

Συγκριτική Αξιολόγηση Απλοποιημένων Προσομοιωμάτων για Πυρήνες Κτιρίων Ο/Σ υπό Στατική και Δυναμική Φόρτιση

Χ. ΞΕΝΙΔΗΣ
Λέκτορας Α.Π.Θ.

Ι.Ε. ΑΒΡΑΜΙΔΗΣ
Καθηγητής Α.Π.Θ.

Μ. ΤΡΙΑΜΑΤΑΚΗ
Πολιτικός Μηχανικός

Περίληψη

Η παρούσα εργασία έχει ως αντικείμενο την τεκμηριωμένη διατύπωση γενικευμένων συμπερασμάτων σχετικά με την αξιοπιστία απλοποιημένων προσομοιώσεων πυρήνων κτιριακών φορέων Ο/Σ με μοντέλα ισοδύναμων πλαισίων και μακροεπιφανειακών στοιχείων. Οι αριθμητικές διερευνήσεις και τα συμπεράσματα αφορούν και στις δύο μεθόδους που προδιαγράφουν οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί: ισοδύναμη στατική και δυναμική φασματική μέθοδο ανάλυσης. Οι επιμέρους παραδοχές είναι σύμφωνες με τις διατάξεις του Νέου Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού. Ως βάση σύγκρισης θεωρείται η εκάστοτε λύση από την προσομοίωση με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία κελύφους.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Σημαντική πηγή πιθανών αβεβαιοτήτων κατά την ανάλυση πολυώροφων κτιρίων αποτελεί ο τρόπος προσομοίωσης των πυρήνων τους, οι οποίοι συνήθως περιβάλλουν την περιοχή του κλιμακοστασίου ή/και του ανελκυστήρα και είναι γενικώς επιθυμητοί ως αντισεισμικά δομικά στοιχεία λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας και δυστρεψίας που συνεισφέρουν στο φέροντα οργανισμό του κτιρίου. Οι πυρήνες αυτοί εμφανίζουν, ως σύνθετα τοιχώματα στο χώρο, πολύ διαφορετική μηχανική συμπεριφορά από εκείνη των συνήθων γραμμικών δομικών στοιχείων, γι' αυτό και η συνεπέστερη υπολογιστική τους προσομοίωση συνίσταται γενικώς στην, ανάλογα με την περίπτωση, λιγότερο ή περισσότερο πυκνή διακριτοποίησή τους με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία κελύφους διαφόρων τύπων.

Εντούτοις, η εφαρμογή της Μεθόδου των Πεπερασμένων Στοιχείων στον υπολογισμό συνήθων κατασκευών της καθημερινής πράξης κρίνεται με τα σημερινά δεδομένα όχι μόνον ως αντιοικονομική λόγω της χρονοβόρας επεξεργασίας δεδομένων που απαιτεί, αλλά και ως υπερβολική λόγω της αναρμονικής ακρίβειας που συνεπάγεται η χρήση της εν μέσω πλήθους άλλων χονδροειδέστερων μεθόδων, παραδοχών και

απλουστεύσεων που γίνονται αποδεκτές σε συμβατικές αντισεισμικές μελέτες. Για τους λόγους αυτούς, σταθμίζοντας το γενικότερο επίπεδο ακρίβειας, εισήχθησαν και καθιερώθηκαν στην πράξη απλούστερα και υπολογιστικώς λιγότερο απαιτητικά προσομοιώματα πυρήνων, από τα οποία τα πλέον γνωστά είναι τα μοντέλα μακροεπιφανειακών στοιχείων και τα ισοδύναμα πλαισιακά μοντέλα. Τα τελευταία [1-3], που ήδη από παλαιότερα είχαν αποδείξει την πρακτική τους αξία εφαρμοζόμενα επιτυχώς στην προσομοίωση επίπεδων τοιχωμάτων, είναι και εκείνα, τα οποία χρησιμοποιούνται διεθνώς συχνότερα στην πράξη όντας ενσωματωμένα σε επαγγελματικά προγράμματα Η/Υ ανάλυσης κατασκευών.

Ήδη όμως, λίγα έτη μετά τις πρώτες εφαρμογές της ισοδύναμης πλαισιακής προσομοίωσης, άρχισαν να διαπιστώνονται και οι εγγενείς αδυναμίες της [4-6]. Παράλληλα, διάφοροι ερευνητές προσπάθησαν να εντοπίσουν τις πηγές των αδυναμιών αυτών και να προτείνουν τρόπους αντιμετώπισής τους, κυρίως για εφαρμογές σε πυρήνες πολυώροφων κτιρίων [7-15]. Οι εργασίες αυτές αφ' ενός αναφέρονταν σε κάποιους συγκεκριμένους τύπους πλαισιακών προσομοιωμάτων πυρήνων και αφ' ετέρου αφορούσαν, πλην ολίγων εξαιρέσεων, στη διερεύνηση της αξιοπιστίας των μοντέλων αυτών υπό στατική μόνο φόρτιση.

Ο στόχος της παρούσας εργασίας, η οποία αναφέρεται στην πλέον συχνά απαντώμενη περίπτωση του ανοικτού πυρήνα διατομής Π, είναι η τεκμηριωμένη διατύπωση γενικευμένων συμπερασμάτων σχετικά με την αξιοπιστία προσομοίωσης πυρήνων πολυώροφων κτιρίων Ο/Σ αφ' ενός με ισοδύναμα πλαισιακά μοντέλα και αφ' ετέρου με μακροεπιφανειακά στοιχεία. Προς τούτο διερευνώνται με τη βοήθεια ενός σχετικά απλού αλλά ταυτόχρονα ρεαλιστικού κτιριακού φορέα τόσο τα γνωστά από τη βιβλιογραφία όσο και κάποια πρόσθετα πλαισιακά μοντέλα πυρήνων διατομής Π. Οι αριθμητικές διερευνήσεις, οι παραδοχές των οποίων είναι σύμ-

φωνες με τις διατάξεις του Νέου Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (NEAK), διενεργούνται τόσο με την ισοδύναμη στατική όσο και με τη δυναμική φασματική μέθοδο. Κατά την τελευταία, οι συγκρίσεις περιορίζονται εδώ στο αποτελεσματικότερο των ισοδυνάμων πλαισιακών προσομοιωμάτων, όπως αυτό προέκυψε από την προηγηθείσα αξιολόγηση.

Ως βάση σύγκρισης θεωρείται η λύση που προκύπτει από την προσομοίωση των πυρήνων με έναν επαρκή αριθμό καταλλήλως διατεταγμένων επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων κελύφους. Επιπλέον, οι διερευνήσεις και αξιολογήσεις περιλαμβάνουν και την προσομοίωση των πυρήνων με μακροεπιφανειακά στοιχεία, τα οποία, λόγω του συνδυασμού αποτελεσματικότητας και οικονομίας που φαίνεται ότι προσφέρουν, αποτελούν ακόμη και για την καθημερινή πράξη μία εναλλακτική λύση.

2. ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΦΟΡΕΑ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΩΝ

2.1. Επιλύμενος φορέας και βασικές παραδοχές προσομοίωσης

Από το σύνολο των φορέων που διερευνήθηκαν, επιλέχθηκε για παρουσίαση στο πλαίσιο της παρούσας δημοσίευσης το κτίριο του σχήματος 1, το οποίο χωρίς να έχει την πολυπλοκότητα πραγματικών κτιρίων, η οποία ενδεχομένως θα δυσχέραινε την εξαγωγή σαφών συμπερασμάτων, διαθέτει εντούτοις βασικά χαρακτηριστικά τυπικών πολυώροφων κατασκευών Ο/Σ. Η θέση του ανοικτού πυρήνα διατομής Π στο άνω αριστερό άκρο της κάτοψης, χωρίς παράλληλη πρόβλεψη επαρκών τοιχωμάτων στις απέναντι πλευρές, είναι βέβαια κάτι που πρέπει να αποφεύγεται σε πραγματικές κατασκευές. Εδώ όμως, με την εσκεμμένως έκκεντρη αυτή τοποθέτηση του πυρήνα επιτυγχάνεται η για τους σκοπούς της εργασίας απαραίτητη ασυμμετρία, χωρίς να περιπλέκεται η μορφή της κάτοψης. Η ασυμμετρία αυτή είναι εδώ επιθυμητή, προκειμένου να υπάρχει και στροφική περί κατακόρυφο άξονα καταπόνηση του κτιρίου, δεδομένου ότι οι μεγάλες αποκλίσεις των προσομοιωμάτων πυρήνων εμφανίζονται, όταν αυτοί καταπονούνται έντονα σε στρέψη [5-6].

Ο προσδιορισμός των σεισμικών φορτίων υπολογισμού έγινε λαμβάνοντας υπόψη το φάσμα σχεδιασμού του NEAK. Για τον ισοδύναμο στατικό υπολογισμό και με βάση τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο ταλάντωσης T , οι φασματικές τιμές σχεδιασμού $R_d(T)$ αντιστοιχούν στο σταθερό οριζόντιο κλάδο. Η καθ' ύψος κατανομή των στατικών σεισμικών φορτίων έγινε βάσει της σχέσης (3.7) του NEAK. Κατά την προσομοίωση του κτιρίου: (α) αγνοήθηκε η ύπαρξη οπής στις πλάκες, οι οποίες θεωρούνται απαραμόρφωτες εντός του επιπέδου τους, (β) δεν ελήφθη υπόψη η συνεισφορά της πλάκας στις δυσκαμψίες των δοκών και (γ) ελήφθησαν υπόψη εκτός

των καμπτικών και οι αξονικές, διατμητικές και στρεπτικές παραμορφώσεις των γραμμικών στοιχείων. Οι επιλύσεις διενεργήθηκαν με τη βοήθεια των προγραμμάτων SAP90 [16] και ETABS [17].

2.2. Προσομοίωση πυρήνα με επιφανειακά στοιχεία κελύφους (προσομοίωμα Νο 1)

Όπως προαναφέρθηκε, λύση αναφοράς και βάση σύγκρισης αποτέλεσε η προσομοίωση με έναν επαρκώς πυκνό κανάβο επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων κελύφους. Τα τετράκομβα στοιχεία που χρησιμοποιήθηκαν [16] αποτελούν ένα συνδυασμό μεμβράνης και πλάκας. Η μεμβρανική συνιστώσα βασίζεται σε μία ισοπαραμετρική διατύπωση [18], η οποία εκτός από τους ενδοεπίπεδους μεταφορικούς λαμβάνει υπόψη και συστροφικούς βαθμούς ελευθερίας (διάνυσμα στροφής κάθετο στο επίπεδο του στοιχείου). Η καμπτική συνιστώσα πλάκας βασίζεται στην εργασία [19] και δεν περιλαμβάνει διατμητικές παραμορφώσεις. Το κτίριο διακριτοποιήθηκε με στοιχεία διαστάσεων 0.5m x 0.5m (βλ. σχ. 2). Η λεπτομέρεια στο σχήμα 2 δείχνει τον τρόπο με τον οποίο υλοποιήθηκε υπολογιστικά η διαφραγματική λειτουργία.

Σε κάθε στάθμη ορόφου τοποθετήθηκε κατά μήκος των σκελών του πυρήνα μία σειρά βοηθητικών στοιχείων δοκού, στα οποία προσδόθηκαν "πρακτικά άπειρη" δυσκαμψία και δυστημσία εντός του επιπέδου x-y καθώς και "πρακτικά άπειρη" δυστένεια, ενώ οι λοιπές ιδιότητές τους (δυστημσία, δυσκαμψία στα κατακόρυφα επίπεδα x-z και y-z και αντίστοιχη δυστημσία) δόθηκαν μηδενικές (βοηθητικές δοκοί τύπου I). Ο "χειρωνακτικός" αυτός τρόπος υλοποίησης του διαφράγματος δίδει άριστα αποτελέσματα, εφόσον ως "πρακτικά άπειρες" τιμές δοθούν "επαρκώς μεγάλες" τιμές, οι οποίες όμως δεν πρέπει να δημιουργούν προβλήματα αριθμητικής αστάθειας. Στο ίδιο σχήμα φαίνεται και ο τρόπος υλοποίησης της μονολιθικής σύνδεσης των συντρεχουσών δοκών στον πυρήνα με βοηθητικές δοκούς τύπου II, οι οποίες διαθέτουν "πρακτικά άπειρη" δυσκαμψία εντός του επιπέδου y-z του σκέλους, ενώ οι λοιπές ιδιότητές τους θεωρούνται μηδενικές. Η τοποθέτηση βοηθητικών δοκών τύπου II κρίθηκε αναγκαία, διότι ο συστροφικός βαθμός ελευθερίας στα επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία κελύφους του χρησιμοποιηθέντος προγράμματος ανάλυσης [16] αποδείχτηκε εν μέρει μόνον επαρκής για την υλοποίηση της μονολιθικής σύνδεσης των δοκών στα αντίστοιχα τοιχώματα.

