιόπιστου πλαστικού μηχανισμού είναι απαραίτητη η κατάλληλη κατασκευαστική μόρφωση των ενεργοαποσβεστικών περιοχών και ο έλεγχος των μηχανικών χαρακτηριστικών του χάλυβα. Με βάση τα παραπάνω, τα σχόλια του Παραρτήματος Γ θα πρέπει να συμπληρωθούν με πρόσθετες κατασκευαστικές διατάξεις, πληροφοριακού χαρακτήρα, για την μείωση της σύμικτης λειτουργίας (σχήμα 14), και την εξασφάλιση ανάπτυξης πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς, αποφεύγοντας ψαθυρές αστοχίες ``τύπου Northridge`` στους κόμβους, με χρήση ειδικών κατασκευαστικών διαμορφώσεων<sup>3,23,24</sup> (σχήμα 15). Παράλληλα, εκτός από την εμπειρία του Northridge<sup>14</sup>, έχει αποδειχθεί και ερευνητικά<sup>25</sup> ότι η μεταβλητότητα των μηχανικών χαρακτηριστικών του χάλυβα αποτελεί σημαντικό παράγοντα επιρροής για την εξασφάλιση ελαστοπλαστικού μηχανισμού ``ισχυρού υποστυλώματος-ασθενούς δοκού``. Συνεπώς, στο Παράρτημα Γ του ΕΑΚ θα πρέπει να εισαχθεί η παράγραφος 3.7 του Ευρωκώδικα 8<sup>26</sup> (Έλεγχος του σχεδιασμού και της διαδικασίας κατασκευής), με ειδικές διατάξεις που θα εξασφαλίζουν ότι η μεταβολή του ορίου διαρροής στην κατασκευή δεν διαφέρει σημαντικά από το όριο διαρροής που υιοθετήθηκε κατά τον σχεδιασμό. Όλες οι παραπάνω διατάξεις και έλεγχοι δίδουν την δυνατότητα αύξησης του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ , ωστόσο, αυτό μπορεί να γίνει μετά από ανελαστικές αναλύσεις με ελληνικά επιταχυνσιογραφήματα.

Κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό των πλαίσιακών συστημάτων πρέπει να γίνει σαφής διαχωρισμός μεταξύ των πολυόροφων και των βιομηχανικού τύπου μονόροφων πλαισίων. Είναι γεγονός ότι στη δεύτερη περίπτωση παρουσιάζονται μια σειρά από ιδιομορφίες, που δεν συναντώνται στα πολυόροφα, όπως επιμήκεις κατόψεις διαφορετική λειτουργία μεταξύ εγκάρσιου και διαμήκους πλαισίου, αναγκαιότητα εξασφάλισης διαφραγματικής λειτουργίας στην στέγη, ύπαρξη γερανογέφυρας. Επιπρόσθετα σε πολλές περιπτώσεις ο ελαστικός σχεδιασμός,  $q=1$ , δεν οδηγεί σε αύξηση του κόστους, ενώ παράλληλα δεν απαιτεί ικανοτικούς ελέγχους<sup>27</sup>. Συνεπώς, είναι αναγκαία η εισαγωγή ειδικών διατάξεων για τον σχεδιασμό και την κατασκευαστική μόρφωση (σύστημα άντωσης, διάφραγμα στέγης) των μονόροφων βιομηχανικού τύπου, λαμβάνοντας υπόψη τη ζώνη επικινδυνότητας και τον ελάχιστο βαθμό εξασφάλισης της πλαστιμότητας όπως

παρέχεται από τον Ευρωκώδικα 3. Όσον αφορά τα πολυόροφα πλαίσια, στον πίνακα 6α,β, προτείνεται μια νέα ταξινόμηση των πλαισίων με βάση το κριτήριο πλαστιμότητας, τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας και τη σπουδαιότητα του δομήματος, επιτρέποντας στον μελετητή ένα πιο ευέλικτο σχεδιασμό ανάλογα με τις απαιτήσεις κόστους-ασφάλειας του κυρίου του έργου.

## 6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η απρόβλεπτη συμπεριφορά των μεταλλικών πλαισιακών φορέων, κατά το σεισμό του Northridge, οφείλονταν κυρίως στην έλλειψη επαρκούς πλαστιμότητας των συνδέσεων δοκού-υποστυλώματος, στην κακή εκτέλεση των συγκολλήσεων και στην χαμηλή ποιότητα των υλικών. Πάρα πολύ σημαντικό ρόλο έπαιξαν τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά της σεισμικής δόνησης. Παρόμοιοι επιφανειακοί σεισμοί ``εγγύς πεδίου`` κρουστικού χαρακτήρα με αυξημένη τιμή της κατακόρυφης συνιστώσας, και της εδαφικής ταχύτητας διαπιστώνονται και στον ελλαδικό χώρο. Από την σύγκριση του Ελληνικού και του κανονισμού των Η.Π.Α διαπιστώθηκε ότι ο Ελληνικός αντισεισμικός σχεδιασμός είναι αρκετά συντηρητικός αντικατοπτρίζοντας την μειωμένη εμπειρία από την συμπεριφορά των χαλύβδινων πλαισίων σε ισχυρές σεισμικές διεγέρσεις. Τα διδάγματα από τον σεισμό του Northridge μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την βελτίωση του αντισεισμικού σχεδιασμού των πλαισιακών φορέων. Κρίνεται αναγκαίος ο ισότιμος έλεγχος της αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητας. Οι απαιτήσεις πλαστιμότητας θα πρέπει να εξασφαλίζονται με την βοήθεια υπολογιστικών διαδικασιών και όχι μόνο με το κριτήριο της αντοχής. Από την συμπεριφορά των κόμβων έγινε σαφές ότι η διαμόρφωση της περιοχής του κόμβου (συνδεση δοκού-υποστυλώματος, panel zone, πλάκα σκυροδέματος) θα πρέπει να σχεδιάζεται και να μορφώνεται κατάλληλα, έτσι ώστε να επιτρέπει την δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς και όχι την συγκέντρωση των πλαστικοποιήσεων στην συνδεση δοκού-υποστυλώματος.

