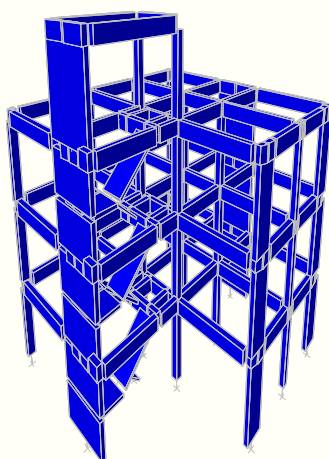


# ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

## - Γενική εισήγηση -



**Ι. Ε. ΑΒΡΑΜΙΔΗΣ**

**Εργαστήριο Εφαρμοσμένης Στατικής**

**Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών**

**Α.Π.Θ.**



**Κως, Οκτώβριος 2003**

Ιωάννης Ε. Αβραμίδης, [avram@civil.auth.gr](mailto:avram@civil.auth.gr), <http://users.auth.gr/avram>

### 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στα πλαίσια ενός συνεδρίου που αφορά κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος, το τεράστιο γνωστικό πεδίο της Ανάλυσης των Κατασκευών είναι εύλογο να περιορισθεί σε φορείς κατασκευασμένους από το συγκεκριμένο αυτό υλικό. Δεδομένου μάλιστα ότι πρόκειται για ένα συνέδριο που αφορά κατ' εξοχήν στον ελληνικό χώρο, είναι λογικό να δοθεί ιδιαίτερη έμφαση στην ανάλυση έναντι σεισμικών δράσεων. Και με αυτούς όμως τους περιορισμούς το εύρος του αντικειμένου της παρούσας εισήγησης παραμένει πάρα πολύ μεγάλο και δεν μπορεί βέβαια ούτε καν στοιχειωδώς να καλυφθεί από ένα ολιγοσέλιδο κείμενο. Έτσι, στις επόμενες παραγράφους εκτίθενται επιλεκτικώς ορισμένα μόνον θέματα, τα οποία πιστεύω ότι είναι ιδιαίτερου ενδιαφέροντος για τον Έλληνα μηχανικό. Σκοπός της εισήγησης αυτής δεν είναι ούτε να υποκαταστήσει διδακτικά εγχειρίδια και βιβλία ούτε να παρουσιάσει συγκεκριμένα ερευνητικά αποτελέσματα. Στόχος της είναι να διατυπώσει ορισμένες σκέψεις, να θέσει κάποιους προβληματισμούς και κυρίως να επαναποθετήσει το πρόβλημα της αντισεισμικής ανάλυσης κατασκευών σκυροδέματος μέσα στο σύγχρονο γνωστικό περιβάλλον της αντισεισμικής μηχανικής και τεχνολογίας.

## 2 ΤΟ ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΤΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΣΤΗ ΜΕΛΕΤΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Ο όρος «ανάλυση» αποτελεί γλωσσικό αντιδάνειο από τα αγγλικά. Το δόκιμον ή μη του όρου αυτού είχε προκαλέσει στο παρελθόν έντονο προβληματισμό [ΕΔ (1992), Αναστασιάδης (1992), Αβραμίδης (1997)]. Γιατί να λέμε «ανάλυση» και όχι, π.χ., «επίλυση» ή «υπολογισμός»; Πιστεύω ότι αν αναλογισθούμε τα κύρια στάδια από τα οποία αποτελείται η μελέτη μιας κατασκευής, θα μπορούσαμε να δεχθούμε ως «ανάλυση» τον επαρκώς ακριβή προσδιορισμό των καταστάσεων έντασης και παραμόρφωσης της κατασκευής υπό την επενέργεια εξωτερικών δυνάμεων (φορτίων) και καταναγκασμών, ο οποίος περιλαμβάνει το τρίπτυχο «προσομοίωση-επίλυση-αξιολόγηση» (βλ. Παράρτημα 1).

Μετά την πρώτη και σημαντικότερη φάση της μόρφωσης (σχεδιασμού) του φέροντος οργανισμού της υπό μελέτη κατασκευής (η οποία περιλαμβάνει όχι μόνο τη σύλληψη του φορέα, αλλά και τον καθορισμό διατομών βάσει εμπειρικών εκτιμήσεων, προκαταρκτικών υπολογισμών και προδιαστασιολογήσεων) και πριν αρχίσουν οι απαιτούμενοι υπολογισμοί, ακολουθεί η φάση της προσομοίωσης (μοντελοποίησης). Διότι αυτό που επιλύουμε κάθε φορά δεν είναι βέβαια η ίδια η κατασκευή, αλλά ένα προσομοίωμά της, το οποίο προκύπτει μετά από μια σειρά εξιδανικεύσεων και απλουστευτικών παραδοχών. Αυτές αφορούν τα γεωμετρικά μεγέθη (π.χ. διαστάσεις πλακοδοκού), την υλική συμπεριφορά των δομικών στοιχείων (ελαστική-ανελαστική, απολύτως στερεά διαφράγματα κτλ.), την κατανομή της μάζας της κατασκευής (συγκέντρωση στο ΚΒ ορόφων ή κατανεμημένη) και μία σειρά άλλων παραγόντων. Η διαδικασία της προσομοίωσης του πραγματικού φορέα αποτελεί μια φάση της εργασίας του πολιτικού μηχανικού εξίσου δημιουργική με εκείνη της μόρφωσης του φέροντος οργανισμού, αφού προϋποθέτει την κατανόηση της πραγματικής μηχανικής συμπεριφοράς της κατασκευής υπό την επίδραση εξωτερικών φορτίων.

Η προσομοίωση της πραγματικής κατασκευής περιλαμβάνει βέβαια όχι μόνο το μοντέλο της ανωδομής, αλλά και το μοντέλο του φορέα θεμελίωσης του κτιρίου, το μοντέλο του εδάφους θεμελίωσης και - ιδιαίτερα για κατασκευές που υπόκεινται σε σεισμική δράση - το μοντέλο της φόρτισης. Το μοντέλο φόρτισης περιγράφεται σχεδόν πλήρως από τους ισχύοντες Κανονισμούς, οι οποίοι όμως για την προσομοίωση ανωδομής-θεμελίωσης-εδάφους δίνουν μόνον ορισμένες γενικές οδηγίες, αφήνοντας τη συγκεκριμενοποίηση των μοντέλων στην κρίση του μελετητή.

Η τέχνη της προσομοίωσης συνίσταται εν προκειμένω στη διατύπωση ενός όσο το δυνατόν απλούστερου μοντέλου, που όμως να αποδίδει ικανοποιητικά όλες τις βασικές μηχανικές ιδιότητες της κατασκευής. Το μέγιστο επίπεδο απλούστευσης καθορίζεται από τις ελάχιστες απαιτήσεις ακρίβειας για την εκάστοτε περίπτωση, ενώ το επίπεδο επιτρεπόμενης πολυπλοκότητας του μοντέλου εξαρτάται άμεσα από τις υφιστάμενες δυνατότητες υπολογισμού του. Σήμερα, ο ηλεκτρονικός υπολογιστής και η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων αποτελούν ισχυρά εργαλεία για μια αποτελεσματική προσομοίωση οποιουδήποτε φορέα, χωρίς όμως να αποκλείουν και τον κίνδυνο αδόκιμων ή και εξεζητημένων μοντελοποιήσεων («αναρμονική ακρίβεια!»). Ας μην λησμονείται, ότι λόγω των μεγάλων αβεβαιοτήτων ακόμη και του στατικού υπολογισμού κατασκευών Ο/Σ (πιθανοτικός χαρακτήρας φορτίων και συμπεριφοράς δομικών υλικών, ανακρίβειες μοντέλου κτιρίου-θεμελίωσης-εδάφους κ.α.), οποιαδήποτε προσομοίωση δεν είναι παρά μια προσέγγιση της πραγματικότητας : Κανένα μοντέλο δεν είναι σε θέση να αποδώσει πλήρως όλα τα χαρακτηριστικά της πραγματικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής, γι' αυτό και πάντα είναι επιδεκτικό βελτίωσης.

Την φάση προσομοίωσης ακολουθεί η φάση επίλυσεων του προσομοιώματος, αξιολόγησης των αποτελεσμάτων και ενδεχόμενης επανεπίλυσής του. Το τρίπτυχο «προσομοίωση-επίλυση-

αξιολόγηση» συνιστά το περιεχόμενο της «ανάλυσης» της κατασκευής (του φέροντος οργανισμού). Έτσι, «ανάλυση ενός μικτού φορέα πλαισίων-τοιχωμάτων» δεν σημαίνει ότι ο μικτός φορέας αναλύεται στα επί μέρους δομικά του στοιχεία ("εις τα εξ ων συνετέθη"): παρεμπιπτόντως, αυτό ακριβώς αποτέλεσε ένα από τα κύρια επιχειρήματα κατά της χρήσης του όρου στην ελληνική γλώσσα. Σημαίνει (1) ότι ο μικτός φορέας προσομοιώνεται με κατάλληλο τρόπο (π.χ. με ένα «ισοδύναμο πλαίσιο»), (2) ότι το προσομοίωμα αυτό επιλύεται για τις προβλεπόμενες φορτίσεις και (3) ότι αξιολογούνται τα αποτελέσματα (εντάσεις και παραμορφώσεις) και ενδεχομένως τροποποιείται το προσομοίωμα και επανεπιλύεται.

Εφόσον τα αποτελέσματα των υπολογισμών είναι καταρχάς ικανοποιητικά, προχωρούμε στη φάση διαστασιολόγησης, αξιολόγησης των αποτελεσμάτων της και ενδεχόμενης τροποποίησης του αρχικού φορέα και επανεπίλυσης του (επίσης τροποποιημένου) προσομοιώματός του.

### 3 ΝΕΕΣ ΤΑΣΕΙΣ ΣΤΗΝ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ Ο/Σ ΥΠΟ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

Η επίλυση του προσομοιώματος γίνεται με μεθόδους της Στατικής ή της Δυναμικής σε εξάρτηση από το είδος των προβλεπομένων φορτίσεων (στατικές, δυναμικές/σεισμικές). Επίσης, σε εξάρτηση από το επίπεδο (δηλαδή την ένταση) φόρτισης που θα δεχθεί ένας δεδομένος φορέας, θα παραμείνει αυτός στην ελαστική περιοχή συμπεριφοράς ή θα εισέλθει στην ανελαστική περιοχή (υλική μη γραμμικότητα). Προκύπτουν έτσι οι εξής 4 περιπτώσεις υπολογισμού:

- στατικός ελαστικός υπολογισμός (γραμμικός)
- δυναμικός ελαστικός υπολογισμός (γραμμικός)
- στατικός ανελαστικός υπολογισμός (μη γραμμικός)
- δυναμικός ανελαστικός υπολογισμός (μη γραμμικός).

