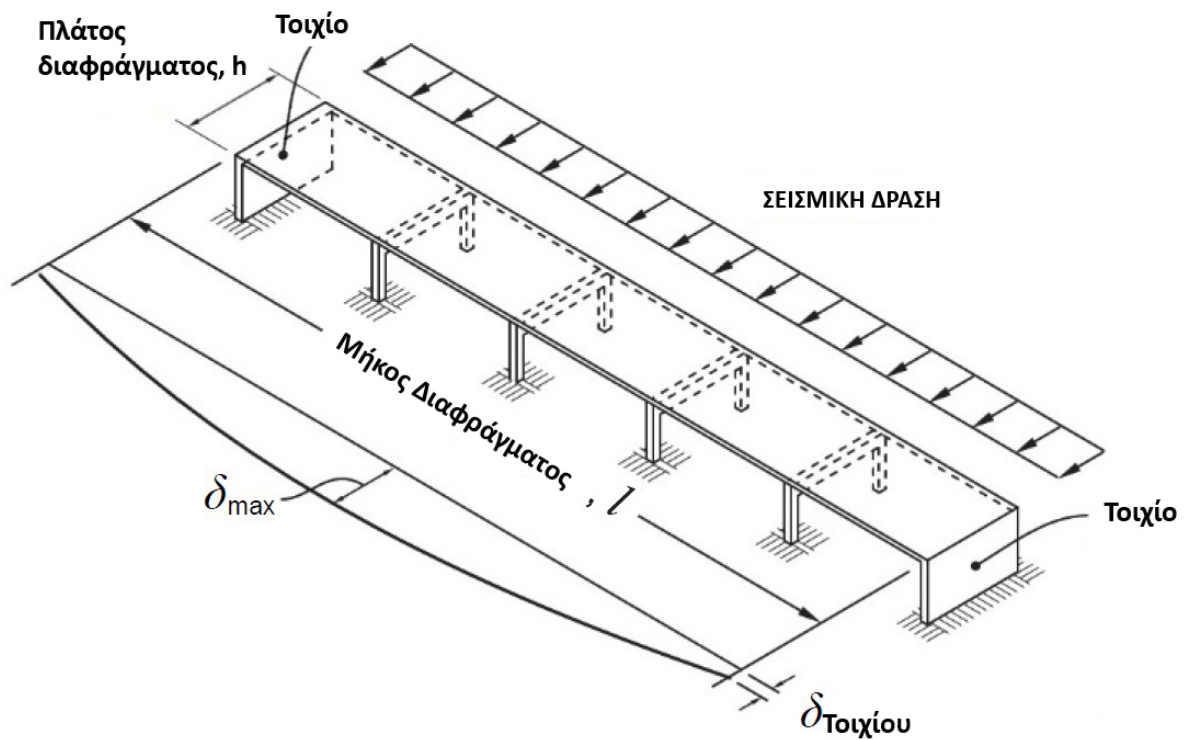




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Διαφραγματική λειτουργία σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα



Παναγιώτης Τσουτσάνης ,cv18802

Επιβλέπων καθηγητής: Χαράλαμπος Μουζάκης , Αν. Καθηγητής ΕΜΠ

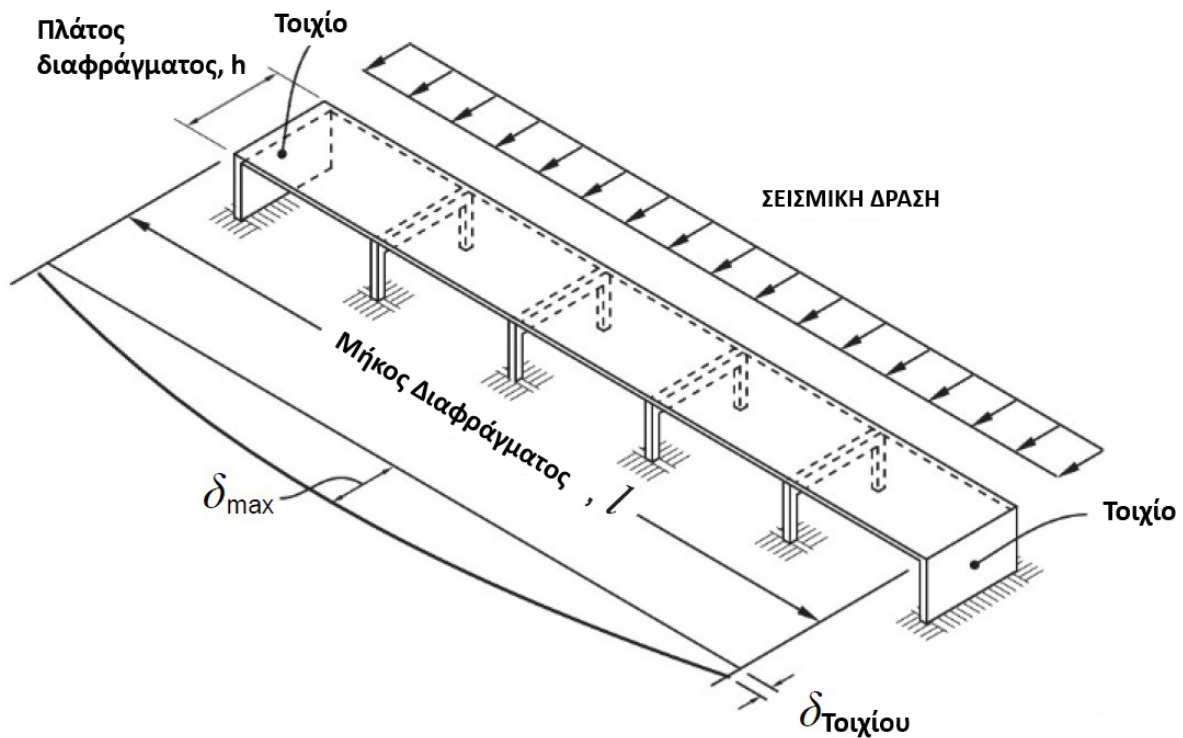
Αθήνα, Μάρτιος 2023



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Διαφραγματική λειτουργία σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα



Παναγιώτης Τσουτσάνης ,cv18802

Επιβλέπων καθηγητής: Χαράλαμπος Μουζάκης , Αν. Καθηγητής ΕΜΠ

Αθήνα, Μάρτιος 2023

Copyright © Τσουτσάνης Παναγιώτης , 2023
Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση σε αρχείο πληροφοριών, διανομή, αναπαραγωγή, μετάφραση ή μετάδοση της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό, υπό οποιαδήποτε μορφή και με οποιοδήποτε μέσο επικοινωνίας, ηλεκτρονικό ή μηχανικό, χωρίς την προηγούμενη έγγραφη άδεια του συγγραφέα. Επιτρέπεται η αναπαραγωγή, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν στη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς τον συγγραφέα.

Η έγκριση της διπλωματικής εργασίας από τη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσοβίου Πολυτεχνείου δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα (Ν. 5343/1932, Άρθρο 202).

Copyright © Panagiotis Tsoutsanis, 2023
All Rights Reserved

Neither the whole nor any part of this diploma thesis may be copied, stored in a retrieval system, distributed, reproduced, translated, or transmitted for commercial purposes, in any form or by any means now or hereafter known, electronic or mechanical, without the written permission from the author. Reproducing, storing and distributing this thesis for non-profitable, educational or research purposes is allowed, without prejudice to reference to its source and to inclusion of the present text. Any queries in relation to the use of the present thesis for commercial purposes must be addressed to its author.

Approval of this diploma thesis by the School of Civil Engineering of the National Technical University of Athens (NTUA) does not constitute in any way an acceptance of the views of the author contained herein by the said academic organisation (L. 5343/1932, art. 202).

Τσουτσάνης Παναγιώτης , 2023

Διαφραγματική λειτουργία σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα
Διπλωματική Εργασία
Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Panagiotis Tsoutsanis, 2023

Diploma Thesis
Diaphragmatic behavior of concrete buildings
Laboratory for Earthquake Engineering, National Technical University of Athens, Greece

Ευχαριστίες

Έχοντας ολοκληρώσει επιτυχώς την συγγραφή της διπλωματικής μου εργασίας θα ήθελα να ευχαριστήσω όσους συνέβαλαν στην προσπάθειά μου. Αρχικά, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή της εργασίας μου κ.Χαράλαμπο Μουζάκη, Αν. Καθηγητή ΕΜΠ, όπου με την επιστημονική καθοδήγηση του μου επίλυσε κάθε απορία και προβληματισμό καλλιεργώντας μου συνεχώς την αξία της κριτικής σκέψης του μηχανικού. Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω την Δρ. Λουτσία Καραπίπτα για την πολύτιμη υποστήριξη της σε όλη τη διάρκεια της διπλωματικής μου εργασίας. Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια μου για όλα τα εφόδια που μου παρείχε προκειμένου να επιτύχω τους στόχους μου σε όλη την διάρκεια των σπουδών μου.



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Διαφραγματική λειτουργία σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα

Παναγιώτης Τσουτσάνης , cv18802

Επιβλέπων: Χαράλαμπος Μουζάκης , Αν. Καθηγητής ΕΜΠ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως στόχο την διερεύνηση των παραμέτρων που μεταβάλλονται με τη θεώρηση अपαραμόρφωτου ή παραμορφωτού διαφράγματος στον σχεδιασμό κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος. Μελετώνται οι συνθήκες υπό τις οποίες ένα διάφραγμα δεν μπορεί να θεωρηθεί απαραμόρφωτο και παύει να ισχύει η παραδοχή της διαφραγματικής λειτουργίας καθώς και το πώς αυτή επιδρά στη δυναμική απόκριση των υπό εξέταση κατασκευών.

Πραγματοποιείται μια σύντομη εισαγωγική επισκόπηση της προσομοίωσης με διαφραγματική λειτουργία και με πεπερασμένα στοιχεία κελύφους ενώ στη συνέχεια παρουσιάζονται οι ισχύοντες αντισεισμικοί κανονισμοί. Ιδιαίτερη έμφαση δίνεται στο σύνολο των διατάξεων που αφορούν τα διαφράγματα οπλισμένου σκυροδέματος στους αμερικάνικους κανονισμούς (ASCE 7 , ACI 318 , IBC) αφού σε σχέση με τον Ευρωκώδικα και τον Ελληνικό αντισεισμικό κανονισμό ΕΑΚ-2000 κρίνονται ως πληρέστεροι.

Για την κατανόηση της εντός επιπέδου λειτουργίας των διαφραγμάτων ως προς τη μεταφορά των αδρανειακών δυνάμεων που αναπτύσσονται λόγω σεισμικής διέγερσης αλλά και του τρόπου που συλλέγουν και κατανέμουν τα φορτία αυτά , πραγματοποιείται η ανάλυση μιας επιμήκου κατασκευής με τοιχώματα στα άκρα στην οποία παραμετροποιούνται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της. Η προσομοίωση της πλάκας σκυροδέματος γίνεται με χρήση πεπερασμένων στοιχείων κελύφους (shell) με το λογισμικό Etabs 19 ενώ για λόγους σύγκρισης χρησιμοποιείται και το απλοποιημένο μοντέλο αμφιέριστης δοκού. Η προσομοίωση αυτή μας επιτρέπει να έχουμε πλήρη εικόνα των τάσεων και των παραμορφώσεων που αναπτύσσονται εντός επιπέδου αφού λειτουργούν συνδυαστικά ως στοιχείο μεμβράνης και πλάκας.

Ελέγχεται η μεταβολή παραμέτρων όπως η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος , οι παραμορφώσεις, η γωνιακή παραμόρφωση των ορόφων και τα εντατικά μεγέθη σε επιλεγμένα μέλη ορθογωνικών κτιρίων με διαφορετικά ύψη και λόγο πλευρών για την παραδοχή απαραμόρφωτου και παραμορφωτού διαφράγματος. Ιδιαίτερη έμφαση δίδεται στην διερεύνηση των εντατικών μεγεθών που μεταβάλλονται ενώ ελέγχεται η επάρκεια των δομικών στοιχείων λαμβάνοντας υπόψιν την πραγματική δυσκαμψία της πλάκας.

Παρατηρήθηκε ότι σε τοιχωματικά κτίρια επηρεάζεται σημαντικά η δυναμική απόκριση ολόκληρου το φορέα. Οι κατασκευές ήταν εν γένει λιγότερο δύσκαμπτες απ' όσο θεωρήθηκε με την παραδοχή της διαφραγματικής λειτουργίας κάτι που επηρεάζει την ένταση των σεισμικών δυνάμεων σχεδιασμού και τις μέγιστες μετακινήσεις του φορέα. Η επιρροή των εντός επιπέδου δράσεων φάνηκε να εξαρτάται τόσο από τον λόγο πλευρών όσο και από το ύψος της κατασκευής διότι επηρεάζει καθοριστικά την σχετική δυσκαμψία μεταξύ των κατακόρυφων στοιχείων και του διαφράγματος. Σημαντική μεταβολή υπήρξε και στην κατανομή των αδρανειακών δυνάμεων στα δομικά στοιχεία

δεδομένου ότι το ποσοστό της τέμνουσας που αναλαμβάνονται από τα τοιχώματα μειώθηκε κάτι που ενδεχομένως οδηγήσει σε διαφορετική κατάσταση του κτιρίου.

Εν συνεχεία πραγματοποιείται εκ νέου διαστασιολόγηση των δοκών , του διαφράγματος και των σημείων σύνδεσης των πλακών που γειτνιάζουν με δύσκαμπτα κατακόρυφα στοιχεία όπως τοιχία λαμβάνοντας υπόψη στο σχεδιασμό στοιχεία του διαφράγματος όπως τις χορδές (chords) και τους συλλέκτες (collectors) κατά τους αμερικάνικους κανονισμούς (ASCE 7 , ACI 318 , IBC). Από την ανάλυση παρατηρήθηκε ότι στις μεσαίες δοκούς , που λειτουργούν ως μέρος των χορδών , των ανωτέρων οροφών αναπτύχθηκαν σημαντικές αξονικές δυνάμεις (εφελκυστικές και θλιπτικές) που σε συνδυασμό με την κάμψη λόγω κατακόρυφων φορτίων αστοχούσαν. Η δοκός διαστασιολογήθηκε εκ νέου σαν "υποστύλωμα" λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση αυτή.

Σημαντικές διατμητικές δυνάμεις παρατηρήθηκε ότι αναπτύσσονται στα σημεία όπου η πλάκα σκυροδέματος γειτνιάζει με δύσκαμπτα τοιχία (collectors). Η εξασφάλιση της σύνδεσης αυτής είναι καθοριστικής σημασίας για την απόκριση της κατασκευής αφού η αποκοπή του διαφράγματος από το τοιχίο οδηγεί σε μεγάλη ανακατανομή των αδρανειακών δυνάμεων στα υποστυλώματα ενώ το τοιχίο δεν παραλαμβάνει τα φορτία για τα οποία σχεδιάστηκε. Προέκυψε επομένως πρόσθετος διατμητικός οπλισμός.

Η διαστασιολόγηση έγινε σύμφωνα με τα προσημημένα εντατικά μεγέθη (κατά Ευρωκώδικα 8) που αναπτύσσονται για τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό. Θεωρήθηκε όμως ορθότερο , να ακολουθηθεί η λογική του ικανοτικού σχεδιασμού ,ήτοι η πλαστική άρθρωση στα σημεία σύνδεσης με τα τοιχώματα σκυροδέματος να έπεται της πλαστικής άρθρωσης στη βάση του τοιχώματος.

Τέλος , συνοψίζονται τα συμπεράσματα σχετικά με τον ρόλο της διαφραγματικής λειτουργίας σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα με παρατηρήσεις και σχόλια.

Panagiotis Tsoutsanis, cv18802

ABSTRACT

This thesis aims to investigate the parameters that change with the consideration of a rigid or semi rigid diaphragm in the design of reinforced concrete buildings. The conditions under which a diaphragm cannot be considered undistorted are studied and also the effect of this on the dynamic response of the examined constructions.

The simulation with diaphragm function and finite element shell analysis is briefly introduced, and the current seismic codes are presented, with emphasis on the provisions for reinforced concrete diaphragms in the American codes (ASCE 7, ACI 318, IBC), which are considered more comprehensive compared to the European and Greek seismic codes.

To understand the in-plane behavior of diaphragms in transferring inertial forces developed due to seismic excitation, as well as the way they collect and distribute these forces, an analysis of a longitudinally oriented building with concrete shear walls is performed, where its geometric characteristics are parameterized. The simulation of the concrete slab is performed using finite element analysis, and the results are compared with those of simplified methods. This simulation allows us to have a complete picture of the stresses and strains that develop within the plane as they function combinatively as a membrane and a plate element.

The variation of parameters such as fundamental natural period, deformations, angular deformation and forces effects are checked on selected members of rectangular buildings with different heights and aspect ratios to assume rigid and semi rigid diaphragm. Special emphasis is given to investigating the intensive quantities that change while checking the adequacy of the structural elements, taking into account the actual stiffness of the plate.

The dynamic response of the entire structure is significantly affected wall buildings. The constructions were generally less rigid than assumed with the assumption of diaphragm function, which affects the intensity of seismic forces and the maximum displacements of the structure. The influence of in-plane actions appeared to depend both on the aspect ratio and the height of the building as it crucially affects the relative flexibility between the vertical elements and the diaphragm. There was a significant change in the distribution of inertial forces on the structural elements given that the percentage of shear taken by the walls decreased, which may lead to a different classification of the building.

Subsequently, a new dimensioning of beams, diaphragms, and plate connection points adjacent to rigid vertical elements such as walls was carried out, taking into account the design elements of the diaphragm, such as chords and collectors, according to American regulations (ASCE 7, ACI 318, IBC). From the analysis, it was observed that significant axial forces (tensile and compressive) were developed in the middle beams, which function as part of the chords, of the upper floors, which, combined with bending due to vertical loads, resulted in significant deformations of the diaphragm. The beam was re-dimensioned as a "column" taking into account this interaction.

Significant shear forces were observed at points where the concrete slab adjoins with shear walls. Ensuring this connection is crucial for the response of the structure, as detachment of the diaphragm

from the wall leads to a significant redistribution of inertial forces to the supports, while the wall does not receive the loads for which it was designed. Therefore, additional shear reinforcement was required.

The dimensioning was done according to the increased values (according to Eurocode 8) that develop for the worst seismic combination. However, it was considered more appropriate to follow the logic of capacity design, i.e., the plastic hinge formation at the connection points with the concrete walls to follow the plastic hinge formation at the base of the wall.

Finally, the conclusions regarding the role of the diaphragm function in reinforced concrete structures are summarized with observations and comments.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1	ΠΡΟΣΟΜΙΩΣΗ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΟΣ.....	1
1.1	Διαφραγματική λειτουργία	1
1.2	Προσομοίωση με πεπερασμένα στοιχεία.....	3
2	ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΚΑΙ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ.....	5
2.1	Εισαγωγή.....	5
2.2	Ευρωκώδικας.....	5
2.2.1	Κριτήρια διαφραγματικής λειτουργίας.....	6
2.2.2	Τιμές σχεδιασμού εντατικών μεγεθών	8
2.2.3	Εναλλακτικοί τρόποι προσομοίωσης	11
2.3	ΕΑΚ 2000.....	12
2.3.1	Προσομοίωση (Κεφάλαιο 3.2.1).....	13
2.4	FEMA (FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY) 1997 - 273.....	14
2.5	IBC (International Building Code) 2006.....	15
2.6	American Society of Civil Engineers (ASCE 7-16), ACI 318-14 , IBC 2018.....	19
2.6.1	Στοιχεία των διαφραγμάτων	20
2.6.2	Διατμητικές συνδέσεις.....	23
2.6.3	Δυναμική απόκριση διαφραγμάτων	24
2.6.4	Κατάταξη διαφραγμάτων ASCE 7	27
2.7	Σύγκριση κανονισμών	28
3	ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΟΡΘΟΓΩΝΙΚΗΣ ΚΑΤΟΨΗΣ	31
3.1	Εισαγωγή.....	31
3.2	Γεωμετρικά χαρακτηριστικά και παραμετροποίηση.....	31
3.3	Διατομές.....	33
3.4	Εφαρμογή σεισμικών δυνάμεων	35
3.5	Κατηγορία έκθεσης και Φορτία	36
3.6	Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος	37
3.7	Μέγιστη μετατόπιση κορυφής	40
3.8	Γωνιακή παραμόρφωση	44
3.9	Τέμνουσα βάση	45
3.10	Μεταβολή εντατικών μεγεθών.....	47
3.10.1	Υποστύλωμα και τοίχιο ισογείου στο τριώροφο για $L/B=2,3,4$	47
3.11	Έλεγχος κατάταξης κτιρίου με βάση το στατικό σύστημα.....	49
3.12	Έλεγχος καταπόνησης διαφράγματος καθ' ύψος σε τοιχωματικό και στις δύο διευθύνσεις κτίριο με $L/b=4$ για δύο , τρεις και τέσσερις ορόφους.	51
3.12.1	Οριζόντια σεισμική φόρτιση.....	52
3.12.2	Αποτελέσματα ανάλυσης.....	52

4	ΤΡΙΩΡΟΦΟ ΚΤΙΡΙΟ ΜΕ ΛΟΓΟ ΠΛΕΥΡΩΝ $L/B=3$	54
4.1	Εισαγωγή.....	54
4.2	Έλεγχος διαφραγμάτων	55
4.2.1	Υπολογισμός εντός επιπέδου δυνάμεων	55
4.3	Chords	58
4.3.1	Έλεγχος μεσαίας δοκού Δ30/60	58
4.3.2	Έλεγχος πλάκας.....	63
4.4	Collectors και διατμητική σύνδεση με τοιχία	65
4.4.1	Μηχανισμός Δράσεων	65
4.4.1.1	Προσδιορισμός δράσεων	66
4.5	Έλεγχος υπάρχοντος οπλισμού για διατμητική σύνδεση με τοιχίο.	69
4.5.1	Αλληλεπίδραση δράσης βλήτρου και αγκυρίου	70
4.6	Όπλιση	71
4.6.1.1	Θλιπτήρας.....	72
4.6.1.2	Ελκυστήρας.....	72
4.6.2	ΕΚΩΣ 2000	72
4.6.2.1	Θλιπτήρας.....	72
4.6.2.2	Ελκυστήρας.....	73
4.6.3	Όπλιση διατμητικής σύνδεσης με βάση τον έλεγχο σε ολίσθηση του EC8	73
4.6.4	Οπλισμός δοκών - collectors	74
4.7	Απλοποιημένο μοντέλο της αμφιέριστης δοκού	76
5	ΟΠΛΙΣΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΟΣ-ΠΛΑΚΑΣ ΜΕ ΙΚΑΝΟΤΙΚΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ	77
5.1	Εισαγωγή.....	77
5.2	Σχεδιασμός τοιχώματος	77
5.3	Σχεδιασμός τοιχώματος	78
5.4	Υπολογισμός εντατικών μεγεθών διαφράγματος	80
5.5	Όπλιση	83
5.5.1	EC8.....	83
5.5.2	ΕΚΩΣ 2000	83
5.5.3	EC8 έλεγχος σε ολίσθηση	83
5.5.4	Οπλισμός δοκών – collectors	84
6	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	86
7	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	88
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΟΠΛΙΣΗ ΜΕΣΑΙΑΣ ΔΟΚΟΥ Δ30/60 ΓΙΑ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΑ ΦΟΡΤΙΑ	89
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: ΟΠΛΙΣΗ ΤΟΙΧΩΜΑΤΟΣ	93

ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΕΙΚΟΝΩΝ

Εικόνα 1-1. (a) Μονώροφος ελαστικός σχηματισμός με στροφή (τυπολόγιο Αντισεισμικής Τεχνολογίας Ι), (b) Κόμβοι πλάκας συνδεδεμένοι με διάφραγμα σε έναν κεντρικό κόμβο.	1
Εικόνα 1-2. Εξισώσεις επίλυσης ελαστικού μονώροφου με στροφή (τυπολόγιο Αντισεισμικής Τεχνολογίας Ι)	2
Εικόνα 1-3. Πεπερασμένα στοιχεία πλάκας.....	3
Εικόνα 1-4. Στοιχείο μεμβράνης.....	3
Εικόνα 1-5. Πεπερασμένα στοιχεία Κελύφους.....	3
Εικόνα 1-6. Εντατικά μεγέθη στοιχείων κελύφους	4
Εικόνα 2-1: Κατάταξη διαφραγμάτων σύμφωνα με τον EC8. Στο πάνω σχήμα υπολογίζονται οι μετακινήσεις του ορόφου με τη θεώρηση διαφραγματικής λειτουργίας και στο κάτω λαμβάνοντας υπόψη την πραγματική δυσκαμψία του διαφράγματος με την μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων	7
Εικόνα 2-3: Κατηγοριοποίηση διαφραγμάτων με βάση τις παραμορφώσεις κατά FEMA . Ο όρος LFRS αντικαθιστά το Lateral Force Resisting System.....	14
Εικόνα 2-4:Μονόροφο με οριζόντιο φορτίο, ύψος H και μήκος L.....	15
Εικόνα 2-5: (1) α) Φόρτιση και γεωμετρικά χαρακτηριστικά β) άκαμπτο διάφραγμα (rigid) c) ευπαράμορφωτο διάφραγμα (flexible) d)ημιάκαμπτο διάφραγμα . (2) Θεώρηση του διαφράγματος ως υψικόρμη δοκός.	16
Εικόνα 2-6:Επίμηκες κτίριο με ακραία τοιχώματα. Ανάπτυξη στέψης στα τοιχώματα λόγω παραμορφωσιμότητας διαφράγματος.....	17
Εικόνα 2-7: (α) Όψη και τομή (β) Κατόψεις Λυκείου Avrin ,	17
Εικόνα 2-8:Σχήματα μη κανονικών κτιρίων στα οποία απαιτείται έλεγχος του διαφράγματος.....	18
Εικόνα 2-9: Κατασκευές που χρήζουν ιδιαίτερης προσοχής στον σχεδιασμό του διαφράγματος τους. (α) Επέκταση βάσης του κτιρίου σε σχέση με τους πάνω ορόφους (β) Διακοπή κατακόρυφων δομικών στοιχείων καθ' ύψος....	18
Εικόνα 2-10: Ο ρόλος των διαφραγμάτων στις κατασκευές	19
Τα διαφράγματα αποτελούνται από την πλάκα σκυροδέματος , τις εφελκόμενες και θλιβόμενες χορδές (chords) , τους συλλέκτες (collectors) και τις συνδέσεις τους με τα κατακόρυφα στοιχεία δυσκαμψίας. Στην Εικόνα 2-11 παρουσιάζεται ένα απλοποιημένο μοντέλο δοκού με σκοπό την κατανόηση της εντός επιπέδου λειτουργίας του διαφράγματος σύμφωνα με τον κανονισμό.....	20
Εικόνα 2-11: Στοιχεία των διαφραγμάτων σύμφωνα με τον αμερικάνικο κανονισμό. (a) Κάτοψη (b) αναπτυσσόμενες δυνάμεις σε μια λωρίδα του διαφράγματος (c) προσομοίωση διαφράγματος με αμφιέριστη δοκό.	20
Εικόνα 2-12:Προσομοίωση διαφράγματος με υψικόρμη δοκό «H».....	21
Εικόνα 2-13: Στοιχεία διαφράγματος, Συλλέκτες (Collectors) . α)Τοποθέτηση στο διάφραγμα και b)κατανομή των διατμητικών δυνάμεων	21
Εικόνα 2-14: Παράδειγμα τοποθέτησης συλλέκτη (collector) εντός του beff. (από Farzad Naeim, John A. Martin & Associates, Inc.).....	22
Εικόνα 2-15: Τοποθετούμενοι οπλισμοί για τη μεταφορά διατμητικών δυνάμεων από το διάφραγμα στο τοίχιο. Το διάγραμμα απεικονίζει την αξονική δύναμη που μεταφέρεται από τους συλλέκτες.	23
Εικόνα 2-16: (α) Μηχανισμός μεταφοράς διατμητικών δυνάμεων απευθείας στο τοίχιο.	23
Εικόνα 2-17: Παράδειγμα διατμητικών συνδέσεων σε κτίριο απο τοιχοποιία.....	24

Εικόνα 2-18: Φάσμα σχεδιασμού σύμφωνα με τον ACSE 7	24
Εικόνα 2-19: Δυνάμεις σχεδιασμού για τα κατακόρυφα στοιχεία και για τα διαφράγματα.....	25
Εικόνα 2-20: Συμμετέχουσα μάζα ανα διεύθυνση κατά ASCE - 7	26
Εικόνα 2-21:Κατάταξη διαφραγμάτων κατά ASCE 7 με βάση παραμορφώσεις,	27
Εικόνα 2-22:Κατάταξη διαφραγμάτων κατά ASCE 7 με βάση τον λόγο πλευρών. Για λόγους πλευρών $l/h > 3$ το διάφραγμα θεωρείται ευπαράμορφο.....	27
Εικόνα 3-1 : Κατόψεις υπο μελέτη κτιρίων	32
Εικόνα 3-2 :Σύνολο κτιρίων που εξετάζονται με και χωρίς διαφραγματική λειτουργία	32
Εικόνα 3-3: Συντελεστές απομείωσης ρηγματωμένων διατομών.....	33
Εικόνα 3-4:Στοιχείο μεμβράνης και κελύφους.....	34
Εικόνα 3-5:Εφαρμογή σεισμικής δύναμης με θεώρηση άκαμπτου διαφράγματος (πάνω) και με ευπαράμορφο διάφραγμα (κάτω)	35
Εικόνα 3-6: (α) 1η Ιδιοπερίοδος για rigid και (b) semi-rigid κατά X, $L/b=3$. Δεν παρατηρούνται εντός επιπέδου παραμορφώσεις για την προσομοίωση της πραγματικής δυσκαμψίας της πλάκας με πεπερασμένα στοιχεία.....	38
Εικόνα 3-7: (α) 2η Ιδιοπερίοδος για rigid , (b)semi-rigid κατά Y $L/b=3$. Παρατηρούνται σημαντικές εντός επιπέδου παραμορφώσεις για την προσομοίωση της πραγματική δυσκαμψία της πλάκας με πεπερασμένα στοιχεία.....	38
Εικόνα 3-8: Σημείο ελέγχου μέγιστης μετατόπισης στο μέσο	40
Στη συνέχεια εφόσον αυξάνεται η ιδιοπερίοδος της κατασκευής, με μικρότερο ή μεγαλύτερο λόγο ανάλογα με το εκάστοτε κτίριο , αναμένεται να αυξηθούν και οι μέγιστες μετατοπίσεις. Για την πραγματοποίηση των συγκρίσεων ελέγχθηκε η μετατόπιση στην εξωτερική παρειά του μέσου της ορθογωνικής κάτοψης κατά τη διεύθυνση X όπως φαίνεται στην Εικόνα 3-9.....	40
Εικόνα 3-11: Απεικόνιση των υπο έλεγχο υποστυλώματων και τοιχιών στο τριώροφο για $L/B=2,3,4$	47
Εικόνα 3-12:Σκαρίφημα Ξυλότυπου τυπικού ορόφου	51
Εικόνα 3-13:Προοπτική απεικόνιση υπό μελέτη κτιρίων.....	51
Εικόνα 3-14: Φάσμα σχεδιασμού	52
Εικόνα 3-15:Μεμβρανικές δυνάμεις που αναπτύσσονται κατά την χ δεύθυνση (F11) και εντατικά μεγέθη εντός επιπέδου στο τελευταίο διάφραγμα.....	52
Εικόνα 3-16: Μεμβρανικές δυνάμεις που αναπτύσσονται κατά την x δεύθυνση (F11) για σεισμό κατά Y.	53
Εικόνα 4-1.Προοπτική απεικόνιση υπο μελέτη κτιρίου, τριώροφο με λόγο πλευρών $L/b=3$	54
Εικόνα 4-2: Δυνάμεις για διαστασιολόγηση του διαφράγματος κατά ASCE-7	55
Εικόνα 4-3: Άνω: Απεικόνιση δύναμης F11 στο διάφραγμα του 3ου ορόφου, Κάτω:Διάγραμμα ροπών διαφράγματος από διαδοχικές τομές.....	57
Εικόνα 4-4. Στοιχεία των διαφραγμάτων σύμφωνα με τον αμερικάνικο κανονισμό. (α) Κάτοψη (b) αναπτυσσόμενες δυνάμεις σε μια λωρίδα του διαφράγματος.....	58
Εικόνα 4-5: Μεσαία εξωτερική δοκός δευτέρου ορόφου	59
Εικόνα 4-6: Εντατικά μεγέθη δοκού για ημιάκαμπο και άκαμπο διάφραγμα	59
Εικόνα 4-7: Αξονικές δυνάμεις δοκών για ημιάκαμπο διάφραγμα	60
Εικόνα 4-8.Διατομές δοκού στη στήριξη (αριστερά) και στο μέσο της δοκού (δεξιά).....	60

Εικόνα 4-9: Διατομές δοκού στη στήριξη (αριστερά) και στο μέσο (δεξιά)	62
Εικόνα 4-10: (Άνω) Σκαρίφημα Ξυλότυπου για την απεικόνιση των πρόσθετων οπλισμών, (Κάτω) Αντοχή πρόσθετου οπλισμού και δράσεις	64
Εικόνα 4-11:F12=Διατμητική δύναμη, F22=Θλιπτική δύναμη , Ned= αξονική δοκού για σεισμό κατά Y	65
Εικόνα 4-12:Όπλιση σύνδεσης τοιχίου - πλάκας	65
Εικόνα 4-13:Διατμητική δύναμη F12, Δευτέρου Ορόφου.....	66
Εικόνα 4-14: Τομές καθ' ύψος του τοιχίου για προσδιορισμό των δυνάμεων του διαφράγματος.....	68
Εικόνα 4-15: Σκαρίφημα ξυλότυπου με όπλιση για κατακόρυφα φορτία.....	69
Εικόνα 4-16:Σχήμα 6.7, Ευρωκώδικα: Συμβολισμοί για την ένωση πελμάτων - κορμού πλακοδοκών	71
Εικόνα 4-17:Σκαρίφημα Ξυλότυπου με πρόσθετους οπλισμούς.....	75
Εικόνα 5-1: Προοπτική απεικόνιση υπο μελέτη κτιρίου με δύο πλευρικά τοιχώματα	77
Εικόνα 5-2: Σκαρίφημα Ξυλότυπου με δύο πλευρικά τοιχία ανά παρεία.....	78
Εικόνα 5-3:Προκειμένου να επιτυγχάνεται ο έλεγχος της αξονικής ισορροπίας ($\Sigma F=0$) πραγματοποιούνται δοκιμές και προκύπτει ροπή αντοχής $M_{rd}=5774,00$ kNm μεγαλύτερη από M_{ed}	78
Εικόνα 5-4:Διάτμηση. Με κόκκινο απεικονίζονται τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού , με μαύρο οι δράσεις απο τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό και με πράσινο οι αντοχές του μέλους.	79
Εικόνα 5-5: Κάμψη. Με κόκκινο απεικονίζονται τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού , με μαύρο οι δράσεις απο τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό και με πράσινο οι αντοχές του μέλους.	79
Εικόνα 5-6:Μηχανισμός μεταφοράς δυνάμεων στο διάφραγμα για ανάπτυξη της M_{rd}	80
Εικόνα 5-7:F12=Διατμητική δύναμη, F22=Θλιπτική δύναμη , Ned= αξονική δοκού για σεισμό κατά.....	81
Εικόνα 5-8: Διατμητική δύναμη F12, Δευτέρου Ορόφου.....	81
Εικόνα 5-9:Σκαρίφημα Ξυλότυπου με πρόσθετους οπλισμούς.....	84

ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πίνακας 3-1: Πίνακας διατομών	33
Πίνακας 3-2: Πίνακας υλικών , φορτίσεων και περιβαλλοντικής έκθεσης κατασκευών.....	36
Πίνακας 3-3: Ιδιοπερίοδοι κατά Y για rigid και semi-rigid διάφραγμα με λόγο πλευρών $L/b=2,3,4$	37
Πίνακας 3-4: Λόγος ιδιοπεριόδων για semi-rigid/rigid διαφράγματα με οριζόντιο άξονα το πλήθος των ορόφων. Οι ιδιοπερίοδοι συγκλίνουν με την αύξηση των ορόφων.....	39
Πίνακας 3-5: Λόγος ιδιοπεριόδων για semi-rigid/rigid διαφράγματα με οριζόντιο άξονα τον λόγο πλευρών. Οι αποκλίσεις αυξάνουν με την αύξηση του λόγου των πλευρών.	39
Πίνακας 3-6: Λόγος μέγιστων μετατοπίσεων κορυφής για semi rigid/rigid διάφραγμα στη διεύθυνση Y ανα όροφο και ανα λόγο πλευρών.	40
Πίνακας 3-7: Μέγιστες μετατοπίσεις κάθε κτιρίου. Κατά στήλη αλλάζει ο αριθμός των ορόφων ενώ κατά σειρά ο λόγος.....	42
Πίνακας 3-8: Λόγος μέγιστης σχετικής μετακίνησης (drift) για semi-rigid/rigid διαφράγματα με οριζόντιο άξονα το πλήθος των ορόφων.	44
Πίνακας 3-9:Λόγος μέγιστης σχετικής μετακίνησης (drift) για semi-rigid/rigid διαφράγματα με οριζόντιο άξονα το πλήθος των ορόφων.	44
Πίνακας 3-10: Τέμνουσα βάσης για rigid και semi-rigid διάφραγμα ανα λόγο πλευρών	45
Πίνακας 3-11: Λόγος τέμνουσας βάσης για semi-rigid/rigid διαφράγματα με οριζόντιο άξονα το πλήθος των ορόφων.	46
Πίνακας 3-12: Λόγος τέμνουσας βάσης για semi-rigid/rigid διαφράγματα με οριζόντιο άξονα τον λόγο πλευρών.	46
Πίνακας 3-13: (a) Λόγος μέγιστης τέμνουσας (b) λόγος μέγιστης ροπής , για semi rigid/rigid διάφραγμα στο μεσαίο υποστύλωμα και το τοίχιο για το τριώροφο κτίριο με λόγο πλευρών $L/b=2,3,4$	47
Πίνακας 3-14: Λόγος μέγιστης τέμνουσας και λόγος μέγιστης ροπής , για semi rigid/rigid διάφραγμα στο μεσαίο υποστύλωμα και το τοίχιο για το εξαώροφο και το εννιαώροφο κτίριο με λόγο πλευρών $L/b=2,3,4$	48
Πίνακας 3-15: Πίνακας κατηγοριών κτιρίων Ω . Σ. (Ιωάννης Ψυχάρης 2014).	50
Πίνακας 3-16: Ποσοστό τέμνουσας βάσης τοιχωμάτων κατα την Y διεύθυνση για λόγο πλευρών $L/b=2,3,4$	50
Πίνακας 3-17:Δεδομένα φάσματος.....	52
Πίνακας 4-1: (a) Η μέγιστη μετατόπιση ορόφου για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού είναι μεγαλύτερη του 10%, (b) ποσοστό τέμνουσα βάσης που παραλαμβάνεται από τα τοίχια, επομένως το κτίριο είναι τοιχωματικό.....	55
Πίνακας 4-2: Υπολογισμός δυνάμεων τριγωνικής κατανομής και δυνάμεων που προέκυψαν με το φάσμα απόκρισης.	56
Πίνακας 4-3: Υπολογισμός δύναμης F_{px} σύμφωνα με τον ASCE-7.....	56
Πίνακας 4-4: Σύγκριση των δυνάμεων διαστασιολόγησης του διαφράγματος	56
Πίνακας 4-5:Μέγιστης διατμητικής δύναμης που μεταφέρεται από το διάφραγμα στο τοίχιο.	68
Πίνακας 4-6. Φορτία, μέγιστα και ελάχιστα όρια οπλισμού, όπλιση πλάκας για συνδυασμό ΟΚΑ	69

Το εφαλτήριο – Αντί εισαγωγής

Η θεώρηση διαφραγματικής λειτουργίας στην προσομοίωση κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος αποτελεί την συνηθέστερη απλοποιητική παραδοχή με την οποία εξασφαλίζεται κοινή στροφή των σημείων του διαφράγματος ενώ οι μάζες και οι ροπές αδράνειας μπορούν να θεωρηθούν συγκεντρωμένες στο κέντρο βάρους. Τα διαφράγματα συγκεντρώνουν και κατανέμουν τις αδρανειακές δυνάμεις στο σύστημα των κατακόρυφων στοιχείων και εξασφαλίζουν ότι θα συνεργαστούν και θα αναλάβουν την οριζόντια σεισμική δράση.

Με την παραδοχή αυτή, στην πλειοψηφία των περιπτώσεων ,τα αποτελέσματα είναι ικανοποιητικά ,ενώ παράλληλα μειώνεται ο όγκος των απαιτούμενων υπολογισμών αφού μειώνονται οι βαθμοί ελευθερίας στο σύνολο της κατασκευής και μπορούμε να έχουμε ικανοποιητική εποπτεία των αποτελεσμάτων. Ωστόσο, η *ακρίβεια των αποτελεσμάτων εξαρτάται από την εγκυρότητα των υποθέσεων.*

Τα ερωτήματα που αποτέλεσαν την κινητήρια δύναμη για την εκπόνηση της παρούσας διπλωματικής εργασίας ήταν τα παρακάτω:

- Είναι επαρκής η παραπάνω θεώρηση στην περίπτωση που ο αρχιτεκτονικός σχεδιασμός επιβάλλει επιμήκη διαφράγματα;
- Πως ελέγχεται ότι στα κατακόρυφα δομικά στοιχεία (τοιχία, υποστυλώματα) που γειτνιάζουν με ανοίγματα στις πλάκες όπως για παράδειγμα σε κλιμακοστάσια , φρεάτια ανελκυστήρα, φωταγωγούς μεταβιβάζονται με ασφάλεια οι δυνάμεις;
- Πως γίνεται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ) του διαφράγματος;
- Πως επηρεάζει το στατικό σύστημα και την κατανομή των αδρανειακών δυνάμεων η προσομοίωση του διαφράγματος με την πραγματική του εντός επιπέδου δυσκαμψία;
- Σε ποιες κατασκευές πρέπει να δίδεται ιδιαίτερη προσοχή στον σχεδιασμό του διαφράγματος;
- Τι προβλέπεται από τους αντισεισμικούς κανονισμούς;

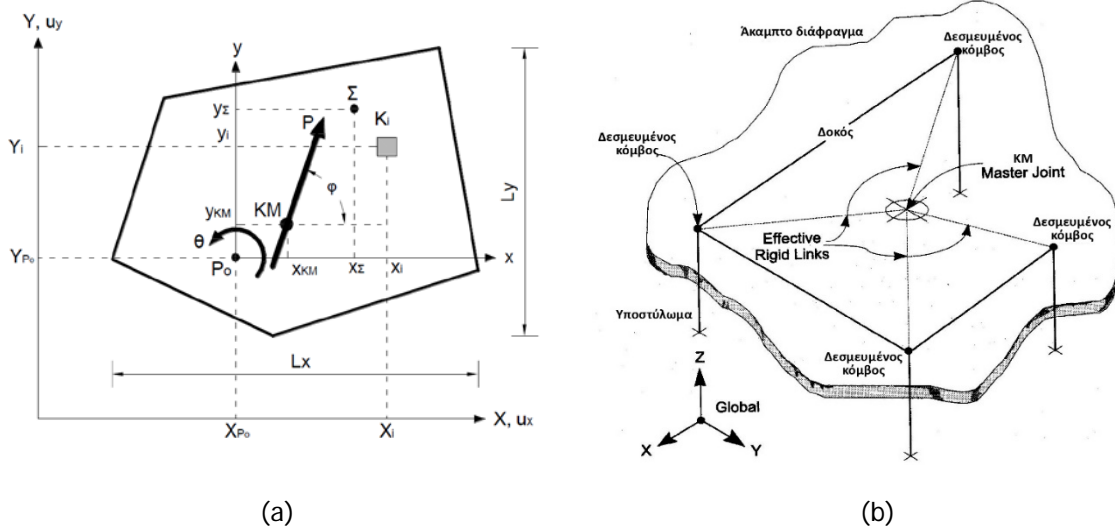
Στα πλαίσια του εφικτού προσπάθησαν να απαντηθούν μέσω της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

1 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΟΣ

1.1 Διαφραγματική λειτουργία

Η διαφραγματική λειτουργία των κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος είναι η συνηθέστερη παραδοχή που πραγματοποιείται κατά τον σχεδιασμό. Οι πλάκες θεωρείται ότι παραμένουν अपαραμόρφωτες στο επίπεδο τους για τα οριζόντια φορτία σχεδιασμού και διαστασιοποιούνται μόνο για τα κατακόρυφα, εκτός επιπέδου φορτία. Η παραδοχή αυτή εξασφαλίζει γρηγορότερη και απλούστερη ανάλυση μειώνοντας σε σημαντικό βαθμό τους βαθμούς ελευθερίας της και συνεπώς το μητρώο δυσκαμψίας του φορέα.

Οι υπολογισμοί γίνονται ταχύτερα και μειώνεται σημαντικά το υπολογιστικό κόστος των ιδιομορφικών αναλύσεων καθώς ελαχιστοποιούνται οι δυναμικοί βαθμοί ελευθερίας (σε δύο μεταφορικούς και έναν στροφικό) και συνεπώς οι ιδιομορφές που θα πρέπει να υπολογιστούν. Παρακάτω απεικονίζεται η διαφραγματική λειτουργία όπως αυτή εισάγεται στην θεωρία του ελαστικού μονώροφου σχηματισμού με στροφή.



Εικόνα 1-1. (α) Μονώροφος ελαστικός σχηματισμός με στροφή (Τυπολόγιο Αντισεισμικής Τεχνολογίας Ι), (β) Κόμβοι πλάκας συνδεόμενοι με διάφραγμα σε έναν κεντρικό κόμβο.

Η μάζα του κτιρίου θεωρείται ότι συγκεντρώνεται στο ΚΜ (κέντρο μάζας) της κατασκευής ενώ το σύστημα περιστρέφεται περί τον πόλο στροφής P_0 . Η οριζόντια πλάκα έχει δυνατότητα παραμόρφωσης στον Z άξονα ενώ θεωρείται απαραμόρφωτη στο επίπεδο XY. Συνεπώς οι αποστάσεις των δεσμευμένων κόμβων παραμένουν αμετάβλητες καθώς και των στοιχείων που συνδέονται με αυτά, όπως οι δοκοί, με αποτέλεσμα να έχουν μηδενική σχετική μετακίνηση. Οι εξισώσεις που διέπουν το παραπάνω σύστημα είναι κατά τα γνωστά οι παρακάτω:

$$\text{Συντ/νες Κέντρου Δυσκαμψίας: } X_{P_0} = \frac{\sum_i X_i \cdot K_{i,y}}{\sum_i K_{i,y}}, \quad Y_{P_0} = \frac{\sum_i Y_i \cdot K_{i,x}}{\sum_i K_{i,x}}$$

Δυσκαμψίες συστήματος:

$$K_x = \sum_i K_{i,x}, \quad K_y = \sum_i K_{i,y}, \quad K_\theta = \sum_i (K_{i,\theta} + x_i^2 \cdot K_{i,y} + y_i^2 \cdot K_{i,x})$$

$$\text{Γωνία στροφής: } \theta = \frac{P \cdot \sin\phi \cdot x_{KM} - P \cdot \cos\phi \cdot y_{KM}}{K_\theta}$$

$$\text{Μετακίνηση τυχαίου σημείου } \Sigma: \quad u_{\Sigma,x} = \frac{P \cdot \cos\phi}{K_x} - y_\Sigma \cdot \theta \quad (\text{κατά } x)$$

$$u_{\Sigma,y} = \frac{P \cdot \sin\phi}{K_y} + x_\Sigma \cdot \theta \quad (\text{κατά } y)$$

$$\text{Τέμνουσες υποστυλώματος } K_i: \quad V_{i,x} = K_{i,x} \cdot u_{i,x}, \quad V_{i,y} = K_{i,y} \cdot u_{i,y}$$

Ειδικές περιπτώσεις:

$$\text{Σεισμός } x (\varphi=0^\circ): \quad \theta^{(x)} = -\frac{P \cdot y_{KM}}{K_\theta}, \quad u_{\Sigma,x}^{(x)} = \frac{P}{K_x} + \frac{P}{K_\theta} \cdot y_{KM} \cdot y_\Sigma, \quad u_{\Sigma,y}^{(x)} = -\frac{P}{K_\theta} \cdot y_{KM} \cdot x_\Sigma$$

$$\text{Σεισμός } y (\varphi=90^\circ): \quad \theta^{(y)} = +\frac{P \cdot x_{KM}}{K_\theta}, \quad u_{\Sigma,x}^{(y)} = -\frac{P}{K_\theta} \cdot x_{KM} \cdot y_\Sigma, \quad u_{\Sigma,y}^{(y)} = \frac{P}{K_y} + \frac{P}{K_\theta} \cdot x_{KM} \cdot x_\Sigma$$

Εικόνα 1-2. Εξισώσεις επίλυσης ελαστικού μονώροφου με στροφή (Τυπολόγιο Αντισεισμικής Τεχνολογίας Ι)

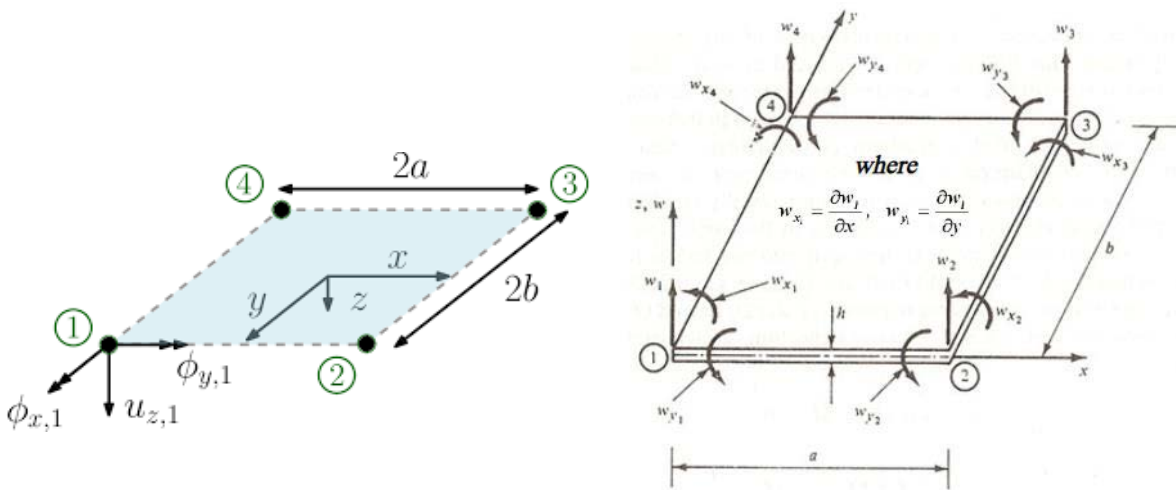
Αξιοσημείωτο είναι ότι με την παραδοχή της διαφραγματικής λειτουργίας η πλάκα δεν θα εμφανίσει εντατικά μεγέθη λόγω σεισμού.

