



Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Τομέας Δομοστατικής

Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας

Διπλωματική Εργασία

**Διερεύνηση της επάρκειας σχεδιασμού κατά EC8
αντιπροσωπευτικών κατασκευών Ο/Σ για
σεισμική διέγερση κοντινού πεδίου και
συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων**

Κρικέλης Γ. Δημήτριος

Επιβλέπων: Σπυράκος Κωνσταντίνος, Καθηγητής Ε.Μ.Π

Αθήνα, Μάρτιος 2015

Πρόλογος

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται παραμέτρους που επηρεάζουν το σχεδιασμό των σύγχρονων κατασκευών και οι οποίες σε ορισμένες περιπτώσεις κρίνεται επιτακτικό να ληφθούν υπόψη, ώστε ο σχεδιασμός να μπορεί να θεωρηθεί επαρκής. Η μελέτη των κτιρίων της εργασίας έγινε με βάση τις σύγχρονες διατάξεις των Ευρωκωδίκων, οι οποίοι τείνουν να αντικαταστήσουν σταδιακά τους αντίστοιχους εθνικούς κανονισμούς, συνεκτιμώντας όμως τους δεύτερους σε αρκετές περιπτώσεις, όπου οι νέοι κανονισμοί δεν είναι αρκετά σαφείς. Η διπλωματική αυτή εργασία πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια του προπτυχιακού κύκλου σπουδών της σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσοβίου Πολυτεχνείου, στο εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας.

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή κ. Σπυράκο Κωνσταντίνο, διευθυντή του τομέα Αντισεισμικής Τεχνολογίας, για την εμπιστοσύνη που μου έδειξε με την ανάθεση του παρόντος θέματος και τη συνεχή καθοδήγησή του καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνησής του. Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω τον υποψήφιο διαδάκτορα κ. Μανιατάκη Χαρίλαο για την πολύ σημαντική βοήθεια που προσέφερε πάνω σε θεωρητικά και τεχνικά θέματα που προέκυπταν με την παροχή αντίστοιχου εκπαιδευτικού υλικού. Τέλος θα ήθελα να ευχαριστήσω τους δικούς μου ανθρώπους, για την στήριξη που μου δίνουν όλα αυτά τα χρόνια των σπουδών μου.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1	Εισαγωγή	1
1.1	Φαινόμενα κατευθυντικότητας ή κοντινού πεδίου	1
1.1.1	Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός ΕΑΚ 2000	3
1.1.2	Ευρωκώδικας 8	4
1.2	Μοντέλα πρόβλεψης της εδαφικής κίνησης	6
1.2.1	Προσομοίωμα πρόβλεψης της εδαφικής κίνησης των Boore – Atkinson	6
1.2.2	Επίδραση των φαινομένων κοντινού πεδίου στην πρόβλεψη της εδαφικής κίνησης κατά Shahi-Baker	11
1.3	Συμπεριφορά τοιχοποιίας πλήρωσης	13
1.3.1	Κανονισμός Επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ	13
1.3.2	Εξασφάλιση της τοιχοποιίας έναντι εκτός επιπέδου αστοχίας	14
1.3.3	Προσομοίωση τοιχοποιίας ως θλιβόμενης διαγωνίου	15
2	Προσομοίωση του 1^{ου} κτιρίου	18
2.1	Παραδοχές για την προσομοίωση των μελών	20
2.2	Ειδικότερες παραδοχές για την προσομοίωση των στοιχείων της θεμελίωσης	23
2.2.1	Υπολογισμός ελατηριακών σταθερών πεδίων και πεδילוδοκών	24
2.3	Παραδοχές για την προσομοίωση των κατακόρυφων φορτίων	30
2.3.1	Αριθμητικές τιμές κατακόρυφων φορτίων πλακών, δοκών	31
2.4	Παραδοχές για την προσομοίωση των μαζών	31
3	Ανάλυση του 1^{ου} κτιρίου με το φάσμα σχεδιασμού του EC8	34
3.1	Φάσμα σχεδιασμού για ελαστική ανάλυση (EC8, §3.2.2.5)	34
3.2	Έλεγχοι κανονικότητας	36
3.2.1	Έλεγχοι κριτηρίων κανονικότητας καθ' ύψος (EC8, §4.2.3.3)	36

3.2.2 Έλεγχοι κριτηρίων κανονικότητας σε κάτοψη(ΕC8, §4.2.3.2).	36
3.3 Κατάταξη του φέροντα οργανισμού σε τύπο στατικού συστήματος.	38
3.3.1 Επιλογή της κατηγορίας διαθέσιμης πλαστιμότητας.	38
3.3.2 Προσδιορισμός του συντελεστή συμπεριφοράς q (ΕC8, §5.2.2.2).	38
3.4 Επιλογή της μεθόδου σεισμικής ανάλυσης.	40
3.5 Αποτελέσματα ανάλυσης.	43
3.5.1 Όπλιση διατομών και μελών.	44
3.5.2 Ικανοτικός έλεγχος.	47
4 Έλεγχος του 1^{ου} κτιρίου υπό την επιβολή παλμικών διεγέρσεων.	50
4.1 Επιλογή πραγματικών καταγραφών.	50
4.1.1 Επεξεργασία καταγραφών.	51
4.1.2 Φασματική ανάλυση του κτιρίου.	52
4.2 Χρήση του μοντέλου πρόβλεψης εδαφικής κίνησης.	53
4.3 Διάγραμμα τέμνουσας ορόφων καθ' ύψος του κτιρίου.	56
5 Προσομοίωση του 2^{ου} κτιρίου.	58
5.1 Παραδοχές για την προσομοίωση των μελών.	58
5.2 Παραδοχές για την προσομοίωση των κατακόρυφων φορτίων.	60
5.2.1 Αριθμητικές τιμές κατακόρυφων φορτίων πλακών, δοκών.	60
5.3 Παραδοχές για την προσομοίωση των μαζών.	60
6 Ανάλυση του 2^{ου} κτιρίου με το φάσμα σχεδιασμού του ΕC8.	63
6.1 Φάσμα σχεδιασμού για ελαστική ανάλυση(ΕC8, §3.2.2.5).	63
6.2 Έλεγχοι κανονικότητας.	64
6.2.1 Έλεγχοι κριτηρίων κανονικότητας καθ' ύψος(ΕC8, §4.2.3.3).	65
6.2.2 Έλεγχοι κριτηρίων κανονικότητας σε κάτοψη(ΕC8, §4.2.3.2).	65
6.3 Κατάταξη του φέροντα οργανισμού σε τύπο στατικού συστήματος.	67

6.3.1	Επιλογή της κατηγορίας διαθέσιμης πλαστιμότητας.	67
6.3.2	Προσδιορισμός του συντελεστή συμπεριφοράς q (EC8, §5.2.2.2).	67
6.4	Επιλογή της μεθόδου σεισμικής ανάλυσης.	69
6.5	Αποτελέσματα ανάλυσης.	73
6.5.1	Όπλιση διατομών και μελών.	73
6.5.2	Ικανοτικός έλεγχος.	77
7	Έλεγχος της επίδρασης της τοιχοποιίας στο 2^ο κτίριο.	80
7.1	Προσομοίωση της τοιχοποιίας πλήρωσης.	80
7.2	Προσομοίωση όλων των τοιχοποιιών ως προς την κάτοψη και καθ' ύψος.	81
7.2.1	Έλεγχος επάρκειας δομικών στοιχείων και κόμβων.	83
7.2.2	Κατανομή τέμνουσας ορόφων καθ' ύψος του κτιρίου.	85
7.3	Προσομοίωση όλων των τοιχοποιιών ως προς την κάτοψη και καθ' ύψος, εκτός από τον 1 ^ο όροφο(pilotis).	87
7.3.1	Έλεγχος επάρκειας δομικών στοιχείων και κόμβων.	88
7.3.2	Κατανομή τέμνουσας ορόφων καθ' ύψος του κτιρίου.	90
7.4	Προσομοίωση της τοιχοποιίας σε μέρος της κάτοψης και όμοια καθ' ύψος.	91
7.4.1	Έλεγχος επάρκειας δομικών στοιχείων και κόμβων.	92
7.4.2	Κατανομή τέμνουσας ορόφων καθ' ύψος του κτιρίου.	94
7.5	Ανάλυση της pilotis με το φάσμα της πραγματικής καταγραφής από το σεισμό του Northridge.	95
7.5.1	Κλιμάκωση των φασματικών τιμών.	95
7.5.2	Έλεγχος επάρκειας δομικών στοιχείων και κόμβων.	96
7.5.3	Κατανομή τέμνουσας ορόφων καθ' ύψος του κτιρίου.	98
7.5.4	Έλεγχος της pilotis στο σεισμό του Northridge με βάση την §4.3.6.3.2 του EC8.	99

8 Συμπεράσματα.	102
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.	105
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α(Υπολογιστικά φύλλα Excel για την όπλιση διατομών και μελών). .	107
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β(Υπολογιστικό φύλλοExcel για τον υπολογισμό της ροπής αντοχής διατομών).	116
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ(Υπολογιστικό φύλλοExcel για τον υπολογισμό χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας)	117
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ (Τεχνικά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας τύπου ΟΡΘΟΒΛΟΚΚ250). .	118

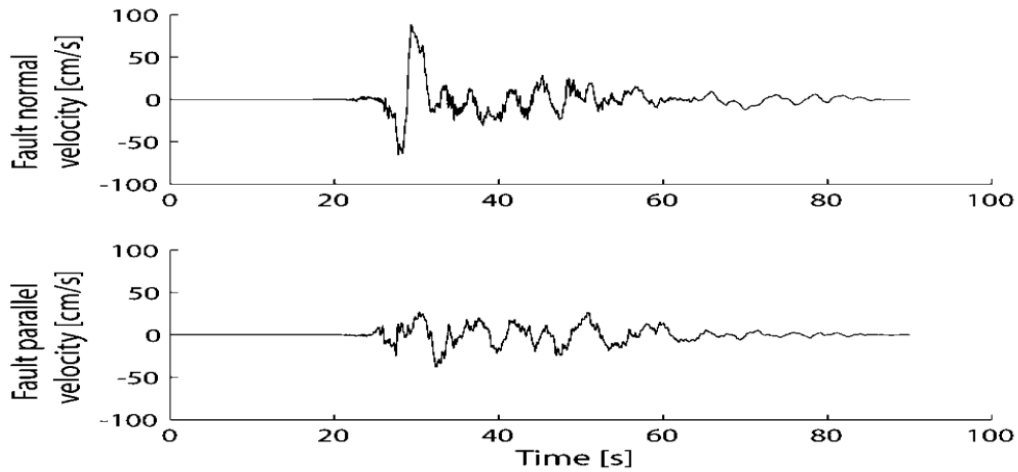
1. Εισαγωγή

Στην παρούσα διπλωματική εργασία αναλύονται δύο πολυώροφα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος και εξετάζεται η απόκρισή τους υπό την επιβολή σεισμού. Αρχικά και τα δύο κτίρια αναλύονται σε στατικό πρόγραμμα υπό την επιβολή του φάσματος σχεδιασμού που προτείνει ο EC8 και έπειτα οπλίζονται κάποια χαρακτηριστικά δομικά στοιχεία και ελέγχονται σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς. Έπειτα για το κάθε κτίριο εκτελείται ξεχωριστή ανάλυση. Το πρώτο, που είναι αμιγώς τοιχωματικό και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις, υποβάλλεται σε δυναμική ανάλυση υπό την επιβολή φασμάτων, που έχουν προκύψει από πραγματικές καταγραφές ή από μεθόδους πρόβλεψης εδαφικής κίνησης, κατάλληλα κλιμακωμένων, και συγκρίνονται οι νέες απαιτήσεις σε αντοχή με τις αντίστοιχες διαθέσιμες από την όπλιση. Στο δεύτερο, που είναι πλαίσιακό στη μία διεύθυνση και τοιχωματικό στην άλλη, προσομοιώνεται η τοιχοποιία πλήρωσης των ανοιγμάτων, ώστε να συμμετέχει στη δυσκαμψία και την αντοχή της κατασκευής και έπειτα γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων από τη θεώρηση “γυμνού” φορέα και τοιχοπληρωμένου φορέα. Παρακάτω εξετάζονται με περισσότερη λεπτομέρεια ορισμένα θέματα, τα οποία αποτελούν το θεωρητικό υπόβαθρο των υπολογισμών που έπονται στη συνέχεια.

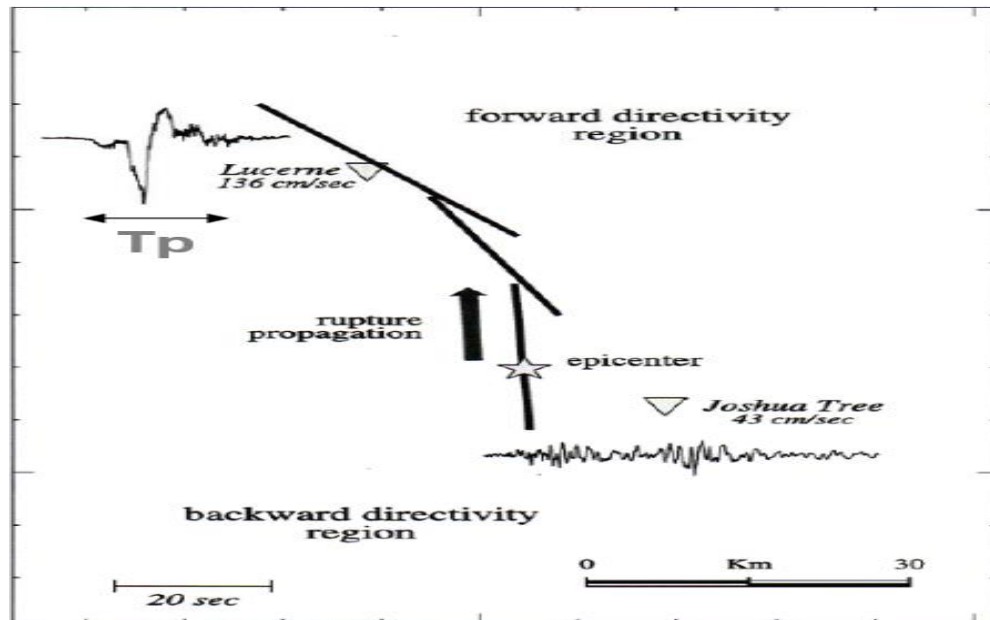
1.1 Φαινόμενα κατευθυντικότητας ή κοντινού πεδίου

Από την παρατήρηση των σεισμών που έχουν συμβεί διαχρονικά ανά τον κόσμο, έχει διαπιστωθεί ότι η περιοχή στην οποία επικεντρώνονται οι βλάβες κατά τη διάρκεια ενός σεισμού βρίσκεται συνήθως κοντά στο ρήγμα. Η περιοχή αυτή ονομάζεται κοντινό πεδίο και κοντά της η εδαφική κίνηση χαρακτηρίζεται από το φαινόμενο της κατευθυντικότητας. Το φαινόμενο αυτό είναι συγγενές με το φαινόμενο Doppler, καθώς στα δύο υπάρχει διάδοση κυμάτων. Συγκεκριμένα για την περίπτωση της κατευθυντικότητας, η ταχύτητα διάρρηξης είναι περίπου ίση με την ταχύτητα διάδοσης των παλμών ταχύτητας(κύματα S) και αυτό έχει ως αποτέλεσμα, στην κατεύθυνση της διάρρηξης, οι διαδοχικοί παραγόμενοι παλμοί να συμβάλλουν προστιθέμενοι και να δημιουργούν έναν παλμό ταχύτητας μεγάλου εύρους και μικρής διάρκειας(έμπροσθεν κατευθυντικότητα). Ο νέος αυτός παλμός είναι ευδιάκριτος, αν κανείς κοιτάξει τη χρονοϊστορία της εδαφικής ταχύτητας. Στην αντίθετη από αυτή της διάρρηξης

κατεύθυνση, οι παλμοί ακολουθούν ο ένας τον άλλον με αποτέλεσμα να έχουμε μια σειρά παλμών μικρού εύρους και μεγάλης συνολικά διάρκειας(όπισθεν κατευθυντικότητα).

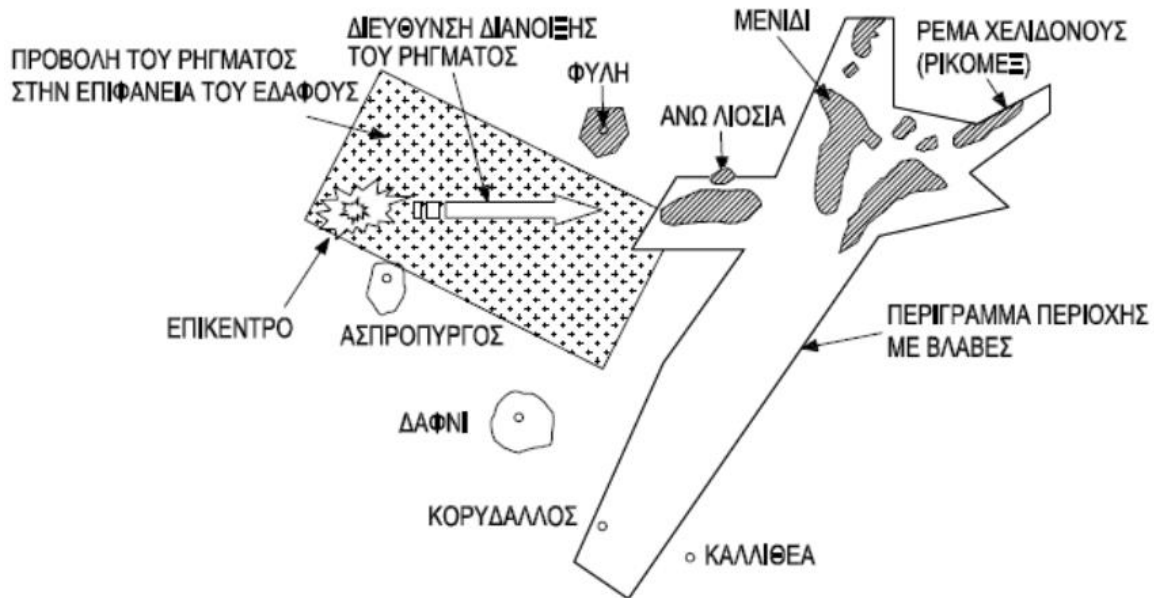


Εικόνα 1.1: Χρονοϊστορίες ταχυτήτων για την περίπτωση εμφάνισης φαινομένων κατευθυντικότητας(επάνω) και την περίπτωση απουσίας τέτοιων φαινομένων(κάτω), Jack W. Baker, 2007



Εικόνα 1.2: Έμπροσθεν και όπισθεν κατευθυντικότητα από το σεισμό Landers στην California,USA, Sommerville et al. 1997

Είναι πλέον ευρέως αποδεκτό πως τα φαινόμενα κοντινού πεδίου είναι υπεύθυνα, σε μεγάλο ποσοστό, για τις καταστροφές που προκαλούνται από έναν σεισμό. Για το λόγο αυτό δίνεται συνεχώς και μεγαλύτερη βάση από τους κανονισμούς δόμησης, όσον αφορά το συγκεκριμένο θέμα. Αναφορικά με τα κτίρια, οι αντισεισμικοί κανονισμοί που ισχύουν την παρούσα χρονική περίοδο στην Ελλάδα είναι ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός(ΕΑΚ 2000), και ο πιο πρόσφατος EC8 - Part 1. Η ύπαρξη και η συνεχής αναβάθμιση αυτών των κανονισμών είναι υψίστης σημασίας, καθώς έχει αποδειχθεί ότι τα γεωλογικά και τεκτονικά χαρακτηριστικά της χώρας μας μπορούν να δικαιολογήσουν σεισμούς κοντινού πεδίου.



Εικόνα 1.3: Κατανομή βλαβών σε κατασκευές στο σεισμό της Αθήνας(1999),
Κ. Σπυράκος

1.1.1 Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός ΕΑΚ 2000

Στον ΕΑΚ 2000, εδάφη που βρίσκονται κοντά σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα χαρακτηρίζονται ως κατηγορία Χ και αναφέρεται ότι η δόμηση μόνιμων έργων σε έδαφος της εν λόγω κατηγορίας επιτρέπεται μόνο ύστερα από λεπτομερείς έρευνες και μελέτες, εφόσον ληφθούν κατάλληλα μέτρα βελτίωσης των ιδιοτήτων του εδάφους και αντιμετωπιστούν με ειδικό τρόπο τα προβλήματα που υπάρχουν. Για τον λόγο αυτό δεν

ορίζεται φάσμα σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας Χ. Συγκεκριμένα στην §5.1.2 αναφέρεται:

- Εν γένει δεν επιτρέπεται η δόμηση κτισμάτων σπουδαιότητας Σ2, Σ3, Σ4 στην άμεση γειτονία σεισμοτεκτονικών ρηγμάτων που θεωρούνται σεισμικώς ενεργά.
- Ο χαρακτηρισμός ρηγμάτων ως σεισμικώς ενεργών θα γίνεται με βάση σειсмоϊστορικά και σεισμοτεκτονικά δεδομένα, λαμβάνοντας υπόψη και το πιθανό μέγεθος τυχόν σεισμικής διάρρηξης. Η επισήμανση και ο χαρακτηρισμός σεισμοτεκτονικών ρηγμάτων αποτελεί εν γένει αντικείμενο ειδικής μελέτης, αναφερόμενης στην ευρύτερη περιοχή οικοδόμησης και όχι σε μεμονωμένα κτίρια. Τέτοια διερεύνηση αποτελεί απαραίτητο στοιχείο για την οικιστική ανάπτυξη μιας περιοχής και υπόκειται σε έλεγχο και έγκριση της πολιτείας. Διερεύνηση για ύπαρξη σεισμικώς ενεργών ρηγμάτων δεν απαιτείται εν γένει μέσα σε οικιστικά ανεπτυγμένες περιοχές, εκτός αν υφίστανται ισχυρές ενδείξεις περί του αντιθέτου, βασιζόμενες σε επίσημους γεωλογικούς-τεκτονικούς χάρτες.
- Σε περιπτώσεις στις οποίες συντρέχουν ειδικοί λόγοι δόμησης στην άμεση γειτονία σεισμοτεκτονικών ρηγμάτων που θεωρούνται σεισμικώς ενεργά, η δόμηση επιτρέπεται μόνο ύστερα από ειδική σεισμική-γεωλογική-γεωτεχνική-στατική μελέτη. Στη μελέτη αυτή θα διερευνώνται οι επιπτώσεις της γειτνίασης του ρήγματος και θα λαμβάνονται μέτρα για την αποτελεσματική αντιμετώπισή τους. Η σεισμική δράση σχεδιασμού στην άμεση γειτονία τέτοιων ρηγμάτων θα λαμβάνεται αυξημένη τουλάχιστον κατά 25%.

1.1.2 Ευρωκώδικας 8

Σχετικά με την κατασκευή κτιρίων κοντά σε σεισμικά ενεργά ρήγματα ο EC8 αναφέρει:

- Κτίρια των κατηγοριών σπουδαιότητας II, III, IV δεν θα κατασκευάζονται σε περιοχές άμεσα γειτνιάζουσες με τεκτονικά ρήγματα που χαρακτηρίζονται σαν σεισμικά ενεργά σε επίσημα έγγραφα που δημοσιεύονται από τις αρμόδιες εθνικές αρχές.
- Η απουσία κίνησης κατά την Τελευταία Τεταρτογενή Περίοδο μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον προσδιορισμό των μη ενεργών ρηγμάτων για τους περισσότερους φορείς που δεν θεωρούνται κρίσιμοι για τη δημόσια ασφάλεια.
- Ειδικές γεωλογικές έρευνες θα διεξάγονται για λόγους χωροταξικού προγραμματισμού και για σημαντικούς φορείς που κατασκευάζονται κοντά στα

ενδεχομένως ενεργά ρήγματα σε περιοχές υψηλής σεισμικότητας, προκειμένου να καθορισθεί η προκαλούμενη διακινδύνευση σε όρους επιφανειακής ρήξης και δριμύτητας του εδαφικού κραδασμού.

Στην §3.2.3.1.2 του κανονισμού προτείνεται και μία εναλλακτική μέθοδος προσομοίωσης της σεισμικής δράσης με χρήση τεχνητών επιταχυνσιογραφήματων, τα οποία θα πρέπει να ικανοποιούν τις κάτωθι προϋποθέσεις:

1. Τα τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα θα παράγονται ώστε να είναι συμβατά με τα φάσματα ελαστικής ανάλυσης που προτείνονται από τον κανονισμό για 5% ιξώδη απόσβεση.
2. Η διάρκεια των επιταχυνσιογραφήματων θα είναι συμβατή με το μέγεθος και τα άλλα σχετικά χαρακτηριστικά του σεισμικού γεγονότος που υπεισέρχεται ουσιαστικά στον καθορισμό του a_g .
3. Όταν δεν είναι διαθέσιμα στοιχεία για την συγκεκριμένη περιοχή, η ελάχιστη διάρκεια T_s του στάσιμου μέρους των επιταχυνσιογραφήματων πρέπει να είναι ίση με 10sec.
4. Η ομάδα των τεχνητών επιταχυνσιογραφήματων πρέπει να τηρεί τους ακόλουθους κανόνες:

α) πρέπει κατ' ελάχιστον να χρησιμοποιούνται τρία επιταχυνσιογραφήματα,

β) η μέση τιμή της επιτάχυνσης φασματικής απόκρισης μηδενικής περιόδου (που υπολογίζεται από τις μεμονωμένες χρονοϊστορίες) δεν θα είναι μικρότερη από την τιμή $a_{g,5}$ για την θέση που εξετάζεται,

γ) στην περιοχή περιόδων μεταξύ $0.2T_1$ και $2T_1$, όπου T_1 είναι η θεμελιώδης περίοδος του φορέα στην διεύθυνση όπου θα εφαρμοστεί το επιταχυνσιογράφημα, καμία τιμή του μέσου ελαστικού φάσματος απόσβεσης 5%, που υπολογίζεται από όλες τις χρονοϊστορίες, δεν πρέπει να είναι μικρότερη από το 90% της αντίστοιχης τιμής του ελαστικού φάσματος απόκρισης, με απόσβεση 5%.

1.2 Μοντέλα πρόβλεψης της εδαφικής κίνησης

Η τεράστια σημασία της πρόβλεψης και της εκτίμησης της εδαφικής κίνησης που αναπτύσσεται κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού συμβάντος, που απαιτείται για το σχεδιασμό των κατασκευών, οδήγησε στην ανάπτυξη μοντέλων, τα οποία μπορούν να εκτιμήσουν την απόκριση του εδάφους ή της κατασκευής. Με τον όρο “απόκριση” αναφερόμαστε σε μεγέθη όπως η αναπτυσσόμενη εδαφική μετακίνηση, ταχύτητα, επιτάχυνση, αλλά και μεγέθη που αφορούν την κατασκευή, όπως η φασματική επιτάχυνση για παράδειγμα. Τα μεγέθη αυτά υπολογίζονται συναρτήσει κάποιων παραμέτρων, οι οποίες απεικονίζουν τη γεωλογική και σεισμοτεκτονική κατάσταση της υπό εξέταση περιοχής και συνήθως είναι:

- Το μέγεθος σεισμού, το οποίο αναμένεται να αναπτυχθεί.
- Η ελάχιστη απόσταση της κατασκευής από την προβολή της επιφάνειας του ρήγματος στην επιφάνεια.
- Κάποιο μέγεθος που περιγράφει το είδος και την κατάσταση του εδάφους, επί του οποίου θεμελιώνεται η κατασκευή.

1.2.1 Προσομοίωμα πρόβλεψης της εδαφικής κίνησης των Boore – Atkinson

Το προσομοίωμα των Boore – Atkinson (2008) χρησιμοποιείται για την πρόβλεψη μεγεθών που σχετίζονται με την οριζόντια συνιστώσα της εδαφικής κίνησης, συναρτήσει του μεγέθους σεισμού, της απόστασης σεισμικής πηγής-κατασκευής, τη μέση ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων και τον τύπο του ρήγματος. Συγκεκριμένα, το εν λόγω μοντέλο χρησιμοποιείται για την πρόβλεψη της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης(PGA), της μέγιστης εδαφικής ταχύτητας(PGV) και της ψευδοφασματικής επιτάχυνσης(PSA) μεταξύ των περιόδων $0.01sec$ και $10sec$, για ιξώδη απόσβεση 5%. Οι εξισώσεις που παρουσιάζονται παρακάτω είναι το αποτέλεσμα της ανάδρομης ανάλυσης μιας εκτεταμένης βάσης δεδομένων από καταγεγραμμένες ισχυρές διεγέρσεις. Οι κύριες παράμετροι που υπεισέρχονται σε αυτές τις εξισώσεις είναι: το σεισμικό μέγεθος ροπής M , η ελάχιστη οριζόντια απόσταση R_{JB} της κατασκευής από την προβολή της επιφάνειας του ρήγματος στην επιφάνεια και η μέση ταχύτητα διατμητικών κυμάτων V_{s30} στα πρώτα $30m$ από την επιφάνεια του εδάφους. Η εφαρμογή των εξισώσεων είναι δυνατή για τιμές των παραμέτρων: $M=5-8$, $R_{JB}<200km$, $V_{s30}=180-1300 m/sec$.

Παρακάτω παρατίθενται οι εξισώσεις που υπεισέρχονται στο μοντέλο μαζί με τους αντίστοιχους συνοδευτικούς πίνακες. Η βασική εξίσωση για την πρόβλεψη ενός μεγέθους Y είναι:

$$\ln Y = F_M(M) + F_D(R_{JB}, M) + F_S(V_{s30}, R_{JB}, M) + \varepsilon\sigma_T,$$

ε = πραγματικός αριθμός, που δείχνει πόσες τυπικές αποκλίσεις απέχει η τιμή του υπολογιζόμενου $\ln Y$ από την αντίστοιχη μέση τιμή του,

$$\sigma_T = \text{τυπική απόκλιση και ισχύει: } \sigma_T = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2},$$

F_M, F_D, F_S = όροι που εκφράζουν την επιρροή του μεγέθους, της απόστασης και του εδάφους, αντίστοιχα.