Τέλος, σε εξάρτηση από το μέγεθος των αξονικών φορτίων και των αναμενομένων μετακινήσεων, ενδέχεται να απαιτείται η εφαρμογή της θεωρίας 2<sup>ης</sup> τάξης (γεωμετρική μη γραμμικότητα). Ας σημειωθεί, ότι για κάθε μία από τις παραπάνω περιπτώσεις απαιτούμενου υπολογισμού διατίθενται και μπορούν να εφαρμοσθούν μία ή περισσότερες μέθοδοι επίλυσης.

Στα πλαίσια της παρούσας εισήγησης θα περιορισθούμε στο ερώτημα «Ποιές μέθοδοι επίλυσης είναι οι καταλληλότερες για κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος υπό σεισμική φόρτιση;» Γνωρίζοντας την υλική συμπεριφορά του οπλισμένου σκυροδέματος για αυξανόμενα επίπεδα έντασης (στάδιο I, II, III) και βάσει των όσων αναφέρθηκαν στην παράγραφο 2, το ερώτημα οφείλει να γενικευθεί ως εξής: «Ποιές μέθοδοι ανάλυσης (δηλαδή, ποιά προσομοιώματα και ποιές μέθοδοι επίλυσής τους) είναι οι καταλληλότερες για κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος υπό σεισμική φόρτιση;»

Μιά εύκολη απάντηση θα ήταν η εξής : Αφού οι κατασκευές μας καταπονούνται από σεισμούς και αφού γνωρίζουμε ότι αυτές υπό τον ισχυρό σεισμό σχεδιασμού, έναντι του οποίου θέλουμε να τις εξασφαλίσουμε, υφίστανται βλάβες εισερχόμενες στην ανελαστική περιοχή, εύλογο είναι να τις υπολογίζουμε με χρήση προσομοιωμάτων και μεθόδων δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης (χρονολογικός υπολογισμός με βήμα προς βήμα ολοκλήρωση των μη γραμμικών εξισώσεων κίνησης). Η απάντηση αυτή είναι υπερβολικά αβασάνιστη και ως εκ τούτου αδόκιμη. Ένας λόγος είναι οι ανυπέρβλητες για την συνήθη συμβατική πράξη δυσκολίες στις οποίες θα προσέκρουε ο μελετητής, αν ήθελε να εφαρμόσει τέτοιου είδους ανάλυση. Οι δυσκολίες αυτές σχετίζονται : (1) με την μη διαθεσιμότητα κατάλληλων και αντιπροσωπευτικών για την περιοχή που μας ενδιαφέρει

επιταχυνσιογραφημάτων, (2) με την έλλειψη αξιόπιστων νόμων υλικής (και ιδιαίτερα υστερητικής) συμπεριφοράς για τα δομικά στοιχεία του χωρικού φέροντος οργανισμού και του εδάφους θεμελίωσης υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση, (3) με την έλλειψη γνώσεων όσον αφορά τα όρια της επιτρεπτής (οριακής) συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων υπό διάφορους συνδυασμούς δυναμικών επιπονήσεων τους, και βέβαια (4) με την μη διαθεσιμότητα στην πράξη υπολογιστικών εργαλείων που θα επέτρεπαν τέτοιου είδους αναλύσεις εντός των αποδεκτών χρονικών και οικονομικών ορίων ενός τεχνικού γραφείου.

Η παραπάνω απάντηση είναι όμως αδόκιμη και για έναν άλλον λόγο : Διότι θεωρεί την είσοδο της κατασκευής στην ανελαστική περιοχή και την συνεπαγόμενη εμφάνιση βλαβών βέβαιες. Όμως, με δεδομένο τον σεισμό σχεδιασμού βάσει του ισχύοντος Κανονισμού, ο μελετητής μπορεί να προσδώσει στην κατασκευή του διαφορετικά επίπεδα (α) στιβαρότητας (δυσκαμψίας), (β) αντοχής και (γ) πλαστιμότητας, ανάλογα με τον επιθυμητό στόχο. Μπορεί να της επιτρέψει να εισέλθει λιγότερο ή περισσότερο στην ανελαστική περιοχή (δηλαδή, να υποστεί μικρότερες ή και μεγαλύτερες βλάβες), μπορεί όμως και να την μελετήσει έτσι ώστε υπό τον δεδομένο σεισμό σχεδιασμού να υποστεί ελάχιστες ή και καθόλου βλάβες, δηλαδή να παραμείνει ελαστική ή σχεδόν ελαστική. Στην τελευταία αυτή περίπτωση δεν χρειάζεται προφανώς η διενέργεια ανελαστικού (μη γραμμικού) υπολογισμού, αρκεί ένας ελαστικός (γραμμικός) δυναμικός υπολογισμός.

Ερχόμαστε έτσι και πάλι στο ερώτημα «Ποιές μέθοδοι επίλυσης είναι οι καταλληλότερες για κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος υπό σεισμική φόρτιση;» Η απάντηση στο ερώτημα αυτό δεν μπορεί παρά να είναι σχετική: Η επιλογή κατάλληλων προσομοιωμάτων και αντίστοιχων μεθόδων επίλυσής τους εξαρτάται από το επίπεδο σεισμικής επίδοσης (επιτελεστικότητας) για το οποίο μελετάται (σχεδιάζεται) η κατασκευή. Ή, αν πρόκειται για ανάλυση υφιστάμενης κατασκευής (ως έχει), από το επίπεδο επίδοσης που εκτιμάται ότι διαθέτει η συγκεκριμένη κατασκευή. Η απάντηση αυτή εντάσσεται στη φιλοσοφία αντισεισμικού σχεδιασμού κατασκευών με βάση την επίδοσή τους (performance-based design). Η φιλοσοφία αυτή συνίσταται σε ένα οργανωμένο σύνολο ιδεών, κανόνων, μεθόδων και κριτηρίων (ποιοτικών και ποσοτικών) που στοχεύει στον σχεδιασμό κατασκευών με προκαθορισμένη σεισμική συμπεριφορά (ή συμπεριφορές) για δεδομένο επίπεδο (ή επίπεδα) σεισμικής φόρτισης. Η νέα αυτή στρατηγική μελέτης αντισεισμικών κατασκευών αναπτύχθηκε στις ΗΠΑ κατά την τελευταία δεκαετία μέσα από τον προβληματισμό που πυροδότησαν οι τεράστιες οικονομικές καταστροφές που προκάλεσαν ισχυροί σεισμοί όπως εκείνος του Northridge. Συνειδητοποιήθηκε, ότι οι κατασκευές σε προηγμένες βιομηχανικές περιοχές προσφέρουν μεν εν γένει επαρκή προστασία ζωής έναντι ισχυρών σεισμών, το κόστος όμως λόγω επισκευής των βλαβών και διακοπής εργασιών ή μετεγκατάστασης δραστηριοτήτων είναι επαχθέστατο, ακόμη κι αν δεν προσμετρηθεί το ψυχολογικό κόστος και η αναπόφευκτη κοινωνική αναστάτωση. Ευλόγως προκύπτει έτσι η ανάγκη ανάπτυξης μίας ευέλικτης αντισεισμικής φιλοσοφίας σχεδιασμού για διάφορες στάθμες σεισμικής επίδοσης (επιτελεστικότητας) των κατασκευών. Υπό την εποπτεία κυρίως της FEMA (Federal Emergency Management Agency) οι ιδέες αυτές διατυπώθηκαν σε κείμενα μετά το 1995 (Vision 2000, ATC-40, FEMA-273 και 274) για την περίπτωση επισκευής-αποκατάστασης υφιστάμενων κτιρίων. Τα κείμενα αυτά παρουσιάστηκαν τον Νοέμβριο του 2000 με την μορφή προδρόμου κανονισμού (FEMA-356), ο οποίος συνεχίζει να βρίσκεται υπό επεξεργασία και πιθανή μετατροπή του σε κανονισμό, οπότε είναι βέβαιο ότι θα επηρεάσει και τους κανονισμούς για νέα κτίρια [(Αβραμίδης & Αναστασιάδης (2001)].

Κεντρικό σημείο αναφοράς του αντισεισμικού σχεδιασμού με βάση την επίδοση είναι η επιθυμητή (από τον κύριο του έργου) σεισμική επίδοση ή επιτελεστικότητα (seismic performance) του κτιρίου,

δηλαδή η επιθυμητή (ή καλύτερα, ανεκτή) οριακή κατάσταση βλαβών μετά το σεισμό. Ενδεικτικώς αναφέρονται τα εξής επίπεδα επίδοσης του κτιρίου [FEMA (1997), FEMA (2000)]:

OP : Ανεπηρέαστη συνέχιση λειτουργίας (Operational): (Σχεδόν) μηδενικές βλάβες.

IO : Άμεση χρήση μετά το σεισμό (Immediate Occupancy): Πολύ περιορισμένες βλάβες.

LS: Προστασία ζωής (Life Safety): Σημαντικές βλάβες στα φέροντα στοιχεία, αλλά υπάρχει αρκετή απόσταση από την μερική ή ολική κατάρρευση.

CP: Πρόληψη κατάρρευσης (Collapse Prevention): Εκτεταμένες σοβαρές βλάβες. Το κτίριο βρίσκεται στα πρόθυρα της κατάρρευσης, δυνάμενο να φέρει μόνο τα κατακόρυφα φορτία όχι όμως και οριζόντια.

Οι οριακές αυτές καταστάσεις βλαβών (επίπεδα επίδοσης) ορίζονται περιγραφικά με την μεγαλύτερη δυνατή λεπτομέρεια, τόσο για τα φέροντα όσο και για τα μη φέροντα στοιχεία, ενώ η επίτευξή τους ελέγχεται ποσοτικά με μεθόδους υπολογισμού και αντίστοιχα κριτήρια αποδοχής.

Οι παραπάνω επιδόσεις θα πρέπει να επιτευχθούν για συγκεκριμένο επίπεδο σεισμικού κινδύνου (σεισμό σχεδιασμού). Π.χ., αν δεχθούμε δύο επίπεδα σεισμικού κινδύνου (Σεισμός-1 και Σεισμός-2) ως ακολούθως :

Επίπεδο σεισμικού κινδύνου .....	Σεισμός 1	Σεισμός 2
Πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια.....	10%	2%
Μέση περίοδος επανάλιψης (σε χρόνια) .....	474	2475

προκύπτει το ακόλουθο μητρώο στόχων σχεδιασμού της κατασκευής:

Επίπεδο σεισμού	Επίπεδο επίδοσης κτιρίου			
	OP	IO	LS	CP
Σεισμός-1	i	j	k	l
Σεισμός-2	m	n	o	p

Ο δίδυμος στόχος k+p μπορεί να θεωρηθεί ως βασικός στόχος ασφάλειας που θα πρέπει να ικανοποιείται σε κάθε περίπτωση. Με τον βασικό αυτόν στόχο καλύπτεται η παραδοσιακή απαίτηση ασφάλειας, όπως ενσωματώνεται στους ισχύοντες αντισεισμικούς κανονισμούς : (α) ασήμαντες βλάβες για συχνούς ασθενείς σεισμούς, (β) επισκευάσιμες βλάβες για τον σπανιότερο ισχυρό σεισμό 1 και (γ) πρόληψη κατάρρευσης για τον πολύ σπάνιο ισχυρότατο σεισμό 2. Με τους άλλους, διευρυμένους (δηλαδή απαιτητικότερους) στόχους, π.χ. m ή n, καλύπτονται απαιτήσεις είτε ειδικών κτιρίων (σχολεία, νοσοκομεία, σταθμοί, κλπ), είτε επιπλέον απαιτήσεις του ιδιοκτήτη του έργου.