1.2 Προσομοίωση με πεπερασμένα στοιχεία

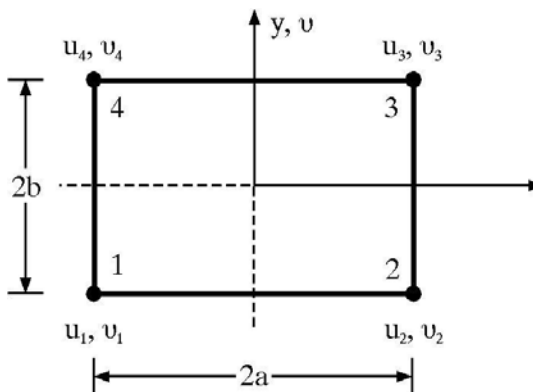
Η περαιτέρω μελέτη της λειτουργίας των διαφραγμάτων με την πραγματική τους δυσκαμψία εντός επιπέδου προϋποθέτει την χρήση πεπερασμένων στοιχείων κελυφών. Κρίνεται απαραίτητη η αναφορά σε ορισμένα βασικά στοιχεία της θεωρίας τους. Τα είδη των πεπερασμένων στοιχείων που είθισται να χρησιμοποιούνται για την προσομοίωση δυσδιάστατων (επιφανειακών) στοιχείων όπως η πλάκες σκυροδέματος είναι τα παρακάτω:

- Πλάκα (plate)
- Μembrάνη (membrane) - δίσκος
- Κέλυφος μικρού – μεγάλου πάχους (shell)

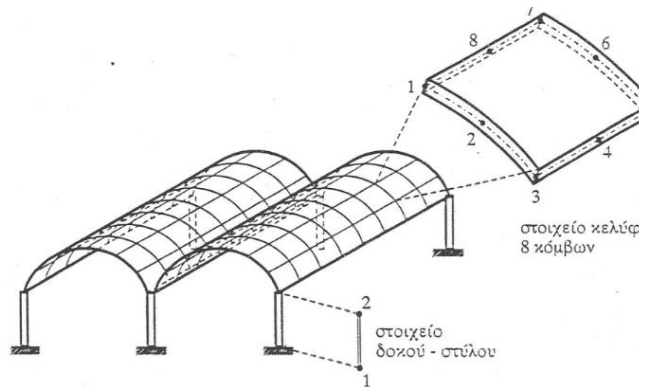
Η πλάκα προσομοιώνει μόνο κάμψη και κατακόρυφη διάτμηση (χωρίς ή λαμβάνοντας υπόψη τις διατμητικές παραμορφώσεις), το στοιχείο μεμβράνης μόνο τις εντός επιπέδου αξονικές εντάσεις και διατμητικές δυνάμεις ενώ το στοιχείο κελύφους προσομοιώνει το σύνολο των εντατικών μεγεθών ήτοι κάμψη, μεμβρανικές δράσεις και τέμνουσες (χωρίς ή λαμβάνοντας υπόψη τις διατμητικές παραμορφώσεις). Ειδική περίπτωση κελύφους αποτελεί στο στρωσιγενές κέλυφος το οποίο είναι ανομοιογενές καθ' ύψος της διατομής.



Εικόνα 1-3. Πεπερασμένα στοιχεία πλάκας



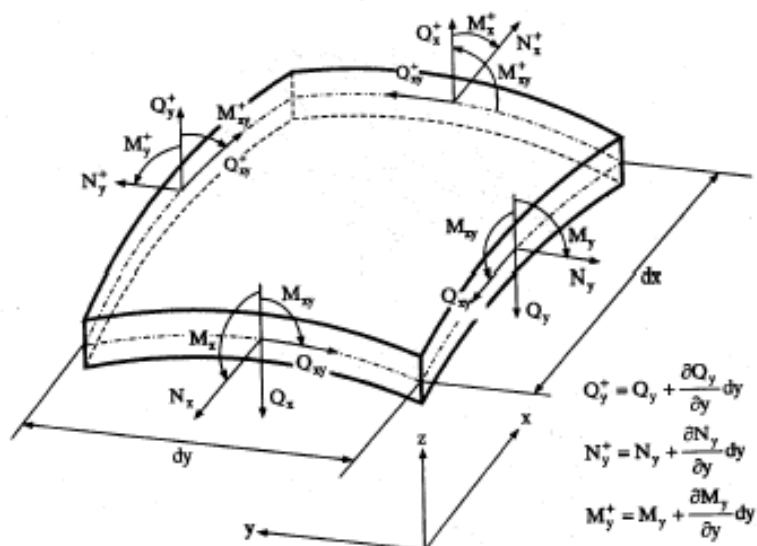
Εικόνα 1-4. Στοιχείο μεμβράνης



Εικόνα 1-5. Πεπερασμένα στοιχεία Κελύφους

Ουσιαστικά το κέλυφος συνδυάζει ταυτόχρονα τη συμπεριφορά της πλάκας ως προς την καμπτική της λειτουργία και την συμπεριφορά του δίσκου ως προς την μεμβρανική του λειτουργία. Το πάχος των κελυφών είναι συνήθως μικρό σε σχέση με το άνοιγμα τους συνεπώς η γεωμετρία του κελύφους αναπαρίσταται από την μέση επιφάνεια και το πάχος της. Οι καμπτικές τάσεις στο κέλυφος αντιστοιχούν στις καμπτικές τάσεις της πλάκας και προκαλούν τις καμπτικές ροπές, τις ροπές συστροφής και τις τέμνουσες δυνάμεις του κελύφους.

Οι μεμβρανικές τάσεις στο κέλυφος αντιστοιχούν προς τις τάσεις ενός προβλήματος επίπεδης έντασης και δρουν στο εφαπτομενικό επίπεδο της μέσης επιφάνειας.



Εικόνα 1-6. Εντατικά μεγέθη στοιχείων κελύφους

Στα κελύφη μεγάλου πάχους (thick shell) θα πρέπει να ληφθούν υπόψη και οι εγκάρσιες διατμητικές παραμορφώσεις και σε ορισμένες περιπτώσεις και η ύπαρξη της ανοιγμένης παραμόρφωσης ϵ_z , οπότε το πρόβλημα μετατρέπεται σε πρόβλημα τρισδιάστατης ελαστικότητας

Όσο αναφορά τις συνήθεις πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος η προσομοίωση με λεπτά κέλυφη όπου η εγκάρσια διατμητική παραμόρφωση θεωρείται αμελητέα δίνει ικανοποιητικά αποτελέσματα. Στα παχιά κελύφη θα πρέπει να ληφθούν υπόψη και οι εγκάρσιες διατμητικές παραμορφώσεις και σε ορισμένες περιπτώσεις και η ύπαρξη της ανοιγμένης παραμόρφωσης ϵ_z , οπότε το πρόβλημα μετατρέπεται σε πρόβλημα τρισδιάστατης ελαστικότητας. Στην παρακάτω ανάλυση η προσομοίωση γίνεται με χρήση πεπερασμένων στοιχείων (thin shell) χρησιμοποιώντας δυναμική φασματική ανάλυση. Ενώ στην παραδοχή άκαμπτου διαφράγματος οι μάζες και οι ροπές αδρανείας κάθε δαπέδου μπορούν να συγκεντρωθούν στο κέντρο βάρους του, στην θεώρηση του ημιάκαμπτου διαφράγματος κάτι τέτοιο δεν ισχύει. Οι βαθμοί ελευθερίας από τρεις ανά όροφο (δύο μεταφορικοί και ένας στροφικός) γίνονται 3 ανά κόμβο (δύο μεταφορικοί και ένας στροφικός).

2 ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΚΑΙ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ

2.1 Εισαγωγή

Στο κεφάλαιο αυτό γίνεται μια προσπάθεια επισκόπησης των βασικότερων αντισεισμικών κανονισμών ως προς τους κανόνες και τους περιορισμούς που θέτουν σε σχέση με την με διαφραγματική λειτουργία των πλακών οπλισμένου σκυροδέματος.

Οι πλειονότητα των υπό εξέταση κανονισμών αποδέχεται ότι στην πλειοψηφία κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος τα διαφράγματα των ορόφων μπορούν να θεωρηθούν απενή χωρίς εντός επιπέδου παραμόρφωση. Παραταύτα, ενώ η υπόθεση του άκαμπτου διαφράγματος είναι αρκετά ρεαλιστική στα περισσότερα κτίρια, κάποια παρουσιάζουν σημαντική εντός επιπέδου παραμόρφωση.

Η κατάταξη των κατασκευών αυτών από τους παρακάτω κανονισμούς γίνεται είτε με κριτήριο το σχήμα του διαφράγματος και τον λόγο των πλευρών του είτε με την σύγκριση της παραμόρφωσης του διαφράγματος σε σχέση με την μέση μετακίνηση των κατακόρυφων δομικών στοιχείων του ορόφου. Ενίοτε αναφέρεται το ποσοστό των ανοιγμάτων στο διάφραγμα καθώς και ο έλεγχος της εξασφάλισης της σύνδεσης του διαφράγματος με δύσκαμπτα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία.

2.2 Ευρωκώδικας

Με βάση τον Ευρωκώδικα 2 τα οριζόντια διαφράγματα σχεδιάζονται για έναν συνδυασμό κατακόρυφων φορτίων σε ΟΚΑ, ενώ τα σεισμικά φορτία αγνοούνται. Στο κεφάλαιο 4 του EN 1998-1:2004 (Ευρωκώδικας 8) για την μελέτη κτιρίων και ειδικότερα στο κεφάλαιο 4.2.1 που αφορά τα χαρακτηριστικά των αντισεισμικών κτιρίων όπως: ,στατική απλότητα, ομοιομορφία, συμμετρία και υπερστατικότητα, διαξονική αντοχή και δυσκαμψία, στρεπτική αντοχή και δυσκαμψία, διαφραγματική δράση στα επίπεδα των ορόφων, επαρκής θεμελίωση, γίνεται σαφές ότι η εξασφάλιση της διαφραγματικής λειτουργίας είναι μείζονος σημασίας για τον αντισεισμικό σχεδιασμό. Σύμφωνα με το κεφάλαιο 10.1.1: *Διάφραγμα είναι το επίπεδο στοιχείο το οποίο υπόκειται σε δυνάμεις εντός επιπέδου.*

Ειδικότερα στο κεφάλαιο 4.2.1.5 αναφέρεται ότι:

(1) Στα κτίρια, οι δίσκοι των δαπέδων (συμπεριλαμβανομένου και του δώματος) έχουν πολύ σημαντικό ρόλο στην συνολική σεισμική συμπεριφορά του φορέα. Ενεργούν ως οριζόντια διαφράγματα που συλλέγουν και μεταφέρουν τις αδρανειακές δυνάμεις στα κατακόρυφα φέροντα συστήματα και εξασφαλίζουν ότι τα συστήματα αυτά συνεργάζονται αποτελεσματικά στην ανάληψη της οριζόντιας σεισμικής δράσης. Η δράση των δαπέδων ως διαφραγμάτων είναι ιδιαίτερα σημαντική σε περιπτώσεις σύνθετων και ανομοιόμορφων διατάξεων των κατακόρυφων στατικών συστημάτων, ή όπου

χρησιμοποιούνται στον ίδιο φορέα συστήματα με διαφορετικά χαρακτηριστικά οριζόντιας παραμορφωσιμότητας (π.χ. σε διπλά ή μικτά συστήματα).

(2) Τα συστήματα δαπέδων και το δώμα πρέπει να διαθέτουν δυσκαμψία και αντοχή στο επίπεδό τους καθώς και αποτελεσματική σύνδεση με τα κατακόρυφα φέροντα συστήματα. Πρέπει να δίνεται ιδιαίτερη προσοχή σε περιπτώσεις κατόψεων μορφής μη συμπαγούς ή πολύ επιμήκους και σε περιπτώσεις μεγάλων ανοιγμάτων στα δάπεδα, ειδικά εάν τα τελευταία βρίσκονται κοντά σε κύρια κατακόρυφα φέροντα στοιχεία, εμποδίζοντας έτσι την αποτελεσματική σύνδεση μεταξύ του κατακόρυφου συστήματος και του οριζόντιου φορέα.

(3) Τα διαφράγματα πρέπει να έχουν επαρκή δυσκαμψία στο επίπεδό τους για να επιτυγχάνεται κατανομή των οριζόντιων αδρανειακών δυνάμεων στα κατακόρυφα φέροντα συστήματα σύμφωνα με τις υποθέσεις της ανάλυσης (π.χ. άκαμπτα διαφράγματα, βλέπε 4.3.1(4)), ιδιαίτερα όταν υπάρχουν σημαντικές μεταβολές στην δυσκαμψία ή εσοχές των κατακόρυφων στοιχείων επάνω και κάτω από το διάφραγμα.

2.2.1 Κριτήρια διαφραγματικής λειτουργίας

Στην υποπαράγραφο (4) της παραγράφου 4.3.1 σημειώνεται ότι:

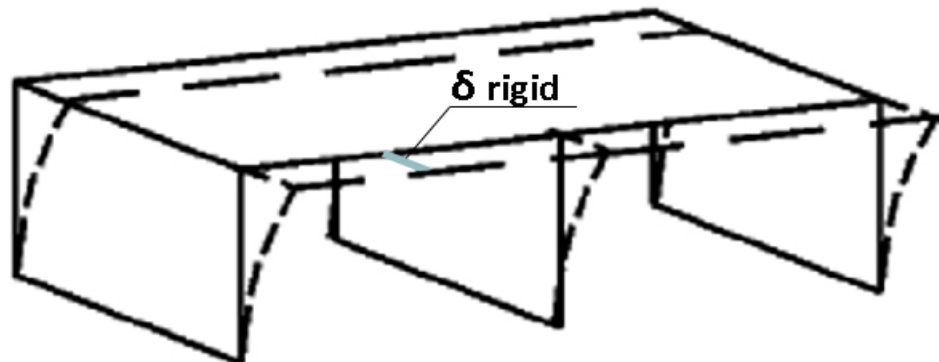
«Ένα Διάφραγμα θεωρείται άκαμπτο εάν, κατά την προσομοίωση με την πραγματική εντός του επιπέδου ευκαμψία του, οι οριζόντιες μετακινήσεις δεν υπερβαίνουν πουθενά αυτές που προκύπτουν από την υπόθεση άκαμπτου διαφράγματος κατά περισσότερο από το 10% των αντίστοιχων απόλυτων οριζόντιων μετακινήσεων κατά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

Επίσης, όταν τα διαφράγματα δαπέδων του κτιρίου μπορούν να ληφθούν ως άκαμπτα μέσα στο επίπεδό τους, οι μάζες και οι ροπές αδρανείας κάθε δαπέδου μπορούν να συγκεντρωθούν στο κέντρο βάρους.

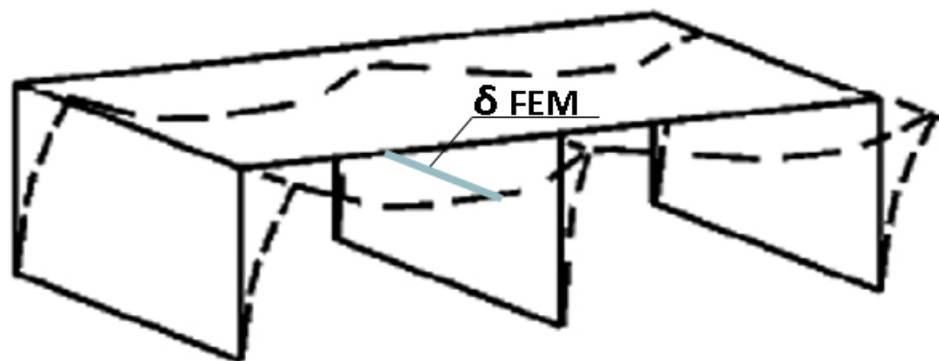
Ευρωκώδικας 8**4.3.1 Προσομοίωση**

Το 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 το 10% των αντίστοιχων απόλυτων οριζόντιων μετακινήσεων κατά την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

ΑΚΑΜΠΤΟ ΕΑΝ $1,10 \cdot \delta_{FEM} < \delta_{rigid}$



Υπόθεση άκαμπτου διαφράγματος



Προσομοίωση με την πραγματική εντός επιπέδου ευκαμψία με χρήση πεπερασμένων στοιχείων

Εικόνα 2-1: Κατάταξη διαφραγμάτων σύμφωνα με τον EC8. Στο πάνω σχήμα υπολογίζονται οι μετακινήσεις του ορόφου με τη θεώρηση διαφραγματικής λειτουργίας και στο κάτω λαμβάνοντας υπόψιν την πραγματική δυσκαμψία του διαφράγματος με την μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων

Επιπρόσθετα , όσο αναφορά τα διαφράγματα από οπλισμένο σκυρόδεμα, οι διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 (5.10) επιτρέπουν την θεώρηση τους ως άκαμπτα όταν:

- Συμπαγής πλάκα από οπλισμένο σκυρόδεμα μπορεί να θεωρηθεί ότι δρα ως διάφραγμα εάν έχει πάχος πάνω από 70mm και οπλισμό σε κάθε μια από τις οριζόντιες διευθύνσεις, τουλάχιστον ίσο με τον ελάχιστο οπλισμό που καθορίζεται στο EN 1992-1-1:2004.
- Επί τόπου διαστρωνόμενη επικάλυψη από σκυρόδεμα πάνω σε προκατασκευασμένο σύστημα δαπέδων ή οροφών μπορεί να θεωρηθεί ως διάφραγμα εάν: α) συμμορφώνεται με τις απαιτήσεις του (1) της παρούσας, β) έχει σχεδιαστεί ώστε να παρέχει εξολοκλήρου η ίδια την απαιτούμενη δυσκαμψία και αντοχή διαφράγματος, και γ) σκυροδετείται πάνω σε καθαρό, τραχύ υπόστρωμα, ή συνδέεται με το τελευταίο μέσω συνδετήρων.

Επιβάλλεται στην αντισεισμική μελέτη να περιλαμβάνεται ο έλεγχος σε ΟΚΑ των διαφραγμάτων οπλισμένου σκυροδέματος σε φορείς ΚΠΥ που έχουν τα ακόλουθα χαρακτηριστικά:

- μη-κανονική γεωμετρία ή διασπασμένα σχήματα σε κάτοψη, καθώς και διαφράγματα με εσοχές ή εισέχουσες γωνίες στην περίμετρο
- μη-κανονικές μεγάλες οπές στο διάφραγμα
- μη-κανονική κατανομή μαζών και/ή δυσκαμψιών (όπως πχ. σε περιπτώσεις ορόφων σε εσοχή ή με σχετική μετάθεση)
- υπόγεια με τοιχώματα μόνον σε μέρος της περιμέτρου ή μόνον σε μέρος της επιφάνειας του ισογείου.

Οι αντοχές σχεδιασμού θα υπολογίζονται σύμφωνα με το EN 1992-1-1:2004 ενώ σε περιπτώσεις στατικών συστημάτων πυρήνα ή τοιχωμάτων ΚΠΥ, πρέπει να ελέγχεται η μεταφορά των οριζόντιων δυνάμεων από τα διαφράγματα στους πυρήνες ή στα τοιχώματα σύμφωνα με τις ακόλουθες διατάξεις:

α) η διατμητική τάση σχεδιασμού στην διεπιφάνεια μεταξύ διαφράγματος και πυρήνα ή τοιχώματος θα περιορίζεται σε $1,5f_{ctd}$, για περιορισμό της ρηγμάτωσης.

β) πρέπει να εξασφαλίζεται επαρκής αντοχή κατά της αστοχίας διατμητικής ολίσθησης, υποθέτοντας κλίση θλιπτήρα 45° . Πρέπει να προβλέπονται πρόσθετες ράβδοι που να συνεισφέρουν στην διατμητική αντοχή της διεπιφάνειας μεταξύ διαφραγμάτων και πυρήνων ή τοιχωμάτων. Η αγκύρωση των ράβδων αυτών θα είναι σύμφωνη με τις διατάξεις της 5.6

2.2.2 Τιμές σχεδιασμού εντατικών μεγεθών

Για τον προσδιορισμό των τιμών σχεδιασμού των εντατικών μεγεθών πρέπει να υπολογίζονται λαμβάνοντας υπόψη την παράγραφο 4.4.2.5. (αντοχή των οριζόντιων διαφραγμάτων).

(1) Τα διαφράγματα και οι δικτυωτοί σύνδεσμοι στα οριζόντια επίπεδα θα είναι σε θέση να μεταφέρουν, με ικανοποιητική υπεραντοχή, τα αποτελέσματα της σεισμικής δράσης σχεδιασμού στα συστήματα ανάληψης οριζόντιων φορτίων με τα οποία συνδέονται.

(2) Η απαίτηση (1) της παρούσας θεωρείται ότι ικανοποιείται εάν στους σχετικούς ελέγχους αντοχής, τα σεισμικά εντατικά μεγέθη στο διάφραγμα τα οποία λαμβάνονται από την ανάλυση πολλαπλασιάζονται επί συντελεστή υπεραντοχής γ_d , μεγαλύτερο από 1.0.

Ισχύουν οι συνιστώμενες τιμές:

- για ψαθυρές μορφές αστοχίας (διαφράγματα από σκυρόδεμα) $\gamma_{dB} = 1,3$
- για πλάστιμες μορφές αστοχίας $\gamma_{dB} = 1,1$

Επιπρόσθετα, στο Κεφάλαιο 5 του EN 1992-1-1 Ευρωκώδικα 2 «ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΟΥ ΔΟΜΙΚΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ» στις Γενικές απαιτήσεις 5.1.1 στην παράγραφο 3 και 8 αναφέρεται ότι:

- (3) Για πεδία τάσεων εντός επιπέδου, μπορεί να χρησιμοποιείται μια απλοποιητική μέθοδος για τον προσδιορισμό του οπλισμού.

Σημείωση: Μια τέτοια απλοποιητική μέθοδος δίνεται στο Παράρτημα F.

- (8) Στα κτίρια, η επίδραση των τεμνουσών και των αξονικών δυνάμεων στις παραμορφώσεις των γραμμικών στοιχείων και των πλακών μπορούν να αγνοηθούν εκεί όπου η επιρροή τους εκτιμάται ότι είναι κάτω του 10% έναντι της κάμψης.

Σχέσεις για τον οπλισμό υπό συνθήκες έντασης εντός επιπέδου του παραρτήματος F :

- (1) Το παρόν παράρτημα δεν περιλαμβάνει σχέσεις για θλιβόμενο οπλισμό.
- (2) Ο εφελκόμενος οπλισμός σε στοιχείο που υπόκειται σε τάσεις σε δύο ορθογώνιες διευθύνσεις μέσα σε επίπεδο σ_{Edx} , σ_{Edy} και τ_{Edxy} , μπορεί να υπολογιστεί με χρήση της διαδικασίας που περιγράφεται παρακάτω. Οι θλιπτικές τάσεις θεωρούνται θετικές, με $\sigma_{Edx} > \sigma_{Edy}$, και οι διευθύνσεις των οπλισμών συμπίπτουν με τους άξονες x και y .

Οι εφελκυστικές αντοχές των οπλισμών καθορίζονται από τις σχέσεις:

$$f_{tdx} = \rho_x f_{yd} \text{ και } f_{tdy} = \rho_y f_{yd} \quad (F.1)$$

όπου ρ_x και ρ_y είναι τα γεωμετρικά ποσοστά οπλισμού κατά την διεύθυνση των αξόνων x και y αντίστοιχα.

- (3) Σε θέσεις όπου οι σ_{Edx} και σ_{Edy} είναι και οι δύο θλιπτικές και $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} > \tau_{Edxy}^2$, δεν απαιτείται οπλισμός σχεδιασμού. Όμως, η μέγιστη θλιπτική τάση δεν πρέπει να υπερβαίνει το f_{cd} (βλέπε 3.1.6)
- (4) Απαιτείται οπλισμός σε θέσεις όπου είτε η σ_{Edy} είναι εφελκυστική είτε ισχύει $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} \leq \tau_{Edxy}^2$

Ο βέλτιστος οπλισμός που συμβολίζεται με άνω δείκτη ', και η αντίστοιχη (θλιπτική) τάση του σκυροδέματος (σ_{cd}) καθορίζονται από τις σχέσεις:

Για $\sigma_{Edx} \leq |\tau_{Edxy}|$

$$f'_{tdx} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edx} \quad (F.2)$$

$$f'_{tdy} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edy} \quad (F.3)$$

$$\sigma_{cd} = 2|\tau_{Edy}| \quad (F.4)$$

Για $\sigma_{Edx} > |\tau_{Edxy}|$

$$f'_{tdx} = 0 \quad (F.5)$$

$$f'_{tdy} = \frac{\tau_{Edxy}^2}{\sigma_{Edx}} - \sigma_{Edy} \quad (F.6)$$

$$\sigma_{cd} = \sigma_{Edx} \left(1 + \left(\frac{\tau_{Edxy}}{\sigma_{Edx}} \right)^2 \right) \quad (F.7)$$

Η τάση του σκυροδέματος, σ_{cd} , πρέπει να ελέγχεται με ένα ρεαλιστικό προσομοίωμα ρηγματωμένης διατομής (βλέπε EN 1992-2), αλλά δεν πρέπει γενικά να υπερβαίνει το νf_{cd} (ο ν μπορεί να ληφθεί από την σχέση (6.5)).

Σημείωση: Ο ελάχιστος οπλισμός επιτυγχάνεται όταν οι διευθύνσεις του οπλισμού συμπίπτουν με τις διευθύνσεις των κύριων τάσεων.

Εναλλακτικά, στην γενική περίπτωση, ο απαιτούμενος οπλισμός και η τάση του σκυροδέματος μπορεί να καθοριστεί από τις σχέσεις:

$$f_{tdx} = |\tau_{Edxy}| \cot \theta - \sigma_{Edx} \quad (F.8)$$

$$f_{tdy} = |\tau_{Edxy}| / \cot \theta - \sigma_{Edy} \quad (F.9)$$

$$\sigma_{cd} = |\tau_{Edxy}| \left(\cot \theta + \frac{1}{\cot \theta} \right) \quad (F.10)$$

όπου θ είναι η γωνία της κύριας θλιπτικής τάσης σκυροδέματος με τον άξονα x .

Σημείωση: Πρέπει να επιλέγεται κατάλληλη τιμή του $\cot \theta$ ώστε να αποφεύγονται θλιπτικές τιμές για την f_{td} .

Για την αποφυγή μη αποδεκτής ρηγμάτωσης στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας και για να εξασφαλιστεί η απαιτούμενη ικανότητα παραμόρφωσης για την οριακή κατάσταση

αστοχίας, ο οπλισμός που προκύπτει από τις σχέσεις (F.8) και (F.9) για κάθε διεύθυνση δεν πρέπει να υπερβαίνει τον διπλάσιο ή να είναι μικρότερος του μισού του οπλισμού ο οποίος προκύπτει από τις εκφράσεις (F2) και (F3) ή (F5) και (F6). Οι περιορισμοί αυτοί εκφράζονται από τις συνθήκες: $\frac{1}{2} f'_{tdx} \leq f_{tdx} \leq 2 f'_{tdx}$ και $\frac{1}{2} f'_{tdy} \leq f_{tdy} \leq 2 f'_{tdy}$.

- (5) Ο οπλισμός πρέπει να αγκυρώνεται πλήρως σε όλα τα ελεύθερα άκρα, π.χ. με ράβδους U ή παρόμοιες.

Περιοχές με ασυνέχειες στη γεωμετρία ή τη ροή των δυνάμεων

- (1) Οι περιοχές ασυνεχειών πρέπει κανονικά να σχεδιάζονται με μοντέλα θλιπτήρα-ελκυστήρα σύμφωνα με τη παράγραφο 6.5 και οι κατασκευαστικές τους λεπτομέρειες να συμφωνούν με τους κανόνες που δίνονται στο κεφάλαιο 8.

Σημείωση: Περισσότερες πληροφορίες δίνονται στο Παράρτημα J

- (2) Ο οπλισμός που αντιστοιχεί στους **ελκυστήρες** πρέπει να είναι πλήρως αγκυρωμένος με μήκος αγκύρωσης ίσο με l_{bd} σύμφωνα με τη παράγραφο 8.4

2.2.3 Εναλλακτικοί τρόποι προσομοίωσης

Η προσομοίωση του διαφράγματος για την εξαγωγή των εντατικών μεγεθών που δρούν σε αυτό μπορεί να γίνει ως υψίκορμη δοκός ή επιπέδο δικτύωμα ή ως συστήματα θλιπτήρων-ελκυστήρων, τα οποία στηρίζονται σε ελαστικές στηρίξεις.

2.3 ΕΑΚ 2000

Η πλειονότητα των διατάξεων του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού όσο αναφορά τα διαφράγματα και τη λειτουργία τους συμβαδίζει με το πνεύμα του Ευρωκώδικα. Η σύλληψη/μόρφωση του φορέα, η διάταξη, η κανονικότητα, η λυγηρότητα ≤ 4 καθώς και η ανάγκη υπολογισμού και ελέγχου της μεταφοράς των δυνάμεων αποτελούν κοινά σημεία των κανονισμών.

Στο κεφάλαιο 3.5.1[4]α) αναφέρεται ότι:

Τα πατώματα λειτουργούν ως απαραμόρφωτα διαφράγματα μέσα στο επίπεδο τους. Η λειτουργία αυτή, αν δεν γίνεται ακριβέστερος έλεγχος, θεωρείται ότι δεν είναι εξασφαλισμένη σε επιμήκη ορθογωνικά κτίρια (ή τμήματα κτιρίων) με λόγο πλευρών μεγαλύτερο του 4, καθώς επίσης και σε κτίρια με κενά που υπερβαίνουν το 35% της κάτοψης του ορόφου.

Συντηρητικότερος εμφανίζεται ο ΕΑΚ ως προς τις διατάξεις των τοιχωμάτων σε σχέση με τα διαφράγματα. Ειδικότερα στο Κεφάλαιο 4.1.7.1 [3] αναφέρεται ότι πρέπει να επιλέγεται κατάλληλη μορφή της κάτοψης της πλάκας κάθε ορόφου που να εξασφαλίζει ουσιαστική διαφραγματική λειτουργία (λειτουργία άκαμπτου δίσκου) τόσο από άποψη παραμόρφωσης όσο και από άποψη αντοχής.

Για αυτό πρέπει να αποφεύγονται επιμήκεις κατόψεις με λόγο μέγιστης προς ελάχιστη διάσταση άνω του 4.00 καθώς και κατόψεις που προέρχονται από συνδυασμό επιμηκών στοιχείων (μορφής L, Π κ.λπ.). Όπου αυτό δεν είναι δυνατό, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη με επαρκή προσέγγιση η επίδραση της παραμόρφωσης του δίσκου στην κατανομή των οριζόντιων δυνάμεων.

Επίσης πρέπει να αποφεύγονται μεγάλες εσοχές που δημιουργούν ασθενείς περιοχές στο διάφραγμα. Η επάρκεια του διαφράγματος σε τέτοιες θέσεις πρέπει να ελέγχεται και να προβλέπεται επαρκής οπλισμός έστω και με χρήση απλοποιητικών αλλά συντηρητικών παραδοχών. Για τον ίδιο λόγο πρέπει να αποφεύγονται ανισοσταθμίες πλακών μέσα στον ίδιο όροφο.

Τέλος πρέπει να εξασφαλίζεται η επάρκεια της σύνδεσης τοιχωμάτων με την πλάκα κάθε ορόφου κατά τη διεύθυνση του τοιχώματος σε περιοχές κλιμακωστών, φρεάτων, ανελκυστήρων, οπών διέλευσης καναλιών, φωταγωγών κ.λπ. Σε περίπτωση περιορισμένης σύνδεσης τοιχώματος με πλάκα πρέπει να ελέγχεται η ανάληψη της μεταβιβαζόμενης δύναμης εξ ολοκλήρου από οπλισμό. Ο έλεγχος αυτός θα γίνεται με υπολογιστική τιμή της δύναμης όπως προκύπτει από ικανοτικό σχεδιασμό του τοιχώματος (Παράρτημα Β, Β1.3) ή με χρήση συντελεστή συμπεριφοράς $q = 1.00$.

Η τέμνουσα σχεδιασμού της περιοχής πλαστικής άρθρωσης που είναι πιθανό να δημιουργηθεί στην θέση της μεγίστης ροπής, δηλαδή εν γένει στην βάση του τοιχώματος, θα υπολογίζεται από την καμπτική υπεραντοχή της πλαστικής άρθρωσης ως εξής:

$$V_{CD..o} = a_{CD} V_{E,wo} \dots \dots \dots (4.a)$$

$$a_{cd} = \gamma_{RD} \cdot M_{R,wo} / M_{E,wo} \leq q \dots \dots \dots (B.4.\beta)$$

Στους υπόλοιπους ορόφους η τέμνουσα σχεδιασμού θα λαμβάνεται από την μέγιστη τέμνουσα που προκύπτει από την σεισμική ανάλυση πολλαπλασιασμένη επί τον συντελεστή a_{CD} της σχέσης (B.4.β), αλλά όχι μικρότερη από το $1/3$ της τέμνουσας σχεδιασμού της πλαστικής άρθρωσης, δηλαδή:

$$V_{cd.w} = a_{cd} \cdot V_{e.w} > V_{cd,wo} / 3 \dots \dots \dots (B.5)$$

- M_{Ewo} και V_{Ewo} είναι αντίστοιχα οι μέγιστες ροπή και τέμνουσα που προκύπτουν από την σεισμική δράση στην διατομή πλαστικής άρθρωσης (βάση)
- M_{Rwo} είναι η υπολογιστική αντοχή σε κάμψη με αξονική δύναμη της ίδιας διατομής, υπολογιζόμενη σύμφωνα με την παρ. 4.1.4.(4).

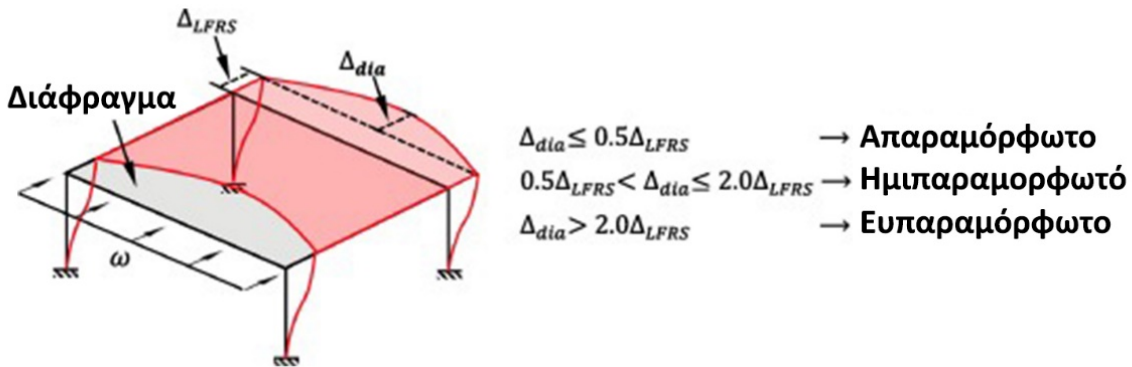
Επίσης σε περίπτωση πυρήνων κλιμακοστασίου που περιβάλλονται από πλάκα , μπορεί να χρησιμοποιηθεί η θλιπτική δύναμη του σκυροδέματος της πλάκας με τον πυρήνα σαν μέσο μεταβίβασης της σεισμικής δύναμης.

2.3.1 Προσομοίωση (Κεφάλαιο 3.2.1)

Στο κεφάλαιο 3.2.1 του ΕΑΚ-2000 αναφέρεται ότι σε κτίρια που υπόκεινται σε οριζόντια σεισμική δράση και με εξασφαλισμένη τη διαφραγματική λειτουργία των πλακών, η θεώρηση τριών ελευθεριών κίνησης ανά όροφο (δύο μετατοπίσεις και μία στροφή) είναι επαρκής. Σε κτίρια που δεν εξασφαλίζεται διαφραγματική λειτουργία, απαιτείται η εισαγωγή ικανού αριθμού ελευθεριών κίνησης, με κατάλληλη διακριτοποίηση, για την απόδοση της παραμόρφωσης των πλακών μέσα στο επίπεδο τους.

Τέλος ,σύμφωνα με το Κεφάλαιο 3.5.1 , στην περίπτωση της μη εξασφάλισης διαφραγματικής λειτουργίας δεν μπορεί να εφαρμοστεί η απλοποιημένη φασματική μεθόδος . Η μέθοδος προορίζεται κυρίως για κανονικά κτίρια. Η διαφραγματική λειτουργία των πλακών αποτελεί βασική προϋπόθεση για την εφαρμογή της, διότι στην αντίθετη περίπτωση δεν είναι δυνατή η προσομοίωση της στρεπτικής ταλάντωσης των πατωμάτων. Επισημαίνεται, επίσης, ότι η κατά παρέκκλιση εφαρμογή της μεθόδου σε μη-κανονικά κτίρια μειώνει την αξιοπιστία της, ιδιαίτερα στις περιπτώσεις κτιρίων με επάλληλες εσοχές.

2.4 FEMA (FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY) 1997 - 273



Εικόνα 2-2: Κατηγοριοποίηση διαφραγμάτων με βάση τις παραμορφώσεις κατά FEMA . Ο όρος LFRS αντικαθιστά το Lateral Force Resisting System.

Σύμφωνα με τον FEMA 1997 τα διαφράγματα χωρίζονται σε τρία είδη, "flexible", "stiff" και "rigid". Το διάφραγμα θεωρείται "flexible" όταν η μέγιστη οριζόντια παραμόρφωση του διαφράγματος κατά μήκος του είναι μεγαλύτερη από τη διπλάσια μέση παραμόρφωση μεταξύ κατακόρυφων στοιχείων των ορόφων στον υποκείμενο όροφο ($\lambda \geq 2$), "rigid" όταν η εντός επιπέδου παραμόρφωση του διαφράγματος είναι μικρότερη από το ήμισυ της μέσης παραμόρφωσης μεταξύ των ορόφων του αντίστοιχου ορόφου ($\lambda < 0,5$) και "stiff" όταν το πάτωμα δεν είναι ούτε flexible ούτε rigid ($0,5 \leq \lambda < 2$).

Η μεταξύ των ορόφων παραμόρφωση και οι παραμορφώσεις του διαφράγματος θα πρέπει να εκτιμώνται χρησιμοποιώντας τις σεισμικές δυνάμεις. Οι εντός επιπέδου παραμορφώσεις του διαγράμματος θα πρέπει να υπολογιστούν για την πραγματική κατανομή των δυνάμεων σύμφωνα με την κατανομή μάζας.

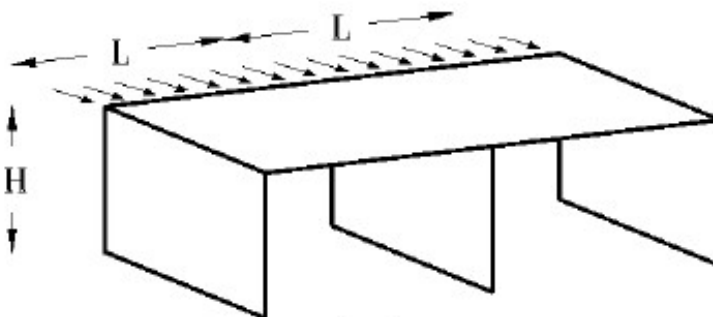
Η προσομοίωση των κατασκευών με μαθηματικά μοντέλα είτε με flexible είτε με rigid διαφράγματα θα πρέπει να λαμβάνει υπόψη τις επιδράσεις της ευκαμψίας των διαφραγμάτων. Τα διαφράγματα πρέπει να σχεδιάζονται για να μπορούν να αντισταθούν στις επιδράσεις των δυνάμεων αδράνειας και των οριζόντιων δυνάμεων που προκύπτουν από αποκλίσεις ή αλλαγές των κατακόρυφων δομικών στοιχείων πάνω και κάτω από το διάφραγμα.

Για διαφράγματα από σκυρόδεμα, η προσομοίωση μπορεί να γίνει ως μια συνεχή δοκός που στηρίζεται σε ελαστικές στηρίξεις. Ο δοκός μπορεί να είναι rigid ή semi rigid . Όταν ο λόγος μήκους προς πλάτος του διαφράγματος υπερβαίνει το 2.0 , οι επιδράσεις της ευκαμψίας του διαφράγματος πρέπει να ληφθούν υπόψη κατά την μελέτη του κτιρίου σε σεισμικά φορτία.

2.5 IBC (International Building Code) 2006

Ο IBC 2006 όσο αναφορά τα διαφράγματα, τη λειτουργία και την κατάταξή τους υιοθέτησε αρκετά από τον ASCE 7. Αναφέρει ότι η είναι απαραίτητη η ανάλυση των φορέων με πεπερασμένα στοιχεία όταν το δομικό σύστημα είναι περίπλοκο ενώ γίνεται ιδιαίτερη μνεία στα μη κανονικά κτίρια. Υιοθετείται το απλοποιημένο μοντέλο προσομοίωσης του διαφράγματος ως δοκός αλλά με συντηρητική χρήση.

Δεν παρέχονται κανονιστικές διατάξεις ως προς τον λόγο πλευρών των διαφραγμάτων αφού δεν εστιάζει στην δυσκαμψία του διαφράγματος αυτού κάθε αυτού αλλά στη σχέση δυσκαμψίας του διαφράγματος με τη δυσκαμψία των κατακόρυφων στοιχείων. Για παράδειγμα διατηρώντας ίδια τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά μιας πλάκας σκυροδέματος μπορεί να προσομοιωθεί το διάφραγμα ως rigid, flexible και semi-rigid αλλάζοντας χαρακτηριστικά της κατασκευής όπως το ύψος, που μεταβάλλει τη δυσκαμψία των κατακόρυφων δομικών στοιχείων του ορόφου, καθώς και τον λόγο των πλευρών του διαφράγματος που μεταβάλλει την εντός επιπέδου δυσκαμψία του. Για παράδειγμα στο μονόροφο κτίσμα του σχήματος αν θέλουμε επιτύχουμε συνθήκες άκαμπτου διαφράγματος, διατηρώντας το πάχος της πλάκας και των τοιχίων σταθερό, μπορούμε να αυξήσουμε το ύψος H των τοιχίων, έτσι ώστε να μειωθεί η δυσκαμψία τους και να μειώσουμε το μήκος L , έτσι ώστε να αυξηθεί η εντός επιπέδου δυσκαμψία του. Αντίστροφα αν θέλουμε να επιτύχουμε συνθήκες εύκαμπτου διαφράγματος μπορούμε να μειώσουμε το ύψος των τοιχίων H και να αυξήσουμε το μήκος L του διαφράγματος.



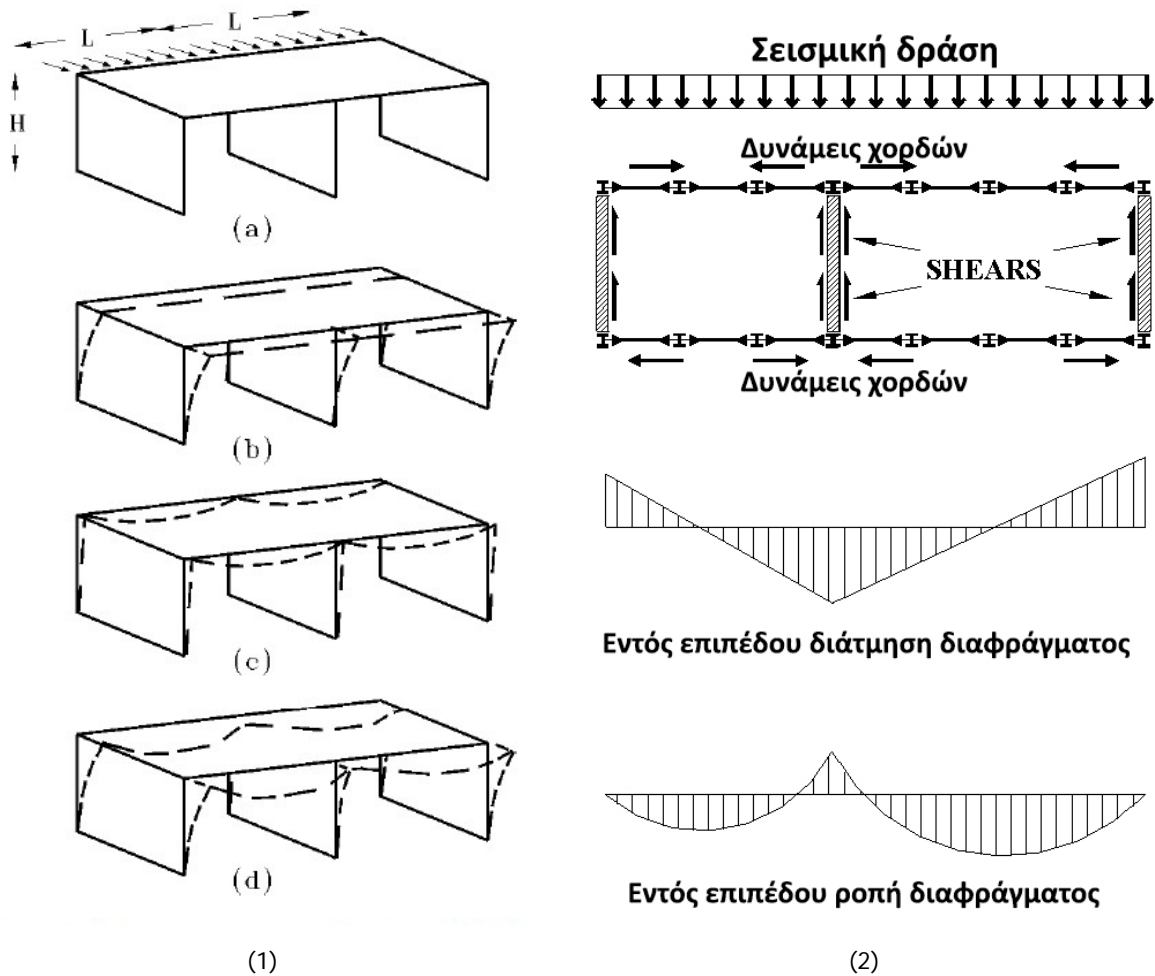
Εικόνα 2-3: Μονόροφο με οριζόντιο φορτίο, ύψος H και μήκος L

Κατάταξη των διαφραγμάτων:

Τα διαφράγματα κατατάσσονται ως rigid, flexible και semi-rigid.

- Στην περίπτωση των rigid διαφραγμάτων η σχετική παραμόρφωση μεταξύ του διαφράγματος και των κατακόρυφων στοιχείων του φέροντα οργανισμού είναι αμελητέα.
- Στην περίπτωση των flexible διαφραγμάτων η κατανομή των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων στα κατακόρυφα δομικά στοιχεία είναι ανεξάρτητη από τη σχετική τους δυσκαμψία. Η σχετική εντός επιπέδου παραμόρφωση του διαφράγματος και των κατακόρυφων δομικών στοιχείων είναι μεγάλη. Ένα εύκαμπτο διάφραγμα μπορεί να θεωρηθεί ότι κατανέμει τις πλευρικές δυνάμεις όπως μία αμφιέριστη δοκός. Προφανώς η παραδοχή ενός flexible διαφράγματος δεν περιλαμβάνει στροφές όπως σε ένα rigid διάφραγμα.
- Στην πραγματικότητα κανένα διάφραγμα δεν είναι ούτε απόλυτα ατενές ούτε απόλυτα εύκαμπτο.

Όταν σχετική εντός επιπέδου παραμόρφωση του διαφράγματος είναι της ίδιας τάξης μεγέθους με των κατάκορυφων στοιχείων και δεν μπορεί να θεωρηθεί ούτε flexible ούτε rigid τότε μπορεί να θεωρηθεί semi-rigid. Η ακριβής ανάλυση των semi rigid διαφραγμάτων είναι αρκετά περίπλοκη με αφού θα πρέπει να ληφθεί υπόψη η πραγματική δυσκαμψία του διαφράγματος. Ως απλούστερη προσομοίωση προτείνεται αυτή της συνεχής δοκού επι ελαστικών στηρίξεων.

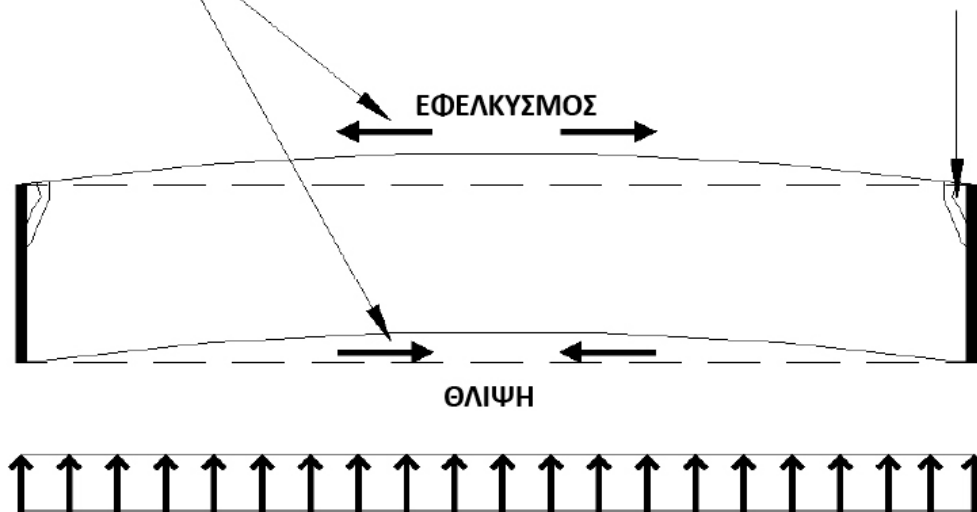


Εικόνα 2-4: (1) α) Φόρτιση και γεωμετρικά χαρακτηριστικά β) άκαμπτο διάφραγμα (rigid) γ) ευπαράμορφο διάφραγμα (flexible) δ) ημιάκαμπτο διάφραγμα. (2) Θεώρηση του διαφράγματος ως υψίκορμη δοκός.

Ιδιαίτερη έμφαση πρέπει δίνεται σε χαμηλά κτίρια με πολύ δύσκαμπτα κατακόρυφα δομικά στοιχεία καθώς και κατασκευές με τοιχία οπλισμένου σκυροδέματος. Επίσης, σε επιμήκη κτίρια η στρεπτική καταπόνηση που επιβάλλει το διάφραγμα στα άκρα τους είναι σημαντική. Η σύνδεση των μελών θα πρέπει να εξασφαλίζεται επαρκώς αλλιώς πιθανόν τα μέλη να διαχωριστούν.

ΤΟ ΖΕΥΓΟΣ ΤΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΠΡΟΚΑΛΕΙ
ΣΤΡΕΨΗ ΣΤΑ ΑΚΡΑΙΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ

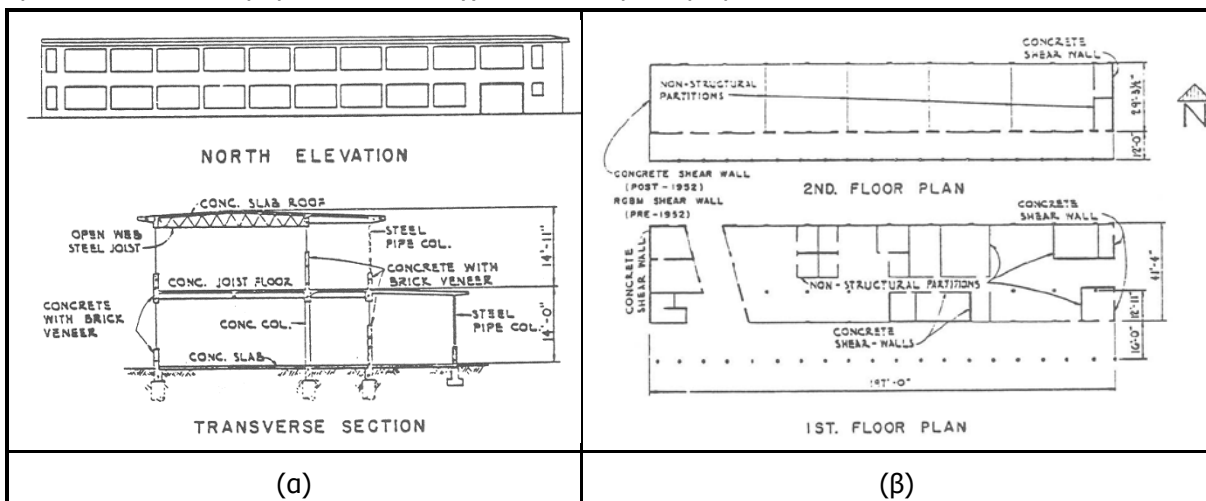
ΟΙ ΡΩΓΜΕΣ ΜΠΟΡΕΙ ΝΑ ΟΔΗΓΗΣΟΥΝ
ΣΕ ΑΠΟΚΟΠΗ ΤΟΥ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΟΣ



Εικόνα 2-5: Επίμηκες κτίριο με ακραία τοιχώματα. Ανάπτυξη στέψης στα τοιχώματα λόγω παραμορφωσιμότητας διαφράγματος.