Period	σ	τ_U	σ_{TU}	τ_M	σ_{TM}
PGV	0.500	0.286	0.576	0.256	0.560
PGA	0.502	0.265	0.566	0.260	0.564
0.010	0.502	0.267	0.569	0.262	0.566
0.020	0.502	0.267	0.569	0.262	0.566
0.030	0.507	0.276	0.578	0.274	0.576
0.050	0.516	0.286	0.589	0.286	0.589
0.075	0.513	0.322	0.606	0.320	0.606
0.100	0.520	0.313	0.608	0.318	0.608
0.150	0.518	0.288	0.592	0.290	0.594
0.200	0.523	0.283	0.596	0.288	0.596
0.250	0.527	0.267	0.592	0.267	0.592
0.300	0.546	0.272	0.608	0.269	0.608
0.400	0.541	0.267	0.603	0.267	0.603
0.500	0.555	0.265	0.615	0.265	0.615
0.750	0.571	0.311	0.649	0.299	0.645
1.000	0.573	0.318	0.654	0.302	0.647
1.500	0.566	0.382	0.684	0.373	0.679
2.000	0.580	0.398	0.702	0.389	0.700
3.000	0.566	0.410	0.700	0.401	0.695
4.000	0.583	0.394	0.702	0.385	0.698
5.000	0.601	0.414	0.730	0.437	0.744
7.500	0.626	0.465	0.781	0.477	0.787
10.000	0.645	0.355	0.735	0.477	0.801

Πίνακας 1.1: Στατιστικές αβεβαιότητες για καθορισμένο ή μη καθορισμένο τύπο ρήγματος, David M. Boore and Gail M. Atkinson, 2007

Επιρροή μεγέθους $F_M(M)$

α. Για $M \leq M_h$: $F_M(M) = e_1 * U + e_2 * SS + e_3 * NS + e_4 * RS + e_5 * (M - M_h) + e_6 * (M - M_h)^2$

β. Για $M > M_h$: $F_M(M) = e_1 * U + e_2 * SS + e_3 * NS + e_4 * RS + e_7 * (M - M_h)$

Fault Type	U	SS	NS	RS
Unspecified	1	0	0	0
Strike-slip	0	1	0	0
Normal	0	0	1	0
Thrust/reverse	0	0	0	1

Πίνακας 1.2: Συντελεστές U, SS, NS, RS, David M. Boore and Gail M. Atkinson, 2007

Period	e_1	e_2	e_3	e_4	e_5	e_6	e_7	M_h
PGV	5.00121	5.04727	4.63188	5.08210	0.18322	-0.12736	0.00000	8.50
PGA	-0.53804	-0.50350	-0.75472	-0.50970	0.28805	-0.10164	0.00000	6.75
0.010	-0.52883	-0.49429	-0.74551	-0.49966	0.28897	-0.10019	0.00000	6.75
0.020	-0.52192	-0.48508	-0.73906	-0.48895	0.25144	-0.11006	0.00000	6.75
0.030	-0.45285	-0.41831	-0.66722	-0.42229	0.17976	-0.12858	0.00000	6.75
0.050	-0.28476	-0.25022	-0.48462	-0.26092	0.06369	-0.15752	0.00000	6.75
0.075	0.00767	0.04912	-0.20578	0.02706	0.01170	-0.17051	0.00000	6.75
0.100	0.20109	0.23102	0.03058	0.22193	0.04697	-0.15948	0.00000	6.75
0.150	0.46128	0.48661	0.30185	0.49328	0.17990	-0.14539	0.00000	6.75
0.200	0.57180	0.59253	0.40860	0.61472	0.52729	-0.12964	0.00102	6.75
0.250	0.51884	0.53496	0.33880	0.57747	0.60880	-0.13843	0.08607	6.75
0.300	0.43825	0.44516	0.25356	0.51990	0.64472	-0.15694	0.10601	6.75
0.400	0.39220	0.40602	0.21398	0.46080	0.78610	-0.07843	0.02262	6.75
0.500	0.18957	0.19878	0.00967	0.26337	0.76837	-0.09054	0.00000	6.75
0.750	-0.21338	-0.19496	-0.49176	-0.10813	0.75179	-0.14053	0.10302	6.75
1.000	-0.46896	-0.43443	-0.78465	-0.39330	0.67880	-0.18257	0.05393	6.75
1.500	-0.86271	-0.79593	-1.20902	-0.88085	0.70689	-0.25950	0.19082	6.75
2.000	-1.22652	-1.15514	-1.57697	-1.27669	0.77989	-0.29657	0.29888	6.75
3.000	-1.82979	-1.74690	-2.22584	-1.91814	0.77966	-0.45384	0.67466	6.75
4.000	-2.24656	-2.15906	-2.58228	-2.38168	1.24961	-0.35874	0.79508	6.75
5.000	-1.28408	-1.21270	-1.50904	-1.41093	0.14271	-0.39006	0.00000	8.50
7.500	-1.43145	-1.31632	-1.81022	-1.59217	0.52407	-0.37578	0.00000	8.50
10.000	-2.15446	-2.16137	-2.53323	-2.14635	0.40387	-0.48492	0.00000	8.50

Πίνακας 1.3: Συντελεστές αναγωγής μεγέθους, David M. Boore and Gail M. Atkinson, 2007

Επιρροή απόστασης $F_D(R_{JB}, M)$

$$F_D(R_{JB}, M) = [c_1 + c_2*(M-M_{ref})]*\ln(R/R_{ref}) + c_3*(R-R_{ref}), \quad \text{όπου } R = \sqrt{R_{JB}^2 + h^2}$$

Διευκρινίζεται για την παραπάνω σχέση ότι $M_{ref} = 4.5$, $R_{ref} = 1\text{km}$ για όλες τις περιόδους και $R_{ref} = 5\text{km}$ για $rga4nl$. Η περίπτωση “ $rga4nl$ ” υπολογίζεται από την αρχική, βασική εξίσωση για $F_S=0$ και $\varepsilon=0$.

Period	c_1	c_2	c_3	h
PGV	-0.87370	0.10060	-0.00334	2.54
PGA	-0.66050	0.11970	-0.01151	1.35
0.010	-0.66220	0.12000	-0.01151	1.35
0.020	-0.66600	0.12280	-0.01151	1.35
0.030	-0.69010	0.12830	-0.01151	1.35
0.050	-0.71700	0.13170	-0.01151	1.35
0.075	-0.72050	0.12370	-0.01151	1.55
0.100	-0.70810	0.11170	-0.01151	1.68
0.150	-0.69610	0.09884	-0.01113	1.86
0.200	-0.58300	0.04273	-0.00952	1.98
0.250	-0.57260	0.02977	-0.00837	2.07
0.300	-0.55430	0.01955	-0.00750	2.14
0.400	-0.64430	0.04394	-0.00626	2.24
0.500	-0.69140	0.06080	-0.00540	2.32
0.750	-0.74080	0.07518	-0.00409	2.46
1.000	-0.81830	0.10270	-0.00334	2.54
1.500	-0.83030	0.09793	-0.00255	2.66
2.000	-0.82850	0.09432	-0.00217	2.73
3.000	-0.78440	0.07282	-0.00191	2.83
4.000	-0.68540	0.03758	-0.00191	2.89
5.000	-0.50960	-0.02391	-0.00191	2.93
7.500	-0.37240	-0.06568	-0.00191	3.00
10.000	-0.09824	-0.13800	-0.00191	3.04

Πίνακας 1.4: Συντελεστές αναγωγής απόστασης, David M. Boore and Gail M. Atkinson, 2007

Επιρροή εδάφους $F_S(V_{S30}, R_{JB}, M)$

$F_S(V_{S30}, R_{JB}, M) = F_{LIN} + F_{NL}$ όπου οι όροι F_{LIN} , F_{NL} εκφράζουν την ελαστική και την ανελαστική επιρροή του εδάφους, αντίστοιχα.

Period	b_{lin}	b_1	b_2
PGV	-0.600	-0.500	-0.06
PGA	-0.360	-0.640	-0.14
0.010	-0.360	-0.640	-0.14
0.020	-0.340	-0.630	-0.12
0.030	-0.330	-0.620	-0.11
0.050	-0.290	-0.640	-0.11
0.075	-0.230	-0.640	-0.11
0.100	-0.250	-0.600	-0.13
0.150	-0.280	-0.530	-0.18
0.200	-0.310	-0.520	-0.19
0.250	-0.390	-0.520	-0.16
0.300	-0.440	-0.520	-0.14
0.400	-0.500	-0.510	-0.10
0.500	-0.600	-0.500	-0.06
0.750	-0.690	-0.470	0.00
1.000	-0.700	-0.440	0.00
1.500	-0.720	-0.400	0.00
2.000	-0.730	-0.380	0.00
3.000	-0.740	-0.340	0.00
4.000	-0.750	-0.310	0.00
5.000	-0.750	-0.291	0.00
7.500	-0.692	-0.247	0.00
10.000	-0.650	-0.215	0.00

Πίνακας 1.5: Παράμετροι για την τοπική ενίσχυση εξαρτημένες από την περίοδο, David M. Boore and Gail M. Atkinson, 2007

Coefficient	Value
a_1	0.03 g
pga_{low}	0.06 g
a_2	0.09 g
V_1	180 m/s
V_2	300 m/s
V_{ref}	760 m/s

Πίνακας 1.6: Παράμετροι για την τοπική ενίσχυση ανεξάρτητες της περιόδου, David M. Boore and Gail M. Atkinson, 2007

Ελαστική επιρροή εδάφους F_{LIN}

$$F_{LIN} = b_{lin} * \ln(V_{S30}/V_{ref})$$

Ανελαστική επιρροή εδάφους F_{NL}

α. Για $V_{S30} \leq V_1$: $b_{nl} = b_1$

β. Για $V_1 < V_{S30} \leq V_2$: $b_{nl} = (b_1 - b_2) * \ln(V_{S30}/V_2) / \ln(V_1/V_2) + b_2$

γ. Για $V_2 < V_{S30} < V_{ref}$: $b_{nl} = b_2 * \ln(V_{S30}/V_{ref}) / \ln(V_2/V_{ref})$

δ. Για $V_{ref} \leq V_{S30}$: $b_{nl} = 0$

$$\Delta x = \ln(a_2/a_1)$$

$$\Delta y = \ln(a_2/pg a_{low})$$

$$c = (3 * \Delta y - b_{nl} * \Delta x) / \Delta x^2$$

$$d = -(2 * \Delta y - b_{nl} * \Delta x) / \Delta x^3$$

α. $pg a_{4nl} \leq a_1$: $F_{NL} = b_{nl} * \ln(pg a_{low})$

β. $a_1 < pg a_{4nl} \leq a_2$: $F_{NL} = b_{nl} * \ln(pg a_{low}/0.1) + c * [\ln(pg a_{4nl}/a_1)]^2 + d * [\ln(pg a_{4nl}/a_1)]^3$

γ. $a_2 < pg a_{4nl}$: $F_{NL} = b_{nl} * \ln(pg a_{low}/0.1)$

1.2.2 Επίδραση των φαινομένων κοντινού πεδίου στην πρόβλεψη της εδαφικής κίνησης κατά Shahi-Baker

Όπως είπαμε σε προηγούμενο κεφάλαιο, όταν η κατασκευή βρίσκεται κοντά στη σεισμική πηγή, τότε παρουσιάζονται φαινόμενα κοντινού πεδίου. Οι περισσότερες μέθοδοι πρόβλεψης της εδαφικής κίνησης, όπως για παράδειγμα των Boore-Atkinson, δεν μπορούν να δώσουν αξιόπιστα αποτελέσματα σε αυτές τις περιπτώσεις, καθώς υπεισέρχονται φαινόμενα που δεν έχουν ληφθεί υπόψη κατά την ανάπτυξη του μοντέλου. Σε αυτό το εδάφιο θα παρουσιαστεί η μέθοδος που προτείνεται από τους

Shahi-Baker, ώστε να είναι δυνατή η έγκυρη πρόβλεψη της εδαφικής κίνησης, ακόμα και παρουσία φαινομένων κατευθυντικότητας. Η βασική εξίσωση της μεθόδου είναι:

$$\ln S_{a,pulse} = \ln(S_{a,pulse}/S_a^r * S_a^r) = \ln(Af * S_a^r) = \ln Af + \ln S_a^r$$

$S_{a,pulse}$ = φασματική επιτάχυνση παρουσία κατευθυντικού παλμού

S_a^r = φασματική επιτάχυνση μετά την αφαίρεση του κατευθυντικού παλμού

Af = συντελεστής ενίσχυσης (*amplification factor*) της φασματικής επιτάχυνσης λόγω της παρουσίας του παλμού

Έχει αποδειχθεί από τους Chioccarelli-Iervolino ότι τα αποτελέσματα μιας ανάλυσης σχετικά με την εδαφική κίνηση, όταν αφαιρεθεί ο παλμός που εμφανίζεται, μπορούν να προσεγγιστούν με πολύ καλή ακρίβεια από τη χρήση του μοντέλου των Boore-Atkinson. Με βάση αυτό, η πιο πάνω εξίσωση μπορεί να ξαναγραφεί ως:

$$\ln S_{a,pulse} = \ln Af + \ln S_{a,gmm}$$

$S_{a,gmm}$ = φασματική επιτάχυνση υπολογιζόμενη από μοντέλο πρόβλεψης εδαφικής κίνησης (*ground motion model*)

Σε όρους μέσης τιμής, η παραπάνω εξίσωση γράφεται ως:

$$\mu_{\ln S_{a,pulse}} = \mu_{\ln Af} + \mu_{\ln S_{a,gmm}}$$

Ο συντελεστής ενίσχυσης εξαρτάται από το λόγο της περιόδου της κατασκευής (T), όποια μας ενδιαφέρει κάθε φορά, προς την περίοδο του παλμού (T_p), ενώ δεν εξαρτάται από το μέγεθος του σεισμού και τον τύπο του ρήγματος. Η μορφή της καμπύλης συναρτήσεως του λόγου T/T_p είναι κωδωνοειδής με κορυφή στη θέση όπου $T/T_p \approx 1$ και μέγιστη τιμή $Af, max \approx 3$. Η εξίσωση που δίνει την τιμή του είναι:

$$\text{Για } T \leq 0.88 * T_p: \quad \mu_{\ln Af} = 1.131 * \exp(-3.11 * (\ln(T/T_p) + 0.127)^2) + 0.058$$

$$\text{Για } T > 0.88 * T_p: \quad \mu_{\ln Af} = 0.896 * \exp(-2.11 * (\ln(T/T_p) + 0.127)^2) + 0.255$$

1.3 Συμπεριφορά τοιχοποιίας πλήρωσης

Με τον όρο “τοιχοποιία πλήρωσης” εννοούμε την πλινθοδομή που χρησιμοποιείται για την πλήρωση των πλαισίων(εσωτερικών και εξωτερικών), που δημιουργούνται από τον μπετονένιο σκελετό του κτιρίου. Αρχικά η τοιχοποιία λογιζόταν μόνο για σκοπούς λειτουργικούς του κτιρίου(θερμομόνωση, υγραμόνωση, ηχομόνωση κλπ.) και αμελούταν εντελώς κατά την επίλυση του κτιρίου(ασφαλώς η συμμετοχή της στα φορτία της κατασκευής πάντα λαμβανόταν υπόψη). Ωστόσο, η έρευνα των τελευταίων ετών σε συνδυασμό με την εμπειρία που έχουμε αποκομίσει από μεγάλους σεισμούς δείχνουν πλέον σαφώς ότι σε δυναμική φόρτιση, η τοιχοποιία και το περιβάλλον αυτής πλαίσιο αλληλεπιδρούν και μάλιστα η αλληλεπίδραση αυτή μπορεί, σε ορισμένες περιπτώσεις, να οδηγήσει σε συμπεριφορά του κτιρίου πολύ διαφορετική από την αναμενόμενη. Για το λόγο αυτό λοιπόν έχουν αναπτυχθεί μέθοδοι προσομοίωσης της τοιχοποιίας, ώστε να συμπεριλαμβάνεται στο μοντέλο ανάλυσης της κατασκευής και να αναδεικνύεται σαφώς η συμβολή της. Παρακάτω παρατίθενται αποσπάσματα του ΚΑΝ.ΕΠΕ σχετικά με την προσομοίωση της τοιχοποιίας, ενώ δεν γίνεται αναφορά στον EC8, λόγω έλλειψης συγκεκριμένων οδηγιών σχετικά με την προσομοίωση.

1.3.1 Κανονισμός Επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ

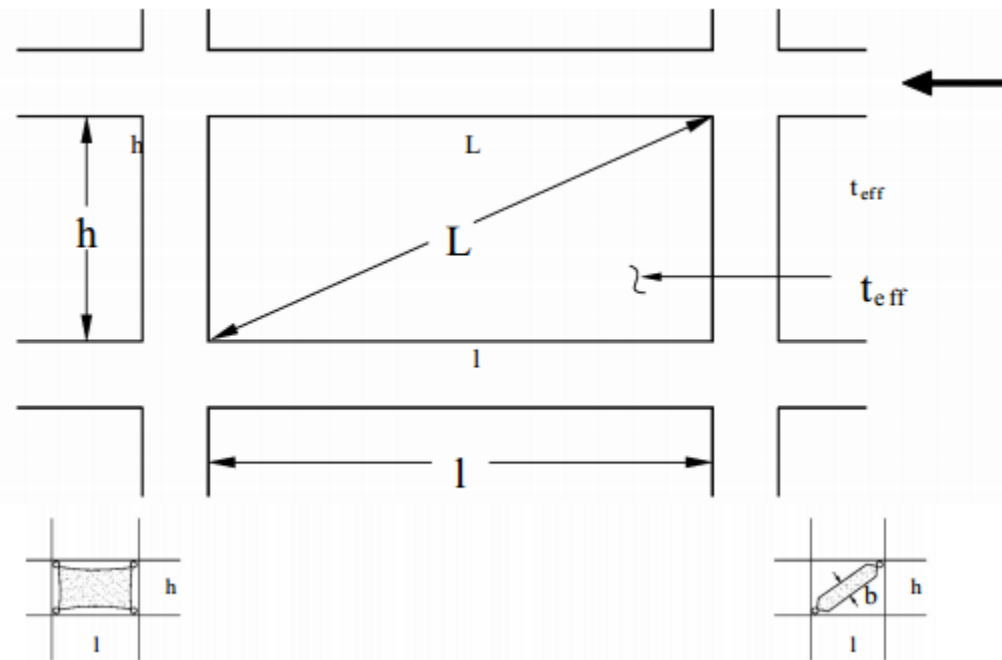
Όπως ορίζεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ, ένας τοίχος πλήρωσης μπορεί να λαμβάνεται υπόψη κατά την προσομοίωση μόνο όταν τηρούνται όλες οι κάτωθι προϋποθέσεις:

1. Περιβάλλεται από στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος και είναι σφηνωμένος ή συνδεδεμένος με αυτά, τουλάχιστον κατά τις τρεις πλευρές του.
2. Δεν έχει μεγάλα ή πολλά ανοίγματα.
3. Δεν αστοχεί πρόωρα εκτός επιπέδου.

Οι τοιχοπληρώσεις δεν συμμετέχουν στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων βαρύτητας, πλην του ίδιου βάρους τους. Υπό σεισμό, μπορούν να προσομοιωθούν:

- Είτε ως διατμητικό φάτνωμα, ορθοτροπικό, με τέσσερις κόμβους-αρθρώσεις προς τους αντίστοιχους κόμβους του τοιχοπληρωμένου πλαισίου.
- Είτε ως ισοδύναμη αμφιαρθρωτή, θλιβόμενη, διαγώνια ράβδος με συγκεκριμένο πλάτος b κατά την εκάστοτε φορά του σεισμού. Απλούστερα, η προσομοίωση μπορεί να γίνει με χρήση δύο διαγώνιων ράβδων μισής δυστένειας σε σχέση με την απλή. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα πρακτικά ίση ένταση στον φορέα, εκτός από κάποιες διαφορές στις αξονικές δυνάμεις κατακόρυφων

στοιχείων, που όμως είναι αμελητέες συγκρινόμενες με τις αξονικές δυνάμεις που προκύπτουν από τα κατακόρυφα φορτία βαρύτητας.



Εικόνα 1.4: Τυπικό φάτνωμα και η προσομοίωσή του ως διατμητικό φάτνωμα(αριστερά) και ως θλιβόμενη διαγώνιος(δεξιά), ΚΑΝ.ΕΠΕ, 2013

1.3.2 Εξασφάλιση της τοιχοποιίας έναντι εκτός επιπέδου αστοχίας

Όπως ορίζεται στην §7.4.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ, πρέπει οι τοιχοπληρώσεις να εξασφαλίζονται έναντι πρόωρης, εκτός επιπέδου αστοχίας. Αυτό, απλοποιητικά, μπορεί να γίνει με κατάλληλη μείωση της διατμητικής και θλιπτικής αντίστασης της τοιχοποιίας, με βάση τη λυγηρότητα λ της τοιχοποιίας.

Είναι: $\lambda=L/t$, όπου $L=\sqrt{l^2 + h^2}$, το “καθαρό” μήκος της διαγωνίου της τοιχοποιίας

$t=t_{eff}$, το ισοδύναμο πάχος της τοιχοποιίας, που για ενιαίες σε

διατομή τοιχοποιίες ταυτίζεται με το πραγματικό πάχος

Συναρτήσει της λυγηρότητας, και για περιπτώσεις απλής περιμετρικής επαφής με το περιβάλλον πλαίσιο, εκτιμάται η αντίστοιχη μείωση αντίστασης της τοιχοπλήρωσης, ως εξής:

- Για $\lambda \leq 15$, ή πρακτικά όταν $(l/t \text{ ή } h/t) \leq 15$, δεν απαιτείται μείωση αντίστασης.
- Για $\lambda > 30$, η τοιχοπλήρωση θα αμελείται, δηλαδή οι αντιστάσεις της εντός και εκτός επιπέδου θα λαμβάνονται πρακτικώς μηδενικές.
- Για $15 < \lambda \leq 30$, η θλιπτική και ισοδύναμη η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας πολλαπλασιάζεται με τον μειωτικό συντελεστή φ :

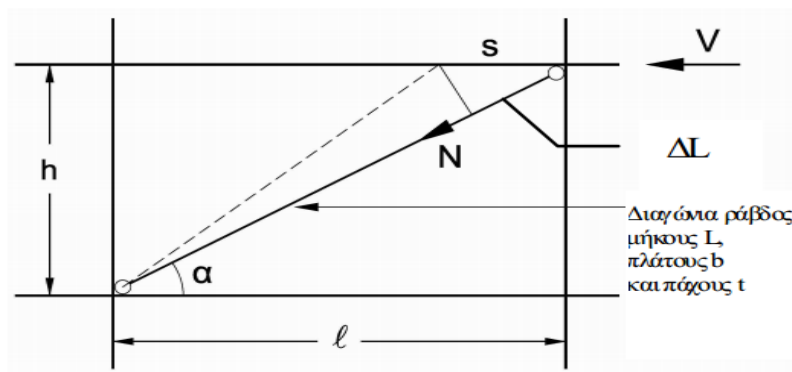
$$\varphi = 0.9 / \exp((0.0447 * \lambda - 0.063)^2 / 0.9) \quad \text{για} \quad E_w \approx 500 * f_{wc}$$

$$\varphi = 0.9 / \exp((0.0316 * \lambda - 0.063)^2 / 0.9) \quad \text{για} \quad E_w \approx 1000 * f_{wc}$$

1.3.3 Προσομοίωση τοιχοποιίας ως θλιβόμενης διαγωνίου

Όταν η τοιχοποιία προσομοιώνεται ως ισοδύναμη θλιβόμενη διαγώνια ράβδος ή ως ζεύχος χιαστί διαγωνίων, τα μεγέθη που υπεισέρχονται στο σχεδιασμό και στους υπολογισμούς θα εκτιμώνται ως εξής:

1. Το πάχος t ισούται με το “ισοδύναμο” πάχος της τοιχοποιίας, που στην περίπτωση ενιαίας διατομής, ταυτίζεται με το πραγματικό πάχος του τοίχου.
2. Το πλάτος ισούται προσεγγιστικά με: $b \approx 0.15 * L$.
3. Η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοπλήρωσης κατά τη διεύθυνση της διαγώνιας $f_{wc,s}$ μπορεί να συνεκτιμάται με βάση τη μέση θλιπτική αντοχή κατά την κατακόρυφη διεύθυνση, λαμβάνοντας υπόψη και την εξαιτίας εγκάρσιων(οριζόντιων) εφελκυστικών τάσεων απομείωσή της.



Εικόνα 1.5: Προσομοίωμα θλιβόμενης διαγωνίου, ΚΑΝ.ΕΠΕ, 2013

Η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας κατά τη διεύθυνση της διαγωνίου υπολογίζεται, ελλείψει ακριβέστερων δεδομένων, ως εξής:

$$f_{wc,s} = \lambda_m * \lambda_s * \lambda_c * k * f_{bc}^{0.7} * f_{mc}^{0.3} \approx 1.25 * k * f_{bc}^{0.7} * f_{mc}^{0.3}$$

$\lambda_m = 1.5$ συντελεστής μετατροπής της χαρακτηριστικής αντοχής σε μέση,

$\lambda_s = 0.7$ μειωτικός συντελεστής για τη δυσμενή υπό γωνία εφαρμογή του φορτίου,

$\lambda_c = 1.2$ αυξητικός συντελεστής για την ευμενή επιρροή της περίσφιγξης, την οποία εξασφαλίζουν τα περιβάλλοντα την τοιχοπλήρωση δομικά στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος,

f_{bc}, f_{mc} η θλιπτική αντοχή τοιχοσώματος και κονιάματος αντιστοίχως,

k εμπειρικός συντελεστής, ο οποίος λαμβάνει υπόψη την ομάδα στην οποία κατατάσσονται τα τοιχοσώματα και το είδος του κονιάματος δομήσεως (πίνακας 3.3, EC6). Για συνήθη κονιάματα, ο συντελεστής παίρνει τιμές από 0.35 ως 0.55. Ο πίνακας 3.3 παρατίθεται παρακάτω.

Όταν οι κατακόρυφοι αρμοί της τοιχοποιίας δεν είναι γεμάτοι με κονίαμα, η τιμή της θλιπτικής αντοχής του λοξού θλιπτήρα πολλαπλασιάζεται με έναν πρόσθετο μειωτικό συντελεστή. Όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, ο μειωτικός συντελεστής εκτιμάται βάσει του ποσοστού πληρώσεως των κατακόρυφων αρμών και μπορεί να παίρνει τιμές από 0.60 ως 0.90.

Όταν το πάχος των οριζόντιων αρμών της τοιχοποιίας είναι μεγαλύτερο από 15mm, η τιμή της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας πολλαπλασιάζεται με έναν πρόσθετο μειωτικό συντελεστή ίσο με 0.85.

Υλικό λιθωσώματος		Κονίαμα γενικής εφαρμογής	Κονίαμα λεπτής στρώσεως οριζόντιος αρμός (≥0,5mm και ≤3mm)	Ελαφροκονίαμα με πυκνότητα	
				600≤ρ _d ≤800 Kg/m ³	800≤ρ _d ≤1300 Kg/m ³
Άργιλος	Ομάδα 1	0,55	0,75	0,30	0,40
	Ομάδα 2	0,45	0,70	0,25	0,30
	Ομάδα 3	0,35	0,50	0,20	0,25
	Ομάδα 4	0,35	0,35	0,20	0,25
Πυριτικό Ασβέστιο	Ομάδα 1	0,55	0,80	‡	‡
	Ομάδα 2	0,45	0,65	‡	‡
Σκυρόδεμα με αδρανή	Ομάδα 1	0,55	0,80	0,45	0,45
	Ομάδα 2	0,45	0,65	0,45	0,45
	Ομάδα 3	0,40	0,50	‡	‡
	Ομάδα 4	0,35	‡	‡	‡
Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα	Ομάδα 1	0,55	0,80	0,45	0,45
Τεχνητοί λίθοι	Ομάδα 1	0,45	0,65	‡	‡
Λαξευτοί φυσικοί λίθοι	Ομάδα 1	0,45	‡	‡	‡

‡ Συνδυασμός κονιάματος/λιθωσώματος ο οποίος συνήθως δεν εφαρμόζεται. Δεν δίδεται σχετική τιμή του K.

Πίνακας 1.7: Τιμές του συντελεστή K, EN 1996-1-1

2. Προσομοίωση του 1^{ου} κτιρίου

Στο παρόν κεφάλαιο γίνεται αρχικά η παρουσίαση του 1^{ου} κτιρίου που μελετάται στην παρούσα εργασία και έπειτα παρουσιάζονται βήμα βήμα όλες οι παραδοχές που έγιναν για την προσομοίωση του φορέα. Η μελέτη της κατασκευής έγινε με χρήση του προγράμματος SAP2000, v.14.1.0 [2010] και οι παραδοχές που περιγράφονται παρακάτω αποσκοπούν στην κατά το δυνατό πιο πιστή απόδοση της πραγματικής συμπεριφοράς. Το υπό εξέταση κτίριο συνίσταται από τέσσερις υπέργειους ορόφους και έναν υπόγειο με όμοια ορθογωνική κάτοψη διαστάσεων $12.5m \times 14.5m$. Το ύψος του πρώτου ορόφου είναι $4.5m$ και των υπόλοιπων τριών $3m$, συνεπώς το δώμα βρίσκεται σε ύψος $13.5m$. Το κτίριο έχει στην περίμετρο της κάτοψης τοιχώματα και στο εσωτερικό της έναν πυρήνα, μέσα στον οποίο είναι τοποθετημένο το κλιμακοστάσιο και ο ανελκυστήρας. Τα τοιχώματα έχουν διαπλατύνσεις στις διατομές τους στα σημεία σύνδεσης με τις δοκούς για κατασκευαστικούς λόγους (επαρκής αγκύρωση των σπλισμών των δοκών). Ο πυρήνας του κτιρίου εκτείνεται καθ' ύψος κατά $3m$ άνωθεν του δώματος, σχηματίζοντας έτσι την απόληξη του κλιμακοστασίου.