## Νέες τάσεις στην Αντισεισμική Ανάλυση κατασκευών

### Μητρώο στόχων σχεδιασμού της κατασκευής

Επίπεδο σεισμού			Επίπεδο επίδοσης κτιρίου			
Πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια	Μέση περίοδος επανάλληψης		Operational  (Σχεδόν) μηδενικές βλάβες	Immediate Occupancy  Πολύ περιορισμένες βλάβες	Life Safety  Σημαντικές βλάβες στον φ/ο	Collapse revention  Εκτεταμένες σοβαρές βλάβες
			→ → → → εντονότερη είσοδος στην ανελαστική περιοχή → → → →			
Σεισμός 1	10%	474	i	j	k	l
Σεισμός 2	2%	2475	m	n	o	p

Υψηλή επιτελεστικότητα → → → → → Χαμηλή επιτελεστικότητα

#### Βασικός στόχος ασφάλειας : k + p

- (α) ασήμαντες βλάβες για συχνούς ασθενείς σεισμούς
- (β) επισκευάσιμες βλάβες για τον σπανιότερο ισχυρό σεισμό 1
- (γ) πρόληψη κατάρρευσης για τον σπάνιο ισχυρότατο σεισμό 2

**Διευρυμένοι (απαιτητικότεροι) στόχοι, π.χ. i, m**  
καλύπτουν απαιτήσεις είτε ειδικών κτιρίων (σχολεία, νοσοκομεία, κλπ), είτε επιπλέον απαιτήσεις του ιδιοκτήτη του έργου.

Επανερχόμενοι τώρα στο αρχικώς τεθέν ερώτημα «Ποιές μέθοδοι επίλυσης είναι οι καταλληλότερες για κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος υπό σεισμική φόρτιση;», μπορούμε να απαντήσουμε λίγο πιο συγκεκριμένα ως εξής :

Γραμμικές δυναμικές μέθοδοι ανάλυσης (π.χ. η δυναμική φασματική μέθοδος) είναι εύλογο να εφαρμόζονται σε κτίρια υψηλής επιτελεστικότητας, π.χ. επιπέδου επίδοσης OP ή IO (μηδενικές έως πολύ περιορισμένες βλάβες) ή και σε κτίρια στα οποία τα δομικά τους στοιχεία εμφανίζουν γενικώς μικρό λόγο σεισμικής απαίτησης (δηλαδή σεισμικής επιπόνησης) προς διαθέσιμη αντοχή (Demand Capacity Ratio, DCR ), π.χ.  $DCR < 2$ . Σε κανονικά κτίρια όχι μεγάλου αριθμού ορόφων και με προεξάρχουσα τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο ταλάντωσης είναι υπό όρους αποδεκτή και η χρήση γραμμικών στατικών μεθόδων (π.χ. η απλοποιημένη φασματική μέθοδος). Αξίζει να σημειωθεί, ότι η σημαντικότερη διαφορά των γραμμικών αυτών μεθόδων από τις αντίστοιχες μεθόδους των σήμερα ισχυρότων κανονισμών για νέα κτίρια (π.χ. του EAK/2000) αφορά στο χρησιμοποιούμενο φάσμα σχεδιασμού και στο μέγεθος των σεισμικών φορτίων. Ως φάσμα σχεδιασμού χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσμα χωρίς τροποποιήσεις, τα δε ελαστικά σεισμικά φορτία αμείωτα, χωρίς να διαιρούνται με οποιονδήποτε συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  της κατασκευής. Ο ενιαίος συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  του κτιρίου εγκαταλείπεται και αντ' αυτού εισάγεται ο τοπικός συντελεστής  $m$  για κάθε διατομή και είδος επιπόνησης, με τον οποίο λαμβάνεται υπόψη η ικανότητα πλάστιμης παραμόρφωσης του εκάστοτε στοιχείου. Οι τιμές του  $m$  δίδονται σε πίνακες για κάθε επίπεδο επίδοσης και σε συνάρτηση με τη γενικότερη (πέρα από την καμπτική) επιπόνηση του στοιχείου. Έτσι, π.χ., στα υποστυλώματα

από οπλισμένο σκυρόδεμα λαμβάνεται  $m=1,25$  έως 2 για επίδοση IO (άμεση χρήση),  $m=1.5$  έως 3 για επίδοση LS (προστασία ζωής) και  $m=1,75$  έως 4 για επίδοση CP (πρόληψη κατάρρευσης). Για τις μη πλαστικές επιπونهσίες (αξονικές, τέμνουσες σε πλαίσια) λαμβάνεται πάντοτε  $m=1$  (δηλαδή  $q=1$ ). Τέλος, με το  $m$  διαιρούνται όχι μόνον τα εντατικά μεγέθη από σεισμό, αλλά και τα εντατικά μεγέθη από τα φορτία βαρύτητας! Από τα παραπάνω γίνεται εύκολα αντιληπτή η σημαντική αλλαγή που επήλθε στο σκεπτικό αντιμετώπισης της αντισεισμικής ασφάλειας των κατασκευών με χρήση γραμμικών μεθόδων ανάλυσης.

Μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις μπορούν (θεωρητικά) να εφαρμοσθούν σε οποιαδήποτε περίπτωση κατασκευής. Ιδιαίτερο νόημα έχει βέβαια η χρήση τους σε κατασκευές που σχεδιάζονται για χαμηλά επίπεδα επιτελεστικότητας (LS ή CP, σημαντικές έως πολύ σοβαρές βλάβες). Η εφαρμογή τους όμως, όπως προαναφέρθηκε, εμφανίζει εγγενείς ελλείψεις, είναι επίπονη, και απαιτεί ιδιαίτερη εμπειρία όσον αφορά τα χρησιμοποιούμενα μοντέλα των δομικών στοιχείων, τη χρήση των επιταχυνσιογραφημάτων και την ερμηνεία και αξιοποίηση των αποτελεσμάτων. Για τους λόγους αυτούς οι αμερικανικές σχετικές διατάξεις επιβάλλουν τον έλεγχο τέτοιων μελετών και από ανεξάρτητο μηχανικό με αναγνωρισμένη εμπειρία σε τέτοιου είδους αναλύσεις.

Οι δυσχέρειες της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης οδήγησαν κατά τα τελευταία χρόνια στην ανάπτυξη στατικών μη γραμμικών μεθόδων ανάλυσης, με στόχο τον ρεαλιστικότερο (σε σχέση με τις γραμμικές μεθόδους) προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών που σχεδιάζονται για χαμηλά επίπεδα επιτελεστικότητας (LS ή CP), αλλά με απλούστερη διαδικασία (σε σχέση με τις δυναμικές μη γραμμικές μεθόδους). Η κυριότερη σήμερα μη γραμμική στατική μέθοδος αποτελεί ουσιαστικά προσαρμογή της από παλιά γνωστής υπερωθητικής ανάλυσης (pushover analysis). Η μέθοδος αυτή ισχύει με αποδεκτή ακρίβεια μόνο για επίπεδα συστήματα με μικρή συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών ταλάντωσης (βλ. και παράγραφο 5).

#### 4 ΤΡΕΧΟΥΣΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ Ο/Σ ΥΠΟ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

Οι παραπάνω εν πλήρη συντομία παρουσιασθείσες ιδέες του αντισεισμικού σχεδιασμού με βάση την επίδοση πιστεύεται ότι θα επηρεάσουν σημαντικά την εξέλιξη των αντισεισμικών κανονισμών κατά τα επόμενα χρόνια. Μπορεί, άλλωστε, να υποστηριχθεί βάσιμα, ότι πολλές από τις παραπάνω ιδέες υπάρχουν υπό απλοποιημένη μορφή και στους σημερινούς αντισεισμικούς κανονισμούς. Παράδειγμα ο ΕΑΚ/2000 (βλ. παραγρ. 2.3.5[3] και 4.1.4[5]), στον οποίο εκτός από το επίπεδο επίδοσης που αντιστοιχεί στην τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q=3.5$  (προστασία ζωής, σημαντικές βλάβες, χωρίς μάλιστα να αποκλείεται παντελώς η κατάρρευση, χαμηλή επιτελεστικότητα) προδιαγράφεται, έστω στοιχειωδώς, η δυνατότητα επιλογής  $q=1.5$  (δηλαδή ελεγχόμενες βλάβες μικρής έκτασης και επισκευάσιμες) και  $q=1$  (πολύ περιορισμένες βλάβες, άμεση χρήση, υψηλή επιτελεστικότητα).

## Τρέχουσες μέθοδοι Αντισεισμικής Ανάλυσης κατασκευών

Η ιδέα μιας κλιμακούμενης επιτελεστικότητας υφίσταται εν σπέρματι στον ισχύοντα ΕΑΚ/2000.

### Υπενθύμιση

Η τιμή  $q_{\max}=3.5$  για Ο/Σ δεν είναι υποχρεωτική.

Στον ΕΑΚ/2000 δίνονται οι **μέγιστες τιμές  $q_{\max}$**  του συντελεστή συμπεριφοράς.

- ΕΑΚ/2000, παράγρ. 2.3.5 [3] :  
Σε περίπτωση επιθυμητής **ελαστικής** συμπεριφοράς λαμβάνεται  **$q=1$** .
- ΕΑΚ/2000, παράγρ. 4.1.4 [5] :  
Αν επιλεγεί  **$q < 1.5$  ή  $q < q_{\max}/2$**   
→ **δεν απαιτούνται έλεγχοι εξασφάλισης αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού**

Είναι όμως αληθές, ότι οι σημερινοί κανονισμοί θεωρούν ουσιαστικά έναν μόνο στόχο (προστασία ζωής, χαμηλή επιτελεστικότητα) για ένα μόνο επίπεδο σεισμού, τον λεγόμενο σεισμό σχεδιασμού (με πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 χρόνια και μέση περίοδο επανάληψης 474 χρόνια, όπως και ο Σεισμός 1 παραπάνω), χωρίς να είναι ξεκάθαρη η αναμενόμενη επίδοση (το επίπεδο βλαβών) και χωρίς επίσης να προβλέπεται υπολογιστικός έλεγχος (κριτήριο) επίτευξης ή όχι του στόχου αυτού. Έτσι, ο μηχανικός εκλέγει κατά κανόνα κατευθείαν  $q=3.5$  (συνήθης μέγιστη τιμή για κατασκευές Ο/Σ) χωρίς να ρωτήσει τον ιδιοκτήτη και χωρίς να του εξηγήσει τί ακριβώς συνεπάγεται η βασική αυτή επιλογή. Αντίθετα, με τον σχεδιασμό βάσει της επίδοσης θεσμοθετούνται περισσότεροι στόχοι με καθορισμένα επίπεδα επίδοσης, από την ελαστική με  $q=1$  (ασήμαντες βλάβες) μέχρι τα πρόθυρα της κατάρρευσης ( $q=3.5$ ) και με αντίστοιχα υπολογιστικά κριτήρια επίτευξης ή όχι των στόχων αυτών. Η επιλογή του συγκεκριμένου στόχου γίνεται σε συνεργασία με τον ιδιοκτήτη, ανάλογα με το επιθυμητό (ανεκτό) επίπεδο επίδοσης. Αξίζει να σημειωθεί εδώ, ότι η δυστυχώς παλαιόθεν διαδεδομένη άποψη, ότι κατασκευές υψηλής επιτελεστικότητας (π.χ.  $q=1.5$ ) συνεπάγονται πολλαπλάσιο κόστος έναντι κατασκευών χαμηλής επιτελεστικότητας (π.χ.  $q=3.5$ ), είναι παντελώς ατεκμηρίωτη και αποδεδειγμένα πλέον λανθασμένη [Αβραμίδης κ.ά. (2003)].