Παράδειγμα

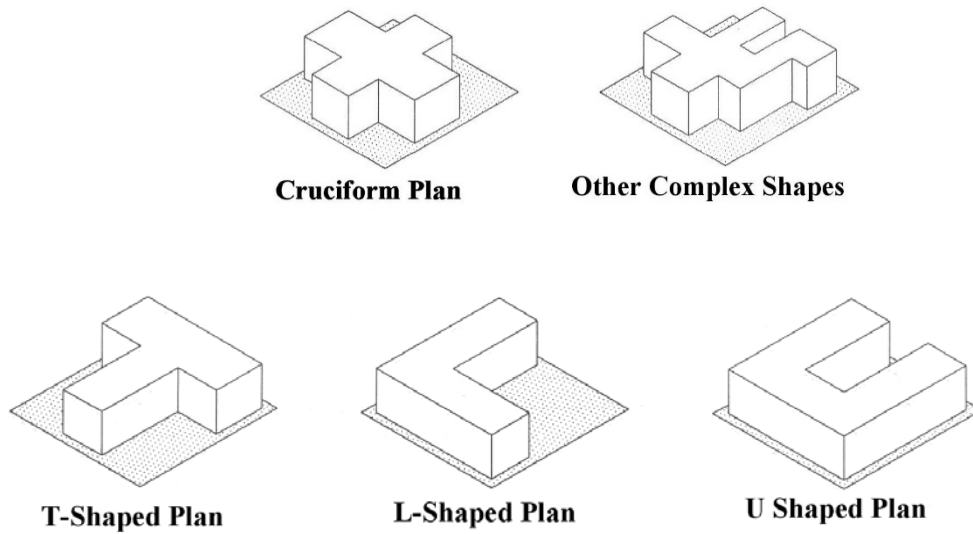
Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί το Λύκειο Ανρίν στην περιοχή της Καλιφόρνια που υπέστη εκτεταμένες βλάβες κατά το σεισμό του 1952. Η εκ των υστέρων μελέτη του κτιρίου από τον Jain, S.K., έδειξε ότι οι ιδιοπερίοδοι του κτιρίου ήταν παραπλήσιες με των διαφραγμάτων (όταν αυτά μοντελοποιήθηκαν σαν δοκός). Όπως διαπιστώθηκε από την μελέτη του Steinburgge, K.V., εκτεταμένη βλάβη προήλθε όταν το διάφραγμα ανέπτυξε πολύ μεγάλη εντός επιπέδου παραμόρφωση που προκάλεσε αποκόλληση του από το τοίχιο του δευτέρου ορόφου.



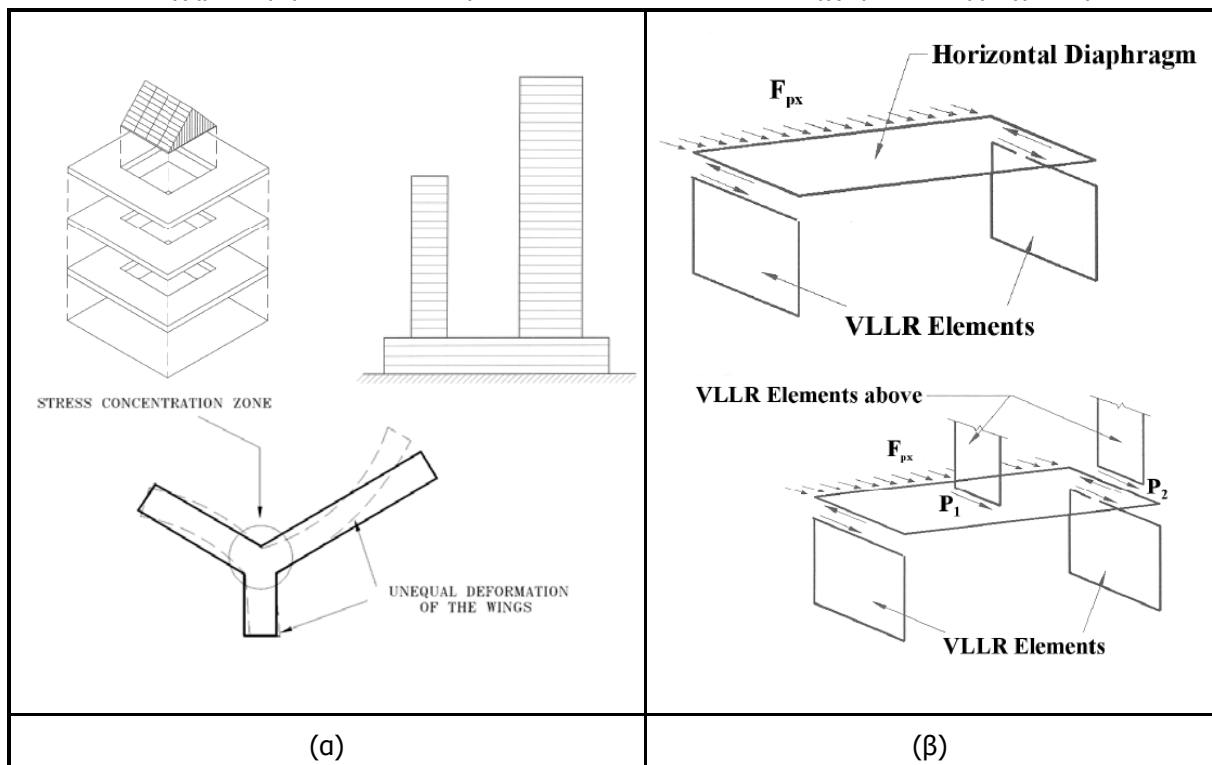
Εικόνα 2-6: (α) Όψη και τομή (β) Κατόψεις Λυκείου Ανρίν ,

Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται σε μη κανονικά κτίρια όπως τα παρακάτω. Στον σχεδιασμό των «κόμβων» πρέπει να λαμβάνονται υπόψιν οι τάσεις που αναπτύσσονται εντός του διαφράγματος ενώ ως άνω όριο ορίζεται 20% του $f'c$. Πρόσθετος διατμητικός οπλισμός πρέπει να υπολογίζεται ενώ σε περιπτώσεις όπου η είναι αμφίβολο αν οι δυνάμεις αυτές μπορούν να μεταφερθούν προτείνεται ο διαχωρισμός των επι μέρους τμημάτων με σεισμικούς αρμούς. Επίσης όταν το ποσοστό των ανοιγμάτων

στο διάφραγμα είναι μεγάλο πρέπει να ελέγχεται αν μπορούν να μεταβιβαστούν οι σεισμικές δυνάμεις. Τέλος όταν η βάση του κτιρίου επεκτείνεται σε σχέση με τους ορόφους δημιουργούνται σημαντικές παραμορφώσεις εντός του διαφράγματος.



Εικόνα 2-7: Σχήματα μη κανονικών κτιρίων στα οποία απαιτείται έλεγχος του διαφράγματος



Εικόνα 2-8: Κατασκευές που χρήζουν ιδιαίτερης προσοχής στον σχεδιασμό του διαφράγματος τους. (α) Επέκταση βάσης του κτιρίου σε σχέση με τους πάνω ορόφους (β) Διακοπή κατακόρυφων δομικών στοιχείων καθ' ύψος.

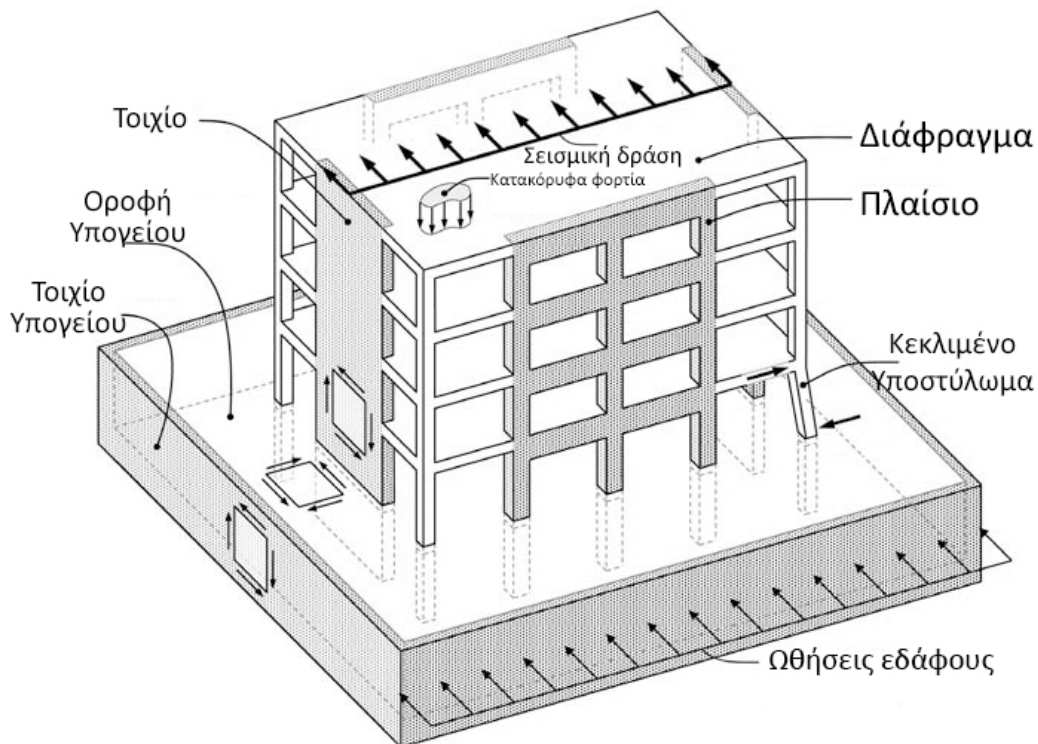
Τέλος ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται σε κτίρια με ράμπες μεταξύ των ορόφων, όπως parking, ειδικά όταν δεν υπάρχουν διατημητικά τοιχεία. Αυτό συμβαίνει γιατί στην περιοχή ένωσης των ραμπών με τις πλάκες θα υπάρξει υψηλή συγκέντρωση τάσεων.

2.6 American Society of Civil Engineers (ASCE 7-16), ACI 318-14 , IBC 2018

Οι σημαντικότερες πληροφορίες την ελήφθησαν από το τεύχος τεχνικών οδηγιών του NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program). Στον οδηγό αναλύονται οι διατάξεις των American Society of Civil Engineers (ASCE 7-16), ACI 318-14 και του IBC 2018 οι οποίοι και εμπεριέχουν τις τελευταίες διατάξεις σε ότι αφορά τα διαφράγματα οπλισμένου σκυροδέματος.

Ο ρόλος των διαφραγμάτων είναι:

- Να αναλαμβάνουν και να μεταφέρουν τα εντός επιπέδου φορτία. Οι ανεμοπιέσεις, τα σεισμικά φορτία και η οριζόντια πίεση του εδάφους δημιουργούν εντός επιπέδου διάτμηση, αξονική δύναμη και κάμψη στα διαφράγματα. Οι αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού δημιουργούνται εντός του διαφράγματος και μεταφέρονται μέσω αυτού στα κατακόρυφα δομικά στοιχεία. Στην οροφή της πλάκας υπογείου λόγω των πλευρικών γεωστατικών ωθήσεων που παραλαμβάνουν τα τοιχεία δημιουργείται ένταση στα διαφράγματα που τα συγκρατούν.
- Να έχουν επαρκή αντίσταση στα εκτός επιπέδου φορτία. Τα διαφράγματα καλούνται να αναλάβουν με ασφάλεια κατακόρυφα, μόνιμα και κινητά φορτία εκτός επιπέδου.
- Να μεταφέρουν τις δυνάμεις που αναπτύσσονται λόγω ασυνέχειας υποστυλωμάτων στον υποκείμενο όροφο.
- Να παρέχουν πλευρική υποστήριξη στον λυγισμό των υποστυλωμάτων.



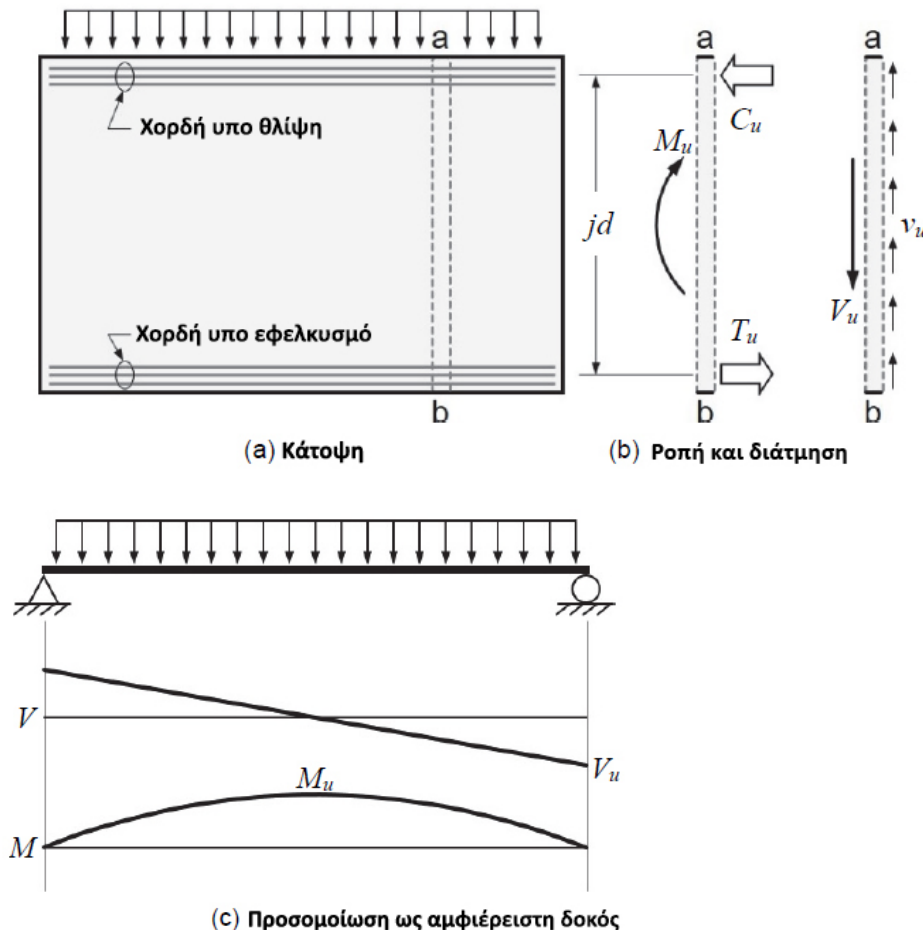
Εικόνα 2-9: Ο ρόλος των διαφραγμάτων στις κατασκευές

2.6.1 Στοιχεία των διαφραγμάτων

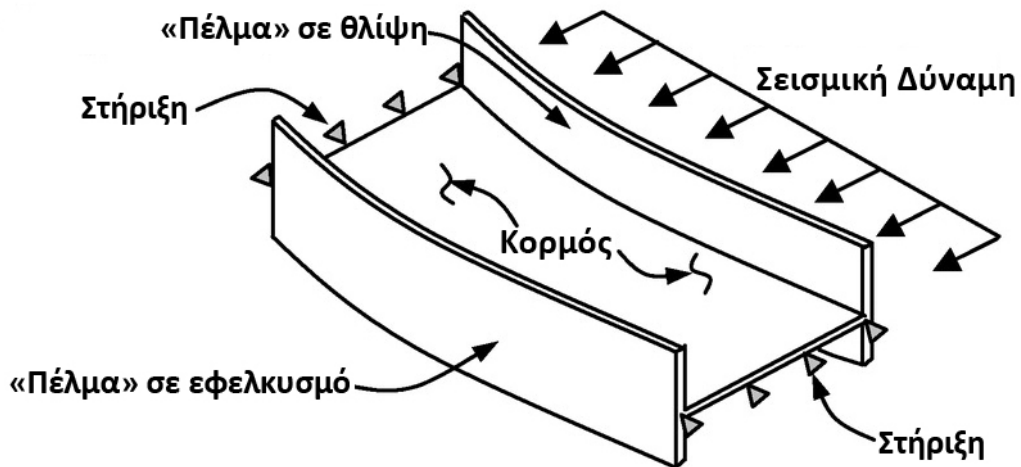
Τα διαφράγματα αποτελούνται από την πλάκα σκυροδέματος, τις εφελκόμενες και θλιβόμενες χορδές (chords), τους συλλέκτες (collectors) και τις **συνδέσεις** τους με τα κατακόρυφα στοιχεία δυσκαμψίας. Στην Εικόνα 2-10 παρουσιάζεται ένα απλοποιημένο μοντέλο δοκού με σκοπό την κατανόηση της εντός επιπέδου λειτουργίας του διαφράγματος σύμφωνα με τον κανονισμό.

Το διάφραγμα στηρίζεται πλευρικά από τοιχία ενώ οι αδρανειακές δυνάμεις προσομοιώνονται με το κατανεμημένο φορτίο που εμφανίζεται στην κάτοψη. Στο σχήμα (b) δείχνει τα εντατικά μεγέθη που εμφανίζονται σε μια λωρίδα a-b του διαφράγματος. Η M_u αναπαριστά την εντός επιπέδου ροπή που εμφανίζεται λόγω του κατανεμημένου φορτίου, ενώ το ζεύγος δυνάμεων C_u (θλιπτική) και T_u (εφελκυστική) είναι οι αντιδράσεις που αναπτύσσονται στο διάφραγμα με μοχλοβραχίονα jd . Τα στοιχεία που σχεδιάζονται εντός του διαφράγματος για να παραλάβουν αυτές τις θλιπτικές δυνάμεις ονομάζονται χορδές (chords).

Αντίστοιχα, στο διαφράγματα εμφανίζεται η εντός επιπέδου διατμητική δύναμη V_u που ισορροπείται από την από την κατανεμημένη διατμητική δύναμη v_u όπως φαίνεται στο διάγραμμα b. Τα στοιχεία που καλούνται να παραλάβουν την κατανεμημένη διατμητική δύναμη και να την μεταφέρουν στα κατακόρυφα τοιχία ονομάζονται collectors.

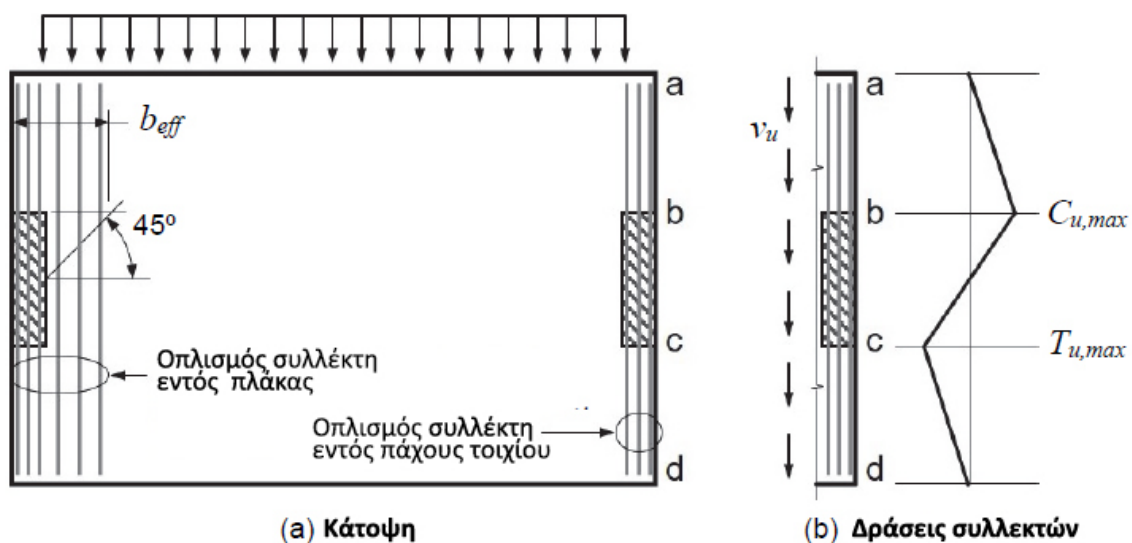


Εικόνα 2-11: Στοιχεία των διαφραγμάτων σύμφωνα με τον αμερικάνικο κανονισμό. (a) Κάτοψη (b) αναπτυσσόμενες δυνάμεις σε μια λωρίδα του διαφράγματος (c) προσομοίωση διαφράγματος με αμφιέρειστη δοκό.



Εικόνα 2-12: Προσομοίωση διαφράγματος με υψίκορμη δοκό «Η»

Οι collectors μεταφέρουν αυτές τις δυνάμεις είτε τοποθετώντας τους στο ίδιο πλάτος με το κατακόρυφο στοιχείο (σχήμα a δεξιά παρειά) είτε, όταν δεν είναι εφικτό, εντός του επιτρεπόμενου πλάτους b_{eff} (σχήμα b αριστετή παρειά). Στο σχήμα b απεικονίζεται η αναπαράσταση της κατανομής των θλιπτικών και εφελκυστικών δυνάμεων που δέχεται ο collector για την περίπτωση ο οπλισμός κατανέμεται στο ίδιο πλάτος με τοίχιο.

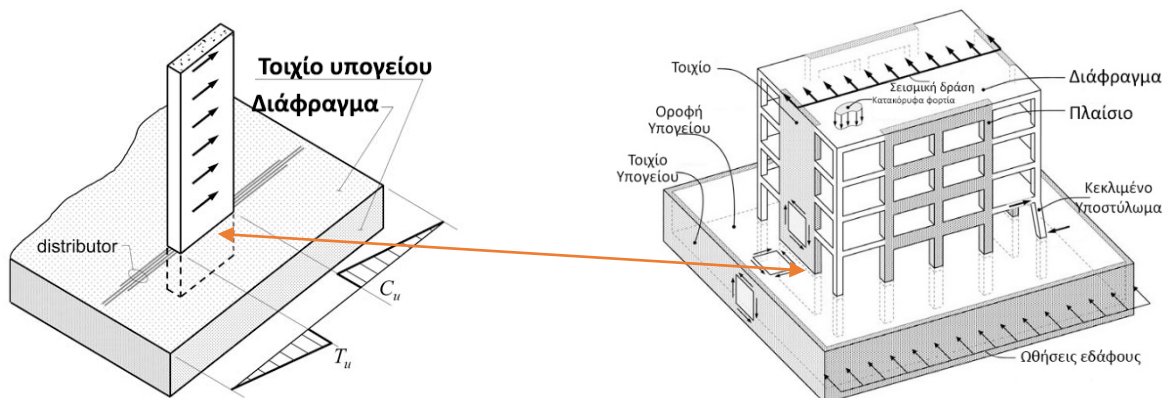


Εικόνα 2-13: Στοιχεία διαφράγματος, Συλλέκτες (Collectors) . a) Τοποθέτηση στο διάφραγμα και b) κατανομή των διατμητικών δυνάμεων



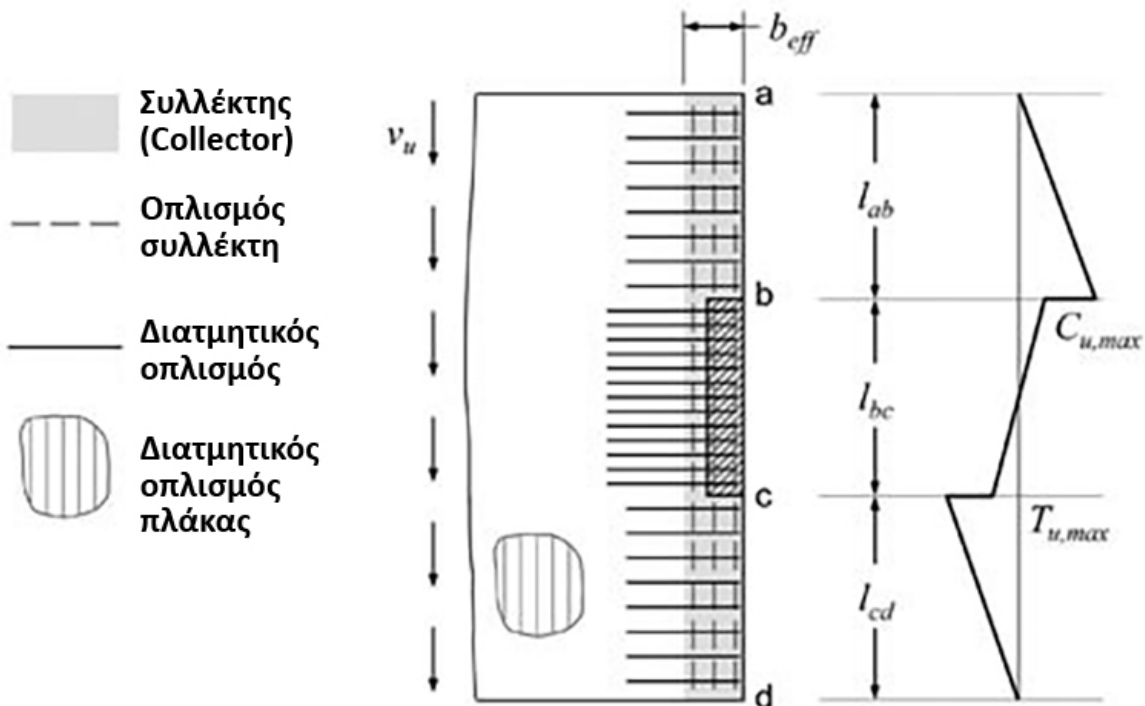
Εικόνα 2-14: Παράδειγμα τοποθέτησης συλλέκτη (collector) εντός του beff. (από Farzad Naeim, John A. Martin & Associates, Inc.)

Στην περίπτωση όπου η πλάκα οροφής υπογείου εξέχει από τα όρια του περιγράμματος της ανωδομής, οι διατμητικές δυνάμεις μεταφέρονται από το τοίχιο στην πλάκα και έπειτα στα υπόλοιπα στοιχεία μέσω των collectors. Χρρίζουν ιδιαίτερης προσοχής στον σχεδιασμό γιατί το διάφραγμα καλείται να παραλάβει τη διατμητική δύναμη στην βάση των τοιχίων. Ο collector στην περίπτωση αυτή ονομάζεται και distributor.



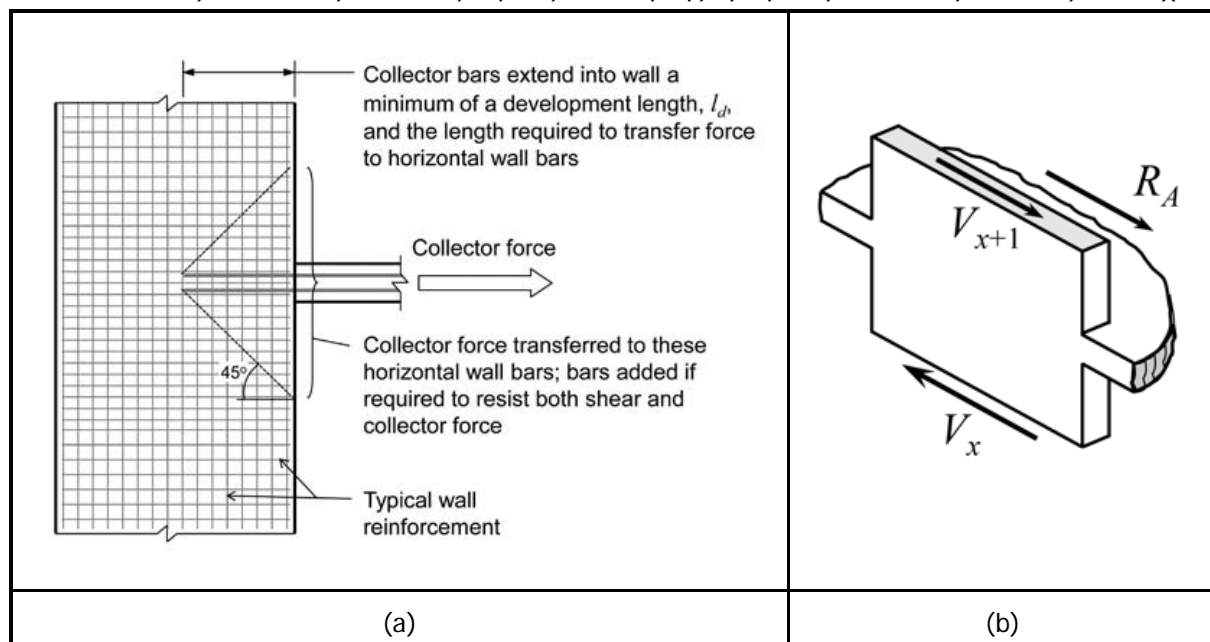
Εικόνα 2-15: Distributor

2.6.2 Διαμητικές συνδέσεις



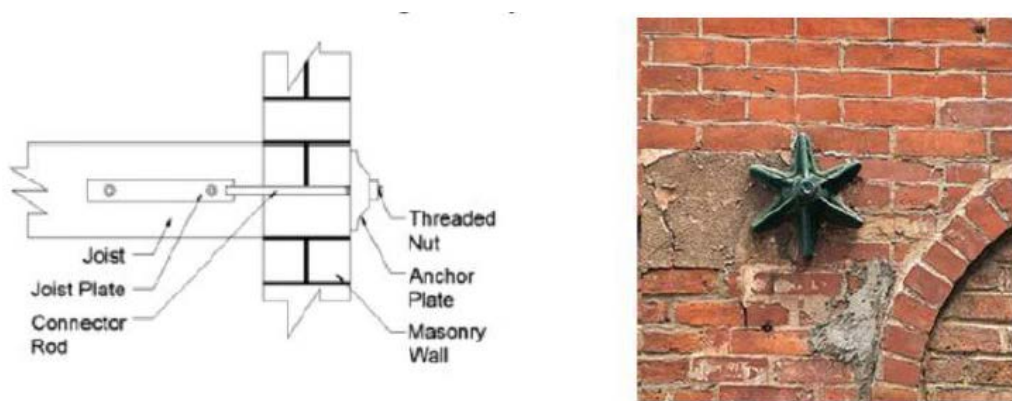
Εικόνα 2-16: Τοποθετούμενοι οπλισμοί για τη μεταφορά διαμητικών δυνάμεων από το διάφραγμα στο τοίχιο. Το διάγραμμα απεικονίζει την αξονική δύναμη που μεταφέρεται από τους συλλέκτες.

Η μεταφορά των διαμητικών δυνάμεων του διαφράγματος στα κατακόρυφα τοιχώματα γίνεται μέσω του μηχανισμού των συλλεκτών (ελκυστήρες - θλιπτήρες) και του διαμητικού οπλισμού μεταξύ τοιχώματος και πλάκας. Ο οπλισμός των συλλεκτών μπορεί να τοποθετείται είτε εντός του πλάτους της δοκού είτε εντός του b_{eff} . Πρέπει να εξασφαλίζεται επαρκής αγκύρωση των οπλισμών εντός του τοιχίου.



Εικόνα 2-17: (α) Μηχανισμός μεταφοράς διαμητικών δυνάμεων απευθείας στο τοίχιο.

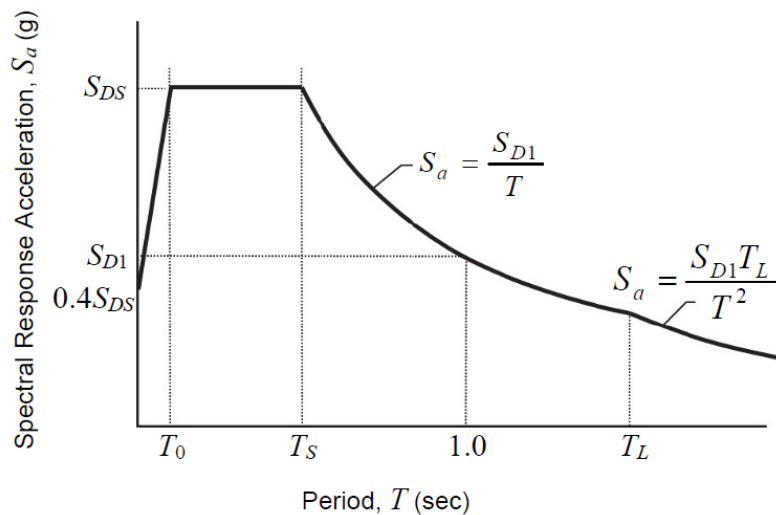
(β) Διαμητικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στο διάφραγμα



Εικόνα 2-18: Παράδειγμα διατμητικών συνδέσεων σε κτίριο απο τοιχοποιία.

2.6.3 Δυναμική απόκριση διαφραγμάτων

Ανάλογα με τα εδαφικά χαρακτηριστικά το πεδίο μπορεί να χαρακτηριστεί ως A, B, C, D, E, ή F. Όταν τα γεωλογικά χαρακτηριστικά της περιοχής μελέτης δεν είναι γνωστά τότε μπορεί να επιλεγεί κλάση D.



Εικόνα 2-19: Φάσμα σχεδιασμού σύμφωνα με τον ACSE 7

S_{DS} =φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού για υψίσυχνες κατασκευές

$$S_{DS} = 2/3 * S_{MS}$$

$$S_{D1} = 2/3 * S_{M1}$$

$$S_{M1} = F_V * S_1$$

$$S_{MS} = F_A * S_S$$

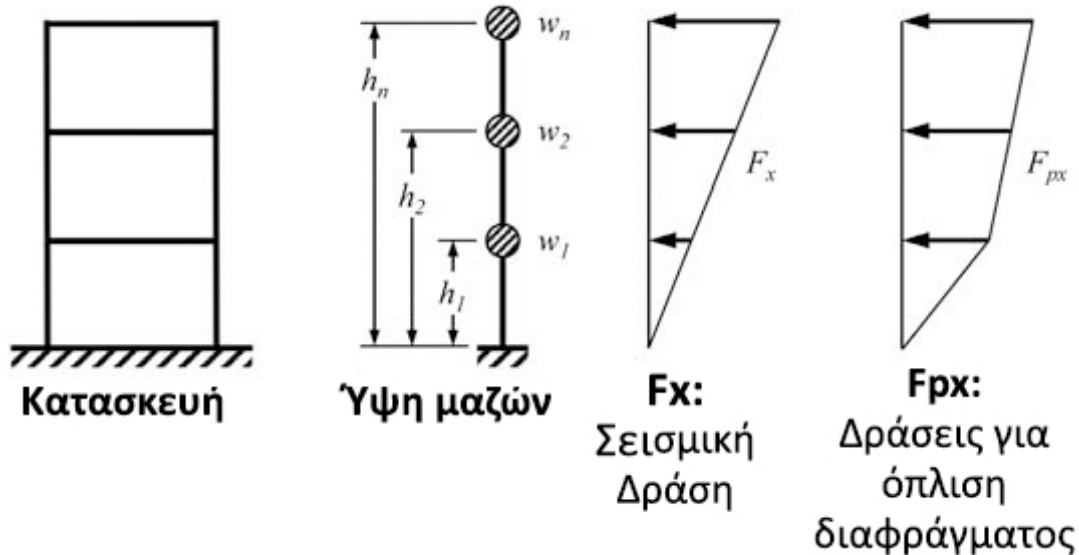
F_V = συντελεστής τοποθεσίας

F_A = συντελεστής τοποθεσίας

S_S = μέγιστη επιτάχυνση φασματικής απόκρισης σεισμού για μικρές περιόδους,

S_1 = μέγιστη επιτάχυνση φασματικής απόκρισης σεισμού για την περίοδο 1 δευτερολέπτου

Είναι σημαντικό να αναφερθεί ότι σε πολυόροφα κτίρια όπου υπάρχει επίδραση και των ανώτερων ιδιομορφών στην ταλάντωση του κτιρίου το κάθε διάφραγμα αναπτύσσει διαφορετική μέγιστη επιτάχυνση σε διαφορετικό χρόνο. Θα ήταν αρκετά συντηρητικό το να σχεδιαστούν τα κατακόρυφα στοιχεία για το άθροισμα αυτών των μέγιστων επιταχύνσεων. Προτείνεται ο σχεδιασμός των κατασκευών με τον παρακάτω συνδυασμό:



Εικόνα 2-20: Δυνάμεις σχεδιασμού για τα κατακόρυφα στοιχεία και για τα διαφράγματα

- Μέθοδος οριζόντιων δυνάμεων (Τριγωνική κατανομή καθ' ύψος της δύναμης F_x) για τον σχεδιασμό των κατακόρυφων δομικών στοιχείων. Μπορεί να χρησιμοποιηθεί αντί αυτής ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης. Επίσης επιτρέπεται να χρησιμοποιηθεί και γραμμική ή μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας.
- Συνδυασμό αδρανειακών δυνάμεων F_{px} για τον σχεδιασμό των διαφραγμάτων. Η δύναμη αυτή μπορεί να εφαρμοστεί σε κάθε επίπεδο ξεχωριστά χρησιμοποιώντας απλοποιητικές παραδοχές προσομοίωσης είτε στο σύνολο της κατασκευής. Από τους δύο παραπάνω συνδυασμούς λαμβάνεται ο δυσμενέστερος. Για κτίρια μη κανονικά σε κάτοψη προτείνεται η χρήση του συντελεστή υπεραντοχής Ω_o στον υπολογισμό των δυνάμεων που μεταφέρονται από το διάφραγμα στα κατακόρυφα δομικά στοιχεία σε σεισμικές κατηγορίες σχεδιασμού C,D,E,F.

Για την διαστασιολόγηση του εκάστοτε διαφράγματος λαμβάνεται υπόψιν η δυσμενέστερη φόρτιση. Ο υπολογισμός της F_{px} κάθε ορόφου στηρίζεται στην τέμνουσα βάσης V που υπολογίζεται από το φάσμα σχεδιασμού του ενώ η δύναμη F_x προκύπτει από την σχέση:

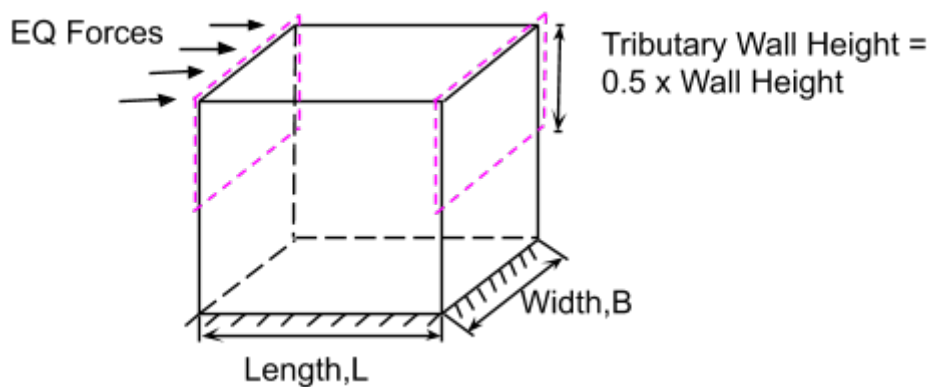
$$F_x = C_{vx} V \quad , (\text{ASCE 7 § 12.8.3})$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum w_i h_i^k} \quad , (\text{ASCE 7 § 12.8.3})$$

Το C_{vx} είναι ο συντελεστής που κατανέμει το σεισμικό φορτίο ανάλογα με τη μάζα και το ύψος του κάθε ορόφου. Η δύναμη F_{px} ισούται με :

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n w_i} w_{px} \quad ,(\text{ASCE 7 } \S 12.10.1.1)$$

Όπου w_{px} είναι η μάζα που συμμετέχει ανά διεύθυνση:



Εικόνα 2-21: Συμμετέχουσα μάζα ανα διεύθυνση κατά ASCE - 7

Η δύναμη F_{px} πρέπει να είναι μεγαλύτερη από την $F_{px,min}$ αλλά να μην υπερβαίνει την $F_{px,max}$:

$$F_{px,min} = 0.2S_{DS}I_e w_{px} \quad , (\text{ASCE 7 } \S 12.10.1.1)$$

$$F_{px,max} = 0.4S_{DS}I_e w_{px}$$

Καθορίζεται ως βασική αρχή σχεδιασμού τα διαφράγματα να παραμένουν ελαστικά. Για το σκοπό αυτό πρέπει να είναι ξεκάθαρη η ροή των αδρανειακών δυνάμεων στα κατακόρυφα στοιχεία , να παρέχεται επαρκή αντοχή για την μεταφορά των φορτίων το λιγότερο ίση με την δύναμη που μπορούν να αναπτύξουν τα κατακόρυφα στοιχεία σε αυτό. Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των διαφραγμάτων απαιτείται σε σεισμικές κατηγορίες από Β έως F του κανονισμού.

Οι αντοχές των δομικών στοιχείων πολλαπλασιάζονται με τον συντελεστή ϕ οποίος για κάμψη μπορεί να ληφθεί ίσος με 0,9 ενώ για διάτμηση από 0,75-0,6. Επιπλέον προσδιορίζεται και ο συντελεστής υπεραντοχής ανάλογα τον τύπο του κτιρίου. Για την μείωση της πιθανότητας διατμητικής αστοχίας μεταξύ διαφράγματος και τοιχώματος προτείνεται ο μειωτικός συντελεστής ϕ που θα χρησιμοποιηθεί για τον υπολογισμό της αντοχής του διαφράγματος να μην υπερβαίνει αυτόν που χρησιμοποιήθηκε για τον υπολογισμό της αντοχής των κατακόρυφων δομικών στοιχείων. Για

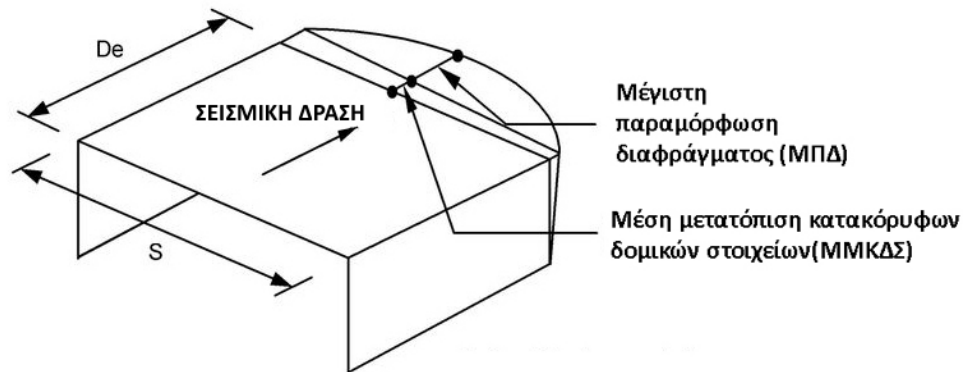
παράδειγμα εάν κατά το σχεδιασμό των διατμητικών τοιχίων χρησιμοποιήθηκε $\phi=0,75$ τότε ο ίδιος συντελεστής απομείωσης αντοχής μπορεί να χρησιμοποιηθεί για το διάφραγμα.

Εναλλακτικός τρόπος υπολογισμού της αδρανειακής δύναμης F_{px}

Σύμφωνα με τον ASCE 7-16 μπορεί να υπολογισθεί ο συντελεστής επιτάχυνσης του διαφράγματος στη βάση, στο 80% του ύψους του κτιρίου και στην οροφή του. Στα ενδιάμεσα επίπεδα υπολογίζεται με γραμμική παρεμβολή, ενώ η σεισμική δύναμη ισούται με τον συντελεστή επιτάχυνσης επί την μάζα του εκάστοτε ορόφου διαιρούμενη με τον συντελεστή μείωσης του διαφράγματος R_s . Η τιμή του συντελεστή αυτού καθορίζεται σε 1,5 για διατμητική αστοχία και 2,0 για καμπτική αστοχία.

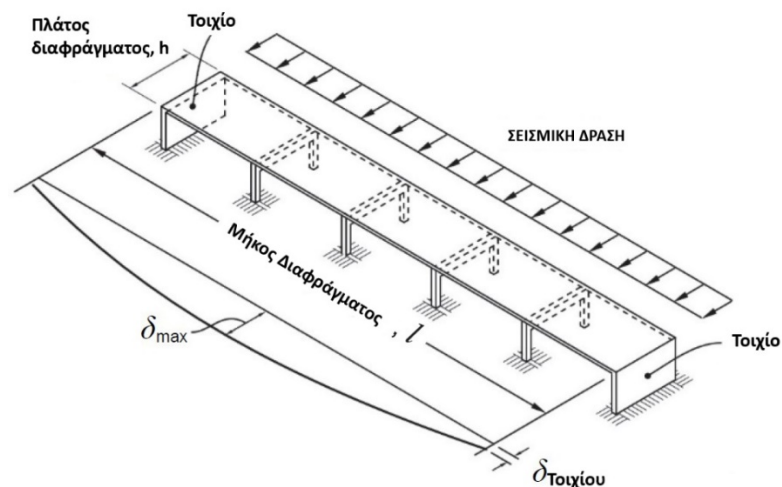
2.6.4 Κατάταξη διαφραγμάτων ASCE 7

Σύμφωνα με το τον ASCE 7, εκτός των άλλων που αναφέρονται στον κανονισμό, ένα διάφραγμα μπορεί να θεωρηθεί ευπαράμορφωτο εάν η μέγιστη παραμόρφωση του διαφράγματος υπερβαίνει το διπλάσιο της μέσης παραμόρφωσης του ορόφου.



Εικόνα 2-22: Κατάταξη διαφραγμάτων κατά ASCE 7 με βάση παραμορφώσεις. Αν $(ΜΠΔ) > 2 * (ΜΜΚΔΣ)$ το διάφραγμα

Στους γεωμετρικούς περιορισμούς θέτει τον λόγο πλευρών $l/h \leq 3$ έτσι ώστε να μπορεί να θεωρηθεί το διάφραγμα άκαμπτο με την προϋπόθεση ότι η κάτοψη είναι κανονική. Σε περίπτωση μη κανονικών κτιρίων απαιτείται να ληφθεί υπόψη η παραμορφωσιμότητα του διαφράγματος.



Εικόνα 2-23: Κατάταξη διαφραγμάτων κατά ASCE 7 με βάση τον λόγο πλευρών. Για λόγους πλευρών $l/h > 3$ το διάφραγμα θεωρείται ευπαράμορφωτο

2.7 Σύγκριση κανονισμών

Στο υποκεφάλαιο αυτό γίνεται μια προσπάθεια σύγκρισης – σύνοψης των κανονισμών σε σχέση με τα όρια που θέτουν, τόσο τα γεωμετρικά όσο και τα όρια των παραμορφώσεων, προκειμένου να καθορίσουν το πότε το διάφραγμα θα πρέπει να λαμβάνεται απαραμόρφωτο ή ευπαραμόρφωτο. Τα κοινά χαρακτηριστικά που εντοπίζονται ως προς τις γενικότερες διατάξεις των κανονισμών είναι ότι:

- Η εξασφάλιση της διαφραγματικής λειτουργίας είναι μείζονος σημασίας για τον αντισεισμικό σχεδιασμό μίας κατασκευής
- Για τον έλεγχο της ακαμψίας του διαφράγματος θέτουν περιορισμούς ως προς τον λόγο πλευρών, τις σχετικές παραμορφώσεις και την κανονικότητα του κτιρίου
- Σχήματα κτηρίων L,Π,Χ κλπ, μη κανονικά κτίρια ή κατόψεις με μεγάλα ανοίγματα θα πρέπει να ελέγχονται περαιτέρω ως προς τη διαφραγματική τους λειτουργία και την κατάλληλη όπλισή τους
- Πρέπει να εξασφαλίζεται επάρκεια της σύνδεσης τοιχωμάτων με την πλάκα
- Τα εντατικά μεγέθη μπορούν να εξαχθούν με την προσομοίωση του διαφράγματος ως υψίκορμης δοκού ή επίπεδου δικτυώματος
- Τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού του διαφράγματος θα πρέπει να προσαυξάνονται με κατάλληλους συντελεστές
- Προτείνεται η χρήση πεπερασμένων στοιχείων για την προσομοίωση της πραγματικής δυσκαμψίας του διαφράγματος

Σημαντικό να αναφερθεί είναι ότι ο EC8 επιβάλλει τον έλεγχο των διαφραγμάτων σε ΟΚΑ μόνο στην ΚΠΥ, που παραταύτα θεωρεί ότι πλάκα σκυροδέματος άνω των 70mm με τουλάχιστον τον ελάχιστο οπλισμό μπορεί να θεωρηθεί ότι εξασφαλίζει τη διαφραγματική λειτουργία. Επίσης ο έλεγχος του EC8 για τις μετατοπίσεις επιβάλλει την προσομοίωση της πλάκας με πεπερασμένα στοιχεία (FEM) προκειμένου να υπολογισθεί η πραγματική εντός επιπέδου δυσκαμψία της στο προσομοίωμα.

Κανονισμοί	ΛΟΓΟΣ ΠΛΕΥΡΩΝ		ΣΧΕΤΙΚΗ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ		
	Απαραμόρφωτο	Ευπαραμόρφωτο	Απαραμόρφωτο	Ημιπαραμορφωτό	Ευπαραμόρφωτο
FEMA 1997-273	$L/B \leq 2$	$L/B > 2$	$\Delta_{\text{διαφ.}/\Delta_{\text{δορόφου}} < 0,5$	$0,5 \leq \Delta_{\text{διαφ.}/\Delta_{\text{δορόφου}} \leq 2$	$\Delta_{\text{διαφ.}/\Delta_{\text{δορόφου}} > 2$
EC8	$L/B \leq 4$ (§4.2 § 4.3)	$L/B > 4$ (§4.2 & §4.3)	$\Delta_{\text{FEM}} < 1,1 * \Delta_{\text{rigid}}$	$\Delta_{\text{FEM}} > 1,1 * \Delta_{\text{rigid}}$	-
EAK 2000	$L/B \leq 4$	$L/B > 4$	-	-	-
ASCE 7-IBC	$L/B \leq 3$	$L/B > 3$	$\Delta_{\text{διαφ.}} / \Delta_{\text{δορόφου}} < 2$	-	$\Delta_{\text{διαφ.}} / \Delta_{\text{δορόφου}} > 2$

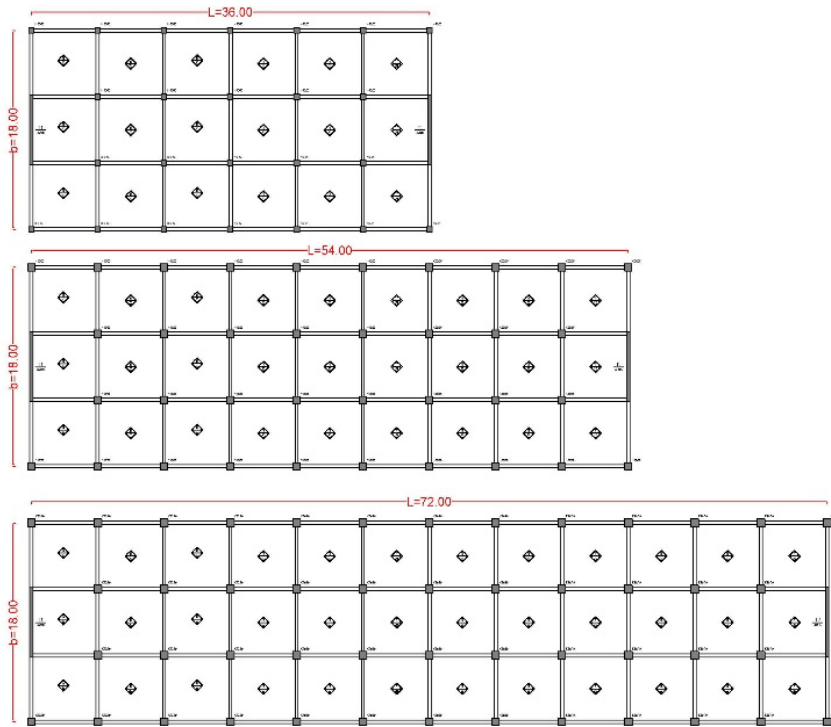
3 ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΟΡΘΟΓΩΝΙΚΗΣ ΚΑΤΟΨΗΣ

3.1 Εισαγωγή

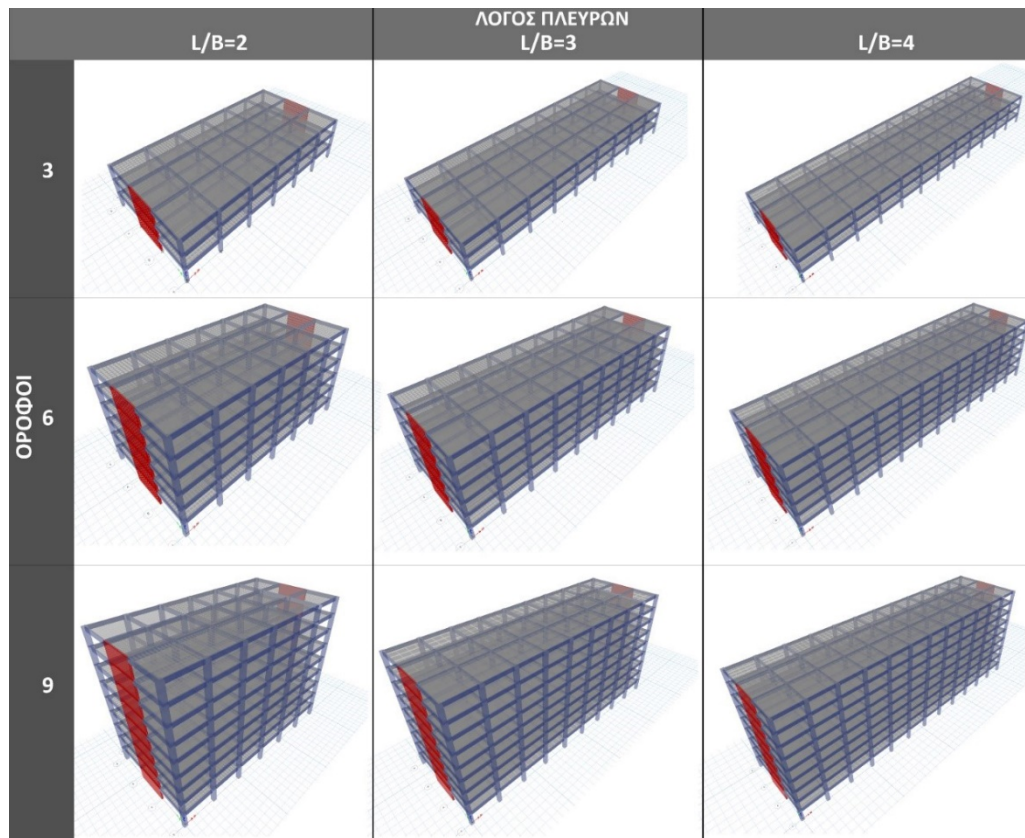
Σκοπός του κεφαλαίου είναι να μελετηθεί η επιρροή της προσομοίωσης του διαφράγματος σε χαρακτηριστικά της εκάστοτε κατασκευής όπως η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος, οι παραμορφώσεις εντός επιπέδου, η μέγιστη μετατόπιση κορυφής, οι μέγιστες γωνιακές παραμορφώσεις των ορόφων (drifts), η τέμνουσα βάσης και τα εντατικά μεγέθη των μελών. Η μελέτη που ακολουθεί πραγματοποιείται για τριώροφο, εξαώροφο και εννιάωροφο κτίριο με λόγο πλευρών L/b 2,3 και 4.