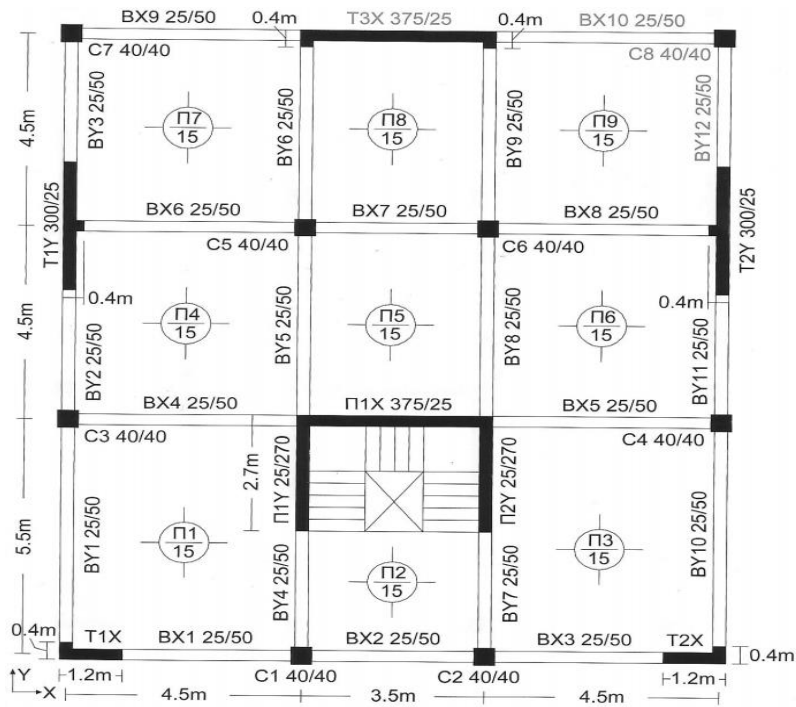
Η θεμελίωση του κτιρίου συντίθεται από:

1. Τα πέδιλα, επί των οποίων εδράζονται τα εσωτερικά υποστυλώματα και ο πυρήνας,
2. Τις θεμελιοδοκούς, επί των οποίων εδράζονται τα περιμετρικά τοιχώματα του υπογείου,
3. Τις συνδετήριες δοκούς, οι οποίες συνδέουν τα πέδιλα με το περιμετρικό τοίχωμα υπογείου.

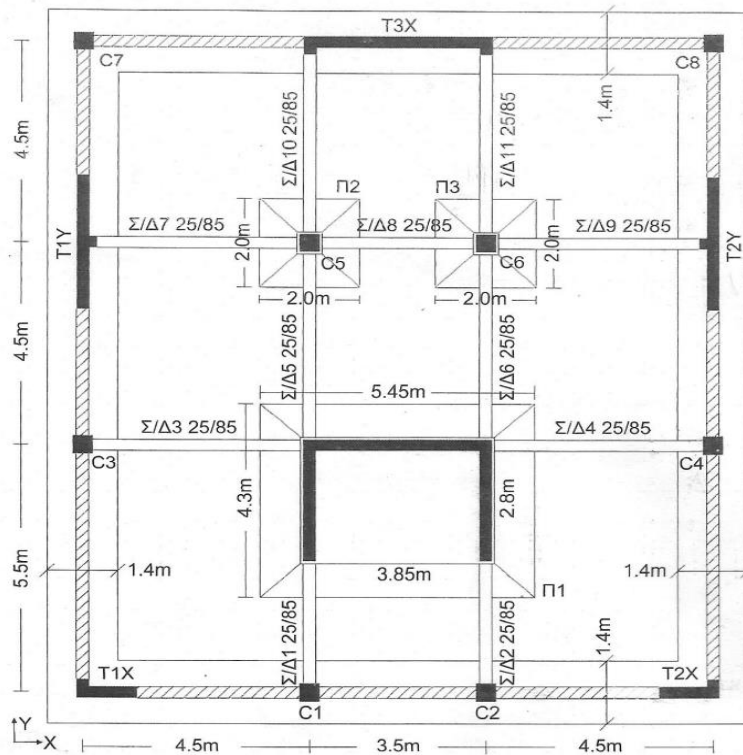
Η πλάκα δαπέδου του υπογείου έχει πάχος $15cm$ και βρίσκεται σε ύψος $0.85m$ πάνω από την επιφάνεια του εδάφους θεμελίωσης.

Το έδαφος επί του οποίου θεμελιώνεται η κατασκευή είναι άμμος μέσης πυκνότητας με δείκτη εδάφους: $K_s = 90000 \frac{kN}{m^3}$ (κατά Terzaghi).

Στα παρακάτω σχήματα φαίνονται οι βασικές διαστάσεις και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του υπό εξέταση κτιρίου.



Εικόνα 2.1: Κάτοψη ορόφων ανωδομής, Αβραμίδης Ι. και συνεργάτες, 2011



Εικόνα 2.2: Κάτοψη θεμελίωσης, Αβραμίδης Ι. και συνεργάτες, 2011

2.1 Παραδοχές για την προσομοίωση των μελών

Για την ανάλυση του φέροντα οργανισμού χρησιμοποιείται χωρικό προσομοίωμα και τα μέλη μοντελοποιούνται με γραμμικά στοιχεία, εξαιρουμένου του περιμετρικού τοιχείου υπογείου, το οποίο προσομοιώνεται με επιφανειακά στοιχεία.

Πλάκες

Οι πλάκες θεωρούνται ως απαραμόρφωτα εντός του επιπέδου τους διαφράγματα και οι στάθμες τους ταυτίζονται με τη στάθμη του εκάστοτε ορόφου. Στην παρούσα εργασία οι πλάκες δεν προσομοιώνονται στο μοντέλο ανάλυσης και τα φορτία επ'αυτών εφαρμόζονται απ'ευθείας στις δοκούς.

Δοκοί

Οι δοκοί εξετάζονται ως πλακοδοκοί (μορφής 'Γ' οι περιμετρικές, μορφής 'Τ' οι ενδιάμεσες), όπως ορίζεται από τον EC2, §5.3.2 και προσομοιώνονται με γραμμικά στοιχεία. Το συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff} των πλακοδοκών μπορεί να λαμβάνεται ως:

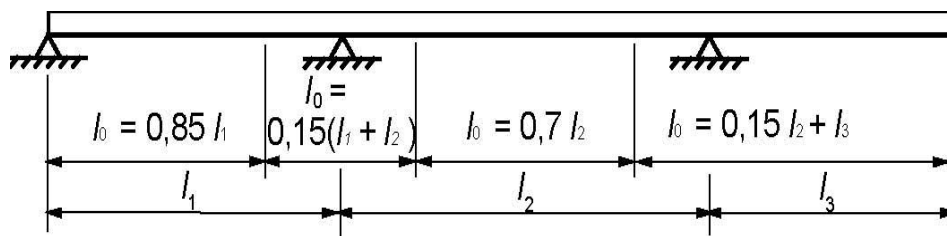
$$b_{eff} = \sum b_{eff, i} + b_w \leq b$$

όπου

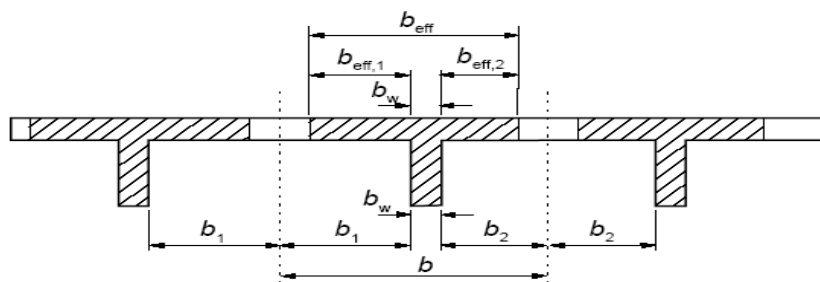
$$b_{eff, i} = 0.2 \cdot b_i + 0.1 \cdot l_o \leq 0.2 \cdot l_o$$

και

$$b_{eff, i} \leq b_i$$



Εικόνα 2.3: Ορισμός του l_o , για τον υπολογισμό του συνεργαζόμενου πλάτους πλακοδοκού, EN 1992-1-1



Εικόνα 2.4: Παράμετροι συνεργαζόμενου πλάτους πλακοδοκού, EN 1992-1-1

Κατακόρυφα στοιχεία(υποστυλώματα, τοιχεία)

Τόσο τα υποστυλώματα όσο και τα τοιχώματα προσομοιώνονται με γραμμικά στοιχεία που διέρχονται από το κέντρο βάρους της διατομής τους. Επιπλέον για τα τοιχώματα, στις στάθμες των ορόφων, τοποθετούνται απολύτως στερεοί βραχίονες, οι οποίοι διήκουν μέχρι τις εκατέρωθεν παρειές του εκάστοτε τοιχώματος.

Πυρήνας

Η προσομοίωση των τοιχωμάτων του πυρήνα γίνεται, όπως και πριν, με τη θεώρηση ενός γραμμικού στοιχείου διερχόμενου από το κέντρο βάρους της διατομής με τη διαφορά, όμως, ότι σε αυτή την περίπτωση οι τοποθετούμενοι βραχίονες στις στάθμες των ορόφων θεωρούνται απολύτως ατενείς, άκαμπτοι και άτμητοι, αλλά με πεπερασμένη δυστρεψία, προκειμένου να προσομοιωθεί η στρέβλωση της διατομής του πυρήνα. Η στρεπτική ροπή αδράνειας υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$J_{στρ} = \frac{H \cdot t^3}{3 \cdot \mu}, \text{ όπου:}$$

$H = \frac{1}{2} \cdot (H_i + H_{i+1})$, δηλαδή ο μέσος όρος των υψών των δύο ορόφων μεταξύ των οποίων βρίσκεται η δοκός,

t : το πλάτος της δοκού,

μ : συντελεστής που σχετίζεται με το λόγο $\frac{H}{t}$ (βλ. παρακάτω πίνακα)

Ενδεικτικά υπολογίζεται η $J_{στρ}$ του 4^{ου} ορόφου. Για αυτό τον όροφο είναι: $H = 1/2 \cdot (3+3) = 3m$, $t = 0.25m$, $H/t = 12$. Από τον πίνακα 2.1 που ακολουθεί, με γραμμική παρεμβολή, διαβάζουμε ότι: $\mu = 1.0557$. Με αντικατάσταση όλων αυτών στην αρχική σχέση υπολογίζουμε: $J_{στρ} = 0.0148m^4$.

H/t	μ
1	2.370
2	1.457
4	1.188
10	1.057
100	1.000

Πίνακας 2.1: Συντελεστής μ , Χ. Ξενίδης και συνεργάτες, 1998

Πρόσθετες παραδοχές για την προσομοίωση των στοιχείων της ανωδομής

- Η δυσκαμψία EI και η δυσστημσία GA όλων των δομικών στοιχείων λαμβάνονται ίσες με το 50% των αντίστοιχων τιμών των μη ρηγματωμένων διατομών(ΕC8,§4.3.1[7]), ενώ η δυστρεψία GI λαμβάνεται ίση με το 10% της δυστρεψίας της αρηγμάτωσης διατομής τους(ΕΑΚ2000,§3,2,3[2]). Η δυστένεια EA δεν απομειώνεται σε κανένα δομικό στοιχείο, δεδομένου ότι τα μεν κατακόρυφα στοιχεία βρίσκονται γενικώς υπό μόνιμη θλίψη λόγω των φορτίων βαρύτητας, οι δε δοκοί είναι ενσωματωμένες στις θεωρούμενες ως απαραμόρφωτες εντός του επιπέδου τους πλάκες(διαφραγματική λειτουργία).
- Παρ'ότι ο EC2(§5.4[2]) επιτρέπει τη θεώρηση των διατομών ως αρηγμάτωσης για την ανάλυση λόγω κατακόρυφων φορτίων, στην παρούσα εργασία χρησιμοποιείται το ίδιο προσομοίωμα του φέροντα οργανισμού και για τις στατικές και για τις σεισμικές αναλύσεις(ρηγματωμένες διατομές με τις αντίστοιχες απομειώσεις).
- Κατά τη μόρφωση του προσομοιώματος του φέροντα οργανισμού θεωρούνται στους κόμβους απολύτως στερεά τμήματα(άκαμπτοι κόμβοι, άκαμπτοι βραχίονες), όπως ορίζεται στον EC8,§4.3.1[2].
- Η δυσκαμψία και η δυστένεια των τοιχοποιιών αγνοούνται κατά την προσομοίωση του φορέα, θεωρώντας ότι η συνεισφορά τους στην οριζόντια στιβαρότητα και στην αντοχή του κτιρίου είναι ασήμαντη(ΕC8,§4.3.1[8]).

2.2 Ειδικότερες παραδοχές για την προσομοίωση των στοιχείων της θεμελίωσης

Πέδιλα και συνδετήριες δοκοί

Αρχικά αναφέρεται ότι η επιφάνεια έδρασης όλων των δομικών στοιχείων της θεμελίωσης βρίσκεται σε βάθος $3.85m$. Η προσομοίωση των πεδίων γίνεται τοποθετώντας καταρχάς έναν κόμβο στο κέντρο βάρους της επιφάνειας έδρασής τους. Ο κόμβος αυτός συνδέεται με τον κόμβο του πόδα του υποστυλώματος που καταλήγει στο συγκεκριμένο πέδιλο μέσω μιας απολύτως στερεής δοκού, δεδομένου ότι τα πέδιλα θεωρούνται, λόγω του όγκου τους, ως απολύτως στερεά σώματα. Ειδικά στην περίπτωση του πεδίου επί του οποίου εδράζεται ο πυρήνας(πέδιλο P1), ο κόμβος στο κέντρο βάρους της επιφάνειας έδρασης συνδέεται με τους κόμβους στους πόδες των ισοδύναμων στύλων, που καταλήγουν στο εν λόγω πέδιλο, μέσω τριών απολύτως στερεών δοκών. Στους κόμβους που τοποθετούνται στα κέντρα βάρους της επιφάνειας έδρασης εισάγονται τρία ελατήρια: ένα κατακόρυφο μεταφορικό και δύο στροφικά γύρω από τους δύο οριζόντιους άξονες.

Οι συνδετήριες δοκοί ορθογωνικής διατομής προσομοιώνονται με γραμμικά στοιχεία, τα οποία τοποθετούνται στη στάθμη του κεντροβαρικού άξονα της διατομής τους, δηλαδή σε βάθος: $\frac{1}{2}*(3.85+3)=3.425m$. Η διακριτοποίησή τους γίνεται με στοιχεία ίσου μήκους $0.50m$ για την ΣΔ8, $0.70m$ για όλες τις υπόλοιπες), στους κόμβους των οποίων τοποθετούνται κατακόρυφα μεταφορικά ελατήρια, προκειμένου να προσομοιωθεί η ενδοσιμότητα του εδάφους θεμελίωσης. Η σύνδεση των στοιχείων των συνδετήριων δοκών με τα πέδιλα υλοποιείται μέσω απολύτως στερεών δοκών.

Περιμετρικό τοίχωμα υπογείου

Το περιμετρικό τοίχωμα υπογείου προσομοιώθηκε με επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία κελύφους και με πεπερασμένα στοιχεία δοκού. Με τα επίπεδα στοιχεία κελύφους προσομοιώθηκε ο κορμός του τοιχώματος μεταξύ της στάθμης οροφής και δαπέδου του υπογείου($z=0m$, $z=-3m$, αντίστοιχα). Χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία κελύφους πάχους $25cm$, όσο δηλαδή είναι και το πάχος του κορμού του τοιχώματος, και περίπου τετραγωνικά($1m*1m$).

Μεταξύ της στάθμης δαπέδου του υπογείου(στάθμη $z = -3m$) και της στάθμης θεμελίωσης(στάθμη $z = -3.85m$) χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία δοκού με γεωμετρικές ιδιότητες διατομής που αντιστοιχούν σε ανεστραμμένη πλακοδοκό ύψους $0.85m$. Ο άξονας των στοιχείων αυτών τοποθετήθηκε σε ύψος $z = -3.579m$, το οποίο αντιστοιχεί

στη στάθμη που βρίσκεται το κέντρο βάρους της ανεστραμμένης πλακοδοκού. Οι δοκοί διακριτοποιήθηκαν με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία μήκους $1m$, δηλαδή ίσα σε μήκος με τα στοιχεία κελύφους του κορμού, και η σύνδεση των δύο έγινε με κατακόρυφα απολύτως στερεά στοιχεία δοκού.

Η έδραση των τοιχωμάτων στο έδαφος προσομοιώθηκε με μεμονωμένα μεταφορικά και στρεπτικά ελατήρια, τα οποία τοποθετήθηκαν στις θέσεις προβολής των κόμβων της ανεστραμμένης πλακοδοκού πάνω στην επιφάνεια θεμελίωσης. Η σύνδεση ανά δύο αυτών των σημείων, δηλαδή: 1) των κόμβων στο κέντρο βάρους της ανεστραμμένης πλακοδοκού, 2) των προβολών των παραπάνω σημείων στην επιφάνεια έδρασης, έγινε με κατακόρυφα, απολύτως στερεά στοιχεία μήκους $0.271m$. Τα στρεπτικά ελατήρια τοποθετήθηκαν προκειμένου να προσομοιωθεί η αντίσταση που αναπτύσσεται στο ενδόσιμο έδαφος, λόγω της στρεπτικής παραμόρφωσης της θεμελιοδοκού.

2.2.1 Υπολογισμός ελατηριακών σταθερών πεδίων και πεδιλοδοκών

Στην παράγραφο αυτή παρουσιάζεται η διαδικασία υπολογισμού των ελατηριακών σταθερών των μεμονωμένων ελατηρίων, με τα οποία προσομοιώνεται η ενδόσιμη έδραση του κτιρίου. Όπως αναφέρθηκε και προηγούμενα, ο φορέας θεμελίωσης του κτιρίου συνίσταται από: 1) τα πέδιλα επί των οποίων εδράζεται ο πυρήνας και τα εσωτερικά υποστυλώματα, 2) τα περιμετρικά τοιχώματα υπογείου, 3) τις συνδετήριες δοκούς.

Αρχικά καθορίζεται η αρχική τιμή του δείκτη εδάφους $K_{s1}(kN / m^3)$. Το έδαφος θεμελίωσης συνίσταται από άμμο μέσης πυκνότητας, για την οποία, κατά τον Terzaghi, το εύρος διακύμανσης της τιμής του δείκτη εδάφους είναι: $K_{s1}=19200-96000 kN/m^3$. Η τιμή που εδώ επιλέγεται είναι: $K_{s1}=90000kN/m^3$. Η τιμή αυτή προέρχεται από δοκιμαστικές φορτίσεις τετραγωνικών πλακών πλευράς περίπου ίσης με $30cm$ και επομένως απαιτούνται ορισμένες διορθώσεις, οι οποίες οφείλονται στο διαφορετικό μέγεθος των επιφανειών έδρασης των στοιχείων θεμελίωσης, αλλά και στην απόκλιση του σχήματός τους από το τετράγωνο. Δεδομένου ότι οι επιφάνειες έδρασης των στοιχείων θεμελίωσης είναι διαφορετικές, η διαδικασία διόρθωσης θα γίνει ξεχωριστά για κάθε έναν από τους τύπους των στοιχείων που συνθέτουν τον φορέα θεμελίωσης.

Πέδιλα

Σε πέδιλα εδράζονται τόσο ο πυρήνας του κτιρίου(πέδιλο Π1), όσο και τα δύο εσωτερικά υποστυλώματα της κάτοψης C5 και C6(πέδιλα Π2 και Π3 αντίστοιχα).

Ο υπολογισμός της διορθωμένης τιμής K_{s2} λόγω του διαφορετικού πλάτους της δοκιμαστικής πλάκας φόρτισης και των πεδίων γίνεται με εφαρμογή της σχέσης:

$$K_{s2}=K_{s1}*\left(\frac{b\pi+0.3}{2*b\pi}\right)^2, \text{ όπου:}$$

$$b_{\pi} = \min(L_x, L_y)$$

L_x : διάσταση πεδίου κατά X, L_y : διάσταση πεδίου κατά Y

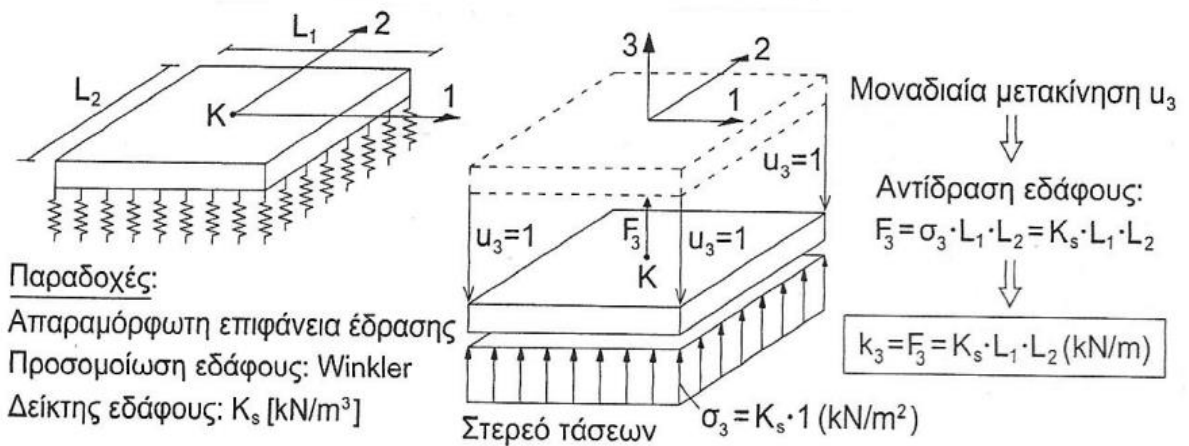
Ο υπολογισμός της τελικής τιμής του δείκτη εδάφους K_s γίνεται μέσω της διόρθωσης λόγω απόκλισης του σχήματος της επιφάνειας έδρασης των πεδίων από το τετράγωνο. Για τη διόρθωση αυτή γίνεται εφαρμογή της σχέσης:

$$K_s=K_{s2}*\left(\frac{m+0.5}{1.5*m}\right), \text{ όπου:}$$

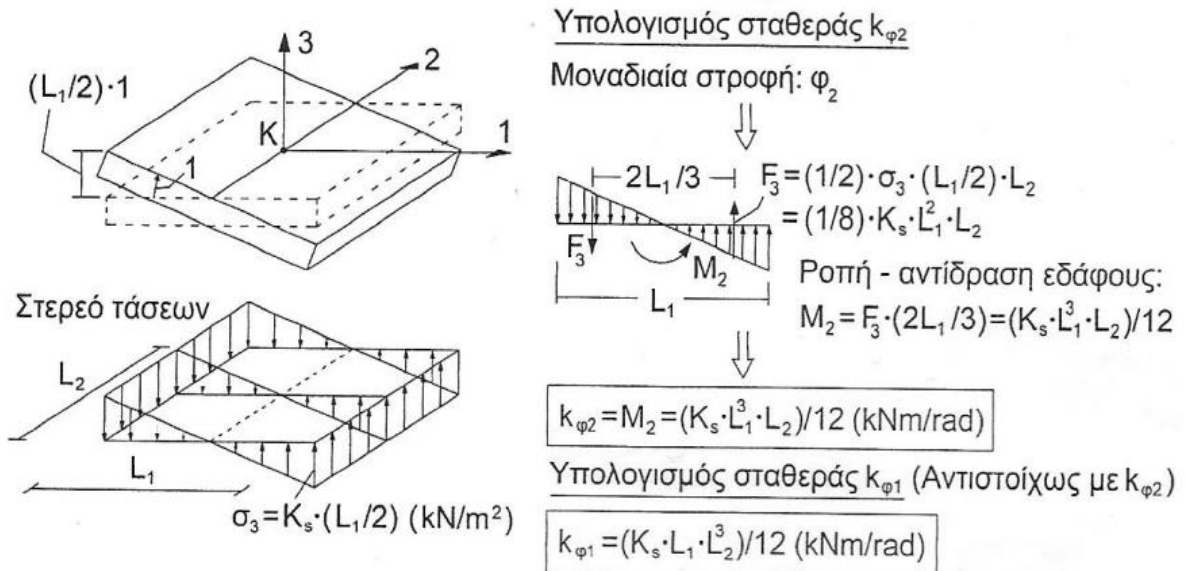
$$m=L_{\max}/L_{\min} \text{ και}$$

$$L_{\max}=\max(L_x, L_y), \quad L_{\min}=\min(L_x, L_y)$$

Κατά την προσομοίωση των πεδίων και του εδάφους τοποθετούνται ένα κατακόρυφο μεταφορικό και δύο στροφικά ελατήρια για στροφή περί τους δύο οριζόντιους άξονες, που είναι παράλληλοι με τις πλευρές τους. Τα ελατήρια αυτά τοποθετούνται στο κέντρο βάρους της επιφάνειας έδρασης. Ο προσδιορισμός των ελατηριακών σταθερών γίνεται μέσω της διαδικασίας που περιγράφεται στο παρακάτω σχήμα.



Υπολογισμός σταθερών στροφικών ελατηρίων $k_{\varphi 1}$ και $k_{\varphi 2}$



Εικόνα 2.5: Υπολογισμός των ελατηριακών σταθερών των πεδίων, Αβραμίδης Ι. και συνεργάτες, 2011

Περιμετρικά τοιχώματα υπογείου

Επί των περιμετρικών τοιχωμάτων του υπογείου εδράζονται όλα τα κατακόρυφα στοιχεία του κτιρίου που βρίσκονται στην περίμετρο της κάτοψης. Το πλάτος του πέλματος των τοιχωμάτων είναι $b=1.4m$. Η διαδικασία του υπολογισμού των σταθερών των ελατηρίων που τοποθετούνται στους κόμβους, μέσω των οποίων υλοποιείται η ελαστική έδραση του περιμετρικού τοιχώματος ακολουθεί την ίδια ροή με την αντίστοιχη διαδικασία που ακολουθήθηκε προηγουμένως για τα πέδιλα.

Για τον υπολογισμό των διορθωμένων τιμών του δείκτη εδάφους θεωρείται ότι η επιφάνεια έδρασης του περιμετρικού τοιχώματος συντίθεται από δύο επιφάνειες κατά την Χ διεύθυνση, κάθε μία διαστάσεων $13.9m*1.4m$ και δύο επιφάνειες κατά την Υ διεύθυνση, κάθε μία διαστάσεων $13.1m*1.4m$. Ακολουθώντας την αντίστοιχη διαδικασία που ακολουθήθηκε για την περίπτωση των πεδίων προκύπτει η τελική τιμή του δείκτη εδάφους K_s .

Στους κόμβους έδρασης των περιμετρικών τοιχωμάτων υπογείου τοποθετούνται ένα κατακόρυφο μεταφορικό και ένα στρεπτικό ελατήριο. Ο υπολογισμός των ελατηριακών σταθερών γίνεται με την ίδια μέθοδο που χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό των σταθερών των αντίστοιχων ελατηρίων των πεδίων. Έτσι προκύπτουν οι ακόλουθες σχέσεις:

$$K_z = K_s * L_{\text{επιρρ}} * b \quad \text{και} \quad K_{\varphi t} = K_s * L_{\text{επιρρ}} * b^3 / 12 \quad , \text{όπου:}$$

$L_{\text{επιρρ}}$: Το μήκος επιρροής των στοιχείων που συμβάλλουν σε κάθε κόμβο και το οποίο εξαρτάται από το πλήθος των γραμμικών στοιχείων που χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση της θεμελιοδοκού.

Συνδετήριες δοκοί

Οι συνδετήριες δοκοί διακριτοποιήθηκαν με ισομήκη γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία και η έδρασή τους επί του ενδόσιμου εδάφους προσομοιώθηκε μέσω κατακόρυφων μεταφορικών ελατηρίων. Η διαδικασία υπολογισμού των ελατηριακών σταθερών ακολουθεί την ίδια ακριβώς διαδικασία με τον υπολογισμό των αντίστοιχων σταθερών των κατακόρυφων ελατηρίων του περιμετρικού τοιχώματος, όπως παρουσιάστηκε παραπάνω.