Όσον αφορά στην υπολογιστική υλοποίηση της ρηγματώσεως σύμφωνα με τον NEAK μέσω απομείωσης της ονομαστικής δυσκαμψίας του σταδίου I του τοιχώματος κατά 1/3, σημειώνεται ότι σε μοντέλα επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων αυτή μπορεί να επιτευχθεί μέσω κατάλληλης μείωσης του πάχους των στοιχείων. Αυτό βέβαια συνεπάγεται αναγκαστικά και αντίστοιχη απομείωση της αντίστασης

του διακριτοποιημένου φορέα σε διάτμηση, διάταση και στρέψη, γεγονός που οφείλει να ληφθεί υπόψη κατά την προσομοίωση με ισοδύναμα πλαισιακά μοντέλα, προκειμένου τα αποτελέσματα να είναι συγκρίσιμα. Παρατηρείται εδώ ότι η επιβαλλόμενη από το ΝΕΑΚ απομείωση της δυστρεψιάς κατά St. Venant στο 1/10 της τιμής του σταδίου I δεν μπορεί να υλοποιηθεί με ακρίβεια σε μοντέλα επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων.

Τέλος, επειδή τα αποτελέσματα για τα εντατικά μεγέθη μοντέλων επιφανειακών στοιχείων είναι κατ' αρχάς τάσεις (σ_x , σ_y , τ), πρέπει αυτές να ολοκληρωθούν, προκειμένου να καταστεί δυνατή η σύγκρισή τους με τα αποτελέσματα των γραμμικών μοντέλων (ροπές, τέμνουσες, αξονικές δυνάμεις).

2.3. Προσομοιώσεις πυρήνα με ισοδύναμα πλαίσια (προσομοιώματα Νο2 έως Νο6)

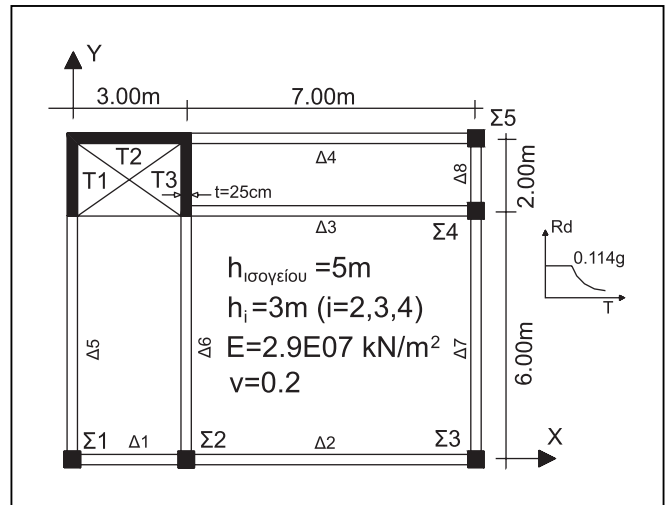
Η βασική ιδέα, στην οποία στηρίζεται η μόρφωση ισοδύναμων πλαισιακών προσομοιωμάτων για τοιχώματα και κατ' επέκταση για πυρήνες πολυώροφων κτιρίων, δεν είναι άλλη από τη διατήρηση της αρχής της επιπεδότητας των διατομών [1, 5]. Η προσεγγιστική αυτή παραδοχή, η οποία χάνει σταδιακά την αξιοπιστία της με την αύξηση του λόγου μήκος/ύψος του τοιχώματος [6], οδηγεί στους εξής βασικούς κανόνες προσομοίωσης: (α) κάθε ισοδύναμος στύλος προκρίνεται με τις ιδιότητες διατομής εκείνου του τμήματος (π.χ. σκέλους πυρήνα), το οποίο αντικαθιστά και (β) οι ισοδύναμοι στύλοι συνδέονται μεταξύ τους στις στάθμες των ορόφων με άκαμπτους (σε κατακόρυφα επίπεδα) βραχίονες. Το σχήμα 3 συνοψίζει σε κάτοψη τα πέντε ισοδύναμα πλαισιακά προσομοιώματα του πυρήνα, των οποίων η αποτελεσματικότητα διερευνήθηκε στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας.

Τα προσομοιώματα αυτά έχουν προταθεί κατά καιρούς από διάφορους ερευνητές και περιγράφονται στη σχετική βιβλιογραφία (βλ. εργ. [1, 3, 6, 20]). Στο σχήμα 4 δίδεται ένα τριδιάστατο σκαρίφημα του πλαισιακού προσομοιώματος Νο 3. Διευκρινίζεται εδώ ότι ο συντελεστής μ στον τύπο της ροπής αδράνειας σε στρέψη J_T δίδεται από τον παρακάτω πίνακα:

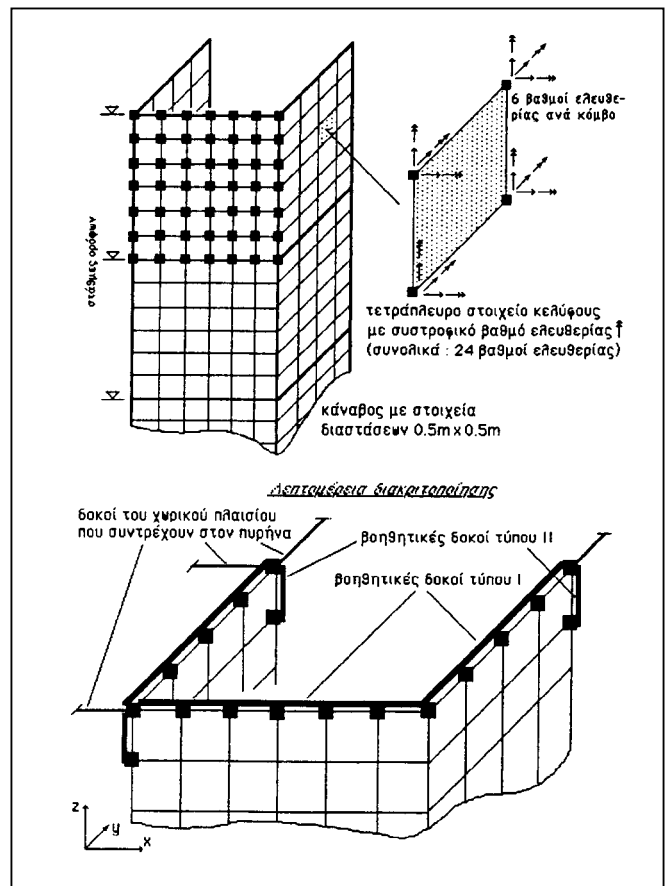
h/t	μ
1	2,37
2	1,457
4	1,188
10	1,057
100	1

ενώ ο γενικός τύπος της ροπής αδράνειας σε στρέψη για λεπτότοιχη διατομή ύψους h και πάχους t δίδεται από τη σχέση: $J_T = h \cdot t^3 \cdot [1/3 - 0,21 \cdot (t/h) \cdot \{1 - (t/h)^4/12\}]$.

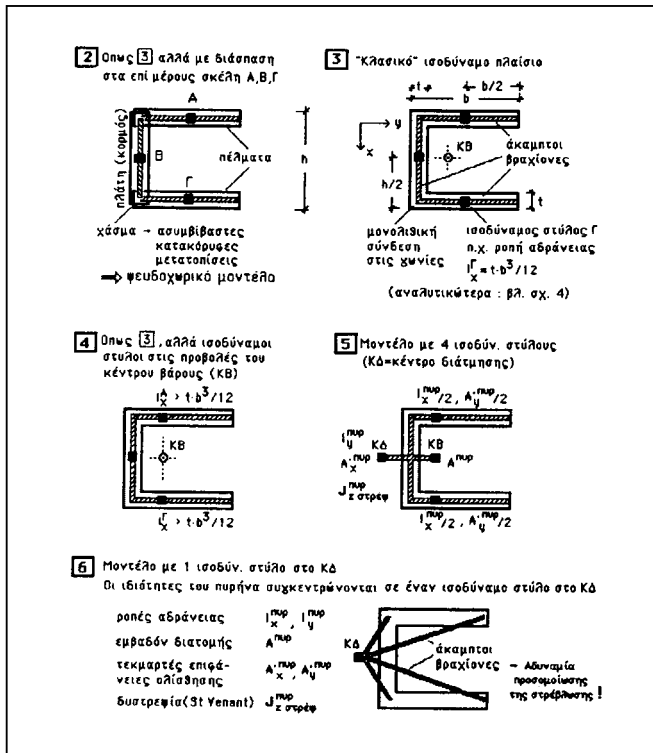
Το μοντέλο Νο 2, με διάσπαση του πυρήνα στα επιμέρους σκέλη και αντιμετώπιση του κάθε σκέλους ως επίπεδου τοιχώματος, χωρίς σύνδεση με τα υπόλοιπα παρά μόνον



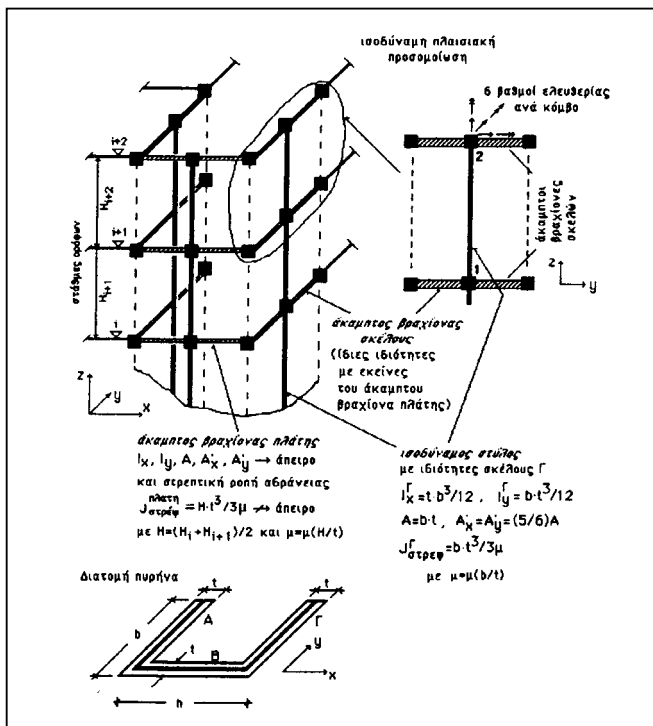
Σχήμα 1: 4-ώροφο κτίριο, στύλοι 40/40, δοκοί 60/25.
Fig. 1: 4-storey building, columns 40/40, beams 60/25.



Σχήμα 2: Τμήμα του διακριτοποιημένου με πεπερασμένα στοιχεία κελύφους πυρήνα (προσομοίωμα Νο 1).
Fig. 2: Part of the core, discretized by finite shell elements (model No 1).



Σχήμα 3: Τα 5 διερευνηθέντα ισοδύναμα πλαίσιακά προσομοιώματα (προσομοιώματα Νο 2 έως Νο 6).
 Fig. 3: The 5 investigated equivalent frame models (models No 2 - No 6).



Σχήμα 4: Ισοδύναμο πλαίσιακό προσομοίωμα Νο 3.
 Fig. 4: Equivalent frame model No 3.

μέσω του διαφράγματος, ήταν επιτρεπτό από τον προηγούμενο Αντισεισμικό Κανονισμό και συμπεριλήφθηκε εδώ χάριν συγκρίσεως με την παλαιά τακτική μελέτης.

Ας σημειωθεί, όμως, ότι ο προηγούμενος ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός δεν επέβαλλε απομείωση των δυσκαμψιών των τοιχωμάτων. Η σύγκριση των αποτελεσμάτων για τα εντατικά μεγέθη (M, Q, N) μπορεί να γίνει είτε ανά σκέλος πυρήνα είτε για τη σύνθετη διατομή Π. Στην πρώτη περίπτωση, γίνεται μεταφορά των υπολογισθέντων M, Q, N των ισοδύναμων στύλων των προσομοιωμάτων 4, 5 και 6 στο κέντρο βάρους του εκάστοτε σκέλους. Στη δεύτερη περίπτωση, για όλα τα προσομοιώματα γίνεται μεταφορά στο κέντρο βάρους της σύνθετης διατομής. Η μεταφορά των M, Q, N γίνεται κατά τους γνωστούς κανόνες ανάλυσης και σύνθεσης δυνάμεων και βάσει ορισμένων πρόσθετων παραδοχών, όπως θα περιγραφεί στην παράγραφο 3.3.2.