3.2 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά και παραμετροποίηση

Στα υπό μελέτη κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος διατηρείται ορθογωνικό σχήμα κάτοψης και παραμετροποιούνται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά τους όπως ο λόγος των πλευρών και το ύψος τους, έτσι ώστε να μελετηθεί η επιρροή τους στη διαφραγματική λειτουργία. Στο κάθε ένα πραγματοποιείται μια προσομοίωση του διαφράγματος ως άκαμπτο και μια με την πραγματική του ευκαμψία ήτοι ημιάκαμπτο (semi-rigid). Ειδικότερα εξετάζονται οι λόγοι πλευρών $L/B = 1:2, 1:3, 1:4$ με B το πλάτος που παραμένει σταθερό και ίσο με 18μ ενώ το μήκος L ισούται με 36μ, 54μ και 72 μ αντίστοιχα. Ελέγχεται η επιρροή της αύξησης του ύψους για τρεις, έξι και εννιά πανομοιότυπους ορόφους με το ύψος του τυπικού ορόφου ισούται με $H=3\mu$. Δημιουργούνται συνεπώς δεκαοκτώ (18) κατασκευές οι οποίες συγκρίνονται ως προς στοιχεία της δυναμικής τους απόκρισης και το πώς αυτά επιδρούν στον σχεδιασμό. Τέλος, χρησιμοποιήθηκε κάρναβος υποστρωμάτων 6μ*6μ ενώ για την ανάληψη των σεισμικών δράσεων κάθετα στην μεγάλη διεύθυνση του κτιρίου τοποθετήθηκαν δύο τοιχώματα στις άκρες του.



Εικόνα 3-1 : Κατόψεις υπο μελέτη κτιρίων



Εικόνα 3-2 : Σύνολο κτιρίων που εξετάζονται με και χωρίς διαφραγματική λειτουργία

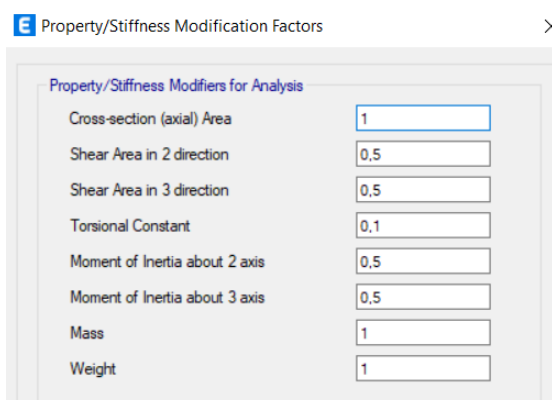
3.3 Διατομές

Οι διατομές των υποστυλωμάτων μορφώθηκαν με κριτήριο η ανηγμένη αξονική νδ να κυμαίνεται από 0,3-0,4 καθώς και να επαρκεί το μήκος τους για την αγκύρωση του οπλισμού των δοκών. Συνεπώς για το κτίριο των τριών ορόφων χρησιμοποιούνται υποστηλώματα διατομής 50x50cm, για το κτίριο των έξι ορόφων 65x65cm και για το κτίριο των εννέα ορόφων 70x70cm. Το πάχος των πλακών σκυροδέματος επιλέγεται συντηρητικά ενιαίο και ίσο με 20 cm. Οι δοκοί επιλέγονται Δ30/60 για σχεδιασμό σε κατακόρυφα φορτία. Η συμπεριφορά τους στα εντός του επιπέδου φορτία, τόσο ως προς τις αξονικές που εμφανίζονται λόγω του ευπαράμορφωτου διαφράγματος όσο και ως προς την κάμψη τους ως προς τον ασθενή τους άξονα, θα διερευνηθούν.

ΟΡΟΦΟΙ	ΛΟΓΟΣ ΠΛΕΥΡΩΝ	ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΚΟΛΟΝΩΝ(cm x cm)	ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΔΟΚΩΝ(cm x cm)
3	2	50x50	30*60
3	3	50x50	30*60
3	4	50x50	30*60
6	2	65x65	30*60
6	3	65x65	30*60
6	4	65x65	30*60
9	2	70x70	30*60
9	3	70x70	30*60
9	4	70x70	30*60

Πίνακας 3-1: Πίνακας διατομών

Οι διατομές των δομικών στοιχείων λαμβάνονται ως ρηγματωμένες, με σκοπό της μείωση της δυσκαμψίας τους. Πρακτικά, αυτό επιτυγχάνεται με την απομείωση κατά 50% των ελαστικών, καμπτικών και διατμητικών χαρακτηριστικών της δυσκαμψίας, σύμφωνα με τον ΕΑΚ (Προσομοίωση δυσκαμψίας – Στάδιο ΙΙ – ρηγματωμένη εφελκούμενη ζώνη σκυροδέματος) και τον Ευρωκώδικα 8 (Μέρος 1). Τροποποιήθηκαν οι συντελεστές δυσκαμψίας των διατομών που έχουν ορισθεί στο μοντέλο στα υποστυλώματα και τις δοκούς όπως παρακάτω.



Εικόνα 3-3: Συντελεστές απομείωσης ρηγματωμένων διατομών

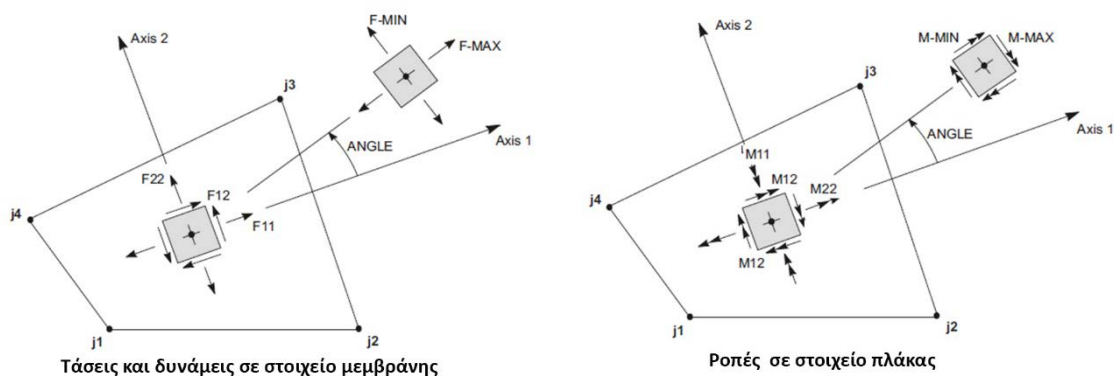
Σημαντικό είναι πως στην θεώρηση του ημιάκαμπτου διαφράγματος οπλισμένου σκυροδέματος η πλάκα αποτελεί πλέον δομικό στοιχείο που παραλαμβάνει σεισμικά φορτία και ρηγματώνεται, συνεπώς η δυσκαμψία της θα πρέπει να απομειωθεί καταλλήλως.

Η επιλογή του συντελεστή απομείωσης δεν είναι σαφής. Έτσι είτε θα μπορούσε να ακολουθηθεί η πρόβλεψη του EC8 §4.3.1(7), που αναφέρει την απομείωση στο 50% των ελαστικών καμπτικών και διατμητικών χαρακτηριστικών όλων των φερόντων στοιχείων από σκυρόδεμα είτε θα μπορούσε να χρησιμοποιηθούν οι διατάξεις του αμερικάνικου Κανονισμού ACI 318-11 (§10.10.4.1), με απομείωση της δυσκαμψίας στο 25% της αρηγμάτωτης διατομής.

Ειδικότερα:

Membrane: $f_{11}, f_{22}, f_{12} = 0.25$

shell : $f_{11}, f_{22}, f_{12}, m_{11}, m_{22}, m_{12} = 0.25$

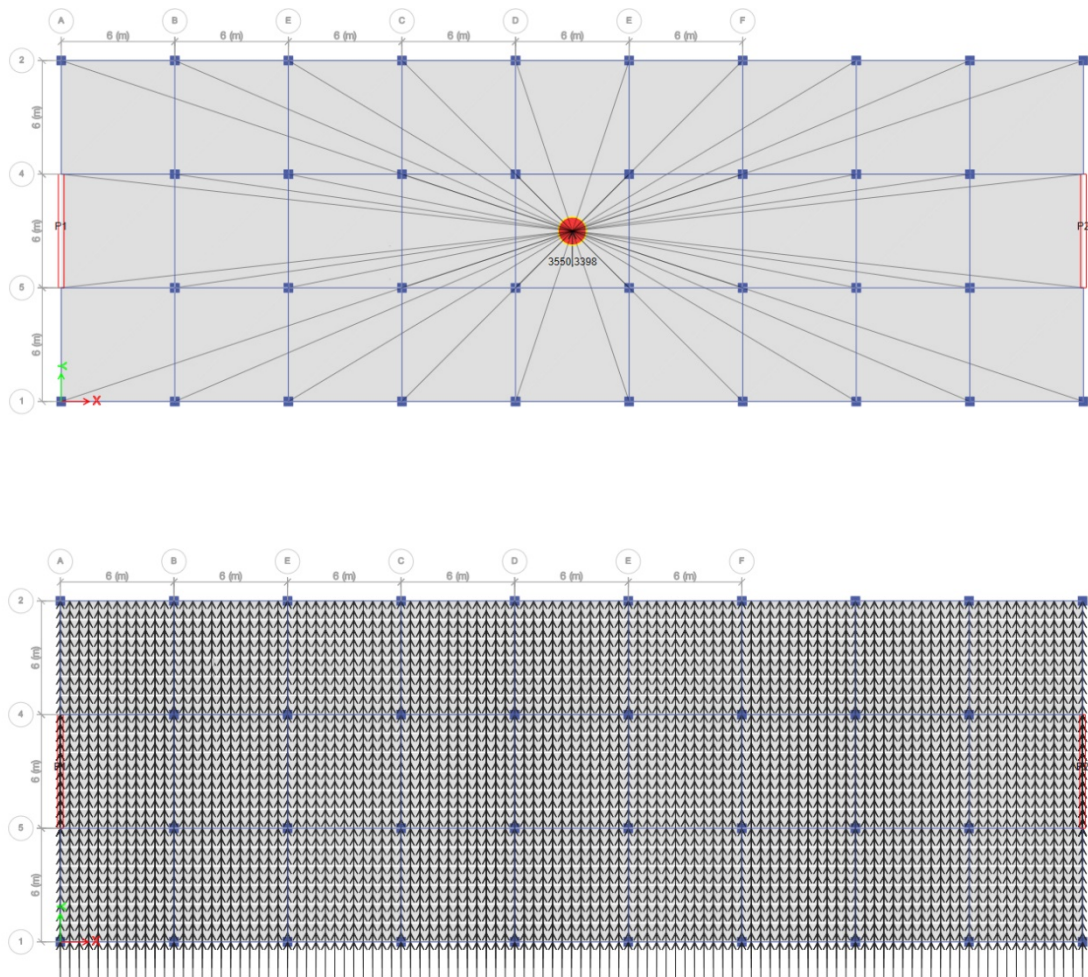


Εικόνα 3-4: Στοιχείο μεμβράνης και κελύφους

Στην λύση του άκαμπτου διαφράγματος οι συντελεστές αυτοί δεν επηρεάζουν καθόλου τα αποτελέσματα. Στο παράδειγμα επιλέχθηκε απομείωση στο 50% των ελαστικών καμπτικών και διατμητικών χαρακτηριστικών των στοιχείων κελύφους για να εναρμονίζεται με τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά του EC8.

3.4 Εφαρμογή σεισμικών δυνάμεων

Με την θεώρηση του διαφράγματος ως ημιάκαμπτου οι αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται σε κάθε στάθμη δεν εφαρμόζονται πλέον στο ΚΜ (κέντρο μάζας) αλλά σε κάθε επιμέρους διακριτοποιημένη μάζα. Αυτό αλλάζει την κατανομή των εντατικών μεγεθών σε σχέση με την θεώρηση του ημιάκαμπτου διαφράγματος, ενώ μειώνει την επιρροή της εκκεντρότητας. Όπως προαναφέρθηκε το κέντρο στροφής παύει να υφίσταται και κάθε εξαρτημένος κόμβος στο διάφραγμα έχει έξι (6) βαθμούς ελευθερίας, τρεις μετακινησιακούς και τρεις στροφικούς.



Εικόνα 3-5: Εφαρμογή σεισμικής δύναμης με θεώρηση άκαμπτου διαφράγματος (πάνω) και με ευπαράμορφο διάφραγμα (κάτω)

3.5 Κατηγορία έκθεσης και Φορτία

Οι κατασκευές αποτελούν κτίρια κατοικιών και η διάρκεια ζωής σχεδιασμού τους αντιστοιχεί στα 50 έτη. Οι περιβαλλοντικές συνθήκες θεωρούνται ΧC3 επομένως επιλέγεται επικάλυψη $c_{nom} = 0,035m$. Τα υλικά κατασκευής είναι σκυρόδεμα ποιότητας C25/30 και ποιότητα χάλυβα οπλισμού B500C. Θεωρήθηκε ότι κατασκευάζεται για Μέση Κατηγορίας πλαστιμότητας, στην οποία αξίζει να σημειωθεί ότι δεν απαιτείται έλεγχος του διαφράγματος.

Τα επιβαλλόμενα κινητά φορτία ορίζονται ως $2,00 \text{ kN/m}^2$, ενώ τα επιβαλλόμενα μόνιμα εκτός του ίδιου βάρους της κατασκευής συμπεριλαμβάνονται και οι επικαλύψεις των δαπέδων $= 1,50 \text{ kN/m}^2$, δώματος $= 2,00 \text{ kN/m}^2$, φορτίο μπατικής τοιχοποιίας περιμετρικά του κτιρίου $= 8,64 \text{ kN/m}$ και στηθαιού στο δώμα $= 3,60 \text{ kN/m}$ ενώ εσωτερικά και επί των δοκών θεωρήθηκε ότι υφίσταται δρομική τοιχοποιία φορτίου $= 5,28 \text{ kN/m}$.

Η κατασκευή βρίσκεται στην ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας 2 (0,24g) σύμφωνα με διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, θεμελιώνεται σε έδαφος κατηγορίας Β, επιτρεπόμενων τάσεων $s_{ep} = 0,35 Mpa$, και είναι συνήθης σπουδαιότητας. Το κτίριο επιλέχθηκε να λειτουργεί ως τοιχωματικό κατά την Υ διεύθυνση και πλαισιωτό κατά την Χ.

Για την επιβολή των σεισμικών δυνάμεων δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί η «τριγωνική» καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών δυνάμεων (Equivalent Lateral Force (ELF) Analysis) γιατί η δύναμη εφαρμόζεται στο κέντρο μάζας του διαφράγματος. Αν η δύναμη εφαρμοστεί στο κέντρο μάζας του διακριτοποιημένου διαφράγματος θα υπάρξει υψηλή συγκέντρωση τάσεων στο σημείο αυτό. Για την σύγκριση μεταξύ εύκαμπτου και άκαμπτου διαφράγματος η δυναμική φασματική ανάλυση αποτελεί την καλύτερη επιλογή σε σύγκριση με την δυναμική ανάλυση χρονοιστορίας διότι στην ανάλυση χρονοιστορίας είναι δύσκολο να συγκριθούν τα επι μέρους αποτελέσματα.

Στη δυναμική ανάλυση χρησιμοποιήθηκαν περισσότερες των 30 ιδιομορφών στην περίπτωση των του semi rigid διαφράγματος στις περισσότερες κατασκευές έτσι ώστε να συγκεντρώνουν >90% της ταλαντούμενης μάζας σε μεταφορικές κατά χ και ψ και στροφική κατά z ιδιομορφές. Η διακριτοποίηση των στοιχείων shell έγινε σε κάρναβο $0,50 \times 0,50$. Μεγαλύτερη διακριτοποίηση θα αύξανε την ακρίβεια των αποτελεσμάτων αλλά θα αύξανε δυσανάλογα τον απαιτούμενο χρόνο υπολογισμού.

Στην επικείμενη ανάλυση θα μελετηθεί η επίδραση του διαφράγματος για σεισμό αποκλειστικά και μόνο στην διεύθυνση Υ.

ΥΛΙΚΑ

Κατηγορία σκυροδέματος	C 25/30
Κατηγορία οπλισμού	B500C

ΦΟΡΤΙΑ

ΜΟΝΙΜΑ

- Ίδιο βάρος οπλισμένου σκυροδέματος	25.00kN/m3
- Επικάλυψη δώματος	2.00kN/m2
- Επικάλυψη δαπέδων	1.50kN/m2
- Δρομικές οπτοπλινθοδομές	2.20kN/m2
- Μπατικές οπτοπλινθοδομές	3.60kN/m2

ΚΙΝΗΤΑ

- Κινητό δαπέδων	2.00kN/m2
- Κινητό εξωστών	5.00kN/m2
- Κινητό κλιμακοστασίων	3.50kN/m2

ΣΕΙΣΜΟΣ

- Επιτάχυνση Εδάφους	a=0.24g
- Συντελεστής Συμπεριφοράς κατά Υ	q=2.50
- Συντελεστής Συμπεριφοράς κατά Χ	q=3.30

ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ

- Κατηγορίες περιβαλλοντικής έκθεσης	XC3
- Επικάλυψη οπλισμών (εξωτερικές επιφάνειες)	$c_{nom} = 3.5cm$

Πίνακας 3-2: Πίνακας υλικών, φορτίσεων και περιβαλλοντικής έκθεσης κατασκευών

3.6 Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος

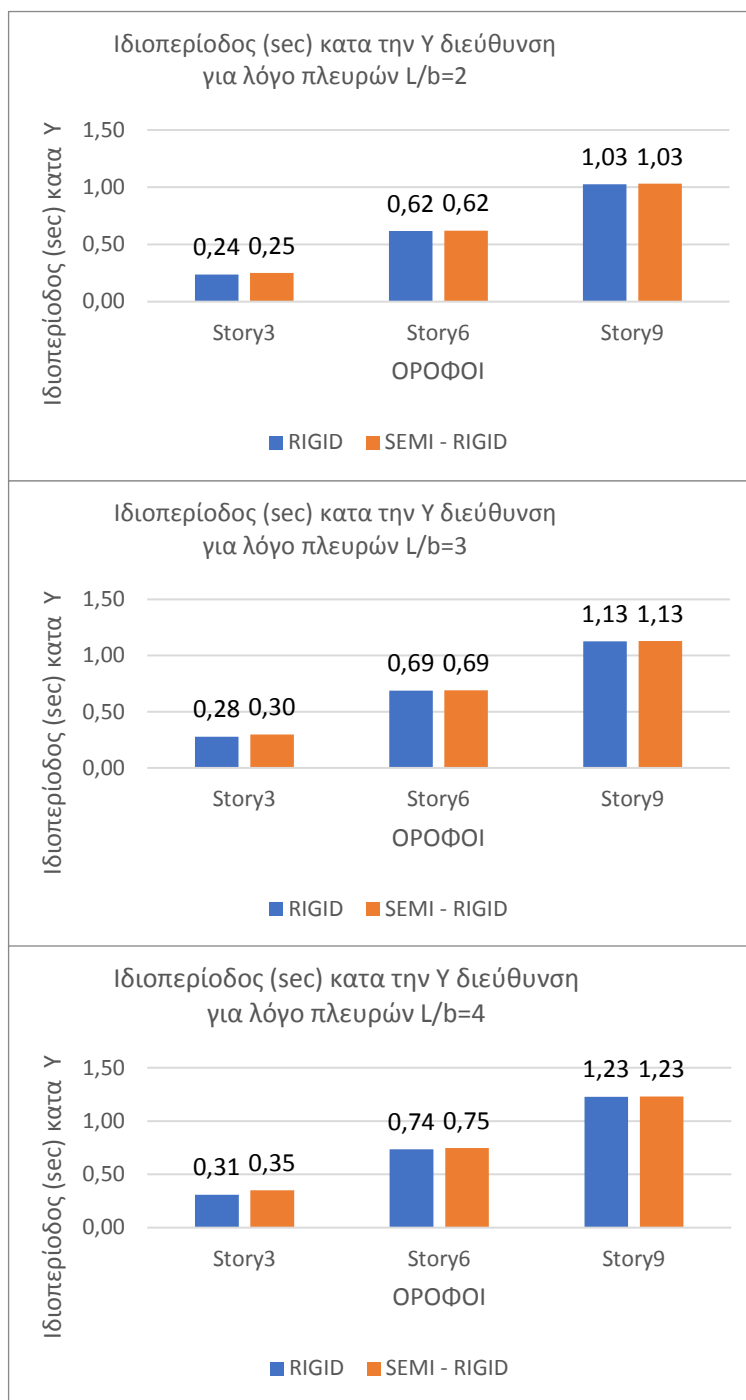
Το πρώτο χαρακτηριστικό που μελετάται ως προς το πως μεταβάλλεται με την παραδοχή του απαραμόρφωτου και παραμορφωτού διαφράγματος είναι η ιδιοπερίοδος.

Παρατηρείται ότι η μεγαλύτερη μεταβολή της ιδιοπεριόδου εντοπίζεται στις τριώροφες κατασκευές. Αυτό συμβαίνει διότι όσο το ύψος του κτιρίου παραμένει χαμηλό, τα τοιχεία είναι αρκετά δύσκαμπτα σε σχέση με το διάφραγμα. Όσο αυξάνει το ύψος των κτιρίων τα αποτελέσματα των προσομοιώσεων τείνουν να συγκλίνουν.

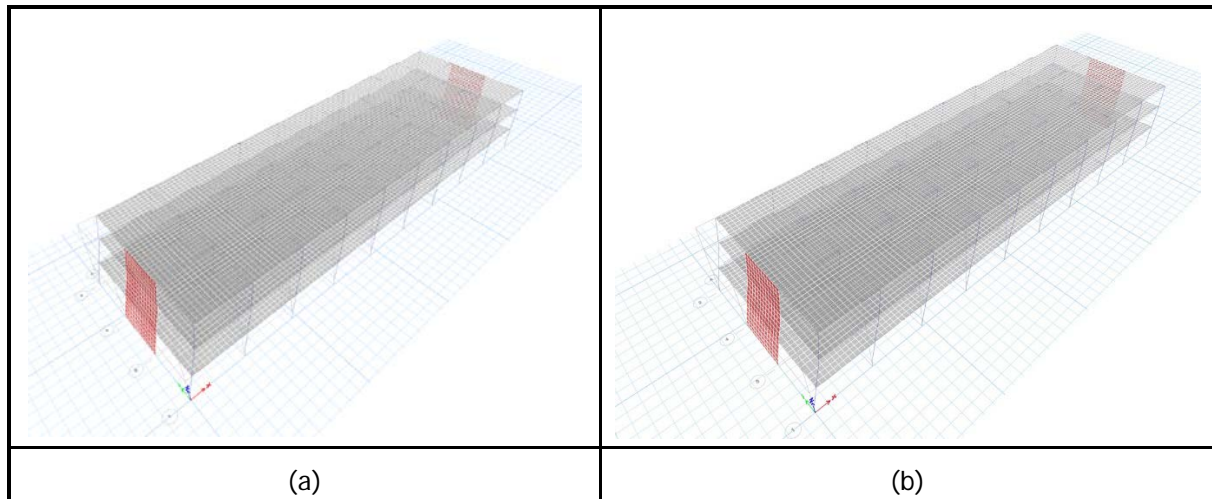
Αντίστοιχα η αύξηση του λόγου των πλευρών μειώνει την δυσκαμψία του διαφράγματος επομένως για το ίδιο ύψους κτιρίου παρατηρούνται μεγαλύτερες μεταβολές στην ιδιοπερίοδο.

Ειδικότερα υπήρξε αύξηση της ιδιοπεριόδου για το τριώροφο κτίριο με λόγο πλευρών 2,3 και 4 σε 4% , 7% , 13% αντίστοιχα ενώ για το εννιαόροφο κτίριο με λόγο πλευρών 2,3 και 4 δεν παρουσιάστηκε απόκλιση.

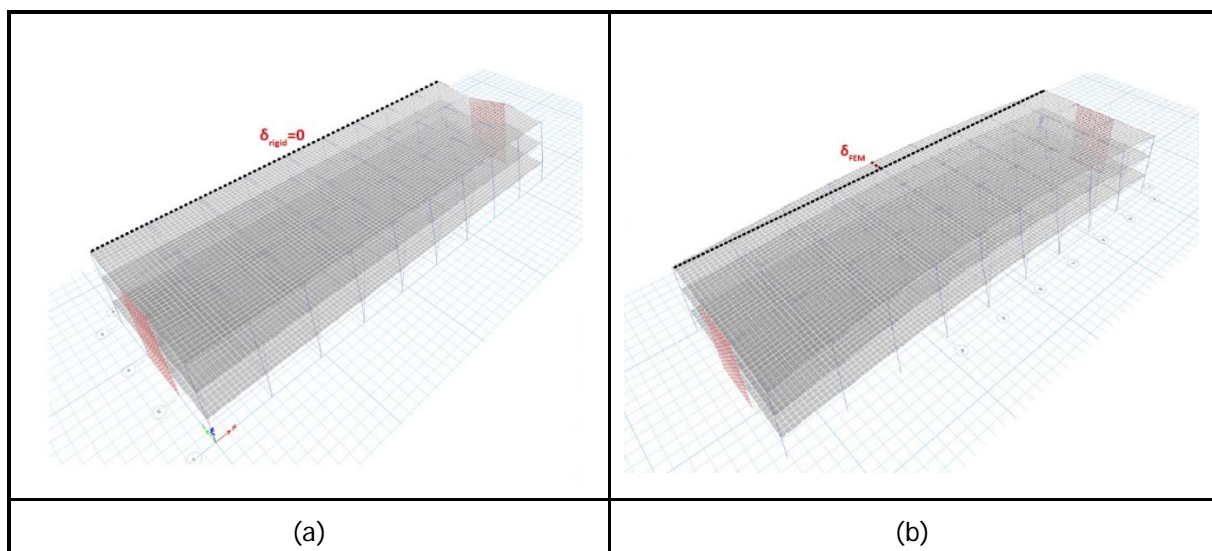
Επομένως την μεγαλύτερη μεταβολή της ιδιοπεριόδου λόγω της διαφορετικής προσομοίωσης παρουσιάζει το χαμηλότερο κτίριο με τον μεγαλύτερο λόγο πλευρών ήτοι ,το τριώροφο κτίριο με $L/b=4$.



Πίνακας 3-3: Ιδιοπερίοδοι κατά Y για rigid και semi-rigid διάφραγμα με λόγο πλευρών $L/b=2,3,4$.

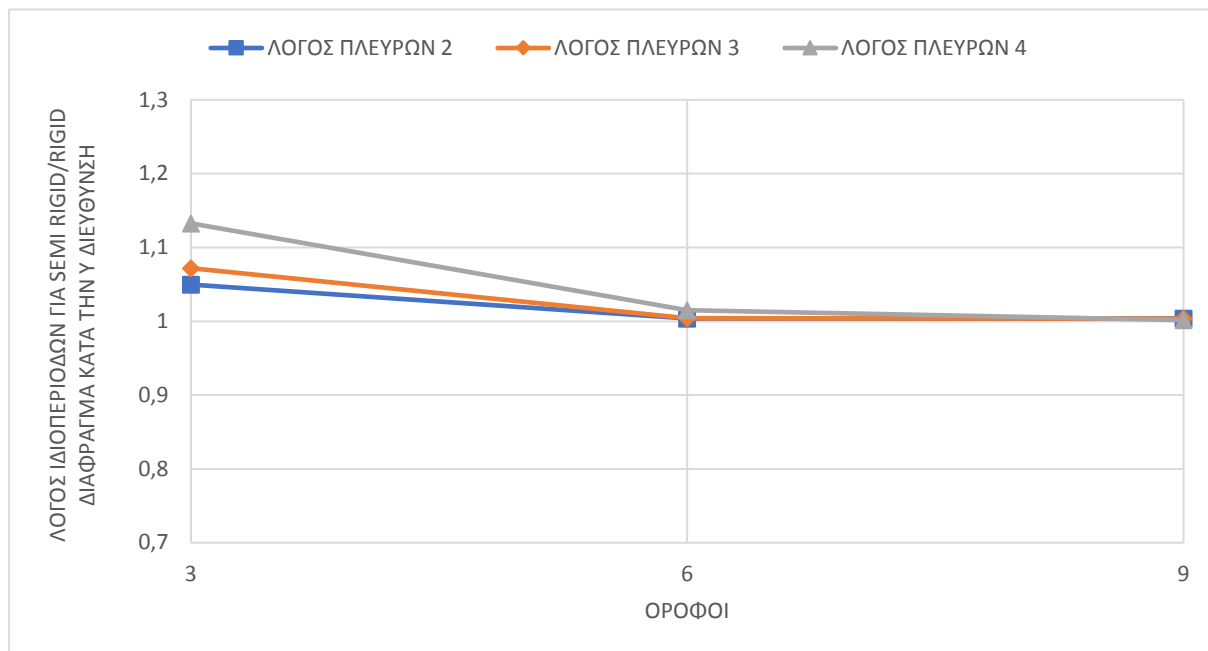


Εικόνα 3-6: (α) 1η Ιδιοπερίοδος για rigid και (β) semi-rigid κατά X, $L/b=3$. Δεν παρατηρούνται εντός επιπέδου παραμορφώσεις για την προσομοίωση της πραγματικής δυσκαμψίας της πλάκας με πεπερασμένα στοιχεία.

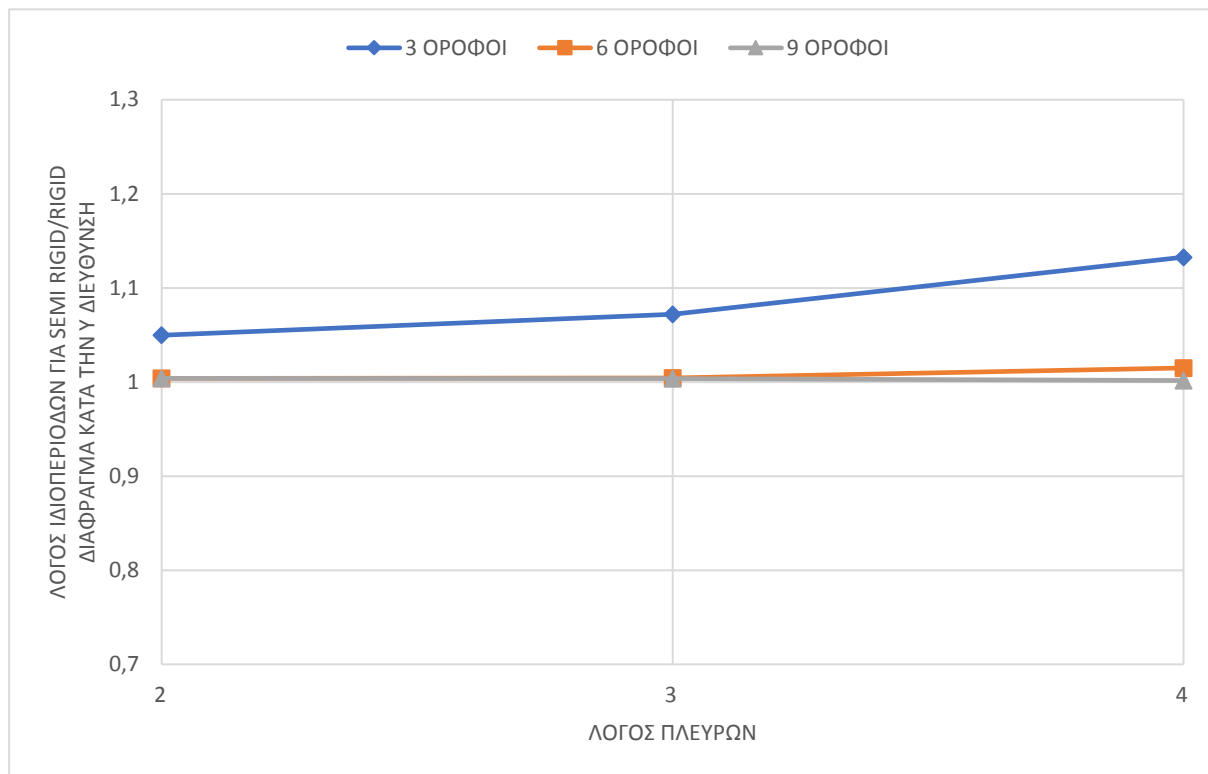


Εικόνα 3-7: (α) 2η Ιδιοπερίοδος για rigid, (β) semi-rigid κατά Y, $L/b=3$. Παρατηρούνται σημαντικές εντός επιπέδου παραμορφώσεις για την προσομοίωση της πραγματική δυσκαμψία της πλάκας με πεπερασμένα στοιχεία.

Παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα παραπάνω αποτελέσματα συγκρίνοντας τον λόγο των ιδιοπεριόδων κατά την Υ διεύθυνση για semi – rigid / rigid προσομοίωση.

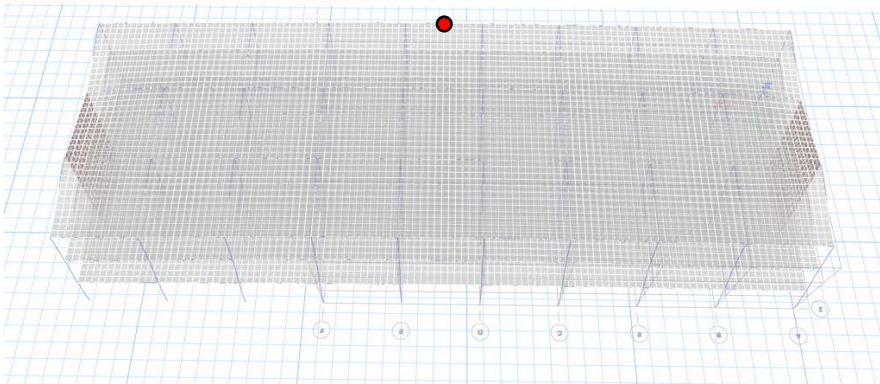


Πίνακας 3-4: Λόγος ιδιοπεριόδων για semi-rigid/rigid διαφράγματα με οριζόντιο άξονα το πλήθος των ορόφων. Οι ιδιοπερίοδοι συγκλίνουν με την αύξηση των ορόφων.



Πίνακας 3-5: Λόγος ιδιοπεριόδων για semi-rigid/rigid διαφράγματα με οριζόντιο άξονα τον λόγο πλευρών. Οι αποκλίσεις αυξάνουν με την αύξηση του λόγου των πλευρών.

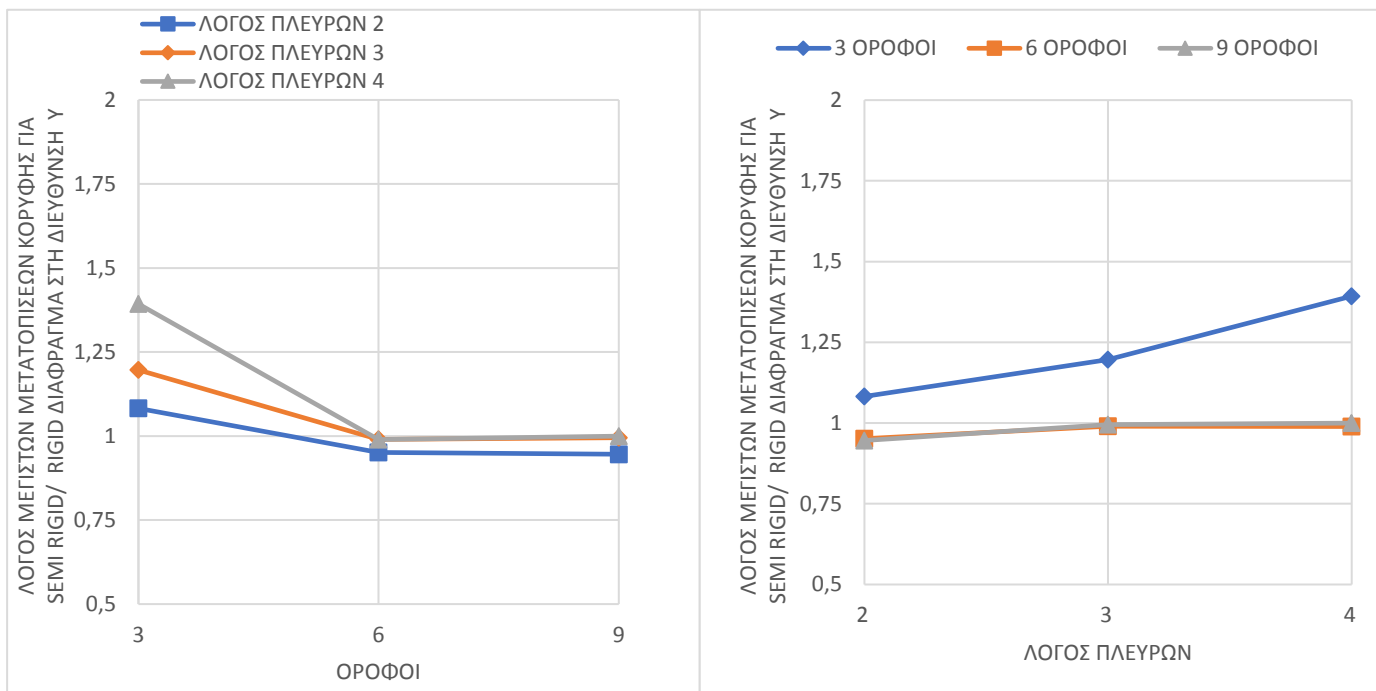
3.7 Μέγιστη μετατόπιση κορυφής



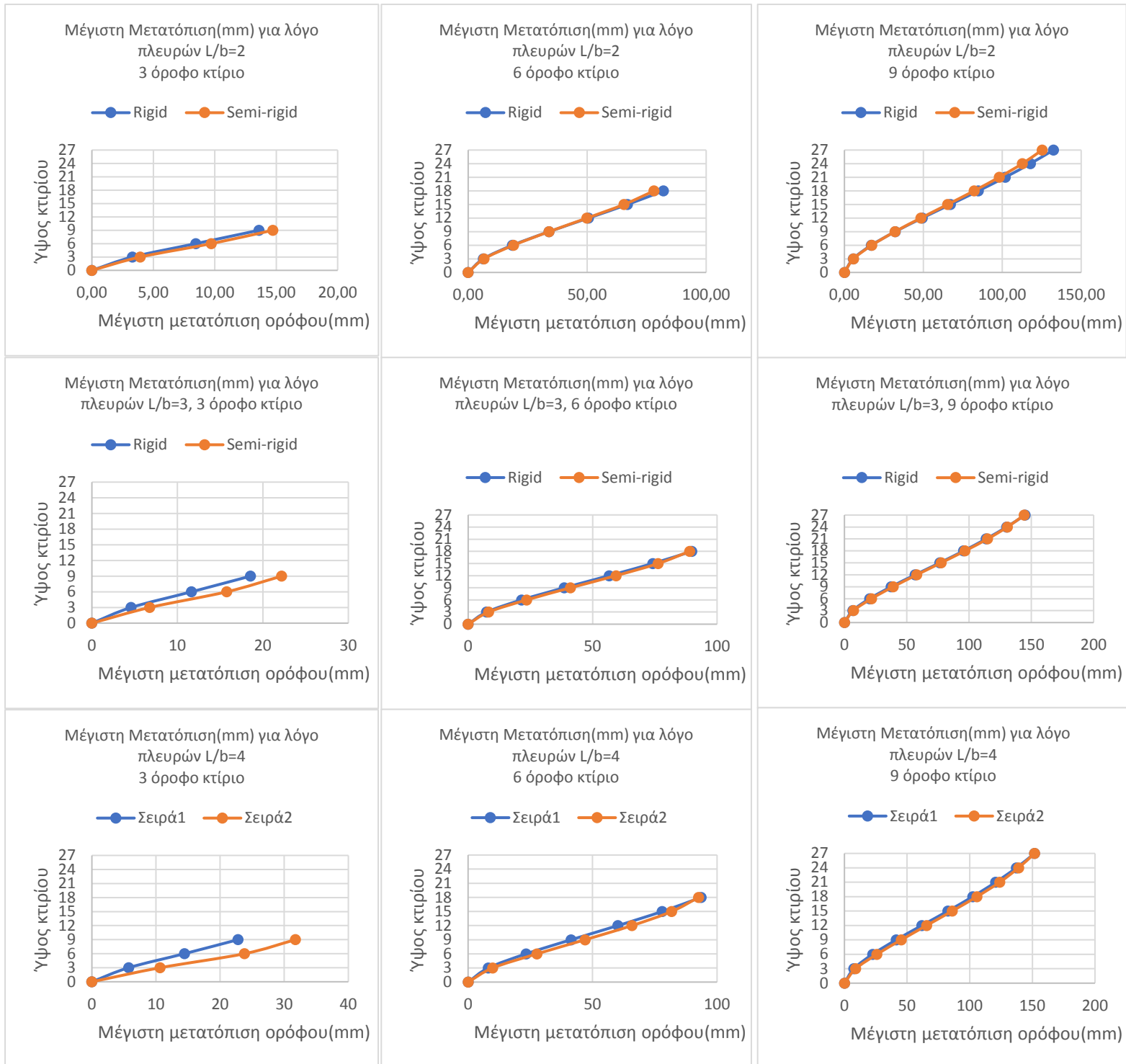
Εικόνα 3-8: Σημείο ελέγχου μέγιστης μετατόπισης στο μέσο

Στη συνέχεια εφόσον αυξάνεται η ιδιοπερίοδος της κατασκευής, με μικρότερο ή μεγαλύτερο λόγο ανάλογα με το εκάστοτε κτίριο, αναμένεται να αυξηθούν και οι μέγιστες μετατοπίσεις. Για την πραγματοποίηση των συγκρίσεων ελέγχθηκε η μετατόπιση στην εξωτερική παρειά του μέσου της ορθογωνικής κάτοψης κατά τη διεύθυνση Χ όπως φαίνεται στην Εικόνα 3-9.

Το χαμηλότερο κτίριο (τριώροφο) με τον μεγαλύτερο λόγο πλευρών ($L/b=4$) παρουσίασε την υψηλότερη μεταβολή των μέγιστων μετατοπίσεων ενώ αντίθετα το ψηλότερο κτίριο (εννιαώροφο) με τον μικρότερο λόγο πλευρών ($L/b=2$) την χαμηλότερη. Ειδικότερα, για το τριώροφο κτίριο παρουσιάζεται αύξηση 8%, 20% και 39% των μετακινήσεων οροφής για λόγο πλευρών $L/b=2,3,4$ αντίστοιχα. Σημαντικότερες μεταβολές παρουσιάστηκαν στις μέγιστες μετατοπίσεις του πρώτου ορόφου κάθε προσομοιώματος.



Πίνακας 3-6: Λόγος μέγιστων μετατοπίσεων κορυφής για semi rigid/rigid διάφραγμα στη διεύθυνση Y ανα όροφο και ανα λόγο πλευρών.



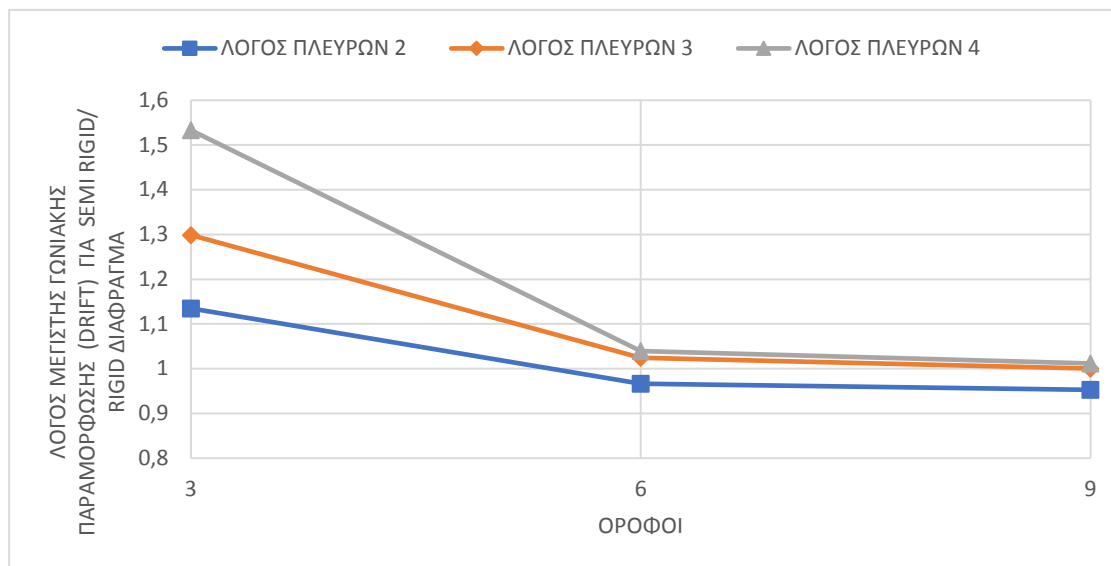
Πίνακας 3-7: Μέγιστες μετατοπίσεις κάθε κτιρίου. Κατά στήλη αλλάζει ο αριθμός των ορόφων ενώ κατά σειρά ο λόγος των πλευρών

Τόσο από τα διαγράμματα των λόγων μέγιστης μετακίνησης όσο και από τις απόλυτες τιμές τους παρατηρούμε ότι υπάρχει σημαντική αύξηση στις μέγιστες μετακινήσεις που θα πρέπει να ληφθεί υπ' όψη κατά τον σχεδιασμό.

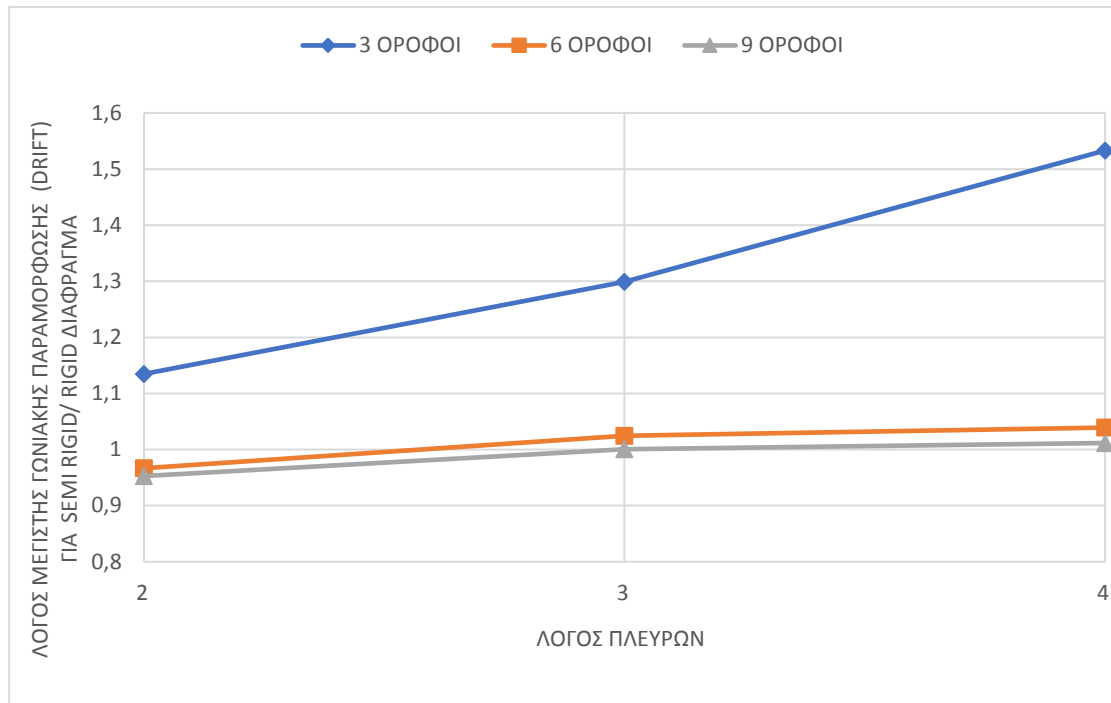
Αξιοσημείωτο είναι το γεγονός ότι ενώ θα αναμένετο η επιρροή του διαφράγματος να εξαρτάται κυρίων από τον λόγο των πλευρών του κτιρίου , πολύ σημαντικός παράγοντας αποτελεί και το ύψος του. Αυτό συμβαίνει διότι επηρεάζει καθοριστικά την σχετική δυσκαμψία μεταξύ των κατακόρυφων στοιχείων και του διαφράγματος. Συνεπώς , στο τριώροφο κτίριο , για όλους τους λόγους των πλευρών L/b , όπου η δυσκαμψία των τοιχίων είναι μεγάλη , η επιρροή της προσομοίωσης του διαφράγματος είναι εξαιρετικά σημαντική στις μέγιστες μετατοπίσεις. Με την αύξηση των ορόφων αμβλύνονται και οι διαφορές.

3.8 Γωνιακή παραμόρφωση

Η μέγιστη γωνιακή παραμόρφωση ακολουθεί την ίδια λογική με τις μέγιστες μετατοπίσεις. Αυξανόμενου του ύψους μειώνεται ο λόγος των μέγιστων γωνιακών παραμορφώσεων μεταξύ κτιρίου με απαραμόρφωτο και παραμορφωτό διάφραγμα ενώ η αύξηση του λόγου των πλευρών για το εξωώροφο και το εννιαώροφο κτίριο επιφέρει μικρή αύξηση τους.



