



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

**Διερεύνηση της επίδρασης του προσομοιώματος στην
ανάλυση κτηρίου Ο/Σ κατά ΕΚ8**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

του

ΠΑΠΑΝΔΡΕΟΥ Σ. ΝΙΚΟΛΑΟΥ

Επιβλέπων
Ζέρης Χρήστος
Επίκουρος Καθηγητής

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ
Αθήνα, Μάιος 2014

Η σελίδα αυτή είναι σκόπιμα λευκή.



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Διερεύνηση της επίδρασης του προσομοιώματος στην ανάλυση κτηρίου Ο/Σ κατά ΕΚ8

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

του

ΠΑΠΑΝΔΡΕΟΥ Σ. ΝΙΚΟΛΑΟΥ

Επιβλέπων: Ζέρης Χρήστος
Επίκουρος Καθηγητής

Εγκρίθηκε από την τριμελή επιτροπή την 23η Μαΐου 2014.

Ζέρης Χρήστος
Επίκουρος Καθηγητής

Τρέζος Κωνσταντίνος
Επίκουρος Καθηγητής

Βουγιούκας Εμμανουήλ
Λέκτορας

(Υπογραφή)

(Υπογραφή)

(Υπογραφή)



Το περιεχόμενο της παρούσας εργασίας υπάγεται σε Άδεια Χρήσης Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 International License.

Παπαιδρέου Σ. Νικόλαος
Διπλωματούχος Πολιτικός Μηχανικός ΕΜΠ

(Υπογραφή)

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική έχει σκοπό να βοηθήσει το δομοστατικό μελετητή-μηχανικό που καλείται να εφαρμόσει τους Ευρωκώδικες στην εκπόνηση αντισεισμικών μελετών συνήθων (συμβατικών) κτηριακών έργων από οπλισμένο σκυρόδεμα, μέσω της βελτιστοποίησης των πρότυπων κτηρίων ελέγχου της ακρίβειας του τεχνικού λογισμικού.

Στο πρώτο μέρος της διπλωματικής, επεξηγούνται αναλυτικά παραδοχές που γίνονται κατά τη μόρφωση του υπολογιστικού προσομοιώματος μιας κατασκευής και τα αποτελέσματα που έχουν κατά τον υπολογισμό (ανάλυση) κτηριακών κατασκευών.

Στο δεύτερο μέρος της διπλωματικής, συγκρίνονται τα υπολογιστικά προσομοιώματα δύο πρότυπων κτηρίων από την ελληνική βιβλιογραφία με διάφορα τεχνικά λογισμικά και μεθοδολογίες, ενώ ταυτόχρονα διορθώνονται και επεξηγούνται ώστε να γίνουν πλήρως αντιληπτές από το μελετητή-μηχανικό οι διαδικασίες που προβλέπονται κατά την αντισεισμική μελέτη κτηριακών κατασκευών.

Λέξεις Κλειδιά

πρότυπο κτήριο, πλακοδοκός, συνεργαζόμενο πλάτος, στερεός βραχίονας, πεπερασμένα στοιχεία, δυναμική φασματική

Η σελίδα αυτή είναι σκόπιμα λευκή.

Abstract

The purpose of this thesis is to assist the structural engineer with the analysis of reinforced concrete buildings according to the Eurocodes, through the tuning of benchmark buildings that test the accuracy of Computer Aided Engineering (CAE) software.

In the first part of current thesis, assumptions, which take place during the structural idealization of the structure and their results alike are explained thoroughly.

In the second part of the current thesis, the structural idealization of two benchmark buildings in greek bibliography are compared using various CAE software and different methodologies, while simultaneously are corrected and analysed in depth in order the procedures which are appropriate during the structural analysis of buildings to be completely consolidated by the structural engineer.

Keywords

benchmark building, t-beam, effective width, rigid link, finite elements, response spectrum analysis

Η σελίδα αυτή είναι σκόπιμα λευκή.

Περιεχόμενα

Περίληψη	v
Abstract	vii
1 Πρόλογος	1
1.1 Εισαγωγή	1
1.2 Υπολογιστικά μέσα και Δομικοί Κανονισμοί	1
1.3 Σημασία της ελεγχιμότητας ενός προγράμματος	3
1.4 Αβεβαιότητες και σφάλματα στον υπολογισμό των κατασκευών — Τρόποι αντιμετώπισης	3
2 Παραδοχές προσομοίωσης	5
2.1 Διαφραγματική λειτουργία	5
2.1.1 Εκκεντρότητα δοκών σε σχέση με τη στάθμη του διαφράγματος	5
2.1.2 Άξονας δοκών στη στάθμη διαφράγματος	7
2.1.3 Προσομοιώματα απολύτως στερεών βραχιόνων	8
2.2 Υπολογιστικό προσομοίωμα της κατασκευής	9
2.2.1 Στρεπτική ροπή αδράνειας	12
2.2.2 Παραμορφώσεις από τέμνουσα	14
2.2.3 Κέντρο διάτμησης	16
2.2.4 Μαζική ροπή αδράνειας J_m	17
2.3 Πλακοδοκός	20
2.3.1 Υστέρηση διάτμησης	20
2.3.2 Θέση ουδέτερου άξονα	21
3 Μονώροφος πλαισιακός φορέας με τετραπλή συμμετρία	23
3.1 Δεδομένα	23
3.1.1 Δεδομένα Φάσματος σχεδιασμού	23
3.2 Παραδοχές προσομοίωσης	24
3.2.1 Παραδοχές για την προσομοίωση του φορέα	24
3.2.2 Παραδοχές για την προσομοίωση των κατακόρυφων φορτίων	26
3.2.3 Ειδικότερες παραδοχές για την προσομοίωση των μαζών	26
3.3 Σύγκριση πεπερασμένων	27
3.3.1 Παραδοχές προσομοίωσης	28
3.3.2 Αποτελέσματα	29
4 Πενταώροφος μικτός φορέας με απλή συμμετρία	31
4.1 Δεδομένα	31
4.2 Παραδοχές προσομοίωσης	32
4.2.1 Παραδοχές για την προσομοίωση του φορέα	32
4.2.2 Παραδοχές για την προσομοίωση των κατακόρυφων φορτίων	34
4.2.3 Ειδικότερες παραδοχές για την προσομοίωση των μαζών	34
4.2.4 Στατικό προσομοίωμα φορέα	36
4.3 Στατική ανάλυση για μόνιμα φορτία (Συνδυασμός $G+\psi_E Q$)	36
4.4 Σύγκριση αποτελεσμάτων εμπορικών προγραμμάτων για στατική ανάλυση για μόνιμα φορτία (Συνδυασμός $G+\psi_E Q$)	39
4.5 Εντασιακά μεγέθη απόκρισης Δυναμικής Φασματικής Μεθόδου	41

5	Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος	45
6	Επίλογος	49
6.1	Συμπεράσματα	49
6.2	Προτάσεις για μελλοντική έρευνα	49
	Παραρτήματα	51
	Παράρτημα Α Αποτελέσματα Δυναμικής Φασματικής Μεθόδου	51
	Βιβλιογραφία	55

Κεφάλαιο 1

Πρόλογος

1.1 Εισαγωγή

Η γενικευμένη χρήση ηλεκτρονικών υπολογιστών και ειδικού τεχνικού λογισμικού για την μελέτη κατασκευών επέτρεψε την ταχύτερη εκτέλεση των απαιτούμενων από τους σύγχρονους καινοτισμούς σύνθετων υπολογισμών και διευκόλυνε σε μεγάλο βαθμό τους μηχανικούς-μελετητές. Παράλληλα όμως γεννήθηκαν και σοβαρά προβλήματα, που συχνά οδήγησαν σε σημαντικά σφάλματα.

Τα προβλήματα αυτά απασχολούν τόσο τους συντάκτες των προγραμμάτων, δηλαδή τους οίκους λογισμικού, όσο και τους χρήστες των προγραμμάτων, δηλαδή τους μελετητές, όχι μόνον στην Ελλάδα, αλλά και διεθνώς. Ένα θεμελιώδες πρόβλημα είναι εν προκειμένω το ζήτημα της ελεγχιμότητας των προγραμμάτων ως προς την ορθότητα και την εν γένει αξιοπιστία τους. Το ζήτημα αυτό έχει τεθεί επί τάπητος εδώ και πολλά χρόνια τόσο στην Ελλάδα, όσο και σε πολλές άλλες προηγμένες χώρες. Αλλά δυστυχώς, λόγω των εγγενών δυσκολιών του, δεν έχει μπορέσει να αντιμετωπισθεί ακόμη λυσιτελώς.

Εντούτοις, ένας από τους προσφορότερους τρόπους ελέγχου προγραμμάτων Η/Υ είναι η χρήση έγκυρων δοκιμαστικών παραδειγμάτων, τα οποία μπορούν να λειτουργήσουν ως οιοει πρόδιαγραφές που οφείλουν να ικανοποιούν τα χρησιμοποιούμενα στην πράξη προγράμματα.

Μία σειρά τέτοιων δοκιμαστικών παραδειγμάτων, τα οποία στοχεύουν στον έλεγχο βασικών σημείων της προσομοίωσης και ανάλυσης κατασκευών με προγράμματα Η/Υ, αναπτύχθηκε με την οικονομική υποστήριξη του Ο.Α.Σ.Π. και παρουσιάζεται στο βιβλίο των Αβραμίδης et al., 2005. Λόγω της σοβαρότητας της σεισμικής επιπόνησης των κατασκευών στον Ελληνικό χώρο, τα παραδείγματα στοχεύουν εκ παραλλήλου στον έλεγχο της ορθής εφαρμογής του Ελληνικού Αντισεισμικού Καινοτισμού.

Με την έλευση των Ευρωκωδίκων, τα πρότυπα παραδείγματα πρέπει να εκσυγχρονιστούν ώστε να εναρμονιστούν πλήρως με τις νέες διατάξεις και απαιτήσεις αυτών. Μια τέτοια προσπάθεια είναι εκείνη των Αβραμίδης et al., 2011, όπου παραθέτουν με κάθε δυνατή λεπτομέρεια ορισμένα αριθμητικά παραδείγματα ανάλυσης κτηριακών κατασκευών από σπλισμένο σκυρόδεμα και όπλισης χαρακτηριστικών δομικών τους στοιχείων βάσει των Ευρωκωδίκων 8 και 2. Τα παραδείγματα αυτά, αν και σκοπίμως σχετικώς απλουστευμένα προκειμένου να διατηρηθεί μια ευρύτερη εποπτεία, περιέχουν σημαντικά στοιχεία που απαιτώνται σε κατασκευές της πράξης. Με τον τρόπο αυτό επιδιώκεται έτσι:

- η αναλυτική και λεπτομερής παρουσίαση πλήρων αριθμητικών εφαρμογών με σκοπό την κατανόηση της ροής και αλληλουχίας των απαιτούμενων υπολογιστικών διαδικασιών κατά ΕΚ8, και
- η δυνατότητα μερικού ελέγχου επαγγελματικών προγραμμάτων ως προς την αριθμητική ορθότητα των αποτελεσμάτων τους.

1.2 Υπολογιστικά μέσα και Δομικοί Καινοτισμοί

Μία σημαντική παράμετρος που δυσχεραίνει τον έλεγχο των προγραμμάτων είναι η πολυπλοκότητα των ισχυόντων Δομικών Καινοτισμών. Οι παλαιότεροι Καινοτισμοί ήταν πολύ απλούστεροι των σημερινών, διότι και τα διαθέσιμα υπολογιστικά μέσα ήταν πολύ περιορισμένα. Η ταχεία όμως ανάπτυξη των υπολογιστικών δυνατοτήτων των υπολογιστών έδωσε ώθηση στην εφαρμογή ακριβέστερων μεθόδων ανάλυσης και διαστασιολόγησης των κατασκευών. Έτσι, ιδιαίτερα μετά το 1980, έγιναν σταδιακά σημαντικές μεταβολές στον τρόπο της μελέτης των κατασκευών, ειδικά όσον αφορά στο αντισεισμικό σκέλος.

Πίνακας 1.1: Εξέλιξη Κανονισμών και Υπολογιστικών Μέσων

Αντισεισμικοί Κανονισμοί	Υπολογιστικά μέσα	Μέθοδοι υπολογισμού
1959 Βασιλικό Διάταγμα	Λογαριθμικός κανόνας Μηχανικές αριθμομηχανές 1972: ηλεκτρονική αριθμομηχανή HP35	Στατική επίλυση δομικών στοιχείων & υποφορέων (συνεχής δοκός, πέδιλο, ...)
	1978: πρώτοι PC (Apple II, TRS-80, Commodore PET) 1981: IBM PC με Intel 8086 (0.8 MIPS ¹) 1982: Intel 80286 (2.66 MIPS ¹)	Κατ' όροφο αντισεισμικός έλεγχος
1984 Τροποποιήσεις Β.Δ.'59	1984: Macintosh 1985: Intel 80386 (5 MIPS ¹ at 16 MHz) 1986: πρώτα Windows	Μοιτέλο επιπέδου πλαισίου Πρώτες χωρικές αναλύσεις
1992 NEAK	1994: Intel Pentium (188 MIPS ¹ at 100 MHz)	Χωρική στατική επίλυση γραμμικών προσομοιωμάτων
1995 Τροποποιήσεις NEAK	1996: Intel Pentium Pro (541 MIPS ¹ at 200 MHz) 1999: Intel Pentium III (2054 MIPS ¹ at 600 MHz)	Δυναμική επίλυση
2000 ΕΑΚ	2003: Intel Pentium 4 (9726 MIPS ¹ at 3.2 GHz)	Χρήση γραμμωτών και επιφανειακών μοντέλων
2012 ΚΑΝΕΠΕ 2013 Ευρωκώδικας 8	2012: Intel Core i7 3630QM (113093 MIPS ¹ at 2.4 GHz)	Υπερωθητική (μη γραμμική στατική) ανάλυση

Από το 1984 μέχρι σήμερα επήλθαν έντονες αλλαγές στον Αντισεισμικό Κανονισμό (θέσπιση του NEAK το 1992, τροποποίησή του το 1995, πρόσφατη αναθεώρηση και μετονομασία του σε ΕΑΚ το 2000). Παράλληλες αλλαγές υπήρξαν και στον Κανονισμό Σκυροδέματος καθώς επίσης στους Ευρωκώδικες. Παρακολουθώντας στο διάστημα αυτό την εξέλιξη των «εργαλείων» με τα οποία εφαρμόζουμε τις νέες γνώσεις στην πράξη, δηλαδή των Η/Υ και του τεχνικού λογισμικού, διαπιστώνει κανείς ότι η αύξηση των απαιτήσεων και της πολυπλοκότητας των Κανονισμών συμβαδίζει με την αύξηση των δυνατοτήτων των υπολογιστικών μέσων. Όμως δεν πρόκειται εδώ απλώς για μία παράλληλη πορεία. Η εξέλιξη του εργαλείου, δηλ. των δυνατοτήτων Η/Υ και προγραμμάτων, σπρώχνει προς τα εμπρός την εξέλιξη των Κανονισμών. Οι Κανονισμοί συμπεριέλαβαν ακριβέστερες και απαιτητικότερες διατάξεις ακριβώς επειδή η ύπαρξη ισχυρών υπολογιστών και κατάλληλου λογισμικού έκανε δυνατή την εφαρμογή τους. Αν ο σύγχρονος μηχανικός δεν είχε στη διάθεσή του τους σημερινούς Η/Υ, δεν θα ήταν δυνατόν να εφαρμόσει με πληρότητα τη σύγχρονη αντισεισμική γνώση, όπως αυτή κωδικοποιείται π.χ. στον ΕΑΚ 2000.

Και εδώ βρίσκεται η διττή δυσκολία. Από την μία πρέπει να γίνει κατανοητή από τους μελετητές η νέα ουσιαστική γνώση, π.χ. η δυναμική φασματική μέθοδος ανάλυσης, και από την άλλη θα πρέπει να μπορούν οι μελετητές όχι απλώς να χρησιμοποιούν, αλλά και να ελέγχουν τα εργαλεία, δηλ. τα προγράμματα Η/Υ, με τα οποία και μόνον εφαρμόζεται αυτή η γνώση στην πράξη. Διαφορετικά είναι έρμαιοι των «μαύρων κουτιών» και αναλαμβάνουν ευθύνη για αποτελέσματα και για μελέτες που δεν είναι δυνατόν να ελέγξουν. Αυτό το τελευταίο τείνει δυστυχώς να παγιωθεί και μάλιστα χωρίς προβολή αντιρρήσεων από την πλευρά των ενδιαφερομένων μηχανικών.

¹Million Instructions Per Second, δηλαδή εκατομμύρια εντολών ανά δευτερόλεπτο. Προσοχή: τα MIPS δεν αποτελούν ακριβές μέτρο σύγκρισης υπολογιστικής ισχύος αλλά αποτυπώνουν καινοπονητικά το βαθμό εξέλιξης της επεξεργαστικής ισχύος των υπολογιστικών συστημάτων.

1.3 Σημασία της ελεγχιμότητας ενός προγράμματος

Είναι σαφές, ότι η ανάγκη ελέγχου των προγραμμάτων καθίσταται ιδιαίτερα πιεστική, όταν σ' αυτά ενσωματώνεται η πολύπλοκη και απαιτητική σε υπολογιστικές διαδικασίες γνώση που περιέχεται σε σύγχρονους αντισεισμικούς καινοτισμούς. Εκτός τούτου όμως, θα πρέπει να επισημιαθεί μία πλευρά του προβλήματος της αξιοπιστίας των στατικών/αντισεισμικών μελετών, η οποία δεν έτυχε ακόμη της δέουσας προσοχής.

Με πρώτο δεδομένο ότι, όπως προαναφέρθηκε, οι σύγχρονοι, ιδιαίτεως πολύπλοκοι και απαιτητικοί δομικοί καινοτισμοί δεν εφαρμόζονται παρά απόκλειστικά και μόνον με τη βοήθεια προγραμμάτων, και με δεύτερο δεδομένο ότι η ελληνική αγορά προγραμμάτων καλύπτεται από μικρό αριθμό οίκων λογισμικού, προκύπτει αβίαστα το συμπέρασμα ότι η ποιότητα της συντριπτικής πλειοψηφίας των στατικών μελετών εξαρτάται σε πολύ μεγάλο βαθμό από την ποιότητα των λίγων κυκλοφορούντων επαγγελματικών προγραμμάτων.

Το γεγονός αυτό σημαίνει καταρχάς, ότι οι ευθύνες των οίκων λογισμικού για τον ποιοτικό έλεγχο των προϊόντων τους είναι οπωσδήποτε πολύ μεγάλες. Από την ποιότητα και την ορθότητα των προγραμμάτων τους εξαρτώνται πάρα πολλά.

Αλλά και από την άλλη πλευρά, ο τεχνικός κόσμος και η Πολιτεία πρέπει να στηρίξουν το έργο των παραγωγών του τεχνικού λογισμικού με κάθε πρόσφορο τρόπο. Διότι εν προκειμένω δεν πρόκειται απλά για ένα τυχαίο εμπορεύσιμο προϊόν. Από το προϊόν αυτό, την ποιότητά του, την διαφάνειά του, την ελεγχιμότητά του, εξαρτώνται σε κάθε άλλο παρά αμελητέο βαθμό έως και ανθρώπινες ζωές.

1.4 Αβεβαιότητες και σφάλματα στον υπολογισμό των κατασκευών — Τρόποι αντιμετώπισης

Ένα πρώτο και απαραίτητο βήμα για την αντιμετώπιση των σφαλμάτων που μπορούν να υπεισέλθουν σε μία στατική μελέτη, αλλά και γενικότερα των αβεβαιοτήτων και αποκλίσεων που ενδέχεται να παρουσιασθούν, αποτελεί η συνειδητοποίηση των πηγών των σφαλμάτων, αβεβαιοτήτων και αποκλίσεων αυτών. Ακολουθεί ένας συνοπτικός κατάλογος τέτοιων πιθανών πηγών και αναφέρονται ορισμένοι βασικοί τρόποι αντιμετώπισής τους.

1. Αβεβαιότητες ως προς την επάρκεια και αξιοπιστία του επιλεγόμενου μηχανικού μοντέλου: Τα στατικά και δυναμικά φορτία, ο φέρων οργανισμός (αιωδομή και θεμελίωση), το έδαφος θεμελίωσης ορίζονται με εξιδανικεύσεις στο υπολογιστικό προσομοίωμα προς αριθμητική επίλυση. Παραδοχές και απλοποιήσεις του μελετητή, π.χ. αγνόηση «μη φερόντων» στοιχείων, εξιδανίκευση στηρίξεων και ενώσεων, κτλ. Πιθανοτικός χαρακτήρας ιδιοτήτων δομικών υλικών, στατικών και κυρίως σεισμικών φορτίων, κτλ.
Αντιμετώπιση: Ουσιαστικές γνώσεις και εμπειρία του μελετητή.
2. Αβεβαιότητες ως προς την αξιοπιστία του υπολογιστικού μοντέλου που επιλέγεται για την επίλυση του μηχανικού προσομοιώματος (π.χ. αποκλίσεις που πηγάζουν από τον προσεγγιστικό χαρακτήρα της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων).
Αντιμετώπιση: Ουσιαστικές γνώσεις και εμπειρία του μελετητή, αλλά και πλήρης διαφάνεια του προγράμματος ως προς τις ενσωματωμένες παραδοχές προσομοίωσης που χρησιμοποιεί. Επίσης, μπορούν να διενεργηθούν
 - a) συγκριτικές αναλύσεις προς διερεύνηση της ορθότητας προσομοιώσεων και της ευαισθησίας των αποτελεσμάτων σε εξάρτηση από διάφορες παραδοχές, καθώς και
 - b) χονδρικοί προσεγγιστικοί υπολογισμοί (με απλούστερα έως και χονδροειδή προσομοιώματα, με H/Y ή και με το χέρι) προς διαπίστωση της τάξης μεγέθους των αναμενόμενων αποτελεσμάτων.
3. Πιθανά σφάλματα στη φάση διεξαγωγής των υπολογισμών:
 - a) Σφάλματα που πηγάζουν από το λειτουργικό σύστημα του Η/Υ (π.χ. σφάλματα αποκοπής και στρογγυλοποίησης αριθμών).

b) Σφάλματα του λογισμικού εφαρμογής, δηλ. του προγράμματος στατικής/δυναμικής ανάλυσης :

- Σφάλματα αλγορίθμου και κωδικοποίησης.
- Εσφαλμένες παραδοχές ενσωματωμένες στο πρόγραμμα (π.χ. ανεπαρκής προσομοίωση διαφοραγματικής λειτουργίας πλακών).
- Μη πληρότητα στη διενέργεια υπολογισμών και απαιτούμενων από τους Κανονισμούς ελέγχων (π.χ. ο υπολογισμός των σπλισμών δεν γίνεται για τον δυσμενέστερο συνδυασμό εντατικών μεγεθών)

Αντιμετώπιση: Επιλεγμένα Δοκιμαστικά Προβλήματα (Παραδείγματα) με πλήρως γνωστή και τεκμηριωμένη λύση προς έλεγχο της ορθότητας όλων των σταδίων της ανάλυσης και διαστασιολόγησης.

c) Σφάλματα του χρήστη:

- Λάθη στην εισαγωγή δεδομένων
- Λάθη στον χειρισμό του προγράμματος
- Λάθη στην κατανόηση των αποτελεσμάτων
- Λάθη στην ερμηνεία των αποτελεσμάτων

Αντιμετώπιση: Για την αντιμετώπιση των παραπάνω σφαλμάτων υφίστανται διάφορες απλές ή και συνθετότερες μέθοδοι, όπως π.χ.:

- Εκτεταμένη χρήση γραφικών παραστάσεων για την παρουσίαση των δεδομένων και των αποτελεσμάτων προς διευκόλυνση του ελέγχου της ορθότητάς τους.
- Συστηματικές οδηγίες χρήσης του προγράμματος (εγχειρίδια χρήσης κτλ.) προς μείωση της πιθανότητας λαθών χειρισμού του προγράμματος
- Αυτόματη σύνταξη από το πρόγραμμα πινάκων συγκεντρωτικών αποτελεσμάτων προς διευκόλυνση της κατανόησής τους και του ελέγχου της ορθότητάς τους.
- Προδιαγραφές εκτύπωσης αποτελεσμάτων προς διευκόλυνση της ερμηνείας και της ελεγχιμότητάς τους.

4. Αποκλίσεις μεταξύ της (ενδεχομένως άψογης) μελέτης και της πραγματικά υλοποιούμενης κατασκευής.

Αντιμετώπιση: Σωστή επίβλεψη.