2.4. Προσομοίωση πυρήνα με μακροεπιφανειακά στοιχεία (προσομοίωμα Νο 7)

Τα μακροεπιφανειακά στοιχεία που χρησιμοποιήθηκαν [17] είναι τετράκομβα πεπερασμένα στοιχεία μεμβράνης ειδικής ισοπαραμετρικής διατύπωσης, η οποία συμπεριλαμβάνει αφ' ενός ασύμβατες καμπτικές συναρτήσεις παρεμβολής για αποτελεσματικότερη απόδοση των καμπτικών παραμορφώσεων και αφ' ετέρου ενδοεπίπεδες στρωφικές συνιστώσες δυσκαμψίας, συστρωφικούς δηλαδή βαθμούς ελευθερίας. Οι τελευταίοι επιτρέπουν την άνευ πρόσθετων μέτρων (όπως π.χ. τοποθέτηση βοηθητικών άκαμπτων βραχιόνων) μονολιθική σύνδεση δοκών και στύλων στους κόμβους του μακροεπιφανειακού στοιχείου. Ένα βασικό πλεονέκτημα των μακροεπιφανειακών στοιχείων αφορά στην επιτυγχανόμενη οικονομία υπολογισμών: για κάθε σκέλος του πυρήνα απαιτείται ένα μόνο στοιχείο για κάθε τμήμα του τοιχώματος μεταξύ δύο διαδοχικών ορόφων (σχ. 5).

3. ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΗ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΩΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΩΝ

3.1. Εισαγωγή

Προκειμένου να τεκμηριωθούν τα συμπεράσματα που θα διατυπωθούν στις επόμενες παραγράφους, παρατίθεται επιλεκτικά τμήμα των αποτελεσμάτων που προέκυψαν από την ισοδύναμη στατική και από τη δυναμική φασματική ανάλυση του περιγραφέντος στην παράγραφο 2.1 κτιρίου με θεωρηση τόσο αρηγμάτων όσο και ρηγματωμένων κατά το ΝΕΑΚ διατομών. Τα αποτελέσματα αυτά αφορούν σε στατικά και φασματικά μεγέθη παραμόρφωσης και έντασης, καθώς και ιδιοπεριόδους ταλάντωσης. Τα αποτελέσματα της επίλυσης με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία κελύφους (προσομοίωμα Νο 1) θεωρούνται τα πλέον αξιόπιστα και

αποτελούν στο πλαίσιο της προκειμένης εργασίας τη "λύση αναφοράς", με βάση την οποία γίνονται οι αξιολογήσεις των υπολοίπων επιλύσεων. Όλα τα ακόλουθα σχόλια σχετικά με την ακρίβεια και την αξιοπιστία των διαφόρων προσομοιωμάτων αναφέρονται στο συγκεκριμένο κτίριο που παρουσιάζεται εδώ και επομένως δεν θα μπορούσαν να γενικευθούν δίχως περαιτέρω συμπληρωματικές διερευνήσεις. Εντούτοις, οι συγγραφείς τής ανά χείρας εργασίας θεωρούν τα διατυπώματα εδώ συμπεράσματα ως γενικότερης ισχύος βασιζόμενοι: α) σε παρόμοια αποτελέσματα αριθμητικών διερευνήσεων και για άλλους φορείς που, ενώ διενεργήθηκαν για τους σκοπούς της παρούσας εργασίας, δεν μπορούν να παρουσιαστούν εδώ ελλείψει χώρου και β) σε παρόμοια συμπεράσματα πολλών άλλων σχετικών εργασιών [5, 6, 8, 10-13, 15].

Για τη συγκριτική αξιολόγηση των προσομοιωμάτων χρησιμοποιούνται σε πρώτη φάση τα αποτελέσματα της ισοδύναμης στατικής ανάλυσης για σεισμό κατά x και κατά y όλων των προσομοιωμάτων (No 1 έως No 7) του κτιρίου χωρίς ρηγμάτωση καθώς και τα αποτελέσματα για τις ιδιοπεριόδους ταλάντωσης. Όπως θα εκτεθεί στις επόμενες παραγράφους, η αξιολόγηση αυτή οδηγεί στο κατ' αρχάς συμπέρασμα, ότι το προσομοίωμα No 3 είναι γενικώς το πλέον ικανοποιητικό. Για τον περαιτέρω έλεγχο της αξιοπιστίας και αποτελεσματικότητας του "κλασικού" αυτού ισοδύναμου πλαισιακού προσομοιώματος No 3 θα χρησιμοποιηθούν στη συνέχεια και αποτελέσματα δυναμικών φασματικών επιλύσεων.

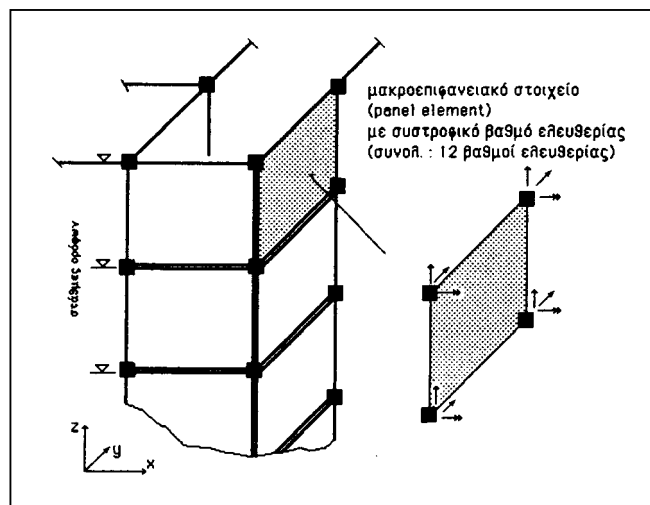
3.2. Σύγκριση μεγεθών παραμόρφωσης

3.2.1. Μετατοπίσεις κέντρων μάζας (βάρους) ορόφων (σχ. 6α, 6β)

Το προσομοίωμα No 2 ("διάσπαση σκελών πυρήνα") προκύπτει, όπως άλλωστε διαισθητικώς αναμενόταν, ευκαμπτότερο του δέοντος όσον αφορά στις μετακινήσεις κατά την εκάστοτε διεύθυνση του σεισμικού φορτίου x ή y , όπως φαίνεται από το διάγραμμα των μετακινήσεων u_x και u_y για σεισμό κατά x και κατά y αντίστοιχα.

Αντίθετα, οι κάθετες στη σεισμική διεύθυνση μετατοπίσεις και οι στροφές περί τον κατακόρυφο άξονα είναι μικρότερες της λύσεως αναφοράς, δηλαδή των αντιστοιχών μεγεθών του προσομοιώματος No 1. Γενικότερα, το προσομοίωμα No 2 εμφανίζει αρκετά μεγάλες αποκλίσεις.

Πολύ μεγάλες αποκλίσεις παρουσιάζει και το προσομοίωμα No 6 τού ενός ισοδύναμου στύλου στο κέντρο διάτμησης του πυρήνα. Αυτές προφανώς προέρχονται σε μεγάλο βαθμό από την αδυναμία του μοντέλου αυτού να αποδώσει σωστά τη στρεβλωτική αντίσταση (στρέψη Vlassov) της σύνθετης διατομής του πυρήνα [5, 6], όπως χαρακτηριστικά δείχνουν



Σχήμα 5: Τμήμα διακριτοποιημένου πυρήνα με μακροεπιφανειακά στοιχεία (προσομοίωμα No 7).

Fig. 5: Part of the core discretized by panel elements (model No 7).

οι πολύ μεγάλες στροφές ϕ . Αρκετά καλά συμπεριφέρεται το μοντέλο No 5 των τεσσάρων ισοδύναμων στύλων, με αποκλίσεις που δεν ξεπερνούν το 6% (π.χ. στροφή ϕ του τετάρτου ορόφου για σεισμό κατά y).

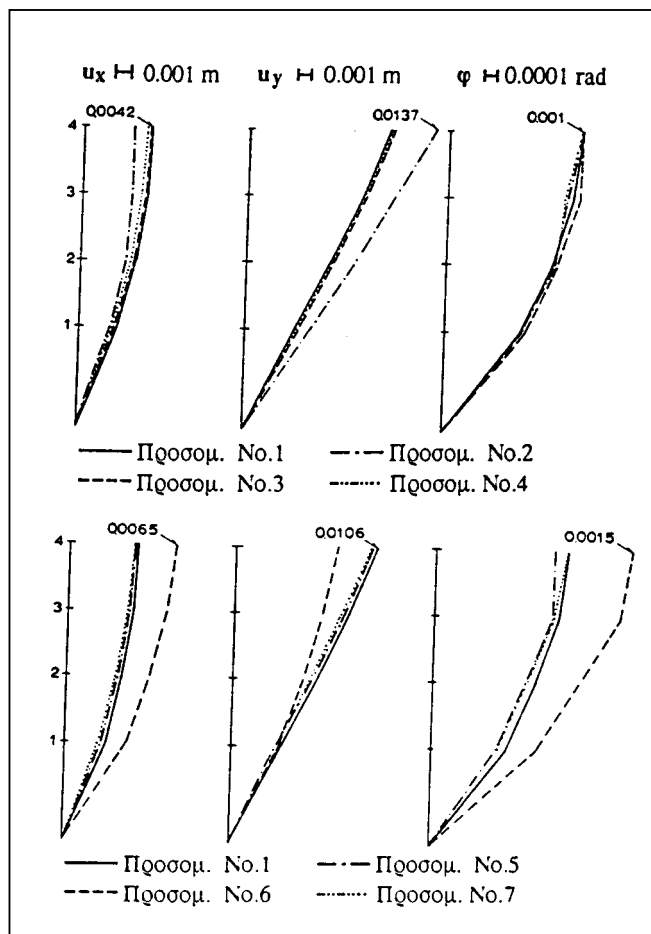
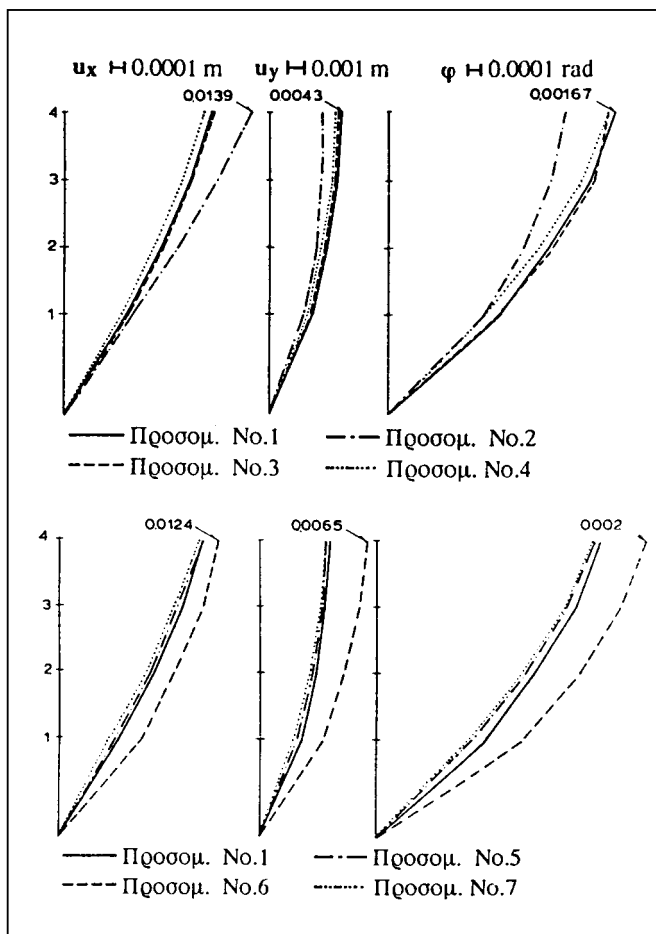
Παρόμοιας ακρίβειας με το μοντέλο No 5 είναι και το μοντέλο No 7 (μακροεπιφανειακά στοιχεία). Τέλος, τα μοντέλα No 3 ("κλασικό") και No 4 (ισοδύναμοι στύλοι στις προβολές του Κ.Β.) είναι κατά τι ακριβέστερα των προηγούμενων. Ιδιαίτερα το "κλασικό" προσομοίωμα No 3 εμφανίζει γενικώς την καλύτερη προσέγγιση στην "ακριβή" λύση των πεπερασμένων στοιχείων κελύφους.

3.2.2. Στρέβλωση της διατομής του πυρήνα (σχ. 7)

Η παραπάνω πρώτη εικόνα για την αξιοπιστία των διαφόρων προσομοιωμάτων διατηρείται και κατά τη σύγκριση των αποτελεσμάτων που αφορούν στη στρέβλωση της σύνθετης διατομής του πυρήνα: Τα προσομοιώματα No 2 και No 6 δίνουν μεγάλες, μη αποδεκτές αποκλίσεις. Τα υπόλοιπα προσομοιώματα No 3, No 4, No 5 και No 7 προσομοιώνουν κατ' αρχάς ποιοτικώς σωστά τη στρέβλωση της διατομής. Ποσοτικώς, όμως, το μοντέλο No 5 (των 4 ισοδύναμων στύλων) και το μοντέλο No 4 (ισοδύναμοι στύλοι στις προβολές του Κ.Β.) εμφανίζουν μεγάλες αποκλίσεις, ενώ τα μοντέλα No 3 ("κλασικό") και No 7 (μακροεπιφανειακά στοιχεία) δίνουν πολύ καλές τιμές.