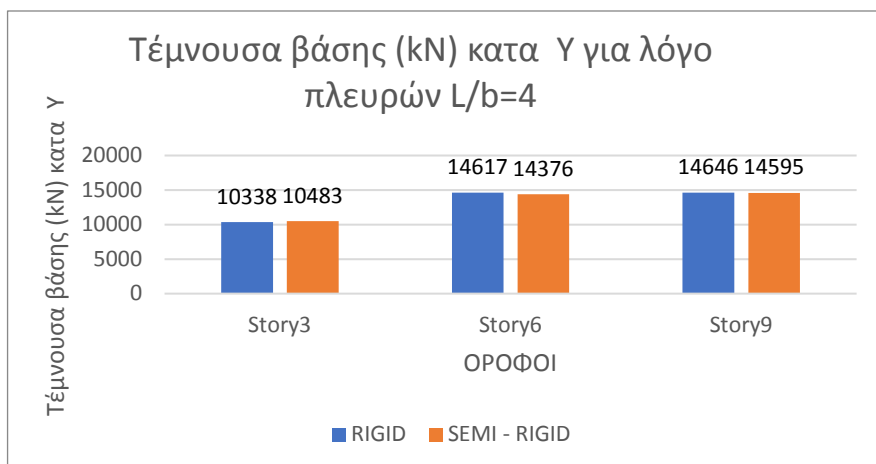
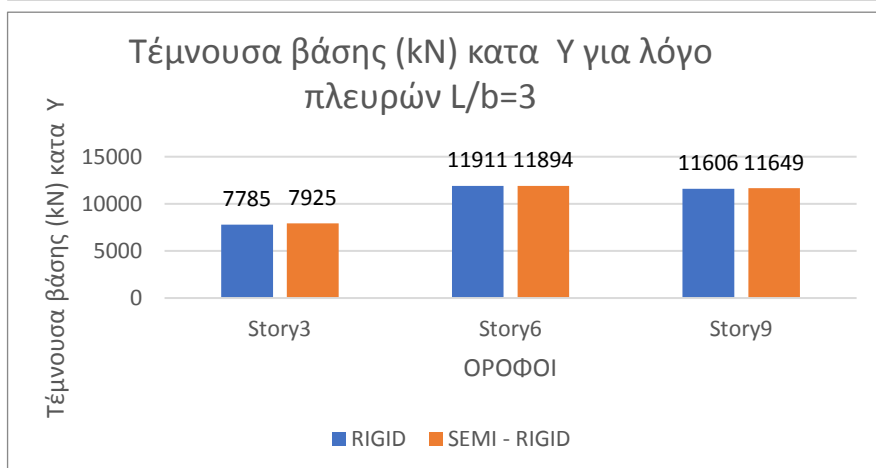
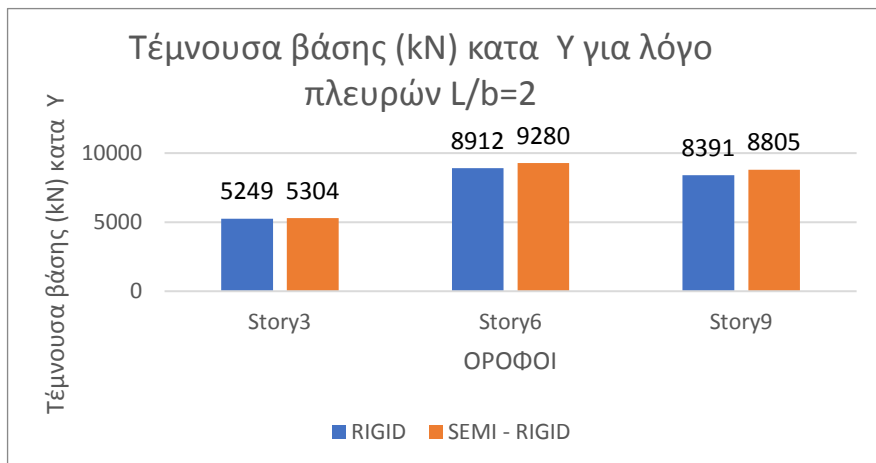
Πίνακας 3-8: Λόγος μέγιστης γωνιακής παραμόρφωσης (drift) για semi rigid/rigid διαφράγματα με οριζόντιο άξονα το πλήθος των ορόφων.



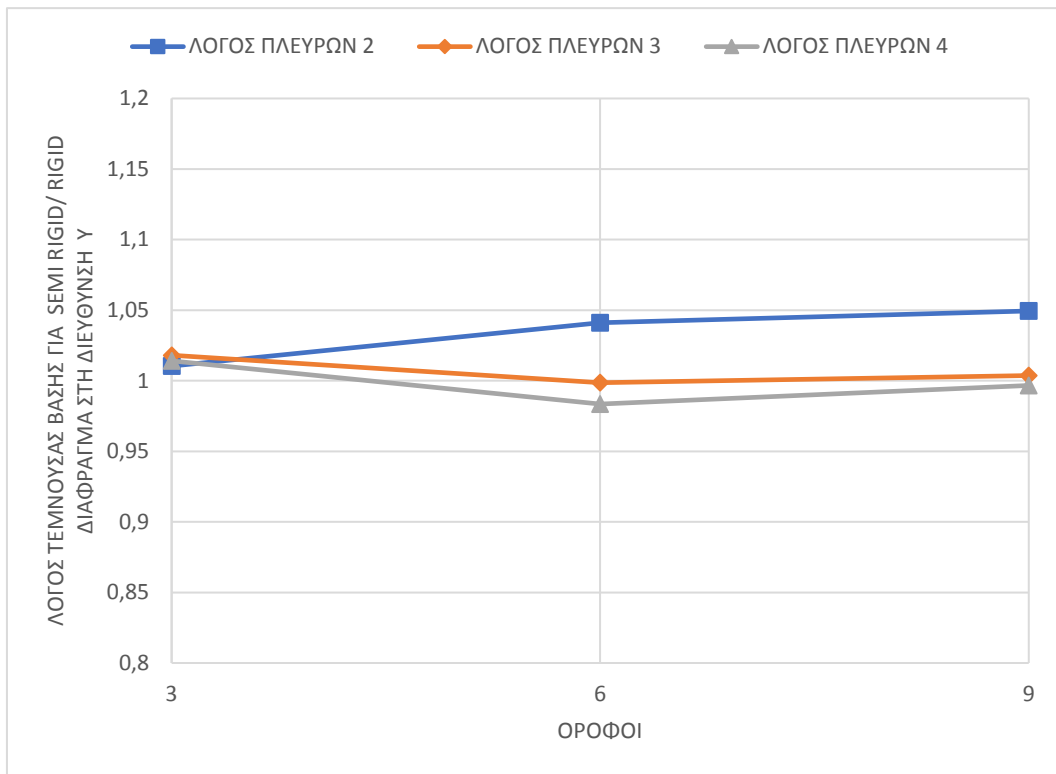
Πίνακας 3-9: Λόγος μέγιστης γωνιακής παραμόρφωσης (drift) για semi-rigid/rigid διαφράγματα με οριζόντιο άξονα το πλήθος των ορόφων.

3.9 Τέμνουσα βάση

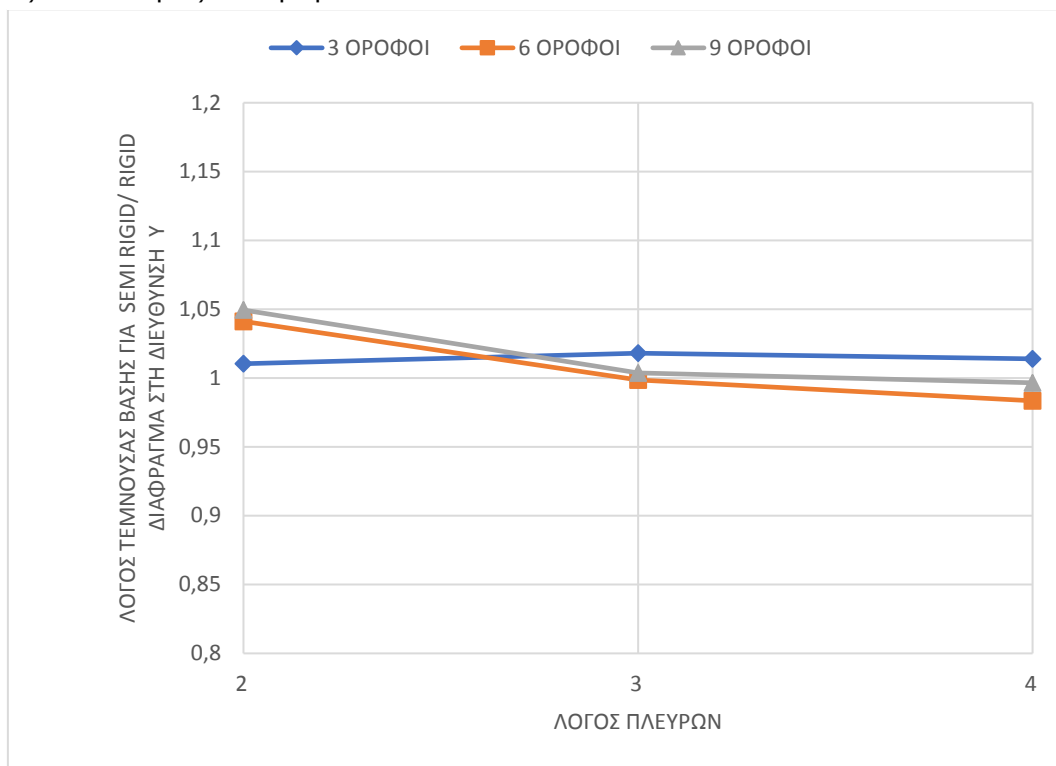
Οι διαφορές που εμφανίστηκαν στην τέμνουσα βάση λόγω διαφορετικού προσομοιώματος ήταν αμελητέες. Οι μέγιστες διαφοροποιήσεις εμφανίστηκαν στο κτήριο με λόγο πλευρών $L/b=2$, με ποσοστιαία αύξηση 1%, 4% και 5% για το τριώροφο, το εξαώροφο και το εννιάώροφο κτήριο αντίστοιχα. Αυξανόμενου το λόγου των πλευρών τα αποτελέσματα συνέκλιναν. Ωστόσο, ενώ φαινομενικά οι διαφοροποιήσεις της τέμνουσας βάσης παρέμειναν μικρές, άλλαξε σημαντικά η κατανομή των δυνάμεων μεταξύ τοιχίων και υποστυλωμάτων.



Πίνακας 3-10: Τέμνουσα βάση για rigid και semi-rigid διάφραγμα ανα λόγο πλευρών



Πίνακας 3-11: Λόγος τέμνουσας βάσης για semi-rigid/rigid διαφράγματα με οριζόντιο άξονα το πλήθος των ορόφων.



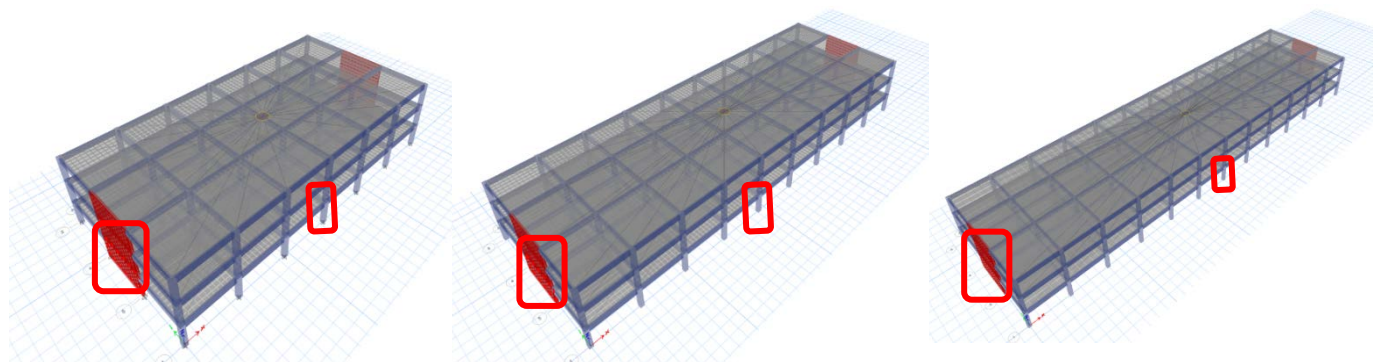
Πίνακας 3-12: Λόγος τέμνουσας βάσης για semi-rigid/rigid διαφράγματα με οριζόντιο άξονα τον λόγο πλευρών.

3.10 Μεταβολή εντατικών μεγεθών

Δεδομένου ότι η παραδοχή άκαμπτου ή ημιάκαμπτου διαφράγματος επηρεάζει εκτός των άλλων και την κατανομή των αδρανειακών δυνάμεων στα κατακόρυφα δομικά στοιχεία, μελετήθηκαν οι μεταβολές των εντατικών μεγεθών σε επιλεγμένη μέλη.

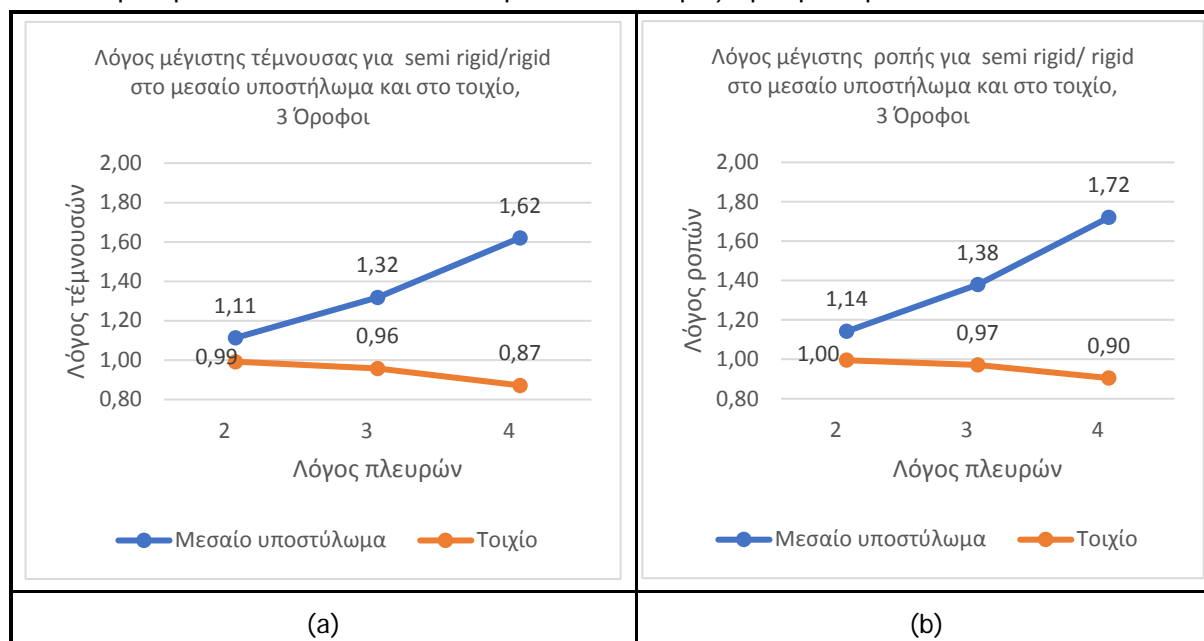
3.10.1 Υποστύλωμα και τοιχίο ισογείου στο τριώροφο για $L/B=2,3,4$

Για τον έλεγχο της μεταβολής των εντατικών μεγεθών ελέγχεται το μεσαίο υποστύλωμα του ισογείου στο τριώροφο κτίριο όπου και αναμένεται να παρατηρηθούν οι μεγαλύτερες μεταβολές για $L/b=2,3,4$ και συγκρίνονται τα αποτελέσματα.



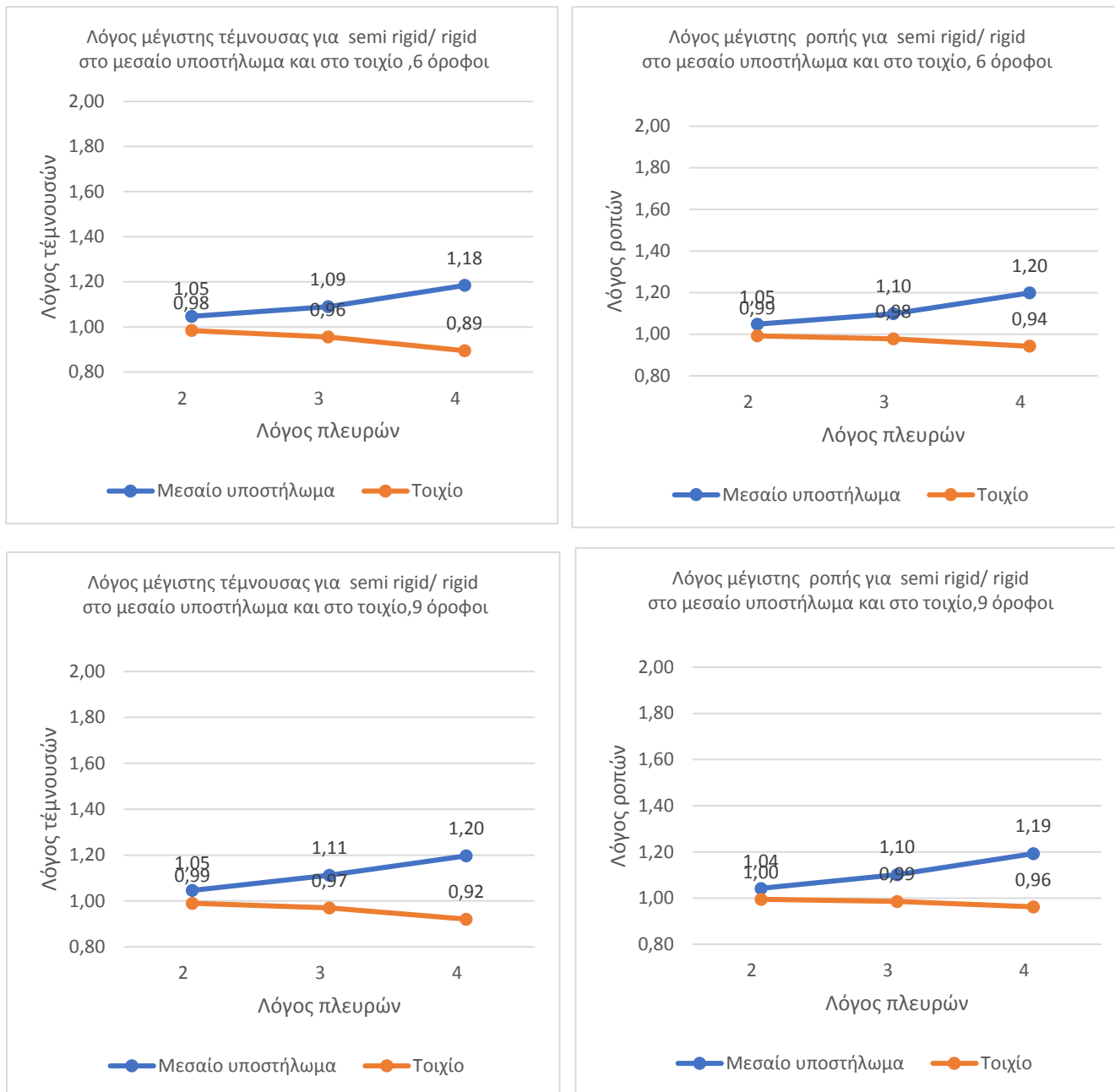
Εικόνα 3-10: Απεικόνιση των υπο έλεγχο υποστυλώματων και τοιγίων στο τριώροφο για $L/B=2,3,4$

Από τα παρακάτω διαγράμματα είναι εμφανές ότι αυξανόμενου του λόγου των πλευρών (και άρα και της ευκαμψίας του διαφράγματος) τα εντατικά μεγέθη του μεσαίου υποστυλώματος αυξάνονται σημαντικά ενώ αντίστοιχα τα εντατικά μεγέθη των τοιγίων μειώνονται. Ειδικότερα στην προσομοίωση με πεπερασμένα στοιχεία παρατηρείται αύξηση των τεμνουσών κατά την Y διεύθυνση και των ροπών του στύλου περί τον X άξονα κατά 11%,32%, 62% και 14%,38% και 72% αντίστοιχα. Όσο ο λόγος των πλευρών μειώνεται τόσο τα αποτελέσματα τείνουν προς τη σύγκλιση.



Πίνακας 3-13: (a) Λόγος μέγιστης τέμνουσας (b) λόγος μέγιστης ροπής, για semi rigid/rigid διάφραγμα στο μεσαίο υποστύλωμα και το τοιχίο για το τριώροφο κτίριο με λόγο πλευρών $L/b=2,3,4$.

Αντίστοιχα όσο αυξάνεται το ύψος του κτιρίου οι διαφορές μεταξύ της πραγματικής προσομοίωσης και αυτής με το άκαμπτο διάφραγμα αμβλύνονται όπως φαίνεται και από τα παρακάτω διαγράμματα για το εξαώροφο και το εννιαώροφο κτίριο με λόγο πλευρών $L/b=2,3,4$.



Πίνακας 3-14: Λόγος μέγιστης τέμνουσας και λόγος μέγιστης ροπής, για semi rigid/rigid διάφραγμα στο μεσαίο υποστήλωμα και το τοιχίο για το εξαώροφο και το εννιαώροφο κτίριο με λόγο πλευρών $L/b=2,3,4$.

Τα αποτελέσματα αυτά θα πρέπει να ληφθούν σοβαρά υπόψιν στην διαξονική κάμψη του υποστυλώματος για χαμηλά κτίρια με μεγάλο λόγο πλευρών αν και στο συγκεκριμένο παράδειγμα κρίσιμη είναι η διεύθυνση X για την τέμνουσα και η ροπή περί τον Y άξονα που αυτά παρέμειναν αναλλοίωτα.

3.11 Έλεγχος κατάταξης κτιρίου με βάση το στατικό σύστημα

Στο κεφάλαιο αυτό ελέγχεται αν λόγω της πραγματικής κατανομής του σεισμικού φορτίου στα υποστυλώματα και στα τοιχία άλλαξε ο χαρακτηρισμός του κτιρίου σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8. Τα κτίρια από Ω.Σ. κατατάσσονται σε μία από τις κατηγορίες του παρακάτω Πίνακα με βάση το στατικό τους σύστημα. Στον ορισμό κάθε κατηγορίας, ο όρος «διατμητική αντοχή» μπορεί να αντικατασταθεί από τον όρο «διατμητική σεισμική δύναμη» όπως αναφέρει ο κύριος ΓΙΑΝΝΗΣ Ν. ΨΥΧΑΡΗΣ Καθηγητής Ε.Μ.Π στο τεύχος σημειώσεων του. Δηλαδή, ο προσδιορισμός της κατηγορίας ενός κτιρίου επιτρέπεται να υπολογίζεται με βάση την κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στα κατακόρυφα στοιχεία του κατώτερου ορόφου (βάση) αντί της αντίστοιχης διατμητικής τους αντοχής.

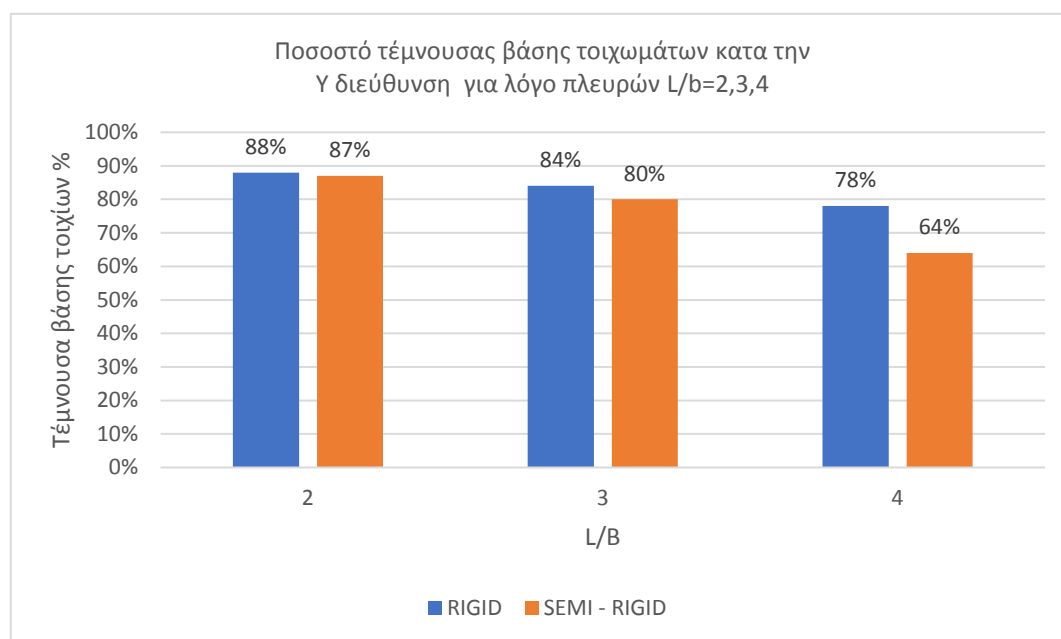
Κατηγορίες κτιρίων Ω. Σ.

Χαρακτηρισμός	Επεξήγηση
Τοιχωματικό σύστημα	Στατικό σύστημα με συζευγμένα ή ασύζευκτα τοιχώματα, των οποίων η συνολική διατμητική αντοχή στη βάση είναι $\geq 65\%$ της συνολικής διατμητικής αντοχής του κτιρίου στη βάση.
Πλαισιωτό σύστημα	Στατικό σύστημα με χωρικά πλαίσια, των οποίων η συνολική διατμητική αντοχή στη βάση είναι $\geq 65\%$ της συνολικής διατμητικής αντοχής του κτιρίου στη βάση.
Διπλό σύστημα (γενικά)	Τα κατακόρυφα φορτία παραλαμβάνονται κυρίως από τα πλαίσια και τα οριζόντια εν μέρει από πλαίσια και εν μέρει από τοιχώματα.
Διπλό σύστημα που συμπεριφέρεται ως πλαισιωτό	Διπλό στατικό σύστημα, στο οποίο τα πλαίσια έχουν συνολική διατμητική αντοχή στη βάση $\geq 50\%$ της συνολικής διατμητικής αντοχής του κτιρίου στη βάση.
Διπλό σύστημα που συμπεριφέρεται ως τοιχωματικό	Διπλό στατικό σύστημα, στο οποίο τα τοιχώματα έχουν συνολική διατμητική αντοχή στη βάση $\geq 50\%$ της συνολικής διατμητικής αντοχής του κτιρίου στη βάση.
Σύστημα με μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα	Τοιχωματικό σύστημα με τις παρακάτω πρόσθετες προϋποθέσεις: Τουλάχιστον δύο μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα στην υπόψη διεύθυνση, τα οποία παραλαμβάνουν τουλάχιστον το 20% των φορτίων βαρύτητας του σεισμικού συνδυασμού. Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος στην υπόψη διεύθυνση ≤ 0.5 sec (με θεώρηση πάκτωσης στη βάση).

Στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα	Διπλό ή τοιχωματικό σύστημα χωρίς την ελάχιστη στρεπτική δυσκαμψία έστω και σε μία οριζόντια διεύθυνση, δηλ. δεν ικανοποιείται η σχέση: $\alpha \geq I_s$ ή $\gamma \geq I_s$.
Σύστημα ανεστραμμένου εκκρεμούς	Σύστημα στο οποίο μάζα μεγαλύτερη από το 50% της συνολικής είναι συγκεντρωμένη στο ανώτερο 1/3 του ύψους. Δεν υπάγονται σε αυτή την κατηγορία μονώροφα με $\nu_d \leq 0.3$ σε όλα τα υποστυλώματα.

Πίνακας 3-15: Πίνακας κατηγοριών κτιρίων Ω. Σ. (Ιωάννης Ψυχάρης 2014).

Στο συγκεκριμένο παράδειγμα που μελετάται, όπως αναφέρθηκε και στην αρχή του κεφαλαίου, όλα τα κτίρια κατατάχθηκαν ως τοιχωματικά λόγω των δύσκαμπτων τοιχίων στα άκρα τους. Στη συνέχεια μελετώνται οι δυσμενέστερες περιπτώσεις, δηλαδή το τριώροφο κτίριο με λόγο πλευρών $L/b=2,3,4$ όπου αναμένονται και οι μεγαλύτερες μεταβολές στην κατανομή της τέμνουσας βάσης.

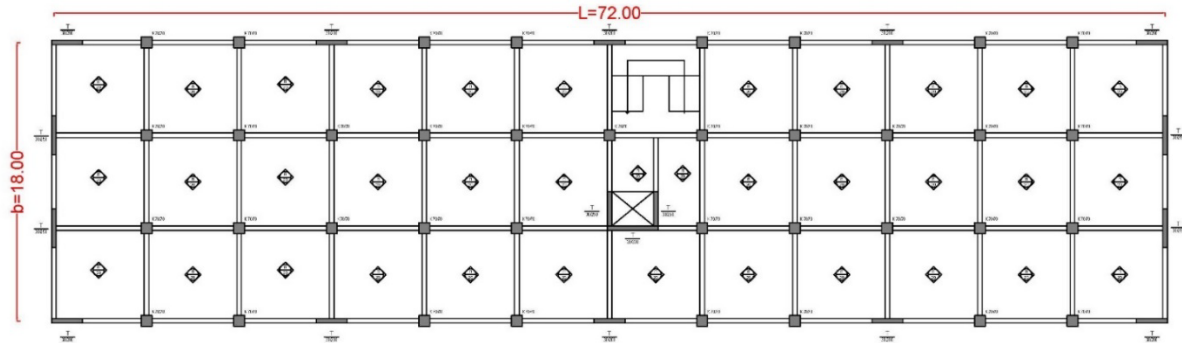


Πίνακας 3-16: Ποσοστό τέμνουσας βάσης τοιχωμάτων κατα την Y διεύθυνση για λόγο πλευρών $L/b=2,3,4$

Η μεγαλύτερη μεταβολή παρατηρείται στο κτίριο με λόγο πλευρών $L/B=4$, στο οποίο αλλάζει ο χαρακτηρισμός από τοιχωματικό σύστημα σε διπλό που συμπεριφέρεται ως τοιχωματικό. Η ποσοστιαία μεταβολή είναι της τάξης του 1%, 4% και 14% για κτίρια με λόγους πλευρών $L/B=2,3$ και 4. Στα συγκεκριμένα παραδείγματα επιλέχθηκε εσκεμμένα ο σχεδιασμός του παραδείγματος έτσι ώστε όλα τα παραδείγματα να κατατάσσονται με επάρκεια τοιχωματικά. Στις περιπτώσεις όπου η κατάταξη της κατασκευής είναι οριακά εντός μιας κατηγορίας θα πρέπει να δίδεται ιδιαίτερη προσοχή στην σωστή προσομοίωση του διαφράγματος, ειδικά όταν ο λόγος πλευρών του κτιρίου είναι αυξημένος. Η επιλογή του σωστού συντελεστή συμπεριφοράς η είναι υψίστης σημασίας για τον μετέπειτα σχεδιασμό. Σημειώνεται τέλος ότι κατά την X διεύθυνση δεν υπήρξαν μεταβολές.

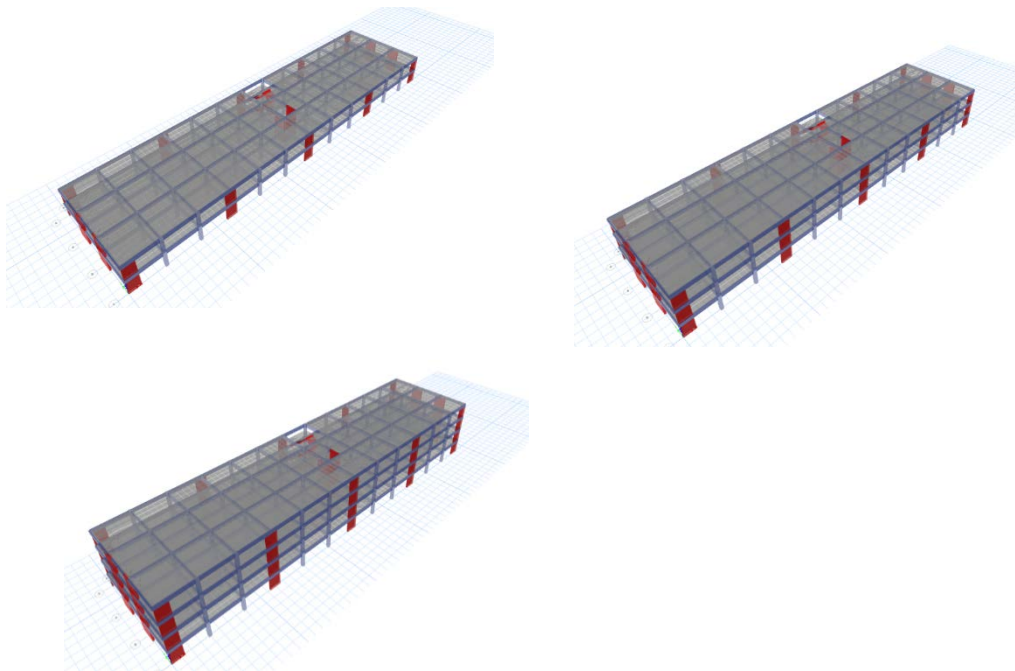
3.12 Έλεγχος καταπόνησης διαφράγματος καθ' ύψος σε τοιχωματικό και στις δύο διευθύνσεις κτίριο με $L/b=4$ για δύο, τρεις και τέσσερις ορόφους.

Στο υποκεφάλαιο αυτό διερευνάται η καταπόνηση των διαφραγμάτων καθ' ύψος του κτιρίου για κτίρια που αναπτύσσουν την ίδια επιτάχυνση. Για τον σκοπό σχεδιάστηκε ένα διώροφο, ένα τριώροφο και ένα τετραώροφο κτίριο με λόγο πλευρών 1:4 που βρίσκονται στο πλατό του φάσματος.



Εικόνα 3-11: Σκαρίφημα Ξυλότυπου τυπικού ορόφου

Προκειμένου να μελετηθεί η καταπόνηση του διαφράγματος καθ' ύψος ελέγχονται οι μεμβρανικές δυνάμεις που αναπτύσσονται κατά την x διεύθυνση (F_{11}) σε κάθε διακριτοποιημένο στοιχείο για σεισμό κατά Y . Από την σύγκριση των επιμέρους διαφραγμάτων είναι προφανές ότι για τα συγκεκριμένα κτίρια που βρίσκονται στο πλατό του φάσματος απόκρισης και αναπτύσσουν την ίδια επιτάχυνση, ο τελευταίος όροφος καταπονείται περισσότερο σε όλες τις περιπτώσεις.

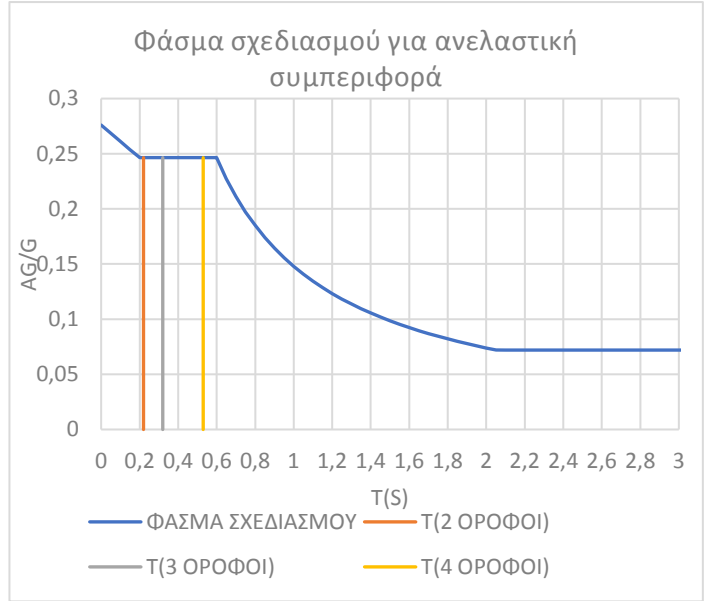


Εικόνα 3-12: Προοπτική απεικόνιση υπό μελέτη κτιρίων

3.12.1 Οριζόντια σεισμική φόρτιση

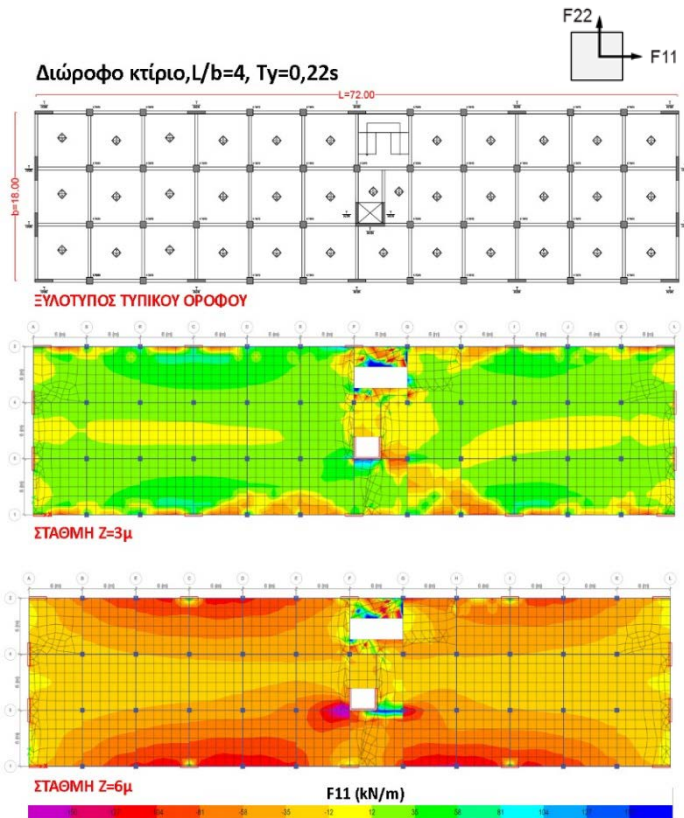
	Τιμή	Κατηγορία
Κατηγορία εδάφους		C
Ανηγμένη εδαφική επιτάχυνση a_g/g	0,36	Ζώνη 3
Συντελεστής σπουδαιότητας γ_I	1,0	Σ2
Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς q	4,2	Τοιχωματικό ΚΠΥ
Ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης ξ	5%	Κατασκευή από Ω.Σ.

Πίνακας 3-17: Δεδομένα φάσματος

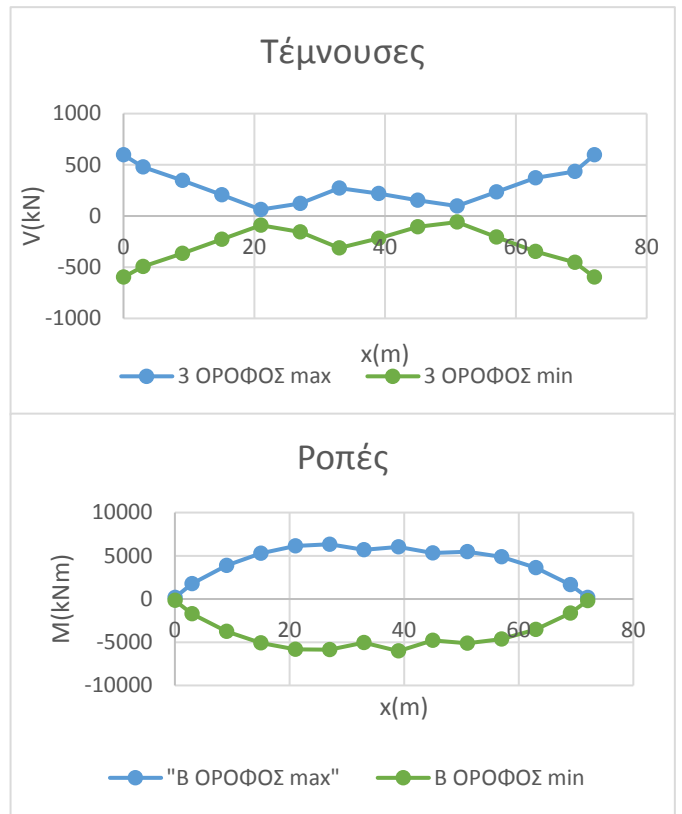


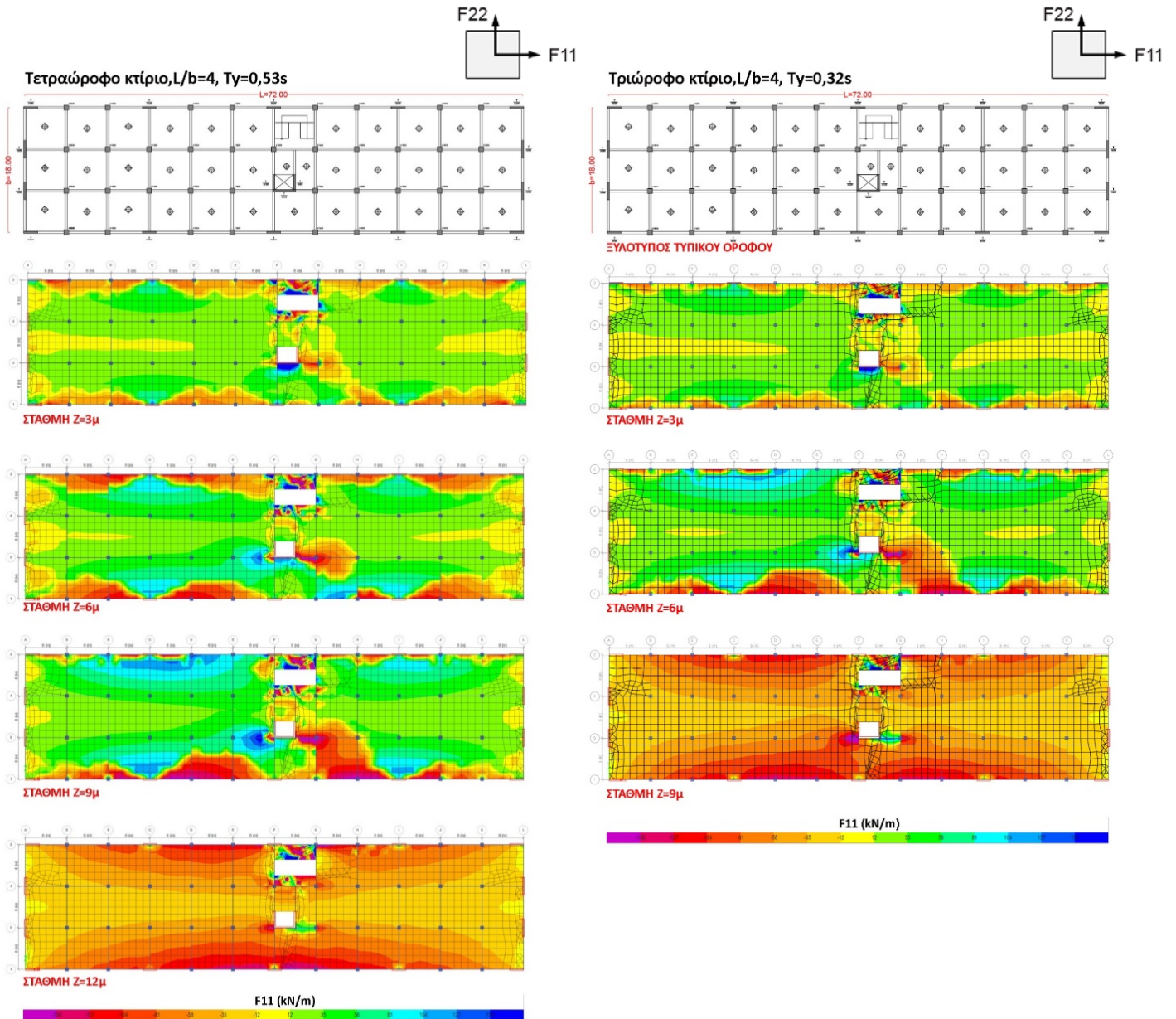
Εικόνα 3-13: Φάσμα σχεδιασμού

3.12.2 Αποτελέσματα ανάλυσης



Εικόνα 3-14: Μembranικές δυνάμεις που αναπτύσσονται κατά την x διεύθυνση (F_{11}) και εντατικά μεγέθη εντός επιπέδου στο τελευταίο διάφραγμα.



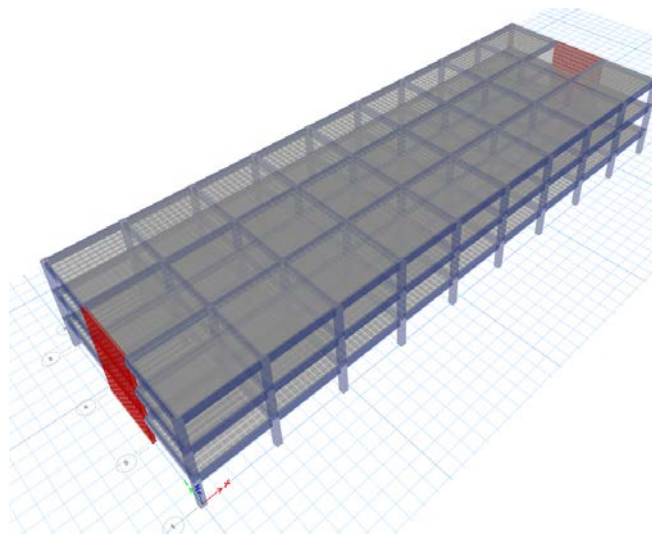


Εικόνα 3-15: Μεμβρανικές δυνάμεις που αναπτύσσονται κατά την x δεύθυνση (F_{11}) για σεισμό κατά Y.

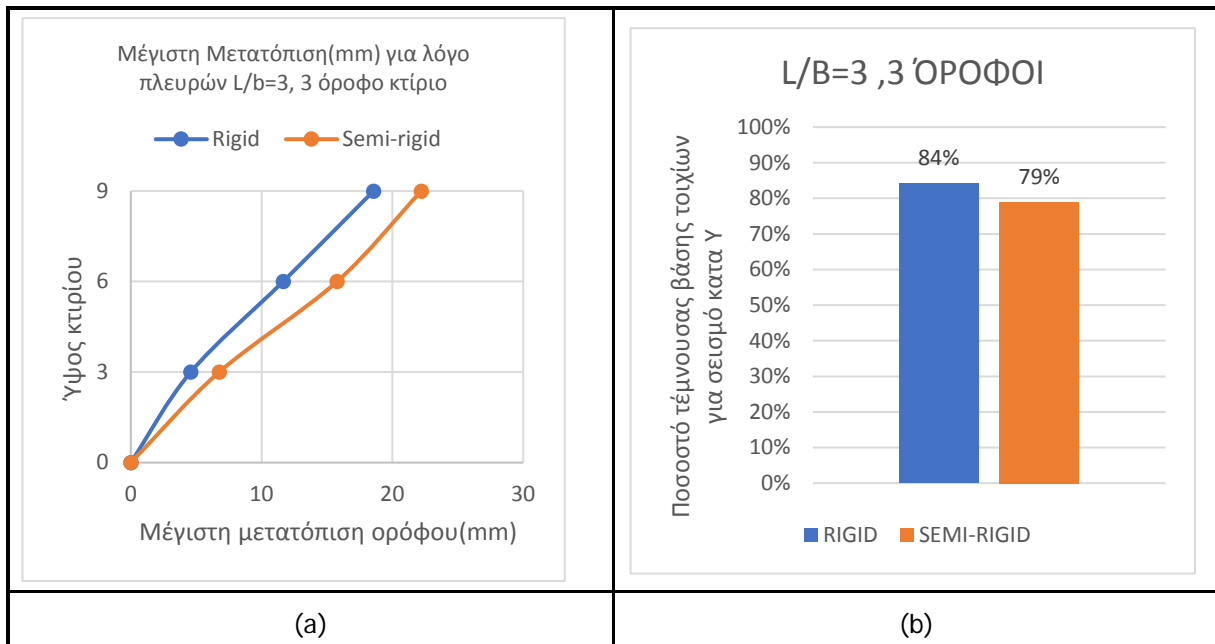
4 ΤΡΙΩΡΟΦΟ ΚΤΙΡΙΟ ΜΕ ΛΟΓΟ ΠΛΕΥΡΩΝ $L/B=3$

4.1 Εισαγωγή

Για την περαιτέρω κατανόηση της επίδρασης των εντός επιπέδου δράσεων στον δεδομένο τύπο κατασκευής, λαμβάνοντας υπόψιν την παραμορφωσιμότητα του διαφράγματος, μελετάται το τριώροφο κτίριο με λόγο πλευρών $L/b=3$. Η προδιαστασιολόγηση των στοιχείων, τα κατακόρυφα φορτία και το σεισμικό φορτίο παραμένουν ως έχουν από το δεύτερο κεφάλαιο της εργασίας. Υπενθυμίζεται ότι ο λόγος των πλευρών του κτιρίου είναι μικρότερος του 4 ενώ ο σχεδιασμός του γίνεται για μέση κατηγορίας πλαστιμότητα (ΚΠΜ). Ο EC8 επιβάλλει τον έλεγχο μετακινήσεων με την πραγματική δυσκαμψία του διαφράγματος που στο συγκεκριμένο παράδειγμα ξεπερνούν το 10% αυτών του απαραμόρφωτου για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού, επομένως θα πρέπει να ληφθεί υπόψιν η παραμορφωσιμότητα του.



Εικόνα 4-1. Προοπτική απεικόνιση υπο μελέτη κτιρίου, τριώροφο με λόγο πλευρών $L/b=3$



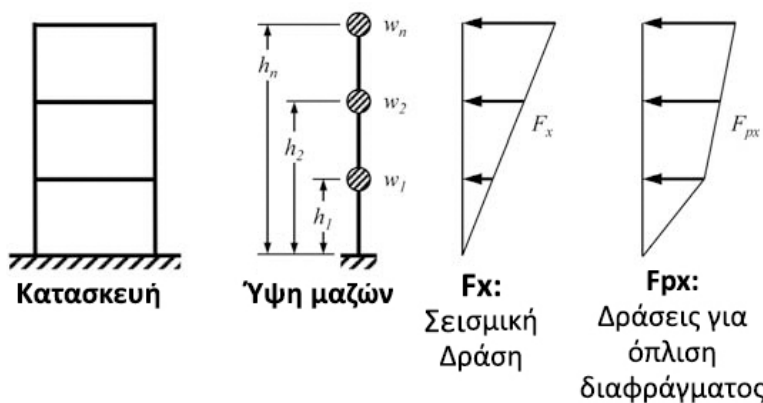
Πίνακας 4-1: (a) Η μέγιστη μετατόπιση ορόφου για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού είναι μεγαλύτερη του 10%, (b) ποσοστό τέμνουσα βάσης που παραλαμβάνεται από τα τοιχεία, επομένως το κτίριο είναι τοιχωματικό.

4.2 Έλεγχος διαφραγμάτων

Όπως προαναφέρθηκε στο πρώτο κεφάλαιο της διπλωματικής εργασίας είναι αρκετά ασαφές στον EC8 το πως γίνεται ο έλεγχος σε ΟΚΑ του διαφράγματος. Για την διενέργεια των ελέγχων ακολουθήθηκε η λογική του αμερικάνικου κανονισμού όπου έγινε μια προσπάθεια υιοθέτησης των γενικών αρχών σχεδιασμού τους. Αρχικά ελέγχεται η εντός επιπέδου δύναμη διαστασιολόγησης που θα χρησιμοποιηθεί για τον έλεγχο του διαφράγματος και στην συνέχεια ελέγχονται - οπλίζονται τα "συστατικά" του στοιχεία ήτοι χορδές (chords) , συλλέκτες (collectors) και διατμητικές συνδέσεις τοιχίων με το διάφραγμα.

4.2.1 Υπολογισμός εντός επιπέδου δυνάμεων

Για τον υπολογισμό των εντός επιπέδου δράσεων ο **ASCE-7** πλέον της σεισμικής δύναμης , θεωρεί και μία δύναμη F_{rx} που κατανέμεται καθ' ύψος και εφαρμόζεται στα διαφράγματα κάθε ορόφου όπως αναφέρεται στο δεύτερο κεφάλαιο της εργασίας. Για την διαστασιολόγηση του εκάστοτε διαφράγματος λαμβάνεται υπόψιν η δυσμενέστερη φόρτιση.