5. Αβεβαιότητες λόγω μεταβολής της μηχανικής συμπεριφοράς της κατασκευής με την πάροδο του χρόνου.

Αντιμετώπιση: Παρακολούθηση (και ενδεχομένως έλεγχος) της κατασκευής κατά διαστήματα.

Η κατάλληλη και συνδυασμένη εφαρμογή των προαναφερθεισών μεθόδων μπορεί να μειώσει σημαντικά την πιθανότητα λαθών σε μελέτες φέροντος οργανισμού.

Κεφάλαιο 2

Παραδοχές προσομοίωσης

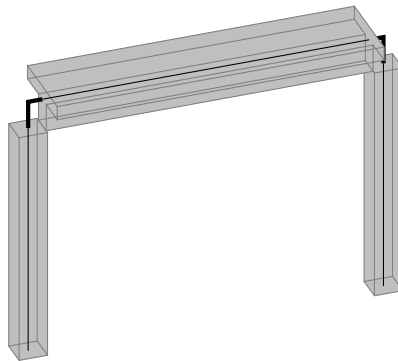
2.1 Διαφραγματική λειτουργία

Κατά τον ΕΚ8, § 4.3.1(3), § 4.3.1(4), § 5.10(1), ο φορέας μπορεί να θεωρηθεί ότι αποτελείται από ένα σύνολο συστημάτων ανάληψης κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίσεων, που συνδέονται με οριζόντια διαφράγματα. Όταν τα διαφράγματα δαπέδων του κτηρίου μπορούν να ληφθούν ως άκαμπτα εντός του επιπέδου τους, οι μάζες και οι ροπές αδράνειας μπορούν να θεωρηθούν συγκεντρωμένες στο κέντρο βάρους.

Ένα διάφραγμα θεωρείται άκαμπτο εάν, κατά την προσομοίωση με την πραγματική εντός του επιπέδου ευκαμψία του, οι οριζόντιες μετακινήσεις δεν υπερβαίνουν πουθενά αυτές που προκύπτουν από την υπόθεση άκαμπτου διαφράγματος κατά περισσότερο από 10% των αντίστοιχων απόλυτων οριζόντιων μετακινήσεων κατά τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

2.1.1 Εκκεντρότητα δοκών σε σχέση με τη στάθμη του διαφράγματος

Η διαφραγματική λειτουργία του φορέα, εφόσον εξασφαλίζεται από ατενείς πλάκες, σημαίνει μηδενικές αξονικές παραμορφώσεις των δοκών, αν οι δοκοί έχουν οριστεί χωρίς εκκεντρότητα. Αυτό είναι εφικτό μόνο στην περίπτωση ενός αμφιάκτου πλαισίου με διατομή πλακοδοκού (Σχήμα 2.1) και μόνο αν ληφθεί το διάφραγμα στη στάθμη του κέντρου βάρους της δοκού.



Σχήμα 2.1: Στατικό προσομοίωμα αμφιάκτου πλαισίου με άκαμπτους κόμβους και διατομή πλακοδοκού

Στους πραγματικούς φορείς, οι δοκοί σπάνια είναι της ίδιας διατομής. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα, το κέντρο βάρους των δοκών να μην έχει σταθερή θέση σε σχέση με τη στάθμη του ορόφου/διαφράγματος.

Έστω, ότι δοκοί ορίζονται, στο στατικό προσομοίωμα, με έκκεντρο καθ' ύψος άξονα, που διέρχεται από το άνω πέλμα τους. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα, το άνω πέλμα τους να παραμένει απαραμόρφωτο, ενώ το κάτω εφελκύεται λόγω των κατακόρυφων φορτίσεων κι έτσι αναπτύσσεται, εκτός της καμπτικής ροπής, και αξονική δύναμη.

Αυτό γίνεται κατανοητό στο παράδειγμα του Rombach, 2011, § 2.9.1. Σε δοκό υπό απλή κάμψη, η αξονική δύναμη είναι μηδέν, εάν οι στηρίξεις βρίσκονται στο κέντρο βάρους της διατομής, διότι δεν υπάρχουν ούτε τάσεις, ούτε παραμορφώσεις στον κεντροβαρικό άξονα. Αντιθέτως, σημαντική αξονική δύναμη αναπτύσσεται, εάν η δοκός στηρίζεται στο κάτω πέλμα της. Για μια αμφιέριστη δοκό, ανοίγματος l , ορθογωνικής διατομής υπό σταθερό κατανεμημένο φορτίο q , η οριζόντια αντίδραση της στήριξης F_h

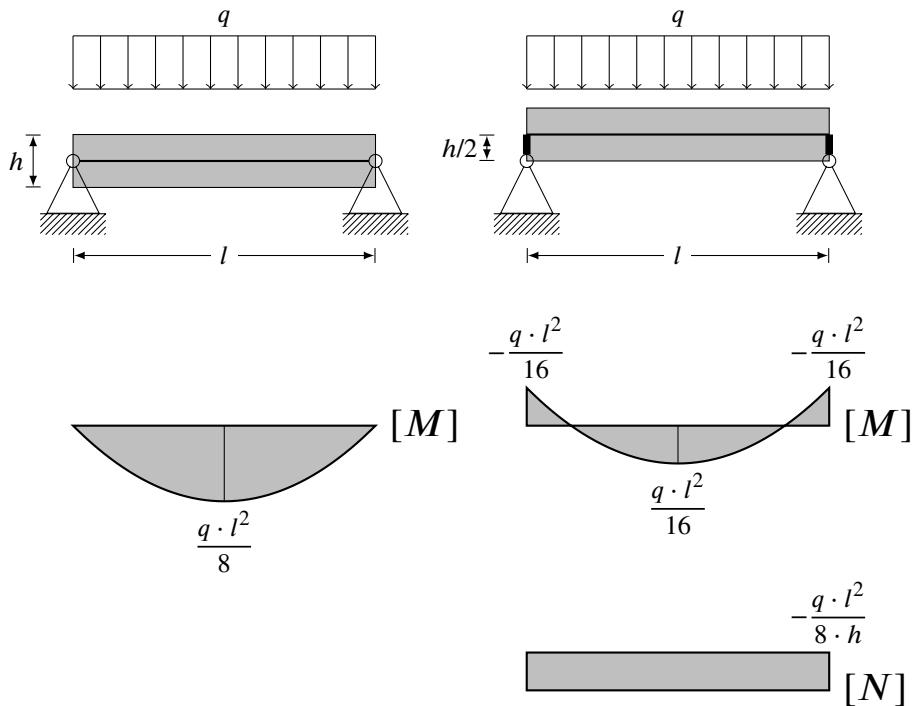
είναι:

$$F_h = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot h} \quad (2.1)$$

όπου:

h το ύψος της δοκού

Η καμπτική ροπή στις στηρίξεις, είναι ίση με $M_s = -F_h \cdot h/2 = -q \cdot l^2/16$ ενώ στο μέσο του ανοίγματος είναι μειωμένη κατά 50 %, δηλαδή $M_F = q \cdot l^2/16$ (Σχήμα 2.2).



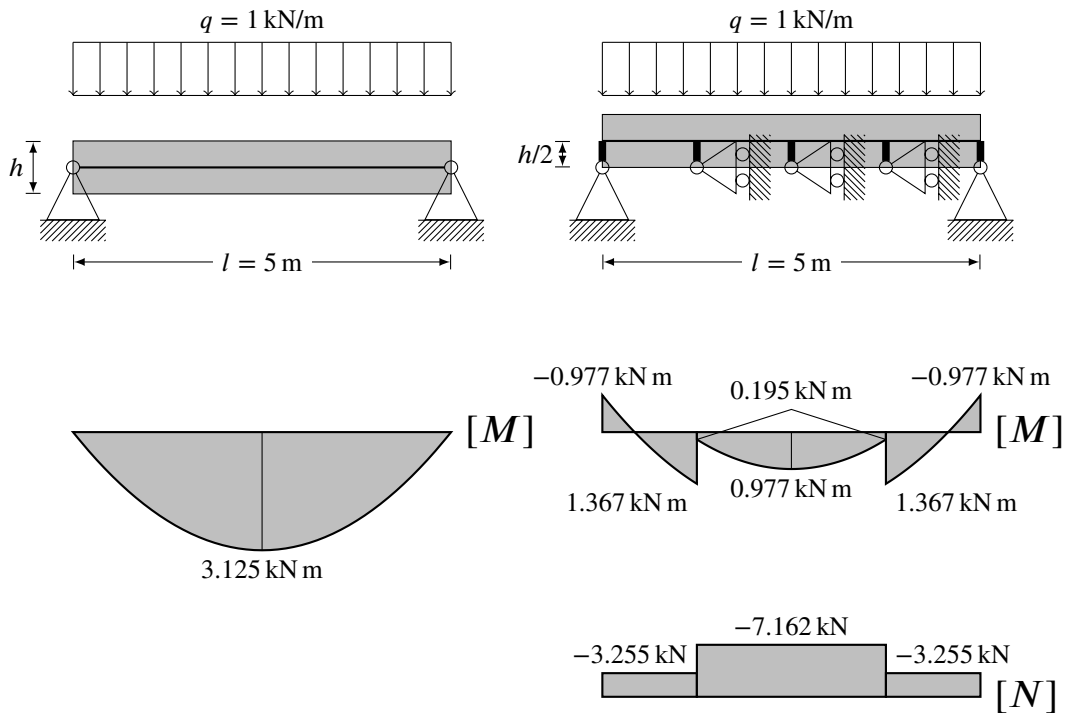
Σχήμα 2.2: Εντατικά μεγέθη δοκού με στήριξη στο κέντρο βάρους και στήριξη στο κάτω πέλμα

Το φαινόμενο γίνεται εντονότερο όταν η δοκός κατατμηθεί σε πεπερασμένο αριθμό τμημάτων, ώστε να σχηματιστούν τα βέλη ελέγχου στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.

Έστω μια αμφιέριστη δοκός, μήκους $l = 5$ m, που καταπονείται από ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο $q = 1$ kN/m. Το ύψος της διατομής είναι $h = 0.60$ m. Αν η δοκός στηρίζεται κεντροβαρικά, η ροπή στο μέσον της είναι $M_F = 3.125$ kN m. Αν η δοκός στηριχτεί στο κάτω πέλμα της και χωριστεί σε 4 ισομήκη στοιχεία των 1.25 m τα οποία έχουν απαραμόρφωτο κάτω πέλμα, η ροπή στο μέσον είναι $M_F = 0.977$ kN m (Σχήμα 2.3). Επίσης, η αξονική δύναμη αρχίζει να εμφανίζει μια παραβολική κατανομή.

Φυσικά, αν μεταφέρουμε την αξονική στο κάτω πέλμα, ως ροπή με μοχλοβραχίονα $h/2$, η τελική ροπή που αντιστοιχεί στο κάτω πέλμα είναι $M'_F = 0.977$ kN m + 7.162 kN · 0.30 m = 3.125 kN m, που ισούται με εκείνη της κεντροβαρικά στηριζόμενης δοκού.

Γίνεται, έτσι σαφές, ότι τα αποτελέσματα που λαμβάνουμε λόγω της εκκεντρότητας του κέντρου βάρους των δοκών, από τη στάθμη του διαφράγματος καθιστούν την εποπτεία αλλά και διαστασιολόγηση των δοκών, μια επίπονη διαδικασία, με μεγάλο κίνδυνο λάθους.



Σχήμα 2.3: Εντατικά μεγέθη δοκού με στήριξη στο κέντρο βάρους και στήριξη στο κάτω πέλμα

2.1.2 Άξονας δοκών στη στάθμη διαφράγματος

Τα περισσότερα λογισμικά ορίζουν τις δοκούς χωρίς εκκεντρότητα, με τον κεντροβαρικό τους άξονα να διέρχεται από τη στάθμη του διαφράγματος. Έτσι, με μηδενική εκκεντρότητα, τα διαγράμματα ροπών εμφανίζονται στις συνηθισμένες μορφές.

Τα λογισμικά προσομοιώνουν τη διαφραγματική λειτουργία

- με εξαρτημένους βαθμούς ελευθερίας για κάθε διάφραγμα ή
- με προσάυξηση του εμβαδού της διατομής των δοκών.

2.1.2.1 Εξαρτημένοι βαθμοί ελευθερίας

Η κίνηση της πλάκας είναι δυνατόν να καθοριστεί πλήρως από τις τρεις συνιστώσες της κίνησης του Κέντρου Ελαστικής Στροφής του διαφράγματος, οι οποίες είναι:

- μεταφορική κίνηση κατά x , έστω u
- μεταφορική κίνηση κατά y , έστω v και
- στροφική περί τον κατακόρυφο άξονα z , έστω θ .

Με βάση τα παραπάνω, οι μετακινήσεις u_i , v_i και θ_i , ενός σημείου i , είναι:

$$u_i = u - y_i \cdot \theta \quad (2.2a)$$

$$v_i = v + x_i \cdot \theta \quad (2.2b)$$

$$\theta_i = \theta \quad (2.2c)$$

όπου:

x_i Η οριζόντια σχετική απόσταση του σημείου από το ΚΕΣ

y_i Η κατακόρυφη σχετική απόσταση του σημείου από το ΚΕΣ

Επειδή οι δοκοί είναι ατελείς, αξονικές δυνάμεις δεν υφίστανται.

2.1.2.2 Πλασματική αύξηση δυστένειας δοκών

Ένας συνήθης τρόπος επίτευξης της ατένειας του διαφράγματος είναι η προσαύξηση του εμβαδού της διατομής κάθε δοκού με έναν συντελεστή. Ο Αντωνιάδης αναφέρει ότι το λογισμικό 3DR.STRAD λαμβάνει για τα στοιχεία των δοκών εμβαδών 60 φορές μεγαλύτερο από το ονομαστικό. Οι αξονικές παραμορφώσεις των δοκών, είναι σχετικά μικρές. Το ίδιο και οι αξονικές που προκύπτουν.

Το πλεονέκτημα που προκύπτει από τον ορισμό των δοκών χωρίς εκκεντρότητα είναι η διαστασιολόγησή τους αφού διαστασιολογούνται μόνο σε κάμψη, χωρίς μεγάλες εφελκυστικές ή θλιπτικές δυνάμεις όπως στις εκκεντρες δοκούς.

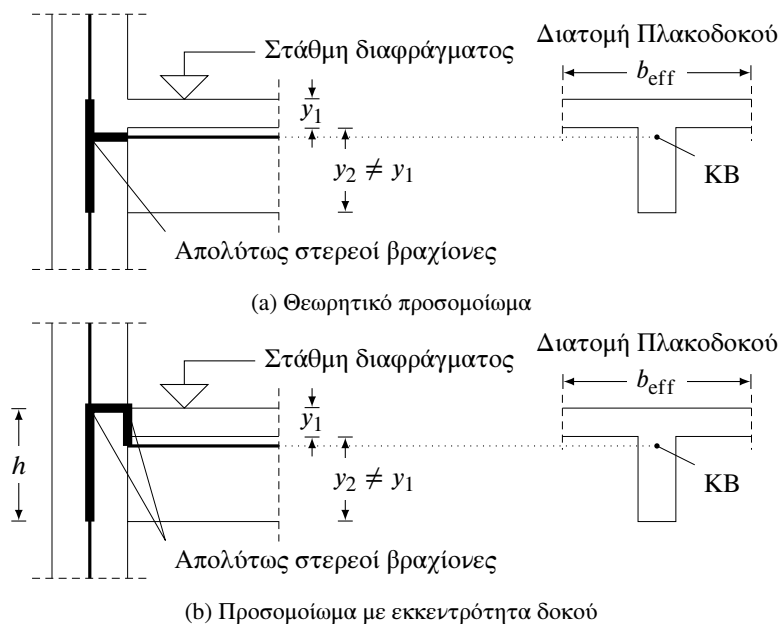
2.1.3 Προσομοιώματα απολύτως στερεών βραχιόνων

Διαφοροποιήσεις στα αποτελέσματα μπορεί να προκύψουν από την παραδοχή που θα γίνει για την προσομοίωση των απολύτως στερεών βραχιόνων. Η προσομοίωση τους, μπορεί να επιτευχθεί είτε με εκκεντρότητες των επιμέρους στοιχείων που τους απαρτίζουν, είτε με στιβαρούς βραχίονες (rigid links) μεταξύ των εκκεντρων κόμβων.

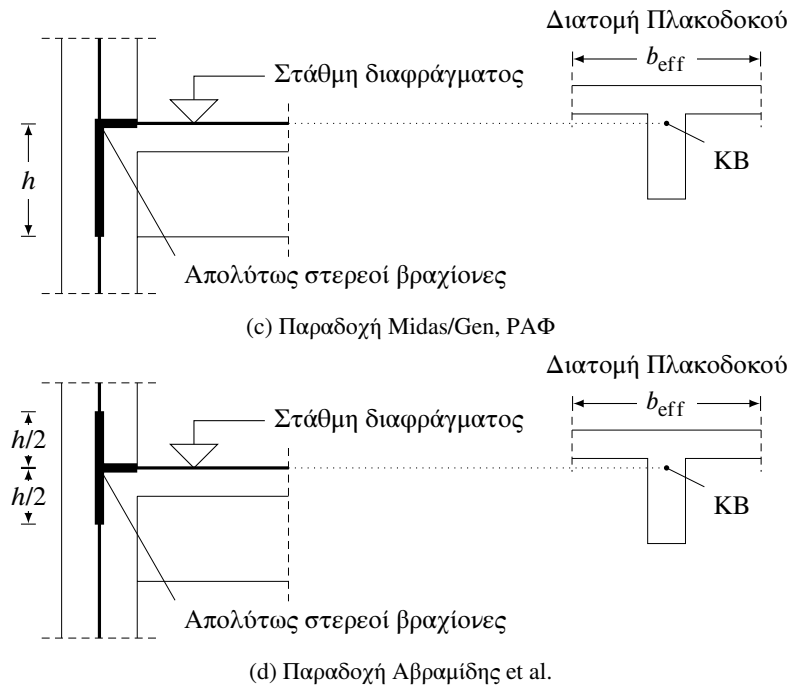
Η μεν εκκεντρότητα των στοιχείων, ορίζεται κατά τα γνωστά από τη μητρώικη στατική, με το μητρώο εκκεντροτήτων του κάθε μέλους του φορέα. Οι στιβαροί βραχίονες ωστόσο, πρόκειται για δοκούς με φαινομενικά άπειρη δυσκαμψία, δυστρεψία, δυστημψία και δυστένεια — συνήθως 10^5-10^8 φορές τα μεγέθη των μελών που συνδέουν (Midas/Gen 2013 Analysis Manual 2013, σελ. 66).

Η διαφορά των αποτελεσμάτων είναι αμελητέα, ωστόσο μπορεί να προκαλέσει παρανοήσεις. Το φαινόμενο γίνεται εντονότερο στην περίπτωση που οι στιβαροί βραχίονες έχουν σημαντικό μήκος, βλέπε άκαμπτους βραχίονες σύνδεσης δοκού-τοιχώματος. Αν ο άκαμπτος βραχίονας, προσομοιωθεί με στιβαρό βραχίονα (rigid link) και στους κόμβους που ενώνει, τοποθετηθεί δοκός, τότε η δοκός θα εμφανίσει εντατικά μεγέθη, μικρά αλλά υπαρκτά. Αυτό φυσικά έρχεται σε αντίθεση με την πλήρη ακαμψία που θεωρούμε εμείς θεωρώντας την ύπαρξη άκαμπτου βραχίονα στον κόμβο των δύο στοιχείων.

Ένα ακόμη μειονέκτημα είναι η σημαντική αύξηση των βαθμών ελευθερίας. Χαρακτηριστικά, ο πενταώροφος φορέας με απλή συμμετρία (Αβραμίδης et al., 2011) που παρουσιάζεται στα επόμενα κεφάλαια, για τη θεώρηση κόμβων των Αβραμίδης et al., 2011, έχει με χρήση εκκεντροτήτων 150 βαθμούς ελευθερίας ενώ με χρήση στιβαρών βραχιόνων 852 βαθμούς ελευθερίας. Καθίσταται λοιπόν σαφές, ότι η χρήση στιβαρών βραχιόνων αυξάνει την πολυπλοκότητα του ορισμού του προσομοιώματος και μειώνει την εποπτεία του.



Σχήμα 2.4a: Λεπτομέρεια προσομοίωσης των πλαισιακών κόμβων



Σχήμα 2.4b: Λεπτομέρεια προσομοίωσης των πλαισιακών κόμβων

2.2 Υπολογιστικό προσομοίωμα της κατασκευής

Στην συντριπτική τους πλειοψηφία οι κτηριακές κατασκευές αποτελούν τρισδιάστατους φορείς στο χώρο, οι οποίοι εμφανίζουν γενικώς διάφορες ασυμμετρίες σε κάτοψη ή/και καθ' ύψος. Οι φορείς αυτοί αποτελούνται γενικώς από κατακόρυφα στοιχεία (υποστυλώματα, επίπεδα τοιχώματα και πυρήνες) που συνδέονται στις στάθμες των ορόφων μέσω οριζόντιων δοκών και των επ' αυτών εδραζόμενων πλακών οι οποίες θεωρούνται συνήθως ως ατενής διαφράγματα (EK8, § 4.3.1(3)). Κατά την προσομοίωση τέτοιων κτηρίων, οι μάζες θεωρούνται συγκεντρωμένες στο κέντρο βάρους κάθε διαφράγματος (EK8, § 4.3.1(4)) και οι αδρανειακοί βαθμοί ελευθερίας είναι τρεις για κάθε διάφραγμα — δύο μεταφορικοί (δηλ. οριζόντιες μετακινήσεις κατά τη διεύθυνση των οριζόντιων αξόνων X και Y) και ένας στροφικός (δηλ. στροφή περί τον κατακόρυφο άξονα Z). Λόγω των υφιστάμενων, λιγότερο ή περισσότερο έντονων, ασυμμετριών δημιουργείται κατά την ταλάντωση του φορέα αντίστοιχα ασθενής ή ισχυρή σύζευξη μεταξύ των μεταφορικών και των στροφικών βαθμών ελευθερίας των ορόφων. Λόγω της σύζευξης αυτής, η κατά X μεταφορική σεισμική διέγερση προκαλεί γενικώς στροφές των ορόφων (διαφραγμάτων) περί τον κατακόρυφο άξονα, και συνεπώς μετακινήσεις και κατά τη διεύθυνση Y . Παρομοίως, η κατά Y μεταφορική σεισμική διέγερση προκαλεί και αυτή στροφές των ορόφων, και συνεπώς μετακινήσεις και κατά τη διεύθυνση X . Για τον λόγο αυτό δεν είναι γενικώς δυνατόν να επιλυθεί ο κτηριακός φορέας ανεξάρτητα κατά X και κατά Y σαν να ήταν επίπεδος, αλλά πρέπει να αντιμετωπιστεί ως τρισδιάστατος φορέας του χώρου.

Σημειώνεται ότι:

- Όλα τα αξιόλογα επαγγελματικά προγράμματα Η/Υ ανάλυσης/διαστασιολόγησης κατασκευών είναι σχεδιασμένα έτσι ώστε να (δημιουργούν και να) επιλύουν χωρικά προσομοιώματα χωρίς καμία δυσκολία ή επιβάρυνση του μελετητή.
- Ένας επαρκώς ακριβής υπολογισμός των στρεπτικών επιρροών απαιτεί θεώρηση τυχηματικών (και άλλων) εκκεντροτήτων, και συνεπώς επιβάλλει τη χρήση της χωρικής προσομοίωσης και ανάλυσης, ακόμα και για τα εκ κατασκευής συμμετρικά ως προς δύο άξονες κτήρια.
- Η προσομοίωση συμμετρικών κτηρίων με μη ορθογωνική διάταξη των κατακόρυφων στοιχείων τους χρησιμοποιώντας δύο επίπεδα μοντέλα είναι προβληματική (ή και αδύνατη).

Για όλους τους παραπάνω λόγους η προσομοίωση χωρικών φορέων με δύο επίπεδα μοντέλα δεν συστάται και είναι σκόπιμο να αποφεύγεται. Προτείνεται σε κάθε περίπτωση η χρήση τρισδιάστατων

(χωρικών) προσομοιωμάτων.