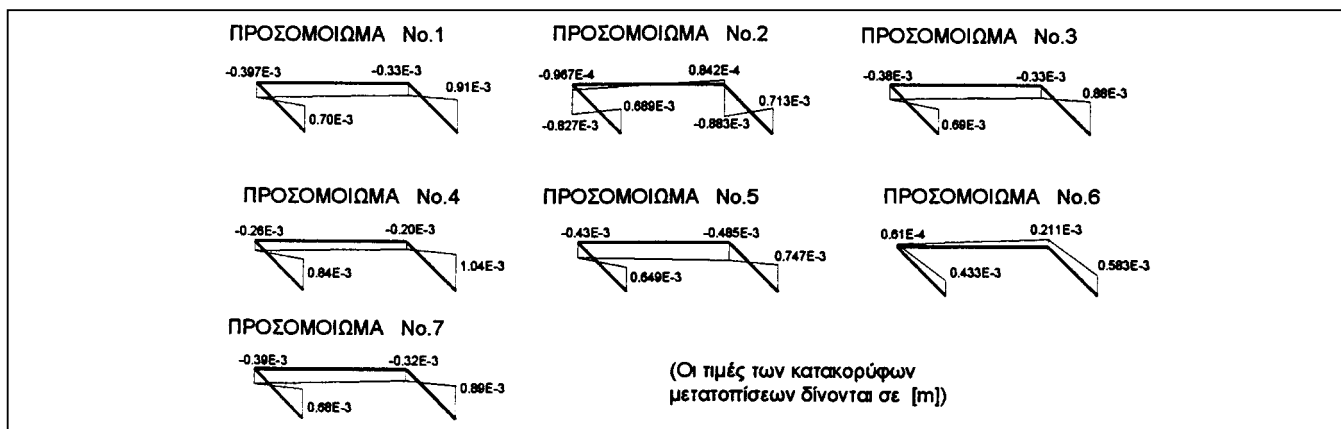
3.2.3. Ιδιοπεριόδοι ταλάντωσης (πίν. 4)

Οι προηγούμενες παρατηρήσεις ενισχύονται, τέλος, και από τα αποτελέσματα για τις ιδιοπεριόδους ταλάντωσης του κτιρίου. Τα μοντέλα No 6 (συγκρ. π.χ. την T_1) και No 2 (συγκρ. π.χ. την T_2) εμφανίζουν και εδώ μεγάλες αποκλίσεις,



Σχήμα 6α: Μετατοπίσεις και στροφές στο Κ.Μ. των ορόφων για τα προσομοιώματα Νο 1 έως Νο 7 του κτιρίου χωρίς ρηγμάτωση. Σεισμική διέγερση κατά x - Ισοδύναμη στατική μέθοδος.
 Fig. 6a: Displacements and rotations at the stories' mass centers for models No 1 - No 7, assuming uncracked sections. Seismic loading in x direction - Equivalent static analysis.

Σχήμα 6β: Μετατοπίσεις και στροφές στο Κ.Μ. των ορόφων για τα προσομοιώματα Νο 1 έως Νο 7 του κτιρίου χωρίς ρηγμάτωση. Σεισμική διέγερση κατά y - Ισοδύναμη στατική μέθοδος.
 Fig. 6b: Displacements and rotations at the stories' mass centers for models No 1 - No 7, assuming uncracked sections. Seismic loading in y direction - Equivalent static analysis.



Σχήμα 7: Στρέβλωση διατομής στην κορυφή του πυρήνα για τα προσομοιώματα Νο 1 έως Νο 7 του κτιρίου χωρίς ρηγμάτωση. Σεισμική διέγερση κατά y - Ισοδύναμη στατική μέθοδος.
 Fig. 7: Warping at the core's top for models No 1 - No 7, assuming uncracked sections. Seismic loading in y direction - Equivalent static analysis.

ενώ τα υπόλοιπα μοντέλα δίδουν αποτελέσματα παρόμοιας μεταξύ τους αξιοπιστίας, με καλύτερο το Νο 3 που δίνει σχεδόν μηδενική απόκλιση (-0.20%) για την πρώτη (θεμελιώδη) ιδιοπερίοδο. Συνολικά, από τις παραπάνω συγκρίσεις προκύπτει ότι το "κλασικό" προσομοίωμα Νο 3 είναι για τον ελεγχθέντα φορέα το πλέον ικανοποιητικό όσον αφορά στην αξιοπίστη απόδοση των μεγεθών παραμόρφωσης και των ιδιοπεριοδών ταλάντωσης.

3.3. Σύγκριση εντατικών μεγεθών

3.3.1. Γενικές παρατηρήσεις

Επισημαίνεται κατ' αρχάς ότι γενικώς οι αποκλίσεις των διαφόρων προσομοιωμάτων στα μεγέθη έντασης και οι διακυμάνσεις στις τιμές τους αναμένονται μεγαλύτερες από εκείνες στα μεγέθη παραμόρφωσης, λόγω του ότι πρόκειται για παράγωγα μεγέθη. Επίσης, στα μοντέλα Νο 4, Νο 5 και Νο 6 απαιτούνται και περαιτέρω αναγωγές των εντατικών μεγεθών των ισοδυνάμων στύλων που δίδει η επίλυση στα κατάλληλα σημεία της διατομής του πυρήνα, όπως αυτές περιγράφονται στην επόμενη παράγραφο.

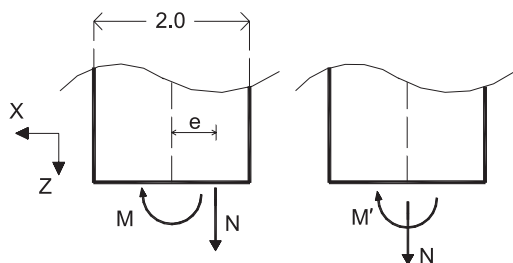
3.2.2. Εύρεση των μεγεθών έντασης (M, Q, N) των επιμέρους σκελών της σύνθετης διατομής του πυρήνα για τα προσομοιώματα Νο 4, Νο 5 και Νο 6

3.3.2.1. Προσομοίωμα Νο 4

Τα προκύπτοντα εντατικά μεγέθη για κάθε σκέλος (αριστερό και δεξιό) του προσομοιωμένου πυρήνα φαίνονται στο πρώτο σχήμα.

Η αναγωγή της ροπής κάμψεως M' , στο κέντρο βάρους κάθε σκέλους, δίνεται από τη σχέση:

$M' = M + N * e$ όπου $e = 0.4308m$ και απεικονίζεται στο δεύτερο σχήμα.



3.3.2.2. Προσομοίωμα Νο 5

Κατά την αναγωγή των εντατικών μεγεθών στα επιμέρους σκέλη του πυρήνα, γίνονται οι εξής παραδοχές:

- α. Αγνοείται η ύπαρξη διρροπών.
 - β. Τα εντατικά μεγέθη των επιμέρους σκελών στην κάθετη προς την κύρια διεύθυνση λειτουργία τους είναι μηδενικά.
- Στα δύο πρώτα σχήματα απεικονίζονται τα πρωτογενή

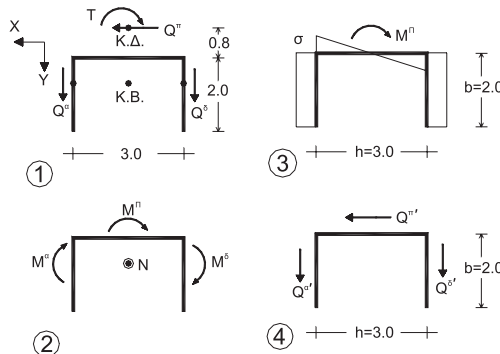
εντατικά μεγέθη από την επίλυση του προσομοιωμένου πυρήνα.

Από το διάγραμμα τάσεων του τρίτου σχήματος λόγω της ροπής M^{Π} είναι: $\sigma = M^{\Pi} * (1,5/J_y)$

όπου: $J_y = (h^3 * t) / 12 + 2 * b * t * (h^2 / 4) = 2,8125m^4$

οπότε: $M^{\Pi'} = \sigma * (h^2 * t) / 6 = \sigma * 0,375 = 0,2 * M^{\Pi}$

και $N^{\sigma κέλουσ} = \sigma * 2 * 0,25 = 0,26666 * M^{\Pi}$



Τα ζητούμενα εντατικά μεγέθη των επιμέρους σκελών του πυρήνα είναι:

Αριστερό σκέλος : $M^{\alpha'}, Q^{\alpha'}, N^{\alpha}$

Δεξιό σκέλος : $M^{\delta'}, Q^{\delta'}, N^{\delta}$

Πλάτη : $M^{\pi'}, Q^{\pi'}, N^{\pi}$

Από την ανάλυση, σύνθεση και μεταφορά των δυνάμεων, σύμφωνα με τους κανόνες της στατικής, προκύπτουν οι ακόλουθες σχέσεις:

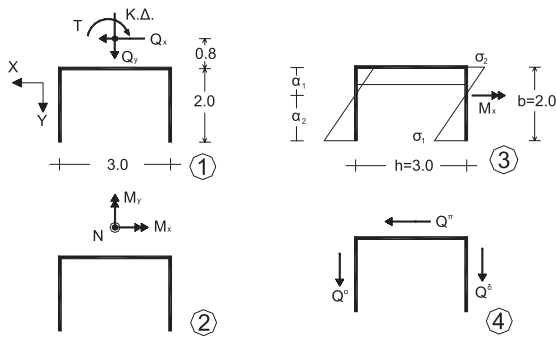
$$\begin{aligned}
 M^{\alpha'} &= M^{\alpha} \\
 Q^{\alpha'} &= Q^{\alpha} - (T/3) + (Q^{\Pi} * 0,8) / 3 \\
 N^{\alpha} &= N * (F^{\alpha} / F) - M^{\Pi} * 0,26666 \\
 M^{\delta'} &= M^{\delta} \\
 Q^{\delta'} &= Q^{\delta} + (T/3) - (Q^{\Pi} * 0,8) / 3 \\
 N^{\delta} &= N * (F^{\delta} / F) + M^{\Pi} * 0,26666 \\
 M^{\Pi'} &= M^{\Pi} * 0,2 \\
 Q^{\Pi'} &= Q^{\Pi} \\
 N^{\Pi} &= N * (F^{\Pi} / F)
 \end{aligned}$$

όπου: F^{α} , F^{δ} και F^{Π} είναι αντίστοιχα το εμβαδόν του αριστερού και δεξιού σκέλους και της πλάτης του πυρήνα, F είναι το συνολικό εμβαδόν της σύνθετης διατομής.

3.3.2.2. Προσομοίωμα Νο 6

Για την αναγωγή των εντατικών μεγεθών στα επιμέρους σκέλη του πυρήνα, γίνονται οι ίδιες παραδοχές όπως και στο προσομοίωμα Νο 5.

Στα δύο πρώτα σχήματα απεικονίζονται τα πρωτογενή εντατικά μεγέθη από την επίλυση του προσομοιωμένου πυρήνα.