Εικόνα 4-2: Δυνάμεις για διαστασιολόγηση του διαφράγματος κατά ASCE-7

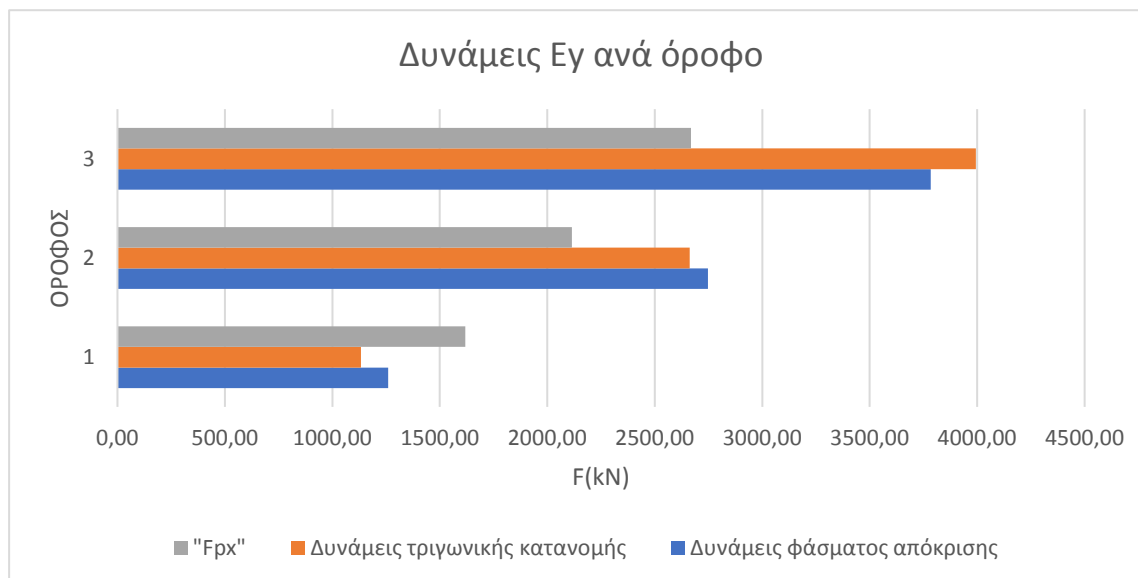
Ο υπολογισμός της F_{rx} κάθε ορόφου βασίζεται στην τέμνουσα βάσης V που υπολογίζεται από το φάσμα σχεδιασμού του κανονισμού που αναφέρεται στο δεύτερο κεφάλαιο της εργασίας. Στο συγκεκριμένο παράδειγμα γίνεται προσπάθεια να συγκριθούν οι παραπάνω μέθοδοι λαμβάνοντας την ίδια τέμνουσα βάσης όπως έχει ήδη υπολογιστεί από τις διατάξεις του EC8. Υπολογίζεται η τριγωνική κατανομή καθώς και η δύναμη F_{rx} οι οποίες συγκρίνονται με την δύναμη που προέκυψε από το φάσμα απόκρισης.

Διάφραγμα i	m_i (Mgr)	z_i (m)	$m_i \cdot z_i$	$m_i \cdot z_i / (\sum m_i \cdot z_i)$	F_i (kN)	F_i (φασματος)(kN)
1	1137,02	3	3411,06	0,14	1132,66	1258,90
2	1336,60	6	8019,63	0,34	2662,97	2747,42
3	1336,60	9	12029,45	0,51	3994,45	3783,74
ΑΘΡΟΙΣΜΑ			23460,15	1	7790,08	7790,08

Πίνακας 4-2: Υπολογισμός δυνάμεων τριγωνικής κατανομής και δυνάμεων που προέκυψαν με το φάσμα απόκρισης.

$\sum F_i$ (φασματος)(kN)	$\sum w_i$ (kN)	w_{px} (kN)	$\sum F_i / \sum w_i \cdot w_{px}$	Κάτω όριο	Ανω όριο	Τελικές τιμές F_{rx}
1258,91	11370,22	11240,61	1244,56	1618,65	3237,30	1618,65
4006,34	24736,27	13055,01	2114,42	1879,92	3759,84	2114,42
7790,08	38102,33	13055,01	2669,12	1879,92	3759,84	2669,12

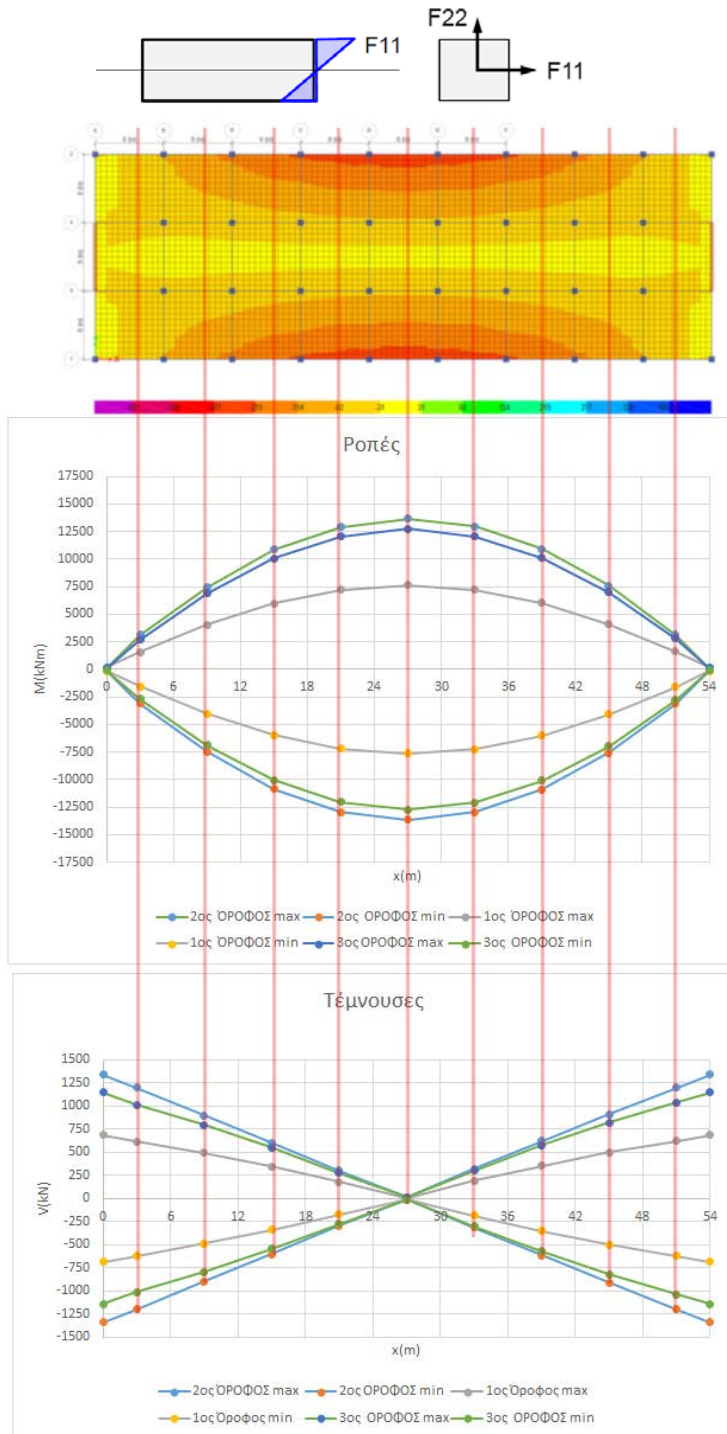
Πίνακας 4-3: Υπολογισμός δύναμης F_{rx} σύμφωνα με τον ASCE-7.



Πίνακας 4-4: Σύγκριση των δυνάμεων διαστασιολόγησης του διαφράγματος

Αξιοσημείωτο είναι ότι η F_{rx} δεν είναι η δυσμενέστερη σε όλους τους ορόφους. Αυτό συμβαίνει διότι το κτίριο το οποίο μελετάται αναπτύσσει την μέγιστη φασματική επιτάχυνση επομένως και την μέγιστη δύναμη. Σε πιο ψηλά κτίρια με μεγαλύτερες ιδιοπεριόδους η δύναμη F_{rx} είναι καθοριστική για τον σχεδιασμό του διαφράγματος.

Στο συγκεκριμένο παράδειγμα το διάφραγμα θα διαστασιολογηθεί για τις δυνάμεις που αναπτύσσονται λόγω του φάσματος απόκρισης. Για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών πραγματοποιήθηκαν διαδοχικές τομές παράλληλα στην διεύθυνση Ψ έτσι ώστε να εξαχθούν τα εντατικά μεγέθη στο διάφραγμα με τα οποία θα διαστασιολογηθούν τα επι μέρους στοιχεία του. Η παρακάτω απεικόνιση αφορά την μέγιστη F11 δύναμη (περιβάλλουσα) που αναπτύσσεται κατά τον άξονα x . Στη συνέχεια απεικονίζονται οι ροπές και οι τέμνουσες.



Εικόνα 4-3: Άνω: Απεικόνιση δύναμης F11 στο διάφραγμα του 3ου ορόφου, Κάτω:Διάγραμμα ροπών διαφράγματος από διαδοχικές τομές

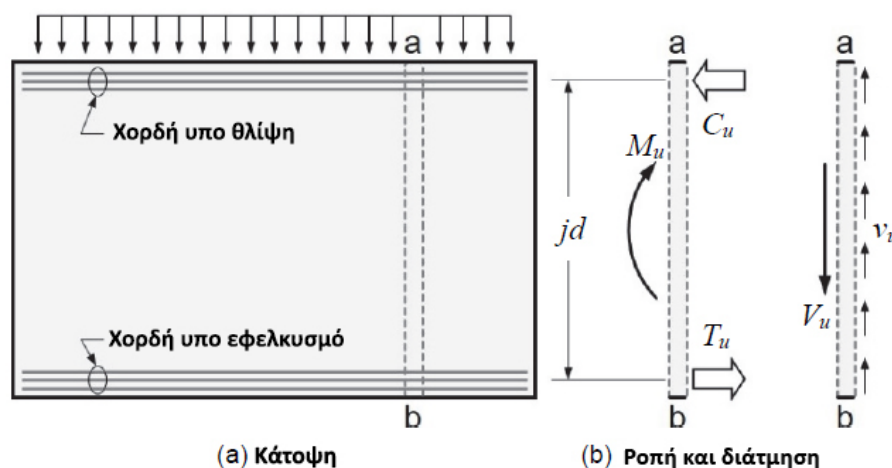
Η μέγιστη ροπή εμφανίζεται στο μέσο της πλάκας ενώ η μέγιστη τέμνουσα στο άκρο, όπως αναμένεται, κάτι που είναι σύμφωνο με την προσομοίωση της πλάκας ως αμφιέριστη δοκός. Στα παραπάνω διαγράμματα παρατηρείται σημαντική αύξηση της καταπόνησης του διαφράγματος στους ανώτερους ορόφους ενώ λόγω της μείωσης της μάζας στο δώμα του κτιρίου (θεωρήθηκε μπαπική τοιχοποιία περιμετρικά - στηθαίο 1m) τα εντατικά μεγέθη στο διάφραγμα του δεύτερου ορόφου είναι ελαφρώς μεγαλύτερα. Υπενθυμίζεται ότι ο EC8 αναφέρει ότι οι τιμές σχεδιασμού των εντατικών μεγεθών πρέπει να υπολογίζονται λαμβάνοντας υπόψη την παράγραφο 4.4.2.5. (αντοχή των οριζόντιων διαφραγμάτων), ήτοι τα σεισμικά εντατικά μεγέθη στο διάφραγμα τα οποία λαμβάνονται από την ανάλυση να πολλαπλασιάζονται επί συντελεστή υπεραντοχής γ_d , μεγαλύτερο από 1.0.

Ισχύουν οι συνιστώμενες τιμές:

- για ψαθυρές μορφές αστοχίας (διαφράγματα από σκυρόδεμα) $\gamma_d = 1,3$
- για πλαστικές μορφές αστοχίας $\gamma_d = 1,1$

4.3 Χορδές (Chords)

Κατά τον αμερικάνικο κανονισμό τα στοιχεία που παραλαμβάνουν τον εφελκυσμό και την θλίψη λόγω της εντός επιπέδου παραμόρφωσης της πλάκας ονομάζονται χορδές (**chords**). Από την εντός επιπέδου ροπή M_u που εμφανίζεται λόγω του κατανεμημένου φορτίου στο διάφραγμα προκύπτει το ζεύγος δυνάμεων C_u (θλιπτική) και T_u (εφελκυστική) που είναι οι αντιδράσεις που αναπτύσσονται στο διάφραγμα με μοχλοβραχίονα jd .



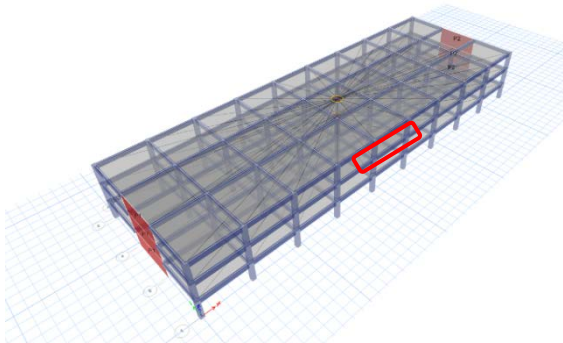
Εικόνα 4-4. Στοιχεία των διαφραγμάτων σύμφωνα με τον αμερικάνικο κανονισμό. (α) Κάτοψη (β) αναπτυσσόμενες δυνάμεις σε μια λωρίδα του διαφράγματος

Τμήμα αυτής της δύναμης αναλαμβάνεται από τις πλευρικές δοκούς ενώ το υπόλοιπο από την πλάκα σκυροδέματος. Ο αμερικάνικος κανονισμός αφήνει στην κρίση του μηχανικού να επιλέξει την κατανομή του πρόσθετου οπλισμού που επιτρέπεται είτε να κατανεμηθεί εντός του πλάτους $d/4$ της πλάκας που στην προκειμένη περίπτωση που ισούται με $18/4=4,5\mu$ είτε εξ ολοκλήρου εντός της δοκού. Στην προκειμένη περίπτωση κρίθηκε ορθό, ο οπλισμός θα κατανεμηθεί ανάλογα με την δυσκαμψία του κάθε μέλους. Επομένως στη συνέχεια θα ελεγχθεί η μεσαία εξωτερική δοκός του δεύτερου ορόφου καθώς και η αντίστοιχη πλάκα σκυροδέματος.

4.3.1 Έλεγχος μεσαίας δοκού Δ30/60

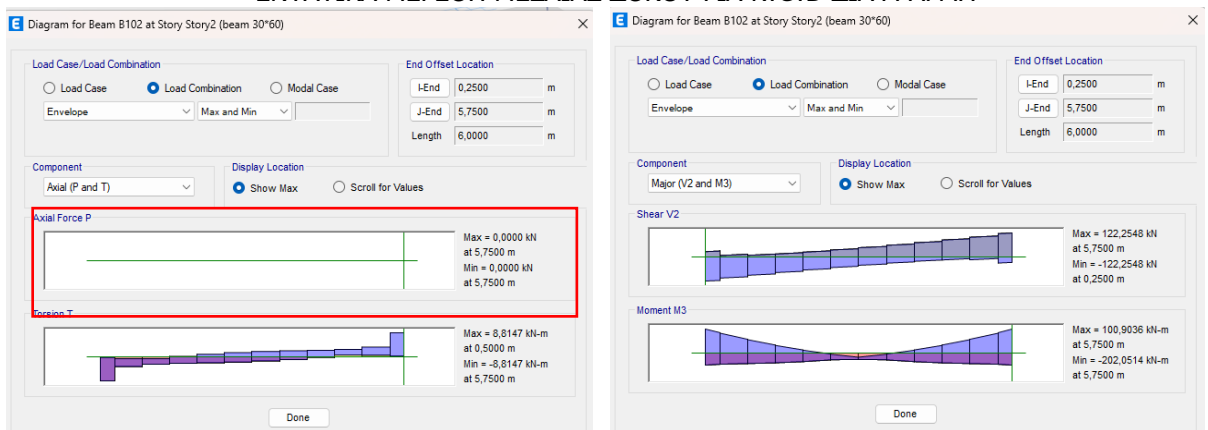
Αρχικά ελέγχεται η μεσαία εξωτερική δοκός του δεύτερου ορόφου που απεικονίζεται παρακάτω. Παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη της με θεώρηση άκαμπτου και ημιάκαμπτου διαφράγματος. Παρατηρείται ότι η περιβάλλουσα των ρομών και των τεμνουσών παραμένει ίδια ενώ μεταβάλλεται

σημαντικά η αξονική δύναμη της δοκού που καλείται να παραλάβει επιπλέον θλιπτικές και εφελκύστηκες δυνάμεις λόγω της παραμόρφωσης του διαφράγματος. Η μέγιστη καταπόνηση της δοκού όπως απεικονίζεται από το παρακάτω διάγραμμα συμβαίνει στο μέσο ενώ απομειώνεται σταδιακά προς τα άκρα.

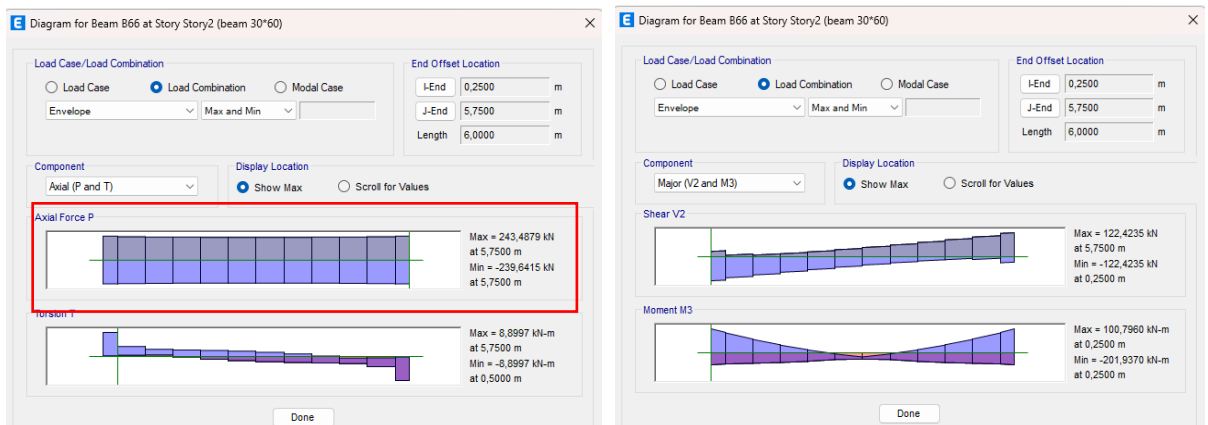


Εικόνα 4-5: Μεσαία εξωτερική δοκός δευτέρου ορόφου

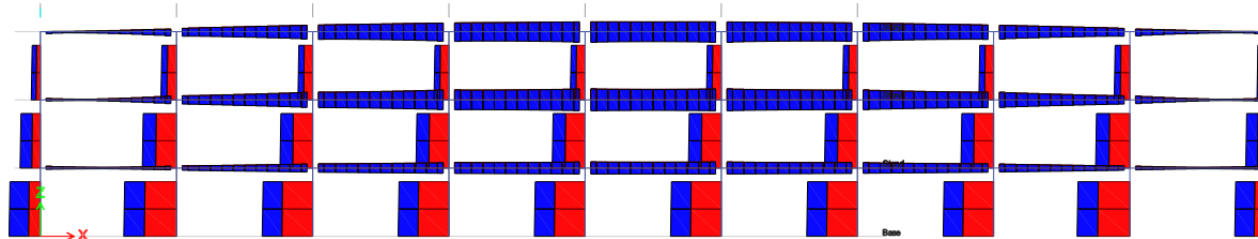
ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΜΕΣΑΙΑΣ ΔΟΚΟΥ ΓΙΑ RIGID ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ



ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΜΕΣΑΙΑΣ ΔΟΚΟΥ ΓΙΑ SEMIRIGID ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ



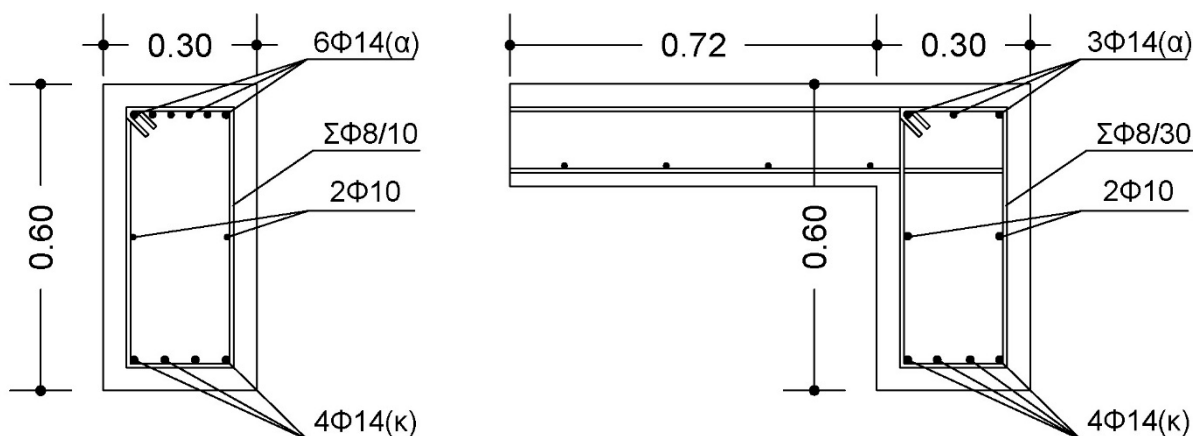
Εικόνα 4-6: Εντατικά μεγέθη δοκού για ημιάκαπτο και άκαμπτο διάφραγμα



Εικόνα 4-7: Αξονικές δυνάμεις δοκών για ημιάκαμπτο διάφραγμα

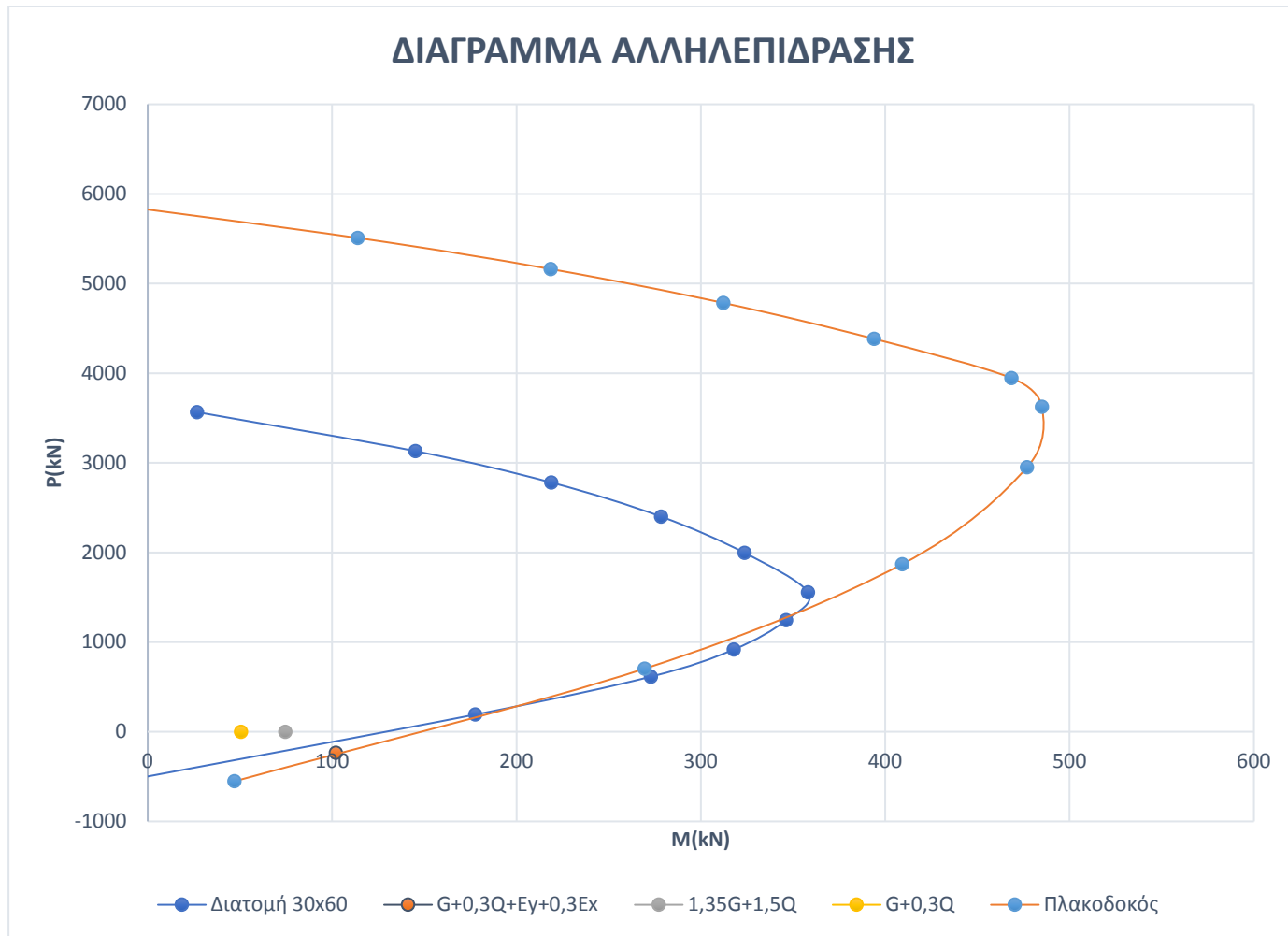
Αν υποθέσουμε ότι η μεσαία δοκός οπλίστηκε για τα εντατικά μεγέθη της παραδοχής του άκαμπτου διαφράγματος και με τις διατάξεις του EC2 και EC8 για ΚΠΜ προκύπτουν οι παρακάτω διατομές. Οι υπολογισμοί όπλισης της δοκού υπάρχουν στο παράρτημα της διπλωματικής εργασίας.

Διατομές στην στήριξη (αριστερά) και στο μέσο (δεξιά)



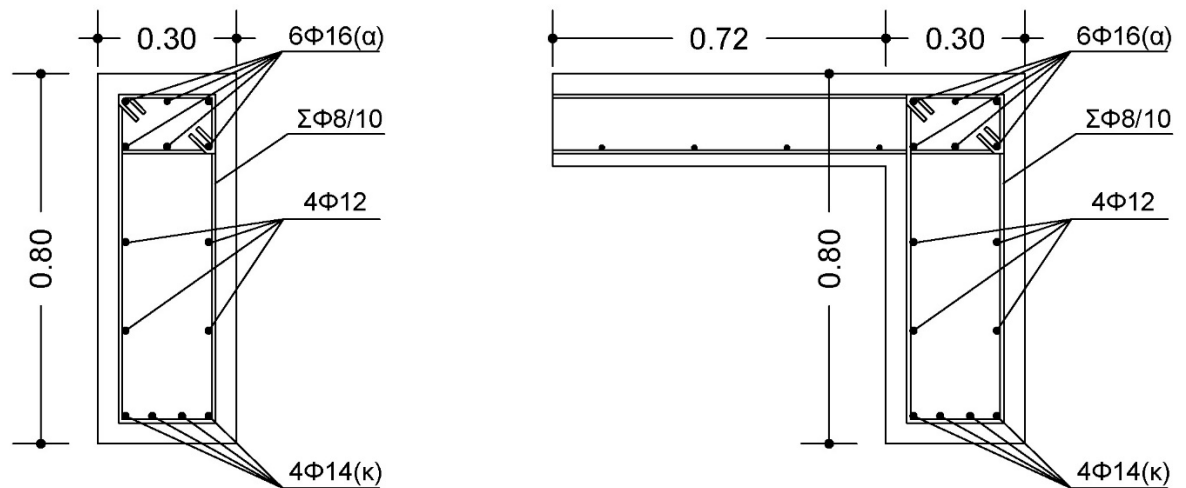
Εικόνα 4-8. Διατομές δοκού στη στήριξη (αριστερά) και στο μέσο της δοκού (δεξιά)

Στην συνέχεια ελέγχεται αν για την δεδομένη όπλιση η μεσαία δοκός επαρκεί για τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται λόγω της πραγματικής δυσκαμψίας του διαφράγματος. Για τον έλεγχο αυτό χρησιμοποιείται το διάγραμμα αλληλεπίδρασης της δοκού, δηλαδή οπλίζεται σαν υποστυλώμα. Οι διατομές φαίνεται ότι αστοχούν λόγω της παρουσίας εφελκυστικής δύναμης που αναπτύσσεται, η οποία δεν λαμβάνεται υπόψιν στην παραδοχή του άκαμπτου διαφράγματος. Από το παρακάτω διάγραμμα ενώ παρατηρείται πολύ μεγάλη επάρκεια σε αντοχή της δοκού για το θλιπτικό φορτίο, η αντίστοιχη αντοχή με το εφελκυστικό βρίσκεται πολύ χαμηλότερα.

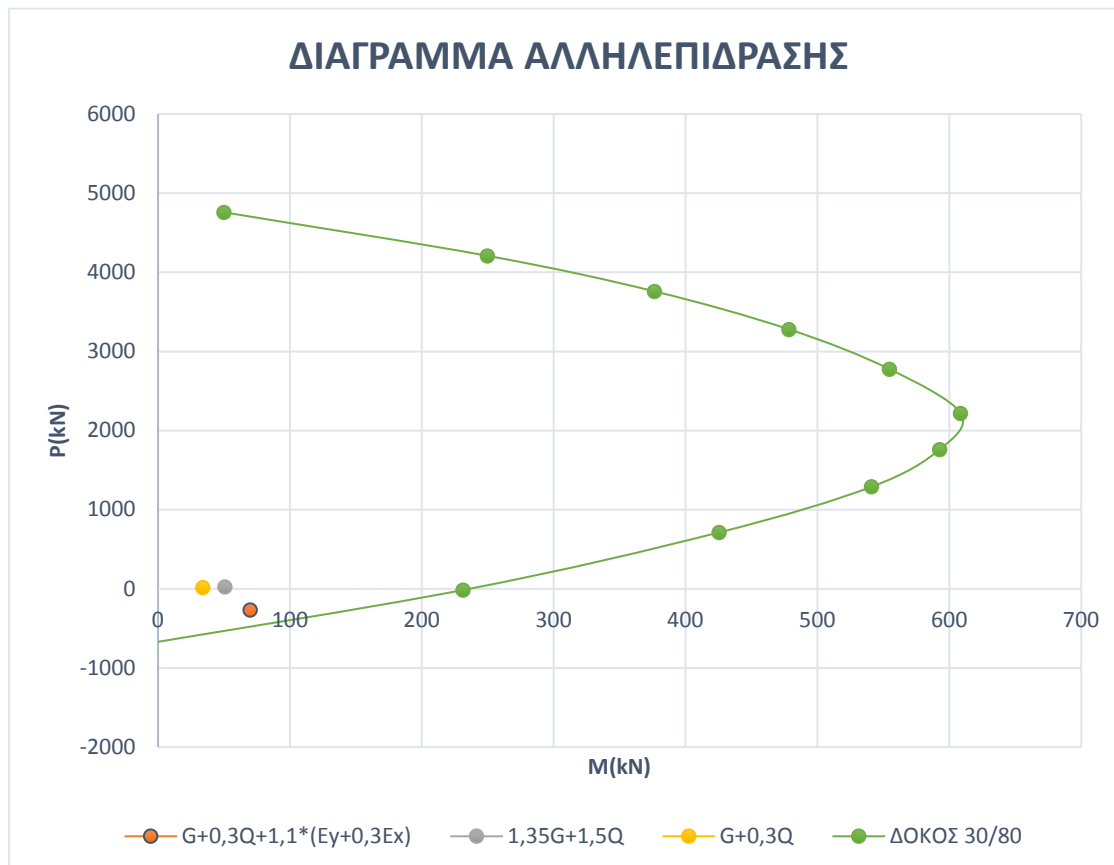


Επομένως πρέπει να δίδεται ιδιαίτερη προσοχή στη διαστασιολόγηση στοιχείων που συμμετέχουν στο σύστημα παραλαβής των δυνάμεων αυτών. Η εφελκυστική δύναμη που καλείται να παραλάβει η δοκός είναι της τάξεως των 240kN πολλαπλασιασμένη με την συντελεστή ασφαλείας για πλαστική μορφή αστοχίας $\gamma_{R1} = 1,1$ κατά τον EC8, επομένως απαιτούνται στο σύνολο της διατομής $A_s = \frac{240 \cdot 1,1}{(50/1,15)} = 6,07 \text{ cm}^2 \cong (4\Phi 14)$ για την παραλαβή της εφελκυστικής δύναμης πρόσθετα των όσων απαιτούντο για την κάμψη της δοκού.

Ωστόσο ο οπλισμός αυτός δεν επαρκεί λόγω της αλληλεπίδρασης κάμψης και αξονικής δύναμης. Με διαδοχικές αυξήσεις τόσο του οπλισμού όσο και της διατομής της δοκού για να επαρκεί στον συνδυασμό εφελκυσμού και κάμψης, επιλέγεται η παρακάτω διατομή που σύμφωνα με το διάγραμμα αλληλεπίδρασης της, έχει ικανοποιητική αντοχή. Χρησιμοποιείται επιπλέον συνδετήρας περισφιξης του πρόσθετου οπλισμού προκειμένου να συγκρατείται δεδομένου ότι η διατομή θα υπόκειται σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση, άρα ο οπλισμός κινδυνεύει από πλευρικό λυγισμό.



Εικόνα 4-9: Διατομές δοκού στη στήριξη (αριστερά) και στο μέσο (δεξιά)



Η θλιπτική τάση που παραλαμβάνεται από την περιμετρική δοκό Δ30/80 δεν πρέπει να υπερβάνει το μισό της θλιπτικής δύναμης σχεδιασμού του σκυροδέματος, σύμφωνα με τον ASCE 7 $C_u \leq 0,5 * f'c = 0,5 * 25 = 12,5 \text{MPa}$. Στην περίπτωση μας αναπτύσσεται θλιπτική τάση $\frac{240 * 1,1}{0,3 * 0,8} = 1,10 \text{MPa}$, επομένως επαρκεί.

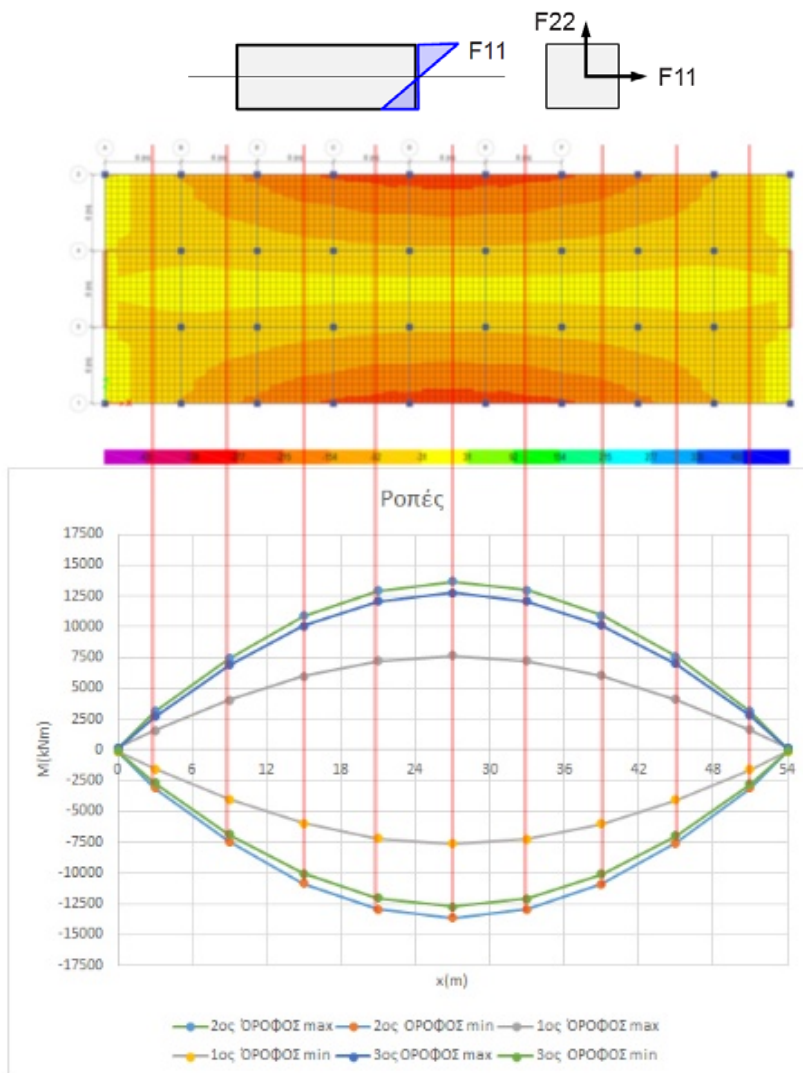
Τέλος σημαντικό είναι να αναφερθεί ότι σε κάθε μεταβολή θα πρέπει να ελέγχεται εκ νέου ο ικανοτικός του κόμβου δοκού υποστυλώματος καθώς και ο ικανοτικός της δοκού.

4.3.2 Έλεγχος πλάκας

Για τη διαστασιολόγηση της πλάκας λόγω εντός επιπέδου φόρτισης τα εντατικά μεγέθη λήφθηκαν, με τη βοήθεια του προγράμματος Etabs, πραγματοποιώντας διαδοχικές τομές κατά μήκος του κάθε ορόφου. Η ένταση της ροπής αυξάνεται ανα όροφο ενώ ο Β με τον Α όροφο έχουν μικρές διαφορές λόγω της μειωμένης μάζας του δώματος (στο προσομοίωμα θεωρήθηκε στο δώμα περιμετρικό στηθαίο ύψους 1μ). Η προκύπτουσα μέγιστη ροπή είναι ίση με 13648,95 kNm αυξημένη με την συντελεστή $\gamma_{BdB} = 1,1$, επομένως οι δυνάμεις των «χορδών» είναι

$$T_u = 13648,95 * 1,1 / 18 = 834,10 \text{ kN}$$

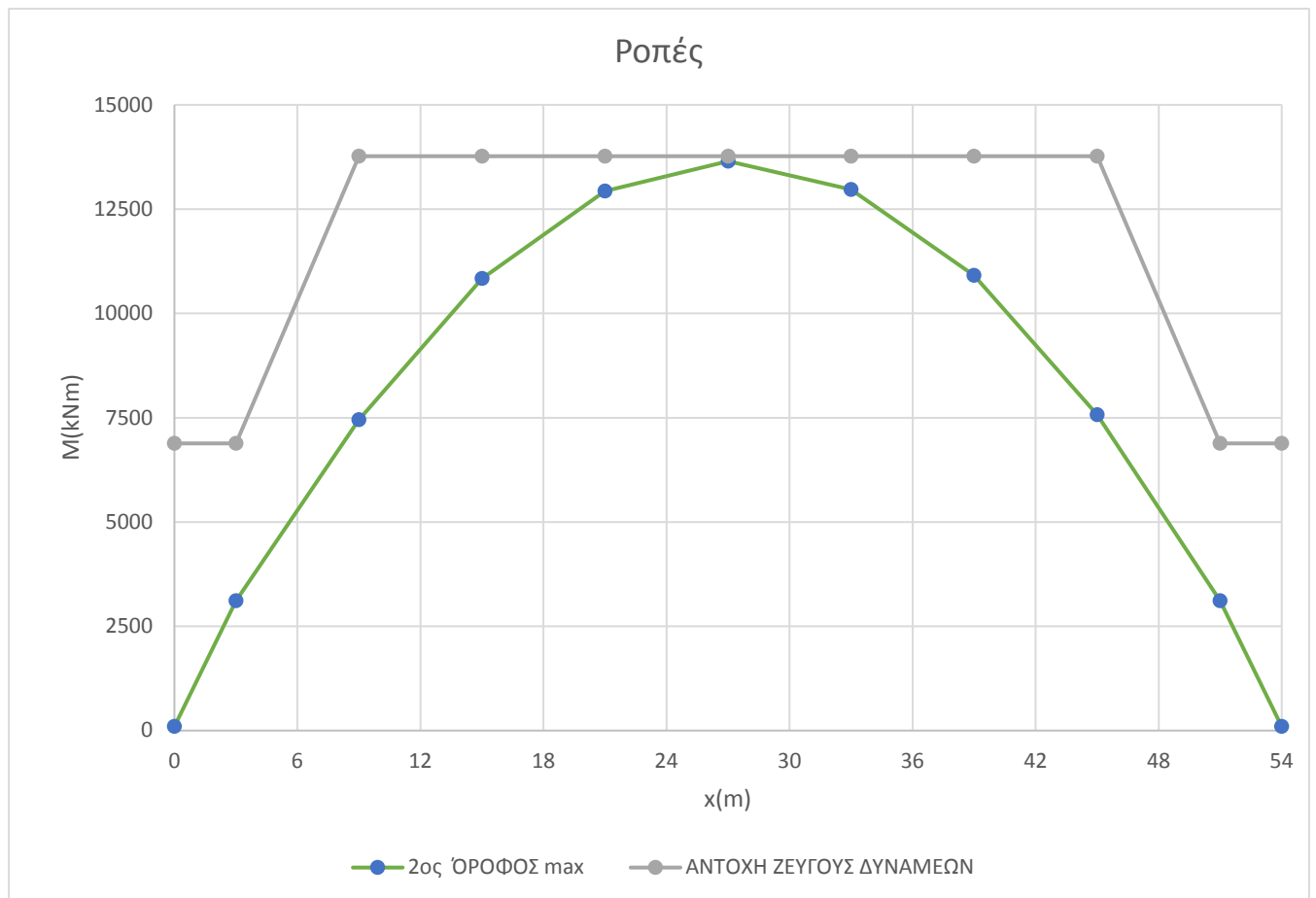
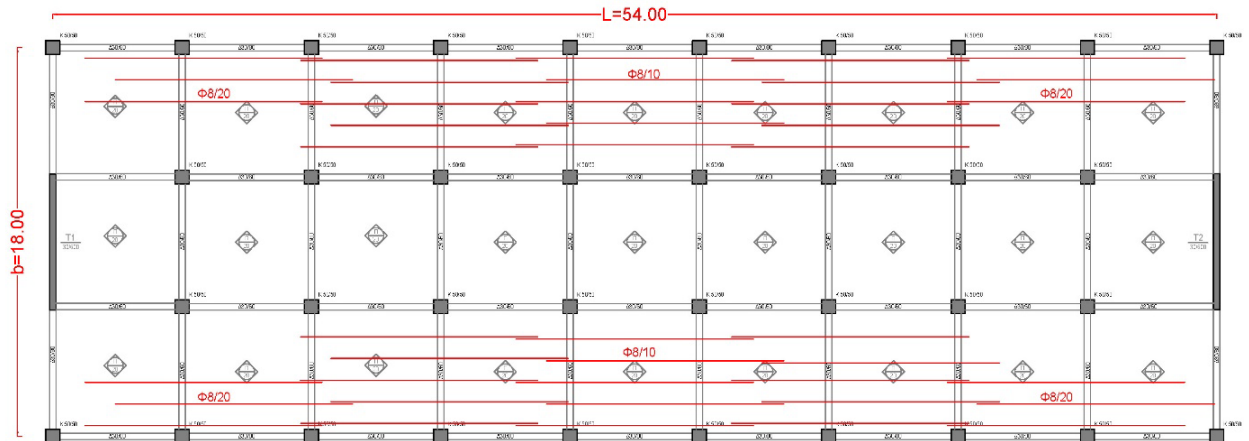
$$C_u = -13648,95 * 1,1 / 18 = -834,10 \text{ kN}$$



Η σχέση υπολογισμού του απαιτούμενου εφελκόμενου οπλισμού είναι η $A_s = \frac{T_u}{\phi f_y} = \frac{834,10}{0,9 * 50} = 18,53 \text{ cm}^2$, σύμφωνα με τον ASCE 7. ($\phi=0,9$), ενώ κατά τον EC8 $A_s = \frac{T_u}{\phi f_y} = \frac{834,10}{50/1,15} = 19,18 \text{ cm}^2$

Αν κατανεμηθεί σε μήκος 4,5 μ προκύπτουν επιπλέον $19,18/4,50 = 4,26 \text{ cm}^2/\text{m}$, ήτοι $\phi 8/10$ (=5,03 cm^2/m) πλέον του απαιτούμενου μήκους μάτισης. Ο οπλισμός αυτός μπορεί να τοποθετηθεί στο μέσο 1/3 της

διατομής της πλάκας καθ' ύψος έτσι ώστε να μην αλληλεπιδρά με τον οπλισμό λόγω κάμψης. Ο οπλισμός κάμψης αγνοήθηκε στο συγκεκριμένο παράδειγμα υπέρ της ασφαλείας, όπως προτείνει και ο ACSE 7.

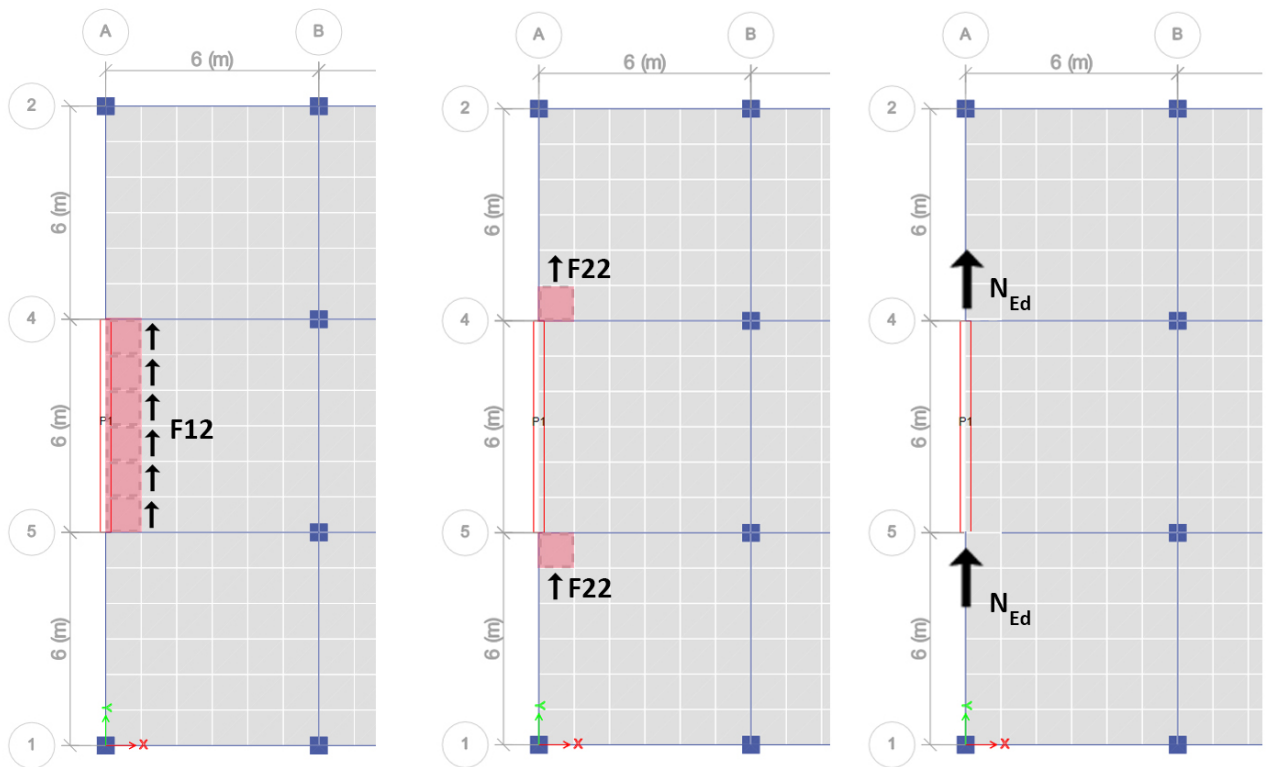


Εικόνα 4-10: (Άνω) Σκαρίφημα Ξυλότυπου για την απεικόνιση των πρόσθετων οπλισμών, (Κάτω) Αντοχή πρόσθετου οπλισμού και δράσεις

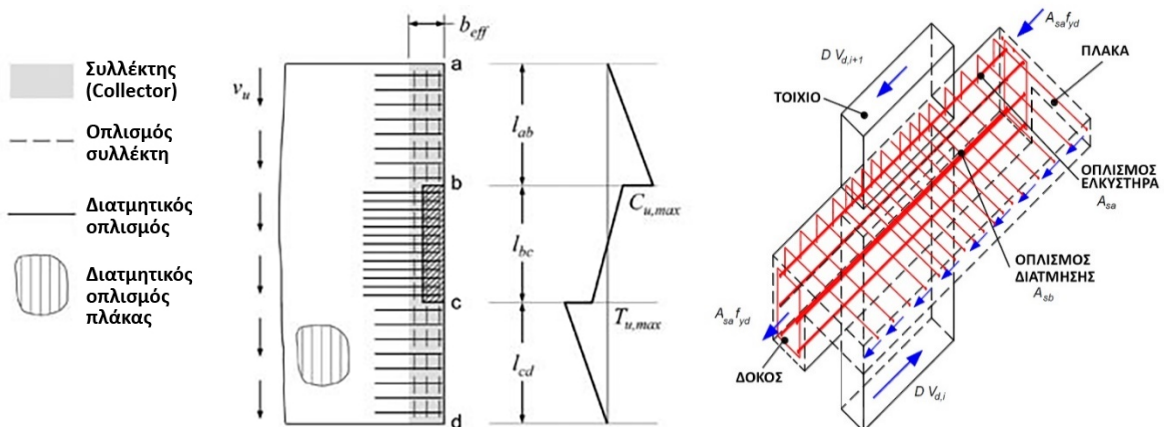
4.4 Συλλέκτες (Collectors) και διατμητική σύνδεση με τοιχία

4.4.1 Μηχανισμός Δράσεων

Προκειμένου να μεταφερθούν οι αδρανειακές δυνάμεις από την πλάκα στο τοιχίο ενεργοποιούνται οι παρακάτω μηχανισμοί δράσεων . Η N_{ed} και η $F_{22}(sy)$ είναι οι αξονικές δυνάμεις (εφελκυστικές – θλιπτικές) που μεταφέρονται από την δοκό και το ακραίο διακριτοποιημένο στοιχείο στο τοιχίο για σεισμό κατά την Y διεύθυνση ενώ η F_{12} είναι διατμητική τάση. Κατά τον αμερικάνικο κανονισμό τα στοιχεία που μεταφέρουν τις αξονικές δυνάμεις ονομάζονται collectors.



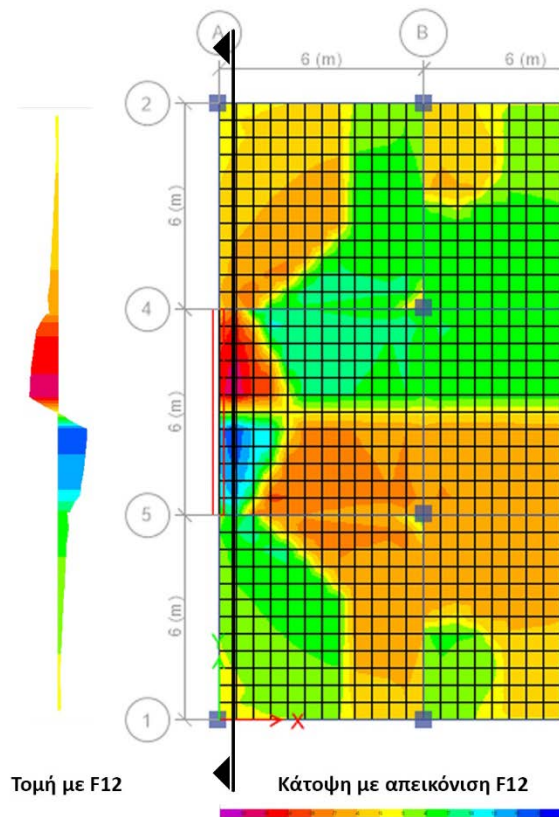
Εικόνα 4-11: F_{12} =Διατμητική δύναμη, F_{22} =Θλιπτική δύναμη , N_{ed} = αξονική δοκού για σεισμό κατά Y



Εικόνα 4-12: Όπλιση σύνδεσης τοιχίου - πλάκας

4.4.1.1 Προσδιορισμός δράσεων

Για τον προσδιορισμό των δυνάμεων μεταφοράς χρησιμοποιούνται τομές στα διακριτοποιημένα στοιχεία που δημιουργήθηκαν στο πρόγραμμα Etabs. Η διατμητική δύναμη F12 ακολουθεί κατά μήκος του τοιχίου το σχήμα του κανονισμού και δίδεται σε kN/m.