Στα πλαίσια της φιλοσοφίας του ΕΑΚ και των Ευρωκωδίκων 3 και 8 δόθηκαν προτάσεις όσον αφορά τη γενική αντιμετώπιση των σεισμών ``εγγύς πεδίου``, ενώ παράλληλα για την εξασφάλιση ενός αξιόπιστου ανελαστικού μηχανισμού προτάθηκε μια νέα ταξινόμηση σε επίπεδο δομικού στοιχείου, φορέα, με βάση το κριτήριο της πλαστιμότητας, καθώς και ειδικές κατασκευαστικές λεπτομέρειες.

## 7. ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΙ

C Σεισμικός συντελεστής που εισάγει την επιρροή εδάφους και περιόδου του φορέα  
E<sub>p</sub> Αυξητικός συντελεστής ``εγγύς ρήγματος``  
I Συντελεστής σπουδαιότητας του δομήματος  
R<sub>διαθ.</sub> Διαθέσιμη στροφική ικανότητα  
R<sub>απαι.</sub> Απαιτούμενη στροφική ικανότητα  
R<sub>d</sub> (T) Φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού  
R<sub>w</sub> Συντελεστής συμπεριφοράς  
S Συντελεστής εδάφους  
T Περίοδος του φορέα  
V<sub>0</sub> Σχεδιαστική τέμνουσα βάση  
W Βάρος του φορέα  
Z Συντελεστής σεισμικής επικινδυνότητας  
q Συντελεστής συμπεριφοράς  
α Συντελεστής σεισμικής επικινδυνότητας  
β<sub>0</sub> Συντελεστής φασματικής ενίσχυσης  
γ<sub>1</sub> Συντελεστής σπουδαιότητας του δομήματος  
γ<sub>α</sub> Συντελεστής ασφάλειας της απαιτούμενης πλαστιμότητας  
γ<sub>β</sub> Συντελεστής ασφάλειας της διαθέσιμης πλαστιμότητας  
η Διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης  
θ Συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης

## 8. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Gioncu V., `` Framed structures. ``Ductility and Seismic Response. General Report``, Stability and Ductility of Steel Structures, SDSS`99, **Journal of Constructional Steel Research** (under publication).

2. Mazzolani F.M., **Design of Steel Structures in Seismic Regions: The Raramount Influence of Connections**, Proc. COST-C1, Liege, 1998.
3. Anastasiadis A., **Ductility Problems of Steel Moment Resisting Frames**, Doctoral Thesis, University "Politehnica" of Timisoara, Romania, 1999.
4. Πρακτικά Γ' Εθνικού Συνεδρίου Μεταλλικών Κατασκευών, Θεσσαλονίκη 30-31 Οκτωβρίου 1998, Εκδ. Κ. Θωμόπουλος, Χ. Μπανιωτόπουλος, Α. Αβδελάς.
5. **Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός**, Ε.Α.Κ., (Ο.Α.Σ.Π.), Αθήνα, 1999.
6. U.B.C., **Uniform Building Code**, International Conference of Building Officials, Whittier, CA, 1988.
7. Iwan W., "Drift Demand Spectra for Selected Northridge Sites", **Technical Report SAC 95-05**, Parametrical Investigations of ground and Structural Response, pp.2-1. 2-38.
8. Gioncu V., Mateescu G., Tirca L., Anastasiadis A., **Influence of the Type of Seismic Ground Motions**, Moment resistant connections of steel building in seismic areas, Ed. F.M. Mazzolani, E & FN Spon, 2000 (in print).
9. Γκαζέτα Γ., **Εδαφοδυναμική και Σεισμική Μηχανική. Ιστορικά περιστατικά**. Εκδ. Συμείων, 1996.
10. Bertero V., Mahin S.A., Herrera R.A., "Aseismic Design Implications of Near-Fault San Fernando Earthquake Records", **Journ. of Earthq. Eng. & Struct. Dynamics**, 1978, **Vol.6**, pp.31-42.
11. Hudson M., Skyers B., Lew M., "Vertical Strong Ground Motion Characteristics of the Northridge Earthquake", Proc. In **11<sup>th</sup> World Conference on earthquake Eng.**, 1998, CD-Paper **no. 728**, Elsevier.
12. Ι.Τ.Σ.Α.Κ., "Δελτία Καταγραφής Ισχυρών Σεισμικών Κινήσεων του Δικτύου Επιταχυνσιογράφων του ΙΤΣΑΚ (Περίοδος 1980-1994)", **Εργασία 97-01**, 1997, Θεσσαλονίκη.
13. Παπαζάχος Β., Παπαζάχου Κ., **Οι Σεισμοί στην Ελλάδα**, 1989, Εκδ. Ζήτη.
14. "Interim Guidelines: Evaluation Repair, Modification and Design of Steel Moment Frames", **Report No. SAC-95-02**, SAC Joint Venture, 1995.
15. Youssef N.F.G., Bonowitz D., Gross J.L., "A Survey of Steel Moment-Resisting Frame Buildings Affected by the 1994 Northridge Earthquake", **NISTR 5625**, Gaithersburg Md, April, 1995.
16. Engehardt M.D., Sabol T.A., "Lessons Learned from the Northridge Earthquake: Steel Moment Frame Performance", **A New Direction in Seismic Design**, Tokyo, 9-10 October, 1995, pp. 1-14.
17. AISC-LRFD, **Load and Resistance Factor Design Specifications for Structural Steel Buildings**, Chicago: American Institute of Steel Construction, 1986,1993.
18. Ευρωκώδικας 3, **Υπολογισμός κατασκευών από χάλυβα**, Μέρος 1-1, **Γενικοί Κανόνες και Κανόνες για τα Δομικά Έργα**, Εθνικό Κείμενο Εφαρμογής (ENV 1993-1-1-1992).
19. Vayas I., **Strength and Ductility of Axially Loaded Members with Outstand Plate Elements**, Coupled Instabilities in Metal Structures, CISM'96, Eds. Rondal J., Dubina D., Gioncu V., Imperial College Press pp.189-190.
20. Mazzolani F.M., Piluso V., **Member Behavioural Classes of Steel Beams and Beam-Columns**, Proc. of C.T.A Congress, Viaregio, Italy, pp.405-416.
21. Anastasiadis A., Gioncu V., **Ductility of IPE and HEA Beams and Beam-Columns**, Stability and Ductility of Steel Structures, SDSS'99 Timisoara, 1999, Eds. Dubina D., Ivanyi M., Elsevier, pp. 249-258.
22. Gioncu V., Petcu D., "Available Rotation capacity of Wide-Flange Beams and Beam-Columns", **Journal of Constructional Steel Research**, **Vol. 43, No. 1-3**, pp.161-244.
23. Anastasiadis A., Gioncu V., **Influence of Joint Details on the Local Ductility of Steel MR-Frames**, Πρακτικά Γ' Εθνικού Συνεδρίου Μεταλλικών Κατασκευών, Θεσσαλονίκη 30-31 Οκτωβρίου 1998, Εκδ. Κ. Θωμόπουλος, Χ. Μπανιωτόπουλος, Α. Αβδελάς, 311-319.
24. Anastasiadis A., Gioncu V., Mazzolani F.M., **New Upgrading Procedures to Improve the Ductility of Steel MR-Frames**, XVII Congresso C.T.A, Napoli 3-7 Ottobre 1999, pp. 199-204.
25. Mazzolani F. M. & Piluso V.: **Theory and Design of Seismic Resistant Steel Frames**, E&FN Spon, London, 1996.
26. Eurocode 8: **Design provisions for earthquake resistance of structures**, Part 1-3 Specific rules for various materials and elements, ENV 1998 1-3, November 1994.