Joint	CoordSys	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	KN/m	KN/m	KN/m	KN- m/rad	KN-m/rad	KN- m/rad
671	GLOBAL	0	0	27278	4456	0	0
673	GLOBAL	0	0	35014	5719	0	0
675	GLOBAL	0	0	38271	6251	0	0
677	GLOBAL	0	0	21986	3591	0	0
680	GLOBAL	0	0	40851	6672	0	0
682	GLOBAL	0	0	36914	6029	0	0
684	GLOBAL	0	0	36914	6029	0	0
687	GLOBAL	0	0	40851	6672	0	0
689	GLOBAL	0	0	38271	6251	0	0
691	GLOBAL	0	0	35014	5719	0	0
693	GLOBAL	0	0	27278	4456	0	0
695	GLOBAL	0	0	21986	3591	0	0
697	GLOBAL	0	0	35720	2820	3015	0
699	GLOBAL	0	0	31268	5107	0	0
701	GLOBAL	0	0	28011	4575	0	0
703	GLOBAL	0	0	28011	4575	0	0
705	GLOBAL	0	0	28011	4575	0	0
708	GLOBAL	0	0	42506	6943	0	0
711	GLOBAL	0	0	42506	6943	0	0
713	GLOBAL	0	0	28011	4575	0	0
715	GLOBAL	0	0	28011	4575	0	0
717	GLOBAL	0	0	28011	4575	0	0
719	GLOBAL	0	0	31268	5107	0	0
721	GLOBAL	0	0	35720	2820	3015	0
723	GLOBAL	0	0	28581	0	4668	0
725	GLOBAL	0	0	32734	0	5347	0
727	GLOBAL	0	0	32734	0	5347	0
729	GLOBAL	0	0	32734	0	5347	0
731	GLOBAL	0	0	35991	0	5879	0
734	GLOBAL	0	0	38080	0	6220	0
736	GLOBAL	0	0	33657	0	5497	0
738	GLOBAL	0	0	30400	0	4965	0
740	GLOBAL	0	0	39628	0	6473	0
743	GLOBAL	0	0	48857	0	7980	0
745	GLOBAL	0	0	39628	0	6473	0
747	GLOBAL	0	0	30400	0	4965	0
749	GLOBAL	0	0	33657	0	5497	0
751	GLOBAL	0	0	28581	0	4668	0

753	GLOBAL	0	0	32734	0	5347	0
755	GLOBAL	0	0	32734	0	5347	0
757	GLOBAL	0	0	32734	0	5347	0
759	GLOBAL	0	0	35991	0	5879	0
762	GLOBAL	0	0	38080	0	6220	0
764	GLOBAL	0	0	33657	0	5497	0
766	GLOBAL	0	0	30400	0	4965	0
768	GLOBAL	0	0	39628	0	6473	0
771	GLOBAL	0	0	48857	0	7980	0
773	GLOBAL	0	0	39628	0	6473	0
775	GLOBAL	0	0	30400	0	4965	0
777	GLOBAL	0	0	33657	0	5497	0
796	GLOBAL	0	0	4916	0	0	0
797	GLOBAL	0	0	6636	0	0	0
798	GLOBAL	0	0	119025	39675	39675	0
800	GLOBAL	0	0	6636	0	0	0
801	GLOBAL	0	0	4916	0	0	0
802	GLOBAL	0	0	119025	39675	39675	0
803	GLOBAL	0	0	6126	0	0	0
804	GLOBAL	0	0	6636	0	0	0
805	GLOBAL	0	0	6126	0	0	0
806	GLOBAL	0	0	6636	0	0	0
807	GLOBAL	0	0	560986	864386	1388557	0
812	GLOBAL	0	0	6636	0	0	0
813	GLOBAL	0	0	6636	0	0	0
815	GLOBAL	0	0	6126	0	0	0
817	GLOBAL	0	0	7033	0	0	0
818	GLOBAL	0	0	7033	0	0	0
819	GLOBAL	0	0	6126	0	0	0
822	GLOBAL	0	0	7033	0	0	0
823	GLOBAL	0	0	7033	0	0	0
824	GLOBAL	0	0	6636	0	0	0
825	GLOBAL	0	0	6636	0	0	0
826	GLOBAL	0	0	6693	0	0	0
827	GLOBAL	0	0	6693	0	0	0
828	GLOBAL	0	0	6693	0	0	0
829	GLOBAL	0	0	6693	0	0	0
830	GLOBAL	0	0	14066	0	0	0
831	GLOBAL	0	0	14066	0	0	0
832	GLOBAL	0	0	12251	0	0	0
833	GLOBAL	0	0	12251	0	0	0

834	GLOBAL	0	0	12251	0	0	0
835	GLOBAL	0	0	12251	0	0	0
836	GLOBAL	0	0	12251	0	0	0
837	GLOBAL	0	0	12251	0	0	0
838	GLOBAL	0	0	13272	0	0	0
839	GLOBAL	0	0	13272	0	0	0
840	GLOBAL	0	0	13272	0	0	0
841	GLOBAL	0	0	13272	0	0	0
842	GLOBAL	0	0	13272	0	0	0
843	GLOBAL	0	0	13272	0	0	0
844	GLOBAL	0	0	13386	0	0	0
845	GLOBAL	0	0	13386	0	0	0
846	GLOBAL	0	0	13386	0	0	0
847	GLOBAL	0	0	13386	0	0	0
848	GLOBAL	0	0	13386	0	0	0
849	GLOBAL	0	0	13386	0	0	0
850	GLOBAL	0	0	13272	0	0	0
851	GLOBAL	0	0	13272	0	0	0
852	GLOBAL	0	0	13272	0	0	0
853	GLOBAL	0	0	9831	0	0	0
854	GLOBAL	0	0	9831	0	0	0
855	GLOBAL	0	0	13272	0	0	0
856	GLOBAL	0	0	13272	0	0	0
857	GLOBAL	0	0	13272	0	0	0
858	GLOBAL	0	0	57000	9310	0	0

Πίνακας 2.2: Σταθερές των μεταφορικών και στροφικών ελατηρίων

2.3 Παραδοχές για την προσομοίωση των κατακόρυφων φορτίων

- Η κατανομή των φορτίων των πλακών επί των δοκών γίνεται με τον κανόνα των 45° ή 60°(ΕΚΟΣ 2000, §9.1.5), χωρίς ομοιομορφοποίηση.
- Το ίδιο βάρος των τοιχοποιιών λαμβάνεται υπόψη στον υπολογισμό των κατακόρυφων φορτίων αγνοώντας τυχόν ανοίγματα θυρών και παραθύρων.
- Το ίδιο βάρος των δοκών και της επ'αυτών τοιχοποιίας λαμβάνεται υπόψη ως ομοιόμορφο κατανεμημένο κατακόρυφο φορτίο.
- Το ίδιο βάρος των υποστυλωμάτων και των τοιχωμάτων λαμβάνεται υπόψη ως ομοιόμορφα κατανεμημένο αξονικό φορτίο στα κατακόρυφα αυτά στοιχεία.

- Το ίδιο βάρος, καθώς και το ωφέλιμο φορτίο του κλιμακοστασίου, λαμβάνεται υπόψη με τον εξής τρόπο: Υπολογίζονται τα φορτία των βαθμιδοφόρων πλακών και του πλατύσκαλου και εισάγονται ως μοναχικά φορτία στα μέσα του ύψους των τριών ισοδύναμων στύλων, με τους οποίους προσομοιώνεται ο πυρήνας.
- Το ίδιο βάρος του περιμετρικού τοιχώματος υπογείου και των συνδετήριων δοκών λαμβάνεται υπόψη εισάγοντας την τιμή του ειδικού βάρους του σκυροδέματος στις ιδιότητες του υλικού των διατομών τους.
- Το ίδιο βάρος των πεδίων λαμβάνεται υπόψη εισάγοντας μοναχικές δυνάμεις στους κόμβους που τοποθετούνται στα κέντρα βάρους της επιφάνειας έδρασης των πεδίων.

2.3.1 Αριθμητικές τιμές κατακόρυφων φορτίων πλακών, δοκών

- Περιμετρικά το κτίριο έχει μπατική τοιχοποιία ($3.6 \frac{kN}{m^2}$), σε όλους τους ορόφους και στο δώμα υπάρχει κατά μήκος της περιμέτρου στηθαίο από μπατική τοιχοποιία ύψους $1m$.
- Κατά μήκος των εσωτερικών δοκών υπάρχει δρομική τοιχοποιία ($2.1 \frac{kN}{m^2}$) σε όλους τους ορόφους, πλην του υπογείου και του δώματος.
- Τα δάπεδα σε όλους τους ορόφους και το κλιμακοστάσιο έχουν επιστρωση μαρμάρου, βάρους $1.3 \frac{kN}{m^2}$.
- Το ωφέλιμο φορτίο ελήφθη ίσο με $2 \frac{kN}{m^2}$ για τις πλάκες και $3.5 \frac{kN}{m^2}$ για το κλιμακοστάσιο.

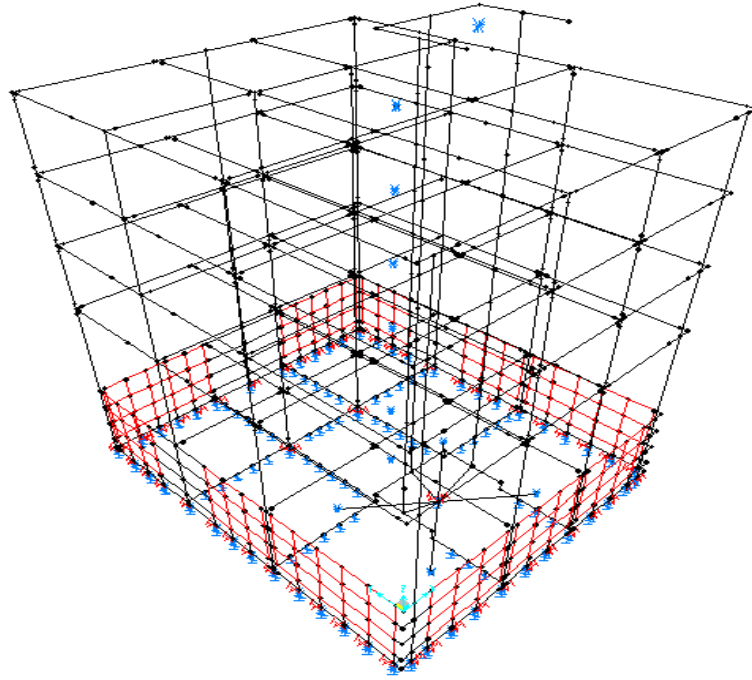
2.4 Παραδοχές για την προσομοίωση των μαζών

- Η συνολική μάζα κάθε ορόφου θεωρείται συγκεντρωμένη στο γεωμετρικό κέντρο βάρους του αντίστοιχου ατενούς διαφράγματος.
- Η συνολική μάζα κάθε ορόφου συντίθεται από:
 1. Τη μάζα των πλακών και των δοκών του ορόφου συμπεριλαμβανομένων και των επιστρώσεων,
 2. Τη μάζα των τοιχοποιιών (αγνοώντας τυχόν ανοίγματα) που εδράζονται επί των δοκών,
 3. Τη μάζα των υποκείμενων και των υπερκείμενων υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων μέχρι το μέσο του ύψους τους,

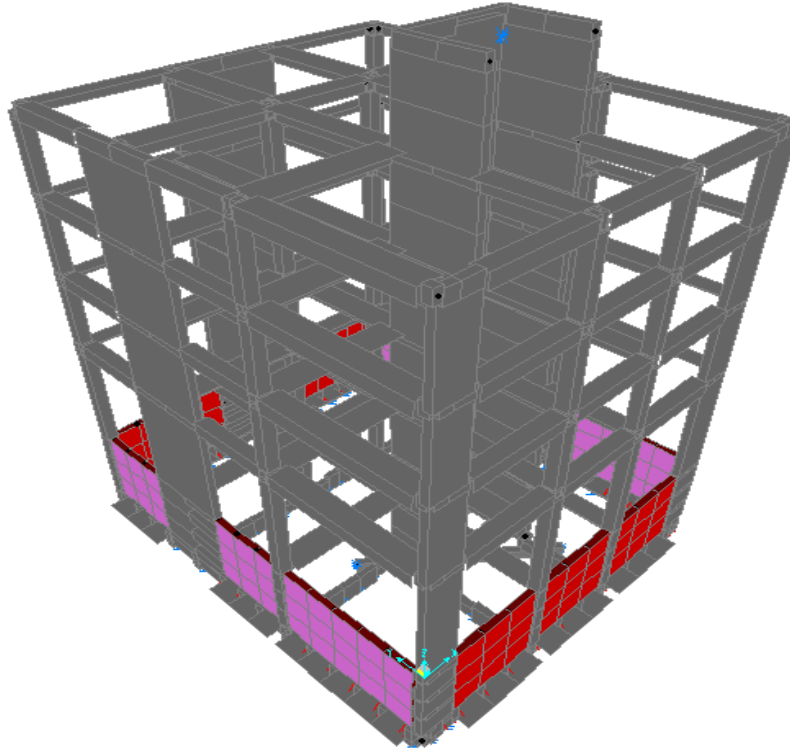
4. Τη μάζα που αντιστοιχεί στο ποσοστό του ωφέλιμου φορτίου, όπως αυτό ορίζεται στον EC8.
- Οι μάζες της πλάκας δαπέδου του ισογείου, της τοιχοποιίας του ισογείου, καθώς και η μάζα του υπογείου και του φορέα θεμελίωσης δεν συμπεριλαμβάνονται στην ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής.
 - Στη μάζα του 4^{ου} ορόφου(δώμα) προστίθεται και η μάζα της απόληξης του κλιμακοστασίου, η οποία συνίσταται από την καθ' ύψος επέκταση του πυρήνα κατά 3m και από την πλάκα οροφής της, πάχους 15cm.

Joint	CoordSys	Mass1	Mass2	Mass3	MMI1	MMI2	MMI3
Text	Text	KN-s2/m	KN-s2/m	KN-s2/m	KN-m-s2	KN-m-s2	KN-m-s2
548	Global	188.72	188.72	0.00	0.00	0.00	6080.89
549	Global	230.71	230.71	0.00	0.00	0.00	7433.65
550	Global	230.71	230.71	0.00	0.00	0.00	7433.65
551	Global	243.52	243.52	0.00	0.00	0.00	7846.57

Πίνακας 2.3: Ταλαντούμενες μάζες ορόφων



Εικόνα 2.6: Απεικόνιση του μοντελοποιημένου φορέα στο SAP



Εικόνα 2.7: Απεικόνιση του μοντελοποιημένου φορέα στο SAP(extrude view)

3. Ανάλυση του 1^{ου} κτιρίου με το φάσμα σχεδιασμού του EC8

Στο παρόν κεφάλαιο γίνεται η ανάλυση του κτιρίου με το φάσμα σχεδιασμού του EC8 και υπολογίζεται η τέμνουσα βάσης σχεδιασμού V_{bd} για τις δύο διευθύνσεις Χ,Υ. Έπειτα κατασκευάζεται και το διάγραμμα τέμνουσας ορόφων επίσης κατά τις δύο διευθύνσεις, ώστε να έχουμε μια εικόνα της μεταβολής της τέμνουσας καθ' ύψος του κτιρίου. Τέλος, οπλίζονται ορισμένα χαρακτηριστικά δομικά στοιχεία και ελέγχονται ώστε να ικανοποιούν τις απαιτήσεις του κανονισμού. Τονίζεται ότι η ανάλυση που πραγματοποιείται στο παρόν κεφάλαιο αφορά τον σκελετό από οπλισμένο σκυρόδεμα του κτιρίου, ενώ η συμβολή της τοιχοποιίας στην αντοχή και τη δυσκαμψία του κτιρίου αμελούνται.

3.1 Φάσμα σχεδιασμού για ελαστική ανάλυση(EC8, §3.2.2.5)

Η ικανότητα των φορέων να παρουσιάζουν αντοχή σε σεισμικές δράσεις στη μη γραμμική περιοχή, επιτρέπει γενικά τον σχεδιασμό τους για ανάληψη σεισμικών δυνάμεων μικρότερων από εκείνες που αντιστοιχούν σε γραμμική ελαστική απόκριση.

Για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως ανελαστικής ανάλυσης στην μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλαστικής συμπεριφοράς των στοιχείων του ή/και άλλων μηχανισμών, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται "φάσμα σχεδιασμού". Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς q .

Ο συντελεστής αυτός είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q μπορεί να είναι διαφορετική σε διαφορετικές οριζόντιες διευθύνσεις του φορέα, αλλά η κατηγορία πλαστιμότητας θα είναι η ίδια σε όλες τις διευθύνσεις.

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού, $S_d(T)$, ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$0 \leq T \leq T_b: \quad S_d(T) = a_g * S * \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_b} * \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

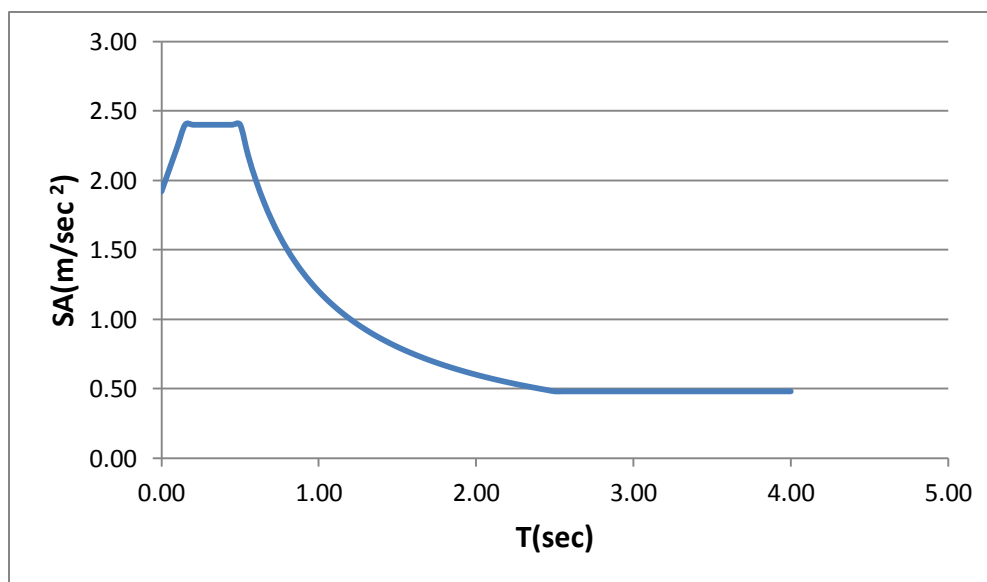
$$T_b \leq T \leq T_c: \quad S_d(T) = a_g * S * \frac{2.5}{q}$$

$$T_c \leq T \leq T_d: \quad S_d(T) = a_g * S * \frac{2.5}{q} * \frac{T_c}{T} \geq \beta * a_g$$

$$T_d \leq T \leq 4 \text{sec}: \quad S_d(T) = a_g * S * \frac{2.5}{q} * \frac{T_c * T_d}{T^2} \geq \beta * a_g$$

Κατηγορία Εδάφους	S	T_b (s)	T_c (s)	T_d (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,5
B	1,2	0,15	0,5	2,5
C	1,15	0,20	0,6	2,5
D	1,35	0,20	0,8	2,5
E	1,4	0,15	0,5	2,5

Πίνακας 3.1: Παράμετροι στο οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης(τύπου 1), EN 1998 Εθνικό Προσάρτημα



Σχήμα 3.1: Φάσμα σχεδιασμού του EC8

3.2 Έλεγχοι κανονικότητας

Προτού προχωρήσουμε στην φασματική ανάλυση θα ελέγξουμε το κτίριο ως προς την κανονικότητά του καθ' ύψος και σε κάτοψη. Η διάκρισή του σε κανονικό ή μη έχει επιπτώσεις στα ακόλουθα θέματα της σεισμικής μελέτης:

1. Στο στατικό προσομοίωμα, το οποίο μπορεί να είναι είτε απλουστευμένο επίπεδο προσομοίωμα ή χωρικό προσομοίωμα,
2. Στην μέθοδο ανάλυσης, που μπορεί να είναι είτε απλουστευμένη ανάλυση φάσματος απόκρισης (διαδικασία οριζόντιας φόρτισης) ή ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης,
3. Στην τιμή του συντελεστή q , που θα είναι μειωμένη για μη-κανονικά σε όψη κτίρια (EC8, §4.2.3.3).

3.2.1 Έλεγχοι κριτηρίων κανονικότητας καθ' ύψος (EC8, §4.2.3.3)

1. Όλα τα συστήματα ανάληψης οριζόντιων φορτίων (πυρήνες, τοιχώματα, υποστυλώματα) είναι συνεχή από τα θεμέλια έως την άνω επιφάνεια του κτιρίου,
2. Η μεταφορική δυσκαμψία και η μάζα των επιμέρους ορόφων παραμένουν σταθερές ή μειώνονται βαθμιαία, χωρίς απότομες αλλαγές, από τη βάση προς την κορυφή του κτιρίου,
3. Όπως θα δειχθεί και παρακάτω το στατικό σύστημα του φορέα είναι αμιγώς τοιχωματικό τόσο κατά X όσο και κατά Y ,
4. Δεν υπάρχουν εσοχές στην όψη του κτιρίου.

Εφόσον οι 4 παραπάνω έλεγχοι ικανοποιούνται, το κτίριο μπορεί να θεωρηθεί κανονικό καθ' ύψος.

3.2.2 Έλεγχοι κριτηρίων κανονικότητας σε κάτοψη (EC8, §4.2.3.2)

1. Όσον αφορά την αντοχή σε οριζόντια φορτία και την κατανομή της μάζας, το κτίριο είναι κατά προσέγγιση συμμετρικό σε κάτοψη, σε σχέση με τους ορθογώνιους άξονες X, Y ,
2. Η διαμόρφωση της κάτοψης είναι συμπαγής, δηλαδή κάθε πλάκα ορόφου οριοθετείται από κυρτή πολυγωνική γραμμή,
3. Η δυσκαμψία των πλακών των ορόφων μέσα στο επίπεδό τους είναι αρκετά μεγάλη σε σύγκριση με την οριζόντια δυσκαμψία των κατακόρυφων φερόντων

στοιχείων($h_{\pi\lambda}=15\text{cm}$), συνεπώς η παραμόρφωση της πλάκας έχει μικρή επίδραση στη κατανομή των δυνάμεων μεταξύ των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων,

4. Η λυγηρότητα του κτιρίου σε κάτοψη είναι:

$$\lambda=L_{\max}/L_{\min}=L_y/L_x=14.75/12.75=1.157<4,$$

5. Σε κάθε επίπεδο και για κάθε διεύθυνση της ανάλυσης X και Y , η στατική εκκεντρότητα e_o και η ακτίνα δυστρεψίας r ικανοποιούν τις δύο παρακάτω συνθήκες:

$$e_{ox} \leq 0.30 \cdot r_x \quad \text{και} \quad e_{oy} \leq 0.30 \cdot r_y$$

$$r_x \geq l_s \quad \text{και} \quad r_y \geq l_s$$

Οι 5 παραπάνω έλεγχοι ικανοποιούνται(συγκεκριμένα ο έλεγχος του βήματος 5 παρουσιάζεται αναλυτικά στον παρακάτω πίνακα) και το κτίριο μπορεί να θεωρηθεί κανονικό σε κάτοψη.

ΑΡΧΙΚΗ ΤΕΜΝΟΥΣΑ ΒΑΣΗΣ ($V_{\sigma\gamma}$)=5000				
Κατανομή δυνάμεων				
Όροφος	μάζα m_i	J_{mi}	z_i	$M_{zi} / F_{xi} / F_{yi}$
1	243.52	7714.12	4.5	702.79
2	230.71	7308.17	7.5	1109.70
3	230.71	7308.17	10.5	1553.58
4	188.72	5978.24	13.5	1633.92
		$\Sigma m_i z_i =$	7796.34	5000.00
ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΕΣ ΠΛΑΣΜΑΤΙΚΟΥ ΕΛΑΣΤΙΚΟΥ ΑΞΟΝΑ				
Μετακινήσεις του ΚΜ στη στάθμη $z=0.8H$, λόγω M_z				
	u_x	u_y	θ_z	
	0.000597	0	0.000547	
Συντεταγμένες ΚΜ				
$x_{cm} =$	6.250	$y_{cm} =$	7.250	
Συντεταγμένες πόλου στροφής P_o στη στάθμη $z=0.8H$				
$X(P_o) =$	6.250	$Y(P_o) =$	8.341	
Στατικές εκκεντρότητες				
$e_{ox,i} =$	0.00	$e_{oy,i} =$	1.091	
ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΚΤΙΝΩΝ ΔΥΣΤΡΕΨΙΑΣ				
Επίλυση με δυνάμεις στο ίχνος του άξονα P_o κατά την διεύθυνση				
X του καθολικού συστήματος:		$u_{x,x}(z=0.8H) =$	0.0411	
Επίλυση με δυνάμεις στο ίχνος του άξονα P_o κατά την διεύθυνση				
Y του καθολικού συστήματος:		$u_{y,y}(z=0.8H) =$	0.0378	
Ακτίνες δυστρεψίας ως προς τον ελαστικό άξονα P_o				
$r_{xi} =$	8.31	$r_{yi} =$	8.66	
Ακτίνες αδράνειας $I_{si} = 5.63$				
ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΙΣΩΣΕΩΝ				
ΟΡΟΦΟΣ	$0.3r_{x,i}$	$0.3r_{y,i}$	$e_{ox,i} < 0.3r_{x,i}$	$e_{oy,i} < 0.3r_{y,i}$
1	2.49	2.60	ΝΑΙ	ΝΑΙ
2	2.49	2.60	ΝΑΙ	ΝΑΙ
3	2.49	2.60	ΝΑΙ	ΝΑΙ
4	2.49	2.60	ΝΑΙ	ΝΑΙ
ΟΡΟΦΟΣ	$r_{x,i}$	$r_{y,i}$	$r_{x,i} \geq I_{si}$	$r_{y,i} \geq I_{si}$
1	8.31	8.66	ΝΑΙ	ΝΑΙ
2	8.31	8.66	ΝΑΙ	ΝΑΙ
3	8.31	8.66	ΝΑΙ	ΝΑΙ
4	8.31	8.66	ΝΑΙ	ΝΑΙ

Πίνακας 3.2: Έλεγχος του βήματος 5 για κανονικότητα σε κάτοψη, Αβραμίδης Ι. και συνεργάτες, 2011

3.3 Κατάταξη του φέροντα οργανισμού σε τύπο στατικού συστήματος

Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου αποτελεί σύστημα πλάστιμων, ασύζευκτων τοιχωμάτων τόσο κατά την X όσο και κατά την Y διεύθυνση, εφόσον η διατμητική αντοχή τους στη βάση αποτελεί το 93% της συνολικής διατμητικής αντοχής του κτιρίου. Επιπλέον, από τον έλεγχο που έγινε για την κανονικότητα σε κάτοψη φαίνεται σαφώς ότι το κτίριο δεν είναι στρεπτικά εύκαμπτο. Τέλος, η μάζα είναι κατανεμημένη ομαλά καθ' ύψος του κτιρίου και δεν παρατηρείται συμπεριφορά συστήματος ανεστραμμένου εκκρεμούς.

3.3.1 Επιλογή της κατηγορίας διαθέσιμης πλαστιμότητας

Για το κτίριο της παρούσας διπλωματικής επιλέγεται η μέση κατηγορία πλαστιμότητας (ΚΠΜ). Η χαμηλή κατηγορία πλαστιμότητας (ΚΠΧ) μπορεί να επιλεγεί για περιοχές με χαμηλή σεισμικότητα, κάτι που δεν ισχύει εν γένει στον ελλαδικό χώρο. Η υψηλή κατηγορία πλαστιμότητας (ΚΠΥ) συνίσταται σε εξαιρετικές περιπτώσεις, όπου υπάρχει η τεχνολογική δυνατότητα και η μέριμνα να εξασφαλιστεί και γι' αυτό σε συνθήκες κτιριακές κατασκευές είναι μάλλον άστοχη η επιλογή της.

3.3.2 Προσδιορισμός του συντελεστή συμπεριφοράς q (EC8, §5.2.2.2)

Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q (ίσος κατά X, Y), που εκφράζει την ικανότητα απόδοσης ενέργειας, υπολογίζεται ως εξής:

$$q = q_0 * k_w \geq 1.5 \quad , \text{όπου}$$

q_0 Είναι η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, που εξαρτάται από τον τύπο του στατικού συστήματος και από την κανονικότητά του σε όψη,

k_w Είναι συντελεστής που εκφράζει την επικρατούσα μορφή αστοχίας σε στατικά συστήματα με τοιχώματα.

ΤΥΠΟΣ ΣΤΑΤΙΚΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ	ΚΠΜ	ΚΠΥ
Πλαισιωτό σύστημα, διπλό σύστημα, σύστημα συζευγμένων τοιχωμάτων	3,0 a_u/a_1	4,5 a_u/a_1
Σύστημα ασύζευκτων τοιχωμάτων	3,0	4,0 a_u/a_1
Στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα	2,0	3,0
Σύστημα ανεστραμμένου εκκρεμούς	1,5	2,0

Πίνακας 3.3: Βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, q_0 , για συστήματα κανονικά σε όψη, EN 1998-1

-Για πλαισιωτά και ισοδύναμα προς πλαισιωτά συστήματα τοιχωμάτων: $k_w=1$

-Για συστήματα τοιχωμάτων, ισοδύναμα προς τοιχώματα διπλά συστήματα και εύστρεπτα συστήματα: $0.5 \leq (1+a_0)/3 \leq 1$,

όπου a_0 είναι η κυριαρχούσα τιμή του λόγου όψεως των τοιχωμάτων του στατικού συστήματος.

Εάν οι λόγοι όψεως h_{wi}/l_{wi} όλων των τοιχωμάτων i του στατικού συστήματος δεν παρουσιάζουν σημαντικές διαφορές, η κυριαρχούσα τιμή του λόγου όψεως a_0 μπορεί να υπολογιστεί από την ακόλουθη έκφραση:

$$a_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} \quad , \text{όπου}$$

h_{wi} είναι το ύψος του τοιχώματος i ,

l_{wi} είναι το μήκος της διατομής του τοιχώματος i

Από τον παραπάνω πίνακα έχουμε ότι για σύστημα ασύζευκτων τοιχωμάτων και ΚΠΜ: $q_0=3$.

Από τους παραπάνω τύπους: $\alpha_0 = 117/20.8 = 5.625$, $k_w = \min(1, (1+5.625)/3) = 1$

Τελικά: $q = 3 \cdot 1 = 3$

3.4 Επιλογή της μεθόδου σεισμικής ανάλυσης

Η επιλεγόμενη μέθοδος σεισμικής ανάλυσης είναι η δυναμική φασματική μέθοδος (ΔΦΜ), καθώς εφαρμόζεται χωρίς εξαιρέσεις σε όλα τα κτίρια και τα αποτελέσματά της είναι ακριβέστερα συγκριτικά με άλλες απλούστερες μεθόδους. Η μέθοδος αποτελεί ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης κατά την οποία λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση. Οι ιδιομορφές που θεωρούμε πως συμβάλλουν στην απόκριση είναι αυτές για τις οποίες το άθροισμα των δρυσών ιδιομορφικών μαζών τους υπερβαίνει το 90% της συνολικής μάζας του φορέα, χωρίς όμως να αμελούμε ότι πάντα υπάρχει και μια μικρή συμβολή των ιδιομορφών που παραλείπονται από την ανάλυση.

Προκειμένου να ληφθούν υπόψη αβεβαιότητες στη θέση των μαζών και στη χωρική μεταβολή της σεισμικής κίνησης, το υπολογιζόμενο κέντρο της μάζας σε κάθε όροφο θα θεωρείται ως μετατοπισμένο από την ονομαστική θέση του σε κάθε διεύθυνση κατά την ακόλουθη τυχηματική εκκεντρότητα:

$$e_{ai} = 0.05 \cdot L_i \quad , \text{όπου}$$

e_{ai} είναι η τυχηματική εκκεντρότητα του κέντρου μάζας ορόφου i από την ονομαστική θέση του, εφαρμοζόμενη στην ίδια διεύθυνση σε όλους τους ορόφους

L_i είναι η διάσταση του ορόφου, κάθετη προς την διεύθυνση της σεισμικής δράσης.

Οι μαζικές ροπές αδράνειας υπολογίστηκαν ως προς το μετατοπισμένο κέντρο μάζας από τη σχέση:

$$J_{mi} = J_m + m \cdot e_{ai}^2 \quad , \text{όπου}$$

J_m είναι η ροπή αδράνειας ως προς το γεωμετρικό κέντρο της κάτοψης.