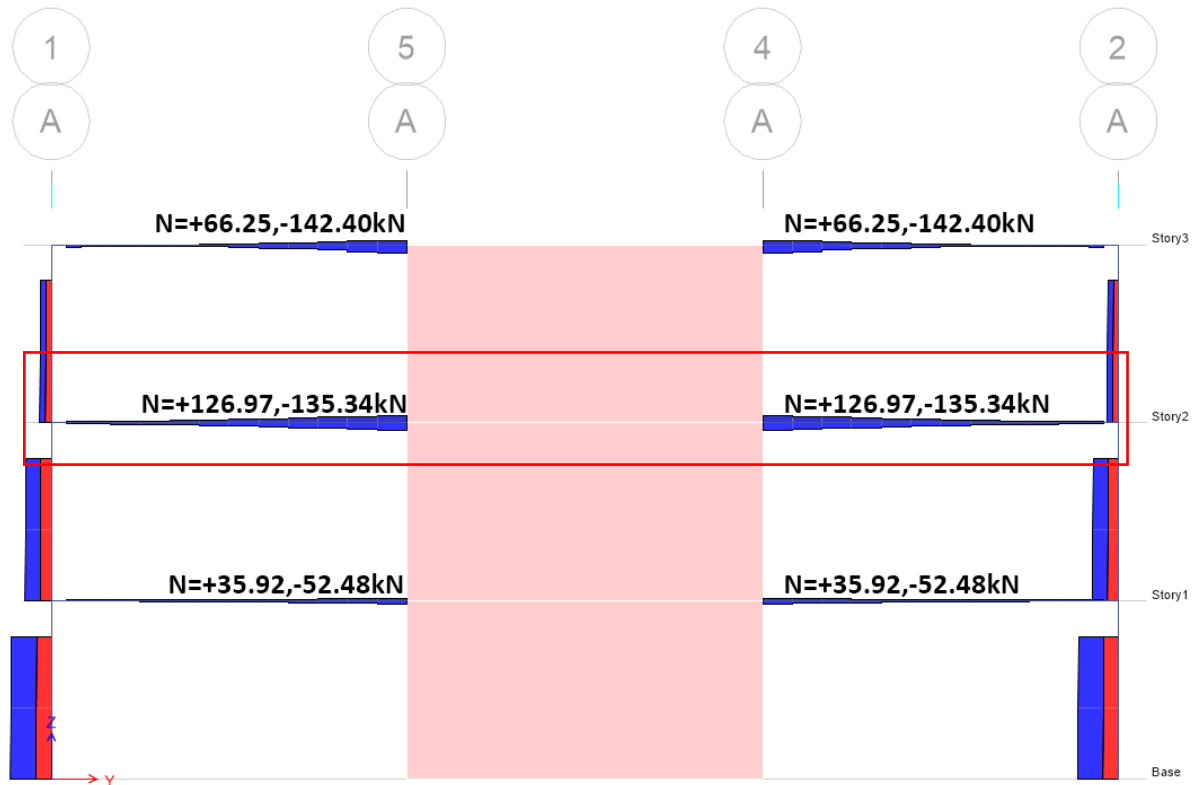


Εικόνα 4-13: Διατμητική δύναμη F12, Δευτέρου Ορόφου

Η διατμητική δύναμη F12(τ_{xy}) του δευτέρου ορόφου προκύπτει ίση με 1056 kN ή $\frac{1056}{6} = 176 \text{ kN/m}$,

ενώ η $F22(\sigma_y) = 52 \text{ kN}$

Οι αξονικές δυνάμεις των δοκών N_{ed} απεικονίζονται στην παρακάτω όψη του κτιρίου με τις μέγιστες καταπονήσεις να συμβαίνουν στον δεύτερο όροφο με $N=126.97\text{kN}$ (εφελκυστική) και $N=135,34\text{kN}$ (θλιπτική).



Εικόνα 4-14. Περιβάλλουσα αξονικών δυνάμεων δοκών

Η συνισταμένη των δυνάμεων που μεταφέρονται είναι $1056 + 2 * 135,34 + 52 * 2 = 1430,68\text{kN}$. Για το συγκεκριμένο παράδειγμα:

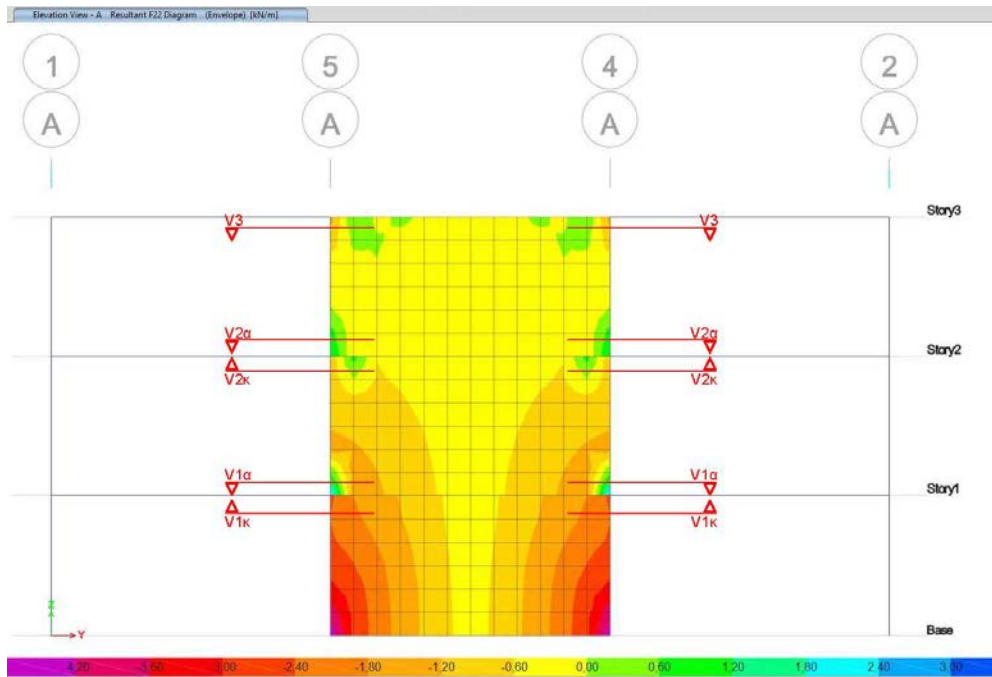
Μέσω διάτμησης μεταφέρεται : $1056/1430,68=74\%$

Μέσω της δοκού: $135,34*2/1430,68=19\%$

Μέσω της ορθής τάσης της πλάκας: $52 * \frac{2}{1430,68} = 7\%$

Το μεγαλύτερο φορτίο φορτίο καλούνται να αναλάβουν οι οπλισμοί βλήτρου και διεπιφάνειας της πλάκας με το τοίχιο .

Εναλλακτικά για τον προσδιορισμό της μέγιστης διατμητικής δύναμης που μεταφέρεται από το διάφραγμα στο τοίχιο πραγματοποιούνται τομές καθ' ύψος του τοιχίου και ελέγχεται η μεταβολή των δυνάμεων που ισούται με την δύναμη του διαφράγματος. Τα αποτελέσματα είναι παρόμοια όμως δεν μπορεί να εξαχθεί ο τρόπος μεταφοράς των δυνάμεων αυτών.



Εικόνα 4-15: Τομές καθ' ύψος του τοιχίου για προδιορισμό των δυνάμεων του διαφράγματος

Προκύπτει ο παρακάτω πίνακας:

Διατμητική δύναμη	KN	Δύναμη που μεταφέρεται(KN)
V3	1158,05	1158,05
V2α	1191,40	1448,66
V2κ	2640,06	
V1α	2657,76	615,42
V1κ	3273,18	

Πίνακας 4-5:Μέγιστης διατμητικής δύναμης που μεταφέρεται από το διάφραγμα στο τοίχιο.

4.5 Έλεγχος υπάρχοντος οπλισμού για διατμητική σύνδεση με τοίχιο.

Ο υπάρχον οπλισμός τοποθετήθηκε σύμφωνα με τον EC2 για κατακόρυφα φορτία σε ΟΚΑ για τον συνδυασμό 1,35G+1,5Q τηρουμένων των ελάχιστων επιτρεπόμενων ορίων. Στο μόνιμο φορτίο συμπεριελήφθη το ίδιο βάρος και οι επικαλύψεις ενώ στο κινητό, το φορτίο για κατοικίες. Στον παρακάτω πίνακα απεικονίζονται τα φορτία ,τα μέγιστα και τα ελάχιστα όρια του κανονισμού , οι ροπές στο μέσο και στο άκρο στην διεύθυνση κάθετα στο τοίχιο(χ διεύθυνση) για τον συνδυασμό σε ΟΚΑ και ο τελικός τοποθετούμενος οπλισμός.

	ΜΟΝΙΜΑ(kN/m ²)	ΚΙΝΗΤΑ(kN/m ²)
ΙΔΙΟ ΒΑΡΟΣ	5	2
ΕΠΙΚΑΛΥΨΕΙΣ	1,5	

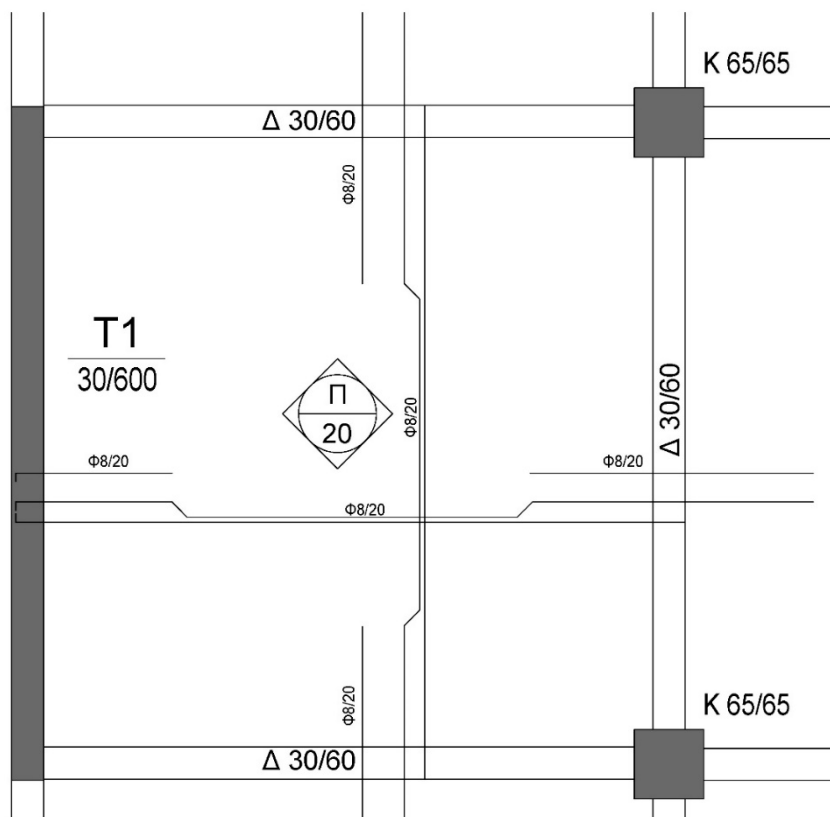
As,min	2,30	cm ²
As,max	80	cm ²
s,max	25	cm

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ 1,35G+1,5Q		
1,35G+1,5Q	11,78	(kN/m ²)

ΡΟΠΗ ΣΤΟ ΜΕΣΟ	7,22	kNm
msd	0,0176	
ω	0,0176	
As	1,15	cm ²
Τοποθετείται	2,51	φ8/20

ΡΟΠΗ ΣΤΟ ΑΚΡΟ	21,13	kNm
msd	0,052	
ω	0,053	
As	3,45	cm ²
Τοποθετείται	3,77	φ8/20+φ8/40

Πίνακας 4-6. Φορτία, μέγιστα και ελάχιστα όρια οπλισμού, όπλιση πλάκας για συνδυασμό ΟΚΑ



Εικόνα 4-16: Σκαρίφημα ξυλότυπου με όπλιση για κατακόρυφα φορτία

Αναμενόμενο είναι ότι για τα κατακόρυφα φορτία που λαμβάνονται υπόψιν κατά το σεισμό (G+0,3Q) ο οπλισμός δεν θα χρησιμοποιεί ολόκληρη την αντοχή του αλλά ένα ποσοστό της. Επομένως υπολογίζεται το ποσοστό αυτό για τον οπλισμό κάθετα στο τοίχιο έτσι ώστε να ληφθεί υπόψιν η αλληλεπίδραση των δύο δράσεων του οπλισμού αυτού δηλαδή σαν βλήτρο και σαν αγκυρίο. Το ποσοστό αυτό είναι όπως φαίνεται και από τον παρακάτω πίνακα στο 58%.

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ G+0,3Q		
G+0,3Q	7,1	(kN/m ²)
ΡΟΠΗ ΣΤΟ ΑΚΡΟ	12,74	kNm
Υπάρχουν	3,77cm ²	φ8/20+φ8/40
ΑΝΤΟΧΗ	22,11	kNm
M/M _υ	58%	

4.5.1 Αλληλεπίδραση δράσης βλήτρου και αγκυρίου

Για τον έλεγχο της υπολειπόμενης αντοχής σε διάτμηση ενός μεταλλικού σύνδεσμου που καταπονείται συγχρόνως με διατμητικό φορτίο V_d και εφελκυστικό N_d πρέπει να ικανοποιείτε η παρακάτω προσεγγιστική σχέση:

$$\left(\frac{V_d}{V_{ud}} \right)^\alpha + \left(\frac{N_d}{N_{ud}} \right)^\alpha = 1$$

- V_d ασκούμενο διατμητικό φορτίο
- N_d ασκούμενο αξονικό εφελκυστικό φορτίο
- V_{ud} φορτίο αστοχίας σχεδιασμού μόνο από δράση βλήτρου
- N_{ud} φορτίο αστοχίας σχεδιασμού μόνο από δράση αγκυρίου
- α συντελεστής που παίρνει τιμές όπως φαίνεται παρακάτω

$\alpha=2$ εάν οι τιμές σχεδιασμού V_{ud} και N_{ud} προκύπτουν από αστοχία του χάλυβα

$\alpha=1,5$ εάν οι ως άνω τιμές προκύπτουν από άλλες μορφές αστοχίας

$\alpha=1$ λαμβάνεται σαν μια συντηρητική απλοποίηση

Στην προκειμένη περίπτωση χρησιμοποιείται συντηρητικά $\alpha=1$. Το N_d/N_{ud} λαμβάνεται ίσο με 0,58 και $V_{ud} = 0.65 * db^2 * \sqrt{f_c d} * f_{y d} \leq A_s * \frac{f_{y d}}{\sqrt{3}}$, ήτοι 4,33kN ανά «βλήτρο» για $db=\Phi 8$.

Επομένως το υπολειπόμενο είναι $V_d=1,81$ kN ανά βλήτρο. Στην διεπιφάνεια τοιχίου υποσηλώματος υπάρχουν 3Φ8 ανα 40 άρα 45 «βλήτρα» στο σύνολο που μπορούν να παραλάβουν $V_d=45*1,81=81,45$ kN. Στο παράδειγμά μας μεταφέρονται στην διατομή $1056 * 1,3 = 1372,80$ kN επομένως δεν επαρκούν.

4.6 Όπλιση

Για την όπλιση της σύνδεσης του τοιχίου με την πλάκα αγνοείται, υπέρ της ασφαλείας, ο υπάρχων οπλισμός όπλισης της πλάκας για κατακόρυφα φορτία.

EC8

Αρχικά, κατά τον EC8, η διατμητική τάση σχεδιασμού στην διεπιφάνεια μεταξύ διαφράγματος και πυρήνα ή τοιχώματος θα πρέπει να περιορίζεται σε $1,5f_{ctd}$, για περιορισμό της ρηγμάτωσης.

• $1,5 \cdot f_{ctd} = 1,5 \cdot 1,8 / 1,5 = 1,8 \text{ MPa}$. Η αναπτυσσόμενη τάση είναι $1056 \cdot 1,3 / (0,2 \cdot 6) = 1144 \text{ kPa} = 1,14 \text{ MPa} < 1,8 \text{ MPa}$ επομένως επαρκεί.

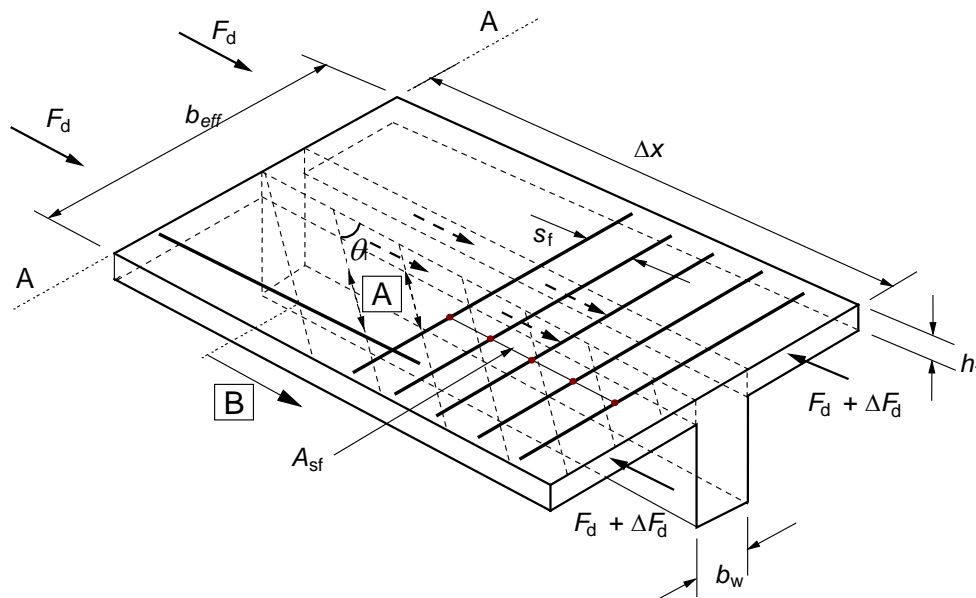
• Για τον υπολογισμό της αντοχής του εγκάρσιου οπλισμού χρησιμοποιούνται οι σχέσεις του κεφαλαίου 6.2.4 EN 1992-1-1: 2004 EL, όπου η αντοχή σε τέμνουσα του «πέλματος» επιτρέπεται να υπολογίζεται θεωρώντας το πέγμα ως ένα σύστημα θλιπτήρων σε συνδυασμό με ελκυστήρες υπό μορφή εφελκόμενου οπλισμού.

Ο εγκάρσιος οπλισμός ανά μέτρο μήκους A_{sf}/s_f μπορεί να υπολογίζεται ως εξής:

$$(A_{sf} f_{yd} / s_f) \geq v_{Ed} \cdot h_f / \cot \theta_f \quad (6.21)$$

Για να αποφευχθεί η συντριβή των θλιπτήρων του πέλματος, πρέπει να ικανοποιείται η ακόλουθη συνθήκη:

$$v_{Ed} \leq v f_{cd} \sin \theta_f \cos \theta_f \quad (6.22)$$



Εικόνα 4-17: Σχήμα 6.7, Ευρωκώδικα: Συμβολισμοί για την ένωση πελμάτων - κορμού πλακοδοκών

- A : θλιπτήρες
- B : διαμήκης ράβδος που αγκυρώνεται πέρα από το θεωρητικό σημείο τομής της με το θλιπτήρα

Εάν $v_{Ed} \leq k f_{ctd}$ δεν απαιτείται οπλισμός πέραν εκείνου λόγω κάμψης. Η τιμή του k που θα χρησιμοποιείται σε μια χώρα δίνεται στο αντίστοιχο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή είναι 0,4.

4.6.1.1 Θλιπτήρας

Για να αποφευχθεί η συντριβή των θλιπτήρων του πέλματος, πρέπει να ικανοποιείται η ακόλουθη συνθήκη: $v_{Ed} \leq v f_{cd} \sin \theta_f \cos \theta_f$ (6.22)

$$v_{Ed} \leq v f_{cd} \sin \theta_f \cos \theta_f = 0,54 * \frac{25}{1,5} * \sin 45 * \cos 45 = 4.5 \text{ MPa}$$

$v_{Ed} = 1,29 \text{ MPa} \leq 4.5 \text{ MPa}$, επομένως ο θλιπτήρας επαρκεί.

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,54 \text{ (} f_{ck} \text{ σε MPa)}$$

Εάν $v_{Ed} \leq k f_{ctd}$ δεν απαιτείται οπλισμός πέραν εκείνου λόγω κάμψης.

$k f_{ctd} = 0,4 * 1.8 / 1,5 = 0.48 \text{ MPa}$, $v_{Ed} = 1.29 \text{ MPa}$, Άρα απαιτείται επιπλέον οπλισμός.

4.6.1.2 Ελκυστήρας

Επομένως για την σύνδεση τοιχώματος με πλάκα μπορούμε να θεωρήσουμε ότι ο εγκάρσιος οπλισμός ανα μέτρο μήκους μπορεί να υπολογιστεί από την σχέση (6.21)

$(A_{sf} f_{yd} / s_f) \geq v_{Ed} \cdot hf / \cot \theta_f$, με $\theta_f = 45^\circ$, σύμφωνα με EN 1998-1:2004, §5.10 με τίτλο «Διατάξεις για διαφράγματα από σκυρόδεμα».

$$\text{Άρα } \left(\frac{A_{sf}}{s_f} \right) \geq v_{Ed} \cdot \frac{hf}{(\cot \theta_f \cdot f_{yd})} = \left(\frac{1056,0 * 1,3}{6,00 * 0,2} \right) * \frac{0,20}{1 * \frac{50}{1,15}} = \frac{5,26 \text{ cm}^2}{m} \text{ που αντιστοιχούν σε } \varphi 8/9$$

4.6.2 ΕΚΩΣ 2000

Αντίστοιχη σχέση περιλαμβάνει και ο ΕΚΩΣ 2000 που θεωρεί ότι οριακή κατάσταση αστοχίας διέπεται είτε από την επιρροή της κεκλιμένης θλιπτικής δύναμης της πλάκας είτε από την επιρροή του εφελκόμενου εγκάρσιου οπλισμού όταν αυτός φτάσει την αντοχή σχεδιασμού του, σύμφωνα με το κεφάλαιο 11.3 του ΕΚΩΣ 2000.

Κατά τον ΕΚΩΣ 2000 σε περίπτωση περιορισμένης σύνδεσης τοιχώματος με πλάκα πρέπει να ελέγχεται η ανάληψη της μεταβιβαζόμενης δύναμης εξ ολοκλήρου από οπλισμό. Ο έλεγχος αυτός θα γίνεται με υπολογιστική τιμή της δύναμης όπως προκύπτει από ικανοτικό σχεδιασμό του τοιχώματος (Παράρτημα Β, Β1.3) ή με χρήση συντελεστή συμπεριφοράς $q = 1.00$. Στην συγκεκριμένη περίπτωση επιλέγεται να χρησιμοποιηθεί συντελεστής συμπεριφοράς $q = 1.00$ επομένως πολλαπλασιάζονται τα εντατικά μεγέθη με $q_v = 2,5$.

4.6.2.1 Θλιπτήρας

• Η αντοχή λόγω λοξής θλίψης δίνεται από την σχέση (11.29): $V_{RD2} = 0,2 * f_{cd} * hf$, όπου hf το πάχος της πλάκας.

Επομένως:

$$V_{RD2} = 0,2 * f_{cd} * hf = 0,2 * \frac{25}{1,5} * 0,2 = 666 \frac{kN}{m} * 6m = 4000kN > 2640kN = 1056,0 * 2,50$$

4.6.2.2 Ελκυστήρας

- Η αντοχή λόγω εγκάρσιου οπλισμού δίνεται από την σχέση (11.30):

$$V_{RD3} = \frac{Asf}{sf} * f_{yd} + 2,50 * t_{Rd} * hf$$

Εαν στην διατομή όπου $M=Max$ η δύναμη στο πέλμα είναι εφελκυστική, κάθετα ή παράλληλα στον κορμό, τότε ο όρος $2,50 * t_{Rd} * hf$, μηδενίζεται. Στην προκειμένη περίπτωση ο όρος μηδενίζεται υπέρ της ασφαλείας.

$$\text{Επομένως: } \frac{Asf}{sf} = \frac{V_{RD3} - 2,50 * t_{Rd} * hf}{f_{yd}} = \frac{1056 * 2,50 - 0}{\frac{6}{50} * 1,15} = 10,12 \text{ cm}^2/\text{m} \approx \phi 12/11$$

Πίνακας 11.1: Τιμές της τ_{Rd} σε MPa

f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
τ_{Rd}	0.18	0.22	0.26	0.30	0.34	0.37	0.41	0.44	0.48

Πίνακας 11.1 : Τιμές της τ_{RD} σε MPa

4.6.3 Όπλιση διατμητικής σύνδεσης με βάση τον έλεγχο σε ολίσθηση του EC8

Στο συγκεκριμένο παράδειγμα θα ληφθεί υπόψιν συντηρητικά μόνο η δράση βλήτρου και ακύριου που στην περίπτωση μας είναι η δράση των οριζόντιων και κάθετων οπλισμών, ενώ η αντίσταση τριβής αγνοείται υπέρ της ασφαλείας, αν και η σύνδεση πλάκας σκυροδέματος και τοιχίου είναι μονολιθική.

Σε αντίθεση με τα κατακόρυφα τοιχία που ο έλεγχος γίνεται στη βάση τους ως προς την ολίσθηση εδώ ουσιαστικά ελέγχεται η σύνδεση της πλάκας σκυροδέματος με το τοιχίο, ελέγχοντας την πλάκα σκυροδέματος ως προς την σύνδεσή της με το τοιχίο. Ο οπλισμός της πλάκας σκυροδέματος, αγνοείται υπέρ της ασφαλείας αφού θεωρητικά έχουν σχεδιαστεί και τοποθετηθεί μόνο για την παραλαβή κάμψης της πλάκας. Στη συνέχεια θα ελεγχθεί και η παραδοχή αυτή. Οι σχέσεις που θα χρησιμοποιηθούν είναι:

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} \quad (5.40)$$

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,3 \cdot \Sigma A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \Sigma A_{sj} \end{array} \right.$$

$$V_{id} = \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \cos \varphi \quad (5.42)$$

$$(5.41)$$

V_{dd} είναι η αντοχή δράσης βλήτρου των **οριζόντιων** ράβδων.

V_{id} είναι η συμβολή λοξών ράβδων (σε γωνία φ προς το επίπεδο πιθανής ολίσθησης, πχ. αρμό κατασκευής) .

$$V_{fd} = 0$$

Στην περίπτωση μας η γωνία ϕ λαμβάνεται ίση με 0 αφού ο οπλισμός θα τοποθετηθεί παράλληλα στο επίπεδο διάτμησης (collector). Η μέγιστη διατμητική δύναμη - δύναμη ολίσθησης που αναπτύσσεται μεταξύ διαφράγματος και τοιχίου είναι ίση με $1056 * 1,3 = 1372.80 \text{ kN}$.

- **Μηχανισμός παραλαβής του φορτίου αυτού γίνεται μόνο μέσω της δράσης βλήτρου.** Με την παραδοχή σκυροδέματος ποιότητας C25/30 ο μέγιστος απαιτούμενος οπλισμός είναι:

$$\Sigma As_j = \frac{V_{dd}}{0,25 * f_{yd}} = \frac{1372.80}{0,25 * \frac{50}{1,15}} = 126.30 \text{ cm}^2$$

$$\Sigma As_j = V_{dd} / (1,3 * \sqrt{f_{cd} * f_{yd}}) = 1372.80 / (1,3 * \sqrt{\frac{2,5}{1,5} * \frac{50}{1,15}}) = 124.05 \text{ cm}^2$$

Στο μήκος του τοιχίου 6m έχουμε $\frac{124.05}{6} = \frac{20.68 \text{ cm}^2}{\text{m}}$ ήτοι $\approx 2\Phi 12/10$. (φουρκέτα)

Οποιαδήποτε παραδοχή και να ακολουθηθεί πρέπει να εξασφαλίζεται επαρκές μήκος αγκύρωσης: για $\Phi 12 = l_{b, reqd} = \frac{\phi}{4} * \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{1.2}{4} * \frac{435}{0.7 * 2.70} = 69.00 \text{ cm}$, ενώ για $\Phi 8 = 46,00 \text{ cm}$. Στον παρακάτω ξυλότυπο προτιμάται να προεκταθούν κατά 1,2m.

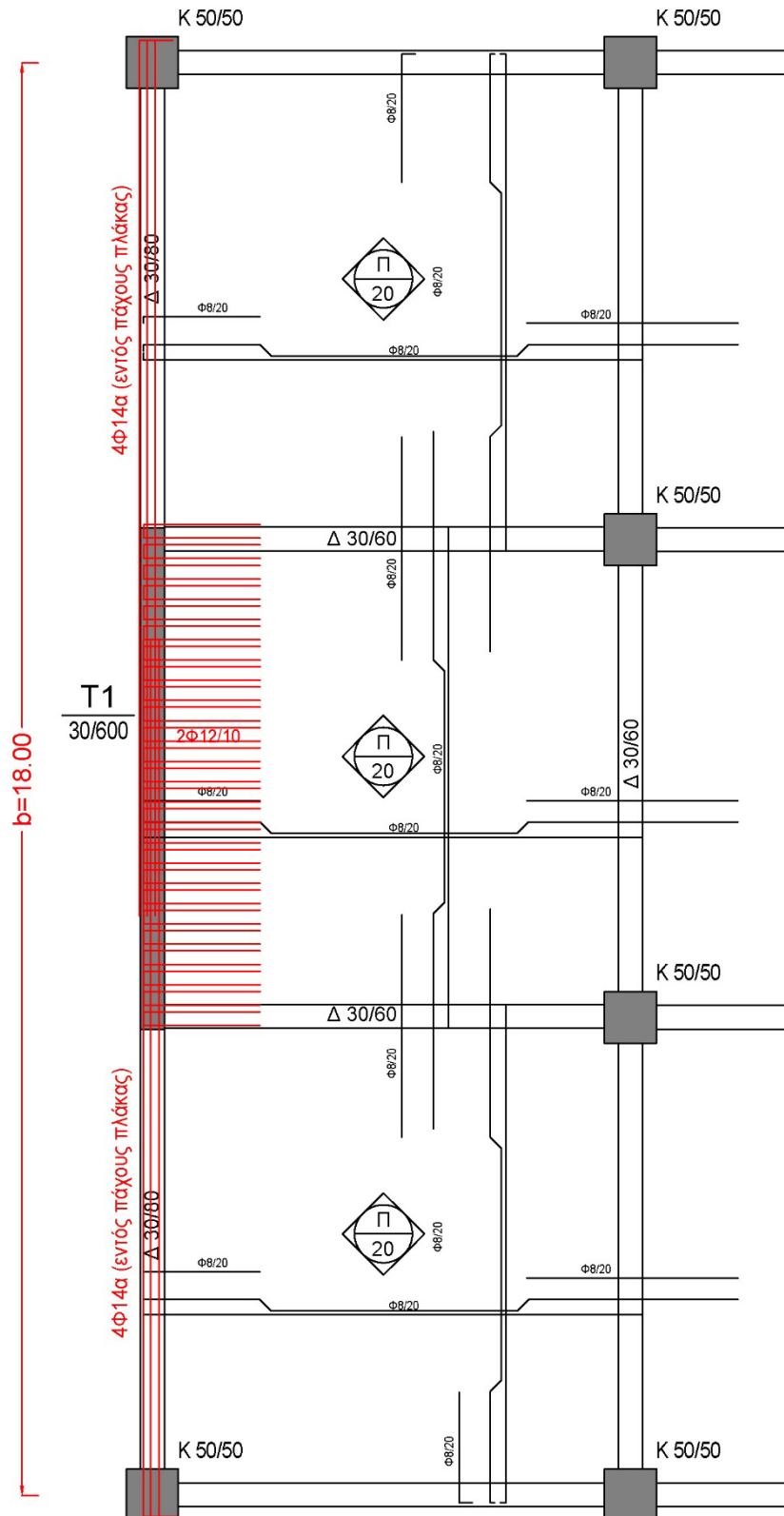
4.6.4 Οπλισμός δοκών - collectors

Οι αξονικές δυνάμεις των δοκών N_{ed} απεικονίζονται στην παρακάτω όψη του κτιρίου με τις μέγιστες καταπονήσεις να συμβαίνουν στον δεύτερο όροφο με $N = 126.97 \text{ kN}$ (εφελκυστική) και $N = 135,34 \text{ kN}$ (θλιπτική). Σε αυτές προστίθενται και οι $F_{22} = \pm 52 \text{ kN}$

Στις εξωτερικές δοκούς Δ30/80 η ανηγμένη αξονική Δύναμη που αναπτύσσεται λόγω θλίψης είναι:

$$v_{ed} = 1.3 * \frac{(135.34 + 52)}{0.30 * 0,80 * \frac{25000}{1,5}} = 0.06$$

ενώ λόγω εφελκυσμού $v_{ed} = -0.058$ όπου επιτρέπεται να αγνοηθεί η αλληλεπίδραση κάμψης και αξονικής δύναμης κατά τον κανονισμό. Ο επιπλέον εφελκυστικός οπλισμός προκύπτει ως: $A_s = \frac{(126,97+52)*1,3}{(50/1,15)} = 5.35 \text{ cm}^2$, ($4\Phi 14 = 6,16 \text{ cm}^2$). Όμως σύμφωνα με τους ελέγχους των χορδών (chords) είδαμε ότι η επίδραση της εφελκυστικής δύναμης είναι αρκετά δυσμενής επομένως η διατομή θα πρέπει να ελεγχθεί εκ νέου.

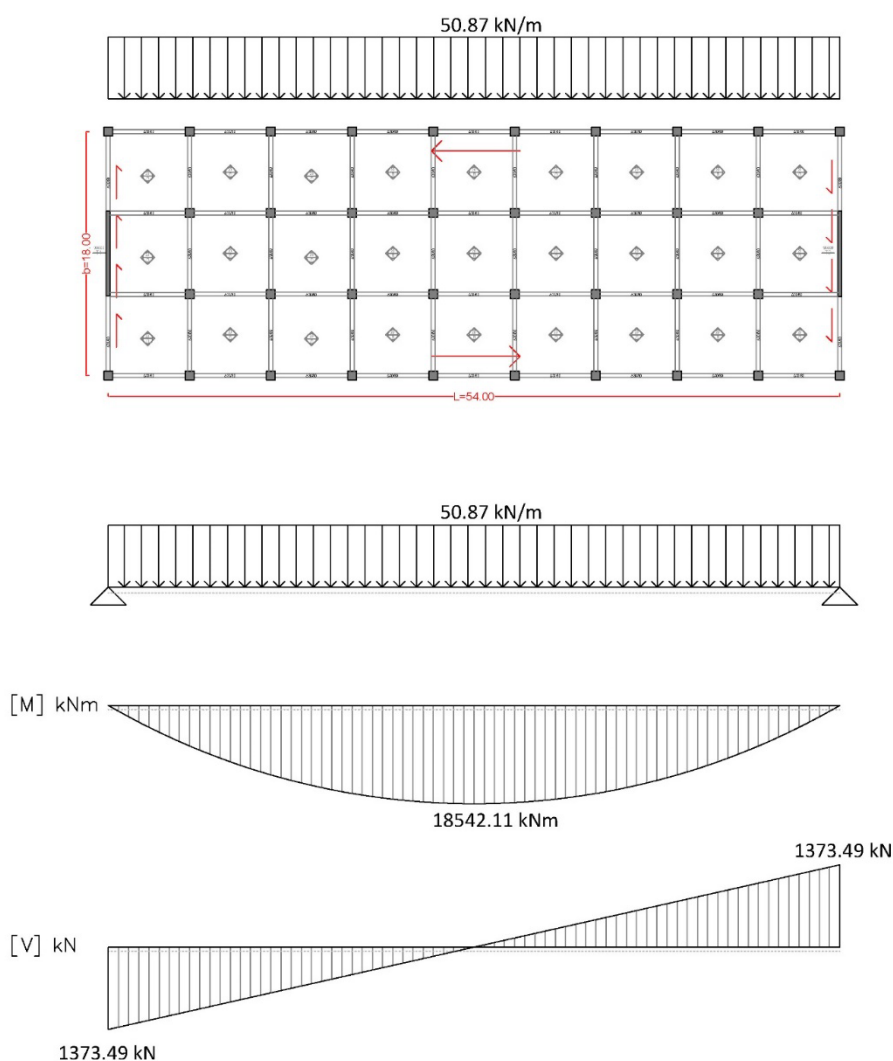


Εικόνα 4-18: Σκαρίφημα Ξυλότυπου με πρόσθετους οπλισμούς

4.7 Απλοποιημένο μοντέλο της αμφιέρειστης δοκού

Σε σύγκριση με το απλοποιημένο μοντέλο της αμφιέρειστης δοκού αν θεωρήσουμε ότι η αναπτυσσόμενη δύναμη του ορόφου είναι ομοιόμορφα κατανομημένη και ίση με $2747,43/54=50,87$ kN/m (Η δύναμη 2747,43 kN προέκυψε από τη φασματική ανάλυση) .Επομένως αναπτύσσεται στο διάφραγμα ροπή $M = q * \frac{L^2}{8} = 18542.11$ kNm και τέμνουσα στα άκρα $M = q * \frac{l}{2} = 1373.49$ kN. Η ροπή αναλύεται σε ένα ζεύγος δυνάμεων $\frac{Mz}{d} = \frac{18542.11}{18} = 1030.11$ kN.

Από την εγκάρσια τομή προσομοίωμα με τα πεπερασμένα στοιχεία ,στο μέσο του κτιρίου στην οποία συμπεριλαμβάνονται οι δοκοί και οι πλάκες προκύπτει μέγιστη ροπή στο μέσο ίση με 18237,49 kNm. Η απόκλιση με το μοντέλο της αμφιέρειστης δοκού, για το συγκεκριμένο κτίριο με $L/b=3$ είναι της τάξεως 1.7% επομένως είναι σωστή η παραδοχή του απλοποιημένου μοντέλου. Αντίθετα η τέμνουσα στο άκρο προσδιορίστηκε 1273,88 kN από το προσομοίωμα ενώ από το μοντέλο της αμφιέρειστης 1373,49 kN , ήτοι υπερεκτιμήθηκε κατά 7,8%.



Εικόνα 4-1. Προσομοίωμα αμφιέρειστης δοκού

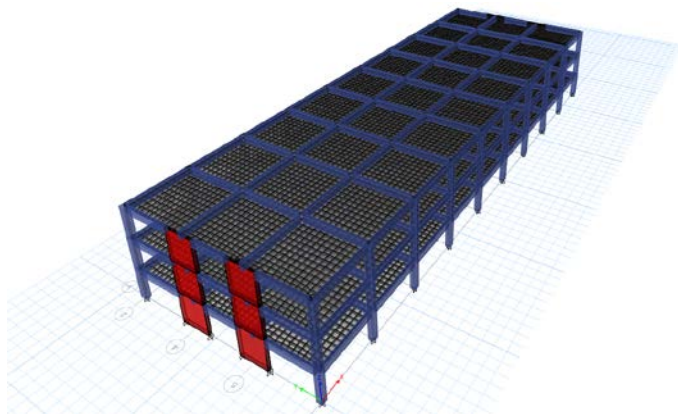
5 ΟΠΛΙΣΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΟΣ-ΠΛΑΚΑΣ ΜΕ ΙΚΑΝΟΤΙΚΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

5.1 Εισαγωγή

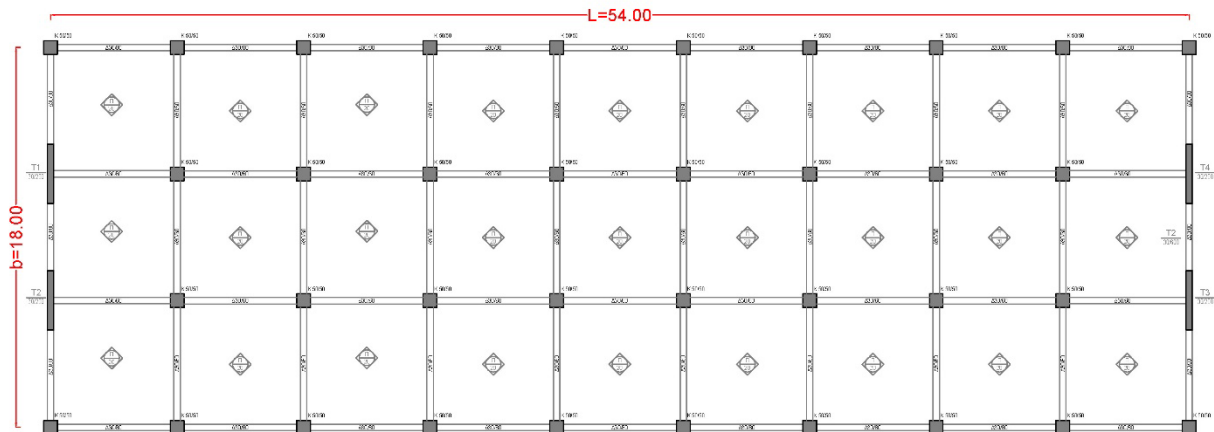
Στο κεφάλαιο αυτό εξετάζεται με βάση τη λογική που διέπει τον Ευρωκώδικα 8, ο έλεγχος αντοχής του διαφράγματος με την μέγιστη αντοχή που θα αναπτύξουν τα πλευρικά τοιχία. Η συλλογιστική βασίστηκε στο γεγονός ότι η αστοχία του θα πρέπει να έπεται της αστοχίας του τοιχίου σκυροδέματος έτσι ώστε το διάφραγμα να μπορεί μεταφέρει την μέγιστη αναπτυσσόμενη δύναμη και το κτίριο να λειτουργήσει όπως έχει σχεδιαστεί. Σε αντίθετη περίπτωση, το τοίχωμα θα αποκοπεί από το διάφραγμα, δεν θα μεταφέρονται σε αυτό τα αναλογούντα εντατικά μεγέθη. Οι αδρανειακές δυνάμεις θα πρέπει να παραληφθούν από τα υπόλοιπα στοιχεία που έχουν σχεδιαστεί για πολύ μικρότερες εντάσεις, κάτι που ενδεχομένως οδηγήσει σε κατάρρευση.

5.2 Σχεδιασμός τοιχώματος

Τα αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από το τοίχωμα των 6μ είναι αρκετά μεγάλα επομένως επιλέχθηκε ο επανασχεδιασμός του κτιρίου με 2 πλευρικά τοιχώματα σε κάθε παρειά στην διεύθυνση Y μήκους 2,80μ. Τα τοιχία αυτά οπλίζονται και σχεδιάζονται ικανοτικά για ΚΠΜ σύμφωνα με την παρακάτω διαδικασία και έπειτα ελέγχεται το διάφραγμα.



Εικόνα 5-1: Προοπτική απεικόνιση υπο μελέτη κτιρίου με δύο πλευρικά τοιχώματα



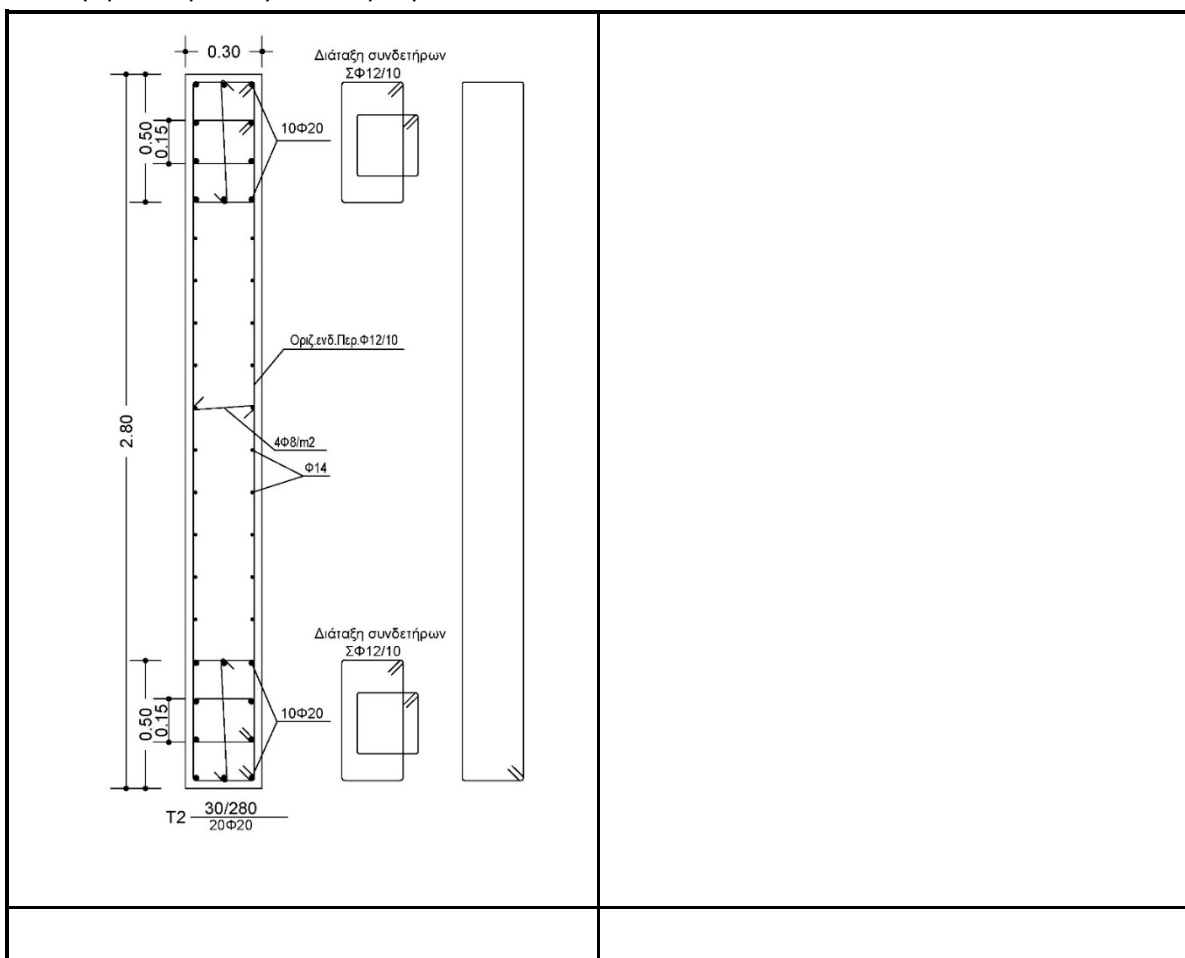
Εικόνα 5-2: Σκαρίφημα Ξυλότυπου με δύο πλευρικά τοιχία ανά παρειά.

5.3 Σχεδιασμός τοιχώματος

Ο σχεδιασμός του τοιχώματος για ΚΠΜ συμπεριλαμβάνεται στο παράρτημα Β. Για τη διαστασιολόγηση επιλέχθηκε ο δυσμενέστερος **συνδυασμός $G + 0.3Q + E_y + 0.3E_x$** όπου προκύπτουν τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη για το τοίχωμα.

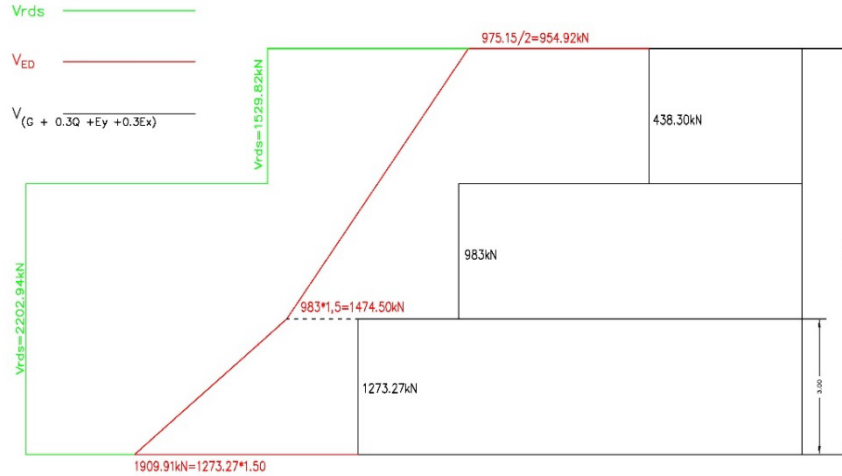
$N_{ed} = -922 \text{ kN}$ (Δυσμενέστερη), $V'_{ed} = 1273,28 \text{ kN}$, $M_{ed} = 5571,68 \text{ kNm}$

Η διατομή που προέκυψε είναι η παρακάτω:

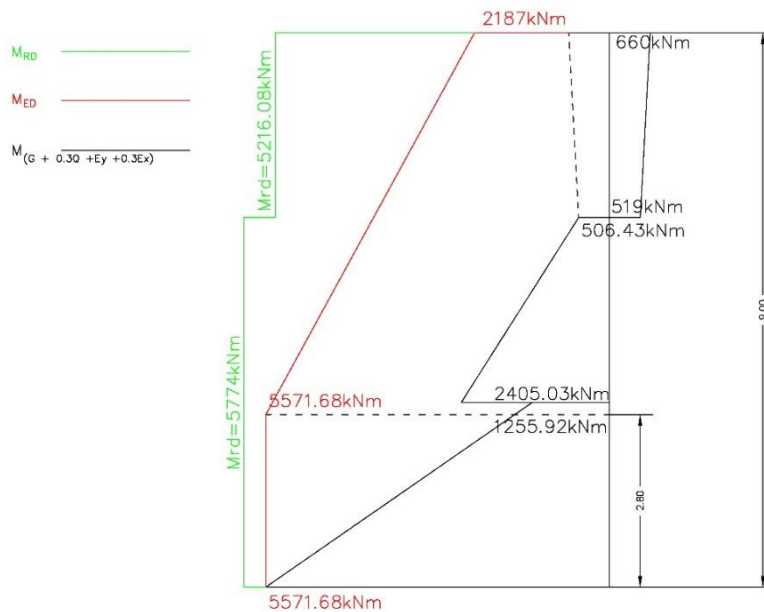


Εικόνα 5-3: Προκειμένου να επιτυγχάνεται ο έλεγχος της αξονικής ισορροπίας ($\Sigma F=0$) πραγματοποιούνται δοκιμές και προκύπτει ροπή αντοχής $M_{rd} = 5774,00 \text{ kNm}$ μεγαλύτερη από M_{ed} .

Από την όπλιση της διατομής προκύπτει επιπλέον αντοχή. Με κόκκινο απεικονίζονται τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού, με μαύρο οι δράσεις απο τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό και με πράσινο οι αντοχές του μέλους.



Εικόνα 5-4: Διάτμηση. Με κόκκινο απεικονίζονται τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού, με μαύρο οι δράσεις απο τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό και με πράσινο οι αντοχές του μέλους.