Η επίλυση ενός χωρικού φορέα επιτυγχάνεται μέσω της «μητρικής» στατικής, που είναι η μητρική διατύπωση της μεθόδου μετακινήσεων. Παρακάτω (Μητρώο 2.1) παρουσιάζεται το τοπικό μητρώο σιβαρότητας πρισματικής ράβδου και ομογενούς διατομής.

	u_1	u_2	u_3	u_4	u_5	u_6	u_7	u_8	u_9	u_{10}	u_{11}	u_{12}
u_1	$\frac{AE}{L}$											
u_2	0	$\frac{12EI_z}{L^3(1+\Phi_y)}$										
u_3	0	0	$\frac{12EI_y}{L^3(1+\Phi_z)}$						Συμμετρικό			
u_4	0	0	0	$\frac{GJ}{L}$								
u_5	0	0	$\frac{-6EI_y}{L^2(1+\Phi_z)}$	0	$\frac{(4+\Phi_z)EI_y}{L(1+\Phi_z)}$							
u_6	0	$\frac{6EI_z}{L^2(1+\Phi_y)}$	0	0	0	$\frac{(4+\Phi_y)EI_z}{L(1+\Phi_y)}$						
u_7	$\frac{-EA}{L}$	0	0	0	0	0	$\frac{EA}{L}$					
u_8	0	$\frac{-12EI_z}{L^3(1+\Phi_y)}$	0	0	0	$\frac{-6EI_z}{L^2(1+\Phi_y)}$	0	$\frac{12EI_z}{L^3(1+\Phi_y)}$				
u_9	0	0	$\frac{-12EI_y}{L^3(1+\Phi_z)}$	0	$\frac{6EI_y}{L^2(1+\Phi_z)}$	0	0	0	$\frac{12EI_y}{L^3(1+\Phi_z)}$			
u_{10}	0	0	0	$\frac{-GJ}{L}$	0	0	0	0	0	$\frac{GJ}{L}$		
u_{11}	0	0	$\frac{-6EI_y}{L^2(1+\Phi_z)}$	0	$\frac{(2-\Phi_z)EI_y}{L(1+\Phi_z)}$	0	0	0	$\frac{6EI_y}{L^2(1+\Phi_z)}$	0	$\frac{(4+\Phi_z)EI_y}{L(1+\Phi_z)}$	
u_{12}	0	$\frac{6EI_z}{L^2(1+\Phi_y)}$	0	0	0	$\frac{(2-\Phi_y)EI_z}{L(1+\Phi_y)}$	0	$\frac{-6EI_z}{L^2(1+\Phi_y)}$	0	0	0	$\frac{(4+\Phi_y)EI_z}{L(1+\Phi_y)}$

Μητρώο 2.1: Τοπικό μητρώο στιβαρότητας πρισματικής ράβδου¹

¹Βλ. J. S. Przemieniecki (1968), *Theory of Matrix Structural Analysis*, McGraw-Hill, ISBN: 978-0-07-050904-7, σελ. 79

όπου:

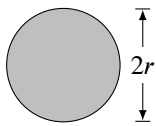
$$G = \frac{E}{2(\nu + 1)} \quad (2.3a)$$

$$\Phi_y = \frac{12EI_z}{GA_{sy}L^2} \quad (2.3b)$$

$$\Phi_z = \frac{12EI_y}{GA_{sz}L^2} \quad (2.3c)$$

2.2.1 Στρεπτική ροπή αδράνειας

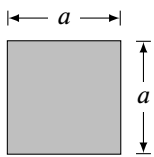
2.2.1.1 Κυκλική διατομή



Σχήμα 2.5: Κυκλική διατομή

$$J = \frac{\pi r^4}{2} \quad (2.4)$$

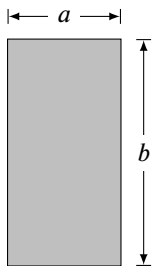
2.2.1.2 Τετραγωνική διατομή



Σχήμα 2.6: Τετραγωνική διατομή

$$J = 0.1406a^4 \quad (2.5)$$

2.2.1.3 Ορθογωνική διατομή



Σχήμα 2.7: Ορθογωνική διατομή

Για την ορθογωνική διατομή υπάρχουν δύο διαθέσιμοι τύποι για τον υπολογισμό της στρεπτικής ροπής αδράνειας, με παρεμφερή αποτελέσματα.

$$J = ba^3 \left[\frac{1}{3} - 0.21 \frac{a}{b} \left(1 - \frac{a^4}{12b^4} \right) \right] \quad (2.6^2)$$

ή

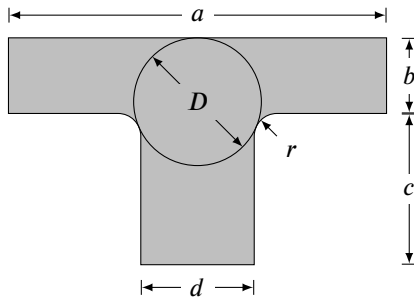
$$J = ba^3 \frac{1}{3} \left[1 - \left(\frac{192a}{\pi^5 b} \right) \tanh \left(\frac{\pi b}{2a} \right) \right] \quad (2.7^3)$$

για

$$a \leq b$$

²Βλ. Young & Budynas, 2001, Table 10.1 & Pilkey, 2005, Table 2-5

2.2.1.4 Πλακοδοκός μορφής T



Σχήμα 2.8: Πλακοδοκός μορφής T

$$J = J_1 + J_2 + \beta D^4 \quad (2.8)$$

όπου:

$$J_1 = ab^3 \left[\frac{1}{3} - 0.21 \frac{b}{a} \left(1 - \frac{b^4}{12a^4} \right) \right] \quad (2.8a)$$

$$J_2 = cd^3 \left[\frac{1}{3} - 0.105 \frac{d}{c} \left(1 - \frac{d^4}{192c^4} \right) \right] \quad (2.8b)$$

$$\beta = \frac{t}{t_1} \left(0.15 + 0.10 \frac{r}{b} \right) \quad (2.8c)$$

$$D = \frac{(b+r)^2 + rd + d^2/4}{2r+b} \quad (2.8d)$$

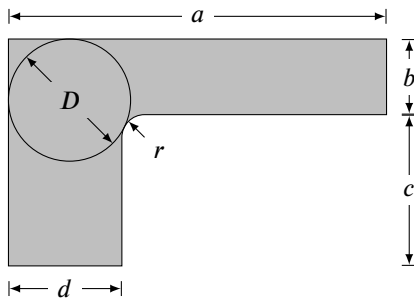
$$t = \begin{cases} b & \text{για } b < d \\ d & \text{για } b > d \end{cases} \quad (2.8e)$$

$$t_1 = \begin{cases} d & \text{για } b < d \\ b & \text{για } b > d \end{cases} \quad (2.8f)$$

για

$$d < 2(b+r)$$

2.2.1.5 Πλακοδοκός μορφής Γ



Σχήμα 2.9: Πλακοδοκός μορφής Γ

$$J = J_1 + J_2 + \beta D^4 \quad (2.9)$$

όπου:

$$J_1 = ab^3 \left[\frac{1}{3} - 0.21 \frac{b}{a} \left(1 - \frac{b^4}{12a^4} \right) \right] \quad (2.9a)$$

$$J_2 = cd^3 \left[\frac{1}{3} - 0.105 \frac{d}{c} \left(1 - \frac{d^4}{192c^4} \right) \right] \quad (2.9b)$$

$$\beta = \frac{d}{b} \left(0.07 + 0.076 \frac{r}{b} \right) \quad (2.9c)$$

$$D = 2 \left[d + b + 3r - \sqrt{2(2r+b)(2r+d)} \right] \quad (2.9d)$$

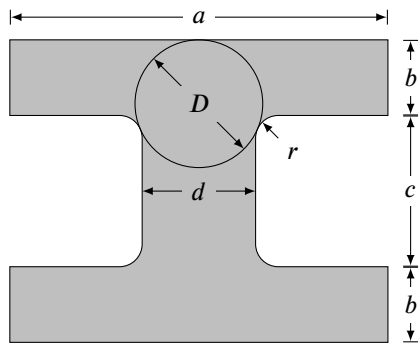
για

$$b \geq d$$

$$b < 2(d+r)$$

³Βλ. Timoshenko & Goodier, 1951, p. 278, eq. 160

2.2.1.6 Διατομή διπλού T



Σχήμα 2.10: Διατομή διπλού T

$$J = 2J_1 + J_2 + 2\beta D^4 \tag{2.10}$$

όπου:

$$J_1 = ab^3 \left[\frac{1}{3} - 0.21 \frac{b}{a} \left(1 - \frac{b^4}{12a^4} \right) \right] \tag{2.10a}$$

$$J_2 = \frac{1}{3} cd^3 \tag{2.10b}$$

$$\beta = \frac{t}{t_1} \left(0.15 + 0.1 \frac{r}{b} \right) \tag{2.10c}$$

$$D = \frac{(b+r)^2 + rd + d^2/4}{2r+b} \tag{2.10d}$$

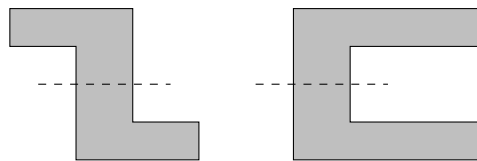
$$t = \begin{cases} b & \text{για } b < d \\ d & \text{για } b > d \end{cases} \tag{2.10e}$$

$$t_1 = \begin{cases} d & \text{για } b < d \\ b & \text{για } b > d \end{cases} \tag{2.10f}$$

για

$$d < 2(b+r)$$

2.2.1.7 Διατομή μορφής Π ή Z



Σχήμα 2.11: Διατομή μορφής Π ή Z

Η στρεπτική ροπή αδράνειας μιας διατομής μορφής Π ή Z υπολογίζεται ως το άθροισμα των στρεπτικών ροπών αδράνειας των επιμέρους διατομών Γ.

2.2.2 Παραμορφώσεις από τέμνουσα

Σε δοκούς από οπλισμένο σκυρόδεμα, το βέλος από διάτμηση μπορεί να έχει την ίδια τάξη μεγέθους όπως το βέλος από ροπή κάμψης. Έτσι, κατά την μόρφωση του προσομοιώματος του φορέα, πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι διατμητικές παραμορφώσεις. Αυτό επιτυγχάνεται μέσω των επιφανειών διάτμησης των διατομών A_{s_y} και A_{s_z} που αποτελούν μια απομείωση της επιφάνειας A της διατομής μέσω ενός διορθωτικού συντελεστή.

$$A_{s_z} = k_z A \tag{2.11a}$$

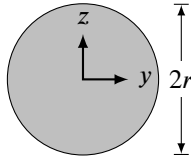
$$A_{s_y} = k_y A \tag{2.11b}$$

Ο Pilkey, 2005 (Table 2-5) παραθέτει προσεγγιστικούς τύπους (εξ. 2.12, 2.13 & 2.14) για τον διορθωτικό συντελεστή συνήθων διατομών περιέχοντας το λόγο Poisson ν . Αντιθέτως, τα τεχνικά λογισμικά SAP2000 & Midas Gen, λαμβάνουν το εμβαδόν διάτμησης ίσο με:

- 5/6 του συνολικού εμβαδού ολόκληρης της διατομής αν πρόκειται για ορθογωνική
- 5/6 του εμβαδού του κορμού ή των πελμάτων, αν πρόκειται για πλακοδοκό, ανάλογα με το επίπεδο επιβολής της τέμνουσας δύναμης και

- το εμβαδόν του κορμού, αν πρόκειται για πλακοδοκό μορφής T και η τέμνουσα δύναμη επιβάλλεται στη διεύθυνση του κορμού.

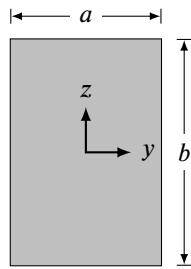
2.2.2.1 Κυκλική διατομή



Σχήμα 2.12: Κυκλική διατομή

$$\frac{1}{k_{z,y}} = \frac{7 + 6\nu}{6(1 + \nu)} \quad (2.12)$$

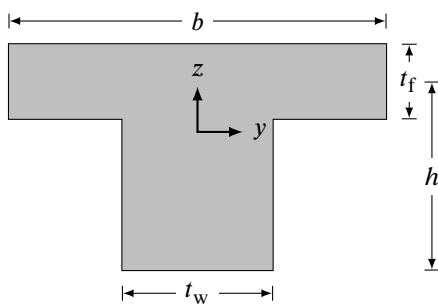
2.2.2.2 Ορθογωνική διατομή



Σχήμα 2.13: Ορθογωνική διατομή

$$\frac{1}{k_{z,y}} = \frac{12 + 11\nu}{10(1 + \nu)} \quad (2.13)$$

2.2.2.3 Πλακοδοκός μορφής T



Σχήμα 2.14: Πλακοδοκός μορφής T

$$\frac{1}{k_z} = \frac{\begin{aligned} &(12 + 96j + 276j^2 + 192j^3) + \\ &+ \nu(11 + 88j + 248j^2 + 216j^3) + \\ &+ 10\nu k^2(4j + 5j^2 + j^3) + \\ &+ 30k^2(j + j^2) \end{aligned}}{10(1 + \nu)(1 + 4j)^2} \quad (2.14)$$

όπου:

$$j = \frac{bt_f}{ht_w} \quad (2.14a)$$

$$k = \frac{b}{h} \quad (2.14b)$$

Στην πραγματικότητα όμως, λόγω του φαινομένου της παρασιτικής διατμητικής δυσκαμψίας (shear locking), η επιφάνειες διάτμησης μιας διατομής υπερεκτιμώνται. Έτσι, για μια ορθογωνική διατομή $b \times h$, με λόγο Poisson $\nu = 0.3$, η εξίσωση 2.13, δίνει συντελεστή διόρθωσης $k_{z,y} = 0.8467$ κοινό για κατακόρυφο ή οριζόντιο επίπεδο διάτμησης.

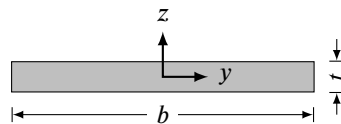
Αντιθέτως, η εξίσωση του Renton, 1991:

$$\frac{1}{k_z} = \frac{6}{5} + \left(\frac{\nu}{1+\nu}\right)^2 \sum_{m=0}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{144(b/a)^4}{\pi^6(2m+1)^2 n^2 [(2m+1)^2(0.5b/a)^2 + n^2]} \quad (2.15)$$

που λαμβάνει υπόψη το λόγο των διαστάσεων της ορθογωνικής διατομής, δίνει τιμές (Πίν. 2.1) παραμφορείς με εκείνες που υπολόγισε ο Pilkey, 2002 (Table 6.6).

Πίνακας 2.1: Διορθωτικός συντελεστής διατμητικής επιφάνειας A_{s_z} ορθογωνικής διατομής μεταβλητού λόγου b/h

b/h	ν			b/h	ν		
	0	0.2	0.3		0	0.2	0.3
0.1	0.8333	0.8333	0.8333	10.0	0.8333	0.2869	0.1791
0.2	0.8333	0.8333	0.8333	5.0	0.8333	0.6005	0.4781
0.5	0.8333	0.8331	0.8329	2.0	0.8333	0.8071	0.7844
1.0	0.8333	0.8307	0.8282				



Σχήμα 2.15: Ορθογωνικό τοίχωμα διαστάσεων $b \times t$

Γίνεται λοιπόν αντιληπτό, ότι για λόγο Poisson $\nu = 0.2$ ένα τοίχωμα με λόγο πλευρών $b/t = 10$, και άξονες όπως φαίνονται στο σχήμα 2.15, έχει τις εξής επιφάνειες διάτμησης:

$$A_{s_z} = 0.2869A$$

$$A_{s_y} = 0.8333A$$

2.2.3 Κέντρο διάτμησης

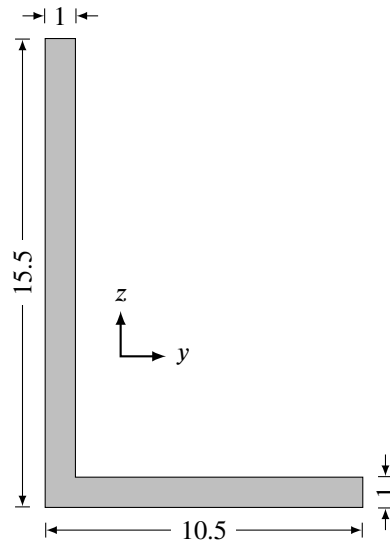
Κέντρο διάτμησης μιας δοκού ανοικτής διατομής (π.χ. C, L), με τον κορμό κατακόρυφο, είναι το σημείο εκείνο από το οποίο αν διέρχεται φορτίο σε κατακόρυφο, ως προς τη διατομή, επίπεδο, η δοκός κάμπτεται χωρίς να στρέφεται.

Δυστυχώς, δημοφιλή προγράμματα (SAP2000, Midas Gen) λαμβάνουν τις δοκούς κεντροβαρικά αγνοώντας την στρέψη που προκαλείται λόγω διάτμησης. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα, ένα κεντροβαρικά φορτιζόμενος πρόβολος μιας πλακοδοκού Γ να μην στρέφεται λόγω απόστασης κέντρου βάρους και κέντρου διάτμησης.

Το κέντρο διάτμησης, όπως και η ενεργός επιφάνεια διάτμησης, εξαρτώνται από το λόγο Poisson ν του υλικού. Ο ακριβής υπολογισμός τους γίνεται μέσω λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων (βλ. Pilkey, 2002 και Pilkey, 2005).

Πίνακας 2.2: Σχετική θέση κέντρου διάτμησης (Pilkey, 2002, Table 6.9)

		ν		
		0	0.3	0.5
Στρεπτική σταθερά	J	8.211 705	8.211 705	8.211 705
Κέντρο διάτμησης	y_S	-1.997 641	-1.997 605	-1.997 589
	z_S	-4.423 925	-4.424 391	-4.424 592



Σχήμα 2.16: Ασύμμετρη διατομή μορφής L (Pilkey, 2002, Fig. 6.13)

Συνεπώς, η στρεπτική επιπόνηση των δοκών λόγω εκκεντρότητας του φορτίου σε σχέση με το κέντρο διάτμησης (ή ακόμη και με το κέντρο βάρους) είναι προτιμότερο να αγνοείται, διότι μπορεί να οδηγήσει σε εσφαλμένα συμπεράσματα. Η στρεπτική ροπή που προκαλεί η πλάκα στη δοκό, δύναται να προσομοιωθεί με χρήση επιφανειακών πεπερασμένων για τα στοιχεία της πλάκας και γραμμωτών ορθογωνικών διατομών για τις δοκούς, έκκεντρα συνδεδεμένες με άκαμπτους βραχίονες. Το μοντέλο, πρέπει να αφορά μόνο την πλάκα και τις δοκούς του εκάστοτε ορόφου, εδραζόμενο σε απλές στηρίξεις στα σημεία των υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων. Το μοντέλο των επιφανειακών πεπερασμένων, πρέπει να επιτρέπει ρηγμάτωση ώστε να προκύψουν οι γραμμές διαρροής (κανόνας 45° ή 60°). Τέλος, πρέπει να ελεγχθούν οι δυσμενείς συνδυασμοί των μόνιμων δράσεων που προκαλούν τη μέγιστη στρέψη της εκάστοτε διατομής και τέλος να διαστασιολογηθεί η διατομή για την περιβάλλουσα σε στρέψη.

2.2.4 Μαζική ροπή αδράνειας J_m

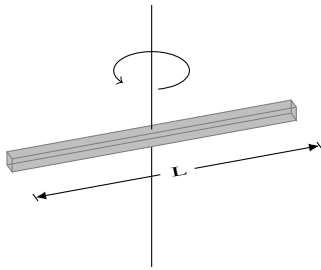
Η περιγραφή ενός κτηρίου ως μονοβάθμιου ή πολυβάθμιου ταλαντωτή, για την εύρεση των ιδιομορφών του, επιβάλλει την κατασκευή του μητρώου μάζας της κατασκευής. Το τελευταίο συνίσταται από τις μεταφορικές μάζες M_x και M_y κατ' όροφο, κατά τις κύριους σεισμικούς άξονες x και y αντίστοιχα, καθώς και τη μαζική ροπή αδράνειας (mass moment of inertia) J_m που περιγράφει την αδράνεια του διαφράγματος ως τη στρέψη.

Στην περίπτωση ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή το μητρώο έχει την παρακάτω απλή μορφή (Μητρώο 2.2).

$$\begin{matrix} & u_1 & u_2 & u_3 \\ \begin{matrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{matrix} & \begin{bmatrix} M_x & 0 & 0 \\ 0 & M_y & 0 \\ 0 & 0 & J_m \end{bmatrix} \end{matrix}$$

Μητρώο 2.2: Μητρώο μάζας κατασκευής

Η μαζική ροπή αδράνειας ενός διαφράγματος προκύπτει από το άθροισμα των επιμέρους γραμμικών κι επιφανειακών μαζικών ροπών αδράνειας των μαζών των φορτίων που επιβάλλονται σε αυτό μετατοπισμένα ως προς το κέντρο μάζας του ορόφου σύμφωνα με το θεώρημα Steiner. Για ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία επιβαλλόμενα κατά μήκος μια δοκού, η μαζική ροπή αδράνειας ισούται με εκείνη της ομογενούς ράβδου (σχ. 2.17), ενώ για ομοιόμορφα επιφανειακά ορθογώνια φορτία ισούτε με τη μαζική ροπή αδράνειας ενός ορθογωνίου (σχ. 2.18) εκφραζόμενη πάντα περί κατακόρυφου στην επιφάνεια άξονα που διέρχεται από το κέντρο βάρους του σχήματος.



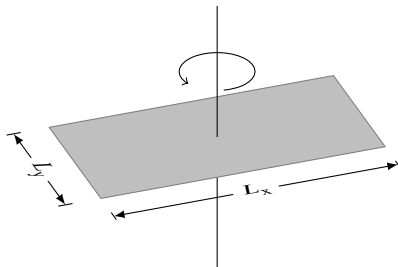
Σχήμα 2.17: Ομογενής ράβδος

$$J_m = \frac{1}{12} \cdot m \cdot L^2 \quad (2.16)$$

όπου:

m Η μάζα του φορτίου σε t

L Το μήκος επιβολής του γραμμικού φορτίου σε m



Σχήμα 2.18: Ορθογωνική επιφάνεια

$$J_m = \frac{1}{12} \cdot m \cdot (L_x^2 + L_y^2) \quad (2.17)$$

όπου:

m Η μάζα του φορτίου σε t

$L_{x,y}$ Οι διαστάσεις του ορθογωνίου επιβολής του γραμμικού φορτίου σε m

Ένα σύνηθες λάθος που κάνουν τα περισσότερα εμπορικά λογισμικά είναι η συγκέντρωση των μαζών στους κόμβους αρχής και τέλους κάθε γραμμικού στοιχείου. Αυτό επηρεάζει σημαντικά τη μαζική ροπή αδράνειας.

2.2.4.1 Παράδειγμα επιφανειακού φορτίου

Έστω τετραγωνική κάτοψη ορόφου 5 m × 5 m με μοναδικό φορτίο 5.0 kN/m² και επιτάχυνση βαρύτητας $g = 9.81 \text{ m/s}^2$.

Θεώρηση 4 κόμβων

Το συνολικό φορτίο της κατασκευής είναι $5.0 \text{ kN/m}^2 \cdot 5 \text{ m} \cdot 5 \text{ m} = 125 \text{ kN}$.

Το φορτίο ανά κόμβο είναι $125 \text{ kN}/4 = 31.25 \text{ kN}$.

Η μάζα ανά κόμβο είναι $31.25 \text{ kN}/9.81 \text{ m/s}^2 = 3.186 \text{ t}$.

Η μαζική ροπή αδράνειας κάθε κόμβου είναι $3.186 \text{ t} \cdot \left[(2.5 \text{ m})^2 + (2.5 \text{ m})^2 \right] = 39.819 \text{ t m}^2$.

Η μεταφορική μάζα του ορόφου κατά x και y είναι $4 \cdot 3.186 \text{ t} = 12.742 \text{ t}$.