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
modes	Mode	1	0.513439	1.9477	12.237	149.76
modes	Mode	2	0.468408	2.1349	13.414	179.93
modes	Mode	3	0.309521	3.2308	20.3	412.08
modes	Mode	4	0.10785	9.2722	58.259	3394.1
modes	Mode	5	0.094627	10.568	66.399	4408.9
modes	Mode	6	0.073796	13.551	85.142	7249.2

Πίνακας 3.4: Ιδιομορφές για την περίπτωση εκκεντρότητας προς τα κάτω

OutputCase	StepType	StepNum	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
modes	Mode	1	0.86171	0	0.86171	2.807E-07	0.20762	0.20762
modes	Mode	2	0	0.89442	0.86171	0.89442	0.30701	0.51462
modes	Mode	3	0.04609	0	0.9078	0.89442	0.36978	0.8844
modes	Mode	4	0.06325	0	0.97105	0.89442	0.00351	0.88791
modes	Mode	5	0	0.09709	0.97105	0.99151	0.03336	0.92127
modes	Mode	6	0.02317	0	0.99422	0.99151	0.06744	0.9887

Πίνακας 3.5: Ποσοστά συμμετοχής των μαζών για την περίπτωση εκκεντρότητας προς τα κάτω

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
modes	Mode	1	0.501708	1.9932	12.524	156.84
modes	Mode	2	0.470205	2.1267	13.363	178.56
modes	Mode	3	0.314843	3.1762	19.957	398.27
modes	Mode	4	0.103133	9.6963	60.923	3711.7
modes	Mode	5	0.094866	10.541	66.232	4386.7
modes	Mode	6	0.076734	13.032	81.883	6704.8

Πίνακας 3.6: Ιδιομορφές για την περίπτωση εκκεντρότητας προς τα αριστερά

OutputCase	StepType	StepNum	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
modes	Mode	1	0.86452	0.01853	0.86452	0.01853	0.37863	0.37863
modes	Mode	2	0.02218	0.86803	0.8867	0.88656	0.12447	0.5031
modes	Mode	3	0.0201	0.00791	0.9068	0.89447	0.38159	0.88469
modes	Mode	4	0.05924	0.00915	0.96604	0.90361	0.01745	0.90214
modes	Mode	5	0.01166	0.08414	0.9777	0.98775	0.00431	0.90645
modes	Mode	6	0.01599	0.0038	0.99368	0.99155	0.08279	0.98924

Πίνακας 3.7: Ποσοστά συμμετοχής των μαζών για την περίπτωση εκκεντρότητας προς τα αριστερά

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
modes	Mode	1	0.493821	2.025	12.724	161.89
modes	Mode	2	0.468408	2.1349	13.414	179.93
modes	Mode	3	0.321782	3.1077	19.526	381.27
modes	Mode	4	0.098018	10.202	64.102	4109.1
modes	Mode	5	0.094627	10.568	66.399	4408.9
modes	Mode	6	0.081061	12.336	77.511	6008

Πίνακας 3.8: Ιδιομορφές για την περίπτωση εκκεντρότητας προς τα πάνω

OutputCase	StepType	StepNum	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
modes	Mode	1	0.90246	0	0.90246	0	0.38516	0.38516
modes	Mode	2	0	0.89442	0.90246	0.89442	0.25803	0.64319
modes	Mode	3	0.0035	0	0.90596	0.89442	0.23958	0.88277
modes	Mode	4	0.0786	0	0.98457	0.89442	0.02269	0.90546
modes	Mode	5	0	0.09709	0.98457	0.99151	0.02806	0.93352
modes	Mode	6	0.00879	0	0.99336	0.99151	0.05542	0.98894

Πίνακας 3.9: Ποσοστά συμμετοχής των μαζών για την περίπτωση εκκεντρότητας προς τα πάνω

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
modes	Mode	1	0.501694	1.9932	12.524	156.85
modes	Mode	2	0.470216	2.1267	13.362	178.55
modes	Mode	3	0.314844	3.1762	19.956	398.26
modes	Mode	4	0.103131	9.6964	60.924	3711.8
modes	Mode	5	0.094867	10.541	66.231	4386.6
modes	Mode	6	0.076734	13.032	81.883	6704.9

Πίνακας 3.10: Ιδιομορφές για την περίπτωση εκκεντρότητας προς τα δεξιά

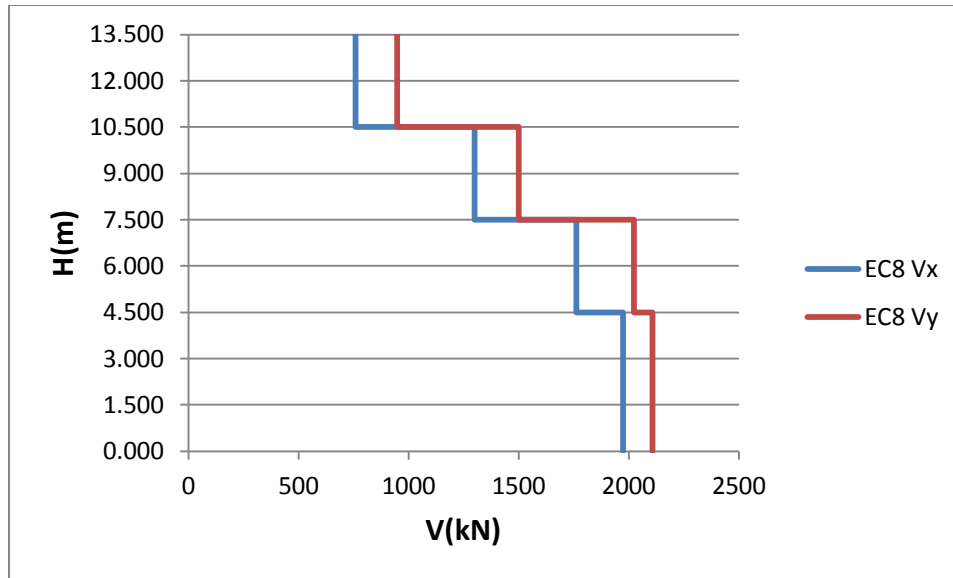
OutputCase	StepType	StepNum	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
modes	Mode	1	0.86493	0.01815	0.86493	0.01815	0.18489	0.18489
modes	Mode	2	0.02176	0.86842	0.8867	0.88656	0.46489	0.64978
modes	Mode	3	0.02011	0.0079	0.9068	0.89447	0.23288	0.88267
modes	Mode	4	0.05925	0.00913	0.96605	0.9036	0.0004	0.88306
modes	Mode	5	0.01164	0.08416	0.97769	0.98775	0.06448	0.94754
modes	Mode	6	0.01599	0.0038	0.99368	0.99155	0.04112	0.98866

Πίνακας 3.11: Ποσοστά συμμετοχής των μαζών για την περίπτωση εκκεντρότητας προς τα δεξιά

Από τα παραπάνω συμπεραίνουμε πως ο ελάχιστος αριθμός ιδιομορφών που απαιτείται στην ανάλυση, προκειμένου να ενεργοποιηθεί τουλάχιστον το 90% της μάζας της κατασκευής, είναι 5(περίπτωση εκκεντρότητας προς τα κάτω). Παρόλα αυτά θα χρησιμοποιηθούν και οι 6 ιδιομορφές για περισσότερη ακρίβεια(αθροιστικό ποσοστό συμμετοχής μάζας σχεδόν 100%).

3.5 Αποτελέσματα ανάλυσης

Με την ολοκλήρωση της ιδιομορφικής ανάλυσης διαβάζουμε τα εντατικά μεγέθη των μελών του φορέα, τα οποία θα χρησιμοποιηθούν παρακάτω για την όπλιση κάποιων ενδεικτικών δομικών στοιχείων. Μας ενδιαφέρει όμως και η τέμνουσα βάσης τόσο κατά X όσο και κατά Y , καθώς και η καθ' ύψος του κτιρίου κατανομή της τέμνουσας ορόφων. Είναι: $V_{b,x} = 1974.299 \text{ kN}$ και $V_{b,y} = 2108.649 \text{ kN}$, και η καθ' ύψος κατανομή φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 3.2: Κατανομή της τέμνουσας ορόφων καθ' ύψος του κτιρίου

3.5.1 Όπλιση διατομών και μελών

Μετά την ολοκλήρωση της ανάλυσης του κτιρίου στο SAP, έγινε η όπλιση τεσσάρων χαρακτηριστικών δομικών στοιχείων της ανωδομής: μιας δοκού κατά την Χ-διεύθυνση(BX10), μιας δοκού κατά την Υ-διεύθυνση(BY12), του υποστυλώματος C8, που είναι στο σημείο τομής των δύο δοκών και ενός τοιχώματος κατά την Χ-διεύθυνση(T3X) για όλες τις στάθμες του κτιρίου. Για την επιλογή των εντατικών μεγεθών σχεδιασμού εξετάστηκαν και οι τέσσερις περιπτώσεις εκκεντρότητας της μάζας των ορόφων και η όπλιση έγινε με τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη. Οι οπλισμοί προέκυψαν από τις διατάξεις των EC2, EC8 και οι υπολογισμοί και οι έλεγχοι έγιναν σε φύλλα Excel και παρουσιάζονται αναλυτικά στο παράρτημα.

Όπλιση δοκού BX10

Η δοκός BX10 οπλίστηκε για κάμψη και διάτμηση εντός του επιπέδου ΧΖ. Από την εξέταση των εντατικών αυτών μεγεθών της BX10 στον 1^ο όροφο του κτιρίου για τις τέσσερις περιπτώσεις εκκεντρότητας, προέκυψε ότι η περίπτωση με εκκεντρότητα προς τα πάνω είναι η δυσμενέστερη. Στη συνέχεια, η όπλιση όλων των BX10 δοκών καθ' ύψος του κτιρίου έγινε για αυτή την εκκεντρότητα.

BX10	V(kN)	M+(kNm)	M-(kNm)
1ος όροφος	64.377	39.217	93.442
2ος όροφος	66.188	42.926	97.302
3ος όροφος	65.301	41.747	94.776
δώμα	46.421	32.639	74.710

Πίνακας 3.12: Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού της BX10

BX10	διαμήκεις		συνδετήρες	
	άνω	κάτω	εντός κρ.περιοχής	εκτός κρ.περιοχής
1ος όροφος	4Φ14	2Φ14	δίτητοι Φ8/11	δίτητοι Φ8/32
2ος όροφος	4Φ14	2Φ14		
3ος όροφος	4Φ14	2Φ14		
δώμα	3Φ14	2Φ14		

Πίνακας 3.13: Τοποθετούμενος οπλισμός των δοκών BX10

Όπλιση δοκού BY12

Η δοκός BY12 οπλίστηκε για κάμψη και διάτμηση εντός του επιπέδου YZ. Από την εξέταση των εντατικών αυτών μεγεθών της BY12 στον 1^ο όροφο του κτιρίου για τις τέσσερις περιπτώσεις εκκεντρότητας, προέκυψε ότι η περίπτωση με εκκεντρότητα προς τα δεξιά είναι η δυσμενέστερη. Στη συνέχεια, η όπλιση όλων των BY12 δοκών καθ' ύψος του κτιρίου έγινε για αυτή την εκκεντρότητα.

BY12	V(kN)	M+(kNm)	M-(kNm)
1ος όροφος	100.654	99.844	131.183
2ος όροφος	108.340	108.295	139.201
3ος όροφος	102.444	96.971	129.536
δώμα	71.547	73.940	99.728

Πίνακας 3.14: Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού της BY12

BY12	διαμήκεις		συνδετήρες	
	άνω	κάτω	εντός κρ.περιοχής	εκτός κρ.περιοχής
1ος όροφος	4Φ16	3Φ16	δίτητοι Φ8/12	δίτητοι Φ8/32
2ος όροφος	5Φ16	3Φ16		
3ος όροφος	4Φ16	3Φ16		
δώμα	3Φ16	2Φ16		

Πίνακας 3.15: Τοποθετούμενος οπλισμός των δοκών BY12

Όπλιση υποστυλώματος C8

Το υποστύλωμα C8 οπλίστηκε για διαξονική κάμψη, παρουσία αξονικής δύναμης και για διάτμηση σε δύο επίπεδα. Λόγω του ότι το υπό μελέτη κτίριο είναι αμιγώς τοιχωματικό, τα εντατικά μεγέθη των υποστυλωμάτων είναι μικρά και η όπλιση καθορίζεται από τις απαιτήσεις του κανονισμού για ελάχιστο οπλισμό.

C8	N(kN)	V2(kN)	V3(kN)	M2(kNm)	M3(kNm)
1ος όροφος	503.391	10.617	12.383	26.311	22.612
2ος όροφος	364.439	35.704	42.971	56.432	46.969
3ος όροφος	224.397	28.490	33.666	42.126	35.588
δώμα	92.332	35.210	38.802	44.099	39.568

Πίνακας 3.16: Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού του C8

C8	διαμήκεις	συνδετήρες	
	συνολικά	εντός κρ.περιοχής	εκτός κρ.περιοχής
1ος όροφος	8Φ16	τρίτητοι Φ10/12	τρίτητοι Φ10/32
2ος όροφος			
3ος όροφος			
δώμα			

Πίνακας 3.17: Τοποθετούμενος οπλισμός των υποστυλωμάτων C8

Όπλιση τοιχώματος T3X

Το τοίχωμα T3X θα οπλιστεί για κάμψη εντός του επιπέδου XZ με ταυτόχρονη δράση αξονικής δύναμης και για διάτμηση εντός του ίδιου επιπέδου. Από την εξέταση των εντατικών αυτών μεγεθών του T3X στη βάση ισογείου του κτιρίου για τις τέσσερις περιπτώσεις εκκεντρότητας, προέκυψε ότι η περίπτωση με εκκεντρότητα προς τα πάνω είναι η δυσμενέστερη. Στη συνέχεια, η όπλιση όλων των T3X τοιχωμάτων καθ' ύψος του κτιρίου έγινε για αυτή την εκκεντρότητα.

T3X	N(kN)	V(kN)	M(kNm)
1ος όροφος	924.678	647.600	3237.792
2ος όροφος	658.242	265.991	624.898
3ος όροφος	437.161	193.428	179.739
δώμα	212.259	29.593	186.311

Πίνακας 3.18: Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού του T3X

T3X	διαμήκεις		συνδετήρες	
	κρυφοκολώνες	κορμός	κατά x-x	κατά y-y
1ος όροφος h<hcr	2x6Φ16	#Φ10/25	τρίμητοι Φ10/6	δίμητοι Φ10/6
1ος όροφος h>hcr	-	#Φ10/25	-	-
2ος όροφος	-	#Φ10/25	-	-
3ος όροφος	-	#Φ10/25	-	-
δώμα	-	#Φ10/25	-	-

Πίνακας 3.19: Τοποθετούμενος οπλισμός των τοιχωμάτων T3X

3.5.2 Ικανοτικός έλεγχος

Όλα τα δομικά στοιχεία που περιγράφηκαν παραπάνω σχεδιάστηκαν με βάση τον κανόνα του ικανοτικού σχεδιασμού, δηλαδή έχει προβλεφθεί η καμπτική αστοχία να προηγείται της διατμητικής, έλεγχος που εξασφαλίζει την πλάστιμη συμπεριφορά του κτιρίου. Στο παρόν εδάφιο παρουσιάζεται ένας πρόσθετος έλεγχος, που αποβλέπει στην αποφυγή σχηματισμού μηχανισμού “μαλακού ορόφου” και αφορά σε κτίρια

πλαισιωτού συστήματος, συμπεριλαμβανομένων και κτιρίων με τοιχώματα, ισοδύναμων όμως με πλαισιωτά. Το κτίριο σ'αυτή την εργασία είναι αμιγώς τοιχωματικό, παρ'όλα αυτά έγινε και αυτός ο πρόσθετος έλεγχος για λόγους πληρότητας. Η ακόλουθη συνθήκη πρέπει να ικανοποιείται σε όλους τους κόμβους μεταξύ βασικών ή δευτερευουσών σεισμικών δοκών και βασικών σεισμικών υποστυλωμάτων:

$$\sum MRc \geq 1.3 * \sum MRb \quad , \text{ όπου}$$

Σ_{MRC} είναι το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων που συμβάλλουν στον κόμβο. Στην παραπάνω έκφραση πρέπει να χρησιμοποιείται η ελάχιστη τιμή της ροπής αντοχής των υποστυλωμάτων μέσα στο εύρος διακύμανσης των αξονικών δυνάμεων των υποστυλωμάτων που αντιστοιχούν στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και

Σ_{MRb} είναι το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των δοκών που συμβάλλουν στον κόμβο. Όταν χρησιμοποιούνται συνδέσεις μερικής αντοχής, οι ροπές αντοχής αυτών των συνδέσεων λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό του Σ_{MRb} .

Οι ροπές αντοχής δοκών και υποστυλωμάτων υπολογίζονται σε φύλλο Excel, το οποίο επισυνάπτεται στο παράρτημα. Στους παρακάτω πίνακες φαίνονται οι ροπές αντοχής των διατομών και ελέγχεται η ικανοποίηση του ικανοτικού ελέγχου κόμβων. Όπως προβλέπεται και στον κανονισμό(ΕC8, §4.4.2.3[6]), ο ικανοτικός έλεγχος δεν πραγματοποιείται στο δώμα της κατασκευής.

1ος όροφος M+				1ος όροφος M-			
element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc	element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc
BX10	64.47	83.811	287.33	BX10	110.21	143.273	287.33
C8,over	141.13			C8,over	141.13		
C8,under	146.2			C8,under	146.2		
2ος όροφος M+				2ος όροφος M-			
element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc	element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc
BX10	64.47	83.811	274	BX10	110.21	143.273	274
C8,over	133.54			C8,over	133.54		
C8,under	140.46			C8,under	140.46		
3ος όροφος M+				3ος όροφος M-			
element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc	element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc
BX10	64.47	83.811	253.38	BX10	110.21	143.273	253.38
C8,over	120.48			C8,over	120.48		
C8,under	132.9			C8,under	132.9		

Πίνακας 3.20: Ικανοτικός έλεγχος κόμβων στο επίπεδο ΧΖ

1ος όροφος M+				1ος όροφος M-			
element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc	element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc
BY12	114.37	148.681	287.33	BY12	142.2	184.86	287.33
C8,over	141.13			C8,over	141.13		
C8,under	146.2			C8,under	146.2		
2ος όροφος M+				2ος όροφος M-			
element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc	element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc
BY12	113.43	147.459	274	BY12	175.91	228.683	274
C8,over	133.54			C8,over	133.54		
C8,under	140.46			C8,under	140.46		
3ος όροφος M+				3ος όροφος M-			
element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc	element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc
BY12	114.37	148.681	253.38	BY12	142.2	184.86	253.38
C8,over	120.48			C8,over	120.48		
C8,under	132.9			C8,under	132.9		

Πίνακας 3.21: Ικανοτικός έλεγχος κόμβων στο επίπεδο YZ

4. Έλεγχος του 1^{ου} κτιρίου υπό την επιβολή παλμικών διεγέρσεων

Αντικείμενο του παρόντος κεφαλαίου είναι η εξέταση της συμπεριφοράς του κτιρίου, όταν αυτό υποβάλλεται σε παλμικές σεισμικές διεγέρσεις, δηλαδή όταν λόγω φαινομένων έμπροσθεν κατευθυντικότητας, σε περιοχές κοντά στο ρήγμα, τα σεισμικά κύματα συμβάλλουν και προκαλούν παλμική διέγερση. Ο έλεγχος της συμπεριφοράς του κτιρίου γίνεται σε όρους απαιτούμενης τέμνουσας βάσης $V_{b,απ}$, η οποία συγκρίνεται με την τέμνουσα βάσης σχεδιασμού $V_{b,σχ}$ και υπολογίζεται ο απαιτούμενος συντελεστής συμπεριφοράς $q_{απ}$. Τέλος αυτός συγκρίνεται με τον διαθέσιμο από το σχεδιασμό $q_{σχ}=3$ και θα πρέπει να ισχύει: $q_{απ} < q_{σχ}$.

Ο έλεγχος πραγματοποιήθηκε με δύο διαφορετικές διαδικασίες. Στην πρώτη, χρησιμοποιήθηκαν πραγματικές καταγραφές σεισμικών γεγονότων, οι οποίες χαρακτηρίστηκαν παλμικού τύπου από τον Baker(2007). Από τις καταγραφές αυτές εξήχθησαν τα ελαστικά τους φάσματα, τα οποία, ύστερα από κατάλληλη επεξεργασία, εφαρμόστηκαν πάνω στο κτίριο.

Στη δεύτερη διαδικασία, χρησιμοποιήθηκε το μοντέλο πρόβλεψης εδαφικής κίνησης των Boore-Atkinson(2007), με την τροποποίηση των Shahi-Baker(2011), σχετικά με την επίδραση φαινομένων κατευθυντικότητας σε σεισμούς κοντινού πεδίου. Με τη χρήση του μοντέλου αυτού και την εισαγωγή των εδαφικών και τεκτονικών παραμέτρων της περιοχής του λεκανοπεδίου της Αττικής εξήχθησαν φάσματα, τα οποία εφαρμόστηκαν πάνω στην κατασκευή.

4.1 Επιλογή πραγματικών καταγραφών

Για την επιλογή των καταγραφών χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό ISSARS(Κατσάνος & Σέξτος) και τα κριτήρια που τέθηκαν σ'αυτό ήταν τα ακόλουθα:

- Μέγεθος σεισμού: $5.5 < M < 7$
- Επικεντρική απόσταση: $0.2km < R < 30km$
- Κατηγορία εδάφους κατά NEHRP: C (αντίστοιχη της κατηγορίας B του EC8)
- Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση: $0.2g < PGA$

- Θεμελιώδης περίοδος κατασκευής: $T_1=0.5sec$

Χαρακτηριστικά φάσματος EC8

- Φάσμα τύπου 1 κατά Ευρωκώδικα 8
- Συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma_I=1.0$ (κατηγορία II)
- Συντελεστής απόσβεσης $\zeta=5\%$
- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας ZII ($a_{gR}=0.24g$)
- Έδαφος κατηγορίας B ($S=1.20$)

Από τις καταγραφές που προέκυψαν από τη βάση δεδομένων NGA επιλέχθηκαν αυτές που εμφανίζουν έντονη κατευθυντικότητα (Baker 2007). Με βάση τα παραπάνω,

χρησιμοποιήθηκαν 12 καταγραφές (6 ζεύγη καταγραφών με αζιμουθιακή διαφορά 90° ανά ζεύγος), οι οποίες και παρατίθενται στον παρακάτω πίνακα.

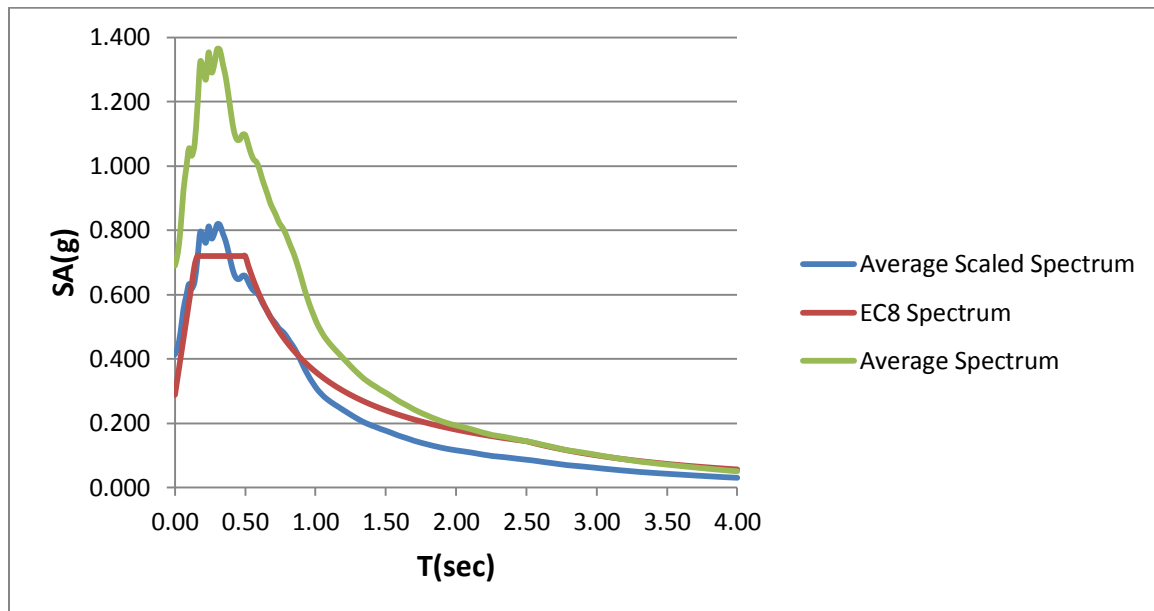
EQ Name	Station Name	Region	EQ Magnitude	Date	EP.Distance(km)
Coyote Lake	Gilroy Array #6	U.S.A-California	5.74	06-08-79	4.37
Coalinga-05	Oil City	U.S.A-California	5.77	22-07-83	4.60
Coalinga-05	Transmitter Hill	U.S.A-California	5.77	22-07-83	5.99
Morgan Hill	Coyote Lake Dam(SW Abut)	U.S.A-California	6.19	24-04-84	24.55
Loma Prieta	Saratoga-Aloha Ave	U.S.A-California	6.93	18-10-89	27.23
Northridge-01	Sylmar-Olive View Med FF	U.S.A-California	6.69	17-01-94	16.77

Πίνακας 4.1: Πραγματικές καταγραφές από σεισμικά συμβάντα

4.1.1 Επεξεργασία καταγραφών

Τα αρχεία χρονοϊστορίας των 12 επιλεγμένων καταγραφών διαβάστηκαν με χρήση του προγράμματος Seismosignal και για κάθε καταγραφή κατασκευάστηκε το αντίστοιχο ελαστικό φάσμα απόκρισης για απόσβεση $\zeta=5\%$. Έπειτα τα φάσματα αυτά εισήχθησαν σε φύλλο Excel και υπολογίστηκε το μέσο φάσμα, ως μέσος όρος των 12 επιμέρους

φασμάτων. Στη συνέχεια έγινε σύγκριση του μέσου ελαστικού φάσματος με το ελαστικό φάσμα απόκρισης τύπου 1 του EC8 και με βάση τα όσα ορίζονται στην §3.2.3.1.3 του κανονισμού, υπολογίστηκε ο συντελεστής κλιμάκωσης(scale factor) του μέσου φάσματος ίσος με: $SF=0.6$. Τέλος, καθένα από τα 12 φάσματα που συμμετείχαν στη μόρφωση του μέσου πολλαπλασιάστηκε με αυτόν το συντελεστή κλιμάκωσης και υπολογίστηκαν έτσι 12 κλιμακωμένα πλέον ελαστικά φάσματα απόκρισης, τα οποία εφαρμόστηκαν στο κτίριο.



Σχήμα 4.1: 1)Ελαστικό φάσμα EC8, 2)Μέσο ελαστικό φάσμα, 3)Μέσο κλιμακωμένο ελαστικό φάσμα

4.1.2 Φασματική ανάλυση του κτιρίου

Για κάθε ένα από τα 12 κλιμακωμένα φάσματα εκτελέστηκε φασματική ανάλυση και υπολογίστηκε η τέμνουσα βάσης $V_{b,απ}$ στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις. Έπειτα από το λόγο $V_{b,απ} / V_{b,σχ}$ υπολογίζεται ο απαιτούμενος συντελεστής συμπεριφοράς $q_{απ}$. Μετά την ολοκλήρωση όλων των φασματικών αναλύσεων υπολογίζονται οι $V_{b,απ}$ $q_{απ}$ κατά X, Y ως μέσος όρος των παραπάνω, ώστε να έχουμε εικόνα και για τη “μέση συμπεριφορά” του κτιρίου. Όλα αυτά φαίνονται αναλυτικά στον πίνακα που ακολουθεί.

Βλέποντας μεμονωμένα την κάθε ανάλυση, βλέπουμε ότι στη Χ-διεύθυνση παρατηρείται: $q_{απ}>q_{σχ}$ στο 41.67% των περιπτώσεων, ενώ το αντίστοιχο ποσοστό στην Υ-διεύθυνση είναι 33.33%. Ειδικά σε κάποιες καταγραφές, όπως για παράδειγμα στο σεισμό του Northridge, έχουμε πολύ μεγάλες υπερβάσεις του $q_{σχ}$. Πάντως, βλέποντας τη “μέση συμπεριφορά” του κτιρίου παρατηρούμε πως η τιμή $q_{σχ}=3$ δεν ξεπερνιέται, ακόμα και για αυτό το δείγμα σεισμών με έντονη κατευθυντική συμπεριφορά.

Earthquakes	Vb,xx(kN)	Vb,yy(kN)	qx	qy
Coalinga-05, Oil City	7897.56	8099.46	4.00	3.84
	3033.14	3149.48	1.54	1.49
Coalinga-05, Transmitter Hill	6247.09	5972.09	3.16	2.83
	5096.77	5606.52	2.58	2.66
Coyote Lake, Gilroy Array #6	3524.76	3702.25	1.79	1.76
	3305.07	3934.35	1.67	1.87
Loma Prieta, Saratoga-Aloha Ave	3019.29	2942.99	1.53	1.40
	2901.72	3625.50	1.47	1.72
Morgan Hill, Coyote Lake Dam(SW Abut)	4763.14	4600.36	2.41	2.18
	8365.02	8625.33	4.24	4.09
Northridge-01, Sylmar-Olive View Med FF	6575.44	6583.41	3.33	3.12
	9717.18	11320.41	4.92	5.37
AVERAGE	5370.51	5680.18	2.72	2.69

Πίνακας 4.2: Τέμνουσα βάσης V_b και συντελεστής συμπεριφοράς q

4.2 Χρήση του μοντέλου πρόβλεψης εδαφικής κίνησης

Στο εδάφιο αυτό περιγράφεται η διαδικασία κατασκευής ελαστικών φασμάτων, τα οποία στη συνέχεια εφαρμόζονται πάνω στην κατασκευή, με χρήση της μεθόδου πρόβλεψης της εδαφικής κίνησης των Boore-Atkinson(2007), με τη συμβολή των Shahi-Baker(2011), ώστε να περιγράφονται ακριβέστερα φαινόμενα κοντινού πεδίου, που προκαλεί η σεισμική διέγερση.