Από το διάγραμμα τάσεων του τρίτου σχήματος λόγω της ροπής M_X είναι:

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= M_X \cdot (\alpha_2 / J_X) = M_X \cdot (1,42857 / 0,76187) \\ \sigma_2 &= M_X \cdot (\alpha_1 / J_X) = M_X \cdot (0,57143 / 0,76187) \end{aligned}$$

όπου:

$$\begin{aligned} J_X &= 2 \cdot (b^3 \cdot t) / 12 + 2 \cdot b \cdot t \cdot (\alpha_2 - (b/2))^2 + h \cdot t \cdot \alpha_1^2 = 0,76187 \text{ m}^4 \\ N_{\text{πλάτης}} &= \sigma_2 \cdot 3 \cdot 0,25 = 0,562527 \cdot M_X \\ N_{\text{σκέλους}} &= -N_{\text{πλάτης}} / 2 = 0,2812635 \cdot M_X \\ M_{\text{πλάτης}} &= 0,3393004 \cdot M_X \text{ (ως προς άξονα που περνά από το Κ.Β. της σύνθετης διατομής)} \\ M_{\text{σκέλους}} &= M_{\text{πλάτης}} + N_{\text{σκέλους}} \cdot e \text{ (ως προς άξονα που περνά από το Κ.Β. του σκέλους).} \\ \text{με } e &= 0,42857 \text{ m, } \text{οπότε } M_{\text{σκέλους}} = 0,21876 \cdot M_X. \end{aligned}$$

Τα ζητούμενα εντατικά μεγέθη των επιμέρους σκελών του πυρήνα είναι:

Αριστερό σκέλος : M^a, Q^a, N^a
 Δεξιό σκέλος : M^d, Q^d, N^d
 Πλάτη : $M^π, Q^π, N^π$

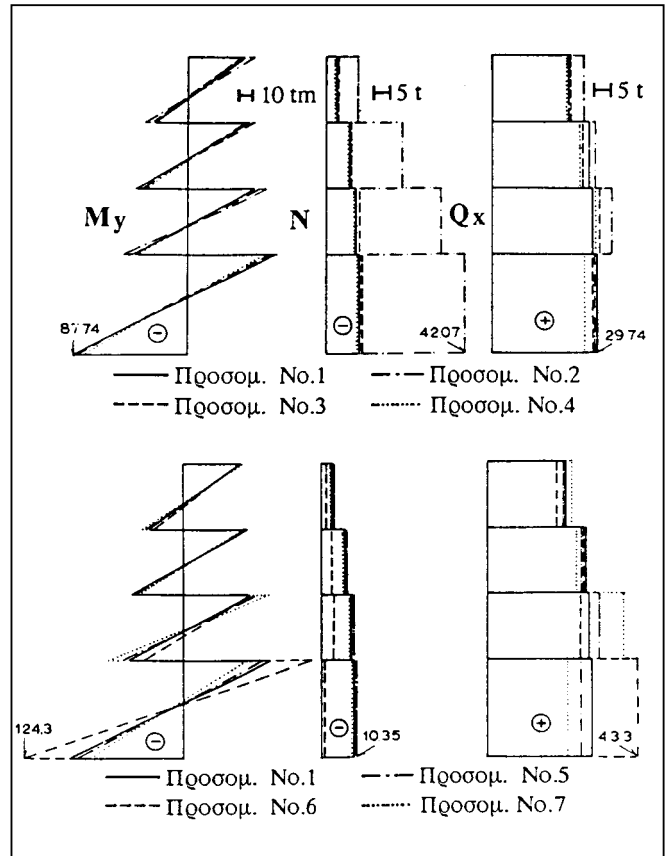
Από την ανάλυση, σύνθεση και μεταφορά των δυνάμεων, σύμφωνα με τους κανόνες της στατικής, προκύπτουν οι ακόλουθες σχέσεις:

$$\begin{aligned} M^a &= M^d = 0,21876 \cdot [M_X + N \cdot (0,8 + 0,57143)] \\ M^π &= M_y \cdot 0,2 \\ Q^a &= (Q_y / 2) - (T / 3) + (Q_x \cdot 0,8) / 3 \\ Q^d &= (Q_y / 2) + (T / 3) - (Q_x \cdot 0,8) / 3 \\ Q^π &= Q_x \\ N^a &= N \cdot (F^a / F) - M_y \cdot 0,26666 - 0,2812635 \cdot [M_X + N \cdot (0,8 + 0,57143)] \\ N^d &= N \cdot (F^d / F) + M_y \cdot 0,26666 + 0,2812635 \cdot [M_X + N \cdot (0,8 + 0,57143)] \\ N^π &= N \cdot (F^π / F) + 0,562527 \cdot [M_X + N \cdot (0,8 + 0,57143)] \end{aligned}$$

όπου: F^a, F^d και $F^π$ είναι αντίστοιχα το εμβαδόν του αριστερού και δεξιού σκέλους και της πλάτης του πυρήνα, F είναι το συνολικό εμβαδόν της σύνθετης διατομής.

3.3.3. Μεγέθη στη στάθμη θεμελίωσης (πίν. 1, 2)

Στον πίνακα 1 δίνονται για σεισμό κατά x και κατά y τα εντατικά μεγέθη M, Q, N στη στάθμη 0.00 m για την πλάτη



Σχήμα 8: Διαγράμματα M_y, Q_x, N του στύλου S_3 για τα προσομοιώματα No 1 έως No 7 του κτιρίου χωρίς ρηγμάτωση. Σεισμική διέγερση κατά x - Ισοδύναμη στατική μέθοδος.

Fig. 8: M_y, Q_x and N diagrams for column S_3 for models No 1 - No 7, assuming uncracked sections. Seismic loading in x direction - Equivalent static analysis.

T2 και τη δεξιά πτέρυγα T3 του πυρήνα. Αν και η εικόνα για τους προαναφερθέντες λόγους δεν είναι πλέον το ίδιο καθαρή όπως στα μεγέθη παραμόρφωσης, εντούτοις ξεχωρίζουν και εδώ αφ' ενός οι μεγάλες αδυναμίες των προσομοιωμάτων No 2 και No 6 και αφ' ετέρου η συγκριτικά καλύτερη απόδοση του κλασικού προσομοιώματος No 3. Η καλή συνολική προσέγγιση, που δίνει το προσομοίωμα No 3, φαίνεται πιο καθαρά από τον πίνακα 2, ο οποίος δείχνει τις ποσοστιαίες αποκλίσεις υπό μορφή ομαδοποιημένων ευκλείδειων norm των προσομοιωμάτων No 2 έως No 7 έναντι του προσομοιώματος No 1, εάν τις εφαρμόσουμε στα συνολικά συνιστάμενα μεγέθη στο κέντρο βάρους της σύνθετης διατομής του πυρήνα. Στον ίδιο πίνακα δίνονται, επίσης, τα εντατικά μεγέθη M, Q, N για το στύλο S_1 και τις ροπές της δοκού Δ4 του 1^{ου} ορόφου. Οι τελευταίες αποδίδονται συνολικά καλύτερα από το προσομοίωμα No 3. Πάντως, τα ποσοστά απόκλισης έναντι του προσομοιώματος No 1 μπορούν να φτάσουν για όλα τα μοντέλα σε πολύ υψηλές τιμές, της τά-

Πίν. 1: Εντατικά μεγέθη M , Q , N στη στάθμη 0.00m για την πλάτη T2 και την πτέρυγα T3 του πυρήνα, για τα προσομοιώματα Νο 1 έως Νο 7 του κτιρίου χωρίς ρηγμάτωση. Ισοδύναμη στατική μέθοδος.

Table 1: Stresses M , Q , N at level 0.00m in flanges T2 and T3 of the core, for models No 1 - No 7, assuming uncracked sections. Equivalent static analysis.

		Προσ. No.1	Προσ. No. 2	Προσ. No. 3	Προσ. No. 4	Προσ. No. 5	Προσ. No. 6	Προσ. No. 7
T3	M_x	-455.69	-446.44	-475.72	-953.89	-980.28	242.96	-850.14
	M_y	-40.427	33.20	27.76	20.98	-	-	-
	N	-746.425	50.76	-669.14	-723.78	-1055.13	-1268.94	-702.92
	Q_x	36.865	-9.86	-9.09	-6.83	-	-	-
	Q_y	105.520	143.60	129.80	177.28	191.73	-134.90	263.69
T2	M_x	8.627	5.85	5.43	4.58	-	-	-
	M_y	-1894.804	-3013.02	-2039.63	-1881.57	-809.47	-734.04	-2238.96
	N	407.471	81.32	303.41	193.00	35.85	657.97	331.77
	Q_x	358.178	413.40	417.77	430.81	441.27	383.20	457.61
	Q_y	-8.034	-1.24	-1.16	-0.82	-	-	-

a. Σεισμική διέγερση κατά x
a. Seismic loading in x direction

		Προσ. No.1	Προσ. No. 2	Προσ. No. 3	Προσ. No. 4	Προσ. No. 5	Προσ. No. 6	Προσ. No. 7
T3	M_x	-1257.498	-1816.55	-1569.30	-1846.07	2536.230	-926.059	-1977.200
	M_y	-17.518	4.67	8.54	4.01	-	-	-
	N	1180.118	-133.53	730.94	451.80	117.1739	1410.406	804.990
	Q_x	16.840	-1.59	-2.95	-1.38	-	-	-
	Q_y	399.320	367.06	394.38	426.03	494.440	273.563	536.164
T2	M_x	-34.431	-33.05	-27.54	-24.52	-	-	-
	M_y	-514.180	401.73	45.36	101.00	123.558	178.574	-93.230
	N	-1741.378	-14.25	-1239.63	-791.90	-71.349	-2408.805	-1289.420
	Q_x	-89.460	-68.48	-74.62	-66.79	-63.010	-109.528	-55.170
	Q_y	31.584	5.84	6.42	5.02	-	-	-

b. Σεισμική διέγερση κατά y
b. Seismic loading in y direction

ξεως του 300 έως 400%, αν και αυτό περιορίζεται σε ορισμένα στατικά μεγέθη μεμονωμένων δομικών στοιχείων.

3.3.4. Διαγράμματα μεγθών διατομής M , Q , N στύλου Σ3 (σχ. 8)

Και εδώ τα μοντέλα Νο 2 και Νο 6 εμφανίζουν τις μεγαλύτερες αποκλίσεις (συγκρ. π.χ. τέμνουσες Q και αξονικές δυνάμεις N στη βάση του στύλου).

Το προσομοίωμα Νο 5 (των 4 ισοδύναμων στύλων) και περισσότερο το Νο 7 (μακροεπιφανειακά στοιχεία) εμφανίζουν αισθητές αποκλίσεις προς την ανασφαλή πλευρά (συγκρ. π.χ. ροπές M και αξονικές δυνάμεις N στη βάση του στύλου). Τα μοντέλα Νο 3 ("κλασικό") και Νο 4 (ισοδύναμοι στύλοι στις προβολές του Κ.Β.) δίδουν ικανοποιητικά αποτελέσματα.

3.3.5. Εντατικά μεγέθη πυρήνα (σχ. 9, 10 και πίν. 3)

Η συνήθης συμβατική διαστασιολόγηση πυρήνων γίνεται ανά σκέλος (πλάτη, αριστερή πτέρυγα, δεξιά πτέρυγα) βάσει των μεγθών έντασης M , Q , N που προέκυψαν για το καθένα τους. (Σημ.: Η διαστασιολόγηση αυτή είναι συντηρητικού χαρακτήρα, διότι αγνοείται η συμμετοχή του συνεργαζόμε-

νου εύρους του εκάστοτε εγκάρσιου σκέλους). Για το λόγο αυτό οι ακόλουθες συγκρίσεις αναφέρονται κατ' αρχάς στα M , Q , N του κάθε σκέλους ξεχωριστά. Πιο κάτω θα γίνουν συγκρίσεις και των συνολικών (συνισταμένων) μεγθών της σύνθετης διατομής του πυρήνα. Επισημαίνεται εδώ, επίσης, ότι ιδιαίτερα σημαντική για την πράξη είναι η ικανοποιητική απόδοση των M , Q , N στη βάση του πυρήνα (πόδας και κεφαλή ισογείου).

Όπως αναμενόταν, τα αποτελέσματα των διαφόρων προσομοιωμάτων του πυρήνα εμφανίζουν σημαντικότερες αποκλίσεις, τόσο από την "ακριβή" λύση των πεπερασμένων στοιχείων κελύφους όσο και μεταξύ τους. Ειδικότερα, το "διασπασμένο" μοντέλο Νο 2 και τα εξεζητημένης πολυπλοκότητας ή υπερβολικής απλότητας μοντέλα Νο 5 και Νο 6, αντίστοιχα, κρίνονται ως μη ικανοποιητικής αξιοπιστίας. Προσεκτική σύγκριση της μορφής και των τιμών των διαγραμμάτων M , Q , N (σχ. 9, 10) οδηγεί στο γενικό συμπέρασμα ότι το "κλασικό" προσομοίωμα Νο 3 πλησιάζει περισσότερο από τα υπόλοιπα την "ακριβή" λύση και ως εκ τούτου μπορεί να θεωρηθεί πρακτικά αποδεκτό, δεδομένης και της απλότητάς του, τόσο στη φάση εισαγωγής των δεδομένων όσο και στη φάση μετεπεξεργασίας των αποτελεσμάτων που δίνει.

Πίν. 2: Συνολικά εντατικά μεγέθη της σύνθετης διατομής του πυρήνα στο Κ.Β. του και του στύλου Σ1 στη στάθμη 0.00m και ροπές της δοκού Δ4 του πρώτου ορόφου, για τα προσομοιώματα Νο 1 έως Νο 7 του κυρίου χωρίς ρηγματώση. Ισοδύναμη στατική μέθοδος.

Table 2: Resultant stresses in core's section and in column Σ1 at level 0.00m and bending moments M in beam Δ4 on the 1st floor, for models No 1 - No 7, assuming uncracked sections. Equivalent static analysis.