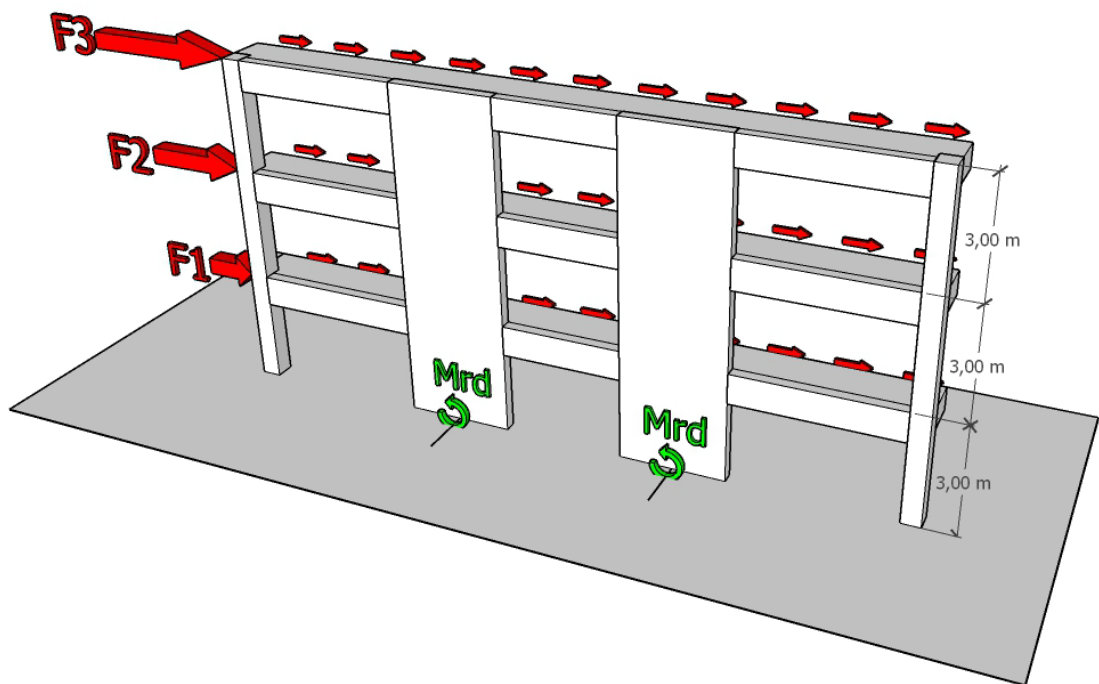


Εικόνα 5-5: Κάμψη. Με κόκκινο απεικονίζονται τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού, με μαύρο οι δράσεις απο τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό και με πράσινο οι αντοχές του μέλους.

5.4 Υπολογισμός εντατικών μεγεθών διαφράγματος

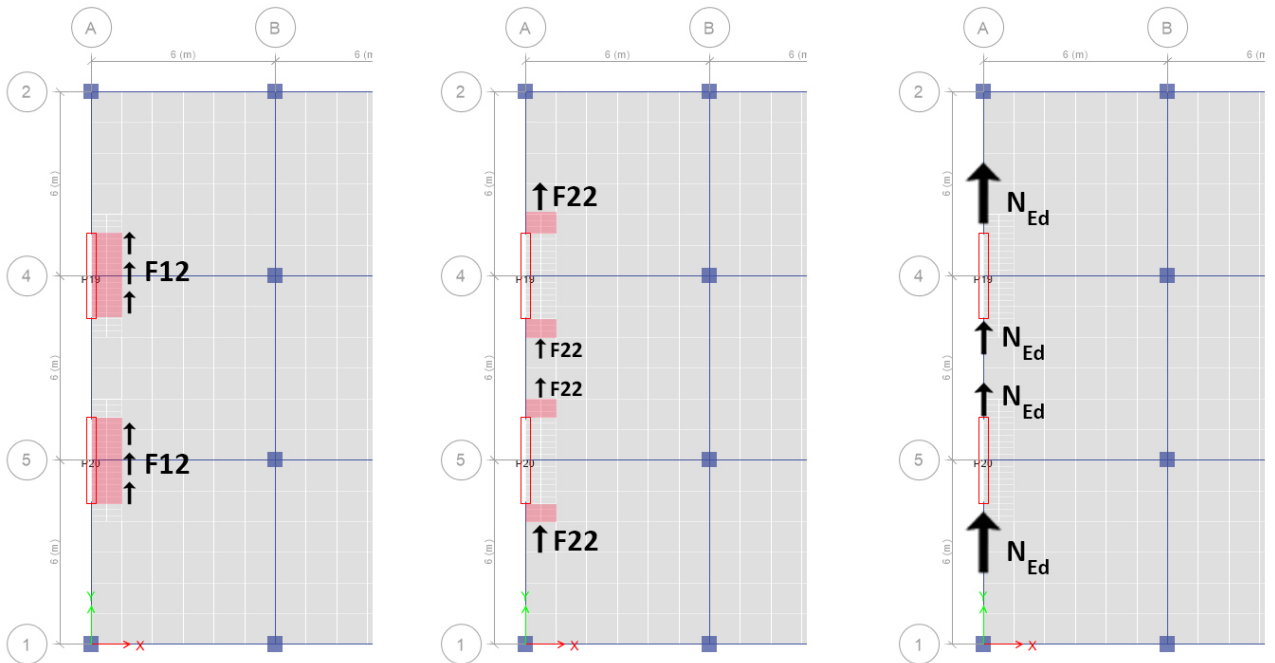
Αφού εξασφαλίστηκε ότι τα τοιχώματα θα αστοχήσουν πρώτα καμπτικά στη βάση τους, υπολογίζονται οι δυνάμεις που θα αναπτυχθούν στο διάφραγμα όταν στα τοιχώματα δημιουργηθούν πλαστικές αρθρώσεις. Για τον υπολογισμό των δυνάμεων αυτών πραγματοποιήθηκαν διαδοχικές δοκιμές αύξησης του εντός επιπέδου φορτίου. Σκοπός είναι τα διαφράγματα να παραμείνουν ελαστικά για τις δυνάμεις αυτές. Σημειώνεται δε, ότι η για την πληρέστερη συμπεριφορά ολοκλήρου του φορέα και τον υπολογισμό των δυνάμεων αυτών ενδείκνυται να χρησιμοποιείται μη γραμμική ανάλυση.

Στην προκειμένη περίπτωση με μικρή αύξηση του οριζόντιου φορτίου, λόγω του ότι η ροπή αντοχής $M_{rd}=5774$ kNm είναι σχετικά κοντά στην ροπή δράσης $M_{Ed}=5571.68$ kNm οι δράσεις στο διάφραγμα δεν αυξήθηκαν σημαντικά. Πρέπει όμως να δίδεται ιδιαίτερη προσοχή στην υπερόπλιση των κατακόρυφων στοιχείων διότι μπορεί να οδηγήσει σε δημιουργία πλαστικής άρθρωσης όχι στα σημεία που προβλέπονται (στη βάση του τοιχώματος) αλλά στην σύνδεση διαφράγματος και τοιχώματος.



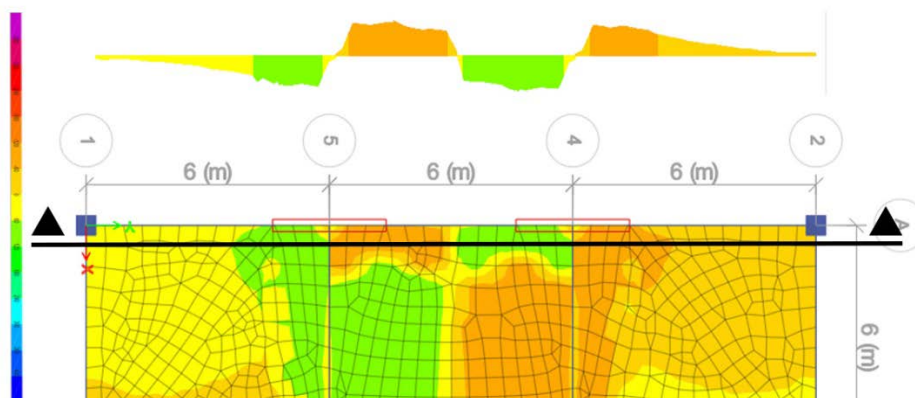
Εικόνα 5-6: Μηχανισμός μεταφοράς δυνάμεων στο διάφραγμα για ανάπτυξη της M_{rd}

Για τον προδιορισμό των δυνάμεων μεταφοράς χρησιμοποιούνται τομές στα διακριτοποιημένα στοιχεία που δημιουργήθηκαν στο πρόγραμμα Etabs. Προκειμένου να μεταφερθούν οι αδρανειακές δυνάμεις από την πλάκα στο τοιχίο ενεργοποιούνται οι παρακάτω μηχανισμοί δράσεων. Η N_{ed} και η $F22(\sigma)$ είναι οι αξονικές δυνάμεις (εφελκυστικές – θλιπτικές) που μεταφέρονται από την δοκό και το ακραίο διακριτοποιημένο στοιχείο στο τοιχίο για σεισμό κατά την Y διεύθυνση ενώ η $F12$ είναι διατμητική τάση. Κατά τον αμερικάνικο κανονισμό τα στοιχεία που μεταφέρουν τις αξονικές δυνάμεις ονομάζονται collectors.



Εικόνα 5-7: $F12$ =Διατμητική δύναμη, $F22$ =θλιπτική δύναμη , N_{ed} = αξονική δοκού για σεισμό κατά Y

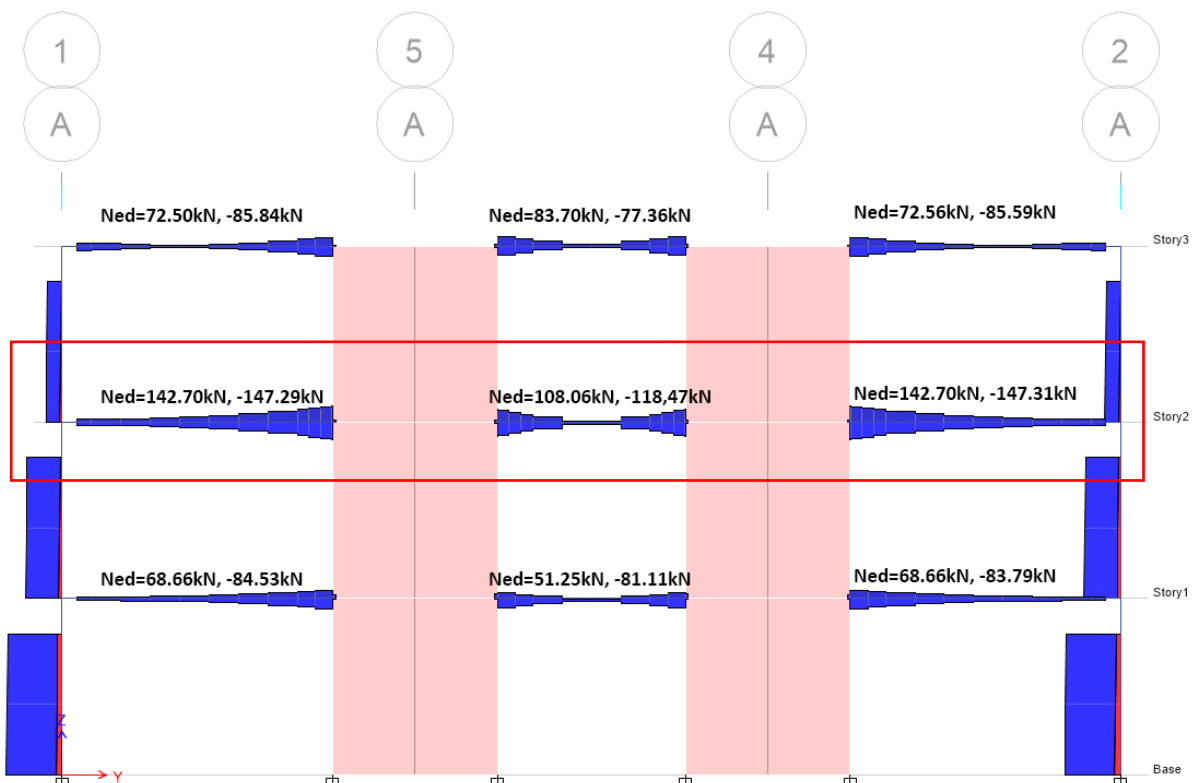
Η διατμητική δύναμη $F12$ ακολουθεί κατά μήκος του τοιχίου το σχήμα του κανονισμού και δίδεται σε kN/m .



Εικόνα 5-8: Διατμητική δύναμη $F12$, Δευτέρου Ορόφου

Η διατμητική δύναμη $F12(\tau_{xy})$ του δευτέρου ορόφου προκύπτει ίση με $773,35kN$ ή $\frac{773,35}{2,80} = 40,48 kN/m$, ενώ η $F22(\sigma) = \pm 42.59kN, \pm 82.50, \pm 83.22kN, \pm 49.37kN$ από τον άξονα 1 στον άξονα 2.

Οι αξονικές δυνάμεις των δοκών N_{ed} απεικονίζονται στην παρακάτω όψη του κτιρίου με τις μέγιστες καταπονήσεις να συμβαίνουν στον δεύτερο όροφο με $N=142.70kN$ (εφελκυστική) και $N=-147.31kN$ (θλιπτική).



Εικόνα 5-9: Περιβάλλουσα αξονικών δυνάμεων δοκών

Η συνισταμένη των δυνάμεων που μεταφέρονται από την πλάκα στο τοίχιο του άξονα 4 όπως απεικονίζεται παραπάνω είναι $773,35 + 42.59 + 82.50 + 147,31 + 118,47 = 1164,23kN$. Για το συγκεκριμένο παράδειγμα:

Μέσω διάτμησης μεταφέρεται (F12) : $773,35/1164,23=66\%$

Μέσω της δοκού (N_{ed}) : $(147,31+118,47)/ 1164,23=23\%$

Μέσω της ορθής τάσης της πλάκας (F22) : $42.59 + 82.50 = 11\%$

Το μεγαλύτερο φορτίο φορτίο καλούνται να αναλάβουν οι οπλισμοί βλήτρου και η διεπιφάνεια της πλάκας με το τοίχιο. Για την όπλιση της σύνδεσης του τοιχίου με την πλάκα αγνοείται, υπέρ της ασφαλείας, ο υπάρχον οπλισμός όπλισης της πλάκας για κατακόρυφα φορτία.

5.5 Όπλιση

Οι έλεγχοι που θα ακολουθήσουν είναι ίδιοι με του προηγούμενου κεφαλαίου επομένως αναφέρονται συνοπτικότερα.

5.5.1 EC8

- $1,5 \cdot f_{ctd} = 1,5 \cdot 1,8 / 1,5 = 1,8 \text{ MPa}$. Η αναπτυσσόμενη τάση είναι $773,35 \cdot 1,3 / (0,2 \cdot 2,80) = 1795,27 \text{ kPa} = 1,79 \text{ MPa} < 1,8 \text{ MPa}$ επομένως οριακά επαρκεί.

$$\text{Θλιπτήρας: } v_{Ed} \leq v_{fcd} \sin \theta_f \cos \theta_f = 0,54 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot \sin 45 \cdot \cos 45 = 4,5 \text{ MPa}$$

$v_{Ed} = 1,79 \text{ MPa} \leq 4,5 \text{ MPa}$, επομένως ο θλιπτήρας επαρκεί.

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,54 \quad (f_{ck} \text{ σε MPa})$$

Εάν $v_{Ed} \leq k f_{ctd}$ δεν απαιτείται οπλισμός πέραν εκείνου λόγω κάμψης.

$k f_{ctd} = 0,4 \cdot 1,8 / 1,5 = 0,48 \text{ MPa}$, $v_{Ed} = 1,79 \text{ MPa}$, Άρα απαιτείται επιπλέον οπλισμός.

- Ελκυστήρας: $\left(\frac{Asf}{sf} \right) \geq v_{ed} \cdot \frac{hf}{(\cot \theta_f \cdot f_{yd})} = \left(\frac{773,35 \cdot 1,3}{2,80 \cdot 0,2} \right) \cdot \frac{0,20}{1 \cdot \frac{50}{1,15}} = \frac{8,26 \text{ cm}^2}{m} \approx \varphi 10/9$

5.5.2 ΕΚΩΣ 2000

- Η αντοχή λόγω λοξής θλίψης δίνεται από την σχέση (11.29): $V_{RD2} = 0,2 \cdot f_{cd} \cdot hf$, όπου hf το πάχος της πλάκας. $V_{RD2} = 0,2 \cdot f_{cd} \cdot hf = 0,2 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 0,2 = 666 \frac{\text{kN}}{m} \cdot 2,80 \text{ m} = 1866,66 < 1933,37 = 773,35 \cdot 2,50 \text{ kN}$, επομένως δεν επαρκεί. Προτείνεται είτε η αύξηση του πάχους της πλάκας σε 22cm είτε η αύξηση της ποιότητας του σκυροδέματος σε C30/37.
- Η αντοχή λόγω εγκάρσιου οπλισμού δίνεται από την σχέση:

$$V_{RD3} = \frac{Asf}{sf} \cdot f_{yd} + 2,50 \cdot t_{Rd} \cdot hf$$

- Επομένως: $\frac{Asf}{sf} = \frac{V_{RD3} - 2,50 \cdot t_{Rd} \cdot hf}{f_{yd}} = \frac{(\frac{773,35}{2,80}) \cdot 2,50}{\frac{50}{1,15}} = 15,88 \text{ cm}^2/\text{m} \approx 2\varphi 10/9$, οπλισμός φουρκέτας

5.5.3 EC8 έλεγχος σε ολίσθηση

$$\Sigma Asj = \frac{V_{dd}}{0,25 \cdot f_{yd}} = \frac{773,35 \cdot 1,3}{0,25 \cdot \frac{50}{1,15}} = 92,49 \text{ cm}^2$$

$$\Sigma Asj = V_{dd} / (1,3 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}}) = 773,35 \cdot \frac{1,3}{1,3 \cdot \sqrt{\frac{2,5}{1,5} \cdot \frac{50}{1,15}}} = 90,84 \text{ cm}^2$$

Στο μήκος του τοιχίου 6m έχουμε $\frac{90,84}{2,80} = \frac{32,44 \text{ cm}^2}{m}$ ήτοι $\approx 2\varphi 14/9$. (φουρκέτα)

Οποιαδήποτε παραδοχή και να ακολουθηθεί πρέπει να εξασφαλίζεται επαρκές μήκος αγκύρωσης: για $\Phi 12 = lb, r q d = \frac{\Phi}{4} * \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{1.4}{4} * \frac{435}{0.7 * 2.70} = 80,55 \text{ cm}$, ενώ για $\Phi 8 = 46,00 \text{ cm}$. Στον παρακάτω ξυλότυπο προτιμάται να προεκταθούν κατά 1,2m.

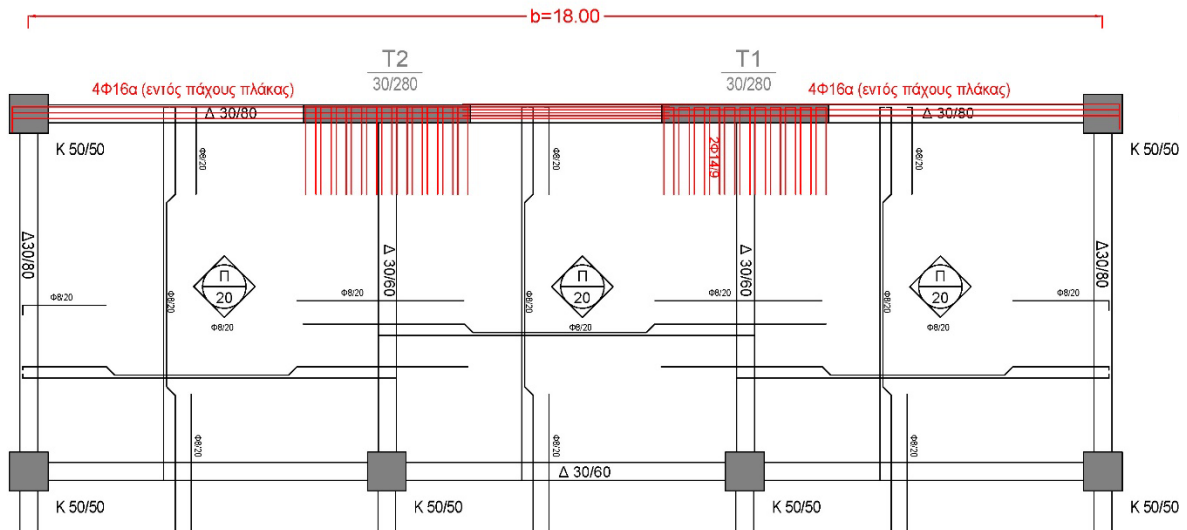
5.5.4 Οπλισμός δοκών – collectors

Οι αξονικές δυνάμεις των δοκών N_{ed} απεικονίζονται στην όψη του κτιρίου με τις μέγιστες καταπονήσεις να συμβαίνουν στον δεύτερο όροφο με $N_{edmax} = -142,70 \text{ kN}$ (εφελκυστική) και $N_{edmax} = 147,32$ (θλιπτική). Σε αυτές προστίθενται και οι $F_{22} = 42.59 + 82.50 = \pm 125.09 \text{ kN}$

Στις εξωτερικές δοκούς $\Delta 30/80$ η ανηγμένη αξονική Δύναμη που αναπτύσσεται λόγω θλίψης είναι:

$$v_{ed} = 1.3 * \frac{147.32 + 125.09}{0.30 * 0.80 * \frac{25000}{1.5}} = 0.088$$

ενώ λόγω εφελκυσμού $v_{ed} = -0.087$, όπου επιτρέπεται να αγνοηθεί η αλληλεπίδραση κάμψης και αξονικής δύναμης κατά τον κανονισμό. Ο επιπλέον εφελκυσμένος οπλισμός προκύπτει ως: $A_s = \frac{(142.70 + 125.09) * 1.3}{(50/1.15)} = 8.00 \text{ cm}^2 \approx (4\Phi 16 = 8.04 \text{ cm}^2)$. Όμως σύμφωνα με τους ελέγχους των χορδών (chords) είδαμε ότι η επίδραση της εφελκυστικής δύναμης είναι αρκετά δυσμενής επομένως η διατομή θα πρέπει να ελεγχθεί εκ νέου.



Εικόνα 5-10: Σκαρίφημα Ξυλότυπου με πρόσθετους οπλισμούς

6 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η παρούσα διπλωματική εργασία είχε ως στόχο την διερεύνηση των παραμέτρων που μεταβάλλονται με τη θεώρηση απαραμόρφωτου και παραμορφωτού διαφράγματος στον σχεδιασμό κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος. Τα συμπεράσματα που εξήχθησαν είναι σημαντικό να λαμβάνονται υπόψιν τόσο στην δυναμική απόκριση των κατασκευών όσο και στην διαστασιολόγηση των μελών τους.

Η πραγματική δυσκαμψία του διαφράγματος επηρεάζει σημαντικά την δυναμική απόκριση ολόκληρου το φορέα. Στις εξετασθείσες κατασκευές η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος εν γένει αυξήθηκε, συνεπώς ήταν κατά κανόνα πιο εύκαμπτες από ότι υπολογίστηκαν. Αυτό επιδρά καθοριστικά στις μέγιστες μετακινήσεις του φορέα και στις γωνιακές παραμορφώσεις ενώ μεταβάλλονται τα σεισμικά φορτία σχεδιασμού.

Ανάλογα με τον λόγο πλευρών και το ύψος του κτιρίου, μελετήθηκε το ποσοστό της επιρροής της ευκαμψίας του διαφράγματος στα παραπάνω χαρακτηριστικά. Με την αύξηση του λόγου των πλευρών των κατασκευών και τη μείωση του ύψους τους οι αποκλίσεις μεγεθύνονταν ενώ αντίστροφα αμβλύνονταν. Αξιοσημείωτο είναι το γεγονός ότι ενώ θα αναμένετο η επιρροή του διαφράγματος να εξαρτάται κυρίως από τον λόγο των πλευρών του κτιρίου (σύμφωνα με τα όρια που θέτουν οι κανονισμοί), πολύ σημαντικός παράγοντας αποτελεί και το ύψος του. Αυτό συμβαίνει διότι επηρεάζει καθοριστικά την σχετική δυσκαμψία μεταξύ των κατακόρυφων στοιχείων και του διαφράγματος. Συνεπώς, στο τριώροφο κτίριο, για όλους τους λόγους των πλευρών L/b, όπου η δυσκαμψία των τοιχίων είναι μεγάλη, η επιρροή της προσομοίωσης του διαφράγματος είναι εξαιρετικά σημαντική στις μέγιστες μετατοπίσεις. Με την αύξηση των ορόφων αμβλύνονται και οι διαφορές.

Η κατανομή των αδρανειακών δυνάμεων στα δομικά στοιχεία μεταβάλλεται αφού η δύναμη δεν ασκείται στο κέντρο μάζας του κτιρίου και κατανέμεται με βάση την δυσκαμψία αλλά ασκείται σε κάθε διακριτοποιημένο στοιχείο και κατανέμεται με βάση την παραμόρφωση των δομικών μελών. Όπως παρουσιάστηκε και στο τρίτο κεφάλαιο της εργασίας τα υποστυλώματα λαμβάνουν αρκετά μεγαλύτερη τέμνουσα βάσης, ανάλογα την θέση τους στην κάτοψη, ενώ τα τοιχία μικρότερη από την αρχικά υπολογισθείσα. Εκτός του ότι τα υποστυλώματα ενδεχομένως να μην επαρκούν για το συνδυασμό των δράσεων, το γεγονός αυτό χρήζει ιδιαίτερης προσοχής διότι μπορεί να επηρεάσει το στατικό σύστημα του κτιρίου και κατ'επέκταση να υπολογιστεί λανθασμένα ο συντελεστής συμπεριφοράς q.

Όσο αναφορά τα δομικά στοιχεία εμφανίζονται σημαντικές αξονικές σεισμικές δυνάμεις στις περιμετρικές δοκούς και στις δοκούς σύνδεσης με τα τοιχία που δεν μπορούν να αγνοηθούν λόγω της μεγάλης ανηγμένης αξονικής δύναμης. Οι δοκοί πρέπει να διαστασιολογούνται λαμβάνοντας υπόψιν την αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης (εφελκυστικής - θλιπτικής) και κάμψης. Η διαστασιολόγηση για εφελκυστικό αξονικό φορτίο είναι η δυσμενέστερη όπως παρουσιάστηκε στο τέταρτο κεφάλαιο της εργασίας. Στην διαστασιολόγηση των δοκών που συνδέονται με τα τοιχία πρέπει υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη με τις υπεραντοχές των τοιχίων αυτών για την πραγματική όπλιση τους.

Καθοριστικής σημασίας για την συμπεριφορά του κτιρίου αποτελεί και η σύνδεση του τοιχώματος με το διάφραγμα αφού η αποκοπή του τροποποιεί την απόκριση του φορέα. Στα σημεία αυτά συγκεντρώνονται υψηλές διατμητικές τάσεις των οποίων η μεταφορά τους στο τοιχίο προϋποθέτει την ύπαρξη πρόσθετου διατμητικού οπλισμού.

Ασφαλέστερο κριτήριο κατάταξης των διαφραγμάτων αποτελεί το κριτήριο των παραμορφώσεων όπως προβλέπεται από την EC8 αλλά είναι δύσχρηστο στην εφαρμογή του αφού προϋποθέτει εξ αρχής την ακριβή προσομοίωση του φορέα. Γενικότερα παρατηρήθηκε ότι το ισχύον κανονιστικό πλαίσιο του Ευρωκώδικα, έχει αρκετές ελλείψεις ως προς την διαστασιολόγηση και τους ελέγχους σε ΟΚΑ των παραπάνω στοιχείων.

Όπως ευελπιστώ να σκιαγραφήθηκε από το σύνολο της εργασίας, η επιρροή της εντός επιπέδου παραμορφωσιμότητας του διαφράγματος επιδρά σημαντικά στο σύνολο του κτιρίου. Η αναγκαιότητα υιοθέτησης στοιχείων και σαφών κανόνων στο πνεύμα του ASCE 7 από τον Ευρωκώδικα είναι ιδιαίτερα σημαντική. Είναι σαφές ότι το ζήτημα χρήζει περαιτέρω διερεύνησης με διότι όπως αναφέρθηκε και στην εισαγωγή της διπλωματικής εργασίας, η ακρίβεια των αποτελεσμάτων εξαρτάται από την εγκυρότητα των υποθέσεων.

7 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

European Standard EN 1998-1:2004 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Comite Europeen de Normalisation. Brusells.

Μουζιάκης Χ. (2020-2021): «Σημειώσεις για το μάθημα Αντισεισμικού Σχεδιασμού Ι και ΙΙ»

NIST (2016). *Seismic design of cast-in-place concrete diaphragms chords, and collectors: A guide for practicing engineers, Second Edition*, GCR 16-917-42, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 3, produced by the Applied Technology Council for the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.

ACI (2008). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

ASCE (2010). *Minimum design loads for buildings and other structures (ASCE/SEI 7-10)*, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

Chopra, A.K. (2005). *Earthquake dynamics of structures: A primer*, 2nd Edition, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, 129 pp.

IBC (2009). *International Building Code*, International Code Council, Washington, DC.

Nakaki, S.D. (2000). "Design guidelines for precast and cast-in-place concrete diaphragms," *EERI professional fellowship report*, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA.

ASCE, 2017. *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Building and other Structures (ASCE 7-16)*, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

Jain S. K., Jennings P. C., Continuous models for frame and shear-wall buildings with flexible floors, Earth World Conference on Earthquake Engineering, Volume IV, San Francisco, 1984

Jain S. K., Jennings P. C., Analytical models for low rise buildings with flexible floor diaphragms, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, VOL. 13, 1985

American Society of Civil Engineers (1996), *Minimum Design Loads for Buildings and other Structures (ASCE 7-95)*, ASCE, New York, 1996

Jain, S.K., "Analytical Models for the Dynamics of Buildings," Earthquake Engineering Research Laboratory, Report No. 83-02, California Institute of Technology, Pasadena, May, 1983.

Federal Emergency Management Agency, "1997 Edition of NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings," 1997

American Concrete Institute (1995), *Building Code Requirements for Reinforced Concrete—ACI 318-95*, Detroit, Michigan.

ΟΑΣΠ, ΣΠΜΕ, Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος 2000, Αθήνα 2000

ΟΑΣΠ, ΣΠΜΕ, Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000, Αθήνα 2000

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΟΠΛΙΣΗ ΜΕΣΑΙΑΣ ΔΟΚΟΥ Δ30/60 ΓΙΑ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΑ ΦΟΡΤΙΑ

Παρακάτω παρουσιάζονται οι υπολογισμοί για τον υπολογισμό της δοκού για ΚΠΜ.

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΔΟΚΟΥ 30*60		
Σκυρόδεμα	C25/30	
	fctm (MPa)	2,6
	fck (MPa)	25
Χάλυβας οπλισμού	fyk (MPa)	500
Md Md Md	Δοκός	30/60
	b (cm)	30
	h (cm)	60
	c (m)	0,035
	συνδετήρες Φw (m)	0,008
	κύριος οπλισμός Φ (m)	0,014
	d (m)	0,55
	leff (m)	5,2
	Μστηρ(δεξ)	-202
	Μστηρ(αρ)	-202
	Μανοιγματος	100,8
	lo1	3,64
	beff,i	0,728
	beff1	1,028
Διαμήκης οπλισμός	Asmin (cm ²)	2,2308
	Asmax (cm ²)	72
Οπλισμός διάτμησης	ρw,mim	0,0008
	(Asw,min/s) cm ² /m	2,4

Όπλιση δοκού στο άνοιγμα και στη στήριξη				
Άνοιγμα	πλακοδοκός			
μsd	0,022880966	<	μlim	0,337
hf (m)	0,2			
hf/d	0,363636364			
$beff1/bw$	3,426666667			
Πιν.2.4 (για $hf/d=0.3$ και $beff1,bw =3$)	0,022			
αριθμός οπλισμών	3,10	4	Τοποθετώ	4Φ14
Στήριξη	ορθογωνική δοκός			
Μπαρειάς	-202			
μsd	0,157	<	μlim	0,372
hf (m)	0,2			
Πιν.2.1				
ω	0,1714			
As (cm ²)	9,2148925			
αριθμός οπλισμών	5,986104863	6	Τοποθετώ	6Φ14

Όπλιση δοκού σε διάτμηση				
Υπολογισμός $V_{rd,c}$				
$C_{rd,c}$	0,12			
k_1	0,15			
σ_{cp}	0			
ρ_l	0,005597747	<	0,02	
v_{min}	0,355179223			
k	1,603022689			
$V_{rd,c}$	76,48729147			
$v_{min}+k_1*\sigma_{cp}$	58,60457179			
$V_{rd,c}$ (kN)	76,48729147			
VA (kN) αριστερή στήριξη	122,43			Απαιτείται οπλισμός διάτμησης θα τοποθετηθεί ο ελάχιστος
VAπαρειάς	122,43			
VA κατά d από παρειά	103			
VB (kN) δεξιά στήριξη	122,43			Απαιτείται οπλισμός διάτμησης
VBπαρειάς	103			
VB κατά d από παρειά	103			

Μέγιστη τέμνουσα (αστοχία λοξών θλιπτήρων σκυροδέματος)			
Υπολογισμός $V_{rd,max}$			
acw	1		
z	0,495		
v1=v	0,54		
fcd	16,66666667		
cot45	1	$V_{rd,max}$	668,25
tan45	1		
cot21.8	2,500178362	$V_{rd,max}$	460,83826
tan21.8	0,399971464		
Δεν χρειάζεται αλλαγή διατομής			

Τέμνουσα που αναλαμβάνει ο οπλισμός διάτμησης			
Υπολογισμός $V_{rd,s}$			
s1,max (m)	0,4125		
Για δίτμητους συνδετήρες Φ8/30			
As/s (cm ² /m)	3,333333333		
$V_{rd,s}$	179,3606216	θ=21.8	
Για δίτμητους συνδετήρες Φ8/10	10,05309649		
$V_{rd,s}$	540,9388908	θ=21.8	Φ8/10
$V_{ed,παρειας}$ (kN)	122,43		
Asw/sαπαιτ (cm ² /m)	2,275304335		
Τοποθετούνται:			
Εντός κρίσιμης περιοχής(0,6μ) : δίτμητους συνδετήρες Φ8/10		με $V_{rd,s}$	540,94
Εκτός κρίσιμης δίτμητους συνδετήρες Φ8/30		με $V_{rd,s}$	179,36

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: ΟΠΛΙΣΗ ΤΟΙΧΩΜΑΤΟΣ

Για τον σχεδιασμό του τοιχώματος σε ΚΠΜ πραγματοποιούνται οι παρακάτω έλεγχοι:

Ορισμός:

Είναι φέροντα στοιχεία των οποίων η μία διάσταση είναι πάνω από τετραπλάσια της άλλης.



$L_w=2.8 \text{ m}$, $b_w=0.30 \text{ m}$, $h_w=9.00 \text{ m}$, $h_s=2.20 \text{ m}$,

- Ικανοποίηση γεωμετρικών κανονιστικών απαιτήσεων:

$L_w/b_w=2.8/0.3=9,33>4 \rightarrow$ ΤΟΙΧΩΜΑ

$b_w \geq 0,15$

$b_w = 0,30$

$h_{cr} \geq \max\{2.8, 1.50\}=2.80$

$h_{cr} \leq \min\{2*2.8, 3\}=3$

- Καθορισμός του λόγου διάτμησης:

$h_w/l_w=9/2.8=3.21 > 2 \rightarrow$ ΛΥΓΗΡΟ ΤΟΙΧΩΜΑ

Διατμητικό μήκος		
Γεωμετρικό h_w/l_w	3,21	καμπτικό
Ανηγμένο $a_s=M_{ed}/V_{ed}l_w$	1,56	χθαμαλό

- Διατάξεις για το κρυφό υποσύλωμα:
- Μήκος $l_c = \max\{0.15 l_w, 1.5b_w\} = \max\{0.42, 0.45\}$ Επιλέγω μήκος $\rightarrow l_c=0.50 \text{ m}$
- Ικανοποίηση κανονιστικών απαιτήσεων όπλισης:

Ακραία υποστυλώματα

Ελάχιστος κατακόρυφος οπλισμός με ελάχιστο ποσοστό το 5% της διατομής του ακραίου στοιχείου $A_c = I_c \cdot b_c = 50 \cdot 30 = 1500 \text{ cm}^2$, $A_{sc,L} \geq 0.005 \cdot 30 \cdot 50 = 7.5 \text{ cm}^2$

Μέγιστος κατακόρυφος οπλισμός

$A_{s,max} (\text{cm}^2) \leq 0.04 \cdot 1500 = 60$

Κατακόρυφη απόσταση συνδετήρων: $S_w \leq \min\{8\Phi_b, b_o/2, 175\text{mm}\} =$

$= \min\{8 \cdot 20, 21/2, 175\} = 105 \text{ mm}$

Ελάχιστο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό περισφιγξης εντός της κρίσιμης περιοχής

$\omega_{wd} \geq 0.08$

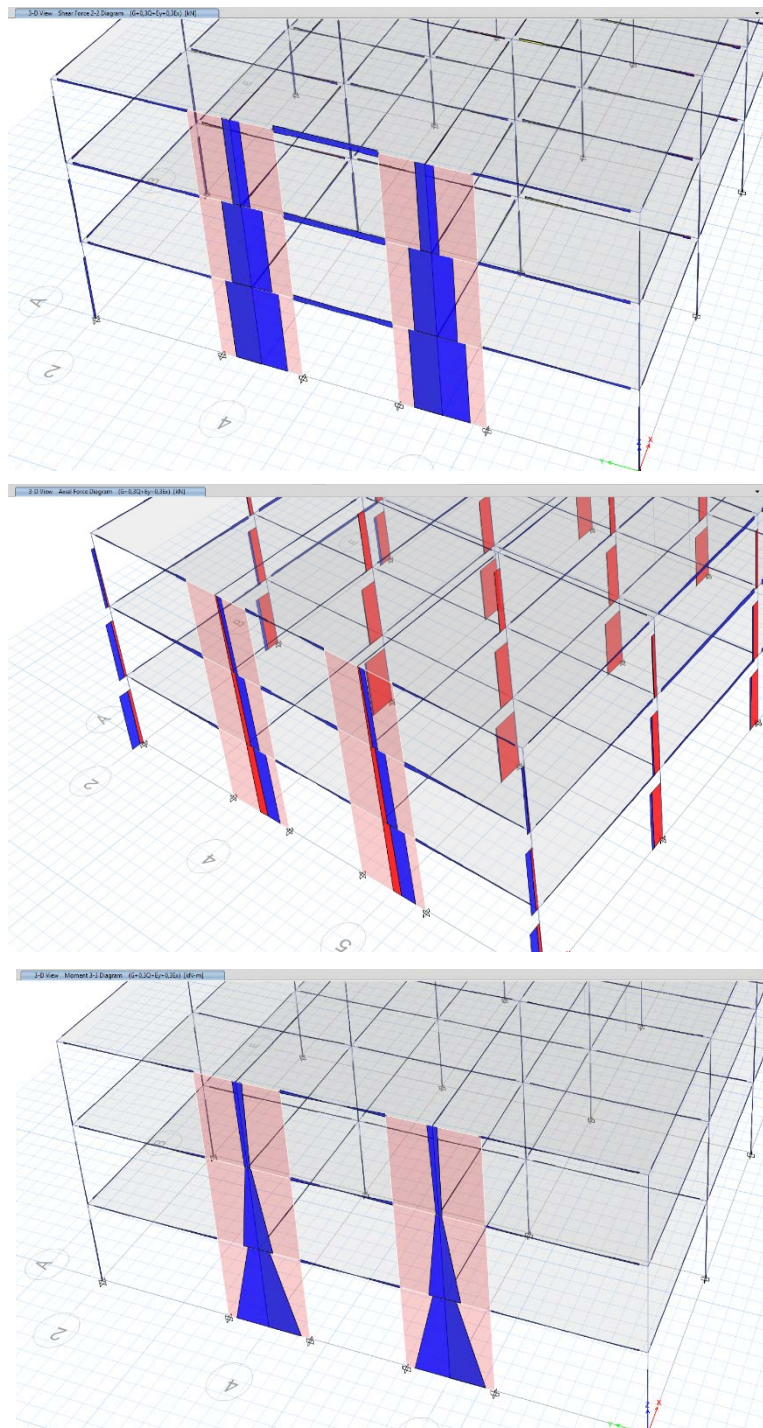
Ελάχιστες απαιτήσεις μεταξύ διαδοχικών κατακόρυφων ράβδων οπλισμού

Δεν πρέπει να υπερβαίνει τα 15 cm		
h _i (m)	0,15	OK
b _i (m)	0,083	OK

Για την διαστασιολόγηση μεταξύ επιλέχθηκε ο δυσμενέστερος **συνδυασμός $G + 0.3Q + E_y + 0.3E_x$** όπου προκύπτουν τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη για το τοίχωμα.

$N_{ed} = -922 \text{ kN}$ (Δυσμενέστερη), $V'_{ed} = 1273,28 \text{ kN}$, $M_{ed} = 5571,68 \text{ kNm}$

Εντατικά μεγέθη τοιχώματος



Συνδυασμός $G + 0.3Q + Ey + 0.3Ex$			
Εντατικά Μεγέθη Συνδυασμού			
Med	5571	μsd	0,142
Ved	1273,27		
Ned(Συνδυασμού)	-1354,73	vd	0,10

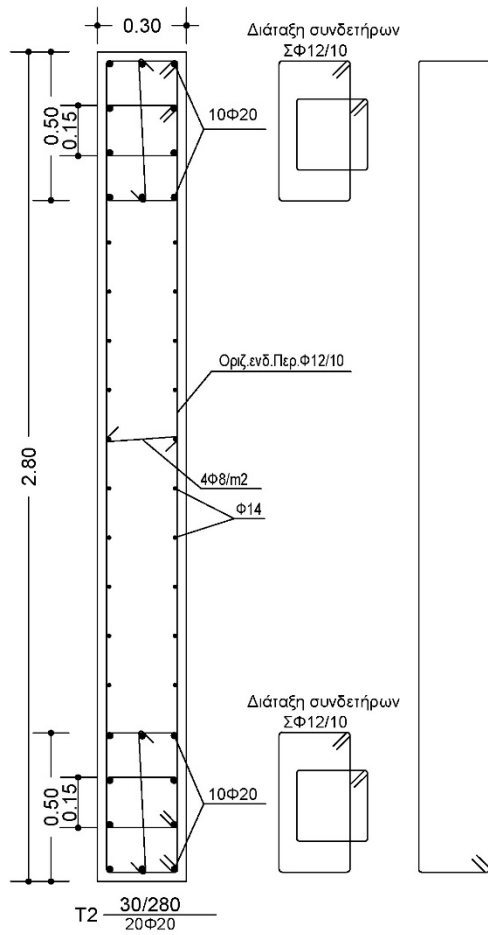
$$A_{sc,L} \geq 0.005 \cdot 30 \cdot 50 = 7.5 \text{ cm}^2 < A_{stot} = 31.41 \text{ cm}^2 (10\Phi 20) < A_{s,max} \leq 0.04 \cdot 1500 = 60 \text{ cm}^2$$

Κατακόρυφος οπλισμός κορμού		Οριζόντιος οπλισμός κορμού	
Κατακόρυφες ράβδοι	Φ14	Οριζόντιες ράβδοι	Φ12
Διάμετρος $d_{w,vL}$ (mm)	14	Διάμετρος $d_{w,h}$ (mm)	12
$A_{sv,L}$ (cm ²)	1,54	A_{swh} (cm ²)	1,13
$s_{v,L}$ (cm)	15,00	s_{wh} (cm)	10,00
ρ_{vw} (%)	0,68%	ρ_{hw} (%)	0,75%

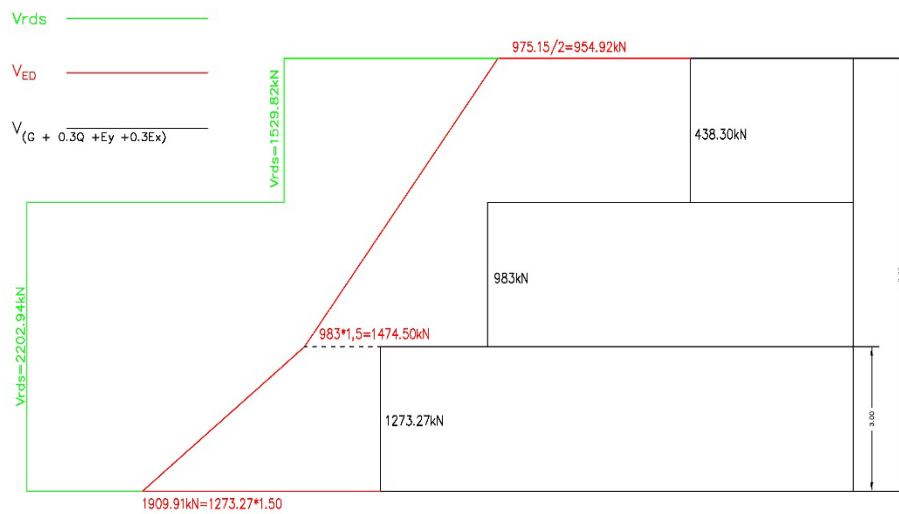
Έλεγχος κανονιστικών διατάξεων:

Κατηγορία πλαστιμότητας Μέση

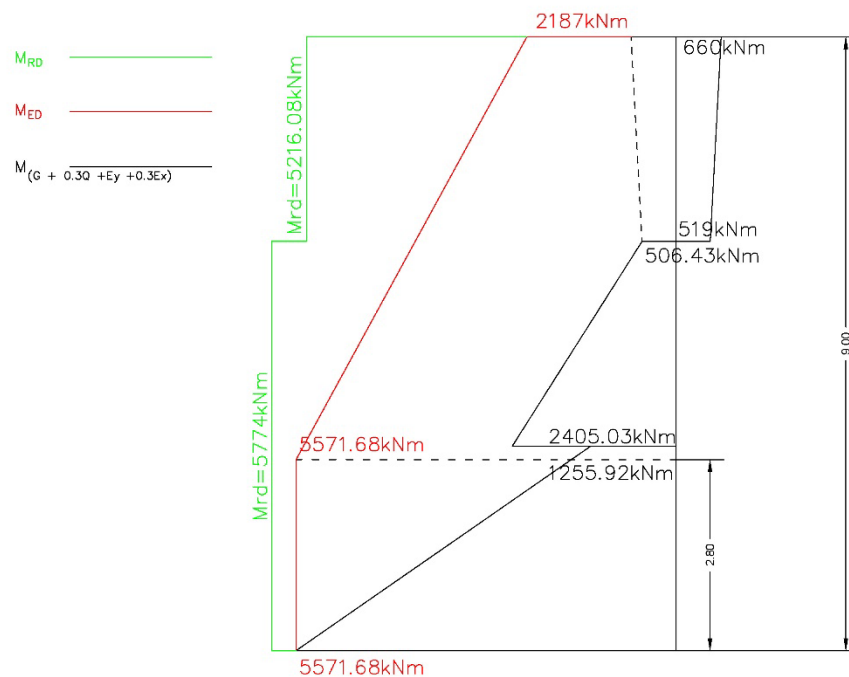
Κατακόρυφος οπλισμός κορμού		
$\min \rho_{vw}$ (%)	0,50%	OK
$\max \rho_{vw}$ (%)	4,00%	OK
$\min d_{w,vL}$ (mm)	8	OK
$\max d_{w,vL}$ (mm)	38	OK
$\max s_{v,L}$ (cm)	40	OK

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΜΕ ΔΟΚΙΜΕΣ ΤΟΙΧΙΟΥ ΜΕ ΚΑΤΑΝΕΜΗΜΕΝΟ ΟΠΛΙΣΜΟ (ΕΝ 1992-1-1)


Προκειμένου να επιτυγχάνεται ο έλεγχος της αξονικής ισορροπίας ($\Sigma F=0$) πραγματοποιούνται δοκιμές και προκύπτει ροπή αντοχής $M_{rd}=5774,00$ kNm μεγαλύτερη από M_{ed} .



Διάτμηση. Με κόκκινο απεικονίζονται τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού, με μαύρο οι δράσεις απο τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό και με πράσινο οι αντοχές του μέλους.



Κάμψη. Με κόκκινο απεικονίζονται τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού, με μαύρο οι δράσεις απο τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό και με πράσινο οι αντοχές του μέλους.

Ικανοτικός έλεγχος σε διάτμηση:

Ικανοτική προσαύξηση	
Συντ. ικανοτικής ενίσχυσης ϵ	1,50
V_{ed} (kN)	1909,91

$$V_{rdmax} = a_{cw} * b_w * z * v_1 * f_{cd} * [\cot\theta + \cot\alpha / (1 + \cot\theta^2)]$$

$$v_1 = 0,6 [1 - f_{ck} / 250]$$

$$V_{rdmax} = (A_{sw} / S) * 0,9 * d * f_{ywd}$$

Υπολογίζεται η V_{rdmax} και V_{rds}

όπου πρέπει να ικανοποιείται:

$$V_{rdmax} > V_{ed} \text{ (KN)}$$

$$V_{rds} > V_{ed} \text{ (KN)}$$

Ικανοτικός έλεγχος σε διάτμηση		
f_{cd} (kN/cm ²)	1,67	
$v = 0,6(1 - f_{ck}/250)$	0,54	
f_{ywd} (kN/cm ²)	43,48	
b_{w0} (cm)	30,00	
$z = 0,8l_w$ (cm)	224,00	
$\cot\theta$	1,00	
$\cot\alpha$	0,00	
Διαγώνια θλίψη		
$V_{rd,max}$ (kN)	3024,00	OK
Οπλισμός διάτμησης		
ρ_{hw} (%)	0,75%	
$V_{rd,s}$ (kN)	2202,94	OK

Έλεγχος περίσφιξης ακραίων στοιχείων:

$$\alpha * \omega_{req} = [30 * \mu\phi * (v_d + \omega_n) * \epsilon_{syd} * (b_c / b_o) - 0,035] = 0,33$$

Η αξονική σχεδιασμού N_{ed} λαμβάνεται (συντηρητικά) ίση με τη θλιπτική δύναμη του τοιχίου F_{cd} ανηγμένη στην θλιβόμενη περιοχή του τοιχώματος, οπότε $\omega_n = 0$.

Υπολογίζεται η ωρρον από τον τοποθετούμενο οπλισμό καθώς και η απόδοση περίσφιξης:

	Κατά x		Κατά y	
Διάμετρος συνδετήρα dw	Φ12	Φ12	Φ12	Φ12
Τμήσεις	2	1	2	2
Asw (cm ²)	2,26	1,13	2,26	2,26
sw (cm)	10,00	10,00	10,00	10,00

Κρυφό υποσύλωμα:

Κρυφό υποσύλωμα		
$v_d = N_{ed} / A_c f_{cd}$	0,07	+θλ
maxv _d	0,4	OK
minA _{sc,L} (cm ²)	7,5	OK
maxA _{sc,L} (cm ²)	60,00	OK

Σεισμικά δεδομένα	
Κατηγορία πλαστιμότητας	ΚΠΜ
q ₀	3,00
q	3,00
T _c (sec)	0,50
T ₁ (sec)	0,55
S _e (T _c)/S _e (T ₁)	1,10
ψ ₂	0,30

Περίσφιξη ακραίων στοιχείων	
b ₀ (cm)	24,200
h _c (cm)	51,5
I _c (cm)	50,0
q ₀ ' = q ₀ * M _{ed} / M _{Rd}	2,9
μφ = 2q ₀ ' - 1	4,8
	Διατομή βάσης
F _{cd} (kN)	2515,42
v _d = F _{cd} / (b _c h _c f _{cd})	0,98
(As _w /s _w) _x (cm ² /m)	33,93
ρ _{w,x} (%)	1,40%
(As _w /s _w) _y (cm ² /m)	45,24
ρ _{w,y} (%)	0,90%
ρ _w = ρ _{w,x} + ρ _{w,y} (%)	2,31%
ω _{wd}	0,60

$b_{i,x}$ (cm)	15,00
$b_{i,y}$ (cm)	5,40
a_n	0,78
a_s	0,71
$a_{\omega_{wd}}$	0,34

Έλεγχος αποφλειωμένης διατομής:

Γίνετε έλεγχος επάρκειας του ύψους της θλιβόμενης ζώνης όπου προσδιορίζεται από την ισορροπία της αποφλοιωμένης διατομής, λαμβάνοντας υπόψη:

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1\alpha \cdot \omega_{wd,prov} = 0,0035 + 0,1 \cdot 0,34 = 0,037$$

Μήκος όπου $\varepsilon_c > 3,5\text{‰}$ (cm) = 0,44 m , Επομένως το $l_c = 0,50 \rightarrow$ ΑΠΟΔΕΚΤΟ