Στην παρούσα εργασία επιλέχθηκε να εξεταστεί ένα δυσμενές σενάριο σεισμού για την περίπτωση της Αττικής. Το σενάριο θεωρεί ότι η κατασκευή βρίσκεται πάνω ακριβώς στην επιφάνεια προβολής του ρήγματος(κανονικό ρήγμα) και ότι ο σεισμός είναι μεγέθους $M_w=6.5$. Το σενάριο αυτό, αν και ακραίο, ανταποκρίνεται στην πραγματικότητα, καθώς έχει αποδειχθεί ότι κανονικά ενεργά ρήγματα στη

βορειοανατολική Αττική, σε απόσταση 20km από το κέντρο της Αθήνας, μπορούν να δημιουργήσουν σεισμούς με μέγεθος: $M_w=6.4 - 6.6$ (Ganas et al, 2005). Σχετικά με την επικεντρική απόσταση, αν σκεφτεί κανείς ότι το μήκος και το πλάτος της επιφάνειας ενός ρήγματος είναι της τάξης των 10km, τότε είναι αρκετά ρεαλιστικό κάποια κατασκευή να βρίσκεται εντός της επιφάνειας προβολής του ρήγματος.

Με βάση τα παραπάνω, οι παράμετροι που εισήχθησαν στη μέθοδο, για την κατασκευή των ελαστικών φασμάτων απόκρισης είναι οι ακόλουθοι:

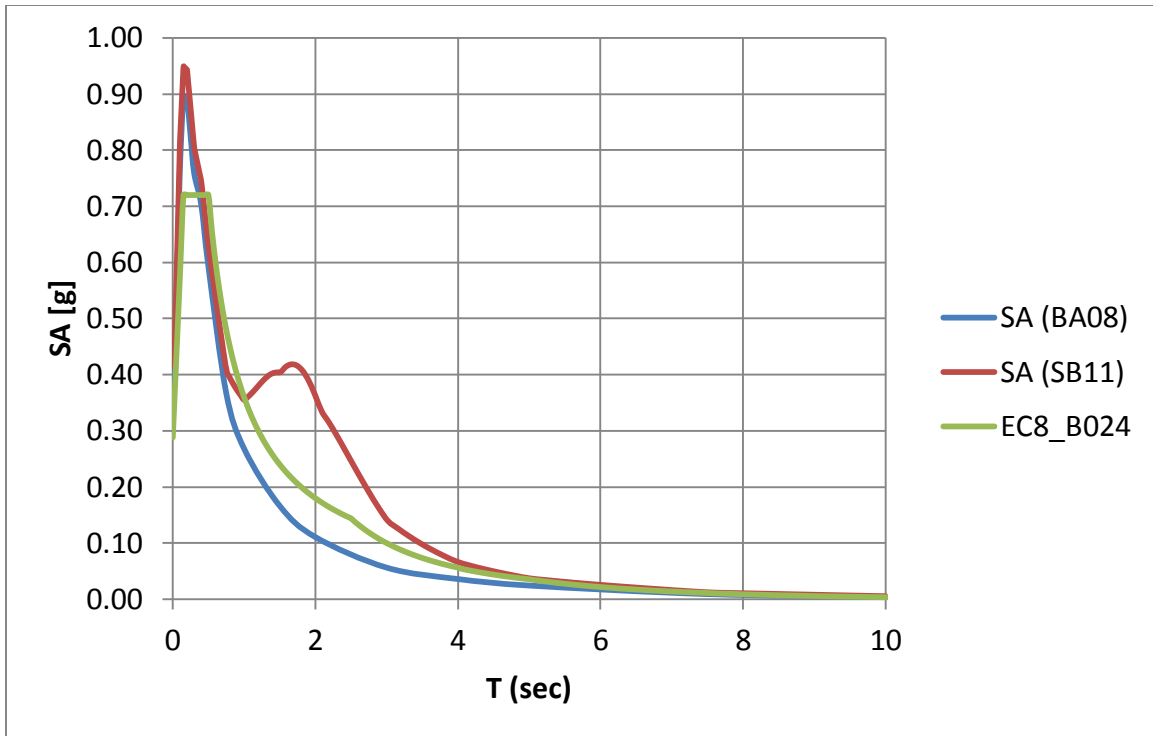
- Μέγεθος σεισμού: $M_w=6.5$,
- Πλησιέστερη στην επιφάνεια διάρρηξης απόσταση κατά Joyner-Boore: $R_{JB}=0$,
- Μέση ταχύτητα διατμητικών κυμάτων μέχρι βάθους 30m: $V_{s30}=550m/s$ (για έδαφος τύπου B πρέπει: $360m/s < V_{s30} < 800m/s$,
- Δύο φάσματα με τυπικές αποκλίσεις $\sigma=0, 1$ αντίστοιχα,
- Περίοδος παλμού: $T_p = 10^{(-2.9+0.5M_w)} = 2.24s$ (G.P. Mavroeidis et al, 2004)
- Χαρακτηρισμός ρήγματος: Κανονικό(NS-Normal Slip).

Υπολογίστηκαν συνολικά τέσσερα φάσματα: δύο υπολογίστηκαν μόνο με χρήση του μοντέλου των Boore-Atkinson, δηλαδή χωρίς να συνεκτιμώνται φαινόμενα κοντινού πεδίου, για $\sigma=0,1$ και άλλα δύο υπολογίστηκαν με την ίδια μέθοδο τροποποιημένη από τους Shahi-Baker επίσης για $\sigma=0,1$. Επιπλέον κατασκευάστηκε το ελαστικό φάσμα απόκρισης του κανονισμού για έδαφος κατηγορίας B και $a_g=0.24g$ και δημιουργήθηκαν δύο διαγράμματα, ένα για $\sigma=0$ και το δεύτερο για $\sigma=1$, όπου μπορεί να γίνει εύκολα η σύγκριση μεταξύ των φασμάτων(βλ. διαγράμματα παρακάτω).

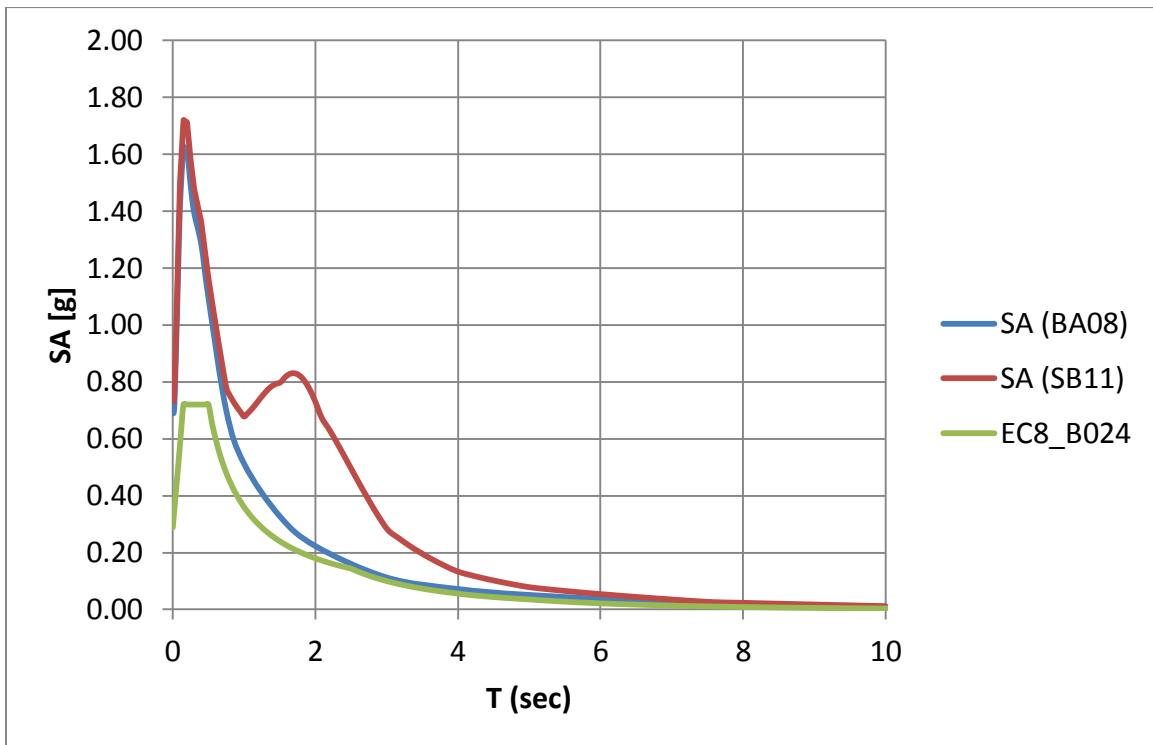
Στη συνέχεια, για την ανάλυση του κτιρίου χρησιμοποιήθηκαν μόνο τα φάσματα που υπολογίστηκαν με τη μέθοδο Shahi-Baker για $\sigma=0,1$ και προέκυψαν τα παρακάτω αποτελέσματα:

- $\sigma=0$, Χ-διεύθυνση: $V_b=5154.938kN$ και $q_x=2.58$
- $\sigma=0$, Υ-διεύθυνση: $V_b=5706.510kN$ και $q_y=2.62$
- $\sigma=1$, Χ-διεύθυνση: $V_b=9496.651kN$ και $q_x=4.76$
- $\sigma=1$, Υ-διεύθυνση: $V_b=10470.237kN$ και $q_y=4.81$

Παρατηρούμε, συνεπώς, ότι για $\sigma=1$, το παραγόμενο με την παραπάνω μέθοδο φάσμα απόκρισης οδηγεί σε μεγάλη υπέρβαση του $q_{σχ}=3$.



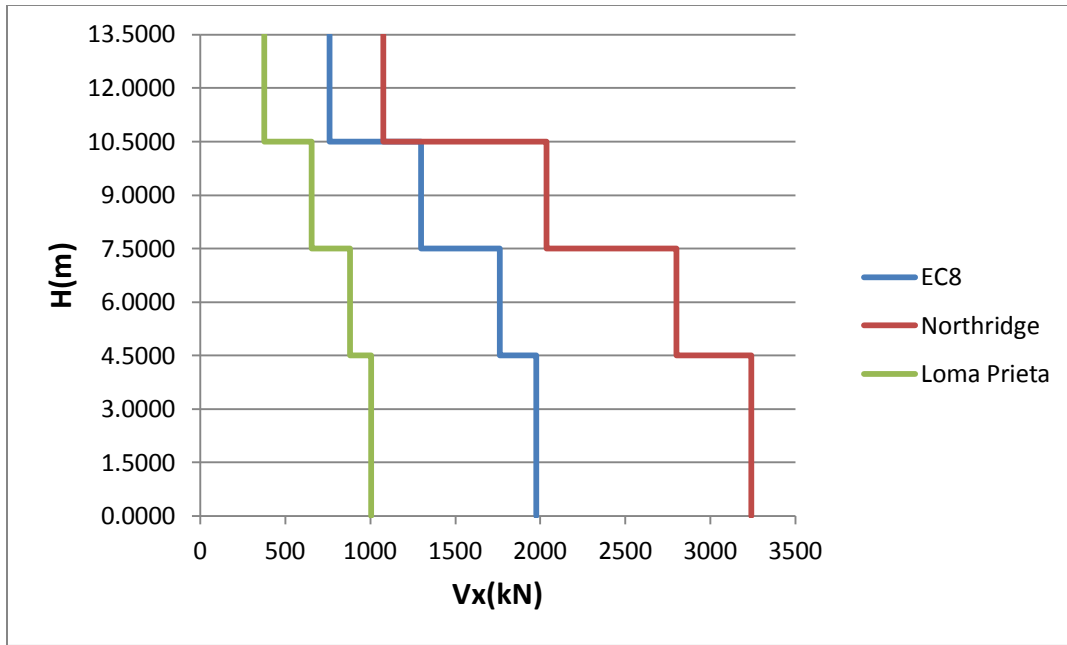
Σχήμα 4.2: Ελαστικά φάσματα απόκρισης για $\sigma=0$



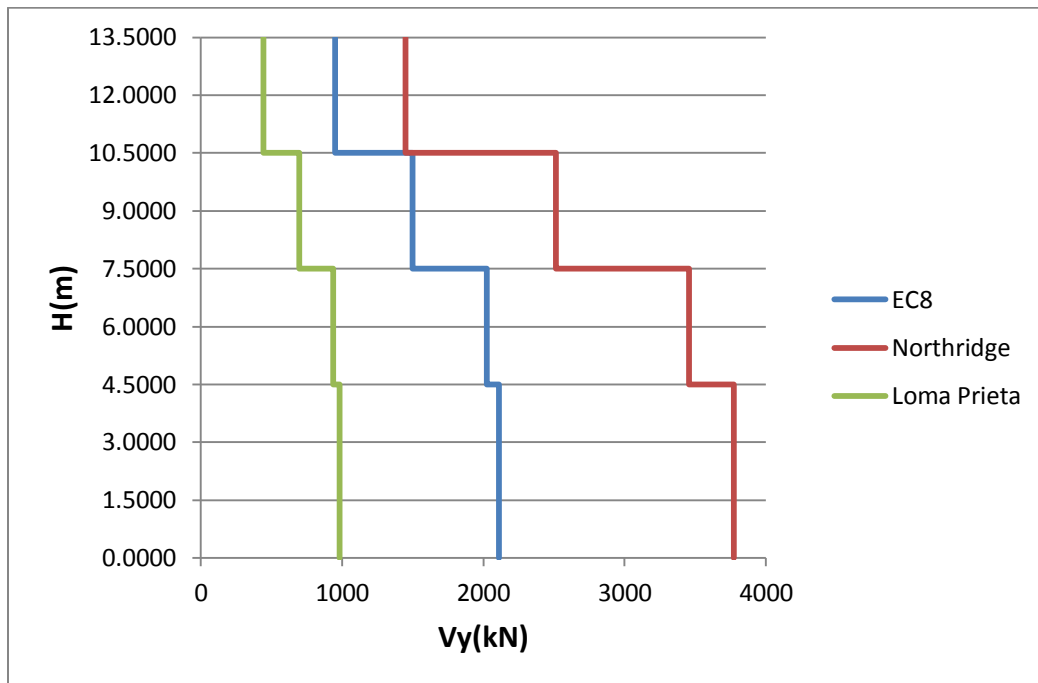
Σχήμα 4.3: Ελαστικά φάσματα απόκρισης για $\sigma=1$

4.3 Διάγραμμα τέμνουσας ορόφων καθ' ύψος του κτιρίου

Από τη σύγκριση των δύο παραπάνω διαδικασιών μας ενδιαφέρει η δυσμενέστερη και η ευμενέστερη φασματική φόρτιση για την κατασκευή (μιλώντας σε όρους τέμνουσας βάσης). Παρατηρούμε ότι αυτές βρίσκονται στην πρώτη διαδικασία και πρόκειται για τις καταγραφές: “Loma Prieta, Saratoga-Aloha Ave” και “Northridge-01, Sylmar-Olive View Med FF”. Για αυτές τις δύο καταγραφές θα κατασκευαστεί το διάγραμμα τέμνουσας ορόφων καθ' ύψος του κτιρίου και για τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις, ενώ στο ίδιο διάγραμμα θα τοποθετηθεί και το αντίστοιχο διάγραμμα που προκύπτει από την ανάλυση για το φάσμα σχεδιασμού του EC8, ώστε να φαίνονται σαφώς η διαθεσιμότητα και η ελάχιστη, μέγιστη απαίτηση σε όρους τέμνουσας.



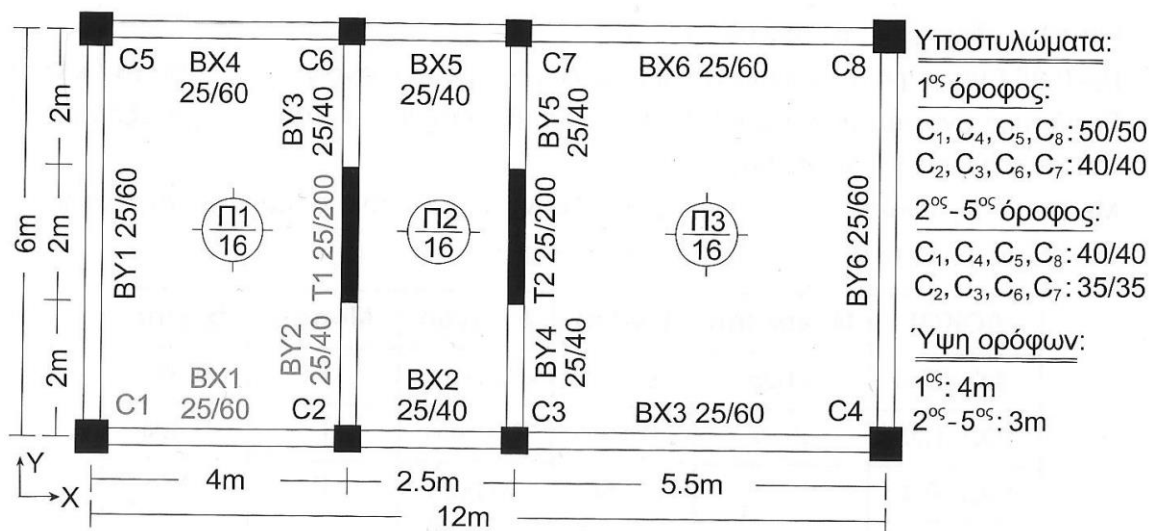
Σχήμα 4.4: Τέμνουσα ορόφων καθ' ύψος στη διεύθυνση X



Σχήμα 4.5: Τέμνουσα ορόφων καθ' ύψος στη διεύθυνση Y

5. Προσομοίωση του 2^{ου} κτιρίου

Το υπό εξέταση κτίριο συνίσταται από πέντε υπέργειους ορόφους με όμοια ορθογωνική κάτοψη διαστάσεων $12m \times 6m$, μονοσυμμετρική ως προς τη διεύθυνση Χ. Το ύψος του πρώτου ορόφου είναι $4m$ και των υπόλοιπων τεσσάρων $3m$, συνεπώς το δώμα βρίσκεται σε ύψος $16m$. Τα υποστυλώματα του κτιρίου είναι τοποθετημένα περιμετρικά και οι διατομές τους μειώνονται στο δεύτερο όροφο και παραμένουν σταθερές μέχρι τον τελευταίο. Εκατέρωθεν του γεωμετρικού κέντρου της κατασκευής υπάρχουν δύο τοιχώματα στη διεύθυνση Υ διαστάσεων $2m \times 0.25m$. Σχετικά με τη θεμελίωση του κτιρίου, θεωρούμε ότι σε όλα τα κατακόρυφα στοιχεία εξασφαλίζονται συνθήκες πάκτωσης. Στο παρακάτω σχήμα φαίνονται οι βασικές διαστάσεις και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του υπό εξέταση κτιρίου.



Εικόνα 5.1: Τυπική κάτοψη ορόφων, Αβραμίδης Ι. και συνεργάτες, 2011

5.1 Παραδοχές για την προσομοίωση των μελών

Για την ανάλυση του φέροντα οργανισμού χρησιμοποιείται χωρικό προσομοίωμα και τα μέλη μοντελοποιούνται με γραμμικά στοιχεία.

Πλάκες

Οι πλάκες θεωρούνται ως απαραμόρφωτα εντός του επιπέδου τους διαφράγματα και οι στάθμες τους ταυτίζονται με τη στάθμη του εκάστοτε ορόφου. Στην παρούσα εργασία οι πλάκες δεν προσομοιώνονται στο μοντέλο ανάλυσης και τα φορτία επ'αυτών εφαρμόζονται απ'ευθείας στις δοκούς.

Δοκοί

Οι δοκοί εξετάζονται ως πλακοδοκοί(μορφής 'Γ' οι περιμετρικές, μορφής 'Τ' οι ενδιάμεσες), όπως ορίζεται από τον EC2,§5.3.2 και προσομοιώνονται με γραμμικά στοιχεία. Το συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff} των πλακοδοκών μπορεί να λαμβάνεται σύμφωνα με την προαναφερθείσα παράγραφο του κανονισμού.

Κατακόρυφα στοιχεία(υποστυλώματα, τοιχεία)

Τόσο τα υποστυλώματα όσο και τα τοιχώματα προσομοιώνονται με γραμμικά στοιχεία που διέρχονται από το κέντρο βάρους της διατομής τους. Επιπλέον για τα τοιχώματα, στις στάθμες των ορόφων, τοποθετούνται απολύτως στερεοί βραχίονες, οι οποίοι διήκουν μέχρι τις εκατέρωθεν παρειές του εκάστοτε τοιχώματος.

Πρόσθετες παραδοχές για την προσομοίωση των στοιχείων της ανωδομής

- Η δυσκαμψία EI και η δυστημψία GA όλων των δομικών στοιχείων λαμβάνονται ίσες με το 50% των αντίστοιχων τιμών των μη ρηγματωμένων διατομών(EC8,§4.3.1[7]), ενώ η δυστρεψία GI λαμβάνεται ίση με το 10% της δυστρεψίας της αρηγμάτωσης της διατομής τους(EAK2000,§3,2,3[2]). Η δυστένεια EA δεν απομειώνεται σε κανένα δομικό στοιχείο, δεδομένου ότι τα μεν κατακόρυφα στοιχεία βρίσκονται γενικώς υπό μόνιμη θλίψη λόγω των φορτίων βαρύτητας, οι δε δοκοί είναι ενσωματωμένες στις θεωρούμενες ως απαραμόρφωτες εντός του επιπέδου τους πλάκες(διαφραγματική λειτουργία).
- Παρ'ότι ο EC2(§5.4[2]) επιτρέπει τη θεώρηση των διατομών ως αρηγμάτωσης για την ανάλυση λόγω κατακόρυφων φορτίων, στην παρούσα εργασία χρησιμοποιείται το ίδιο προσομοίωμα του φέροντα οργανισμού και για τις στατικές και για τις σεισμικές αναλύσεις(ρηγματωμένες διατομές με τις αντίστοιχες απομειώσεις).
- Κατά τη μόρφωση του προσομοιώματος του φέροντα οργανισμού θεωρούνται στους κόμβους απολύτως στερεά τμήματα(άκαμπτοι κόμβοι, άκαμπτοι βραχίονες), όπως ορίζεται στον EC8,§4.3.1[2].

5.2 Παραδοχές για την προσομοίωση των κατακόρυφων φορτίων

- Η κατανομή των φορτίων των πλακών επί των δοκών γίνεται με τον κανόνα των 45° ή 60° (ΕΚΟΣ 2000, §9.1.5), χωρίς ομοιομορφοποίηση.
- Το ίδιο βάρος των τοιχοποιιών λαμβάνεται υπόψη στον υπολογισμό των κατακόρυφων φορτίων αγνοώντας τυχόν ανοίγματα θυρών και παραθύρων.
- Το ίδιο βάρος των δοκών και της επ'αυτών τοιχοποιίας λαμβάνεται υπόψη ως ομοιόμορφο κατανεμημένο κατακόρυφο φορτίο.
- Το ίδιο βάρος των υποστυλωμάτων και των τοιχωμάτων λαμβάνεται υπόψη ως ομοιόμορφα κατανεμημένο αξονικό φορτίο στα κατακόρυφα αυτά στοιχεία.

5.2.1 Αριθμητικές τιμές κατακόρυφων φορτίων πλακών, δοκών

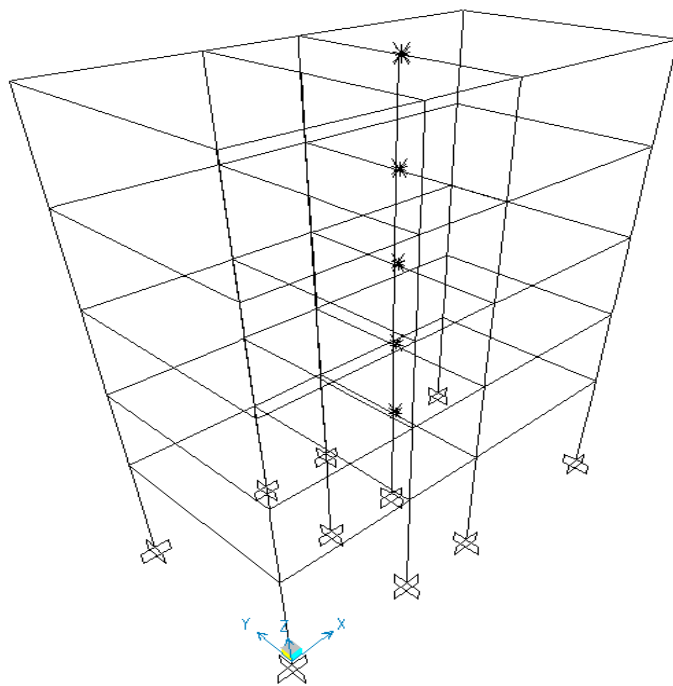
- Περιμετρικά το κτίριο έχει μπατική τοιχοποιία ($1.952 \frac{kN}{m^2}$), σε όλους τους ορόφους και στο δώμα υπάρχει κατά μήκος της περιμέτρου στηθαίο από μπατική τοιχοποιία ύψους $1m$. Οι εσωτερικές δοκοί δε φέρουν τοιχοποιίες.
- Τα δάπεδα σε όλους τους ορόφους έχουν επίστρωση μαρμάρου, βάρους $1.3 \frac{kN}{m^2}$.
- Το ωφέλιμο φορτίο ελήφθη ίσο με $2 \frac{kN}{m^2}$ για τις πλάκες.

5.3 Παραδοχές για την προσομοίωση των μαζών

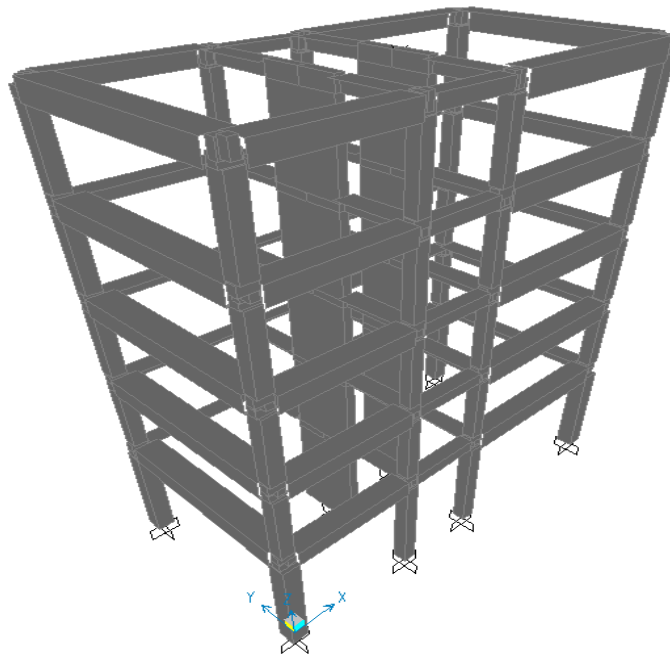
- Η συνολική μάζα κάθε ορόφου θεωρείται συγκεντρωμένη στο γεωμετρικό κέντρο βάρους του αντίστοιχου ατενούς διαφράγματος.
- Η συνολική μάζα κάθε ορόφου συντίθεται από:
 1. Τη μάζα των πλακών και των δοκών του ορόφου συμπεριλαμβανομένων και των επιστρώσεων,
 2. Τη μάζα των τοιχοποιιών (αγνοώντας τυχόν ανοίγματα) που εδράζονται επί των δοκών,
 3. Τη μάζα των υποκείμενων και των υπερκείμενων υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων μέχρι το μέσο του ύψους τους,
 4. Τη μάζα που αντιστοιχεί στο ποσοστό του ωφέλιμου φορτίου, όπως αυτό ορίζεται στον EC8.
- Οι μάζες της πλάκας δαπέδου του ισογείου και της τοιχοποιίας του ισογείου δε συμπεριλαμβάνονται στην ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής.

Joint	CoordSys	Mass1	Mass2	Mass3	MMI1	MMI2	MMI3
Text	Text	KN-s2/m	KN-s2/m	KN-s2/m	KN-m-s2	KN-m-s2	KN-m-s2
M1	Joint Local	90.71	90.71	0	0	0	1394.4
M2	Joint Local	86.1	86.1	0	0	0	1323.54
M3	Joint Local	86.1	86.1	0	0	0	1323.54
M4	Joint Local	86.1	86.1	0	0	0	1323.54
M5	Joint Local	71.17	71.17	0	0	0	1094.03

Πίνακας 5.1: Ταλαντούμενες μάζες ορόφων



Εικόνα 5.2: Απεικόνιση του μοντελοποιημένου φορέα στο SAP



Εικόνα 5.3: Απεικόνιση του μοντελοποιημένου φορέα στο SAP(extrude view)

6. Ανάλυση του 2^{ου} κτιρίου με το φάσμα σχεδιασμού του EC8

Στο παρόν κεφάλαιο γίνεται η ανάλυση του κτιρίου με το φάσμα σχεδιασμού του EC8 και υπολογίζεται η τέμνουσα βάσης σχεδιασμού V_{bd} για τις δύο διευθύνσεις Χ,Υ. Έπειτα κατασκευάζεται και το διάγραμμα τέμνουσας ορόφων επίσης κατά τις δύο διευθύνσεις, ώστε να έχουμε μια εικόνα της μεταβολής της τέμνουσας καθ' ύψος του κτιρίου. Τέλος, οπλίζονται ορισμένα χαρακτηριστικά δομικά στοιχεία και ελέγχονται ώστε να ικανοποιούν τις απαιτήσεις του κανονισμού. Τονίζεται ότι η ανάλυση που πραγματοποιείται στο παρόν κεφάλαιο αφορά τον σκελετό από οπλισμένο σκυρόδεμα του κτιρίου, ενώ η συμβολή της τοιχοποιίας στην αντοχή και τη δυσκαμψία του κτιρίου αμελούνται.