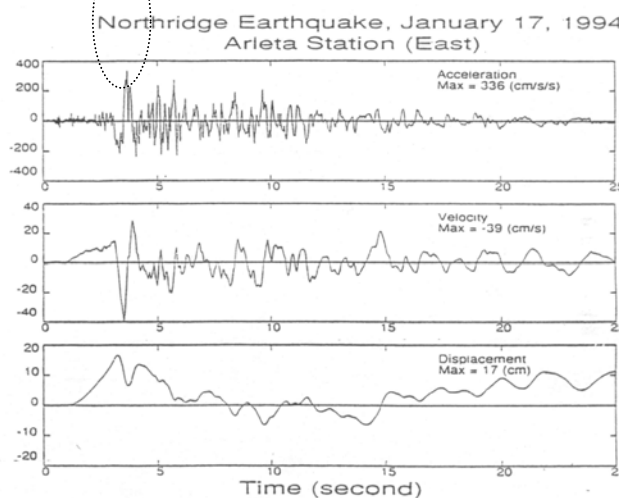
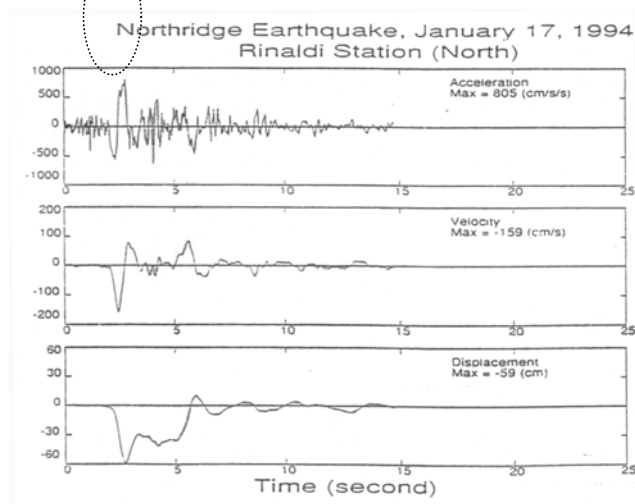
27. Καραμάνος Α., Καρδάρα Α., Καρδάρας Ε., Τιμώνας Θ., `` Μονόροφο Μεταλλικό Κτίριο Συνήθους Βιομηχανικού Τύπου``, **Μελέτες Κτιριακών Έργων με Εφαρμογή των Διατάξεων του Ν.Ε.Α.Κ. Τεχνικές Εκθεσεις**, Ο.Α.Σ.Π., Αθήνα, 1995.