Στον ισχύοντα ΕΑΚ/2000 προβλέπονται, όπως γνωρίζετε, για τον σχεδιασμό των κατασκευών μόνον γραμμικές μέθοδοι υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης: Η δυναμική φασματική μέθοδος και η απλοποιημένη φασματική (ισοδύναμη στατική) μέθοδος. Η εφαρμογή τόσο της γραμμικής (ελαστικής) όσο και της μη γραμμικής (ανελαστικής) δυναμικής χρονολογικής ανάλυσης με εν χρόνω ολοκλήρωση επιταχυνσιογραφημάτων επιτρέπεται μεν, αλλά μόνον συμπληρωματικά προς τις παραπάνω δύο μεθόδους, υπό την έννοια πρόσθετων ελέγχων της μετελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής. Υπό την ίδια έννοια, αν και καμία σχετική αναφορά δεν γίνεται στον ΕΑΚ/2000, θα



μπορούσε να εφαρμοσθεί και η μη γραμμική στατική μέθοδος ανάλυσης (υπερωθητική ανάλυση), εφόσον αυτή θεωρηθεί «δόκιμη» (ΕΑΚ/20000, παράγρ. 3.1.2 [2]). Αξίζει να σημειωθεί εδώ, ότι στο τρέχον σχέδιο του Ευρωκώδικα 8 [EC8 (2002)] προβλέπεται ρητά η χρήση της υπερωθητικής ανάλυσης (ακριβέστερα: μίας από τις πολλές υφιστάμενες παραλλαγές της), και μάλιστα όχι μόνον υπό την έννοια πρόσθετου ελέγχου, αλλά και εναλλακτικά προς τις γραμμικές μεθόδους ανάλυσης (βλ. και παράγραφο 5).

Έτσι, στην συνήθη καθημερινή πράξη, ο Έλληνας μηχανικός χρησιμοποιεί κατά κανόνα γραμμικές μεθόδους (είτε τη δυναμική φασματική μέθοδο είτε την απλοποιημένη φασματική μέθοδο) ανεξάρτητα από την τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  που θα επιλέξει. Επιλογή όμως της τιμής  $q=3.5$  σημαίνει ότι αποδεχόμαστε (και επιδιώκουμε) την είσοδο της κατασκευής στην ανελαστική περιοχή (χαμηλή επιτελεστικότητα), ενώ η επιτρεπτή από τον ΕΑΚ/2000 επιλογή  $q=1.5$  ή  $q=1$  σημαίνει ότι σχεδιάζουμε την κατασκευή έτσι ώστε να παραμείνει σχεδόν ελαστική υπό τον σεισμό σχεδιασμού (υψηλή επιτελεστικότητα). Μετά τα όσα εκτέθηκαν παραπάνω γίνεται εύκολα αντιληπτό, ότι η αξιοπιστία των χρησιμοποιούμενων γραμμικών μεθόδων διαφοροποιείται σημαντικά σε εξάρτηση από την στάθμη επιτελεστικότητας (επίδοσης), δηλαδή σε εξάρτηση από την επιλεγείσα τιμή του  $q$ : Η αξιοπιστία των γραμμικών μεθόδων είναι μικρή στην περίπτωση  $q=3.5$ , ενώ είναι ικανοποιητική στην περίπτωση  $q=1.5$  ή  $q=1$ . Γιαντό άλλωστε, μεταξύ άλλων, και ο κανονισμός απαιτεί στην πρώτη περίπτωση πρόσθετους ιδιαίτερους ελέγχους ('ικανοτικός σχεδιασμός'), ενώ στη δεύτερη περίπτωση όχι. Προφανώς, στην περίπτωση που το κτίριο παραμένει (σχεδόν) ελαστικό, τα συνήθη υπολογιστικά γραμμικά και επιφανειακά προσομοιώματα που χρησιμοποιούνται κατά τη μελέτη του είναι κατά πολύ πιο αξιόπιστα από ό,τι στην περίπτωση που γίνεται αποδεκτή η εμφάνιση βλαβών.

Είναι σαφές, ότι στις περιπτώσεις κατασκευών που σχεδιάζονται για μικρή επιτελεστικότητα (π.χ. για  $q=3.5$ ), ο ισχύων κανονισμός κινείται στο «πνεύμα μιας μέγιστης απλούστευσης» της πραγματικής κατάστασης. Η ανελαστική απόκριση της κατασκευής υπολογίζεται όχι μέσω μιας μη γραμμικής (ανελαστικής) ανάλυσης, αλλά μέσω μιας «ισοδύναμης» γραμμικής (ελαστικής) ανάλυσης με τη βοήθεια κατάλληλα απομειωμένου (διαίρεση διά  $q$ ) και τροποποιημένου φάσματος σχεδιασμού. Η γραμμικοποίηση του όλου προβλήματος βασίζεται σε μία ολόκληρη σειρά παραδοχών και απλουστεύσεων (βλ. ΕΑΚ/2000, Σχόλια, παράγρ. Σ.3.1.1). Το «τίμημα» που καταβάλλεται για την αποφυγή μη γραμμικών αναλύσεων συνίσταται εν προκειμένω στην αναγκαιότητα ενός επάλληλου σταδίου σχεδιασμού, εκείνο του ικανοτικού σχεδιασμού, μέσω του οποίου θεωρείται ότι καλύπτονται οι «ανεπάρκειες» της «ισοδύναμης» γραμμικής ανάλυσης.

Κλείνοντας την παράγραφο αυτή των παρατηρήσεων σχετικά με τις τρέχουσες μεθόδους ανάλυσης, θα ήθελα να υπενθυμίσω και να τονίσω τα ακόλουθα. Σχεδιασμός και υπολογισμός μιας κατασκευής για χαμηλή επιτελεστικότητα με  $q=3.5$  σημαίνει, ότι υπό τον σεισμό σχεδιασμού θα πρέπει να ενεργοποιηθούν όλοι οι προβλεπόμενοι ελαστοπλαστικοί μηχανισμοί προς κατανάλωση του  $(1-1/q)*100\% = 71\%$  της εισερχόμενης σεισμικής ενέργειας. Μερική ή ολική μη ενεργοποίησή τους (π.χ. λόγω υπερδιαστασιολόγησης των κρίσιμων περιοχών που οφείλουν να διαρρεύσουν πρώτες) σημαίνει (α) ότι ο υπολογισμός με  $q=3.5$  ήταν ασυνεπής, και ότι ως εκ τούτου (β) οι μηχανισμοί διαρροής καθίστανται αναξιόπιστοι, (γ) η είσοδος στην ανελαστική περιοχή δεν είναι πλέον ελεγχόμενη και (δ) η πιθανότητα κατάρρευσης είναι πλέον κάθε άλλο παρά επαρκώς μικρή. Με δύο λόγια: Οι ελαστοπλαστικοί μηχανισμοί μιας κατασκευής μικρής επιτελεστικότητας είναι οι ασφάλειες του συστήματος και πρέπει να λειτουργήσουν ('να καούν') στον σεισμό σχεδιασμού. Διότι αν δεν 'καούν' οι ασφάλειες, 'καίγεται' το σύστημα. Φορείς που μελετήθηκαν για  $q=3.5$ , αλλά στη συνέχεια (για διάφορους λόγους) υπερδιαστασιολογήθηκαν και διαθέτουν σημαντικές υπεραντοχές, εισέρχονται λίγο μόνον ή και καθόλου στην ανελαστική περιοχή υπό τον σεισμό σχεδιασμού, γεγονός που αφενός

αντιφάσκει με την φιλοσοφία σχεδιασμού τους και αφετέρου εγκυμονεί σοβαρούς κινδύνους αστοχιών (λόγω, π.χ., τυχαίας και ανομοιόμορφης κατανομής των "αθέλτων" και άδηλων υπεραντοχών).

## Τρέχουσες μέθοδοι Αντισεισμικής Ανάλυσης κατασκευών

Αποδοχή βλαβών → υπολογισμός κατασκευής για [Σεισμό / q] (συνήθως=3.5)

Η υπόλοιπη εισερχόμενη σεισμική ενέργεια  $(1-1/3.5)*100\% = 71\%$   
οφείλει να καταναλωθεί μέσω αποδεκτών πλαστικοποιήσεων (=βλαβών).

**Αρα** : Υπό τον σεισμό σχεδιασμού **πρέπει να ενεργοποιηθούν** όλοι οι προβλεπόμενοι ελαστοπλαστικοί μηχανισμοί προς κατανάλωσή της.

Μερική ή ολική **μη ενεργοποίησή** τους  
(π.χ. λόγω υπερδιαστασιολόγησης των κρίσιμων περιοχών, **DCR>2**)  
σημαίνει :

- υπολογισμός με  $q=3.5$  ασυνεπής
- μηχανισμοί κατάρρευσης αναξιόπιστοι
- μη ελεγχόμενη είσοδος στην ανελαστική περιοχή
- πιθανή κατάρρευση

**Ελαστοπλαστικοί μηχανισμοί = ασφάλειες του συστήματος**  
→ **Αν δεν 'καούν' οι ασφάλειες, 'καίγεται' το σύστημα**

Πώς όμως μπορεί ο μελετητής να αποφύγει ενδεχομένως αθέλητες μεγάλες υπερδιαστασιολογήσεις που μπορεί να ακυρώσουν τον συνολικό ικανοτικό σχεδιασμό; Αυτό μπορεί να γίνει τη βοήθεια του προαναφερθέντος λόγου εξάντλησης της αντοχής της διατομής (= ο λόγος της σεισμικής επιπόνησης, δηλαδή της σεισμικής απαίτησης, προς τη διαθέσιμη αντοχή - Demand Capacity Ratio, DCR). Προφανώς, απαιτείται από το χρησιμοποιούμενο επαγγελματικό πρόγραμμα ο αυτόματος υπολογισμός του συντελεστή αυτού για κάθε διαστασιολογούμενη διατομή και εν συνεχεία ο έλεγχος του μεγέθους του και της ομοιόμορφης κατανομής του στον φορέα.