6.1 Φάσμα σχεδιασμού για ελαστική ανάλυση(EC8, §3.2.2.5)

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού, $S_d(T)$, ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$0 \leq T \leq T_b: \quad S_d(T) = a_g * S * \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_b} * \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

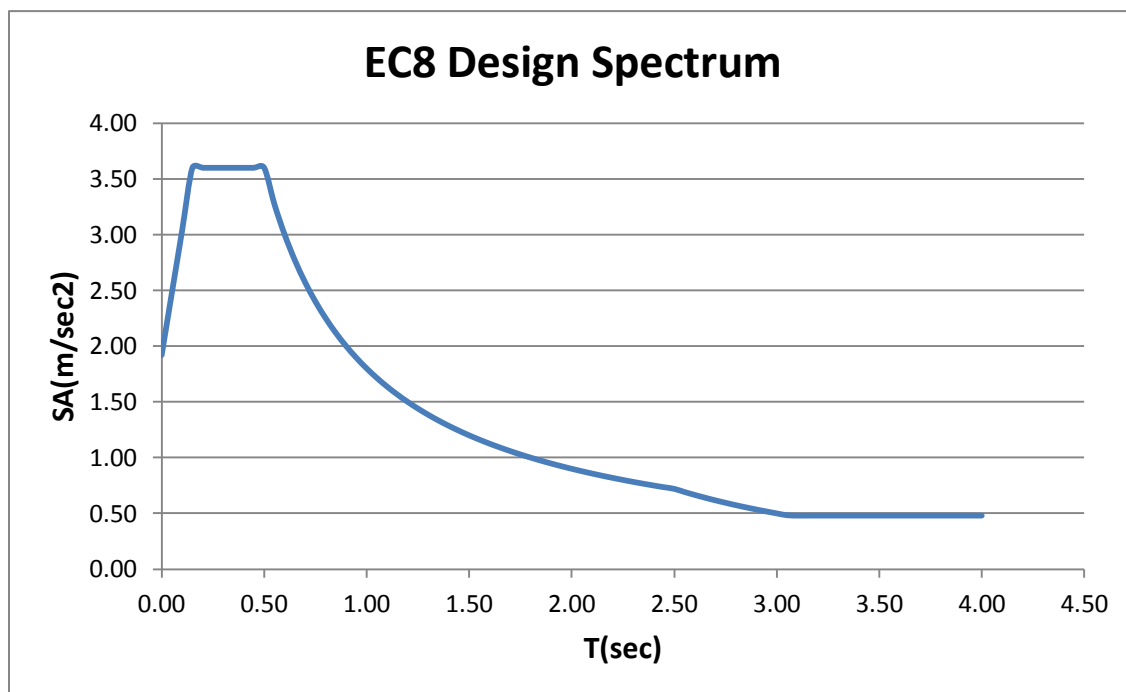
$$T_b \leq T \leq T_c: \quad S_d(T) = a_g * S * \frac{2.5}{q}$$

$$T_c \leq T \leq T_d: \quad S_d(T) = a_g * S * \frac{2.5}{q} * \frac{T_c}{T} \geq \beta * a_g$$

$$T_d \leq T \leq 4sec: \quad S_d(T) = a_g * S * \frac{2.5}{q} * \frac{T_c * T_d}{T^2} \geq \beta * a_g$$

Κατηγορία Εδάφους	S	T_b (s)	T_c (s)	T_d (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,5
B	1,2	0,15	0,5	2,5
C	1,15	0,20	0,6	2,5
D	1,35	0,20	0,8	2,5
E	1,4	0,15	0,5	2,5

Πίνακας 6.1: Παράμετροι στο οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης(τύπου 1), EN 1998-1 Εθνικό Προσάρτημα



Σχήμα 6.1: Φάσμα σχεδιασμού του EC8

6.2 Έλεγχοι κανονικότητας

Προτού προχωρήσουμε στην φασματική ανάλυση θα ελέγξουμε το κτίριο ως προς την κανονικότητά του καθ' ύψος και σε κάτοψη. Η διάκρισή του σε κανονικό ή μη έχει επιπτώσεις στα ακόλουθα θέματα της σεισμικής μελέτης:

1. Στο στατικό προσομοίωμα, το οποίο μπορεί να είναι είτε απλουστευμένο επίπεδο προσομοίωμα ή χωρικό προσομοίωμα,

2. Στην μέθοδο ανάλυσης, που μπορεί να είναι είτε απλουστευμένη ανάλυση φάσματος απόκρισης (διαδικασία οριζόντιας φόρτισης) ή ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης,
3. Στην τιμή του συντελεστή q , που θα είναι μειωμένη για μη-κανονικά σε όψη κτίρια (EC8, §4.2.3.3).

6.2.1 Έλεγχοι κριτηρίων κανονικότητας καθ' ύψος (EC8, §4.2.3.3)

1. Όλα τα συστήματα ανάληψης οριζόντιων φορτίων (πυρήνες, τοιχώματα, υποστυλώματα) είναι συνεχή από τα θεμέλια έως την άνω επιφάνεια του κτιρίου,
2. Η μεταφορική δυσκαμψία και η μάζα των επιμέρους ορόφων παραμένουν σταθερές ή μειώνονται βαθμιαία, χωρίς απότομες αλλαγές, από τη βάση προς την κορυφή του κτιρίου,
3. Όπως θα δειχθεί και παρακάτω το στατικό σύστημα του φορέα είναι τοιχωματικό κατά Y και πλαισιακό κατά X ,
4. Δεν υπάρχουν εσοχές στην όψη του κτιρίου.

Εφόσον οι τέσσερις παραπάνω έλεγχοι ικανοποιούνται, το κτίριο μπορεί να θεωρηθεί κανονικό καθ' ύψος.

6.2.2 Έλεγχοι κριτηρίων κανονικότητας σε κάτοψη (EC8, §4.2.3.2)

1. Όσον αφορά την αντοχή σε οριζόντια φορτία και την κατανομή της μάζας, το κτίριο είναι κατά προσέγγιση συμμετρικό σε κάτοψη, σε σχέση με τους ορθογώνιους άξονες X, Y ,
2. Η διαμόρφωση της κάτοψης είναι συμπαγής, δηλαδή κάθε πλάκα ορόφου οριοθετείται από κυρτή πολυγωνική γραμμή,
3. Η δυσκαμψία των πλακών των ορόφων μέσα στο επίπεδό τους είναι αρκετά μεγάλη σε σύγκριση με την οριζόντια δυσκαμψία των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων ($h_{pl}=16cm$), συνεπώς η παραμόρφωση της πλάκας έχει μικρή επίδραση στη κατανομή των δυνάμεων μεταξύ των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων,
4. Η λυγηρότητα του κτιρίου σε κάτοψη είναι:

$$\lambda = L_{max}/L_{min} = L_x/L_y = 12.25/6.25 = 1.96 < 4,$$
5. Σε κάθε επίπεδο και για κάθε διεύθυνση της ανάλυσης X και Y , η στατική εκκεντρότητα e_o και η ακτίνα δυστροπείας r δεν ικανοποιούν τις δύο παρακάτω συνθήκες:

$$e_{ox} \leq 0.30 \cdot r_x \quad \text{και} \quad e_{oy} \leq 0.30 \cdot r_y$$

$$r_x \geq l_s \quad \text{και} \quad r_y \geq l_s$$

Εφόσον ο έλεγχος του βήματος 5 δεν ικανοποιείται (παρουσιάζεται αναλυτικά στον παρακάτω πίνακα), το κτίριο δεν μπορεί να θεωρηθεί κανονικό σε κάτοψη.

ΑΡΧΙΚΗ ΤΕΜΝΟΥΣΑ ΒΑΣΗΣ ($V_{αρχ}$)= 5000				
Κατανομή δυνάμεων (Σχέση 4.11, ΕΚ8)				
Όροφος	μάζα m_i	J_{mi}	z_i	$M_{zi} / F_{xi} / F_{yi}$
1	105.200	1658.00	4	450.14
2	100.594	1585.40	7	753.25
3	100.594	1585.40	10	1076.07
4	100.594	1585.40	13	1398.89
5	77.219	1217.00	16	1321.65
		$\Sigma m_i z_i =$	4674.11	5000.00
ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΕΣ ΠΛΑΣΜΑΤΙΚΟΥ ΕΛΑΣΤΙΚΟΥ ΑΞΟΝΑ				
Μετακινήσεις του ΚΜ στη στάθμη $z=0.8H$, λόγω M_z				
	u_x	u_y	θ_z	
	0	0.0043	0.00721	
Συντεταγμένες ΚΜ				
$x_{mi} =$	6.000	$y_{mi} =$	3.000	
Συντεταγμένες πόλου στροφής P_o στη στάθμη $z=0.8H$				
$X(P_o) =$	5.404	$Y(P_o) =$	3.000	
Στατικές εκκεντρότητες				
$e_{ox,i} =$	0.596	$e_{oy,i} =$	0.000	
ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΚΤΙΝΩΝ ΔΥΣΤΡΕΨΙΑΣ				
Επίλυση με δυνάμεις στο ίχνος του άξονα P_o κατά την διεύθυνση X του καθολικού συστήματος:				
		$u_{x,x}(z=0.8H) =$	0.2245	
Επίλυση με δυνάμεις στο ίχνος του άξονα P_o κατά την διεύθυνση Y του καθολικού συστήματος:				
		$u_{y,y}(z=0.8H) =$	0.0857	
Ακτίνες δυστρεψίας ως προς το ελαστικό κέντρο P_o				
$r_{xi} =$	3.45	$r_{yi} =$	5.58	
Ακτίνες αδράνειας $I_{oi} =$ 3.970				
ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΙΣΩΣΕΩΝ (4.1a) και (4.1b)				
ΟΡΟΦΟΣ	$0.3r_{x,i}$	$0.3r_{y,i}$	$e_{ox,i} < 0.3r_{x,i}$	$e_{oy,i} < 0.3r_{y,i}$
1	1.03	1.67	ΝΑΙ	ΝΑΙ
2	1.03	1.67	ΝΑΙ	ΝΑΙ
3	1.03	1.67	ΝΑΙ	ΝΑΙ
4	1.03	1.67	ΝΑΙ	ΝΑΙ
5	1.03	1.67	ΝΑΙ	ΝΑΙ
ΟΡΟΦΟΣ	$r_{x,i}$	$r_{y,i}$	$r_{x,i} \geq I_{oi}$	$r_{y,i} \geq I_{oi}$
1	3.45	5.58	ΟΧΙ	ΝΑΙ
2	3.45	5.58	ΟΧΙ	ΝΑΙ
3	3.45	5.58	ΟΧΙ	ΝΑΙ
4	3.45	5.58	ΟΧΙ	ΝΑΙ
5	3.45	5.58	ΟΧΙ	ΝΑΙ

Πίνακας 6.2: Έλεγχος του βήματος 5 για κανονικότητα σε κάτοψη, Αβραμίδης Ι. και συνεργάτες, 2011

6.3 Κατάταξη του φέροντα οργανισμού σε τύπο στατικού συστήματος

Εφόσον δεν ικανοποιείται ο έλεγχος του βήματος 5 που έγινε παραπάνω, συμπεραίνουμε πως το υπό εξέταση κτίριο κατατάσσεται στην κατηγορία των στρεπτικά ευαίσθητων φορέων.

6.3.1 Επιλογή της κατηγορίας διαθέσιμης πλαστιμότητας

Για το κτίριο της παρούσας διπλωματικής επιλέγεται η μέση κατηγορία πλαστιμότητας(ΚΠΜ). Η χαμηλή κατηγορία πλαστιμότητας(ΚΠΧ) μπορεί να επιλεγεί για περιοχές με χαμηλή σεισμικότητα, κάτι που δεν ισχύει εν γένει στον ελλαδικό χώρο. Η υψηλή κατηγορία πλαστιμότητας(ΚΠΥ) συνίσταται σε εξαιρετικές περιπτώσεις, όπου υπάρχει η τεχνολογική δυνατότητα και η μέριμνα να εξασφαλιστεί και γι'αυτό σε συνήθεις κτιριακές κατασκευές είναι μάλλον άστοχη η επιλογή της.

6.3.2 Προσδιορισμός του συντελεστή συμπεριφοράς q (EC8, §5.2.2.2)

Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q (ίσος κατά X, Y), που εκφράζει την ικανότητα απόδοσης ενέργειας, υπολογίζεται ως εξής:

$$q = q_0 * k_w \geq 1.5 \quad , \text{όπου}$$

q_0 Είναι η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, που εξαρτάται από τον τύπο του στατικού συστήματος και από την κανονικότητά του σε όψη,

k_w Είναι συντελεστής που εκφράζει την επικρατούσα μορφή αστοχίας σε στατικά συστήματα με τοιχώματα

ΤΥΠΟΣ ΣΤΑΤΙΚΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ	ΚΠΜ	ΚΠΥ
Πλαισιωτό σύστημα, διπλό σύστημα, σύστημα συζευγμένων τοιχωμάτων	$3,0\alpha_w/\alpha_1$	$4,5\alpha_w/\alpha_1$
Σύστημα ασύζευκτων τοιχωμάτων	3,0	$4,0\alpha_w/\alpha_1$
Στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα	2,0	3,0
Σύστημα ανεστραμμένου εκκρεμούς	1,5	2,0

Πίνακας 6.3: Βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, q_0 , για συστήματα κανονικά σε όψη, EN 1998-1

-Για πλαισιωτά και ισοδύναμα προς πλαισιωτά συστήματα τοιχωμάτων: $k_w=1$

-Για συστήματα τοιχωμάτων, ισοδύναμα προς τοιχώματα διπλά συστήματα και εύστρεπτα συστήματα: $0.5 \leq (1+\alpha_0)/3 \leq 1$,

όπου α_0 είναι η κυριαρχούσα τιμή του λόγου όψεως των τοιχωμάτων του στατικού συστήματος.

Εάν οι λόγοι όψεως h_{wi}/l_{wi} όλων των τοιχωμάτων i του στατικού συστήματος δεν παρουσιάζουν σημαντικές διαφορές, η κυριαρχούσα τιμή του λόγου όψεως α_0 μπορεί να υπολογιστεί από την ακόλουθη έκφραση:

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} \quad , \text{όπου}$$

h_{wi} είναι το ύψος του τοιχώματος i και

l_{wi} είναι το μήκος της διατομής του τοιχώματος i .

Από τον παραπάνω πίνακα έχουμε ότι για στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα και ΚΠΜ: $q_0=2$.

Από τους παραπάνω τύπους: $\alpha_0=32/4=8$ και $k_w=\min(1,(1+8)/3)=1$

Τελικά: $q=2*1=2$

6.4 Επιλογή της μεθόδου σεισμικής ανάλυσης

Η επιλεγόμενη μέθοδος σεισμικής ανάλυσης είναι η δυναμική φασματική μέθοδος (ΔΦΜ), καθώς εφαρμόζεται χωρίς εξαιρέσεις σε όλα τα κτίρια και τα αποτελέσματά της είναι ακριβέστερα συγκριτικά με άλλες απλούστερες μεθόδους. Η μέθοδος αποτελεί ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης κατά την οποία λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση. Οι ιδιομορφές που θεωρούμε πως συμβάλλουν στην απόκριση είναι αυτές για τις οποίες το άθροισμα των δρυσών ιδιομορφικών μαζών τους υπερβαίνει το 90% της συνολικής μάζας του φορέα, χωρίς όμως να αμελούμε ότι πάντα υπάρχει και μια μικρή συμβολή των ιδιομορφών που παραλείπονται από την ανάλυση.

Προκειμένου να ληφθούν υπόψη αβεβαιότητες στη θέση των μαζών και στη χωρική μεταβολή της σεισμικής κίνησης, το υπολογιζόμενο κέντρο της μάζας σε κάθε όροφο θα θεωρείται ως μετατοπισμένο από την ονομαστική θέση του σε κάθε διεύθυνση κατά την ακόλουθη τυχηματική εκκεντρότητα:

$$e_{ai} = 0.05 \cdot L_i \quad , \text{όπου}$$

e_{ai} είναι η τυχηματική εκκεντρότητα του κέντρου μάζας ορόφου i από την ονομαστική θέση του, εφαρμοζόμενη στην ίδια διεύθυνση σε όλους τους ορόφους

L_i είναι η διάσταση του ορόφου, κάθετη προς την διεύθυνση της σεισμικής δράσης.

Οι μαζικές ροπές αδράνειας υπολογίστηκαν ως προς το μετατοπισμένο κέντρο μάζας από τη σχέση:

$$J_{mi} = J_m + m \cdot e_{ai}^2 \quad , \text{όπου}$$

J_m είναι η ροπή αδράνειας ως προς το γεωμετρικό κέντρο της κάτοψης.

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
EIGENMODES	Mode	1	0.76473	1.3077	8.2162	67.506
EIGENMODES	Mode	2	0.52683	1.8981	11.926	142.24
EIGENMODES	Mode	3	0.438278	2.2817	14.336	205.52
EIGENMODES	Mode	4	0.246937	4.0496	25.445	647.42
EIGENMODES	Mode	5	0.16751	5.9698	37.509	1407
EIGENMODES	Mode	6	0.139731	7.1566	44.966	2022
EIGENMODES	Mode	7	0.128868	7.7599	48.757	2377.2
EIGENMODES	Mode	8	0.094932	10.534	66.186	4380.6

Πίνακας 6.4: Ιδιομορφές για την περίπτωση εκκεντρότητας προς τα κάτω

OutputCase	StepType	StepNum	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
EIGENMODES	Mode	1	0.8792	0.0004	0.8792	0.0004	0.0735	0.0735
EIGENMODES	Mode	2	0.0076	0.1860	0.8868	0.1864	0.6199	0.6935
EIGENMODES	Mode	3	0.0006	0.6371	0.8873	0.8235	0.1575	0.8509
EIGENMODES	Mode	4	0.0831	0.0001	0.9704	0.8235	0.0065	0.8574
EIGENMODES	Mode	5	0.0008	0.0172	0.9712	0.8407	0.0639	0.9213
EIGENMODES	Mode	6	0.0205	0.0001	0.9917	0.8408	0.0012	0.9225
EIGENMODES	Mode	7	0.0000	0.1100	0.9917	0.9508	0.0379	0.9604
EIGENMODES	Mode	8	0.0067	0.0000	0.9984	0.9509	0.0016	0.9619

Πίνακας 6.5: Ποσοστά συμμετοχής των μαζών για την περίπτωση εκκεντρότητας προς τα κάτω

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
EIGENMODES	Mode	1	0.761116	1.3139	8.2552	68.149
EIGENMODES	Mode	2	0.516018	1.9379	12.176	148.26
EIGENMODES	Mode	3	0.453653	2.2043	13.85	191.83
EIGENMODES	Mode	4	0.245869	4.0672	25.555	653.06
EIGENMODES	Mode	5	0.164942	6.0627	38.093	1451.1
EIGENMODES	Mode	6	0.139217	7.183	45.132	2036.9
EIGENMODES	Mode	7	0.132615	7.5406	47.379	2244.8
EIGENMODES	Mode	8	0.094625	10.568	66.401	4409.1

Πίνακας 6.6: Ιδιομορφές για την περίπτωση εκκεντρότητας προς τα αριστερά

OutputCase	StepType	StepNum	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
EIGENMODES	Mode	1	0.8867	0.0000	0.8867	0.0000	0.1390	0.1390
EIGENMODES	Mode	2	0.0007	0.0058	0.8873	0.0058	0.2058	0.3448
EIGENMODES	Mode	3	0.0000	0.8171	0.8874	0.8229	0.5069	0.8517
EIGENMODES	Mode	4	0.0837	0.0000	0.9711	0.8229	0.0127	0.8644
EIGENMODES	Mode	5	0.0001	0.0002	0.9711	0.8231	0.0243	0.8887
EIGENMODES	Mode	6	0.0207	0.0000	0.9918	0.8231	0.0032	0.8919
EIGENMODES	Mode	7	0.0000	0.1280	0.9918	0.9511	0.0710	0.9629
EIGENMODES	Mode	8	0.0066	0.0000	0.9984	0.9511	0.0014	0.9642

Πίνακας 6.7: Ποσοστά συμμετοχής των μαζών για την περίπτωση εκκεντρότητας προς τα αριστερά

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
EIGENMODES	Mode	1	0.761556	1.3131	8.2505	68.07
EIGENMODES	Mode	2	0.528809	1.891	11.882	141.18
EIGENMODES	Mode	3	0.438454	2.2807	14.33	205.36
EIGENMODES	Mode	4	0.246065	4.064	25.535	652.02
EIGENMODES	Mode	5	0.168068	5.95	37.385	1397.6
EIGENMODES	Mode	6	0.139383	7.1745	45.078	2032.1
EIGENMODES	Mode	7	0.128889	7.7586	48.749	2376.4
EIGENMODES	Mode	8	0.09478	10.551	66.292	4394.7

Πίνακας 6.8: Ιδιομορφές για την περίπτωση εκκεντρότητας προς τα πάνω

OutputCase	StepType	StepNum	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
EIGENMODES	Mode	1	0.8859	0.0000	0.8859	0.0000	0.1757	0.1757
EIGENMODES	Mode	2	0.0013	0.1820	0.8872	0.1821	0.5152	0.6910
EIGENMODES	Mode	3	0.0002	0.6414	0.8874	0.8235	0.1620	0.8529
EIGENMODES	Mode	4	0.0836	0.0000	0.9710	0.8235	0.0165	0.8694
EIGENMODES	Mode	5	0.0002	0.0171	0.9711	0.8405	0.0533	0.9228
EIGENMODES	Mode	6	0.0207	0.0000	0.9918	0.8405	0.0042	0.9269
EIGENMODES	Mode	7	0.0000	0.1103	0.9918	0.9508	0.0367	0.9636
EIGENMODES	Mode	8	0.0065	0.0000	0.9983	0.9508	0.0017	0.9653

Πίνακας 6.9: Ποσοστά συμμετοχής των μαζών για την περίπτωση εκκεντρότητας προς τα πάνω

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
EIGENMODES	Mode	1	0.761169	1.3138	8.2546	68.139
EIGENMODES	Mode	2	0.571883	1.7486	10.987	120.71
EIGENMODES	Mode	3	0.409421	2.4425	15.347	235.52
EIGENMODES	Mode	4	0.245881	4.067	25.554	653
EIGENMODES	Mode	5	0.180562	5.5383	34.798	1210.9
EIGENMODES	Mode	6	0.139222	7.1828	45.131	2036.8
EIGENMODES	Mode	7	0.121282	8.2453	51.806	2683.9
EIGENMODES	Mode	8	0.099742	10.026	62.994	3968.3

Πίνακας 6.10: Ιδιομορφές για την περίπτωση εκκεντρότητας προς τα δεξιά

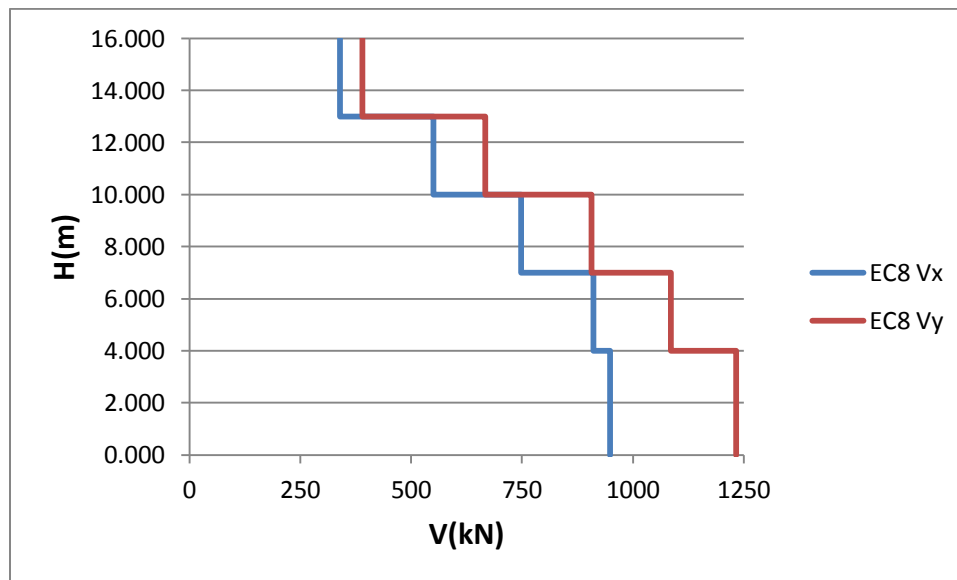
OutputCase	StepType	StepNum	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
EIGENMODES	Mode	1	0.8863	0.0002	0.8863	0.0002	0.1008	0.1008
EIGENMODES	Mode	2	0.0011	0.3250	0.8873	0.3252	0.6680	0.7688
EIGENMODES	Mode	3	0.0000	0.4981	0.8874	0.8233	0.0836	0.8523
EIGENMODES	Mode	4	0.0837	0.0000	0.9711	0.8234	0.0093	0.8616
EIGENMODES	Mode	5	0.0001	0.0399	0.9711	0.8633	0.0764	0.9381
EIGENMODES	Mode	6	0.0207	0.0000	0.9918	0.8633	0.0022	0.9403
EIGENMODES	Mode	7	0.0000	0.0848	0.9918	0.9480	0.0196	0.9599
EIGENMODES	Mode	8	0.0000	0.0121	0.9919	0.9601	0.0217	0.9815

Πίνακας 6.11: Ποσοστά συμμετοχής των μαζών για την περίπτωση εκκεντρότητας προς τα δεξιά

Από τα παραπάνω συμπεραίνουμε πως ο ελάχιστος αριθμός ιδιομορφών που απαιτείται στην ανάλυση, προκειμένου να ενεργοποιηθεί τουλάχιστον το 90% της μάζας της κατασκευής, είναι 7. Παρόλα αυτά θα χρησιμοποιηθούν και οι 8 ιδιομορφές για περισσότερη ακρίβεια(αθροιστικό ποσοστό συμμετοχής μάζας σχεδόν 100%).

6.5 Αποτελέσματα ανάλυσης

Με την ολοκλήρωση της ιδιομορφικής ανάλυσης διαβάζουμε τα εντατικά μεγέθη των μελών του φορέα, τα οποία θα χρησιμοποιηθούν παρακάτω για την όπλιση κάποιων ενδεικτικών δομικών στοιχείων. Μας ενδιαφέρει όμως και η τέμνουσα βάση τόσο κατά X όσο και κατά Y , καθώς και η καθ' ύψος του κτιρίου κατανομή της τέμνουσας ορόφων. Είναι: $V_{bx}=948.849kN$ και $V_{by}=1233.027kN$, και η καθ' ύψος κατανομή φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 6.2: Κατανομή της τέμνουσας ορόφων καθ' ύψος του κτιρίου

6.5.1 Όπλιση διατομών και μελών

Μετά την ολοκλήρωση της ανάλυσης του κτιρίου στο SAP, έγινε η όπλιση έξι χαρακτηριστικών δομικών στοιχείων της ανωδομής: δύο δοκών κατά την X -διεύθυνση($BX4$, $BX6$), δύο δοκών κατά την Y -διεύθυνση($BY1$, $BY6$) και των υποστυλωμάτων $C5$, $C8$, που είναι στο σημείο τομής των δοκών για όλες τις στάθμες του κτιρίου. Για την επιλογή των εντατικών μεγεθών σχεδιασμού εξετάστηκαν και οι τέσσερις περιπτώσεις εκκεντρότητας της μάζας των ορόφων και η όπλιση έγινε με τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη. Οι σπλισμοί προέκυψαν από τις διατάξεις των EC2, EC8 και οι υπολογισμοί και οι έλεγχοι έγιναν σε φύλλα Excel και παρουσιάζονται αναλυτικά στο παράρτημα.

Όπλιση δοκού ΒΧ4

Η δοκός ΒΧ4 οπλίστηκε για κάμψη και διάτμηση εντός του επιπέδου ΧΖ. Από την εξέταση των εντατικών αυτών μεγεθών της ΒΧ4 στον 1^ο όροφο του κτιρίου για τις τέσσερις περιπτώσεις εκκεντρότητας, προέκυψε ότι η περίπτωση με εκκεντρότητα προς τα δεξιά είναι η δυσμενέστερη. Στη συνέχεια, η όπλιση όλων των ΒΧ4 δοκών καθ' ύψος του κτιρίου έγινε για αυτή την εκκεντρότητα.

ΒΧ4	διαμήκεις		συνδετήρες	
	άνω	κάτω	εντός κρ.περιοχής	εκτός κρ.περιοχής
1ος όροφος	7Φ20	5Φ20	δίτμητοι Φ10/15	δίτμητοι Φ10/30
2ος όροφος	5Φ20	4Φ20		
3ος όροφος	4Φ20	3Φ20		
4ος όροφος	4Φ16	3Φ16	δίτμητοι Φ8/12	δίτμητοι Φ8/30
δώμα	2Φ16	2Φ16		

Πίνακας 6.12: Τοποθετούμενος οπλισμός των δοκών ΒΧ4

Όπλιση δοκού ΒΥ1

Η δοκός ΒΥ1 οπλίστηκε για κάμψη και διάτμηση εντός του επιπέδου ΥΖ. Από την εξέταση των εντατικών αυτών μεγεθών της ΒΥ1 στον 1^ο όροφο του κτιρίου για τις τέσσερις περιπτώσεις εκκεντρότητας, προέκυψε ότι η περίπτωση με εκκεντρότητα προς τα δεξιά είναι η δυσμενέστερη. Στη συνέχεια, η όπλιση όλων των ΒΥ1 δοκών καθ' ύψος του κτιρίου έγινε για αυτή την εκκεντρότητα.

ΒΥ1	διαμήκεις		συνδετήρες	
	άνω	κάτω	εντός κρ.περιοχής	εκτός κρ.περιοχής
1ος όροφος	6Φ16	4Φ16	δίτμητοι Φ8/12	δίτμητοι Φ8/30
2ος όροφος	6Φ16	4Φ16		
3ος όροφος	5Φ16	3Φ16		
4ος όροφος	4Φ16	2Φ16		
δώμα	2Φ16	2Φ16		

Πίνακας 6.13: Τοποθετούμενος οπλισμός των δοκών ΒΥ1

Όπλιση υποστυλώματος C5

Το υποστύλωμα C5 οπλίστηκε για διαξονική κάμψη, παρουσία αξονικής δύναμης και για διάτμηση σε δύο επίπεδα. Η διατομή του υποστυλώματος από το ισόγειο μέχρι τον 1^ο όροφο είναι 50 x 50, ενώ από κει και πάνω είναι 40 x 40, συνεπώς η κάθε διατομή θα οπλιστεί ξεχωριστά με τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη.