**ΑΝΑΣΤΑΣΙΑΔΗΣ Σ. ΑΝΘΙΜΟΣ**, Διπλ.Πολ. Μηχανικός.(U.T.T), Δρ. Μηχ. (U.T.T)  
Τεχνικό Γραφείο Μελετών, Τ.Παπαγεωργίου 10, Τ.Κ 546.31, τηλ. 031/ 261.287

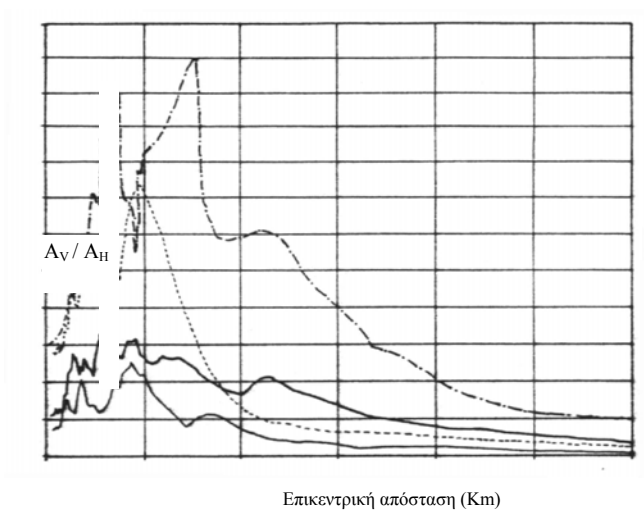
**Πίνακας 1: Καταγραφές της ισχυρή σεισμική διέγερση στην πλειόσηστη περιοχή του Northridge**

**Table 1: Strong ground recordings from the Northridge earthquake**

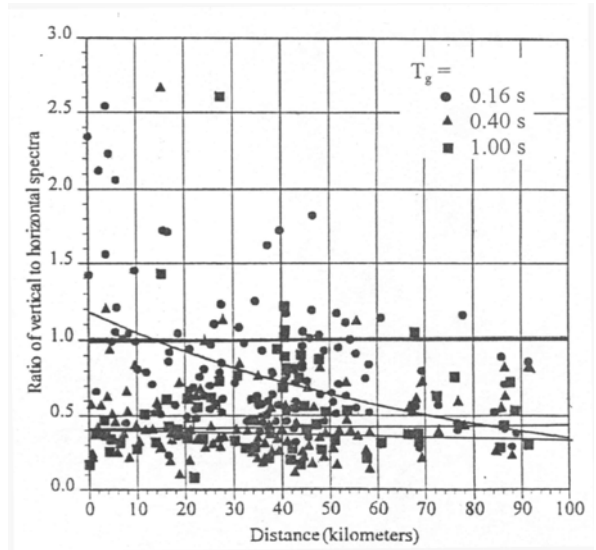
Σταθμός	Επικ. απόσταση (Km)	Εδαφικές συνθήκες	Συνιστώσα	$a_g$ (g)	$v_g$ (cm/sec)	$d_g$ (cm)	$v_g^{max} / a_g^{max}$
Arleta Fire St.	9	-	NS	0,30	-24	-16	80,0
			EW	0,34	-39	17	114,7
Rinaldi Rec.	10	Αλλούβια	NS	0,82	-159	-59	193,9
			EW	0,57	102	-74	178,9
Sylmar Conv. Stn.	12	Αλλούβια	NS	0,78	-134	43	171,8
			EW	0,57	-77	45	135,0
Sylmar Conv. Stn-East	13	Ιζημ. Βράχος	NS	0,75	-112	-30	149,4
			EW	0,47	-67	41	142,5
Sylmar hospital	16	Αλλούβια	NS	0,88	-136	-48	154,5
			EW	0,63	-81	-31	128,6



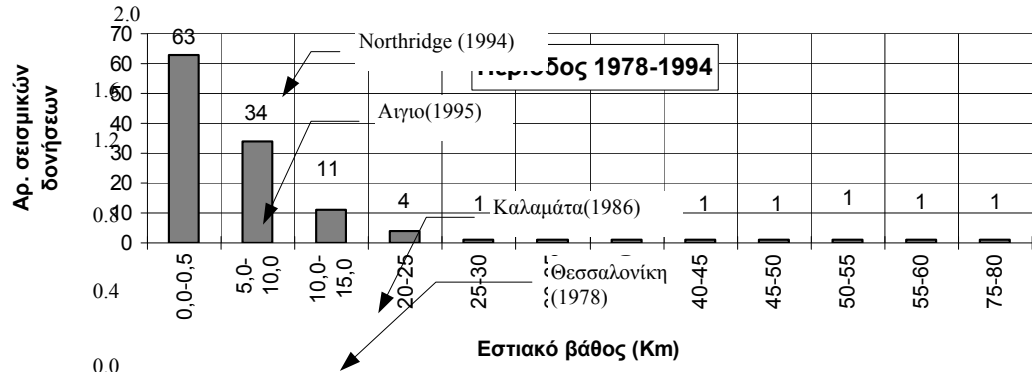
Sa (g) *Σχήμα 1. Καταγραφές από τους σταθμούς Rinaldi και Arleta*  
*Figure 1. Strong ground motions recorded at Rinaldi and Arleta station*



Σχήμα 2. Φάσματα απόκρισης πρόσφατων σεισμών  
Figure 2. Response spectra from recent earthquakes



Σχήμα 3. Λόγος κατακόρυφης προς οριζόντια συνιστώσας από καταγραφές  
Figure 3. Vertical to horizontal component ratios from Northridge earthquake



Σχήμα 4. Αριθμός σεισμικών δονήσεων σε συνάρτηση με το εστιακό βάθος  
Figure 4. Number of seismic events as a function of focal depth

Πίνακας 2α: Κόρια χαρακτηριστικά από καταστρεπτικούς σεισμούς στην Ελλάδα  
Table 2a: Main seismic data from destructive Greek earthquakes