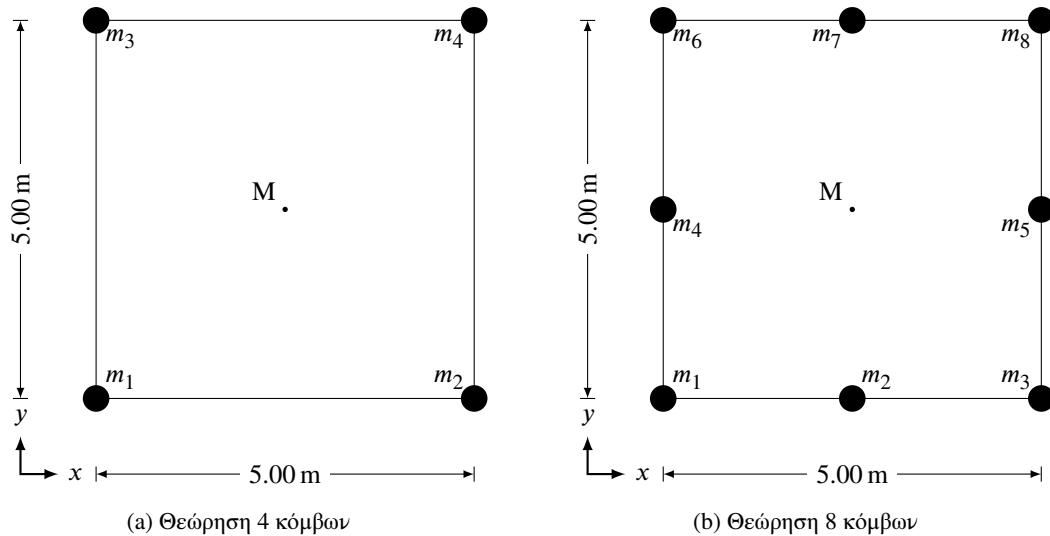
Σύγκριση μαζικών ροπών αδράνειας

Η μαζική ροπή αδράνειας του ορόφου με θεώρηση κόμβων είναι

$$J_m = 4 \cdot 39.819 \text{ t m}^2 = 159.276 \text{ t m}^2$$

ενώ με θεώρηση ορθογωνικού διαφράγματος είναι

$$J_m = \frac{1}{12} \cdot 12.742 \text{ t} \cdot \left[(5 \text{ m})^2 + (5 \text{ m})^2 \right] = 53.092 \text{ t m}^2$$



Σχήμα 2.19: Διαφορετικά μοντέλα θεώρησης μαζών για όροφο τετραγωνικής κάτοψης με την παραδοχή της συγκέντρωσης τους στα άκρα των δοκών

2.2.4.2 Παράδειγμα γραμμικού φορτίου

Έστω τετραγωνική κάτοψη ορόφου $5 \text{ m} \times 5 \text{ m}$ με ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο 5.0 kN/m επί των περιμετρικών δοκών και επιτάχυνση βαρύτητας $g = 9.81 \text{ m/s}^2$.

Θεώρηση 4 κόμβων

Φορτίο ανά ευθύγραμμο τμήμα: $5 \text{ m} \cdot 5.0 \text{ kN/m} = 25 \text{ kN}$

Μάζα ανά ευθύγραμμο τμήμα: $25 \text{ kN} / 9.81 \text{ m/s}^2 = 2.548 \text{ t}$

Μάζα ανά άκρο ευθύγραμμου τμήματος: $2.548 \text{ t} / 2 = 1.274 \text{ t}$

Μάζα ανά κόμβο: $1.274 \text{ t} \cdot 2 = 2.548 \text{ t}$

Μαζική ροπή αδράνειας κόμβου: $2.548 \text{ t} \cdot \left[(2.5 \text{ m})^2 + (2.5 \text{ m})^2 \right] = 31.855 \text{ t m}^2$.

Θεώρηση 8 κόμβων

Φορτίο ανά ευθύγραμμο τμήμα: $2.5 \text{ m} \cdot 5.0 \text{ kN/m} = 12.5 \text{ kN}$

Μάζα ανά ευθύγραμμο τμήμα: $12.5 \text{ kN} / 9.81 \text{ m/s}^2 = 1.274 \text{ t}$

Μάζα ανά άκρο ευθύγραμμου τμήματος: $1.274 \text{ t} / 2 = 0.637 \text{ t}$

Μάζα ανά ακραίο κόμβο: $0.637 \text{ t} \cdot 2 = 1.274 \text{ t}$

Μάζα ανά μεσαίο κόμβο: $0.637 \text{ t} \cdot 2 = 1.274 \text{ t}$

Μαζική ροπή αδράνειας ακραίου κόμβου: $1.274 \text{ t} \cdot \left[(2.5 \text{ m})^2 + (2.5 \text{ m})^2 \right] = 15.928 \text{ t m}^2$.

Μαζική ροπή αδράνειας μεσαίου κόμβου: $1.274 \text{ t} \cdot (2.5 \text{ m})^2 = 7.964 \text{ t m}^2$.

Σύγκριση μαζικών ροπών αδράνειας

Η μαζική ροπή αδράνειας του ορόφου με θεώρηση 4 κόμβων είναι

$$J_m = 4 \cdot 31.855 \text{ t m}^2 = 127.421 \text{ t m}^2$$

με θεώρηση 8 κόμβων είναι

$$J_m = 4 \cdot 15.928 \text{ t m}^2 + 4 \cdot 7.964 \text{ t m}^2 = 95.566 \text{ t m}^2$$

ενώ με θεώρηση γραμμικών φορτίων είναι

$$J_m = 4 \cdot \frac{1}{12} \cdot 2.548 \text{ t} \cdot (5 \text{ m})^2 + 4 \cdot 2.548 \text{ t} \cdot (2.5 \text{ m})^2 = 69.02 \text{ t m}^2$$

Πίνακας 2.3: Σύγκριση μαζικής ροπής αδράνειας για διάφορα προσομοιώματα

	$J_m \left[\text{t m}^2 \right]$		
	Θεώρηση 4 κόμβων	Θεώρηση 8 κόμβων	Πραγματική
Επιφανειακό φορτίο	159.276		53.092
Γραμμικό φορτίο	127.421	95.566	69.020

2.2.4.3 Συμπεράσματα

Όπως είναι φανερό από τα δύο ανωτέρω παραδείγματα, η μαζική ροπή αδράνειας υπερεκτιμάται με τη θεώρηση κόμβων στα άκρα των ραβδόμορφων μελών της κατασκευής. Ο μελετητής καλείται να εξακριβώσει το σωστό υπολογισμό των μαζικών ροπών αδράνειας και αν είναι λάθος να τις διορθώσει χειροκίνητα στο μητρώο μάζας. Εναλλακτικά, με πύκνωση των γραμμωτών/χωρικών πεπερασμένων δύναται να πετύχει πιο ομοιόμορφη κατανομή μάζων και συνεπώς, ακριβέστερο υπολογισμό των μαζικών ροπών αδράνειας.

2.3 Πλακοδοκός

2.3.1 Υστέρηση διάτμησης

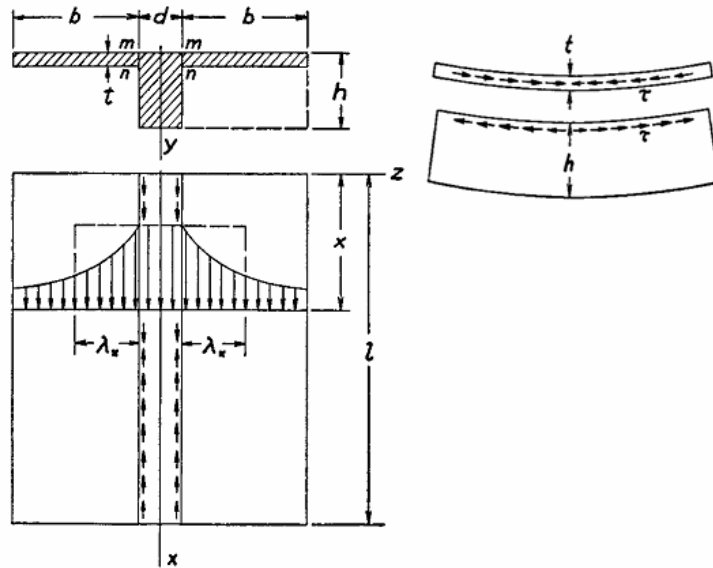
Σε κάθε δοκάρη που κάμπτεται σε ένα επίπεδο συμμετρίας του όπως στο σχήμα 2.20 το φορτίο ισορροπεί από τις διατμητικές τάσεις που αναπτύσσονται στο κορμό και οι οποίες προκαλούν τις αξονικές παραμορφώσεις σε αυτόν. Η αξονική παραμόρφωση μεταφέρεται στα πέλματα μέσω διατμητικών δυνάμεων που αναπτύσσονται στις ακμές όπου τα πέλματα ενώνονται με τον κορμό.

Όμως οι επίπεδες διατμητικές τάσεις στο πέλμα δεν είναι ομοιόμορφες κατά το πλάτος του (βλέπε σχήμα 1.6) και έτσι η διατομή του πέλματος δεν παραμένει επίπεδη με αποτέλεσμα να μειώνεται η ικανότητα του να φέρει αξονικές τάσεις όπως αυτές προβλέπονται από την απλή θεωρία της κάμψης.

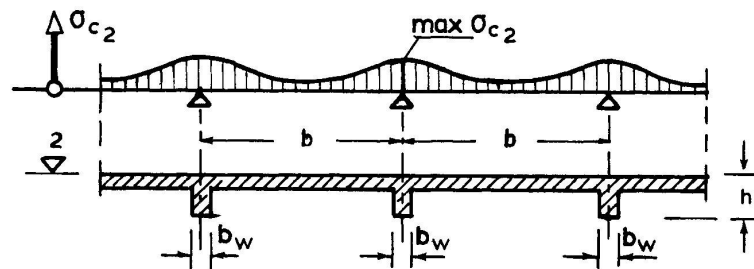
Το φαινόμενο λέγεται υστέρηση διάτμησης (shear lag), και έχει ως αποτέλεσμα την μη σταθερή κατανομή των ορθών τάσεων κατά την κάμψη σε σημεία που ισαπέχουν από τον ουδέτερο άξονα.

Το φαινόμενο εξαρτάται από την γεωμετρία της διατομής και είναι πιο έντονο όσο μειώνεται ο λόγος του πάχους της πλάκας προς το πλάτος του κορμού.

Όπως φαίνεται στο σχήμα 2.21 η υστέρηση διάτμησης έχει ως αποτέλεσμα οι τάσεις να είναι μεγαλύτερες στην ένωση κορμού με τα πέλματα και μικρότερες σε απόσταση από την ένωση.



Σχήμα 2.20: Υστέρηση διάτμησης



Σχήμα 2.21: Εγκάρσια διανομή των θλιπτικών τάσεων της πλακοδοκού, που αναπτύσσονται μέσα στην πλάκα

2.3.2 Θέση ουδέτερου άξονα

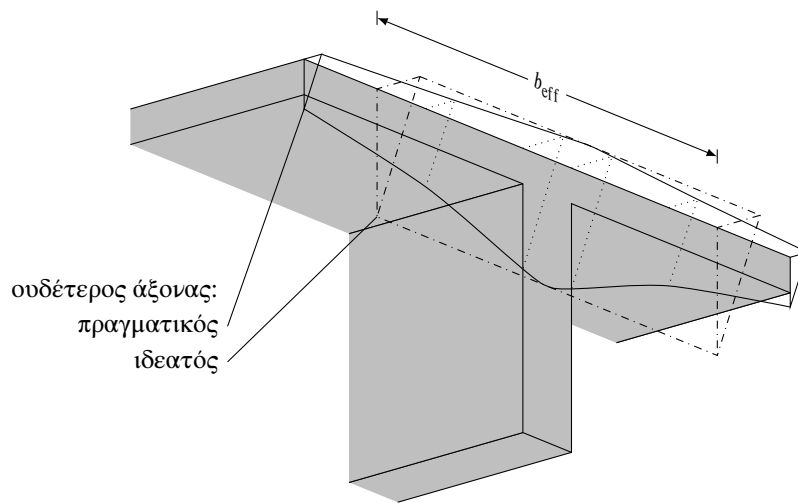
Στις πλακοδοκούς από σκυρόδεμα, ο ουδέτερος άξονας ακολουθεί παραβολική πορεία, λόγω της μείωσης της τάσης του σκυροδέματος κατά μήκος της πλάκας (βλ. σχήμα 2.22).

Οι παράγοντες που επηρεάζουν την πραγματική κατανομή τάσεων σε μια πλακοδοκό είναι το είδος του φορτίου (κατανεμημένο, συγκεντρωμένο), το είδος των στηρίξεων, οι αποστάσεις των γειτονικών δοκών, το άνοιγμα της δοκού και οι διαστάσεις της διατομής. Επιπλέον, η ανελαστική συμπεριφορά του σκυροδέματος, η συστολής ξηράνσεως και ερπυσμός, καθιστούν αδύνατο τον προσδιορισμό του ακριβούς σχήματος του ουδέτερου άξονα.

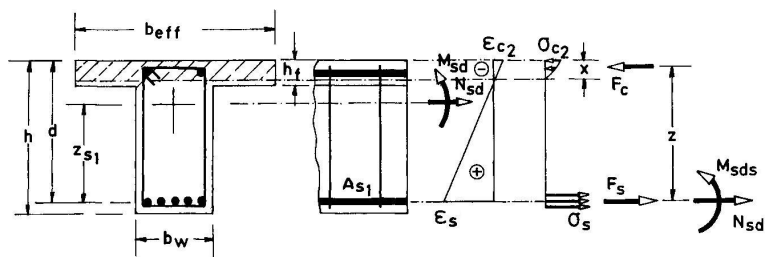
Για το λόγο αυτό, στον υπολογισμό της ροπής αντίστασης της διατομής (section modulus) ενός καμπτόμενου δοκαριού, χρησιμοποιείται αντί του πλάτους του πέλματος ένα ισοδύναμο ή ενεργό πλάτος (effective width) το οποίο πολλαπλασιάζόμενο με τη μέγιστη τάση (στο σημείο ένωσης πέλματος και κορμού) δίνει την αξονική δύναμη που συνολικά φέρει η διατομή.

Το ισοδύναμο πλάτος ορίζεται με την παραδοχή οριζόντιου ουδέτερου άξονα κατά πλάτος της διατομής και αναλογίας των τάσεων σε σχέση με την απόσταση κάθε σημείου από τον ουδέτερο άξονα. Η χρήση του ισοδύναμου πλάτους έχει σημαντικά πλεονεκτήματα — επιτρέπει στο μηχανικό να εφαρμόσει τύπους απλής κάμψης τετραγωνικών διατομών σε πλακοδοκούς μορφής T.

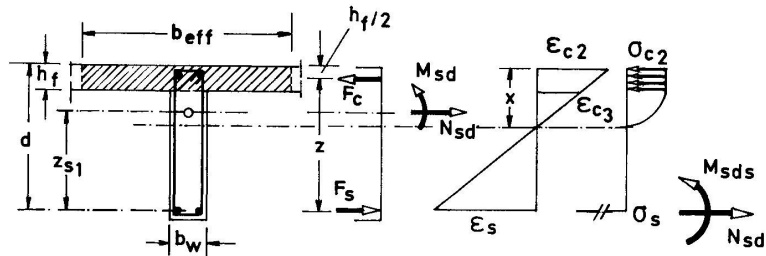
Οι πλακοδοκοί χωρίζονται σε δύο ομάδες, ανάλογα με τη θέση του ουδέτερου άξονα — ορθογωνική θεώρηση διατομής (σχήμα 2.23a), αν ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός του επιπέδου της πλάκας και θεώρηση πλακοδοκού μορφής T ή Γ, αν ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός του κορμού (σχήμα 2.23b).



Σχήμα 2.22: Ιδεατή και πραγματική κατανομή θλιπτικών τάσεων πλακοδοκού (Brendel, 1964, Fig. 1)



(a) Ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται μέσα στην πλάκα της πλακοδοκού



(b) Ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται μέσα στον κορμό

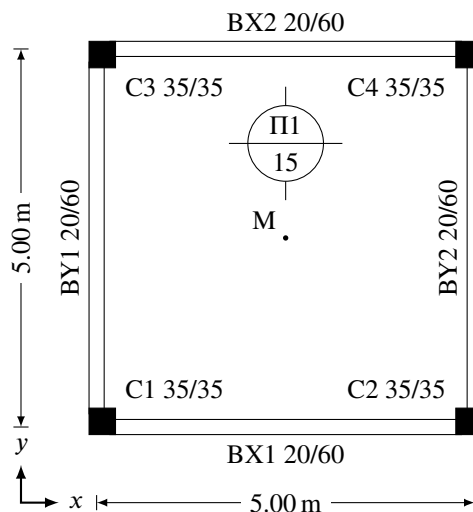
Σχήμα 2.23: Θέσεις ουδέτερου άξονα για διατομή πλακοδοκού

Κεφάλαιο 3

Μονώροφος πλαίσιακός φορέας με τετραπλή συμμετρία

Στο κεφάλαιο παρουσιάζεται το «Παράδειγμα 1» από τα «Πρότυπα αριθμητικά παραδείγματα για τον έλεγχο ορθής εφαρμογής των διατάξεων του ΕΑΚ 2000» που έχει εκδώσει ο Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (ΟΑΣΠ) υπό την εποπτεία των Ε. Αβραμίδη και Κ. Αναστασιάδη. Θα συγκριθούν οι παραδοχές του πρότυπου με αυτές της παρούσης εργασίας. Τέλος, θα συγκριθούν τα αποτελέσματα του για διάφορα στατικά προσομοιώματα.

3.1 Δεδομένα



Σχήμα 3.1: Κάτοψη ορόφου

Κανονισμοί: ΕΚΩΣ 2000, ΕΑΚ 2000

Επιτάχυνση βαρύτητας: $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

Υλικό: Οπλισμένο σκυρόδεμα ($E = 2.9 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$, $\nu = 0.2$, $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$)

Ύψος ορόφου: 4 m

Φορτία:

- 2.0 kN/m^2 κινητό
- 1.3 kN/m^2 επικαλύψεις
- 3.6 kN/m^2 μπατική τοιχοποιία περιμετρικά του κτηρίου (στο δώμα έχει ύψος 1 m)

3.1.1 Δεδομένα Φάσματος σχεδιασμού

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας: II

Κατηγορία εδάφους: Γ

Κατηγορία σπουδαιότητας: Σ 2

Ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης: $\zeta = 5 \%$

3.2 Παραδοχές προσομοίωσης

3.2.1 Παραδοχές για την προσομοίωση του φορέα

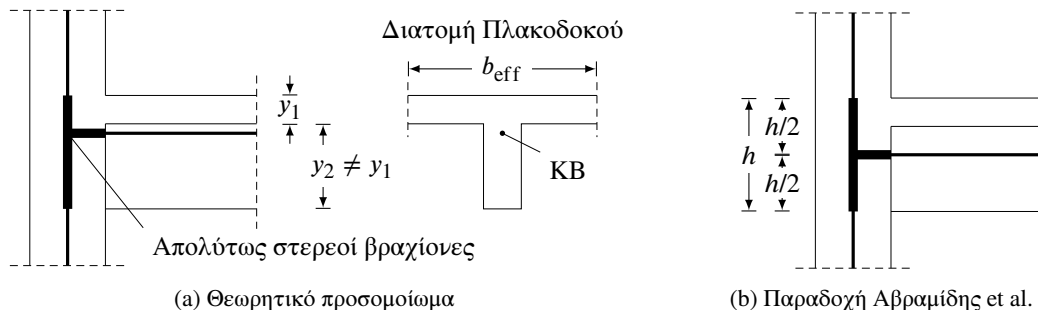
- Για την ανάλυση του φ/ο χρησιμοποιείται χωρικό προσομοίωμα.
- Λαμβάνονται υπόψη καμπτικές, διατμητικές, αξονικές και στρεπτικές παραμορφώσεις.
- Κατά τη μόρφωση του μοντέλου αγνοήθηκαν οι εκκεντρότητες των αξόνων των κατακόρυφων στοιχείων ως προς τους άξονες των δοκών.
- Η δυσκαμψία και η δυστένεια των τοιχοποιιών αγνοούνται κατά την προσομοίωση του φορέα, θεωρώντας εδώ ότι η συνεισφορά τους στην οριζόντια στιβαρότητα και στην αντοχή του κτηρίου είναι ασήμαντη.

3.2.1.1 Διαφραγματική λειτουργία πλακών

Οι πλάκες θεωρούνται ως απαραμόρφωτα εντός του επιπέδου τους διαφράγματα. Οι ακριβείς στάθμες στις οποίες τοποθετούνται τα διαφράγματα ορίζονται με τον τρόπο που φαίνεται στο Σχήμα 4.2b.

3.2.1.2 Κόμβοι δοκών-υποστυλωμάτων

Κατά τη μόρφωση του προσομοιώματος του φ/ο θεωρούνται στους κόμβους απολύτως στερεά τμήματα («άκαμπτοι κόμβοι», «άκαμπτοι βραχίονες») (βλ. Σχ. 4.2).



Σχήμα 3.2: Λεπτομέρεια προσομοίωσης των πλαισιακών κόμβων

3.2.1.3 Συνεργαζόμενο πλάτος πλακοδοκού

Για την μόρφωση του φορέα με διαφραγματική θεώρηση της πλάκας, είναι απαραίτητο να υπολογιστούν τα συνεργαζόμενα πλάτη των δοκών. Ενδεικτικά παρουσιάζεται η πορεία εύρεσης του συνεργαζόμενου πλάτους της δοκού BY1.

Θεωρητικό άνοιγμα δοκού

Η δοκός BY1 του σχήματος έχει καθαρή απόσταση μεταξύ των παρειών των στηρίξεων:

$$l_n = 5.20 - 0.35 - 0.35 = 4.50 \text{ m}$$

Κατά τον ΕΚΩΣ 2000, § 7.2.2 το θεωρητικό άνοιγμα της δοκού είναι:

$$l = l_n + \alpha_1 + \alpha_2 = 4.50 + 0.175 + 0.175 = 4.85 \text{ m} \quad (3.1)$$

όπου:

$$\alpha_1 = 1/2 \cdot t = 1/2 \cdot 0.35 = 0.175 \text{ m}$$

$$\alpha_2 = 1/2 \cdot t = 1/2 \cdot 0.35 = 0.175 \text{ m}$$

Απόσταση διαδοχικών σημείων μηδενισμού ροπών (ΕΚΩΣ 2000, § Σ.8.4)

Η δοκός ΒΥ1, όπως και όλες οι δοκοί του συγκεκριμένου κτηρίου, θεωρείται μεσαίο άνοιγμα συνεχούς δοκού. Έτσι, η απόσταση των διαδοχικών σημείων μηδενισμού ροπών της είναι:

$$l_0 = 0.85 \cdot l = 0.85 \cdot 4.85 = 4.1225 \text{ m}$$

Συνεργαζόμενο πλάτος πλακοδοκού

Κατά τον ΕΚΩΣ 2000, § 8.4, για πλακοδοκούς μορφής Γ, το συνεργαζόμενο πλάτος είναι:

$$b_{ef} = b_w + 1/10 \cdot l = 0.20 + 1/10 \cdot 4.1225 = 0.61 \text{ m} \quad (3.2)$$

Εναλλακτικά, για ακριβέστερο προσδιορισμό του συνεργαζόμενου πλάτους χρειαζόμαστε τις αποστάσεις $b_{1,2}$ που είναι το μισό των καθαρών αποστάσεων μεταξύ της παρειάς της υπό εξέταση δοκού και των παρειών των γειτονικών δοκών.

$$b_1 = 2.40 \text{ m}$$

$$b_2 = 0.00 \text{ m} \quad (\text{Πλακοδοκός μορφής Γ})$$

Από τον ΕΚΩΣ 2000, Πίν. Σ.8.1 για:

$$h_f/h = 0.15/0.60 = 0.25$$

$$b_1/l_0 = 2.40/4.1225 = 0.58$$

με γραμμική παρεμβολή βρίσκουμε:

$$b_{ef1}/b_1 = 0.265$$

Άρα το συνεργαζόμενο πλάτος της πλακοδοκού είναι:

$$b_{ef} = b_w + b_{ef1} + b_{ef2} = 0.20 + 0.636 + 0.00 = 0.84 \text{ m} \quad (3.3)$$

όπου:

$$\begin{aligned} b_{ef1} &= 0.265 \cdot b_1 = \\ &= 0.265 \cdot 2.40 = \\ &= 0.636 \text{ m} \end{aligned}$$

$$b_{ef2} = 0.00 \text{ m}$$

Τέλος, κατά τον ΕΑΚ 2000, § Σ.3.2.3(2), το συνεργαζόμενο πλάτος μονόπλευρης πλακοδοκού είναι:

$$b_m = b_w + 3 \cdot h_f = 0.20 + 3 \cdot 0.15 = 0.65 \text{ m} \quad (3.4)$$

Ομοίως υπολογίζονται τα θεωρητικά ανοίγματα και τα συνεργαζόμενα πλάτη και των υπόλοιπων πλακοδοκών.

Αν αντιπαράθεσουμε τα συνεργαζόμενα πλάτη των πλακοδοκών των Αβραμίδης et al. με αυτά της παρούσης εργασίας, βλέπουμε ότι έχουν υπερεκτιμηθεί σε σημαντικό βαθμό κι έτσι όλα τα αποτελέσματα του φορέα πρέπει να υπολογιστούν εκ νέου.