	Προσ. No. 1	Προσ. No. 2	Προσ. No. 3	Προσ. No. 4	Προσ. No. 5	Προσ. No. 6	Προσ. No. 7
Q _x	432.041	428.52	434.60	443.73	441.27	383.2	457.61
Q _y	-85.496	-77.59	-82.89	-76.85	-77.93	-132.37	-68.24
N	109.641	170.51	108.77	101.69	83.66	77.51	92.70
M _x	749.614	435.244	666.482	623.006	669.52	1110.447	680.69
M _y	-3765.068	-3053.455	-3808.38	-3956.685	-4047.37	-3670.18	-3989.13

Ποσοστά απόκλισης $\{(\alpha_i - \beta_i)/\alpha_i\} \cdot 100$ έναντι προσομοιώματος Νο 1

Q _x		0.81	-0.59	-2.71	-2.14	11.3	-5.92
Q _y		9.25	3.05	10.11	8.85	-54.83	20.18
N		-55.52	0.79	7.25	23.69	29.31	15.45
M _x		41.94	11.09	16.89	10.68	-48.14	9.19
M _y		18.9	-1.15	-5.09	-7.50	2.52	-5.97
Ευκλείδειος Κανόνας		20.19	2.43	5.96	7.63	9.84	6.13

Σ1	M _x	21.201	19.40	19.65	18.29	18.23	21.86	16.61
	M _y	-93.576	-94.93	-91.85	-84.92	-87.23	-132.38	-75.87
	Q _x	185.467	215.96	183.35	172.90	180.22	218.85	189.10
	Q _y	33.440	33.38	32.73	30.21	31.00	48.17	26.33
	N	-8.046	-7.21	-7.18	-6.69	-6.70	-7.72	-6.07
Δ4	M _I	35.192	67.17	32.23	26.51	15.92	19.72	34.20
	M _{II}	-28.840	-56.98	-28.60	-24.44	-20.59	-23.87	-28.70

a. Σεισμική διέγερση κατά x

a. Seismic loading in x direction

	Προσ. No. 1	Προσ. No. 2	Προσ. No. 3	Προσ. No. 4	Προσ. No. 5	Προσ. No. 6	Προσ. No. 7
Q _x	-70.963	-65.360	-68.830	-63.990	-63.01	-109.48	-55.17
Q _y	452.976	429.480	443.390	448.990	462.39	439.55	471.37
N	-155.330	-251.600	-171.260	-189.270	-166.48	-64.18	-164.56
M _x	-3330.385	-2475.550	-3194.871	-3100.079	-3288.98	-4233.08	-3307.43
M _y	619.844	347.905	618.735	544.365	617.79	892.87	634.44

Ποσοστά απόκλισης $\{(\alpha_i - \beta_i)/\alpha_i\} \cdot 100$ έναντι προσομοιώματος Νο 1

Q _x		7.90	3.01	9.83	11.21	-54.28	22.26
Q _y		5.19	2.12	0.88	-2.08	2.96	-4.06
N		-61.98	-10.26	-21.85	-7.18	58.68	-5.94
M _x		25.67	4.07	6.92	1.24	-27.10	0.69
M _y		43.87	0.18	12.18	0.33	-44.05	-2.35
Ευκλείδειος Κανόνας		26.37	3.998	7.16	1.31	27.71	1.1

Σ1	M _x	-5.621	-17.33	-9.90	-9.54	-8.18	9.07	-5.89
	M _y	-59.352	-57.39	-59.05	-55.65	-52.69	-90.28	-47.66
	Q _x	151.132	174.24	162.33	166.05	159.77	148.80	164.80
	Q _y	21.690	21.12	21.55	20.26	19.12	33.11	16.99
	N	1.142	5.48	3.07	2.97	2.43	-3.34	1.60
Δ4	M _I	3.661	-12.17	4.45	0.64	3.85	-4.53	7.47
	M _{II}	-4.087	9.74	-3.12	-0.24	-4.38	0.05	-5.52

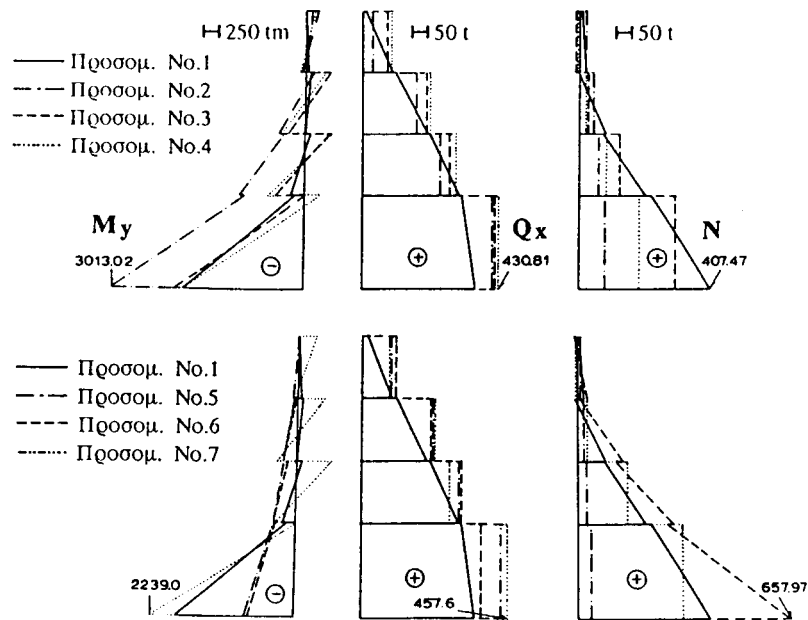
b. Σεισμική διέγερση κατά y

b. Seismic loading in y direction

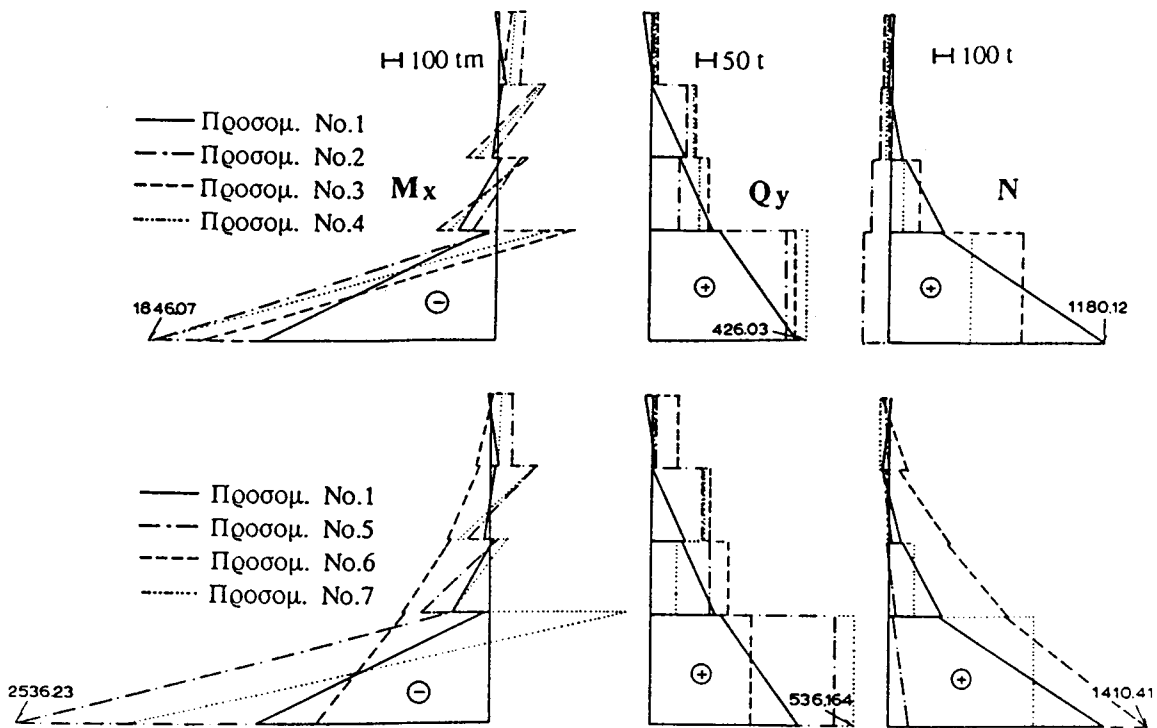
Ορισμός Ευκλείδειου Κανόνα (norm): $(\sqrt{\sum (\alpha_i - \beta_i)^2} / \sqrt{\sum \alpha_i^2}) * 100$

με α_i : Αποτελέσματα από την επίλυση του προσομοιώματος Νο 1

β_i : Αποτελέσματα από την επίλυση των προσομοιωμάτων Νο 2 ÷ Νο 7



Σχήμα 9: Διαγράμματα M_y , Q_x , N της πλάτης T2 του πυρήνα για τα προσομοιώματα Νο 1 έως Νο 7 του κτιρίου χωρίς ρηγμάτωση. Σεισμική διέγερση κατά x - Ισοδύναμη στατική μέθοδος.
 Fig. 9: M_y , Q_x , N diagrams for flange T2 of the core for models No 1 - No 7, assuming uncracked sections. Seismic loading in x direction - Equivalent static analysis.



Σχήμα 10: Διαγράμματα M_x , Q_y , N της δεξιάς πτέρυγας T3 του πυρήνα για τα προσομοιώματα Νο 1 έως Νο 7 του κτιρίου χωρίς ρηγμάτωση. Σεισμική διέγερση κατά y - Ισοδύναμη στατική μέθοδος.
 Fig. 10: M_x , Q_y , N diagrams of core's right flange T3 for models No 1 - No 7, assuming uncracked sections. Seismic loading in y direction - Equivalent static analysis.

Πίν. 3: Ποσοστιαίες αποκλίσεις υπό μορφή ομαδοποιημένων ευκλείδειων κανόνων (norm) των προσομοιωμάτων Νο 2 έως Νο 7 έναντι του προσομοιώματος Νο 1 του κτιρίου χωρίς ρηγμάτωση. Σεισμική διέγερση κατά x - Ισοδύναμη στατική μέθοδος.

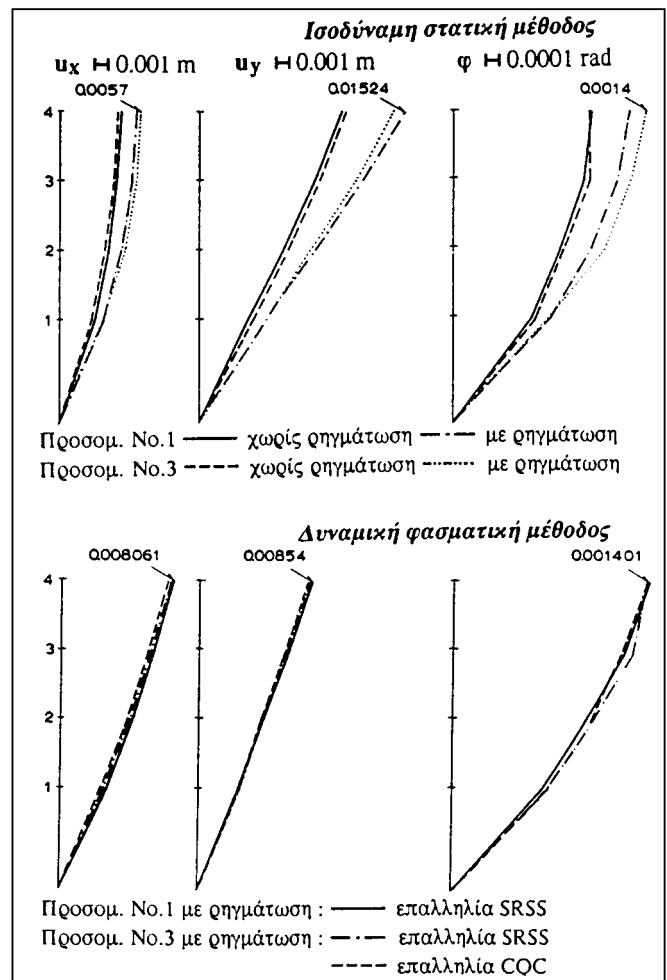
Table 3: Percentage divergencies of models No 2 - No 7 from model No 1 in the form of grouped euclidean norms, assuming uncracked sections. Seismic loading in x direction - Equivalent static analysis.

	Προσ. No. 2	Προσ. No. 3	Προσ. No. 4	Προσ. No. 5	Προσ. No. 6	Προσ. No. 7
Στύλοι M_x, M_y, N	21.00	2.04	7.27	6.96	28.04	11.97
Στύλοι Q_x, Q_y	7.00	3.02	10.18	8.58	46.01	20.98
Τοιχεία ως ανεξάρτητα M_x, M_y, N	63.26	9.54	35.40	71.60	69.02	28.70
Τοιχεία ως ανεξάρτητα Q_x, Q_y	23.70	22.80	33.05	41.40	73.80	58.40
Τοιχεία ως συνθ. διατ. M_x, M_y, N	20.30	2.44	5.98	7.67	9.75	6.12
Τοιχεία ως συνθ. διατ. Q_x, Q_y	1.97	0.83	3.30	2.71	15.40	7.00
Μετατοπίσεις	23.68	1.42	6.99	2.81	27.39	5.90

Ο πίνακας 3 αναφέρεται στα επιμέρους συνιστάμενα μεγέθη Q_x, Q_y, N, M_x, M_y της σύνθετης διατομής, δίνοντας για καθένα από αυτά το ποσοστό απόκλισης του από την αντίστοιχη τιμή του μοντέλου αναφοράς Νο 1 και την ευκλείδεια norm του. Οι μεγαλύτερες ευκλείδειες αποκλίσεις αφορούν βέβαια και πάλι στα σκέλη του πυρήνα, όπου πολύ μεγάλες ανακρίβειες παράγονται από τα μοντέλα Νο 2, Νο 5, Νο 6 και Νο 7. Οι ομαδοποιημένες ευκλείδειες norm περιορίζονται σε πιο αποδεκτά επίπεδα, εάν εφαρμοστούν στα συνολικά συνιστάμενα μεγέθη της σύνθετης διατομής του πυρήνα (βλ. προτελευταία σειρά στον πίν. 3). Και εδώ φαίνεται η ικανοποιητικότερη απόδοση του μοντέλου Νο 3.