	$a_g$ (g)	$v_g$ (cm/sec)	$d_g$ (cm)
--	-----------	----------------	------------

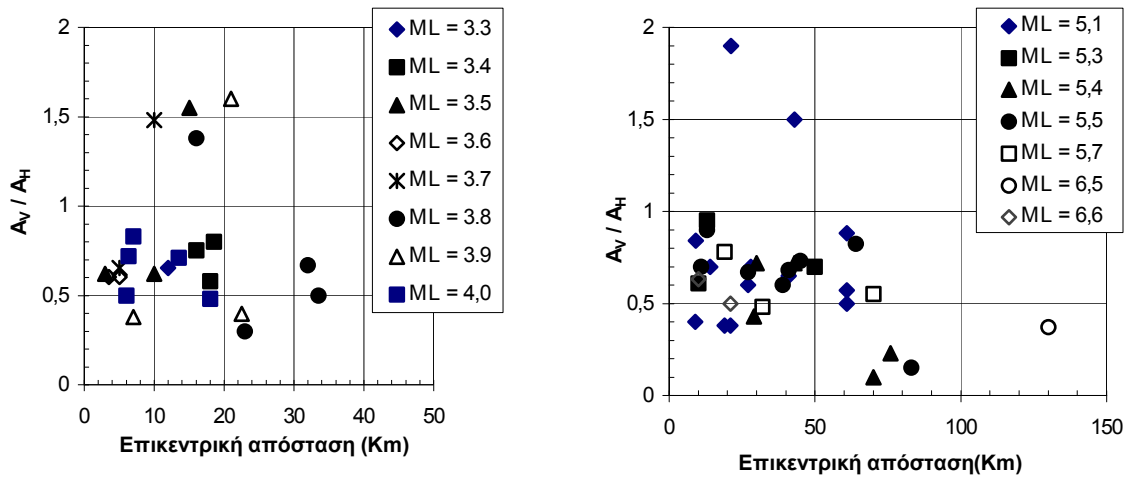
Σεισμός	M <sub>s</sub>	D (Km)	L	T	V	L	T	V	L	T	V
Θεσσαλονίκη (1978)	6.5	30	0,15	0,14	0,14	16,7	12,7	7,6	3,4	3,0	1,0
Αλκυονίδες (1981)	6,7	20	0,29	0,24	0,10	24,6	22,5	8,0	6,4	6,7	2,6
Καλαμάτα (1986)	6,2	12	0,24	0,27	0,18	32,3	23,7	9,0	7,2	5,3	1,4
Αίγιο (1995)	6.2	18	0,49	0,54	0,20	40,3	51,8	16,9	7,8	8,6	4,7
Αθήνα (1999)	5.9	16	0,29	0,35	0,19	16,1	-	-	2,1	-	-

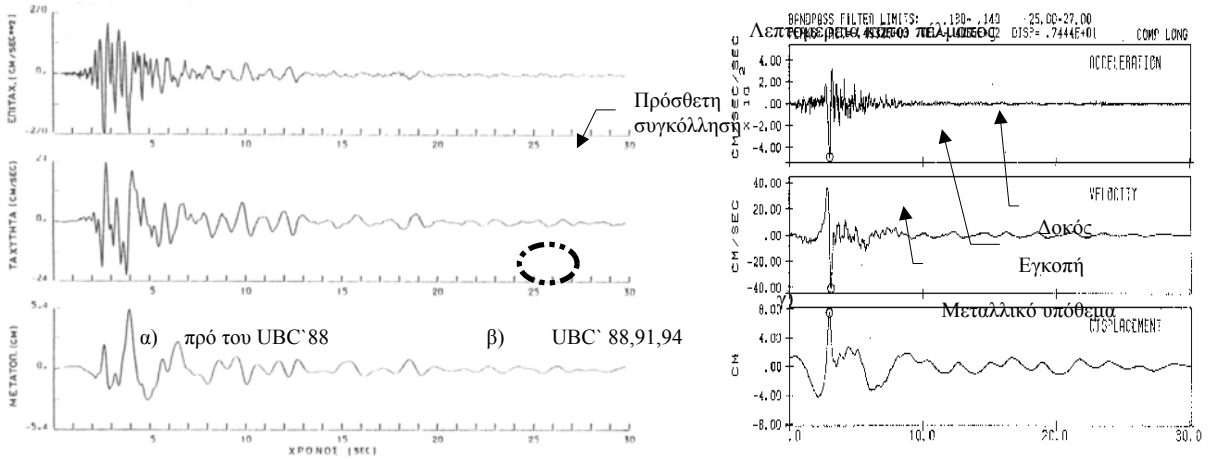
Πίνακας 2β: Δείκτες επιρροής της κατακόρυφης συνιστώσας, V/H, και της περιεκτικότητας συχνοτήτων

Table 2b: Index of the influence of vertical component and the contains of frequencies

Σεισμός	V/L	V/T	v <sub>g</sub> <sup>max</sup> / a <sub>g</sub> <sup>max</sup>		
			L	T	V
Θεσσαλονίκη (1978)	0,93	1,0	108,1	89,2	56,0
Αλκυονίδες (1981)	0,35	0,42	85,9	94,6	83,8

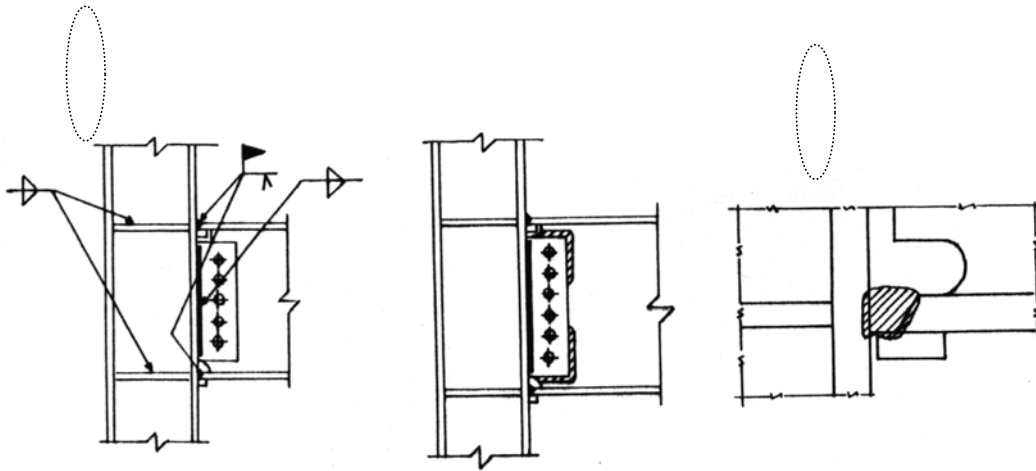
Σχήμα 5. Λόγος A<sub>v</sub> / A<sub>h</sub> σε συνάρτηση με την επικεντρική απόσταση  
Figure 5. A<sub>v</sub> / A<sub>h</sub> ratio as a function of epicentral distance