Πίνακας 3.1: Σύγκριση συνεργαζόμενων πλατών πλακοδοκών b_{ef} [m]

Δοκός	Τύπος	Αβραμίδης et al., 2011	Παπαυδρέου		
			Σχέση 3.2	Σχέση 3.3	Σχέση 3.4
BX1, BX2, BY1, BY2	Γ	$0.2 + 0.2 \cdot 0.85 \cdot l_0 = 1.03$	0.61	0.84	0.65

3.2.1.4 Απομείωση στιβαροτήτων

Η δυσκαμψία EI λαμβάνεται για τα υποστυλώματα ίση με αυτή της μη ρηγματωμένης διατομής, χωρίς συνυπολογισμό της συμβολής του οπλισμού (δυσκαμψία γεωμετρικής διατομής), για τις δοκούς ίση με το 50% της αντίστοιχης τιμής της μη ρηγματωμένης διατομής, ενώ η δυστρεψία GI_T θεωρείται ίση με το 10% της δυστρεψίας της αρηγμάτωτης διατομής τους (ΕΑΚ 2000, § 3.2.3(2)). Η δυστένεια EA δεν απομειώνεται σε κανένα δομικό στοιχείο, δεδομένου ότι τα μεν κατακόρυφα στοιχεία βρίσκονται γενικά υπό μόνιμη θλίψη λόγω των φορτίων βαρύτητας, οι δε δοκοί είναι εσωματωμένες στις θεωρούμενες ως απαραμόρφωτες εντός του επιπέδου τους πλάκες (διαφραγματική λειτουργία).

3.2.2 Παραδοχές για την προσομοίωση των κατακόρυφων φορτίων

- Η κατανομή των φορτίων των πλακών επί των δοκών γίνεται με τον κανόνα των 45° ή 60° χωρίς ομοιομορφοποίηση (δηλ. τριγωνικά ή τραπεζοειδή φορτία).
- Το ίδιο βάρος των τοιχοποιιών λαμβάνεται υπόψη στον υπολογισμό των κατακόρυφων φορτίων αγνοώντας τυχόν ανοίγματα θυρών ή παραθύρων.
- Το ίδιο βάρος των δοκών και της επ' αυτών τοιχοποιίας λαμβάνεται υπόψη ως ομοιόμορφο κατανεμημένο κατακόρυφο φορτίο.
- Το ίδιο βάρος των υποστυλωμάτων λαμβάνεται υπόψη ως ομοιόμορφο κατανεμημένο αξονικό φορτίο.

3.2.3 Ειδικότερες παραδοχές για την προσομοίωση των μαζών

- Η συνολική μάζα κάθε ορόφου θεωρείται συγκεντρωμένη στο γεωμετρικό κέντρο βάρους M του αντίστοιχου ατενούς διαφράγματος.
- Η συνολική μάζα κάθε ορόφου συντίθεται από:
 - τη μάζα των πλακών και των δοκών του ορόφου συμπεριλαμβανομένων και των επιστρώσεων,
 - την μάζα των τοιχοποιιών (αγνοώντας τυχόν ανοίγματα) που εδράζονται επί των δοκών,
 - τη μάζα των υποκείμενων και υπερκείμενων υποστυλωμάτων μέχρι το μέσον του ύψους τους, και
 - τη μάζα που αντιστοιχεί στο 30 % του ωφέλιμου φορτίου όπως το ορίζει ο ΕΑΚ 2000 στις παραγράφους 3.2.2(3) και 4.1.2.1.
- Οι μάζες της πλάκας δαπέδου του ισογείου και της τοιχοποιίας του ισογείου δεν συμπεριλαμβάνονται στην ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής.

3.2.3.1 Αναλυτική παρουσίαση κατακόρυφων φορτίων που συνθέτουν την ταλαντούμενη μάζα του ορόφου

Σε αυτή την υποειότητα αναλύονται οι δράσεις που επιβάλλονται στο φορέα κατά τους Αβραμίδης et al.

Φορτία υποστυλωμάτων

Ο όροφος συγκεντρώνει τη μάζα των υποκείμενων υποστυλωμάτων μέχρι το μέσον του ύψους τους, δηλαδή για $h_{\text{eff}} = 4.00/2 = 2.00$ m. Έτσι, το φορτίο των υποστυλωμάτων που αντιστοιχεί στον όροφο είναι $4 \cdot 0.35 \text{ m} \cdot 0.35 \text{ m} \cdot h_{\text{eff}} \cdot \gamma = 4 \cdot 0.35 \text{ m} \cdot 0.35 \text{ m} \cdot 2.00 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 24.50 \text{ kN}$.

Μόνιμες δράσεις πλακών

Η πλάκα δίνει φορτίο $5.20 \text{ m} \cdot 5.20 \text{ m} \cdot h_f \cdot \gamma = 5.20 \text{ m} \cdot 5.20 \text{ m} \cdot 0.15 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 101.40 \text{ kN}$.

Οι επικαλύψεις δίνουν στον όροφο $5.20 \text{ m} \cdot 5.20 \text{ m} \cdot 1.3 \text{ kN/m}^2 = 35.15 \text{ kN}$.

Ίδιο βάρος δοκών

Οι δοκοί έχουν άθροισμα καθαρού μήκους $4 \cdot 4.50 \text{ m} = 18.00 \text{ m}$ και το φορτίο που δίνουν στον όροφο είναι $18.00 \text{ m} \cdot b \cdot (h - h_f) \cdot \gamma = 18.00 \text{ m} \cdot 0.20 \text{ m} \cdot (0.60 \text{ m} - 0.15 \text{ m}) \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 40.50 \text{ kN}$.

Τοιχοποιίες

Η μπατική τοιχοποιία του ορόφου έχει ύψος 1.00 m, μήκος $4 \cdot 5.20 \text{ m} = 20.80 \text{ m}$ και φορτίο $20.80 \text{ m} \cdot 1.00 \text{ m} \cdot 3.6 \text{ kN/m}^2 = 74.88 \text{ kN}$.

Πίνακας 3.2: Μόνιμα φορτία ορόφου

Φορτία	[kN]
Υποστυλώματα	24.50
Πλάκα	101.40
Επικαλύψεις	35.15
Δοκοί	40.50
Τοιχοποιία μπατ.	74.88
Σύνολο:	276.43

Κινητά φορτία

Το συνολικό κινητό φορτίο του ορόφου είναι $5.20 \text{ m} \cdot 5.20 \text{ m} \cdot 2.0 \text{ kN/m}^2 = 54.08 \text{ kN}$.

Συνολικό φορτίο συνδυασμού $G+\psi_2Q$

Το συνολικό φορτίο του σεισμικού συνδυασμού είναι άθροισμα των μόνιμων φορτίων του ορόφου, του φορτίου του ίδιου βάρους των υποστυλωμάτων που δεν συμμετέχει στη μάζα του ορόφου και του απομειωμένου κινητού φορτίου του ορόφου.

$$Q_{ολ} = 276.43 + 24.50 + 0.3 \cdot 54.08 = 317.15 \text{ kN}$$

Το αξονικό φορτίο στον πόδα κάθε υποστυλώματος αντιστοιχεί σε:

$$P_{Ci} = -\frac{Q_{ολ}}{4} = -\frac{317.15}{4} = -79.29 \text{ kN}$$

που πλησιάζει την τιμή αναφοράς της πρότυπης λύσης (-79.01 kN).

Μάζα ορόφου

Η μάζα του ορόφου είναι:

$$m = \frac{Q_{ολ}}{g} = \frac{317.15}{9.81} = 32.33 \text{ t}$$

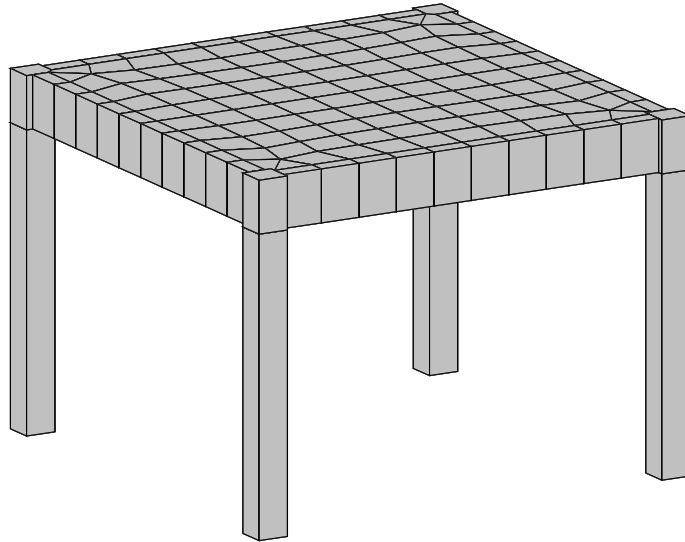
που απέχει σημαντικά από την υπολογισμένη 28.79 t της πρότυπης λύσης.

Αν η πλάκα του ορόφου υπολογιστεί για διάσταση πλευράς 5.00 m , τότε προκύπτει η επιζητούμενη μάζα.

Επειδή ήδη σε πρωταρχικό στάδιο, εντοπίστηκαν αρκετές παραλήψεις σε αυτό το παράδειγμα, δε θα γίνει περαιτέρω ανάλυση του, διότι τα αποτελέσματα που θα προκύψουν δεν θα μπορούν να συγκριθούν με το πρότυπο λόγω διαφορών στις παραδοχές και στα φορτία. Αντιθέτως, με χρήση του υπολογιστικού μοντέλου του παραδείγματος, θα επιχειρηθεί η σύγκρισή του σαν ραβδόμορφο μοντέλο, με ένα αποτελούμενο από επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία για την πλάκα.

3.3 Σύγκριση πεπερασμένων

Προκειμένου να διαπιστωθεί η ακρίβεια επίλυσης ενός φορέα με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία για την προσομοίωση των πλακών, έκκεντρα συνδεδεμένα με ορθογωνικές δοκούς, μορφώθηκε το κτήριο του παραδείγματος όπως στο σχήμα 3.3.



Σχήμα 3.3: Στατικό προσομοίωμα κτηρίου με χρήση επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων

3.3.1 Παραδοχές προσομοίωσης

Ως υλικό, ορίστηκε οπλισμένο σκυρόδεμα ($E = 2.9 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$, $\nu = 0.2$).

Οι διαστάσεις της πλάκας είναι $5 \text{ m} \times 5 \text{ m}$.

Τα γραμμικά και επιφανειακά στοιχεία έχουν διατμητική παραμόρφωση.

Κάθε δοκός χωρίστηκε σε 12 τμήματα:

- $0.35/2 = 0.175 \text{ m}$
- $10 \times (5 - 0.35)/10 = 10 \times 0.465 \text{ m}$
- $0.35/2 = 0.175 \text{ m}$

ενώ ως μέγιστη πλευρά των επιφανειακών πεπερασμένων ορίστηκε 0.465 m .

Το φορτίο που ορίστηκε επί των $5 \text{ m} \times 5 \text{ m}$ είναι 2.0 kN/m^2 .

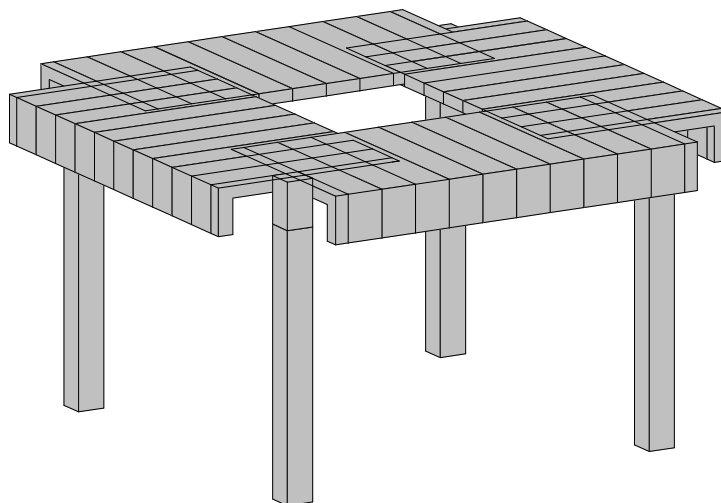
Στην περίπτωση του μοντέλου με τις πλακοδοκούς (σχήμα 3.4), η κατανομή του φορτίου επί της πλάκας επί των δοκών γίνεται με τον κανόνα των 45° ή 60° χωρίς ομοιομορφοποίηση (δηλ. τριγωνικά φορτία).

Για την προσομοίωση της ακαμψίας των κόμβων δοκών-υποστυλωμάτων, χρησιμοποιήθηκαν άκαμπτοι βραχίονες.

Για λόγους σύγκρισης, καμία στιβαρότητα δεν απομειώθηκε.

Τέλος, για λόγους σύγκρισης, ελέγχθηκαν τα στατικά προσομοιώματα με χρήση πλακοδοκών για τα συνεργαζόμενα πλάτη του πίνακα 3.1 καθώς και για το ήμισυ του πλάτους της πλάκας:

- $b_{ef} = 2.50 \text{ m}$
- $b_{ef} = 1.03 \text{ m}$
- $b_{ef} = 0.61 \text{ m}$
- $b_{ef} = 0.84 \text{ m}$
- $b_{ef} = 0.65 \text{ m}$



Σχήμα 3.4: Στατικό προσομοίωμα κτηρίου με χρήση πλακοδοκών για $b_{ef} = 2.50$ m

3.3.2 Αποτελέσματα

Πίνακας 3.3: Σύγκριση εντασιακών μεγεθών υποστυλωμάτων

Προσομοίωμα	P [kN]	V [kN]	M [kN m]	
			κάτω	άνω
Επιφ. Πεπερ.	-12.50	-1.00	1.20	-2.10
$b_{ef} = 2.50$ m	-12.50	-1.00	1.20	-2.10
$b_{ef} = 1.03$ m	-12.50	-1.00	1.30	-2.40
$b_{ef} = 0.61$ m	-12.50	-1.00	1.50	-2.60
$b_{ef} = 0.84$ m	-12.50	-1.00	1.40	-2.50
$b_{ef} = 0.65$ m	-12.50	-1.00	1.40	-2.60

Από την ταύτιση των εντασιακών μεγεθών του υποστυλώματος, για τα μοντέλα με τα επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία και με τις πλακοδοκούς με πλάτος ίσο με το μισό της πλάκας, διαπιστώνουμε ότι η προσομοίωση απέχει από τον "πραγματικό" φορέα αφού περιγράφει μια πλήρως ελαστική παραμόρφωση της πλάκας.

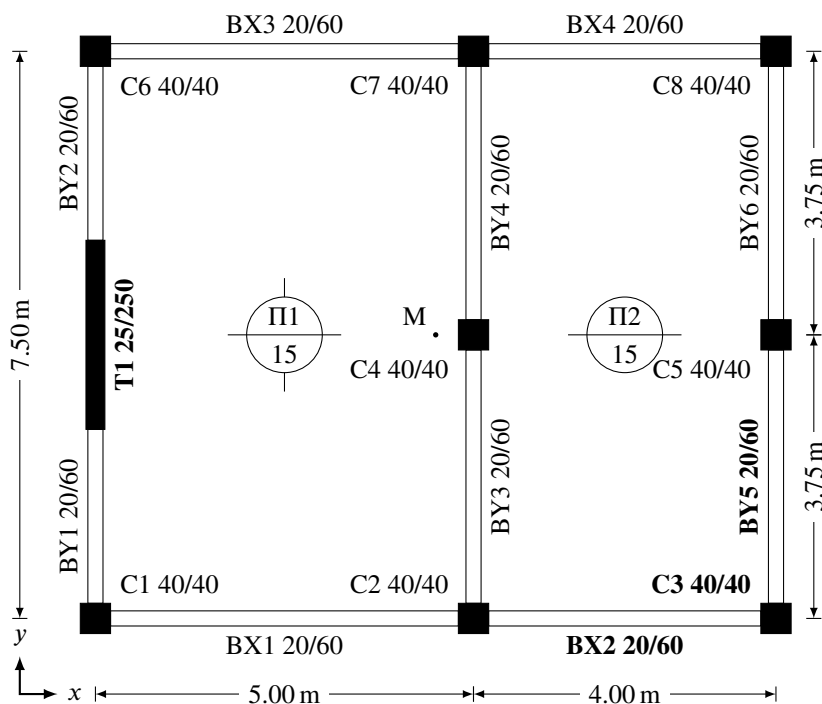
Η σελίδα αυτή είναι σκόπιμα λευκή.

Κεφάλαιο 4

Πενταώροφος μικτός φορέας με απλή συμμετρία (με ένα περιμετρικό τοίχωμα)

Στο κεφάλαιο αυτό θα αναλυθεί το Παράδειγμα Α των Αβραμίδης et al., 2011, με όλες τις παραδοχές που έχουν γίνει στο βιβλίο του. Θα συγκριθούν οι παραδοχές του με αυτές της παρούσης εργασίας. Τέλος, θα συγκριθούν τα αποτελέσματα του με αυτά που θα προκύψουν από το Midas Gen για ένα στατικό προσομοίωμα με τις παραδοχές του, για να διαπιστωθεί αν το προσομοίωμα πληροί τις προδιαγραφές.

4.1 Δεδομένα



Σχήμα 4.1: Κάτοψη ορόφων (με έντονη γραφή τα δομικά στοιχεία για τα οποία δίνονται αναλυτικότερα αποτελέσματα)

Επιτάχυνση βαρύτητας: $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

Υλικό: Οπλισμένο σκυρόδεμα ($E = 2.9 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$, $\nu = 0.2$, $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$)

Υψη ορόφων:

- 1ος: 4 m
- 2ος-5ος: 3 m

Φορτία:

- 2.0 kN/m^2 κινητό
- 1.3 kN/m^2 επικαλύψεις
- 3.6 kN/m^2 μπατική τοιχοποιία στις περιμετρικές δοκούς (στην οροφή έχει ύψος 1 m)

- 2.1 kN/m² δρομική τοιχοποιία στις δοκούς ΒΥ3, ΒΥ4 (στην οροφή δεν υπάρχει)

4.2 Παραδοχές προσομοίωσης

4.2.1 Παραδοχές για την προσομοίωση του φορέα

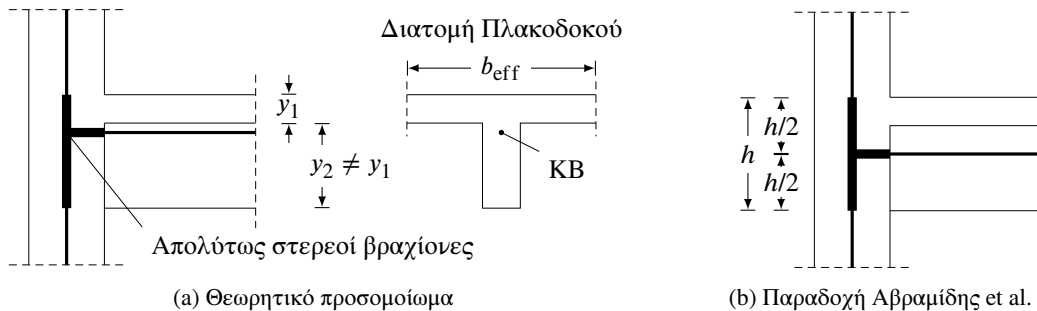
- Για την ανάλυση του φ/ο χρησιμοποιείται χωρικό προσομοίωμα.
- Λαμβάνονται υπόψη καμπτικές, διατμητικές, αξονικές και στρεπτικές παραμορφώσεις.
- Η δυσκαμψία και η δυστένεια των τοιχοποιιών αγνοούνται κατά την προσομοίωση του φορέα σύμφωνα με τον ΕΚ8, § 4.3.1(8), θεωρώντας εδώ ότι η συνεισφορά τους στην οριζόντια στιβαρότητα και στην αυτοχή του κτηρίου είναι ασήμαντη.

4.2.1.1 Διαφραγματική λειτουργία πλάκων

Οι πλάκες θεωρούνται ως απαραμόρφωτα εντός του επιπέδου τους διαφράγματα. Οι ακριβείς στάθμες στις οποίες τοποθετούνται τα διαφράγματα ορίζονται με τον τρόπο που φαίνεται στο Σχήμα 4.2b.

4.2.1.2 Κόμβοι δοκών-υποστυλωμάτων

Κατά τη μόρφωση του προσομοιώματος του φ/ο θεωρούνται στους κόμβους απολύτως στερεά τμήματα («άκαμπτοι κόμβοι», «άκαμπτοι βραχίονες») σύμφωνα με τον ΕΚ8, § 4.3.1(2) (βλ. Σχ. 4.2).



Σχήμα 4.2: Λεπτομέρεια προσομοίωσης των πλαισιακών κόμβων

4.2.1.3 Συνεργαζόμενο πλάτος πλακοδοκού

Για την μόρφωση του φορέα με διαφραγματική θεώρηση της πλάκας, είναι απαραίτητο να υπολογιστούν τα συνεργαζόμενα πλάτη των δοκών. Ενδεικτικά παρουσιάζεται η πορεία εύρεσης του συνεργαζόμενου πλάτους της δοκού ΒΥ1.

Θεωρητικό άνοιγμα δοκού

Η δοκός ΒΥ1 του σχήματος έχει καθαρή απόσταση μεταξύ των παρειών των στηρίξεων:

$$l_n = 2.30 \text{ m}$$

Κατά τον ΕΚ2, § 5.3.2.2 και τους Paulay & Priestley, 1992, § 4.1.2, Σχ. 4.2 το θεωρητικό άνοιγμα της δοκού είναι:

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2 = 2.30 + 0.20 + 0.30 = 2.80 \text{ m} \quad (4.1)$$

όπου:

$$a_1 = \min(1/2 \cdot h; 1/2 \cdot t) = \min(1/2 \cdot 0.60; 1/2 \cdot 0.40) = \min(0.30; 0.20) = 0.20 \text{ m}$$

$$a_2 = \min(1/2 \cdot h; 1/2 \cdot t) = \min(1/2 \cdot 0.60; 1/2 \cdot 2.50) = \min(0.30; 1.125) = 0.30 \text{ m}$$

Απόσταση διαδοχικών σημείων μηδενισμού ροπών

Η δοκός ΒΥ1, όπως και όλες οι δοκοί του συγκεκριμένου κτηρίου, είναι ακραίο άνοιγμα συνεχούς δοκού. Έτσι, η απόσταση των διαδοχικών σημείων μηδενισμού ροπών της είναι:

$$l_0 = 0.85 \cdot l_{\text{eff}} = 0.85 \cdot 2.80 = 2.38 \text{ m}$$

Συνεργαζόμενο πλάτος πλακοδοκού

Για την εύρεση του συνεργαζόμενου πλάτους πλακοδοκού χρειαζόμαστε τις αποστάσεις $b_{1,2}$ που είναι το μισό των καθαρών αποστάσεων μεταξύ της παρειάς της υπό εξέταση δοκού και των παρειών των γειτονικών δοκών.

$$b_{\text{eff}} = b_w + b_{\text{eff},1} + b_{\text{eff},2} = 0.20 + 0.00 + 0.48 = 0.68 \text{ m} \quad (4.2)$$

όπου:

$$b_{\text{eff},1} \text{ Πλακοδοκός μορφής } \Gamma \\ = \min (0.2 \cdot b_1 + 0.1 \cdot l_0; 0.2 \cdot l_0; b_1) = 0.00 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},2} = \min (0.2 \cdot b_2 + 0.1 \cdot l_0; 0.2 \cdot l_0; b_2) = \\ = \min (0.2 \cdot 2.40 + 0.1 \cdot 2.38; 0.2 \cdot 2.38; 2.40) = \\ = \min (0.718; 0.476; 2.40) = \\ = 0.48 \text{ m}$$

Ομοίως υπολογίζονται τα θεωρητικά ανοίγματα και τα συνεργαζόμενα πλάτη και των υπόλοιπων πλακοδοκών.