## 5 ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΗ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΟΤΗΤΑ: ΕΠΙΡΡΟΕΣ 2<sup>ης</sup> ΤΑΞΗΣ

Στην αρχή της παραγράφου 3 αναφέρθηκε, ότι σε εξάρτηση από το μέγεθος των αναμενόμενων μετακινήσεων ενδέχεται να απαιτείται μη γραμμικός υπολογισμός σύμφωνα με την θεωρία 2<sup>ης</sup> τάξης (γεωμετρική μη γραμμικότητα). Αν και το θέμα αυτό δεν είναι μείζονος σημασίας για τις συνήθεις κατασκευές Ο/Σ του ελληνικού χώρου, αξίζει εντούτοις κάποιων επισημάνσεων,

δεδομένου ότι τόσο στους ελληνικούς κανονισμούς όσο και στον Ευρωκώδικα 8, αλλά και σε άλλους κανονισμούς προηγμένων χωρών, οι σχετικές διατάξεις είναι ανεπαρκείς [Anastassiadis et al. (2003)]

Λόγω των εγγενών δυσκολιών που παρουσιάζει η ταυτόχρονη θεώρηση υλικώς και γεωμετρικώς μη γραμμικών φαινομένων, οι κανονισμοί επιδιώκουν γενικώς την καθήλωση των φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης σε χαμηλά επίπεδα, έτσι ώστε κατά κανόνα η επιρροή τους επί της αποκρίσεως του φορέα να μην υπερβαίνει το 10%. Σημειώνεται επίσης, ότι στους κανονισμούς οι επιρροές 2<sup>ης</sup> τάξης περιορίζονται κατά κανόνα στα φαινόμενα P-Δ (δηλαδή, λαμβάνονται υπόψη μόνο οι πρόσθετες ροπές λόγω εκτροπής, ενώ θεωρούνται αμελητέες οι πρόσθετες ροπές λόγω καμπύλωσης των ίδιων των δομικών στοιχείων), κάτι που θεωρείται γενικώς αποδεκτό για συνήθη πολυώροφα κτίρια. Έτσι, σύμφωνα με τον ΕΑΚ/2000, παρ. 4.1.2.2., η επιρροή P-Δ μπορεί να αγνοηθεί, αν σε κάθε όροφο του κτιρίου ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας  $\theta$  ικανοποιεί τη συνθήκη :  $\theta = (N_{ολ} \Delta) / (V_{ολ} h) \leq 0.10$ , όπου  $\Delta = q \Delta_{ελ}$  η υπολογιστική διαφορική μετατόπιση των πλακών του ορόφου,  $N_{ολ}$  και  $V_{ολ}$  η συνολική αξονική και η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου αντιστοίχως, και  $h$  το ύψος του ορόφου.

Εντούτοις είναι γνωστό [(MacGregor & Hage (1977))], ότι η παραπάνω συνθήκη ισχύει μόνο για επίπεδα πλαίσια υπό στατική φόρτιση με προεξάρχουσα διατμητική παραμόρφωση. Δίνει πολύ μεγάλες αποκλίσεις εφαρμοζόμενη σε μικτά συστήματα πλαισίων-τοιχωμάτων, ενώ δεν ισχύει για ασύμμετρα χωρικά συστήματα, που ειδικά στον ελληνικό χώρο αποτελούν την συνήθη περίπτωση κτιριακών κατασκευών.

Τονίζεται επίσης, ότι τα μεγέθη έντασης ( $N_{ολ}$ ,  $V_{ολ}$ ) και παραμόρφωσης ( $\Delta$ ) που περιέχει ο παραπάνω τύπος οφείλουν να προέρχονται από την ίδια κατάσταση φόρτισης (δηλαδή, να είναι ταυτόχρονα). Για τον λόγο αυτόν, η εφαρμογή του τύπου στα πλαίσια της δυναμικής φασματικής μεθόδου των κανονισμών πρέπει να θεωρείται πρακτικώς αδύνατη.

Με δεδομένη την ύπαρξη πολλών προγραμμάτων H/Y που μπορούν να διενεργήσουν στατική επίλυση φορέων σύμφωνα με τη θεωρία 2<sup>ης</sup> τάξης (λαμβάνοντας μάλιστα υπόψη όχι μόνο τα φαινόμενα P-Δ, αλλά και τις πρόσθετες ροπές λόγω καμπύλωσης των επί μέρους δομικών στοιχείων), προτείνεται [Παρασκευόπουλος κ.ά. (2001), Anastassiadis et al. (2003)] ως κριτήριο απαλλαγής από την ρητή θεώρηση της επιρροής φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης ο έλεγχος του δείκτη ελαστικής ευστάθειας  $\theta_e = P/P_{κρ,ελ}$ , όπου  $P$  = το συνολικό κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού του φορέα και  $P_{κρ,ελ}$  το κρίσιμο φορτίο λυγισμού του φορέα σύμφωνα με τη (στατική) θεωρία της ελαστικής ευστάθειας. Ο γενικός αυτός τύπος είναι καθολικής ισχύος, ανεξαρτήτως είδους φορέα (αμιγώς πλαισιακός, μικτός κλ.). Ο δείκτης  $\theta_e$  εξαρτάται μόνον από τη δυσκαμψία του φορέα και την κατανομή των κατακορύφων φορτίων, είναι ανεξάρτητος από οποιαδήποτε οριζόντια σεισμική φόρτιση και συνιστά έτσι χαρακτηριστικό μέγεθος του εκάστοτε φορέα.

Προκειμένου να προσεγγισθεί η υλικά μη γραμμική συμπεριφορά της κατασκευής υπό τον σεισμό σχεδιασμού μέσα στα πλαίσια της «ισοδύναμης» γραμμικής ανάλυσης που διενεργείται βάσει του ισχύοντος αντισεισμικού κανονισμού, ο μεταελαστικός δείκτης ευστάθειας  $\theta$  μπορεί να υπολογίζεται προσεγγιστικά με πολλαπλασιασμό του  $\theta_e$  επί τον συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ , δηλαδή  $\theta = q \theta_e$ . Επομένως, το κριτήριο απαλλαγής από την ρητή θεώρηση της επιρροής φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης θα είναι:  $\theta = q \theta_e \leq 0.10$ .

Προφανώς, ο προτεινόμενος έλεγχος είναι ένας «στατικός» έλεγχος, που όμως κρίνεται επαρκής για συμβατικές κατασκευές Ο/Σ. Ο υπολογισμός ενός αντίστοιχου δείκτη στα πλαίσια της θεωρίας της δυναμικής ελαστικής ευστάθειας παρουσιάζει σημαντικές δυσκολίες, οι οποίες πολλαπλασιάζονται περαιτέρω, αν θελήσει κανείς να θεωρήσει παράλληλα και την ανελαστική συμπεριφορά της

κατασκευής. Η επιδίωξη ακριβέστερων θεωρήσεων μέσα στο ισχύον καθεστώς της «ισοδύναμης» γραμμικής αντισεισμικής ανάλυσης θα οδηγούσε σε καταστάσεις «αναρμονικής ακρίβειας».

## 6 ΥΛΙΚΗ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΟΤΗΤΑ: ΥΠΕΡΩΘΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Όπως αναφέρθηκε και στην παράγραφο 3, μία στατική μη γραμμική (ανελαστική) μέθοδος ανάλυσης που χρησιμοποιείται ήδη σήμερα για κατασκευές χαμηλής επιτελεστικότητας είναι η «στατική» υπερωθητική ανάλυση. Ο χαρακτηρισμός «στατική» αφήνει να εννοηθεί ότι έχουν προταθεί και άλλα είδη υπερωθητικής ανάλυσης, όπως π.χ. η «ιδιομορφική» [Chopra & Goel (2002)] και η «φασματική» [Αναστασιάδης (2001)]. Εδώ θα περιορισθούμε σε κάποιες γενικές παρατηρήσεις που αφορούν στην στατική υπερωθητική ανάλυση και, εν συνεχεία, σε κάποιες ειδικότερες επισημάνσεις που αφορούν στην προτεινόμενη από το τρέχον σχέδιο του Ευρωκώδικα 8 [EC8 (2002)] σχετική διαδικασία.

Σκοπός της υπερωθητικής ανάλυσης είναι ο ρεαλιστικότερος σε σχέση με τις τρέχουσες γραμμικές μεθόδους προσδιορισμός της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών που σχεδιάζονται για χαμηλά επίπεδα επιτελεστικότητας με χρήση απλούστερων διαδικασιών από εκείνες που θα απαιτούσε μία δυναμική μη γραμμική ανάλυση. «Ρεαλιστικότερος» σημαίνει εν προκειμένω, ότι η εκτίμηση των αναμενόμενων σεισμικών απαιτήσεων λαμβάνει καλύτερα - αν και πάντα προσεγγιστικώς - υπόψη τις ανακατανομές των εσωτερικών δυνάμεων λόγω των προκαλούμενων βλαβών, δηλαδή λόγω της εισόδου της κατασκευής στην ανελαστική περιοχή. Έτσι, π.χ., η υπερωθητική ανάλυση αναμένεται να μας δώσει σαφέστερη εικόνα

- (α) για τις σεισμικές απαιτήσεις όσον αφορά την ένταση σε δυνητικώς ψαθυρά δομικά στοιχεία (π.χ. απαίτηση τέμνουσας δύναμης σε υψίκορμες δοκούς),
- (β) για τις σεισμικές απαιτήσεις όσον αφορά το μέγεθος των ανελαστικών παραμορφώσεων σε συγκεκριμένα δομικά στοιχεία που σχεδιάζονται έτσι ώστε να απορροφούν ενέργεια μέσω υστερητικής συμπεριφοράς,
- (γ) για την επιρροή της σταδιακής αποδόμησης της δυσκαμψίας και αντοχής συγκεκριμένων δομικών στοιχείων επί της υπόλοιπης κατασκευής,
- (δ) για τμήματα της κατασκευής στα οποία οι απαιτήσεις ανελαστικής παραμόρφωσης είναι πολύ μεγάλες και τα οποία ως εκ τούτου οφείλουν να τύχουν ιδιαίτερης προσοχής (π.χ. εντοπισμός «μαλακών» και «ασθενών» ορόφων),
- (ε) για το μέγεθος των σχετικών μετατοπίσεων και στροφών των ορόφων προκειμένου αυτές είτε να περιορισθούν προς αποφυγή βλαβών είτε να ληφθούν υπόψη μέσω θεώρησης γεωμετρικώς μη γραμμικών φαινομένων P-Δ,
- (στ) για την εκτίμηση της επιρροής «μη φερόντων» δομικών στοιχείων (π.χ. τοιχοποιίας) και για διάφορα άλλα επί μέρους θέματα.