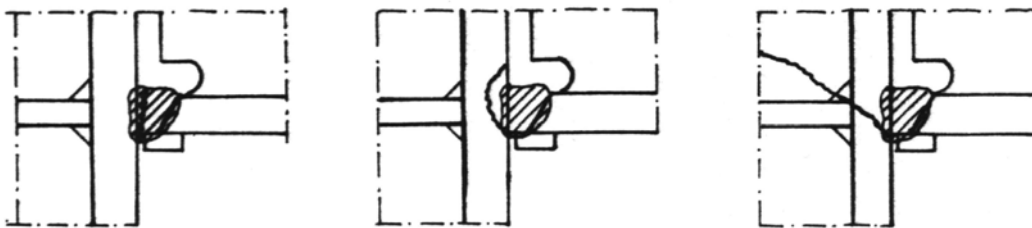


Σχήμα 6. Καταγραφές ισχυρής σεισμικής δόνησης: Καλαμάτα (1986), Άγιο (1995)  
 Figure 6. Strong ground motions: Kalamata (1986), Aigio (1995)

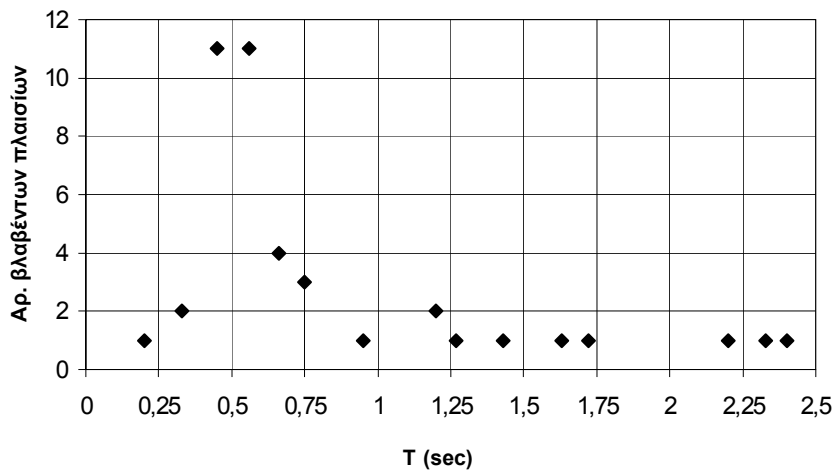
α) Καλαμάτα Transv. (1986) β) γ)



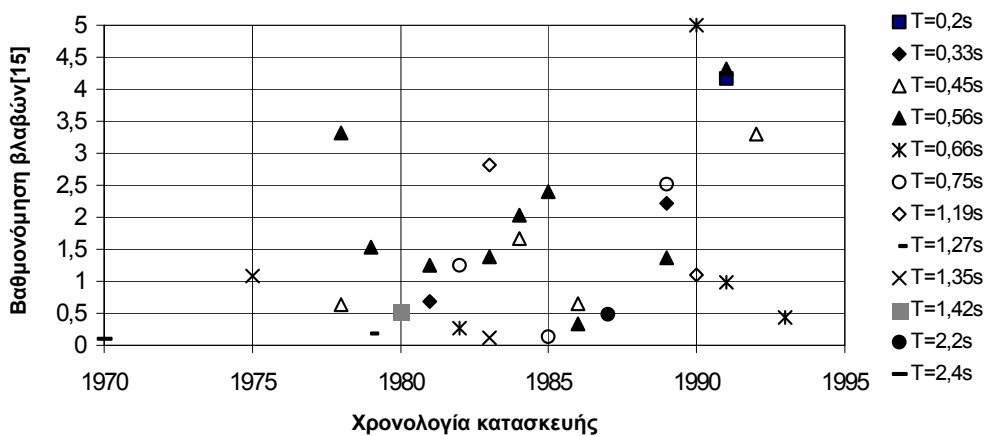
Σχήμα 7. Τυπική σύνδεση δοκού-υποστύλωματος χρησιμοποιούμενη στις Η.Π.Α  
 Figure 7. Typical beam-column moment connection used in USA



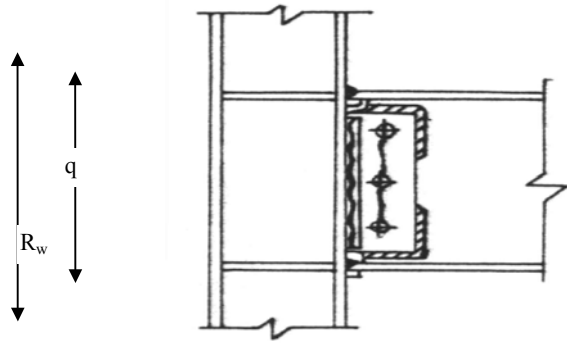
Σχήμα 8. Αστοχίες παρατηρηθείσες στο κάτω πέδιλο της δοκού  
 Figure 8. Damage observed in the bottom flange of the beam