Πίνακας 4.1: Θεωρητικά ανοίγματα δοκών

Δοκός	l_n [m]	h [m]	t_1 [m]	t_2 [m]	a_1 [m]	a_2 [m]	l_{eff} [m]	l_0 [m]
BX1, BX3	4.60	0.60	0.40	0.40	0.20	0.20	5.00	$0.85 \cdot 5.00 = 4.25$
BX2, BX4	3.60	0.60	0.40	0.40	0.20	0.20	4.00	$0.85 \cdot 4.00 = 3.40$
BY1, BY2	2.30	0.60	0.40	2.50	0.20	0.30	2.80	$0.85 \cdot 2.80 = 2.38$
BY3, BY4	3.35	0.60	0.40	0.40	0.20	0.20	3.75	$0.85 \cdot 3.75 = 3.19$
BY5, BY6	3.35	0.60	0.40	0.40	0.20	0.20	3.75	$0.85 \cdot 3.75 = 3.19$

Πίνακας 4.2: Συνεργαζόμενα πλάτη πλακοδοκών

Δοκός	Τύπος	b_w [m]	l_0 [m]	b_1 [m]	b_2 [m]	$b_{\text{eff},1}$ [m]	$b_{\text{eff},2}$ [m]	b_{eff} [m]
BX1, BX3	Γ	0.20	4.25	0.00	3.65	0.00	0.85	1.05
BX2, BX4	Γ	0.20	3.40	0.00	3.65	0.00	0.68	0.88
BY1, BY2	Γ	0.20	2.38	0.00	2.40	0.00	0.48	0.68
BY3, BY4	T	0.20	3.19	2.40	1.90	0.64	0.64	1.48
BY5, BY6	Γ	0.20	3.19	1.90	0.00	0.64	0.00	0.84

Αν αντιπαραθέσουμε τα συνεργαζόμενα πλάτη των πλακοδοκών των Αβραμίδης et al. με αυτά της παρούσης εργασίας, βλέπουμε ότι έχουν υποεκτιμηθεί σε σημαντικό βαθμό κι έτσι όλα τα αποτελέσματα του φορέα πρέπει να υπολογιστούν εκ νέου.

Πίνακας 4.3: Σύγκριση συνεργαζόμενων πλατών πλακοδοκών

Δοκός	Τύπος	Αβραμίδης et al., 2011		Παπαυδρέου	
		l_{eff} [m]	b_{eff} [m]	l_{eff} [m]	b_{eff} [m]
BX1, BX3	Γ	5.00	$0.2 + 0.1 \cdot 0.85 \cdot 5.00 = 0.625$	5.00	1.05
BX2, BX4	Γ	4.00	$0.2 + 0.1 \cdot 0.85 \cdot 4.00 = 0.540$	4.00	0.88
BY1, BY2	Γ	2.58	$0.2 + 0.1 \cdot 0.85 \cdot 2.58 = 0.420$	2.80	0.68
BY3, BY4	T	3.75	$0.2 + 0.2 \cdot 0.85 \cdot 3.75 = 0.840$	3.75	1.48
BY5, BY6	Γ	3.75	$0.2 + 0.1 \cdot 0.85 \cdot 3.75 = 0.520$	3.75	0.84

4.2.1.4 Απομείωση στιβαροτήτων

Η δυσκαμψία EI και δυσστησία GA_s των δομικών στοιχείων λαμβάνονται ίσες με το 50% των αντίστοιχων τιμών των μη ρηγματωμένων διατομών (EK8, § 4.3.1(7)), ενώ η δυστρεψία GI_T θεωρείται —ελλείπει συγκεκριμένων οδηγιών στον EK8— ίση με το 10% της δυστρεψίας της αρηγμάτωτης διατομής τους (δηλαδή όπως προβλέπει ο ΕΑΚ 2000). Η δυστένεια EA δεν απομειώνεται σε κανένα δομικό στοιχείο, δεδομένου ότι τα μεν κατακόρυφα στοιχεία βρίσκονται γενικώς υπό μόνιμη θλίψη λόγω των φορτίων βαρύτητας, οι δε δοκοί είναι ενσωματωμένες στις θεωρούμενες ως απαραμόφωτες εντός του επιπέδου τους πλάκες (διαφραγματική λειτουργία). Σημειώνεται ότι για την ανάλυση των κατακόρυφων φορτίων ο EK2 (§ 5.4(2)) επιτρέπει να θεωρήσουμε τις διατομές ως αρηγμάτωτες (δηλ. χωρίς απομειώσεις). Επειδή όμως η απομείωση θεωρείται ότι είναι γενικώς προς την πλευρά της ασφάλειας, διατηρείται αυτή και για τις κατακόρυφες φορτίσεις, όπως ακριβώς στις επιλύσεις για σεισμικά φορτία. Συνεπώς, σε όλες τις αναλύσεις, στατικές και σεισμικές, χρησιμοποιείται το ίδιο προσομοίωμα του φ/ο.

4.2.2 Παραδοχές για την προσομοίωση των κατακόρυφων φορτίων

- Η κατανομή των φορτίων των πλακών επί των δοκών γίνεται με τον κανόνα των 45° ή 60° χωρίς ομοιομορφοποίηση (δηλ. τριγωνικά ή τραπεζοειδή φορτία).
- Το ίδιο βάρος των τοιχοποιιών λαμβάνεται υπόψη στον υπολογισμό των κατακόρυφων φορτίων αγνοώντας τυχόν ανοίγματα θυρών ή παραθύρων.
- Το ίδιο βάρος των δοκών και της επ' αυτών τοιχοποιίας λαμβάνεται υπόψη ως ομοιόμορφο κατανεμημένο κατακόρυφο φορτίο.
- Το ίδιο βάρος των υποστυλωμάτων λαμβάνεται υπόψη ως ομοιόμορφο κατανεμημένο αξονικό φορτίο.

4.2.3 Ειδικότερες παραδοχές για την προσομοίωση των μαζών

- Η συνολική μάζα κάθε ορόφου θεωρείται συγκεντρωμένη στο γεωμετρικό κέντρο βάρους M του αντίστοιχου ατενούς διαφράγματος.
- Η συνολική μάζα κάθε ορόφου συντίθεται από:
 - τη μάζα των πλακών και των δοκών του ορόφου συμπεριλαμβανομένων και των επιστρώσεων,
 - την μάζα των τοιχοποιιών (αγνοώντας τυχόν ανοίγματα) που εδράζονται επί των δοκών,
 - τη μάζα των υποκείμενων και υπερκείμενων υποστυλωμάτων μέχρι το μέσον του ύψους τους, και
 - τη μάζα που αντιστοιχεί στο ποσοστό του ωφέλιμου φορτίου όπως το ορίζει ο EK8 στις παραγράφους 3.2.4(2)P, 4.2.4(2)P και 4.3.1(10)P.
- Οι μάζες της πλάκας δαπέδου του ισογείου και της τοιχοποιίας του ισογείου δεν συμπεριλαμβάνονται στην ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής.

4.2.3.1 Αναλυτική παρουσίαση κατακόρυφων φορτίων που συνθέτουν την ταλαντούμενη μάζα κάθε ορόφου

Σε αυτή την υποενότητα αναλύονται οι δράσεις που επιβάλλονται στο φορέα κατά τους Αβραμίδης et al.

Φορτία υποστυλωμάτων/τοιχώματος

Ο 1ος όροφος συγκεντρώνει τη μάζα των υποκείμενων και υπερκείμενων υποστυλωμάτων μέχρι το μέσον του ύψους τους, δηλαδή για $h_{\text{eff}} = 4.00/2 + 3.00/2 = 3.50 \text{ m}$. Έτσι, το φορτίο των υποστυλωμάτων που αντιστοιχεί στον 1ο όροφο είναι $8 \cdot 0.40 \text{ m} \cdot 0.40 \text{ m} \cdot h_{\text{eff}} \cdot \gamma = 8 \cdot 0.40 \text{ m} \cdot 0.40 \text{ m} \cdot 3.5 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 112.00 \text{ kN}$.

Ομοίως, για το φορτίο του τοιχώματος που αντιστοιχεί στον 1ο όροφο έχουμε $0.25 \text{ m} \cdot 2.50 \text{ m} \cdot h_{\text{eff}} \cdot \gamma = 0.25 \text{ m} \cdot 2.50 \text{ m} \cdot 3.5 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 54.69 \text{ kN}$.

Για τους ορόφους 2-4, $h_{\text{eff}} = 3/2 + 3/2 = 3.00 \text{ m}$ ενώ για τον 5ο όροφο, $h_{\text{eff}} = 3/2 = 1.5 \text{ m}$.

Μόνιμες δράσεις πλακών

Η πλάκα δίνει φορτίο $9.00 \text{ m} \cdot 7.50 \text{ m} \cdot h_f \cdot \gamma = 9.00 \text{ m} \cdot 7.50 \text{ m} \cdot 0.15 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 253.13 \text{ kN}$.

Οι επικαλύψεις δίνουν στον όροφο $9.00 \text{ m} \cdot 7.50 \text{ m} \cdot 1.3 \text{ kN/m}^2 = 87.75 \text{ kN}$.

Ίδιο βάρος δοκών

Οι δοκοί έχουν άθροισμα καθαρού μήκους $2 \cdot (4.60 + 3.60 + 2.30 + 3.35 + 3.35) = 34.40 \text{ m}$ και το φορτίο που δίνουν στον όροφο είναι $34.40 \text{ m} \cdot b \cdot (h - h_f) \cdot \gamma = 34.40 \text{ m} \cdot 0.20 \text{ m} \cdot (0.60 \text{ m} - 0.15 \text{ m}) \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 77.40 \text{ kN}$.

Τοιχοποιίες

Η δρομική τοιχοποιία έχει μήκος όσο το άθροισμα του καθαρού μήκους l_n των δοκών BY3, BY4, δηλαδή $2 \cdot 3.35 = 6.70 \text{ m}$ και εκτείνεται σε ύψος 2.40 m , όσο δηλαδή το ύψος του υπερκείμενου ορόφου (3.00 m) μείον το ύψος της αντίστοιχης δοκού (0.60 m). Έτσι, το φορτίο της δρομικής τοιχοποιίας που αντιστοιχεί στον όροφο είναι $6.70 \text{ m} \cdot 2.40 \text{ m} \cdot 2.1 \text{ kN/m}^2 = 33.77 \text{ kN}$.

Ομοίως, η μπατική τοιχοποιία του ορόφου έχει μήκος όσο το άθροισμα του l_n των δοκών BX1, BX2, BX3, BX4, BY1, BY2, BY5, BY6, δηλαδή $2 \cdot (4.60 + 3.60 + 2.30 + 3.35) = 27.70 \text{ m}$, εκτείνεται σε ύψος 2.40 m και έχει φορτίο $27.70 \text{ m} \cdot 2.40 \text{ m} \cdot 3.6 \text{ kN/m}^2 = 239.33 \text{ kN}$.

Μοναδική εξαίρεση αποτελεί η οροφή, όπου δεν υπάρχει δρομική τοιχοποιία, ενώ η μπατική έχει ύψος 1.00 m , μήκος $2 \cdot (9.00 \text{ m} + 7.50 \text{ m}) = 33.00 \text{ m}$ και φορτίο $33.00 \text{ m} \cdot 1.00 \text{ m} \cdot 3.6 \text{ kN/m}^2 = 118.80 \text{ kN}$. (Αυτή η τιμή διαφέρει από του βιβλίου 117.36 m .)

Πίνακας 4.4: Μόνιμα φορτία ανά όροφο

Φορτία	Όροφος		
	1ος	2ος-4ος	5ος
Υποστυλώματα	112.00	96.00	48.00
Τοιχώματα	54.69	46.88	23.44
Πλάκα	253.13	253.13	253.13
Επικαλύψεις	87.75	87.75	87.75
Δοκοί	77.40	77.40	77.40
Τοιχοποιία δρομ.	33.77	33.77	0.00
Τοιχοποιία μπατ.	239.33	239.33	118.80
Σύνολο:	858.06	834.25	608.51

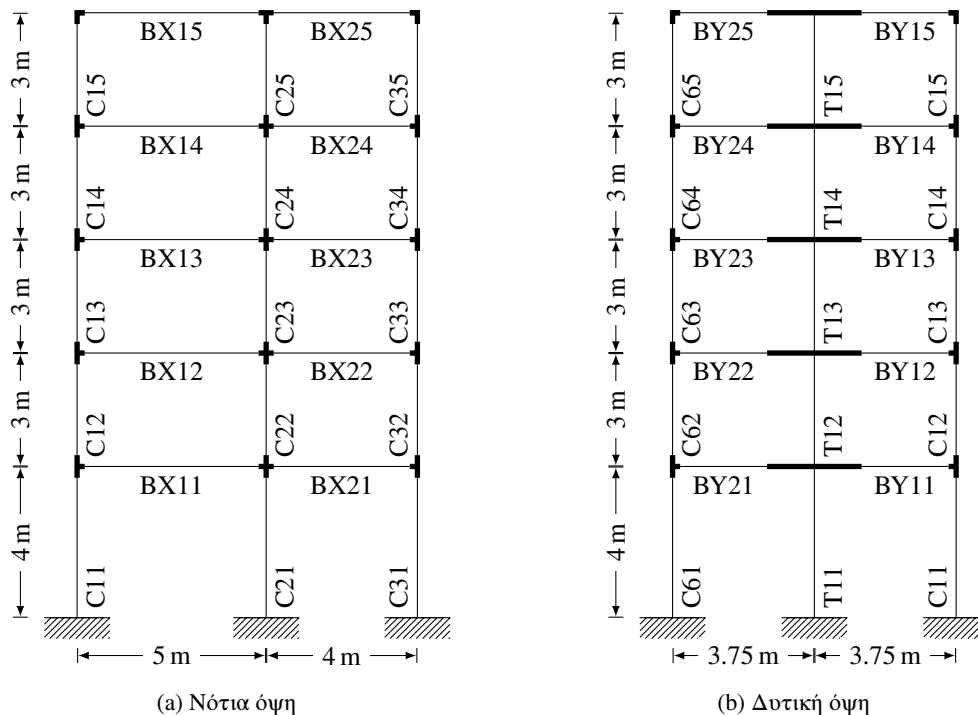
Κινητά φορτία

Το συνολικό κινητό φορτίο κάθε ορόφου είναι $9.00 \text{ m} \cdot 7.50 \text{ m} \cdot 2.0 \text{ kN/m}^2 = 135.00 \text{ kN}$.

Πίνακας 4.5: Μάζες ανά όροφο

Όροφος	Φορτίο		ψ_2^1	φ^2	$\psi_E = \varphi \cdot \psi_2$	$G_k + \psi_E \cdot Q_k$	m [t]
	Μόνιμο G_k [kN]	Κινητό Q_k [kN]					
1ος	858.06	135.00	0.3	0.8	0.24	890.46	90.77
2ος	834.25	135.00	0.3	0.8	0.24	866.65	88.34
3ος	834.25	135.00	0.3	0.8	0.24	866.65	88.34
4ος	834.25	135.00	0.3	0.8	0.24	866.65	88.34
5ος	608.51	135.00	0.3	1.0	0.30	649.01	66.16

4.2.4 Στατικό προσομοίωμα φορέα



Σχήμα 4.3: Στατικό προσομοίωμα φορέα με την παραδοχή προσομοίωσης των πλαισιακών κόμβων κατά Αβραμίδης et al., 2011

4.3 Στατική ανάλυση για μόνιμα φορτία (Συνδυασμός $G + \psi_E Q$)

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται τα αποτελέσματα που προέκυψαν για τα διάφορα στατικά μοντέλα που προσομοιώθηκαν.

- AnrEC8Ex1Gr1: Το μοντέλο αυτό είναι το ιδεατό (βλ. σχ. 2.4b).
- AnrEC8Ex1Gr2a: Το μοντέλο αυτό έχει προκύψει με τη χρήση των επιλογών "Align Top of Beam Section with Floor (X-Y Plane) for Panel Zone Effect / Display" και "Auto Calculate Panel Zone Offset

¹Ο συντελεστής ψ_2 , ο οποίος καθορίζει την οιονεί μόνιμη τιμή της μεταβλητής δράσης, λαμβάνεται σύμφωνα με την § 3.2.4(4) του ΕΚ8 από τον πίνακα Α1.1 του ΕΚ0, ο οποίος βρίσκεται και στο κείμενο του Ελληνικού Εθνικού Προσαρτήματος. Το κτήριο του παραδείγματος είναι κτήριο κατοικιών και επομένως ανήκει στην κατηγορία Α του σχετικού πίνακα. Άρα $\psi_2 = 0.3$.

²Ο μειωτικός συντελεστής φ λαμβάνεται από τον πίνακα 4.2 της § 4.2.4 του ΕΚ8. Σύμφωνα με αυτόν, η τιμή του φ στο δώμα (τελευταίο όροφο) για κτήρια κατηγορίας Α είναι ίση με το 1.0. Στους υπόλοιπους ορόφους οι τιμές του φ λαμβάνονται ίσες με 0.8, θεωρώντας εδώ ότι οι όροφοι έχουν συσχετισμένες χρήσεις. Αυτή η παραδοχή μπορεί να θεωρηθεί ισχύουσα για τις κατοικίες ειδικά τις νυκτερινές ώρες και για κτήρια γραφείων τις πρωινές ώρες.

Distances" του Midas Gen (βλ. σχ. 2.4c). Η διαφορά του, από το μοντέλο AvrEC8Ex1Gr2b, είναι ότι τα υποστυλώματα C4 και C5, κατά τον καθολικό άξονα x λειτουργούν με μηδενική εκκεντρότητα αφού οι μόνες δοκοί που διέρχονται από αυτά είναι κατά y .

- AvrEC8Ex1Gr2b: Το μοντέλο αυτό είναι εκείνο που θεωρεί άκαμπτο το υποστόλωμα και κατά τις δύο διευθύνσεις (θεώρηση ΡΑΦ, βλ. σχ. 2.4c).
- AvrEC8Ex1Gr3: Το μοντέλο αυτό είναι με τους άκαμπτους κόμβους κατά τη θεώρηση των Αβραμίδης et al., 2011 (βλ. σχ. 2.4d).
- AvrEC8Ex1Gr4: Το μοντέλο αυτό είναι με τους άκαμπτους κόμβους κατά τη θεώρηση του Strad, δηλαδή μόνο οριζόντια εκκεντρότητα των δοκών. Η κατακόρυφη αγνοείται.
- AvrEC8Ex1Gr5: Το μοντέλο αυτό είναι με άκαμπτους κόμβους μόνο για το τοίχωμα, δηλαδή μόνο οριζόντια εκκεντρότητα των δοκών BY1 και BY2.

Η ανάλυση για όλα τα μοντέλα έγινε με τα σωστά φορτία και για σκοπό επαλήθευσης, τα μοντέλα έχουν τα ισοδύναμα πλάτη που χρησιμοποιήθηκαν κι από το βιβλίο.

Πίνακας 4.6: Θέσεις μαζών

	1ος όροφος		2ος όροφος		3ος όροφος		4ος όροφος		5ος όροφος	
	x [m]	y [m]	x [m]	y [m]	x [m]	y [m]	x [m]	y [m]	x [m]	y [m]
Βιβλίο	4.50	3.75	4.50	3.75	4.50	3.75	4.50	3.75	4.50	3.75
AvrEC8Ex1Gr ³	4.46	3.75	4.48	3.75	4.48	3.75	4.48	3.75	4.44	3.75

Πίνακας 4.7: Τιμές μαζών m [t]

	1ος όροφος	2ος όροφος	3ος όροφος	4ος όροφος	5ος όροφος
Βιβλίο	90.77	88.34	88.34	88.34	66.00
AvrEC8Ex1Gr ³	90.77	88.34	88.34	88.34	66.16

Πίνακας 4.8: Τιμές μαζικών ροπών αδράνειας J_m [t m²]

	1ος όροφος	2ος όροφος	3ος όροφος	4ος όροφος	5ος όροφος
Βιβλίο	1038.19	1010.42	1010.42	1010.42	755.01
AvrEC8Ex1Gr1	1823.04	1769.07	1769.07	1769.07	1290.48
Λοιπά	1893.38	1839.40	1839.40	1839.40	1344.43

Πίνακας 4.9a: Εντασιακά μεγέθη δοκού ΒΧ2 στον πρώτο όροφο

	P [kN]			V_2 [kN]			V_3 [kN]		
	αρχή	μέσον	πέρας	αρχή	μέσον	πέρας	αρχή	μέσον	πέρας
Βιβλίο	0.00	0.00	0.00	-29.18	-3.12	26.39	0.00	0.00	0.00
AvrEC8Ex1Gr1	19.8	19.8	19.8	-32.40	-1.90	28.70	0.00	0.00	0.00
AvrEC8Ex1Gr2a	0.00		0.00	-33.90	-3.30	27.20	0.00	0.00	0.00
AvrEC8Ex1Gr2b	0.00		0.00	-33.90	-3.30	27.20	0.00	0.00	0.00
AvrEC8Ex1Gr3	0.00		0.00	-33.60	-3.10	27.50	0.00	0.00	0.00
AvrEC8Ex1Gr4	0.00		0.00	-35.40	-4.90	25.70	0.00	0.00	0.00
AvrEC8Ex1Gr5	0.00		0.00	-34.40	-3.80	26.90	0.00	0.00	0.00

³Κοινά αποτελέσματα για όλα τα μοντέλα.

Πίνακας 4.9b: Εντασιακά μεγέθη δοκού ΒΧ2 στον πρώτο όροφο

	T [kN m]			M_2 [kN m]			M_3 [kN m]		
	αρχή	μέσον	πέρας	αρχή	μέσον	πέρας	αρχή	μέσον	πέρας
Βιβλίο	0.04	0.04	0.04	0.00	0.00	0.00	-20.47	10.18	-12.58
AvrEC8Ex1Gr1	0.00	0.00	0.00	0.10	0.00	-0.10	-21.70	11.90	-14.90
AvrEC8Ex1Gr2a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-24.70	11.40	-12.90
AvrEC8Ex1Gr2b	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-24.80	11.40	-12.80
AvrEC8Ex1Gr3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-24.40	11.40	-13.30
AvrEC8Ex1Gr4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-27.40	11.50	-9.90
AvrEC8Ex1Gr5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-30.00	13.80	-15.00

Πίνακας 4.10a: Εντασιακά μεγέθη υποστυλώματος C3 στο ισόγειο

	P [kN]		V_2 [kN]		V_3 [kN]	
	κάτω	άνω	κάτω	άνω	κάτω	άνω
Βιβλίο	-327.14	-312.34	1.90	1.90	-1.54	-1.54
AvrEC8Ex1Gr1	-350.70	-334.70	2.40	2.40	-1.70	-1.70
AvrEC8Ex1Gr2a	-343.60	-327.60	2.80	2.80	-2.30	-2.30
AvrEC8Ex1Gr2b	-343.50	-327.50	2.80	2.80	-2.30	-2.30
AvrEC8Ex1Gr3	-342.90	-326.90	2.00	2.00	-1.70	-1.70
AvrEC8Ex1Gr4	-326.30	-310.30	1.90	1.90	-1.60	-1.60
AvrEC8Ex1Gr5	-332.50	-316.50	1.90	1.90	-1.70	-1.70

Πίνακας 4.10b: Εντασιακά μεγέθη υποστυλώματος C3 στο ισόγειο

	T [kN m]		M_2 [kN m]		M_3 [kN m]	
	κάτω	άνω	κάτω	άνω	κάτω	άνω
Βιβλίο	0.00	0.00	-2.01	3.71	2.63	-4.41
AvrEC8Ex1Gr1	0.00	0.00	-2.20	3.60	3.20	-5.00
AvrEC8Ex1Gr2a	0.00	0.00	-3.00	5.00	3.70	-5.70
AvrEC8Ex1Gr2b	0.00	0.00	-3.00	5.00	3.70	-5.70
AvrEC8Ex1Gr3	0.00	0.00	-2.20	4.00	2.80	-4.50
AvrEC8Ex1Gr4	0.00	0.00	-2.20	4.40	2.80	-4.90
AvrEC8Ex1Gr5	0.00	0.00	-2.20	4.40	2.80	-5.00

Πίνακας 4.11a: Εντασιακά μεγέθη τοιχώματος T1 στο ισόγειο

	P [kN]		V_2 [kN]		V_3 [kN]	
	κάτω	άνω	κάτω	άνω	κάτω	άνω
Βιβλίο	-684.76	-622.26	0.03	0.03	0.00	0.00
AvrEC8Ex1Gr1	-761.40	-698.90	0.00	0.00	0.00	0.00
AvrEC8Ex1Gr2a	-758.50	-696.00	0.00	0.00	0.10	0.10
AvrEC8Ex1Gr2b	-758.50	-696.00	0.00	0.00	0.10	0.10
AvrEC8Ex1Gr3	-757.80	-695.30	0.00	0.00	0.00	0.00
AvrEC8Ex1Gr4	-752.40	-689.9	0.00	0.00	0.00	0.00
AvrEC8Ex1Gr5	-752.40	-689.9	0.00	0.00	0.00	0.00

Πίνακας 4.11b: Εντασιακά μεγέθη τοιχώματος T1 στο ισόγειο

	T [kN m]		M ₂ [kN m]		M ₃ [kN m]	
	κάτω	άνω	κάτω	άνω	κάτω	άνω
Βιβλίο	0.00	0.00	0.00	0.00	0.28	0.16
AnrEC8Ex1Gr1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.10	0.30
AnrEC8Ex1Gr2a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.10
AnrEC8Ex1Gr2b	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.10
AnrEC8Ex1Gr3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.20
AnrEC8Ex1Gr4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.30
AnrEC8Ex1Gr5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.30

4.4 Σύγκριση αποτελεσμάτων εμπορικών προγραμμάτων για στατική ανάλυση για μόνιμα φορτία (Συνδυασμός G+ψ_EQ)

Πίνακας 4.12: Θέσεις μαζών

	1ος όροφος		2ος όροφος		3ος όροφος		4ος όροφος		5ος όροφος	
	x [m]	y [m]	x [m]	y [m]	x [m]	y [m]	x [m]	y [m]	x [m]	y [m]
Βιβλίο	4.50	3.75	4.50	3.75	4.50	3.75	4.50	3.75	4.50	3.75
Midas Gen ⁴	4.46	3.75	4.48	3.75	4.48	3.75	4.48	3.75	4.44	3.75
ΡΑΦ ⁵	4.46	3.75	4.49	3.75	4.49	3.75	4.49	3.75	4.44	3.75
STATIK ⁶	4.30	3.75	4.34	3.75	4.34	3.75	4.34	3.75	4.33	3.75
ETABS ⁶	4.48	3.75	4.38	3.75	4.38	3.75	4.38	3.75	4.36	3.75
SCADA Pro ⁶	4.50	3.75	4.50	3.75	4.50	3.75	4.50	3.75	4.50	3.75
Stereostatika ⁶	4.47	3.75	4.49	3.75	4.49	3.75	4.49	3.75	4.47	3.75

Πίνακας 4.13: Τιμές μαζών m [t]

	1ος όροφος	2ος όροφος	3ος όροφος	4ος όροφος	5ος όροφος
Βιβλίο	90.77	88.34	88.34	88.34	66.00
Midas Gen	90.77	88.34	88.34	88.34	66.16
ΡΑΦ	91.83	89.40	89.40	89.40	67.22
STATIK	93.92	89.23	89.23	89.23	67.19
ETABS	90.79	88.32	88.32	88.32	66.52
SCADA Pro	94.09	91.64	91.65	91.65	66.70
Stereostatika	90.10	88.50	88.50	88.50	62.50

⁴ Η ανάλυση έγινε με τα σωστά φορτία, οι άκαμπτοι κόμβοι προσομοιώθηκαν με εκκεντρότητες των στοιχείων κατά Αβραμίδης et al., 2011 και για σκοπό επαλήθευσης, το μοντέλο είχε τα λανθασμένα ισοδύναμα πλάτη που χρησιμοποιήθηκαν κι από το βιβλίο. (AnrEC8Ex1Gr3).