Η θεωρητική βάση στην οποία στηρίζεται η στατική υπερωθητική ανάλυση προκειμένου να μας δώσει όλα αυτά τα επιθυμητά αποτελέσματα δεν είναι αυστηρά τεκμηριωμένη [Kranwinkler & Serevinatna (1998)]. Η κεντρική της, απλουστευτικού χαρακτήρα, ιδέα είναι ο συσχετισμός της ανελαστικής απόκρισης της πραγματικής κατασκευής με την απόκριση ενός «ισοδύναμου» μονοβάθμιου ταλαντωτή. Αυτό όμως σημαίνει, ότι η απόκριση της πραγματικής κατασκευής θεωρείται ότι εξαρτάται από μία μόνο ιδιομορφή ταλάντωσης, της οποίας η μορφή παραμένει σταθερή καθόλη τη διάρκεια του φαινομένου. Η υπολογιστική διαδικασία έχει σε αδρές γραμμές ως εξής:

- (1) Σε ένα πρώτο βήμα καθορίζεται με συγκεκριμένο τρόπο το «ισοδύναμο» (δηλαδή «αντιπροσωπευτικό» της όλης κατασκευής) μονοβάθμιο σύστημα και υπολογίζεται η

ανελαστική του μετατόπιση λόγω σεισμού/ών σχεδιασμού. Από την μετατόπιση αυτή προκύπτει η ανελαστική μετατόπιση στην κορυφή της πραγματικής κατασκευής, που ονομάζεται «μετατόπιση-στόχος». Η μετατόπιση-στόχος,  $\Delta_{στοχ}$  θεωρείται ότι εκφράζει την απαίτηση του σεισμού σχεδιασμού από την πραγματική κατασκευή.

- (2) Σε ένα δεύτερο βήμα καθορίζεται βάσει μίας και μόνης μορφής ταλάντωσης (π.χ. της θεμελιώδους ιδιομορφής) η καθύψος κατανομή των στατικών σεισμικών φορτίων του πραγματικού φορέα. Η κατανομή αυτή διατηρείται αμετάβλητη κατά τη διάρκεια της προοδευτικής διαρροής του φορέα. Με έτσι καθύψος κατανεμημένα οριζόντια φορτία διενεργείται η παλαιότερη γνωστή υπερωθητική ανάλυση: Ξεκινώντας από μικρές τιμές των φορτίων προχωράει σε διαδοχικές (incremental) επαυξήσεις τους, υπολογίζοντας κάθε φορά την ανελαστική απόκριση του φορέα. Διαδοχικά, και σε αντιστοιχία με την επαύξηση των φορτίων, τροποποιείται βεβαίως και το χρησιμοποιούμενο προσομοίωμα της πραγματικής κατασκευής με εισαγωγή πλαστικών αρθρώσεων στα σημεία των διαρρευουσών διατομών. Η επαύξηση των φορτίων συνεχίζεται τουλάχιστον μέχρι να αναπτυχθεί μετατόπιση κορυφής ίση με  $1,5\Delta_{στοχ}$ , αλλά μπορεί να συνεχιστεί και μέχρι να επέλθει κατάρρευση του όλου φορέα.
- (3) Σε ένα τρίτο βήμα γίνεται η αξιολόγηση. Η απόκριση του πραγματικού φορέα υπό τον σεισμό σχεδιασμού, είναι εκείνη που αντιστοιχεί σε μετατόπιση κορυφής του ίση με την μετατόπιση-στόχο. Για την κατάσταση, που υπολογίστηκε στο προηγούμενο βήμα, γίνεται βάσει των προαναφερθέντων σημείων (α) – (στ) η εκτίμηση των αναμενομένων ζημιών και, γενικότερα, η εκτίμηση της ανελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής.

Από τα παραπάνω γίνεται αντιληπτό ότι η περιγραφείσα στατική υπερωθητική ανάλυση δίνει αποδεκτά αποτελέσματα μόνο όταν πράγματι ο φορέας ταλαντώνεται κατά προεξάρχοντα τρόπο σύμφωνα με την επιλεγμένη στο παραπάνω δεύτερο βήμα μορφή ταλάντωσης. Αυτό την κάνει εφαρμόσιμη ουσιαστικά μόνον σε επίπεδα συστήματα (ή χωρικά συστήματα με πρακτικώς μηδενική στρέψη, π.χ. λόγω διπλής συμμετρίας), τα οποία διαθέτουν επιπλέον και υψηλό βαθμό γεωμετρικής και μαζικής ομοιομορφίας και που ως εκ τούτου αναμένεται να εμφανίσουν σχετικώς ομοιόμορφη καθύψος κατανομή ανελαστικών παραμορφώσεων [Kranwinkler & Serevinatna (1998)]. Επισημαίνεται, ότι η διατήρηση της κατανομής των σεισμικών φορτίων αμετάβλητης καθύψος κατά τα διαδοχικά υπολογιστικά βήματα σημαίνει, ότι η μέθοδος συστηματικά δεν λαμβάνει υπόψη την μεταβολή των ταλαντωτικών ιδιοτήτων της κατασκευής κατά την προοδευτική εμφάνιση διαρροών (πλαστικών αρθρώσεων). Σημειώνεται τέλος, ότι εφόσον πρόκειται για μη γραμμική μέθοδο, δεν επιτρέπεται κατά την εφαρμογή της η χρήση της Αρχής της Επαλληλίας με τον συνήθη σε γραμμικές μεθόδους τρόπο. Εντούτοις, στο τρέχον σχέδιο του Ευρωκώδικα 8 [EC8 (2002)] η Αρχή αυτή χρησιμοποιείται τόσο στην παράγραφο 4.3.3.5.1(6) για την εκτίμηση της απόκρισης λόγω των δύο οριζοντίων συνιστωσών του σεισμού, όσο και στην παράγραφο 4.3.3.4.2.7 για την εκτίμηση της εν χώρω στρέψης της κατασκευής. Πέραν του ότι η εφαρμογή της υπερωθητικής ανάλυσης σε χωρικούς φορείς είναι προβληματική, η χωρική επαλληλία οφείλει εν πάσει περιπτώσει να γίνεται σε κάθε βήμα της υπερωθητικής διαδικασίας και όχι στο τέλος της [Anastassiadis et al. (2003)].

Τονίζεται πάντως, ότι η προσπάθεια αντιμετώπισης αυτών και άλλων περιορισμών της μεθόδου βρίσκεται διεθνώς εν πλήρει εξελίξει και ότι ήδη έχουν προταθεί διάφορες εναλλακτικές υπερωθητικές διαδικασίες, όπως, π.χ., αυτές που αναφέρθηκαν στην αρχή της παραγράφου.

Μετά από τις παραπάνω παρατηρήσεις και επειδή στο τρέχον σχέδιο του Ευρωκώδικα 8 προβλέπεται ρητά η χρήση μιας παραλλαγής της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης, και μάλιστα όχι μόνον υπό την έννοια πρόσθετου ελέγχου, αλλά και εναλλακτικά προς τις γραμμικές μεθόδους ανάλυσης, θα ήθελα να προτείνω τα εξής:

Με δεδομένο ότι η θεωρητική θεμελίωση της μεθόδου είναι ισχνή για επίπεδα συστήματα και ανύπαρκτη για χωρικά, ενώ παράλληλα η όποια μέχρι σήμερα αριθμητική της τεκμηρίωση είναι περιορισμένη, η μέθοδος δεν θα πρέπει να χρησιμοποιείται για ποσοτικούς προσδιορισμούς, αλλά μόνον για ποιοτική εκτίμηση της ανελαστικής συμπεριφοράς. Ως εκ τούτου, προσώρας, η μέθοδος μπορεί να χρησιμοποιείται μόνον συμπληρωματικά προς τις δύο γραμμικές μεθόδους ανάλυσης του ισχύοντος κανονισμού υπό την έννοια πρόσθετων ελέγχων της μετελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής, ενώ δεν θα πρέπει να χρησιμοποιείται αυτοτελώς και εναλλακτικά προς αυτές.

## 7 ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΩΝ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Ας έρθουμε τώρα σε κάτι ίσως πιο πεζό από τις μη γραμμικές αναλύσεις, αλλά ιδιαίτερα σημαντικό για την καθημερινή πράξη του Δομοστατικού. Πρόκειται για το γνωστό και ευρέως συζητημένο και συζητούμενο πρόβλημα της αξιοπιστίας στατικών και δυναμικών αναλύσεων που διενεργούνται με τη βοήθεια - πώς αλλιώς; - επαγγελματικών προγραμμάτων Η/Υ. Πρόκειται για ένα πρόβλημα που υπήρχε (και υφίσταται ακόμη) όχι μόνον στον ελληνικό χώρο, αλλά και σε πολλά άλλα προηγμένα κράτη (βλ. ενδεικτικά [Pixley & Ridlon (1984)], [Melosh & Utku (1988)], [Szilard (1993)]) και το οποίο δεν έχει μπορέσει να αντιμετωπισθεί ακόμη λυσιτελώς. Αντίθετα, το πρόβλημα έγινε ακόμη οξύτερο κατά την τελευταία 10-ετία, διότι αφενός οι ουσιαστικές αλλαγές που επέβαλαν στις μελέτες οι εκσυγχρονισμένοι δομικοί κανονισμοί και αφετέρου η παράλληλη ραγδαία ανάπτυξη των δυνατοτήτων των ηλεκτρονικών υπολογιστών οδήγησαν σε μία δραματική αύξηση της πολυπλοκότητας των επαγγελματικών προγραμμάτων, με άμεσο αποτέλεσμα να δυσχεραίνεται ακόμη περισσότερο από ό,τι παλαιότερα (π.χ. στη 10-ετία του 1980) ο έλεγχος της αξιοπιστίας τους. Ιδιαίτερα πιεστική καθίσταται η ανάγκη της δυνατότητας ελέγχου της αξιοπιστίας των προγραμμάτων, όταν σ' αυτά ενσωματώνεται η πολύπλοκη και απαιτητική σε υπολογιστικές διαδικασίες γνώση που περιέχεται σε σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς, όπως ο ΕΑΚ/2000.

Πριν προχωρήσουμε στον τρόπο αντιμετώπισης του ζητήματος αυτού, καλό είναι να γίνει η διάκριση μεταξύ της ποιότητας ενός προγράμματος και της ορθής χρήσης ενός προγράμματος.