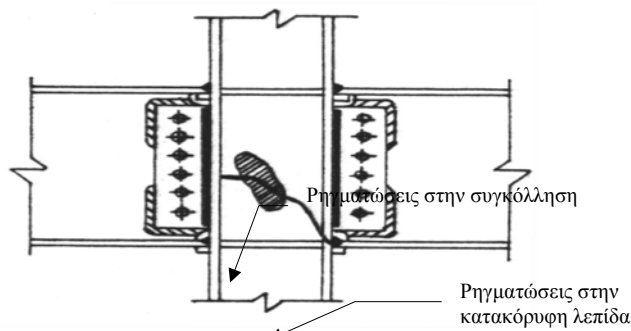
Σχήμα 9. Αριθμός βλαβών σε συνάρτηση με την ιδιοπερίοδο του φορέα  
 Figure 9. Number of damages as a function of the fundamental period of the structure



Σχήμα 10. Βαθμός βλάβης σε συνάρτηση με την χρονολογία κατασκευής  
 Figure 10. Damage score as a function of construction year



Σχήμα 11. Βλάβες στην κατακόρυφη λεπίδα σύνδεση  
Figure 11. Damage observed at the shear tab

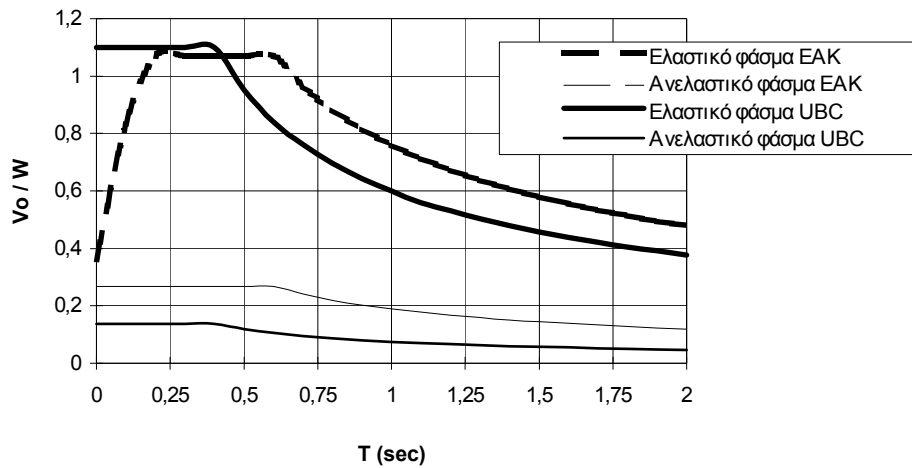


Σχήμα 12. Βλάβες στην εσωτερική περιοχή του κόμβου  
Figure 12. Damage observed at the panel zone

Πίνακας 3: Σύγκριση των συντελεστών συμπεριφοράς

Table 3: Comparison between behavioural factors

Πλαισιακά συστήματα	UBC (1988, 1994)	
	$R_w$	$q = R_w / 1.50$
Ειδικά Πλαίσια	12	8.0
Συνήθη Πλαίσια	6.0	4.0
Πλαστικοποιήσεις στην Πλαίσια εσωτερική περιοχή του κόμβου	E.A.K (2000)	
	$q$	Ρηγματώσεις στην εσωτερική περιοχή του κόμβου $R_w = 1.5q$
	4.0	6.0

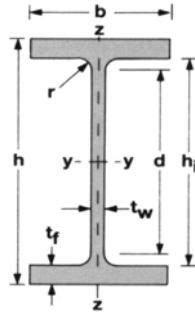


Σχήμα 13. Ελαστικά και ανελαστικά φάσματα κατά τον EAK και UBC  
Figure 13. Elastic and inelastic spectra according to EAK and UBC

$$\leftarrow 0.5 < h < 1.5 \rightarrow$$

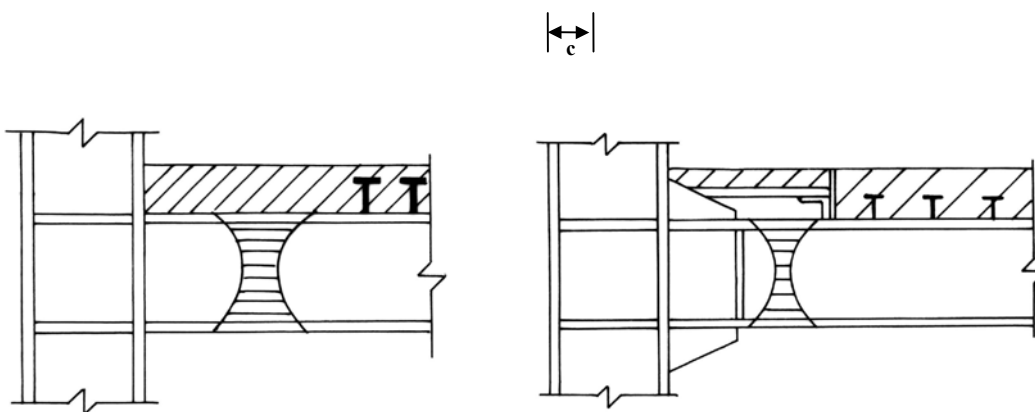
**Πίνακας 4: Ταξινόμηση πρότυπων διατομών**  
**Table 4: Hot rolled cross-section classification**