⁵ Εγχειρίδιο επιβεβαίωσης: Συγκρίσεις αποτελεσμάτων του ΡΑΦ με το βιβλίο 'Αντισεισμικός σχεδιασμός κτιρίων Ο/Σ και αριθμητικά παραδείγματα ανάλυσης και διαστασιολόγησης σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες' (Dec. 2011), Τεχνικός Οίκος Λογισμικού, URL: <http://www.tol.com.gr/documentation/docsRAFVerification.php>

⁶ Έλεγχος ακρίβειας στατικών προγραμμάτων, Michanikos.gr, URL: <http://www.michanikos.gr/topic/32590->

Πίνακας 4.14: Τιμές μαζικών ροπών αδράνειας J_m [t m²]

	1ος όροφος	2ος όροφος	3ος όροφος	4ος όροφος	5ος όροφος
Βιβλίο	1038.19	1010.42	1010.42	1010.42	755.01
Midas Gen	1893.38	1839.40	1839.40	1839.40	1344.43

Από τα δεδομένα του Πίνακα 4.14, γίνεται σαφές ότι η συγκέντρωση των μαζών στους κόμβους του φορέα απέχει από την πραγματική συμπεριφορά του φορέα. Οι μάζες και οι μαζικές ροπές αδράνειας που προέκυψαν από τη στατική ανάλυση για τα μόνιμα φορτία, δεν θα χρησιμοποιηθούν στη δυναμική φασματική, αλλά θα οριστούν νέες διορθωμένες τιμές.

Πίνακας 4.15a: Εντασιακά μεγέθη δοκού ΒΧ2 στον πρώτο όροφο

	P [kN]			V ₂ [kN]			V ₃ [kN]		
	αρχή	μέσον	πέρας	αρχή	μέσον	πέρας	αρχή	μέσον	πέρας
Βιβλίο	0.00	0.00	0.00	-29.18	-3.12	26.39	0.00	0.00	0.00
Midas Gen	0.00	0.00	0.00	-33.60	-3.10	27.50	0.00	0.00	0.00
ΡΑΦ	0.00		0.00	-29.95		26.98	0.00		0.00
STATIK	0.00		0.00	-28.77		20.07	0.00		0.00
ETABS	0.00		0.00	-29.28		24.52	0.00		0.00
SCADA Pro	0.00		0.00	-32.09		26.19	0.00		0.00
Stereostatika	0.00		0.00	-27.40		28.90	0.00		0.00

Πίνακας 4.15b: Εντασιακά μεγέθη δοκού ΒΧ2 στον πρώτο όροφο

	T [kN m]			M ₂ [kN m]			M ₃ [kN m]		
	αρχή	μέσον	πέρας	αρχή	μέσον	πέρας	αρχή	μέσον	πέρας
Βιβλίο	0.04	0.04	0.04	0.00	0.00	0.00	-20.47	10.18	-12.58
Midas Gen	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-24.40	11.40	-13.30
ΡΑΦ	0.04		0.04	0.00		0.00	-21.02		-12.81
STATIK	0.31		0.31	-0.30		0.50	-15.61		-11.75
ETABS	0.02		0.02	0.00		0.00	-19.84		-13.68
SCADA Pro	0.00		0.00	0.00		0.00	-23.85		-10.36
Stereostatika	0.00		0.00	0.00		0.00	-23.40		-18.70

Πίνακας 4.16a: Εντασιακά μεγέθη υποστυλώματος C3 στο ισόγειο

	P [kN]		V ₂ [kN]		V ₃ [kN]	
	κάτω	άνω	κάτω	άνω	κάτω	άνω
Βιβλίο	-327.14	-312.34	1.90	1.90	-1.54	-1.54
Midas Gen	-342.90	-326.90	2.00	2.00	-1.70	-1.70
ΡΑΦ	-333.10	-318.30	1.94	1.94	-1.58	-1.58
STATIK	-331.37	-313.37	2.22	2.22	-2.51	-2.51
ETABS	-335.12	-317.23	1.72	1.72	-2.57	-2.57
SCADA Pro	-325.00	-309.00	2.00	2.00	-1.62	-1.62
Stereostatika	-335.90	-267.30	1.80	1.80	-2.40	-2.40

Πίνακας 4.16b: Εντασιακά μεγέθη υποστρώματος C3 στο ισόγειο

	T [kN m]		M_2 [kN m]		M_3 [kN m]	
	κάτω	άνω	κάτω	άνω	κάτω	άνω
Βιβλίο	0.00	0.00	-2.01	3.71	2.63	-4.41
Midas Gen	0.00	0.00	-2.20	4.00	2.80	-4.50
ΡΑΦ	0.00	0.00	-2.05	3.78	2.69	-4.50
STATIK	0.00	0.00	-2.91	5.96	3.39	-6.63
ETABS	0.00	0.00	-1.96	4.22	2.84	-4.78
SCADA Pro	0.00	0.00	-2.87	5.12	2.87	-5.12
Stereostatika	0.00	0.00	-2.34	5.60	3.40	-6.00

Πίνακας 4.17a: Εντασιακά μεγέθη τοιχώματος T1 στο ισόγειο

	P [kN]		V_2 [kN]		V_3 [kN]	
	κάτω	άνω	κάτω	άνω	κάτω	άνω
Βιβλίο	-684.76	-622.26	0.03	0.03	0.00	0.00
Midas Gen	-757.80	-695.30	0.00	0.00	0.00	0.00
ΡΑΦ	-691.35	-628.85	0.03	0.03	0.00	0.00
STATIK	-734.61	-672.11	-0.68	-0.68	0.00	0.00
ETABS	-753.24	-685.42	0.01	0.01	0.00	0.00
SCADA Pro	-702.02	-639.52	-0.02	-0.02	0.00	0.00
Stereostatika	-659.60	-523.70	-0.10	-0.10	0.00	0.00

Πίνακας 4.17b: Εντασιακά μεγέθη τοιχώματος T1 στο ισόγειο

	T [kN m]		M_2 [kN m]		M_3 [kN m]	
	κάτω	άνω	κάτω	άνω	κάτω	άνω
Βιβλίο	0.00	0.00	0.00	0.00	0.28	0.16
Midas Gen	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.20
ΡΑΦ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.29	0.15
STATIK	0.00	0.00	0.00	0.00	0.82	-1.90
ETABS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.17	-0.11
SCADA Pro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.37	0.29
Stereostatika	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

4.5 Εντασιακά μεγέθη απόκρισης Δυναμικής Φασματικής Μεθόδου

Για την ακρίβεια των αποτελεσμάτων παρατίθενται οι ιδιομορφικές τιμές των «μετατοπίσεων» των κορυφών του τοιχώματος T1 για τη 2η ιδιομορφή όπως αυτές εμφανίζονται στον Πίν. Α9.1-21 (Αβραμίδης et al., 2011) και προέκυψαν από την ανάλυση του μοντέλου ΑνγEC8Ex1Eq3. Στο βιβλίο, δε γίνεται λόγος σε ποιο μοντέλο μετατοπισμένης θέσης μάζας αναφέρονται τα αποτελέσματα και επομένως γίνεται η παραδοχή ότι αναφέρεται στη θέση μάζας 1.

Πίνακας 4.18a: Ιδιομορφικές τιμές των «μετατοπίσεων» των κορυφών του τοιχώματος T1 για τη 2η ιδιομορφή

	1ος όροφος		2ος όροφος		3ος όροφος	
	u_x [m]	u_y [m]	u_x [m]	u_y [m]	u_x [m]	u_y [m]
Βιβλίο	0.0000	-0.0033	0.0000	-0.0069	0.0000	-0.0103
AnrEC8Ex1Eq3	0.0000	-0.0034	0.0000	-0.0070	0.0000	-0.0106

Πίνακας 4.18b: Ιδιομορφικές τιμές των «μετατοπίσεων» των κορυφών του τοιχώματος T1 για τη 2η ιδιομορφή

	4ος όροφος		5ος όροφος	
	u_x [m]	u_y [m]	u_x [m]	u_y [m]
Βιβλίο	0.0000	-0.0132	0.0000	-0.0155
AnrEC8Ex1Eq3	0.0000	-0.0136	0.0000	-0.0160

Όπως φαίνεται, τα αποτελέσματα του προσομοιώματος AnrEC8Ex1Eq3, σε επίπεδο μετατοπίσεων, ταυτίζονται με την ανάλυση του βιβλίου. Είναι λοιπόν δόκιμο να χρησιμοποιηθούν τα εντατικά μεγέθη του μοντέλου AnrEC8Ex1Eq3 για την εύρεση των ακραίων τιμών τους.

Ενδεικτικά, για το τοίχωμα T1 παρατίθενται οι ιδιοπερίοδοι και οι ροπές (επί του ισχυρού άξονα) στον πόδα του στο ισόγειο.

Πίνακας 4.19: Ιδιομορφικές τιμές της ροπής του πόδα του τοιχώματος T1 στη στάθμη ισογείου

Ιδιομορφή	T [s]	M [kN m]
1	0.884	0.0
2	0.601	-482.8
3	0.320	-520.0
4	0.274	0.0
5	0.184	-50.8
6	0.149	0.0
7	0.103	0.2
8	0.097	0.0
9	0.092	-69.1

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000 (§ 3.4.3[1]), δύο ιδιομορφές i και j ($i < j$) με ιδιοπεριόδους ($T_i \geq T_j$) θεωρούνται ασυσχέτιστες όταν:

$$\frac{1}{r} = \frac{T_i}{T_j} \geq 1 + 0.1\zeta \quad (4.3)$$

όπου:

ζ (σε %) το ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης των ιδιομορφών

Σύμφωνα με τον ΕΚ8 (§ 4.3.3.3.2(1)), οι αποκρίσεις σε δύο ιδιομορφές ταλάντωσης i και j μπορεί να ληφθούν ως ανεξάρτητες εφόσον οι περίοδοι τους T_i και T_j ικανοποιούν (με $T_j \leq T_i$) την ακόλουθη συνθήκη:

$$T_j \leq 0.9 \cdot T_i \quad (4.4)$$

Για την εύρεση της ακραίας τιμής της ροπής στον πόδα του τοιχώματος T1 στη στάθμη του ισογείου, υπολογίζουμε όλους τους πιθανούς συντελεστές ε_{ij} (ΕΑΚ 2000, σχ 3.8), όπου i, j οι εκάστοτε ιδιομορφές.

$$\varepsilon_{ij} = \frac{8 \cdot \zeta^2 \cdot (1+r) \cdot r^{3/2}}{10^4 \cdot (1-r^2)^2 + 4 \cdot \zeta^2 \cdot r \cdot (1+r)^2} \quad (4.5)$$

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	1.0000	0.0611	0.0078	0.0055	0.0025	0.0017	0.0009	0.0008	0.0008
2	0.0611	1.0000	0.0226	0.0141	0.0054	0.0035	0.0018	0.0016	0.0014
3	0.0078	0.0226	1.0000	0.2921	0.0297	0.0149	0.0060	0.0052	0.0047
4	0.0055	0.0141	0.2921	1.0000	0.0575	0.0243	0.0085	0.0074	0.0066
5	0.0025	0.0054	0.0297	0.0575	1.0000	0.1819	0.0269	0.0219	0.0185
6	0.0017	0.0035	0.0149	0.0243	0.1819	1.0000	0.0665	0.0496	0.0393
7	0.0009	0.0018	0.0060	0.0085	0.0269	0.0665	1.0000	0.7348	0.4385
8	0.0008	0.0016	0.0052	0.0074	0.0219	0.0496	0.7348	1.0000	0.7809
9	0.0008	0.0014	0.0047	0.0066	0.0185	0.0393	0.4385	0.7809	1.0000

Μητρώο 4.1: Μητρώο ε_{ij}

Από τη συνθήκη του ΕΑΚ 2000 προκύπτει το μητρώο:

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	1	1							
2	1	1							
3			1	1					
4			1	1	1				
5				1	1	1			
6					1	1	1		
7						1	1	1	1
8							1	1	1
9								1	1

Μητρώο 4.2: Μητρώο συσχετισμένων ιδιομορφών κατά ΕΑΚ 2000

Από τη συνθήκη του ΕΚ8 προκύπτει το μητρώο:

Κεφάλαιο 5

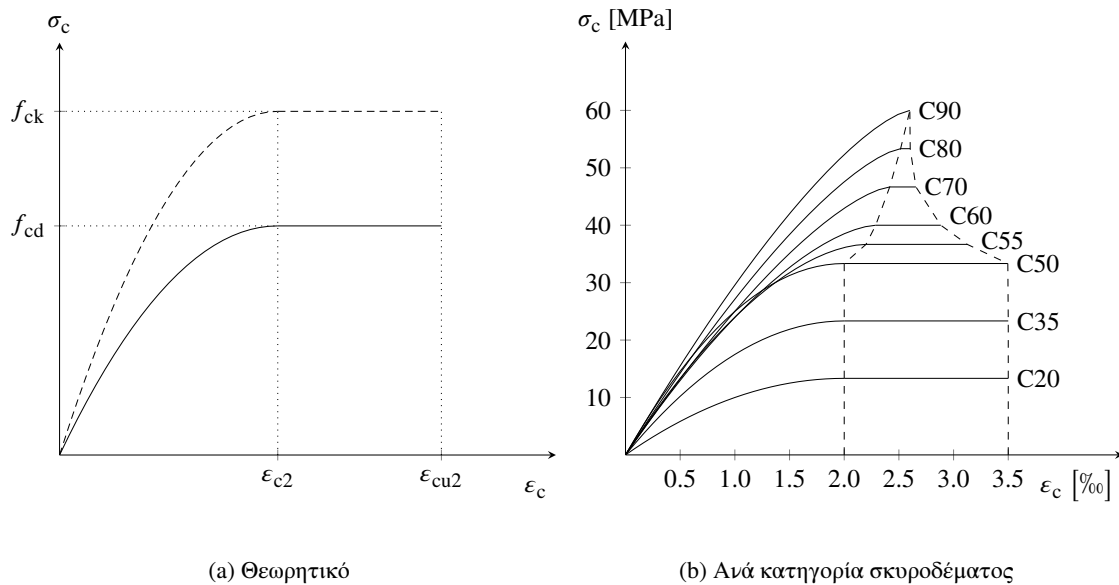
Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος

Το σκυρόδεμα έχει παραβολικό διάγραμμα αντοχής σε θλίψη. Αυτό περιπλέκει τη διαδικασία της διαστασιολόγησης κατά την οποία, ο μελετητής-μηχανικός, καλείται να εντοπίσει τις παραμορφώσεις ϵ_c και ϵ_s της ακρότατης θλιβόμενης και εφελκόμενης ίνας αντίστοιχα.

Η εφαρμογή του παραβολικού διαγράμματος σε μια ορθογωνική διατομή είναι σχετικά απλή. Στην περίπτωση όμως μια πλακοδοκού με την ουδέτερη ζώνη να βρίσκεται εντός του κορμού, ο μηχανικός πρέπει να εφαρμόσει μία θλιπτική τάση σε πλάτους ίσο με το ισοδύναμο πλάτος της πλακοδοκού και ύψος από την ακρότατη θλιβόμενη ίνα, μέχρι τον ουδέτερο άξονα. Ταυτόχρονα, πρέπει να εφαρμόσει μία εφελκυστική τάση με πλάτος ίσο με το πλάτος της πλακοδοκού μείον το πλάτος του κορμού, και ύψος από την κάτω παρειά της πλάκας μέχρι τον ουδέτερο άξονα.

Αυτό γίνεται εφικτό, μόνο μέσω των συντελεστών πληρώσεως και κέντρου βάρους που για γνωστά ϵ_c και ϵ_s δίνουν την ακριβή θέση του κέντρου βάρους και το εμβαδόν (τάση) του παραβολικού-ορθογωνικού διαγράμματος για ένα ύψος (x ή $x - h_f$) εφαρμογής της τάσης (όπου x : το βάθος της θλιβόμενης ζώνης και h_f : το πάχος της πλάκας).

Σε αυτό το κεφάλαιο, παρουσιάζεται αναλυτικά η διαδικασία υπολογισμού των συντελεστών αυτών για σκυρόδεμα κατηγορίας < C50 σύμφωνα με το παραβολικό-ορθογωνικό διάγραμμα αντοχής θλίψης του σκυροδέματος κατά τον ΕΚ2.



Σχήμα 5.1: Παραβολικό-ορθογωνικό διάγραμμα σκυροδέματος

$$\sigma_c = \begin{cases} f_{cd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] & \text{για } 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2} \\ f_{cd} & \text{για } \epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2} \end{cases} \quad (5.1)$$

όπου:

$$n = \begin{cases} 2 & \text{για } f_{ck} < 50 \text{ MPa} \\ 1.4 + 23.4 \cdot \left(\frac{90 - f_{ck}}{100}\right)^4 & \text{για } f_{ck} \geq 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (5.2a)$$

$$\varepsilon_{c2} [\text{‰}] = \begin{cases} 2 & \text{για } f_{ck} < 50 \text{ MPa} \\ 2.0 + 0.85 \cdot (f_{ck} - 50)^{0.53} & \text{για } f_{ck} \geq 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (5.2b)$$

$$\varepsilon_{cu2} [\text{‰}] = \begin{cases} 3.5 & \text{για } f_{ck} < 50 \text{ MPa} \\ 2.6 + 35 \cdot \left(\frac{90 - f_{ck}}{100}\right)^4 & \text{για } f_{ck} \geq 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (5.2c)$$

Για σκυρόδεμα κατηγορίας < C50, $\varepsilon_{c2} = 2 \text{ ‰}$, $\varepsilon_{cu2} = 3.5 \text{ ‰}$ και $n = 2$, το εμβαδόν της παραβολής είναι:

$$\begin{aligned} A_{\text{par}} &= \int_0^{\varepsilon_c} \sigma_c d\varepsilon_c = \int_0^{\varepsilon_c} f_{cd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{0.002}\right)^2\right] d\varepsilon_c = \\ &= f_{cd} \cdot \frac{500 \cdot \varepsilon_c^2 \cdot (3 - 500 \cdot \varepsilon_c)}{3} \end{aligned}$$

Το κέντρο βάρους της παραβολής είναι:

$$\begin{aligned} x_{c,\text{par}} &= \frac{\int_0^{\varepsilon_c} \varepsilon_c \cdot \sigma_c d\varepsilon_c}{A} = \frac{\int_0^{\varepsilon_c} f_{cd} \cdot \varepsilon_c \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{0.002}\right)^2\right] d\varepsilon_c}{\int_0^{\varepsilon_c} f_{cd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{0.002}\right)^2\right] d\varepsilon_c} = \\ &= \frac{\varepsilon_c \cdot (375 \cdot \varepsilon_c - 2)}{500 \cdot \varepsilon_c - 3} \end{aligned}$$

Για $\varepsilon_c \geq \varepsilon_{c2} = 2 \text{ ‰}$

$$A_{\text{par}} = \frac{f_{cd}}{750}$$

και

$$x_{c,\text{par}} = \frac{1}{800}$$

Το εμβαδόν του ορθογωνικού τμήματος είναι

$$A_{\text{rect}} = f_{cd} \cdot (\varepsilon_c - \varepsilon_{c2})$$

ενώ το κέντρο βάρους βρίσκεται στο

$$x_{c,\text{rect}} = \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{c2}}{2} + \varepsilon_{c2} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_{c2}}{2}$$

Το κέντρο βάρους και των δύο σχημάτων (Περίπτωση: $\varepsilon_c > \varepsilon_{c2}$) είναι

$$\begin{aligned} x_{c,\text{tot}} &= \frac{A_{\text{par}} \cdot x_{c,\text{par}} + A_{\text{rect}} \cdot x_{c,\text{rect}}}{A_{\text{par}} + A_{\text{rect}}} = \frac{\frac{f_{cd}}{750} \cdot \frac{1}{800} + f_{cd} \cdot (\varepsilon_c - 0.002) \cdot \frac{\varepsilon_c + 0.002}{2}}{\frac{f_{cd}}{750} + f_{cd} \cdot (\varepsilon_c - 0.002)} = \\ &= \frac{1500000 \cdot \varepsilon_c^2 - 1}{2000 \cdot (1500 \cdot \varepsilon_c - 1)} \end{aligned}$$

Εκφράζουμε το $x_{c,\text{tot}}$ σε ποσοστό του ε_c , διαιρώντας το με ε_c και έτσι προκύπτει ο συντελεστής κέντρου βάρους ζ' .

$$\begin{aligned} \zeta' &= 1 - \frac{x_{c,\text{tot}}}{\varepsilon_c} = 1 - \frac{1500000 \cdot \varepsilon_c^2 - 1}{2000 \cdot (1500 \cdot \varepsilon_c - 1)} \cdot \frac{1}{\varepsilon_c} = \\ &= \frac{1}{2} - \frac{1000 \cdot \varepsilon_c - 1}{2000 \cdot \varepsilon_c \cdot (1500 \cdot \varepsilon_c - 1)} \end{aligned}$$

Το συνολικό εμβαδόν εκφρασμένο σε ποσοστό του $f_{cd} \cdot \varepsilon_c$ είναι ο συντελεστής πληρώσεως α .