- (α) Το πρόβλημα της ποιότητας ενός πολύπλοκου και πολυδαίδαλου προγράμματος, όπως είναι τα σημερινά επαγγελματικά προγράμματα, συνίσταται στην εξεύρεση κατάλληλων εργαλείων και τρόπων με τους οποίους να μπορεί κανείς να ελέγξει την ορθότητα των υπολογισμών που διενεργεί αυτό, την πληρότητά του αναφορικά με την κάλυψη συγκεκριμένων κανονισμών, την ευκολία χρήσης του κτλ..
- (β) Πέραν όμως από το πρόβλημα της ποιότητας τίθεται και το πρόβλημα της ορθής χρήσης ενός προγράμματος. Και το πλέον αξιόπιστο πρόγραμμα μπορεί στα χέρια αδαών να οδηγήσει σε αδόκιμα ή και τελείως λανθασμένα αποτελέσματα. Σε κάθε περίπτωση ισχύει ο 'κανόνας' GiGo : Garbage in - Garbage out. Η ποιότητα των εξαγομένων δεν μπορεί να είναι καλύτερη από την ποιότητα των εισαγομένων. Εν προκειμένω, τα εισαγόμενα είναι οι παραδοχές και τα αριθμητικά δεδομένα που εισάγει στο πρόγραμμα ο μελετητής, δηλαδή με μία λέξη, το υπολογιστικό προσομοίωμα (βλ. παράγραφο 2). Αδόκιμες παραδοχές, αβασάνιστες προσομοιώσεις, λανθασμένα δεδομένα κτλ. οδηγούν σε αντίστοιχης ποιότητας αποτελέσματα. Πέραν τούτου όμως, τα επαγγελματικά προγράμματα δεν είναι τελείως ουδέτερα. Αντίθετα, είναι αναπόφευκτο (για μία σειρά από λόγους) να περιέχουν και δικές τους παραδοχές, που είναι διαφορετικές από πρόγραμμα σε πρόγραμμα. Γι' αυτό, άλλωστε, είναι αδύνατον να επιτευχθούν ταυτόσημα αποτελέσματα για το ίδιο πρόβλημα με χρήση δύο διαφορετικών προγραμμάτων. Οι παραδοχές αυτές πρέπει να δηλώνονται από τον κατασκευαστή και να είναι

γνωστές στον μελετητή-χρήστη του προγράμματος, αν αυτός θέλει να διατηρεί τον έλεγχο της μελέτης του.

Αξίζει, επίσης, να επισημανθεί, ότι η πολύχρονη χρήση προγραμμάτων που περιέχουν είτε συστηματικά λάθη είτε 'κρυφές' και άγνωστες στον χρήστη παραδοχές μπορεί να οδηγήσει στον σχηματισμό εσφαλμένου «στατικού αισθητηρίου»!

Επανερχόμενοι τώρα στο αρχικώς τεθέν ζήτημα της ελεγχιμότητας (της αξιοπιστίας, της ορθότητας) προγραμμάτων Η/Υ σημειώνεται, ότι όπως προκύπτει και από τον διεθνή επί του θέματος αυτού προβληματισμό, ένας από τους προσφορότερους τρόπους για την αντιμετώπισή του είναι η ανάπτυξη έγκυρων δοκιμαστικών προβλημάτων από αναγνωρισμένη και γενικώς αποδεκτή από τον τεχνικό κόσμο ανεξάρτητη πηγή. Τα πρότυπα αυτά αριθμητικά παραδείγματα μπορούν να θεωρηθούν ως ένα είδος 'εργαλείων' με τη βοήθεια των οποίων ακόμη και απλοί χρήστες προγραμμάτων θα μπορούν σε ικανό βαθμό να ελέγξουν την ορθότητα και την αξιοπιστία των χρησιμοποιούμενων προγραμμάτων. Μία σειρά τέτοιων δοκιμαστικών παραδειγμάτων αναπτύχθηκε πρόσφατα στα πλαίσια ενός ερευνητικού έργου που χρηματοδότησε ο ΟΑΣΠ, με στόχο τον έλεγχο της ορθότητας των αναλύσεων που προδιαγράφει ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός ΕΑΚ/2000 (βλ. [Αβραμίδης κ.ά. (2001)], [Αβραμίδης (2003)]).

Ιδιαίτερη προσοχή δόθηκε στις παραδοχές και στις λεπτομέρειες προσομοίωσης των δεδομένων φορέων, διότι ο έλεγχος ορθότητας ενός προγράμματος Η/Υ αφορά κυρίως στην ορθή και πλήρη επίλυση του αυτού προσομοιώματος. Διαφοροποιήσεις της μοντελοποίησης του ίδιου φέροντος οργανισμού είναι βέβαια θεμιτές, οδηγούν όμως σε αποτελέσματα που ενδέχεται να είναι πολύ διαφορετικά. Στα παραδείγματα γίνεται χρήση συγκεκριμένων δόκιμων τρόπων προσομοίωσης που συνιστάται να χρησιμοποιούνται στην πράξη.

Με τον αναλυτικό τρόπο που παρουσιάζονται τα παραδείγματα, δίνεται η δυνατότητα αφενός στους οίκους λογισμικού να προ-ελέγξουν τα προγράμματα που διοχετεύουν στην αγορά, και αφετέρου στους χρήστες-μηχανικούς να ελέγξουν τα προγράμματα που αγόρασαν ή σκοπεύουν να αγοράσουν. Παρόλο που ένας τέτοιος έλεγχος των προγραμμάτων μέσω έγκυρων αριθμητικών παραδειγμάτων δεν θα είναι (ούτε και θα μπορούσε να είναι) πλήρης και εξαντλητικός, δρα εντούτοις κανονιστικά, εξασφαλίζοντας ταυτόχρονα ένα βασικό επίπεδο ασφάλειας και ορθότητας για τα ελεγχθέντα προγράμματα.

## 8 ANTI EPIΛOΓOY: OΛIΓA ΠEPI OPOΛOΓIAC

Αντί άλλου επιλόγου ή σύνοψης, δεν θα αντισταθώ στον πειρασμό να θίξω ένα αρκετά σημαντικό πρόβλημα ορολογίας, που απασχόλησε και παλαιότερα την κοινότητα των μηχανικών στα πλαίσια μιας γενικότερης δημόσιας συζήτησης μέσα από τις σελίδες του Ενημερωτικού Δελτίου του ΤΕΕ, όπως άλλωστε και ο όρος 'ανάλυση' (βλ. π.χ. [ΕΔ (1992)], [Αναστασιάδης (1992)], [Αβραμίδης (1997)]). Πρόκειται για τους όρους 'δυσκαμψία', 'ακαμψία' κτλ, που τους χρησιμοποιούμε σε καθημερινή βάση όλοι μας. Το πρόβλημα γίνεται εύκολα αντιληπτό, αν παραδείγματος χάριν διαβάσει κανείς προσεκτικά την παράγραφο 3.2.3[2] του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΕΑΚ/2000). Εκεί χρησιμοποιείται ο όρος 'δυσκαμψία' με δύο διαφορετικούς επιθετικούς προσδιορισμούς : 'καμπτική δυσκαμψία' και 'στρεπτική δυσκαμψία'. Δεδομένου ότι ο όρος 'δυσκαμψία' συντίθεται από το 'δυσ-' και το 'κάμψη', λέγοντας 'καμπτική δυσκαμψία' είναι σαν να λέμε 'υγρή υγρασία', ενώ η 'στρεπτική δυσκαμψία' αποτελεί επιεικώς γλωσσικό στραμπούληγμα, διότι στρέψη και κάμψη

αποτελούν διαφορετικά μηχανικά φαινόμενα και δεν μπορεί το ένα από αυτά να προσδιορίζει επιθετικά το άλλο.

Επειδή, όπως αντιλαμβάνεστε, πρόκειται για βασικούς τεχνικούς όρους του Δομοστατικού Μηχανικού (και όχι μόνον), ας μου επιτραπεί η επανάληψη ορισμένων βασικών παρατηρήσεων και σχετικών επιχειρημάτων που έχουν διατυπωθεί στο παρελθόν.

Το πρόβλημα περιστρέφεται γύρω από τον αγγλοσαξωνικό όρο 'stiffness' (στα γερμανικά : 'Steifigkeit') και την ατελή απόδοσή του στα ελληνικά με τους επίμαχους όρους 'ακαμψία' ή 'δυσκαμψία'. Η παλαιότερη χρησιμοποιούμενη λέξη 'ακαμψία' είναι προφανώς λανθασμένη λόγω του στερητικού «α-», που εδώ χαρακτηρίζει το απολύτως άκαμπτο, κάτι που αλλοιώνει τη σημασία του όρου «stiffness». Αλλά ούτε και η λέξη 'δυσκαμψία' που χρησιμοποιείται ευρύτατα σήμερα αποδίδει σωστά τον όρο, διότι το δεύτερο μέρος «-καμψία» υποβάλλει την καμπτική μόνο καταπόνηση, ενώ το 'stiffness' μπορεί να αναφέρεται και σε άλλες καταπονήσεις (αξονική, διατμητική, στρεπτική). Ακούγεται, έτσι, τουλάχιστον ως παραδοξολογία η απόδοση του όρου 'axial stiffness' ως 'αξονική δυσκαμψία'! Παρόμοια παραδοξολογία αποτελεί και η προαναφερθείσα απόδοση του 'torsional stiffness' ως 'στρεπτική δυσκαμψία' στον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό. Αντίστοιχες παρατηρήσεις ισχύουν κατ' αναλογία και για τον όρο 'flexibility-ευκαμψία'.

Ο όρος 'ακαμψία' ή 'δυσκαμψία' καθιερώθηκε σε μια εποχή που οι υπολογισμοί γίνονταν ουσιαστικά με το χέρι και που για προφανείς λόγους υπολογιστικής οικονομίας δεν λαμβάνονταν υπόψη παρά μόνο οι δεσπόζουσες παραμορφώσεις των φορέων. Αυτές ήταν στις συνήθεις περιπτώσεις οι καμπτικές. Η διείσδυση στην καθημερινή εργασία του μηχανικού των ηλεκτρονικών υπολογιστών και των γενικών προγραμμάτων υπολογισμού φορέων με τη μέθοδο των Πεπερασμένων Στοιχείων εξάλειψε τον παραπάνω περιορισμό. Οι φορείς μπορούν πλέον να υπολογίζονται άνετα λαμβάνοντας υπόψη τόσο τις καμπτικές όσο και τις αξονικές, διατμητικές και στρεπτικές τους παραμορφώσεις. Αυτό έφερε στην καθημερινή διάταξη τους όρους 'flexural stiffness', 'axial stiffness', 'shear stiffness' και 'torsional stiffness' που χρησιμοποιούνται στα κυρίως αγγλοσαξωνικής προελεύσεως προγράμματα H/Y και στη σχετική βιβλιογραφία (Στα γερμανικά : Biegesteifigkeit, Axialsteifigkeit, Schubsteifigkeit και Torsionssteifigkeit αντίστοιχα). Και για μεν τους επιμέρους αυτούς όρους βρίσκονται αρκετά εύκολα δόκιμοι και αποδεκτοί ελληνικοί αντίστοιχοι όροι :

flexural stiffness / flexibility	→	δυσκαμψία / ευκαμψία
axial stiffness / flexibility	→	δυστένεια / ευτένεια
shear stiffness / flexibility	→	δυστμησία / ευτμησία
torsional stiffness / flexibility	→	δυστρεψία / ευστρεψία

Εντούτοις, χρειάζεται και μια λέξη που να αντιστοιχεί στο 'stiffness', διότι πρέπει να είναι δυνατό να χαρακτηριστεί ένας φορέας ως 'stiff' συνολικά, δηλαδή ως 'δύσκαμπτος + δυσδιάτμητος + δυστενής + δύστρεπτος'. Σήμερα, ο χαρακτηρισμός, π.χ., ενός δομικού στοιχείου ως 'δύσκαμπτου' μπορεί να είναι είτε κυριολεκτικός (να αναφέρεται αποκλειστικά στη δυσκαμψία = flexural stiffness) είτε να εννοεί ότι το δομικό αυτό στοιχείο είναι συνολικά 'stiff'.