4. Η ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑ ΤΟΥ "ΚΛΑΣΙΚΟΥ" ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΔΥΝΑΜΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

Οι προηγηθείσες συγκριτικές αξιολογήσεις των διαφόρων προσομοιωμάτων, οι οποίες αναδεικνύουν το "κλασικό" πλαίσιακό προσομοίωμα Νο 3 γενικώς ως το πλέον ικανοποιητικό, βασίζονται - πλην της σύγκρισης των ιδιοπεριόδων ταλάντωσης (πίν. 4) - σε ισοδύναμες στατικές επιλύσεις χωρίς την επιρροή της ρηγμάτωσης κατά ΝΕΑΚ. Για τον περαιτέρω έλεγχο της αξιοπιστίας και αποτελεσματικότητας του προσομοιώματος αυτού κατά τη δυναμική φασματική ανάλυση του κτιρίου μπορούν να χρησιμοποιηθούν τα σχήματα 11, 12 και οι πίνακες 5, 6, 7. Πράγματι, από το διάγραμμα του σχήματος 11, που αφορά στη δυναμική φασματική ανάλυση κατά y , προκύπτει η πολύ καλή σύμπτωση των μετακινήσεων u_x, u_y και φ του κέντρου μάζας των ορόφων του μοντέλου Νο 3 με εκείνες του προσομοιώματος Νο 1 των πεπερασμένων στοιχείων. Ικανοποιητική είναι, επίσης, η απόδοση και των ιδιοπεριόδων ταλάντωσης, όπως φαίνεται από τον πίνακα 5. Το γεγονός ότι οι δυναμικές αυτές επιλύσεις έγιναν με ρηγματωμένες κατά ΝΕΑΚ διατομές δεν αλλοιώνει το παραπάνω συμπέρασμα, διότι η ρηγμάτωση ελήφθη υπόψη και στα δύο προσομοιώματα. Επίσης, στο



Σχήμα 11: Μετατοπίσεις και στροφές στο Κ.Μ. των ορόφων για τα προσομοιώματα Νο 1 και Νο 3 του κτιρίου με και χωρίς ρηγμάτωση. Σεισμική διέγερση κατά y .

Figure 11: Displacements and rotations at the stories' mass centers for models No 1 and No 3 with/without cracked sections. Seismic loading in y direction.

τιμήμα του πίνακα 6, που αφορά στη δυναμική φασματική ανάλυση κατά y , φαίνεται η σχετικά καλή προσέγγιση δια-

Πίν. 4: Ιδιοπερίοδοι ταλάντωσης T_i των προσομοιωμάτων Νο 1 έως Νο 7 του κτιρίου χωρίς ρηγμάτωση.
 Table 4: Natural periods of vibration T_i for models No 1 - No 7, assuming uncracked sections.

T_i (sec)	Προσ. No.1	Προσ. No.2	Προσ. No.3	Προσ. No.4	Προσ. No.5	Προσ. No.6	Προσ. No.7
T_1	0.700433	0.715240	0.701961	0.687332	0.684686	0.779939	0.67936
T_2	0.393109	0.496475	0.401189	0.398906	0.388469	0.261871	0.37999
T_3	0.206513	0.306933	0.212090	0.208307	0.201184	0.224395	0.19831
T_4	0.173817	0.200332	0.182595	0.184296	0.170856	0.148450	0.16952
T_5	0.104433	0.115819	0.101269	0.098697	0.097927	0.115221	0.09416
T_6	0.093192	0.102010	0.096350	0.093380	0.084490	0.079450	0.07769

Πίν. 5: Ιδιοπερίοδοι ταλάντωσης των προσομοιωμάτων Νο 1 και Νο 3 του κτιρίου με ρηγμάτωση.
 Table 5: Natural periods of models No 1 and No 3, assuming cracked sections.

	Προσομοίωμα No.1	Προσομοίωμα No.3
T_1	0.815629	0.81564
T_2	0.488159	0.46498
T_3	0.241512	0.23958
T_4	0.213655	0.20451
T_5	0.117922	0.11299
T_6	0.116186	0.10856

Πίν. 6: Εντατικά μεγέθη M , Q , N στη στάθμη 0.00m για το στύλο Σ1, την πλάτη T2 και την πτέρυγα T3 του πυρήνα, και ροπές για τη δοκό Δ4 του 1^{ου} ορόφου για τα προσομοιώματα Νο 1 και Νο 3 του κτιρίου. Σεισμική διέγερση κατά y .

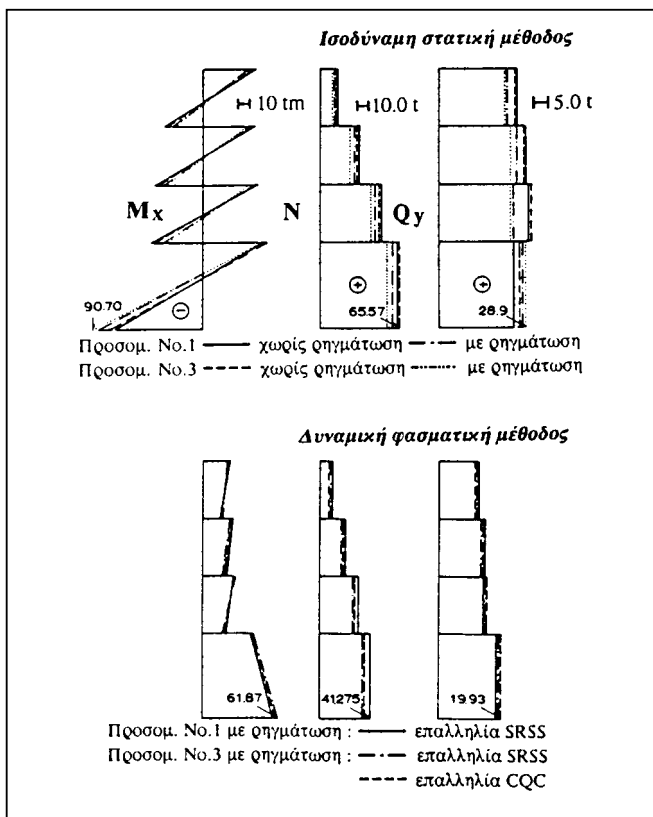
Table 6: Stresses M , Q , N at level 0.00m in column Σ1 and flanges T2 and T3 of the core and bending moments in beam Δ4 on the 1st floor for models No 1 and No 3. Seismic loading in y direction.

		ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ				ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΜΕ ΡΗΓΜΑΤΩΣΗ		
		Προσ. No.1 Χωρίς Ρηγμ.	Προσ. No.1 Με Ρηγμ.	Προσ. No.3 Χωρίς Ρηγμ.	Προσ. No.3 Με Ρηγμ.	Προσ. No.1 SRSS	Προσ. No.3 SRSS	Προσ. No.3 CQC
Σ1	M_x	-5.620	-9.869	-9.90	-11.43	20.015	19.99	19.78
	M_y	-59.352	-68.925	-59.05	-68.63	66.325	64.89	64.51
	N	151.132	149.311	162.33	157.04	120.022	121.12	120.88
	Q_x	21.690	24.077	21.55	23.77	22.579	21.97	21.85
	Q_y	1.142	1.864	3.07	2.94	6.210	6.22	6.14
Δ4	M_I	3.661	2.002	4.45	3.88	13.184	10.20	10.04
	M_{II}	-4.087	-2.647	-3.12	-2.82	11.211	9.64	9.49
T3	M_x	-1257.498	-1172.865	-1569.30	-1428.40	-	811.34	825.14
	M_y	-17.518	-6.671	8.54	6.34	-	10.50	10.37
	N	1180.118	1138.010	730.94	942.61	-	839.80	839.74
	Q_x	16.840	6.893	-2.95	-1.91	-	3.11	3.07
	Q_y	399.320	365.978	394.38	366.46	-	208.70	212.91
T2	M_x	-34.431	-6.075	-27.54	-22.63	-	15.91	16.04
	M_y	-514.180	-388.569	45.36	43.33	-	891.70	878.69
	N	-1741.378	-1730.708	-1239.63	-1571.69	-	1153.91	1158.42
	Q_x	-89.460	-84.306	-74.62	-79.28	-	202.36	200.13
	Q_y	31.584	15.193	6.42	4.77	-	3.28	3.32

Πίν. 7: Ποσοστιαίες αποκλίσεις υπο μορφή ομαδοποιημένων ευκλείδειων norm του προσομοιώματος Νο 3 έναντι του προσομοιώματος Νο 1 του κτιρίου με και χωρίς ρηγμάτωση - Σεισμική διέγερση κατά y.

Table 7: Percentage divergencies of model No 3 from model No 1 in the form of grouped euclidean norms with/without cracked sections. Seismic loading in y direction.

Μέγεθος	Χωρίς ρηγμάτωση Ισοδύν. Στατ. Μέθ.	Με ρηγμάτωση ισοδύν. Στατ. Μέθ.	Με ρηγμάτωση δυναμ. Φασμ. Μέθ.
Στύλοι M_x, M_y, N	4.23	4.55	3.53
Στύλοι Q_x, Q_y	7.24	3.76	2.49
Τοιχία ως ανεξάρτητα M_x, M_y, N	36.48	22.70	—
Τοιχία ως ανεξάρτητα Q_x, Q_y	7.24	4.05	—
Μετατοπίσεις	3.57	4.64	3.42



Σχήμα 12: Διαγράμματα M_x, Q_y, N του στύλου Σ3 για τα προσομοιώματα Νο 1 και Νο 3 του κτιρίου με και χωρίς ρηγμάτωση. Σεισμική διέγερση κατά y.

Figure 12: M_x, Q_y, N diagrams for column S3 for models No 1 and No 3, assuming cracked and uncracked sections. Seismic loading in y direction.

φόρων εντατικών μεγεθών, ενώ στο σχήμα 12 είναι εμφανής η ικανοποιητική απόδοση των φασματικών τιμών των ροπών, τεμνουσών και αξονικών δυνάμεων του υποστυλώματος Σ3 καθ' όλο το ύψος του κτιρίου. Το γενικώς μικρό μέγεθος των αποκλίσεων του μοντέλου Νο 3, και πάντως μικρότερο στην περίπτωση της δυναμικής ανάλυσης έναντι της στατικής, τεκμηριώνεται και στον πίνακα 7 υπό τη μορφή των ομαδοποιημένων ευκλείδειων norm.

Στο σημείο αυτό πρέπει να σημειωθεί η αδυναμία σύγκρισης των εντατικών μεγεθών του πυρήνα στην περίπτωση δυναμικής φασματικής ανάλυσης. Διότι, για να γίνει σύγκριση, απαιτείται προηγουμένως ο υπολογισμός των συνισταμένων μεγεθών διατομής του πυρήνα (ή των επιμέρους σκελών του) από τις τάσεις των πεπερασμένων στοιχείων. Αυτές είναι, όμως, φασματικές, μη ταυτόχρονες τάσεις και δεν μπορούν να συντεθούν για να δώσουν συνιστάμενες ροπές, τέμνουσες και αξονικές δυνάμεις διατομής.

Σημειώνεται εδώ ότι, όπως έχει διαπιστωθεί και σε προηγούμενες μελέτες [11-13], στις δυναμικές φασματικές αναλύσεις το μέσο επίπεδο αποκλίσεων των αποτελεσμάτων αναμένεται κατά κανόνα, όχι όμως και σε κάθε περίπτωση, χαμηλότερο από εκείνο των καθαρά στατικών αναλύσεων. Αυτό αποδίδεται κατά κύριο λόγο στο γεγονός ότι η μαζική (αδρανειακή) προσομοίωση (διακριτοποίηση) κτιριακών φορέων είναι κατά κανόνα ακριβέστερη της ελαστικής, μειώνοντας έτσι το μέσο όρο των εμφανιζόμενων αποκλίσεων.

5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Από τη συγκριτική αξιολόγηση των διαφόρων προσομοιωμάτων, όταν αυτά χρησιμοποιούνται σε ισοδύναμες στατικές αναλύσεις, προέκυψε ότι το "κλασικό" γραμμικό ισοδύναμο πλαισιακό προσομοίωμα Νο 3 είναι γενικώς το πλέον ικανοποιητικό όσον αφορά στην αξιόπιστη απόδοση τόσο των μεγεθών παραμόρφωσης και των ιδιοπεριόδων ταλάντωσης όσο και των εντατικών μεγεθών δοκών, στύλων αλλά και του πυρήνα.