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{A_{\text{par}} + A_{\text{rect}}}{f_{cd} \cdot \varepsilon_c} = \frac{\frac{f_{cd}}{750} + f_{cd} \cdot (\varepsilon_c - 0.002)}{f_{cd} \cdot \varepsilon_c} = \\ &= \frac{1500 \cdot \varepsilon_c - 1}{1500 \cdot \varepsilon_c} \end{aligned}$$

Για $\varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} = 2\text{‰}$ η τάση του σκυροδέματος εκφράζεται μόνο από το παραβολικό διάγραμμα. Επομένως:

$$\begin{aligned} \zeta' &= 1 - \frac{x_{c,\text{par}}}{\varepsilon_c} = 1 - \frac{\varepsilon_c \cdot (375 \cdot \varepsilon_c - 2)}{500 \cdot \varepsilon_c - 3} \cdot \frac{1}{\varepsilon_c} = \\ &= \frac{1}{4} - \frac{1}{4 \cdot (500 \cdot \varepsilon_c - 3)} \end{aligned}$$

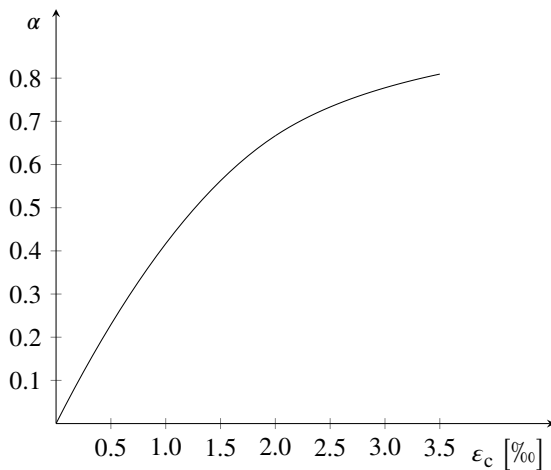
και

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{A_{\text{par}}}{f_{cd} \cdot \varepsilon_c} = \frac{f_{cd} \cdot \frac{500 \cdot \varepsilon_c^2 \cdot (3 - 500 \cdot \varepsilon_c)}{3}}{f_{cd} \cdot \varepsilon_c} = \\ &= \frac{500 \cdot \varepsilon_c \cdot (3 - 500 \cdot \varepsilon_c)}{3} \end{aligned}$$

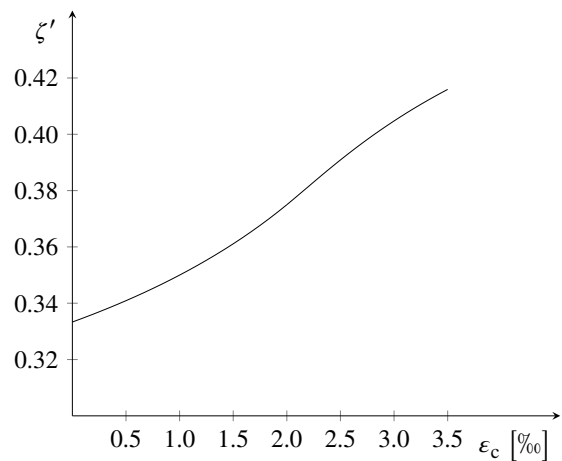
Τελικά, για σκυρόδεμα κατηγορίας < C50, $\varepsilon_{c2} = 2\text{‰}$, $\varepsilon_{cu2} = 3.5\text{‰}$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{500 \cdot \varepsilon_c \cdot (3 - 500 \cdot \varepsilon_c)}{3} & \text{για } 0 \leq \varepsilon_c \leq 2\text{‰} \\ \frac{1500 \cdot \varepsilon_c - 1}{1500 \cdot \varepsilon_c} & \text{για } 2\text{‰} \leq \varepsilon_c \leq 3.5\text{‰} \end{cases} \quad (5.3)$$

$$\zeta' = \begin{cases} \frac{1}{4} - \frac{1}{4 \cdot (500 \cdot \varepsilon_c - 3)} & \text{για } 0 \leq \varepsilon_c \leq 2\text{‰} \\ \frac{1}{2} - \frac{1000 \cdot \varepsilon_c - 1}{2000 \cdot \varepsilon_c \cdot (1500 \cdot \varepsilon_c - 1)} & \text{για } 2\text{‰} \leq \varepsilon_c \leq 3.5\text{‰} \end{cases} \quad (5.4)$$



Σχήμα 5.2: Συντελεστής πληρώσεως α



Σχήμα 5.3: Συντελεστής κέντρου βάρους ζ'

Η σελίδα αυτή είναι σκόπιμα λευκή.

Κεφάλαιο 6

Επίλογος

6.1 Συμπεράσματα

Από την ανάλυση των δύο προτύπων κτηρίων προκύπτει ότι οι αναλύσεις των πρότυπων κτηρίων πρέπει να διορθωθούν ώστε να μπορούν στην πράξη να ελέγξουν την εγκυρότητα ή μη ενός τεχνικού λογισμικού. Κάθε βήμα των παραδειγμάτων πρέπει να αναλύεται και να μη θεωρείται δεδομένο. Ιδανικά, τα μητρώα του υπολογιστικού προσομοιώματος πρέπει να είναι διαθέσιμα στον μελετητή-μηχανικό.

Από του μοντέλου με τα επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία για την προσομοίωση της πλάκας και εκείνο με τη ραβδόμορφη θεώρηση των πλακοδοκών, συμπεραίνουμε ότι ο μελετητής-μηχανικός πρέπει να χρησιμοποιεί με φειδώ νέες τεχνολογίες στην προσομοίωση των κατασκευών, διότι χωρίς τις σωστές παραδοχές μπορεί να οδηγηθεί σε σημαντικά λάθη.

Τα διάφορα μοντέλα άκαμπτων κόμβων δοκών-υποστυλωμάτων δείχνουν ότι μικρές αποκλίσεις από το θεωρητικό μοντέλο μιας κατασκευής, προσφέρουν καλύτερη εποπτεία των αποτελεσμάτων και συνεπώς ευκολότερη διαστασιολόγηση των επιμέρους στοιχείων.

Οι διαφοροποιήσεις που προκύπτουν από τις διάφορες προσομοιώσεις τη διαφραγματικής λειτουργίας και της συγκέντρωσης των μαζών στους κόμβους του υπολογιστικού μοντέλου, επιβάλλουν στους δημιουργούς των τεχνικών λογισμικών τη δημιουργία ενός εγχειριδίου του προγράμματός τους που να περιγράφει με σαφήνεια την κάθε μεθοδολογία που χρησιμοποιεί.

6.2 Προτάσεις για μελλοντική έρευνα

- Διόρθωση των πρότυπων κτηρίων της ελληνικής βιβλιογραφίας.
- Δημιουργία πρότυπων αποτελεσμάτων ενός κτηρίου σε φάσεις κατασκευής.
- Εύρεση των εντατικών μεγεθών που προκύπτουν από ερπυστικές παραμορφώσεις και τη συστολή ξήρανσης του σκυροδέματος για ένα ραβδόμορφο υπολογιστικό προσομοίωμα.
- Προσομοίωση ενός κτηρίου με επιφανειακά πεπερασμένα για τις πλάκες με ερπυστικές παραμορφώσεις και επιρροή της συστολής ξηράνσεως, ούτως ώστε να ρηγματωθεί το σκυρόδεμα και να εντοπιστούν οι πραγματικοί πλακοδοκοί του κτηρίου. Ορισμός της τυχηματικής εκκεντρότητας ως μάζα στο μοντέλο των επιφανειακών πεπερασμένων.

Η σελίδα αυτή είναι σκόπιμα λευκή.

Παραρτήματα

A Αποτελέσματα Δυναμικής Φασματικής Μεθόδου

Τα εντατικά μεγέθη αυτού του παραρτήματος προέκυψαν από τη Δυναμική Φασματική Μέθοδο και είναι το αλγεβρικό άθροισμα των εντατικών μεγεθών του κάθε στοιχείου για τις πρώτες 9 ιδιομορφές ταλάντωσης του κτηρίου.

Πίνακας 6.1a: Εντασιακά μεγέθη δοκού ΒΧ2 στον πρώτο όροφο για φάσμα κατά x

	P [kN]			V_2 [kN]			V_3 [kN]		
	αρχή	μέσον	πέρας	αρχή	μέσον	πέρας	αρχή	μέσον	πέρας
AvrEC8Ex1Eq1	-97.60	-97.60	-97.60	0.00	0.00	0.00	73.80	73.80	73.80
AvrEC8Ex1Eq2a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	72.10	72.10	72.10
AvrEC8Ex1Eq2b	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	72.10	72.10	72.10
AvrEC8Ex1Eq3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	71.70	71.70	71.70
AvrEC8Ex1Eq4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	60.70	60.70	60.70
AvrEC8Ex1Eq5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	56.90	56.90	56.90

Πίνακας 6.1b: Εντασιακά μεγέθη δοκού ΒΧ2 στον πρώτο όροφο για φάσμα κατά x

	T [kN m]			M_2 [kN m]			M_3 [kN m]		
	αρχή	μέσον	πέρας	αρχή	μέσον	πέρας	αρχή	μέσον	πέρας
AvrEC8Ex1Eq1	0.00	0.00	0.00	126.10	-6.80	-139.60	0.10	0.00	-0.10
AvrEC8Ex1Eq2a	0.00	0.00	0.00	114.70	-15.10	-145.00	0.00	0.00	0.00
AvrEC8Ex1Eq2b	0.00	0.00	0.00	114.70	-15.10	-144.80	0.00	0.00	0.00
AvrEC8Ex1Eq3	0.00	0.00	0.00	114.40	-14.70	-143.70	0.00	0.00	0.00
AvrEC8Ex1Eq4	0.00	0.00	0.00	92.60	-16.70	-125.90	0.00	0.00	0.00
AvrEC8Ex1Eq5	0.00	0.00	0.00	98.80	-15.00	-128.90	0.00	0.00	0.00

Πίνακας 6.1c: Εντασιακά μεγέθη δοκού ΒΧ2 στον πρώτο όροφο για φάσμα κατά y

	P [kN]			V_2 [kN]			V_3 [kN]		
	αρχή	μέσον	πέρας	αρχή	μέσον	πέρας	αρχή	μέσον	πέρας
AvrEC8Ex1Eq1	-23.30	-23.30	-23.30	-0.90	-0.90	-0.90	18.20	18.20	18.20
AvrEC8Ex1Eq2a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	18.00	18.00	18.00
AvrEC8Ex1Eq2b	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	18.00	18.00	18.00
AvrEC8Ex1Eq3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	18.40	18.40	18.40
AvrEC8Ex1Eq4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	16.20	16.20	16.20
AvrEC8Ex1Eq5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	15.30	15.30	15.30

Πίνακας 6.1d: Εντασιακά μεγέθη δοκού ΒΧ2 στον πρώτο όροφο για φάσμα κατά y

	T [kN m]			M_2 [kN m]			M_3 [kN m]		
	αρχή	μέσον	πέρας	αρχή	μέσον	πέρας	αρχή	μέσον	πέρας
AvrEC8Ex1Eq1	-0.20	-0.20	-0.20	31.20	-1.60	-34.40	-1.70	0.00	1.70
AvrEC8Ex1Eq2a	-0.20	-0.20	-0.20	28.60	-3.80	-36.20	0.00	0.00	0.00
AvrEC8Ex1Eq2b	-0.20	-0.20	-0.20	28.60	-3.80	-36.20	0.00	0.00	0.00
AvrEC8Ex1Eq3	-0.20	-0.20	-0.20	29.30	-3.80	-37.00	0.00	0.00	0.00
AvrEC8Ex1Eq4	-0.20	-0.20	-0.20	24.90	-4.30	-33.60	0.00	0.00	0.00
AvrEC8Ex1Eq5	-0.20	-0.20	-0.20	26.60	-4.00	-34.50	0.00	0.00	0.00

Πίνακας 6.2a: Εντασιακά μεγέθη υποστυλώματος C3 στο ισόγειο για φάσμα κατά x

	P [kN]		V_2 [kN]		V_3 [kN]	
	κάτω	άνω	κάτω	άνω	κάτω	άνω
AvrEC8Ex1Eq1	-180.80	-180.80	54.90	54.90	0.30	0.30
AvrEC8Ex1Eq2a	-176.00	-176.00	52.50	52.50	0.40	0.40
AvrEC8Ex1Eq2b	-176.40	-176.40	52.00	52.00	0.40	0.40
AvrEC8Ex1Eq3	-167.30	-167.30	48.40	48.40	0.30	0.30
AvrEC8Ex1Eq4	-143.60	-143.60	44.00	44.00	0.30	0.30
AvrEC8Ex1Eq5	-137.00	-137.00	42.30	42.30	0.20	0.20

Πίνακας 6.2b: Εντασιακά μεγέθη υποστυλώματος C3 στο ισόγειο για φάσμα κατά x

	T [kN m]		M_2 [kN m]		M_3 [kN m]	
	κάτω	άνω	κάτω	άνω	κάτω	άνω
AvrEC8Ex1Eq1	0.00	0.00	0.40	-0.60	104.30	-82.40
AvrEC8Ex1Eq2a	0.00	0.00	0.50	-0.90	101.70	-76.70
AvrEC8Ex1Eq2b	0.00	0.00	0.50	-0.90	100.80	-75.80
AvrEC8Ex1Eq3	0.00	0.00	0.40	-0.70	100.90	-78.20
AvrEC8Ex1Eq4	0.00	0.00	0.30	-0.70	97.60	-78.40
AvrEC8Ex1Eq5	0.00	0.00	0.30	-0.60	95.90	-73.40

Πίνακας 6.2c: Εντασιακά μεγέθη υποστυλώματος C3 στο ισόγειο για φάσμα κατά y

	P [kN]		V_2 [kN]		V_3 [kN]	
	κάτω	άνω	κάτω	άνω	κάτω	άνω
AvrEC8Ex1Eq1	128.10	128.10	17.00	17.00	50.00	50.00
AvrEC8Ex1Eq2a	129.30	129.30	16.40	16.40	47.60	47.60
AvrEC8Ex1Eq2b	129.30	129.30	16.40	16.40	47.60	47.60
AvrEC8Ex1Eq3	126.70	126.70	17.30	17.30	48.50	48.50
AvrEC8Ex1Eq4	105.20	105.20	15.30	15.30	43.20	43.20
AvrEC8Ex1Eq5	99.60	99.60	14.70	14.70	41.50	41.50

Πίνακας 6.2d: Εντασιακά μεγέθη υποστολώματος C3 στο ισόγειο για φάσμα κατά y

	T [kN m]		M_2 [kN m]		M_3 [kN m]	
	κάτω	άνω	κάτω	άνω	κάτω	άνω
AvrEC8Ex1Eq1	0.90	0.90	93.40	-76.50	31.60	-26.30
AvrEC8Ex1Eq2a	0.70	0.70	90.90	-70.90	30.90	-24.80
AvrEC8Ex1Eq2b	0.70	0.70	90.90	-70.90	30.90	-24.80
AvrEC8Ex1Eq3	0.90	0.90	99.10	-80.40	34.90	-29.20
AvrEC8Ex1Eq4	1.00	1.00	94.40	-78.50	33.10	-28.10
AvrEC8Ex1Eq5	1.00	1.00	92.30	-73.50	32.40	-26.50

Πίνακας 6.3a: Εντασιακά μεγέθη τοιχώματος T1 στο ισόγειο για φάσμα κατά x

	P [kN]		V_2 [kN]		V_3 [kN]	
	κάτω	άνω	κάτω	άνω	κάτω	άνω
AvrEC8Ex1Eq1	47.40	47.40	0.00	0.00	33.50	33.50
AvrEC8Ex1Eq2a	49.90	49.90	0.00	0.00	33.60	33.60
AvrEC8Ex1Eq2b	50.00	50.00	0.00	0.00	33.00	33.00
AvrEC8Ex1Eq3	46.30	46.30	0.00	0.00	37.90	37.90
AvrEC8Ex1Eq4	35.00	35.00	0.00	0.00	37.50	37.50
AvrEC8Ex1Eq5	31.70	31.70	0.00	0.00	37.00	37.00

Πίνακας 6.3b: Εντασιακά μεγέθη τοιχώματος T1 στο ισόγειο για φάσμα κατά x

	T [kN m]		M_2 [kN m]		M_3 [kN m]	
	κάτω	άνω	κάτω	άνω	κάτω	άνω
AvrEC8Ex1Eq1	0.00	0.00	96.40	-37.70	0.00	0.00
AvrEC8Ex1Eq2a	0.00	0.00	97.20	-37.00	0.00	0.00
AvrEC8Ex1Eq2b	0.00	0.00	96.10	-35.80	0.00	0.00
AvrEC8Ex1Eq3	0.00	0.00	107.70	-43.90	0.00	0.00
AvrEC8Ex1Eq4	0.00	0.00	110.50	-39.50	0.00	0.00
AvrEC8Ex1Eq5	0.00	0.00	110.50	-37.40	0.00	0.00

Πίνακας 6.3c: Εντασιακά μεγέθη τοιχώματος T1 στο ισόγειο για φάσμα κατά y

	P [kN]		V_2 [kN]		V_3 [kN]	
	κάτω	άνω	κάτω	άνω	κάτω	άνω
AvrEC8Ex1Eq1	0.00	0.00	-285.40	-285.40	0.00	0.00
AvrEC8Ex1Eq2a	0.00	0.00	-279.30	-279.30	0.00	0.00
AvrEC8Ex1Eq2b	0.00	0.00	-279.30	-279.30	0.00	0.00
AvrEC8Ex1Eq3	0.00	0.00	-288.20	-288.20	0.00	0.00
AvrEC8Ex1Eq4	0.00	0.00	-275.10	-275.10	0.00	0.00
AvrEC8Ex1Eq5	0.00	0.00	-272.90	-272.90	0.00	0.00

Πίνακας 6.3d: Εντασιακά μεγέθη τοιχώματος T1 στο ισόγειο για φάσμα κατά y

	T [kN m]		M_2 [kN m]		M_3 [kN m]	
	κάτω	άνω	κάτω	άνω	κάτω	άνω
AnrEC8Ex1Eq1	2.50	2.50	0.00	0.00	-1073.50	68.20
AnrEC8Ex1Eq2a	2.50	2.50	0.00	0.00	-1101.90	15.50
AnrEC8Ex1Eq2b	2.50	2.50	0.00	0.00	-1101.80	15.50
AnrEC8Ex1Eq3	3.10	3.10	0.00	0.00	-1122.80	29.90
AnrEC8Ex1Eq4	3.30	3.30	0.00	0.00	-1132.50	-32.20
AnrEC8Ex1Eq5	3.30	3.30	0.00	0.00	-1145.00	-53.50

Βιβλιογραφία

- Beton Kalender 1983* (1984), *Beton Kalender 1984*, Greek, trans. from German by Δ. Πέτζας, Γ. Χατζηθεοδώρου, Β. Τσοκανάς, Π. Παπαπαναγιωτάκης & Π. Μαυριάς, vol. 1, 3 vols., Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn and Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, ISBN: 978-9940-0-1829-0, URL: <http://www.mgiurdas.gr/book-118.aspx>.
- Beton Kalender 1983* (1984), *Beton Kalender 1984*, Greek, trans. from German by Δ. Πέτζας, Γ. Χατζηθεοδώρου & Β. Τσοκανάς, vol. 2, 3 vols., Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn and Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, ISBN: 978-9940-0-1830-6, URL: <http://www.mgiurdas.gr/book-117.aspx>.
- Brendel G. (Jan. 1964), 'Strength of the Compression Slab of T-Beams Subject to Simple Bending', *ACI Journal Proceedings*, vol. 61, no. 1, pp. 57–76, JL61-03, URL: <http://www.concrete.org/Publications/ACIMaterialsJournal/ACIJJournalSearch.aspx?m=details&ID=7766>.
- CSI Analysis Reference Manual For SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge* (Mar. 2013), GEN062708M1 Rev.8, Computers and Structures, Inc.
- Kalluri R. (1999), 'Bending behavior of concrete T-beams reinforced with glass fiber reinforced polymer (GFRP) bars', M.Sc. thesis, West Virginia University, URL: <http://wvuscholar.wvu.edu:1801/webclient/MetadataManager?mid=6988&pid=4697>.
- Küçükarıslan S. (July 2010), 'A finite element study on the effective width of flanged sections', M.Sc. thesis, Middle East Technical University, URL: <http://etd.lib.metu.edu.tr/oai/index.php/record/view/32809>.
- Midas/Gen 2013 Analysis Manual* (2013), MIDAS Information Technology Co., Ltd.
- Narayanan R. S. & Goodchild C. H. (2006), *Concise Eurocode 2: For the design of in-situ concrete framed buildings to BS EN 1992-1-1: 2004 and its UK National Annex: 2005*, MPA, The Concrete Centre, ISBN: 978-1-904818-35-9, URL: http://www.concretecentre.com/online_services/publication_library/publication_details.aspx?PublicationId=777.
- Paulay T. & Priestley M. J. N. (1992), *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, Greek, ed. by Γ. Φαλδάρης, trans. from English by Κ. Στεφανίδης & Κ. Καρανικολός, with annots. by Ι. Βάγιας, Wiley and Εκδόσεις Κλειδάριθμος, ISBN: 978-0-471-54915-4, URL: <http://eu.wiley.com/WileyCDA/WileyTitle/productCd-0471549150.html>.
- Pilkey W. D. (2002), *Analysis and Design of Elastic Beams: Computational Methods*, Wiley, ISBN: 978-0-471-38152-5, DOI: 10.1002/9780470172667.
- (2005), *Formulas for stress, strain, and structural matrices*, 2nd ed., Wiley, ISBN: 978-0-471-03221-2, DOI: 10.1002/9780470172681.
- Przemieniecki J. S. (1968), *Theory of Matrix Structural Analysis*, McGraw-Hill, ISBN: 978-0-07-050904-7.
- Renton J. D. (1991), 'Generalized beam theory applied to shear stiffness', *International Journal of Solids and Structures*, vol. 27, no. 15, pp. 1955–1967, DOI: 10.1016/0020-7683(91)90188-L.
- Rombach G. A. (2011), *Finite-element Design of Concrete Structures*, 2nd ed., ICE Publishing, ISBN: 978-0-7277-4189-9, DOI: 10.1680/fedcs.41899.
- Timoshenko S. P. & Goodier J. N. (1951), *Theory of Elasticity*, 2nd ed., McGraw-Hill, ISBN: 978-0-07-064720-6.
- Young W. C. & Budynas R. G. (2001), *Roark's Formulas for Stress and Strain*, 7th ed., McGraw-Hill, ISBN: 978-0-07-072542-3, DOI: 10.1036/007072542X.
- Αβραμίδης Ι., Αθανατοπούλου-Κυριακού Α., Μορφίδης Κ. & Σέξτος Α. (2011), *Αντισεισμικός σχεδιασμός κτιρίων Ο/Σ και αριθμητικά παραδείγματα ανάλυσης και διαστασιολόγησης σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες*, ISBN: 978-960-93-3151-7, URL: <http://www.ec8examples.gr/>.

- Αβραμίδης Ι., Αναστασιάδης Κ., Αθανατοπούλου-Κυριακού Α. & Μορφίδης Κ. (2005), *Πρότυπα αριθμητικά παραδείγματα ανάλυσης κατασκευών για την ορθή εφαρμογή του ΕΑΚ και τον έλεγχο των προγραμμάτων Η/Υ*, vol. 1, Εκδόσεις Αϊβάξη, ISBN: 978-960-86090-4-4, URL: <http://www.oasp.gr/node/86>.
- Αντωνιάδης Π. (2011), *Αντισεισμικός σχεδιασμός κτιριακών κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος με τον EC8: Η προσομοίωση και η ανάλυση των νέων κατασκευών*, vol. 1, 3DR Engineering Software, ISBN: 978-960-99941-1-8, URL: <http://www.3dr.eu/support/books/112-ec8a>.
- Γκρος Γ. (2004), *Ωπλισμένο Σκυρόδεμα κατά τον Ελληνικό Κανονισμό 2000*, Σύγκριση με τον Ευρωκώδικα 2 και το DIN 1045/2001, 7η εκδ., Εκδόσεις Συμμετρία, ISBN: 978-960-266-129-1, URL: <http://www.simmetria.gr/shop/product/19/biblio-oplismeno-skyrodema-kata-ton-elliniko-kanonismo-2000-syglykrisi->.
- Εγχειρίδιο επιβεβαίωσης: Συγκρίσεις αποτελεσμάτων του ΡΑΦ με το βιβλίο 'Αντισεισμικός σχεδιασμός κτιρίων Ο/Σ και αριθμητικά παραδείγματα ανάλυσης και διαστασιολόγησης σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες'* (Dec. 2011), Τεχνικός Οίκος Λογισμικού, URL: <http://www.tol.com.gr/documentation/docsRAFVerification.php>.
- Έλεγχος ακρίβειας στατικών προγραμμάτων*, Michanikos.gr, URL: <http://www.michanikos.gr/topic/32590->.
- Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός* (1999), Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας.
- Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος* (2000), Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας.
- Ευρωκώδικας 0: Βάσεις σχεδιασμού φερουσών κατασκευών (EN 1990:2002)* (2002), CEN Technical Committee.
- Ευρωκώδικας 2: Σχεδιασμός φορέων από σκυρόδεμα – Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια (EN 1992-1-1:2004)* (2004), CEN Technical Committee.
- Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών – Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις, κανόνες για κτίρια (EN 1998-1: 2004)* (2004), CEN Technical Committee.
- Χαλαστής Π. (2009), 'Υπολογισμός διαμήκους αυτοχής γάστρας πλοίου μεταφοράς φορτίου χύδην', Μεταπτυχιακή εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, URL: <http://dspace.lib.ntua.gr/handle/123456789/3305>.