Από παλαιότερα έχει προταθεί (μεταξύ άλλων) η χρήση των λέξεων 'στιβαρότητα' για 'stiffness' και 'ενδοσιμότητα' για 'flexibility'. Οι όροι αυτοί πλεονεκτούν έναντι άλλων, διότι σχηματίζουν χωρίς πρόβλημα και τα επίθετά τους : 'στιβαρή' κατασκευή, 'ενδόσιμη' κατασκευή (όρος που χρησιμοποιούσε και ο καθηγητής Γεωργικόπουλος προ 60-ετίας). Αντί του 'ενδοσιμότητα' μπορεί να χρησιμοποιηθεί με παρόμοια ευστοχία και ο - δυστυχώς κατά δύο συλλαβές μακρύτερος - όρος 'παραμορφωσιμότητα'.



Στο Παράρτημα 2 δίνεται ένας πιο ολοκληρωμένος κατάλογος (συμπληρωμένος και με επιθετικούς χαρακτηρισμούς και οριακές έννοιες), ο οποίος συντάχθηκε έχοντας μεταξύ άλλων κατά νου και ορισμένα βασικά κριτήρια γλωσσολογικής αξιολόγησης επιστημονικών όρων [Μπαμπινιώτης 1993].

## ΑΝΑΦΟΡΕΣ

Αβραμίδης Ι.Ε. (1997). Το γλωσσάρι του Μηχανικού - Δόκιμοι όροι και γλωσσικό hansaplast. 1<sup>ο</sup> Συνέδριο για την Ελληνική Γλώσσα και Ορολογία, Ελληνική Εταιρεία Ορολογίας, 30 Οκτ. έως 1 Νοεμβρ. 1997, Αθήνα.

Αβραμίδης Ι.Ε. (2003). Λογισμικό ανάλυσης-διαστασιολόγησης κτιριακών έργων - Εξέλιξη, έλεγχος, προοπτικές. Δελτίο ΣΠΜΕ, τεύχ. 306 (Απρ. 2003), σελ. 42-48.

Αβραμίδης Ι.Ε. & Αναστασιάδης Κ. (2001). Σχεδιασμός με Βάση την Επίδοση. Πλήρης-Μερική Αντισεισμική Προστασία". Δελτίο ΣΠΜΕ, τευχ. 287 (Ιούν.-Ιούλ. 2001), σελ. 26-30, και τεύχ. 288 (Αύγ. 2001), σελ. 30-31.

Αβραμίδης Ι.Ε., Αναστασιάδης Κ., Αθανατοπούλου Α. & Μορφίδης Κ. (2001). Ανάπτυξη πρότυπων αριθμητικών παραδειγμάτων για τον έλεγχο προγραμμάτων Η/Υ. 2<sup>ο</sup> Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής και Τεχνικής Σεισμολογίας, τόμ. Α', σελ.531-540, Θεσσαλονίκη, 28-29 Νοεμβρίου 2001.

Αβραμίδης Ι.Ε., Αναστασιάδης Κ., Αθανατοπούλου Α. & Καταβέλος Α. (2003). Ο μύθος του επαχθούς κόστους αντισεισμικών κατασκευών που μελετώνται για ελαστική συμπεριφορά υπό τον σεισμό σχεδιασμού. 14<sup>ο</sup> Ελληνικό Συνέδριο Σκυροδέματος, Κως, 15-17 Οκτ. 2003.

Αναστασιάδης Κ. (1992). Προβλήματα ορολογίας στη μηχανική των κατασκευών. Διήμερο Ορολογίας, ΕΛΟΤ/ΤΕΕ ΤΕ-21, 11-12 Νοεμβρ. 1992, Αθήνα.

Αναστασιάδης Κ. (2001). Φασματική υπερωθητική ανάλυση για εκτίμηση σεισμικής επίδοσης κτιρίων. 2<sup>ο</sup> Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής και Τεχνικής Σεισμολογίας, τόμ. Α', σελ. 455-63, Θεσσαλονίκη, 28-30 Νοεμβρίου 2001.

Anastassiadis K., Avramidis I.E. & Athanatopoulou A. (2003). Critical Comments on Eurocode 8, Sections 3 and 4, Draft May 2002. Proc. FIB Symposium on "Concrete Structures in Seismic Regions", 6-8 May 2003, Athens/Greece.

Chopra A.K. & Goel R.K. (2002). A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings. Earthq. Eng. And Struct. Dyn. 2002, 31:561-582.

EC8 (2002). Eurocode 8, Draft No.5, May 2002 (revised final project team draft).

ΕΔ (1992). Ενημερωτικό Δελτίο ΤΕΕ, αρ. 1714, 1 Ιουνίου 1992, σελ. 199-202.

FEMA (1997). NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Publ. FEMA-273, Washington, D.C., October 1997.

FEMA (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Publ. FEMA-356, Washington, D.C., November 2000.

Kranwinkler H. & Seneviratna G.D.P.K., (1998). Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. Engineering Structures, vol. 20, No. 4-6, 452-464, 1998.

MacGregor J.G. & Hage S.E. (1977). Stability analysis and design of concrete frames. J. of the Struct. Division, ASCE, Vol 103, ST10 (Oct.).

Melosh R.J. & Senol Utku (1988). Verification tests for Computer-Aided Structural Analysis. *Microcomputer in Civil Engineering* 3 (1988), 289-297.

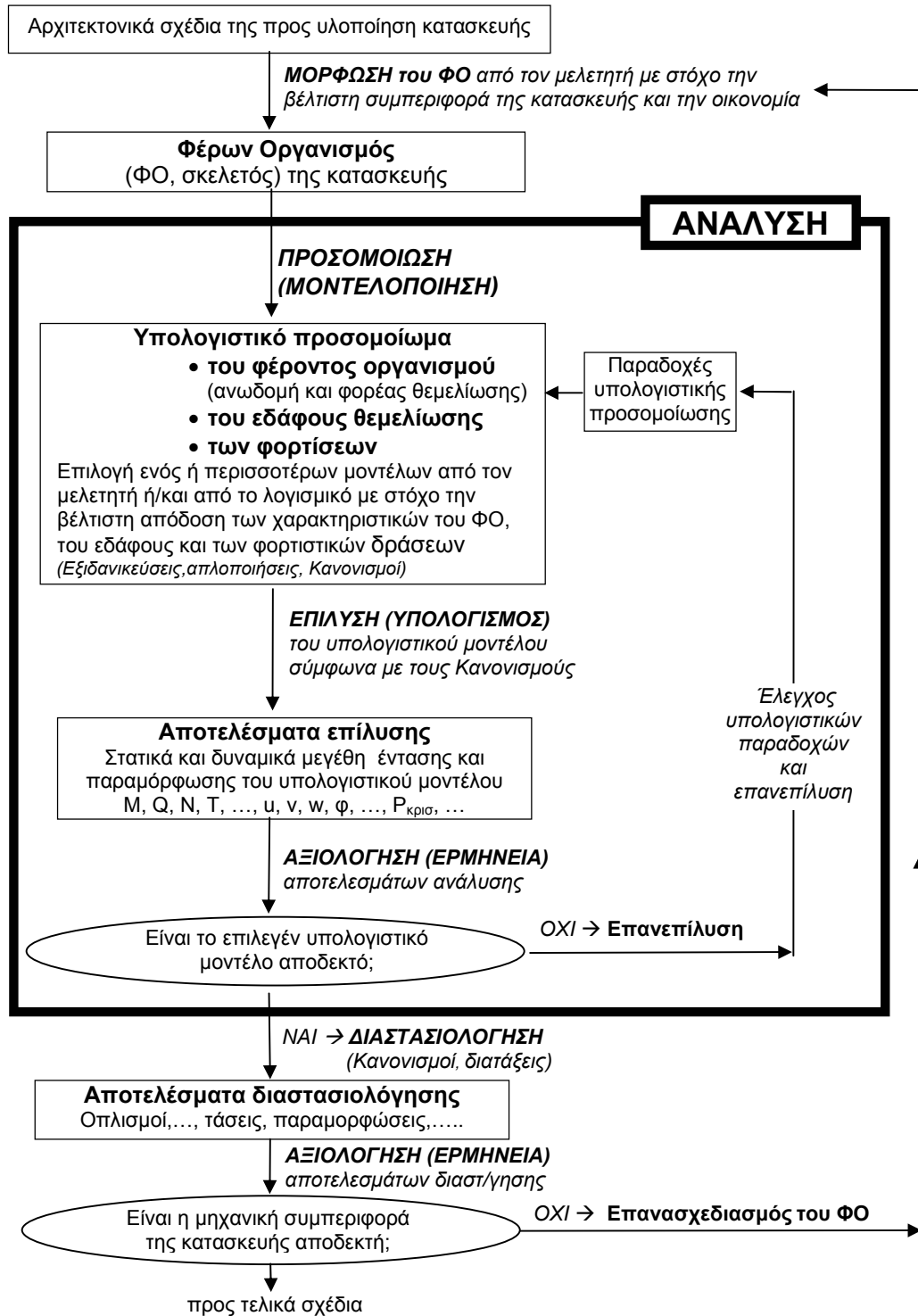
Μπαμπινιώτης Γ. (1993)], Η γλωσσική πλευρά των επιστημονικών όρων, ΤΟ ΒΗΜΑ, 23/5/1993.

Παρασκευόπουλος Η.Α., Κουρίδης Α.Μ., Αθανατοπούλου Α. & Αναστασιάδης Κ. (2001). Αξιολόγηση των διατάξεων του Ε.Α.Κ. 2000 για τα φαινόμενα δεύτερης τάξης. 2<sup>ο</sup> Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας, τόμ. Α', σελ. 403-411, Θεσσαλονίκη, 28-30 Νοεμβρίου 2001.

Pixley R.A. & Ridlon S.A. (1984). How to Check Out an Engineering Computer Program. Proc.3<sup>rd</sup> Conferenece on Computing in Civil Engineering, ASCE, April 1984, 583-593.

Szilard R. (1993). Anforderungen an Software fur Tragwerksanalyse. *Bautechnik* 70 (1993), Heft 2, 70-77.

## Παράρτημα 1: Η θέση της ανάλυσης στα πλαίσια της όλης μελέτης



Παράρτημα 2: Σύστημα βασικών εννοιών