Σχετικά με την αποτελεσματικότητα του κλασικού μοντέλου Νο 3, όταν αυτό χρησιμοποιείται σε δυναμικές φασματικές αναλύσεις έναντι του επιφανειακού μοντέλου Νο 1 των πεπερασμένων στοιχείων, μπορεί να ειπωθεί ότι το μοντέλο Νο 3 αποδίδει με παρόμοια ή και καλύτερη (από ό,τι στις στατικές αναλύσεις) προσέγγιση τις μετακινήσεις των ορόφων καθώς και τα εντατικά μεγέθη δοκών και στύλων του φορέα, ενώ για τον πυρήνα η αξιολόγηση της αξιοπιστίας του προσκρούει σε εγγενείς δυσκολίες και παραμένει προς το παρόν απροσδιόριστη.

Σε κάθε περίπτωση πάντως, η συγκριτικά μεγαλύτερη κατά κανόνα αξιοπιστία του "κλασικού" ισοδύναμου πλαισιακού προσομοιώματος Νο 3 δεν πρέπει να αμβλύνει την προσοχή του μελετητή, δεδομένου ότι για μεμονωμένα μεγέθη απόκρισης επιμέρους δομικών στοιχείων οι αποκλίσεις ενδέχεται να ξεπεράσουν κάθε ανεκτό όριο.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. MacLeod, I.A., et al., "Frame Analysis of Shear Wall Cores". **ASCE J. Str. Div.** **103**, 1977, No **ST10**, pp. 2037-2047.
2. Lew, I.P., Narov, F., "Three-Dimensional Equivalent Frame Analysis of Shear Walls. Concrete International": **Design & Construction** **5**, 1983, No **10**, pp. 25-30.
3. Stafford-Smith, B., Abate, A., "Analysis of Non-Planar Shear Wall Assemblies by Analogous Frame", **Proc. Instn Civ. Engrs** **71**, 1981, Part **2**, pp. 395-406.
4. Stafford-Smith, B., Girgis, A.M., "Deficiencies in the Wide Column Analogy for Shear Wall Core Analysis", **Concrete International**, 1986, pp. 58-61.
5. Avramidis, I.E., Zür Kritik des äquivalenten Rahmenmodells für Wandscheiben und Hochhauskerne. **Bautechnik** **68**, 1991, H. **8**, S. 275-285.
6. Αβραμίδης, Ι.Ε., "Κριτική του μοντέλου του ισοδύναμου πλαισίου για τοιχία και πυρήνες πολυώροφων κτιρίων Ο/Σ", **Τεχνικά Χρονικά, Επισημοτική Περιοχή Α**, 1993, τόμ. **13**, τεύχ. 3, 135-170.
7. Girgis, A.M., Stafford-Smith, B., "Torsion Analysis of building Cores Partially Closed by Beams", **Proc. Symp. on Behaviour of Building Systems and Components**, 1979, Vanderbilt, Tenn.
8. Αβραμίδης, Ι.Ε., Ξενίδης, Χ., "Συστηματική διερεύνηση των ανεπαρκειών του μοντέλου του ισοδύναμου πλαισίου κατά την προσομοίωση ανοικτών πυρήνων Ο/Σ", **Πρακτικά 10ου Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος**, Ρόδος, Οκτώβριος 1991, τόμ. **Ι**, σελ. 179-186.
9. Γεωργούσης, Γ., "Γραμμική προσομοίωση πυρήνων από Ο/Σ", **Πρακτικά 10ου Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος**, Ρόδος, Οκτώβριος 1991.
10. Ξενίδης, Χ., Αβραμίδης, Ι.Ε., "Τεκμηρίωση βασικών ανεπαρκειών της πλαισιακής προσομοίωσης ημ ανοικτών και κλειστών πυρήνων Ο/Σ" **Πρακτικά 1ου Ελληνικού Συνεδρίου Αντισεισμικής Μηχανικής και Τεχνικής Σεισμολογίας**, Αθήνα, 1992, σελ. 96-105.
11. Ξενίδης, Χ., Αθανατοπούλου, Α., Αβραμίδης, Ι.Ε., "Έλεγχος της αξιοπιστίας του ισοδύναμου πλαισιακού μοντέλου κατά τη δυναμική ανάλυση ανοικτών πυρήνων Ο/Σ απλής διατομής", **Πρακτικά 1ου Ελληνικού Συνεδρίου Αντισεισμικής Μηχανικής και Τεχνικής Σεισμολογίας**, Αθήνα, 1992, σελ. 107-115.
12. Xenidis, H., Athanatopoulou, A., Avramidis, I.E., "Equivalent Frame Modelling of Shear Wall Cores under Earthquake Loading" **ICES '92, International Conference on Computational Engineering Science**, 17-22 December 1992, Hong-Kong.
13. Xenidis, H., Athanatopoulou, A., Avramidis, I.E., "Modelling of Shear Wall Cores under Earthquake Loading using Equivalent Frames" **EURODYN, 93, 2nd European Conference on Structural Dynamics**, 1993, Trondheim, Norway, pp. 901-910.
14. Δουδούμης, Ι.Ν., Μητσοπούλου, Ε.Ν., "Συγκριτική προσομοίωση των πυρήνων των μικτών κτιριακών φορέων με απλοποιημένα μοντέλα πεπερασμένων στοιχείων", **Πρακτικά 11ου Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος**, Κέρκυρα, 1994, σελ. 369-378.
15. Αβραμίδης, Ι.Ε., Βαχλιώτης, Χρ., Μαλακάτας, Ν., et al., Τρόποι προσομοίωσης και υπολογισμού εντατικών μεγεθών τοιχωμάτων και πυρήνων από σκυροδέμα, **Έκθεση Ομάδας Εργασίας ΤΕΕ**, Αθήνα, 1994.
16. Wilson, E.L., Habibullah, A., **SAP 90, A Series of Computer Programs for the Finite Element Analysis of Structures, User Manual, Revised May 1992. Computers & Structures Int.**, Berkeley, California, USA, 1992.
17. Wilson, E.L., Habibullah, A., **ETABS, The Three-Dimensional Analysis of Building Systems, Version 5.4, Revised August 1992**, California, Berkeley, USA, 1992.
18. Taylor, R.L. and Simo, J.C., "Bending and Membrane Elements for Analysis of Thick and Thin Shells", **Proc. of the NUMETA 1985 Conf.**, Swansea (Jan. 7-11 1985).
19. Batoz, J.L. and Tahar, M.B., "Evaluation of a New Quadrilateral Thin Plate Bending Element", **Int. J. for Num. Meth. in Eng.**, 1982, **18**, pp. 1655-1667.
20. Αναγνωστόπουλος, Σ., Λεκίδης, Β., "Αντισεισμικός Σχεδιασμός με βάση τις νέες διατάξεις του Αντισεισμικού Κανονισμού", **Ειδική Έκδοση ΙΤΣΑΚ - ΤΕΕ (Τμήμα Κεντρικής Μακεδονίας)**, Θεσσαλονίκη, 1986.

Ιωάννης Ε. Αβραμίδης,

Δρ πολιτικός μηχανικός, καθηγητής, Εργαστήριο Εφαρμοσμένης Στατικής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Α.Π.Θ., 540 06 Θεσσαλονίκη, τηλ. 031-995623.

Χαρίτων Ξενίδης,

Δρ πολιτικός μηχανικός, λέκτορας, Εργαστήριο Εφαρμοσμένης Στατικής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Α.Π.Θ., 540 06 Θεσσαλονίκη, τηλ. 031-995838.

Μαρία Τριαματάκη,

Διπλ. πολιτικός μηχανικός, μεταπτυχιακή φοιτήτρια, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Α.Π.Θ., 540 06 Θεσσαλονίκη, τηλ. 031-995707.

Extended summary

Comparative Performance of Simplified Models for R/C Building Cores under Static and Dynamic Loading

H. Xenidis
Lecturer A.U.TH.

I.E. Avramidis
Professor A.U.TH.

M. Triamataki
Civil Engineer

Abstract

This paper aims to provide a well founded presentation of generalized conclusions concerning the reliability and accuracy of simplified models of R/C building cores when using equivalent frame and panel element modeling techniques. The numerical analyses and conclusions are based on the two main methods dictated by modern seismic design codes: the equivalent static method and the response spectrum method. All assumptions utilized throughout the paper are in complete agreement with the provisions of the new Greek seismic code. The corresponding finite shell element solutions serve as the basis for comparison.

1. INTRODUCTION

An important source of potential uncertainties in the analysis of multistorey buildings is the way R/C building cores modeled. In practice, R/C building cores usually surround and/or elevators and are in general desirable as earthquake-resistant structural elements due to their significant contribution of flexural and torsional stiffness to the load bearing system as a whole. The most reliable computational modeling technique of R/C cores consists in their dense discretization with finite shell elements including all six degrees of freedom at each node. The level of discretization depends on the particular case and on the accuracy needed. However, the use of the Finite Element Method in the analysis of the conventional structures in everyday practice is not only uneconomical, but also leads to unharmonic accuracy due to numerous other simplifying gross assumptions. For these reasons, simplified models, such as panel elements and equivalent frame models, were introduced and have become widely accepted analytical tools [1-3]. In particular, the equivalent frame models are used extensively, mainly because they are integrated in various professional structural analysis computer programs used by the industry and by individual engineers worldwide.

However, a few years after the first applications of the equivalent frame models, it was realized that there were

intrinsic deficiencies related to the particular modeling technique [4-6]. In several papers a series of sources of deficiencies related to the use of the particular models were identified and ways of addressing these deficiencies were also presented [7-15]. Most of these publications dealt with specific types of equivalent frame models and referred mainly to cases with static loading only.

The present paper deals with the widely used open U-section core. The paper's objective is to present well documented generalized conclusions concerning the reliability and accuracy of several simplified equivalent frame models, as well as of panel element models, of R/C cores of multistorey buildings within the framework of both static and dynamic analysis. For this purpose, a simple yet realistic structural system is used. The comparisons include already known models, as well as some additional, newly developed frame models for the open U-section core. The numerical analyses employed make use of both methods required by the new Greek seismic code, the equivalent static method and the response spectrum method. All the assumptions deemed necessary in the modeling process are in complete agreement with the provisions of the new Greek seismic code.

2. STRUCTURAL SYSTEMS AND MODELING

A number of structural systems were analysed. Figure 1 shows the one which was chosen to be presented within the framework of the present paper. In the models used the slab contribution to the beam bending stiffness as well as the existence of the opening in the area of the R/C core are ignored. The slabs were taken as in-plane rigid (diaphragm action). For the frame elements (beams/columns) not only flexural deformations were taken into account, but also axial, shear, and torsional ones. The computer programs SAP90 [16] and ETABS [17] were used for the analysis purposes. Finite shell element models [18-19], with adequate dense discretization

(fig. 2), served as a solution of reference and basis of comparison.

There were two fundamental rules employed in the modeling of the equivalent frame models: a) each equivalent column was given the section properties of the section that it is intended to replace (e.g. core flange), and b) the connection among the equivalent columns is modeled at the slab levels with beams rigid in flexure but not in torsion. Figure 3 shows in plan view the main characteristics of the five different equivalent frame models of the R/C core, the effectiveness of which has been addressed in the present paper.

Finally, figure 5 shows the discretized core model using panel elements, the main advantage of which is that only one element is required for any individual flange of the wall between two successive stories.

3. CONCLUSIONS

The results of a comparative study of the various models, when these were analysed with the *equivalent static method*, indicated that the classical linear equivalent frame model (model No 3) is in general the most effective one in providing reliable results relating to stresses, deformations, and

natural periods of vibration, for both the line structural elements (columns and beams) and the R/C cores.

In point of the effectiveness of this classical frame model compared to the finite element solution when the *response spectrum method* is employed, it can be stated that model No 3 results in a similar or even better approximation (compared to solutions when only static loading is applied) of the storey displacements and the beam and column stresses. However, the results of this model concerning stresses and deformations of the R/C core itself exhibit intrinsic deficiencies and for the time being its reliability remains uncertain, except in cases of low torsional stretching of the core.

In general, however, it is important to point out that the fact of the comparatively better performance of the classical equivalent frame model should not blunt the engineer's attention, because for single response quantities of certain structural elements in a given building structure the model's deficiencies can possibly exceed any acceptable limit.

Ioannis E. Avramidis,

Dr civil engineer, professor, Dept. of Civil Engineering - Division of Structural Engineering, Aristotle University of Thessaloniki, 540 06 Thessaloniki, tel. 031-995623.

Hariton Xenidis,

Dr civil engineer, lecturer Dept. of Civil Engineerin - Division of Structural Engineering, Aristotle University of Thessaloniki, 540 06 Thessaloniki, tel. 031-995838.

Maria Triamataki,

Civil engineer, postgraduate student, Dept. of Civil Engineerin - Div. of Structural Engineering Aristotle University of Thessaloniki, 540 06 Thessaloniki, tel. 031-995707.