EC-3 <sup>18</sup> AISC-LRFD <sup>17</sup>	Κατηγορία 1 $c/t_f \leq 10\epsilon, d/t_w \leq 72\epsilon$ ομοίως κατ. 2 Πλαστική άρθρωση	Κατηγορία 2 $c/t_f \leq 11\epsilon, d/t_w \leq 83\epsilon$ $b/2 t_f \leq 11\epsilon, h/t_w \leq 109\epsilon$	Κατηγορία 3 $c/t_f \leq 15\epsilon, d/t_w \leq 124\epsilon$ $b/2 t_f \leq 18\epsilon / (1 - 0.18\epsilon^2)^{0.5}$ $h/t_w \leq 165\epsilon$
	Ελαστικές σεισμικές διατάξεις		
E.A.K (2000)	$q \geq 4.0, b/t_f \leq 9\epsilon, d/t_w \leq 66\epsilon$		
AISC Seismic sp.	$b/2 t_f \leq 8.8\epsilon, h/t_w \leq 89\epsilon$		

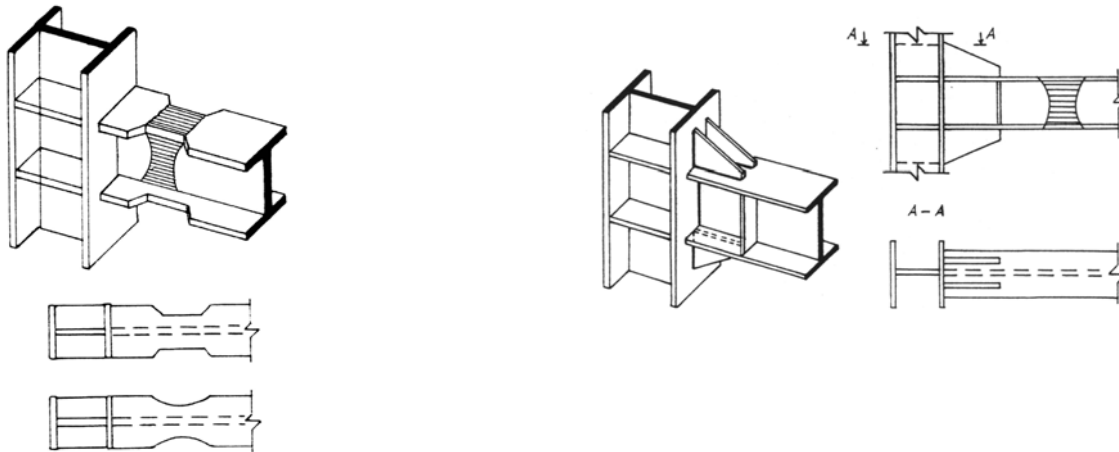


**Πίνακας 5: Κριτήρια εξασφάλισης της τοπική-καθολικής πλαστιμότητας**  
**Table 5: Criteria ensuring local and global ductility**

Ταξινόμηση διατομών σε επίπεδο αντοχής	Καθολική πλαστιμότητα Συντελεστής συμπεριφοράς	Τοπική πλαστιμότητα	
		Ταξινόμηση σε επίπεδο πλαστιμότητας	Στροφική ικανότητα
Κατηγορία 1	$q > 4.0$	$b_f$ Υψηλή πλαστιμότητα (Y) $\epsilon = (235/f_y)^{0.5} \geq 7.50$	$\geq 7.50$
Κατηγορία 2	$2.0 < q \leq 4.0$	Μέση πλαστιμότητα (M)	$\dots \leq R < 7.50$
Κατηγορία 3	$q \leq 2.0$	Χαμηλή πλαστιμότητα (X)	$1.50 \leq R < 4.50$



Σχήμα 14. Μείωση σύμμεκτης λειτουργίας πλάκας Ο/Σ-μεταλλικής δοκού  
 Figure 14. Minimization of interaction between R/C slab-steel beam



Σχήμα 15. Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για την ανάπτυξη πλαστικών \*  
 Figure 15. Constructional details ensuring the formation of plastic \*

στις δοκούς  
 in beams



Πίνακας 6α: Ταξινόμηση πολυόροφων πλαισίων  
 Table 6a: Classification of moment resisting frames

Μεταθετά Πλαίσια	Επίπεδο πλαστιμότητας		
	Υψηλή (Y)	Μέση (M)	Χαμηλή (X)
Πολύοροφα	$q > 4.0$ $R \geq 7.50$ *Μείωση της διατομής των πελάτων *Αερίδες ενισχυτικής *Πλαστική άρθρωση Ικανοτικά κριτήρια *Ειδικές κατασκευαστικές διατάξεις *,*,*	$2 < q \leq 4.0$ $4.50 \leq R \leq 5.50$ Ικανοτικά κριτήρια *Ειδικές κατασκευαστικές διατάξεις *	$q \leq 2.0$ $1.50 \leq R < 4.50$ Δεν απαιτούνται ικανοτικοί έλεγχοι

\*Ειδικές κατασκευαστικές διατάξεις:

- \* Εξασφάλιση πραγματικού και σχεδιαστικού ορίου διαρροής σύμφωνα με την § 3.7 του Ευρωκώδικα -8.
- \* Πρόβλεψη για μείωση της σύμμεκτης λειτουργίας πλάκας Ο/Σ- μεταλλικής δοκού.
- \* Χρήση ειδικών κατασκευαστικών διαμορφώσεων (σχήμα 15).

Πίνακας 6β: Ταξινόμηση λαμβάνοντας υπόψη την σεισμική επικινδυνότητα και την σπουδαιότητα του δομήματος

Table 6b: Classification taking into account the seismic hazard and the importance of frame

Μεταθετά Πλαίσια	Υψηλή (Y)	Μέση (M)	Χαμηλή (X)
		Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	
	IV	I, II, III	I
	Σπουδαιότητα του δομήματος		
	Σ4	Σ2, Σ3	Σ1