C5	διαμήκεις συνολικά	συνδετήρες	
		εντός κρ.περιοχής	εκτός κρ.περιοχής
1ος όροφος	16Φ20	πεντάτμητοι Φ10/16	πεντάτμητοι Φ10/30
2ος όροφος	12Φ20	τετράτμητοι Φ10/16	τετράτμητοι Φ10/30
3ος όροφος			
4ος όροφος			
δώμα			

Πίνακας 6.14: Τοποθετούμενος οπλισμός των υποστυλωμάτων C5

Όπλιση δοκού BX6

Η δοκός BX6 οπλίστηκε για κάμψη και διάτμηση εντός του επιπέδου ΧΖ. Από την εξέταση των εντατικών αυτών μεγεθών της ΒΧ6 στον 1^ο όροφο του κτιρίου για τις τέσσερις περιπτώσεις εκκεντρότητας, προέκυψε ότι η περίπτωση με εκκεντρότητα προς τα δεξιά είναι η δυσμενέστερη. Στη συνέχεια, η όπλιση όλων των ΒΧ6 δοκών καθ' ύψος του κτιρίου έγινε για αυτή την εκκεντρότητα.

BX6	διαμήκεις		συνδετήρες	
	άνω	κάτω	εντός κρ.περιοχής	εκτός κρ.περιοχής
1ος όροφος	6Φ20	4Φ20	δίτμητοι Φ10/15	δίτμητοι Φ10/30
2ος όροφος	5Φ20	3Φ20		
3ος όροφος	4Φ20	3Φ20		
4ος όροφος	4Φ16	2Φ16	δίτμητοι Φ8/12	δίτμητοι Φ8/30
δώμα	2Φ16	2Φ16		

Πίνακας 6.15: Τοποθετούμενος οπλισμός των δοκών ΒΧ6

Όπλιση δοκού ΒΥ6

Η δοκός ΒΥ6 οπλίστηκε για κάμψη και διάτμηση εντός του επιπέδου ΥΖ. Από την εξέταση των εντατικών αυτών μεγεθών της ΒΥ6 στον 1^ο όροφο του κτιρίου για τις τέσσερις περιπτώσεις εκκεντρότητας, προέκυψε ότι η περίπτωση με εκκεντρότητα προς τα δεξιά είναι η δυσμενέστερη. Στη συνέχεια, η όπλιση όλων των ΒΥ6 δοκών καθ' ύψος του κτιρίου έγινε για αυτή την εκκεντρότητα.

ΒΥ6	διαμήκεις		συνδετήρες	
	άνω	κάτω	εντός κρ.περιοχής	εκτός κρ.περιοχής
1ος όροφος	6Φ16	7Φ16	δίτμητοι Φ8/12	δίτμητοι Φ8/30
2ος όροφος	5Φ16	6Φ16		
3ος όροφος	4Φ16	5Φ16		
4ος όροφος	3Φ16	4Φ16		
δώμα	2Φ16	2Φ16		

Πίνακας 6.16: Τοποθετούμενος οπλισμός των δοκών ΒΥ6

Όπλιση υποστυλώματος C8

Το υποστύλωμα C8 οπλίστηκε για διαξονική κάμψη, παρουσία αξονικής δύναμης και για διάτμηση σε δύο επίπεδα. Η διατομή του υποστυλώματος από το ισόγειο μέχρι τον 1^ο όροφο είναι 50 x 50, ενώ από κει και πάνω είναι 40 x 40, συνεπώς η κάθε διατομή θα οπλιστεί ξεχωριστά με τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη.

C8	διαμήκεις συνολικά	συνδετήρες	
		εντός κρ.περιοχής	εκτός κρ.περιοχής
1ος όροφος	16Φ20	πεντάτμητοι Φ10/16	πεντάτμητοι Φ10/30
2ος όροφος	12Φ20	τετράτμητοι Φ10/16	τετράτμητοι Φ10/30
3ος όροφος			
4ος όροφος			
δώμα			

Πίνακας 6.17: Τοποθετούμενος οπλισμός των υποστυλωμάτων C8

6.5.2 Ικανοτικός έλεγχος

Οι ροπές αντοχής δοκών και υποστυλωμάτων υπολογίζονται σε φύλλο Excel, το οποίο επισυνάπτεται στο παράρτημα. Στους παρακάτω πίνακες φαίνονται οι ροπές αντοχής των διατομών και ελέγχεται η ικανοποίηση του ικανοτικού ελέγχου κόμβων. Όπως προβλέπεται και στον κανονισμό(ΕC8, §4.4.2.3[6]), ο ικανοτικός έλεγχος δεν πραγματοποιείται στο δώμα της κατασκευής.

1ος όροφος M+				1ος όροφος M-			
element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc	element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc
BX4	346.82	450.866	731.86	BX4	464.35	603.655	731.86
C5,over	267.05			C5,over	267.05		
C5,under	464.81			C5,under	464.81		
2ος όροφος M+				2ος όροφος M-			
element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc	element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc
BX4	281.15	365.495	530.82	BX4	334.81	435.253	530.82
C5,over	263.77			C5,over	263.77		
C5,under	267.05			C5,under	267.05		
3ος όροφος M+				3ος όροφος M-			
element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc	element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc
BX4	213.47	277.511	512.78	BX4	268.57	349.141	512.78
C5,over	249.01			C5,over	249.01		
C5,under	263.77			C5,under	263.77		
4ος όροφος M+				4ος όροφος M-			
element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc	element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc
BX4	141.54	184.002	483.59	BX4	174.24	226.512	483.59
C5,over	234.58			C5,over	234.58		
C5,under	249.01			C5,under	249.01		

Πίνακας 6.18: Ικανοτικός έλεγχος κόμβων 5 στο επίπεδο ΧΖ

1ος όροφος M+				1ος όροφος M-			
element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc	element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc
BY1	187.56	243.828	731.86	BY1	257.97	335.361	731.86
C5,over	267.05			C5,over	267.05		
C5,under	464.81			C5,under	464.81		
2ος όροφος M+				2ος όροφος M-			
element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc	element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc
BY1	187.56	243.828	530.82	BY1	257.97	335.361	530.82
C5,over	263.77			C5,over	263.77		
C5,under	267.05			C5,under	267.05		
3ος όροφος M+				3ος όροφος M-			
element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc	element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc
BY1	144.53	187.889	512.78	BY1	215.41	280.033	512.78
C5,over	249.01			C5,over	249.01		
C5,under	263.77			C5,under	263.77		
4ος όροφος M+				4ος όροφος M-			
element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc	element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc
BY1	101.03	131.339	483.59	BY1	173.2	225.16	483.59
C5,over	234.58			C5,over	234.58		
C5,under	249.01			C5,under	249.01		

Πίνακας 6.19: Ικανοτικός έλεγχος κόμβων 5 στο επίπεδο ΥΖ

1ος όροφος M+				1ος όροφος M-			
element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc	element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc
BX6	284.79	370.227	731.83	BX6	397.97	517.361	731.83
C8,over	267.1			C8,over	267.1		
C8,under	464.73			C8,under	464.73		
2ος όροφος M+				2ος όροφος M-			
element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc	element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc
BX6	216.97	282.061	532.33	BX6	332.11	431.743	532.33
C8,over	265.23			C8,over	265.23		
C8,under	267.1			C8,under	267.1		
3ος όροφος M+				3ος όροφος M-			
element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc	element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc
BX6	217.34	282.542	516.49	BX6	268.57	349.141	516.49
C8,over	251.26			C8,over	251.26		
C8,under	265.23			C8,under	265.23		
4ος όροφος M+				4ος όροφος M-			
element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc	element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc
BX6	101.45	131.885	487.22	BX6	173.2	225.16	487.22
C8,over	235.96			C8,over	235.96		
C8,under	251.26			C8,under	251.26		

Πίνακας 6.20: Ικανοτικός έλεγχος κόμβων 8 στο επίπεδο ΧΖ

1ος όροφος M+				1ος όροφος M-			
element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc	element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc
BY6	317.42	412.646	731.83	BY6	259.34	337.142	731.83
C8,over	267.1			C8,over	267.1		
C8,under	464.73			C8,under	464.73		
2ος όροφος M+				2ος όροφος M-			
element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc	element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc
BY6	274.67	357.071	532.33	BY6	216.97	282.061	532.33
C8,over	265.23			C8,over	265.23		
C8,under	267.1			C8,under	267.1		
3ος όροφος M+				3ος όροφος M-			
element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc	element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc
BY6	231.78	301.314	516.49	BY6	174.45	226.785	516.49
C8,over	251.26			C8,over	251.26		
C8,under	265.23			C8,under	265.23		
4ος όροφος M+				4ος όροφος M-			
element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc	element	Mrd	1.3*ΣMrb	ΣMrc
BY6	188.17	244.621	487.22	BY6	131.68	171.184	487.22
C8,over	235.96			C8,over	235.96		
C8,under	251.26			C8,under	251.26		

Πίνακας 6.21: Ικανοτικός έλεγχος κόμβων 8 στο επίπεδο ΥΖ

7. Έλεγχος της επίδρασης της τοιχοποιίας στο 2^ο κτίριο

Στο παρόν εδάφιο εξετάζεται η συμπεριφορά της κατασκευής όταν λαμβάνεται υπόψη η συμμετοχή της τοιχοποιίας πλήρωσης στη συνολική δυσκαμψία. Η επίδραση της τοιχοποιίας στη συνολική δυσκαμψία μπορεί να αμεληθεί στην περίπτωση τοιχωματικών φορέων, καθώς η συνεισφορά της είναι μικρή. Ο συγκεκριμένος φορέας, ωστόσο, είναι πλαιακού τύπου στη διεύθυνση X και συνεπώς η προσομοίωση της τοιχοποιίας αναμένεται να έχει σημαντική επίδραση. Θα εξεταστούν τρεις περιπτώσεις κατά την προσομοίωση της τοιχοποιίας:

1. Προσομοίωση όλων των τοιχοποιιών ως προς την κάτοψη και καθ' ύψος,
2. Προσομοίωση της τοιχοποιίας σε μέρος της κάτοψης και όμοια καθ' ύψος,
3. Προσομοίωση όλων των τοιχοποιιών ως προς την κάτοψη και καθ' ύψος, εκτός από τον 1^ο όροφο (pilotis).

Για κάθε μία από τις παραπάνω περιπτώσεις γίνεται σύγκριση των νέων εντατικών μεγεθών με τις αντίστοιχες αντοχές και τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού και υπολογίζονται για καθένα από τα έξι δομικά στοιχεία που οπλίστηκαν οι συντελεστές ανεπάρκειας: $\lambda_{\delta\alpha\theta} = \frac{Ra\pi}{R\delta\alpha\theta}$ και $\lambda_{\varepsilon} = \frac{Ra\pi}{Ra\pi,d}$, στους οποίους γίνεται εκτενέστερη αναφορά παρακάτω. Επιπλέον, υπολογίζεται και η κατανομή της συνολικής τέμνουσας καθ' ύψος του κτιρίου και για τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις και συγκρίνεται με την αντίστοιχη κατανομή στο “γυμνό” κτίριο. Ειδικά για την περίπτωση της pilotis γίνεται και μια πρόσθετη ανάλυση με το φάσμα του σεισμού του Northridge, ώστε να εξεταστεί η συμπεριφορά αυτού του κτιρίου υπό την επίδραση ισχυρής διέγερσης με έντονα χαρακτηριστικά κατευθυντικότητας.

7.1 Προσομοίωση της τοιχοποιίας πλήρωσης

Η προσομοίωση της τοιχοποιίας γίνεται σύμφωνα με τις §5.9 και §7.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Συγκεκριμένα χρησιμοποιούνται δύο διαγώνιες, αμφιαρθρωτές ράβδοι, οι οποίες διήκουν από τον έναν κόμβο στον απέναντι διαγώνιο. Για να προσομοιωθεί πιο σωστά

η συμπεριφορά των διαγωνίων(η μία εφελκύεται και η άλλη θλίβεται), η δυστένεια των διατομών τους απομειώνεται στο μισό ($\frac{E \cdot A}{2}$).

Για κάθε ράβδο προσδιορίζονται τα γεωμετρικά της χαρακτηριστικά(πάχος t , μήκος L , πλάτος $b=0.15 \cdot L$) και το μέτρο ελαστικότητας $E=(500 \sim 1000) \cdot f_{wc}$, το οποίο είναι άμεση συνάρτηση της θλιπτικής αντοχής του χρησιμοποιούμενου τοιχοσώματος και του κονιάματος, καθώς επίσης και της λυγηρότητας της τοιχοποιίας $\lambda = \frac{L}{t}$. Ειδικά για $\lambda > 30$, η συμβολή της τοιχοποιίας στη δυσκαμψία αμελείται. Κατά την προσομοίωση δε λαμβάνονται υπόψη τυχόν ανοίγματα που μπορεί να διακόπτουν τη συνέχεια της τοιχοποιίας.

Με χρήση του φύλλου Excel, το οποίο παρατίθεται στο παράρτημα, υπολογίστηκαν τα στοιχεία των διαγώνιων ράβδων, τα οποία έπειτα εισήχθησαν στο πρόγραμμα ανάλυσης. Τα στοιχεία αυτά παρατίθενται στον παρακάτω πίνακα.

ΔΙΑΓΩΝΙΕΣ ΡΑΒΔΟΙ		E(Mpa)	b(m)	t(m)
1ος όροφος	BY1, BY6	1365.112	0.97	0.25
	BX4, BX1	1944.775	0.74	0.25
	BX5, BX2	2231.865	0.63	0.25
	BX6, BX3	1500.277	0.91	0.25
Υπόλοιποι όροφοι	BY1, BY6	1498.557	0.91	0.25
	BX4, BX1	2163.669	0.65	0.25
	BX5, BX2	3426.690	0.51	0.25
	BX6, BX3	1659.481	0.85	0.25

Πίνακας 7.1: Στοιχεία διαγώνιων ράβδων

7.2 Προσομοίωση όλων των τοιχοποιιών ως προς την κάτοψη και καθ' ύψος

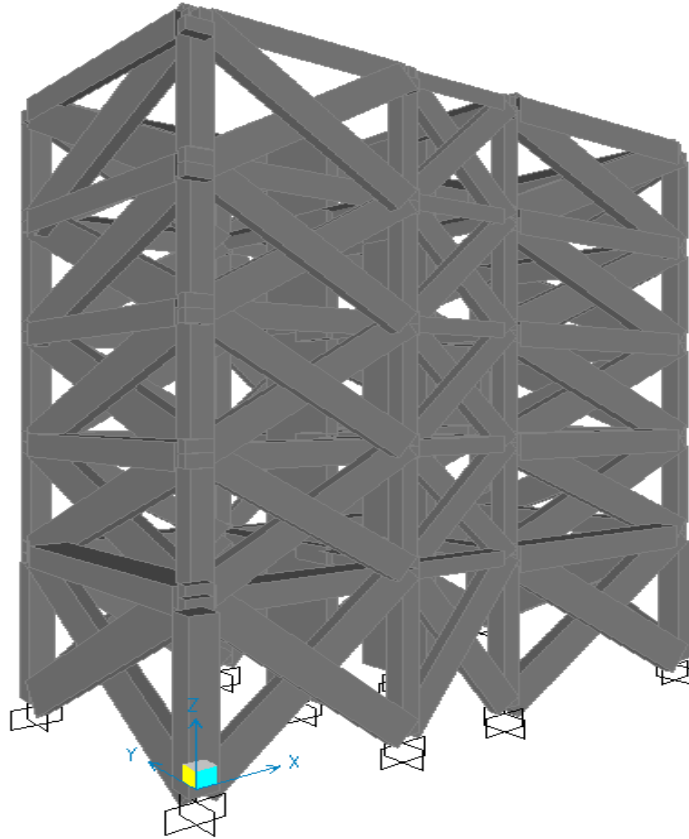
Αρχικά παρουσιάζονται δύο πίνακες με τα νέα ιδιομορφικά χαρακτηριστικά της κατασκευής, ώστε να είναι άμεσα συγκρίσιμα με αυτά του “γυμνού” φορέα και στη συνέχεια φαίνεται μια εικόνα του τρισδιάστατου φορέα, στην οποία διακρίνονται οι τοποθετούμενες διαγώνιες ράβδοι.

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
EIGENMODES	Mode	1	0.403437	2.4787	15.574	242.55
EIGENMODES	Mode	2	0.377247	2.6508	16.655	277.4
EIGENMODES	Mode	3	0.282945	3.5343	22.206	493.12
EIGENMODES	Mode	4	0.126245	7.9211	49.77	2477
EIGENMODES	Mode	5	0.125142	7.9909	50.208	2520.9
EIGENMODES	Mode	6	0.092433	10.819	67.975	4620.7
EIGENMODES	Mode	7	0.074881	13.355	83.909	7040.7
EIGENMODES	Mode	8	0.068734	14.549	91.413	8356.3

Πίνακας 7.2: Ιδιομορφές για την περίπτωση τοιχοποιίας παντού

OutputCase	StepType	StepNum	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
EIGENMODES	Mode	1	0.0003	0.7748	0.0003	0.7748	0.6835	0.6835
EIGENMODES	Mode	2	0.9027	0.0003	0.9030	0.7751	0.1282	0.8117
EIGENMODES	Mode	3	0.0001	0.0598	0.9031	0.8348	0.0567	0.8684
EIGENMODES	Mode	4	0.0765	0.0026	0.9796	0.8374	0.0028	0.8712
EIGENMODES	Mode	5	0.0020	0.1012	0.9816	0.9387	0.0949	0.9660
EIGENMODES	Mode	6	0.0000	0.0147	0.9816	0.9534	0.0012	0.9672
EIGENMODES	Mode	7	0.0142	0.0000	0.9958	0.9534	0.0016	0.9688
EIGENMODES	Mode	8	0.0000	0.0236	0.9958	0.9770	0.0221	0.9909

Πίνακας 7.3: Ποσοστά συμμετοχής των μαζών για την περίπτωση τοιχοποιίας παντού



Εικόνα 7.1: Απεικόνιση του μοντελοποιημένου φορέα στο SAP για την περίπτωση της τοιχοποιίας παντού

7.2.1 Έλεγχος επάρκειας δομικών στοιχείων και κόμβων

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, ο έλεγχος επάρκειας των μελών, που έχουν οπλιστεί, έγινε με τον υπολογισμό των συντελεστών ανεπάρκειας:

$$\lambda_{\delta\alpha\theta} = \frac{R_{\alpha\pi}}{R_{\delta\alpha\theta}} \quad \text{και} \quad \lambda_{\varepsilon} = \frac{R_{\alpha\pi}}{R_{\alpha\pi,d}}$$

$R_{\alpha\pi}$ = η τιμή του εκάστωτε εντατικού μεγέθους για τη συγκεκριμένη περίπτωση προσομοίωσης της τοιχοποιίας

$R_{\delta\alpha\theta}$ = η τιμή του εκάστωτε μεγέθους αντοχής, όπως αυτό προέκυψε από την όπλιση του φορέα, αγνοώντας την τοιχοποιία

$R_{\alpha\pi,d}$ = η τιμή του εκάστωτε εντατικού μεγέθους για την περίπτωση του “γυμνού” κτιρίου

Είναι σαφές ότι για $\lambda_{\delta i a \theta} > 1$ έχουμε υπέρβαση στο συγκεκριμένο μέγεθος και συνεπώς η συνεκτίμηση της τοιχοποιίας οδηγεί σε δυσμενέστερα αποτελέσματα.

Στο σημείο αυτό κρίνεται σκόπιμο να αναφέρουμε ότι σε ένα τοιχοπληρωμένο πλαίσιο με άνοιγμα $L_{\alpha v}$ και πάχος t_w , ο έλεγχος σε διάτμηση των υποστυλωμάτων γίνεται για τέμνουσα: $V_{Ed} = \min(f_{vk} * L_{\alpha v} * t_w, 2 * \gamma_{Rd} * M_{Rc,i} / l_c)$, όπου

$l_c = 0.15 * L_{\alpha v} / \cos^2 \varphi$, το κρίσιμο μήκος του υποστυλώματος που καταπονείται από τη δράση της τοιχοποιίας

$f_{vk} = 0.30 \text{MPa}$, η διατμητική αντοχή του φατνώματος για τοιχοποιία τύπου orthoblock K250

$M_{Rc,i}$ = η ροπή αντοχής του υποστυλώματος στο άκρο i

$\gamma_{Rd} = 1.1$ για ΚΠΜ και $\gamma_{Rd} = 1.3$ για ΚΠΥ

Στο συγκεκριμένο παράδειγμα και για τη δεδομένη όπλιση, προκύπτει ότι η διατμητική αστοχία των τοιχοπληρώσεων προηγείται της δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων στην κρίσιμη ζώνη l_c των υποστυλωμάτων, συνεπώς ο έλεγχος σε διάτμηση στα υποστυλώματα C5, C8 καθ' ύψος του κτιρίου έγινε για τέμνουσα: $V_{Ed} = f_{vk} * L_{\alpha v} * t_w$.

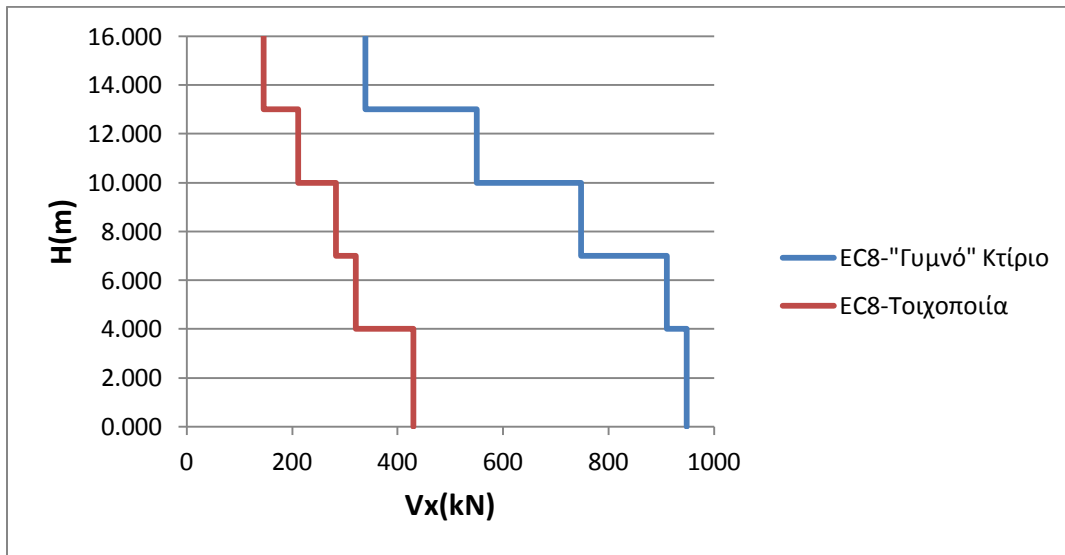
Συντελεστής ανεπάρκειας λ		ΚΑΜΨΗ(λ _{διαθ})	ΔΙΑΤΜΗΣΗ(λ _{διαθ})	ΚΑΜΨΗ(λ _ε)	ΔΙΑΤΜΗΣΗ(λ _ε)
5ος όροφος	BY1	0.484	0.092	0.714	0.799
	BX4	0.230	0.057	0.383	0.649
	BX6	0.390	0.082	0.592	0.801
	BY6	0.593	0.112	0.790	0.875
	C5	0.179	0.746	0.619	0.633
	C8	0.241	0.746	0.760	0.762
4ος όροφος	BY1	0.429	0.120	0.535	0.701
	BX4	0.290	0.093	0.376	0.511
	BX6	0.400	0.115	0.485	0.672
	BY6	0.631	0.162	0.727	0.821
	C5	0.138	0.746	0.397	0.430
	C8	0.250	0.746	0.710	0.717
3ος όροφος	BY1	0.384	0.128	0.469	0.633
	BX4	0.287	0.098	0.367	0.463
	BX6	0.338	0.106	0.439	0.597
	BY6	0.664	0.192	0.706	0.790
	C5	0.164	0.746	0.370	0.376
	C8	0.302	0.746	0.703	0.709
2ος όροφος	BY1	0.356	0.135	0.442	0.595
	BX4	0.286	0.116	0.351	0.429
	BX6	0.318	0.116	0.405	0.547
	BY6	0.666	0.214	0.692	0.768
	C5	0.178	0.746	0.341	0.340
	C8	0.325	0.746	0.676	0.687
1ος όροφος	BY1	0.321	0.128	0.367	0.527
	BX4	0.352	0.152	0.401	0.457
	BX6	0.361	0.137	0.439	0.550
	BY6	0.653	0.236	0.699	0.766
	C5	0.297	0.586	0.436	0.450
	C8	0.328	0.586	0.499	0.530

Πίνακας 7.4: Τιμές των συντελεστών ανεπάρκειας λ_{διαθ}, λ_ε

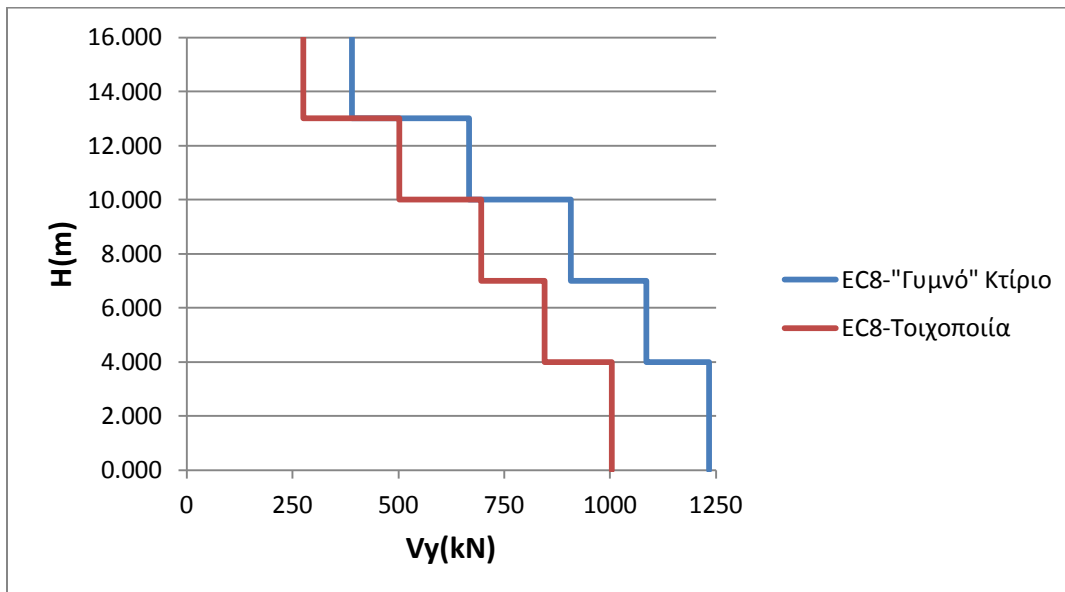
7.2.2 Κατανομή τέμνουσας ορόφων καθ' ύψος του κτιρίου

Στο παρόν εδάφιο υπολογίζεται η καθ' ύψος κατανομή της τέμνουσας και για τις δύο διευθύνσεις και συγκρίνεται με την αντίστοιχη κατανομή της όταν η τοιχοποιία δε

λαμβάνεται υπόψη. Σημειώνεται ότι ο υπολογισμός γίνεται με βάση τα κατακόρυφα στοιχεία από σπλισμένο σκυρόδεμα, ώστε η σύγκριση να είναι άμεση. Από τα παρακάτω σχήματα καθίσταται σαφές ότι στη διεύθυνση Y , που το κτίριο είναι τοιχωματικό, η επίδραση της τοιχοποιίας είναι πολύ μικρότερη σε σύγκριση με τη διεύθυνση X , όπου το κτίριο είναι πλαισιακού τύπου.



Σχήμα 7.1: Καθ' ύψος κατανομή της τέμνουσας στη διεύθυνση X



Σχήμα 7.2: Καθ' ύψος κατανομή της τέμνουσας στη διεύθυνση Y

7.3 Προσομοίωση όλων των τοιχοποιιών ως προς την κάτοψη και καθ' ύψος, εκτός από τον 1^ο όροφο(pilotis)

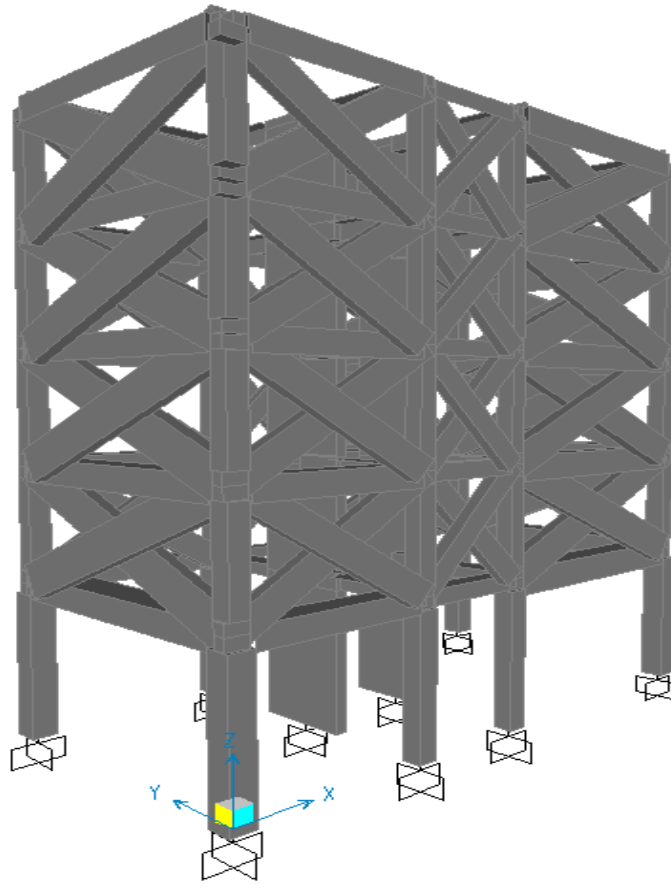
Αρχικά παρουσιάζονται δύο πίνακες με τα νέα ιδιομορφικά χαρακτηριστικά της κατασκευής, ώστε να είναι άμεσα συγκρίσιμα με αυτά του “γυμνού” φορέα και στη συνέχεια φαίνεται μια εικόνα του τρισδιάστατου φορέα, στην οποία διακρίνονται οι τοποθετούμενες διαγώνιες ράβδοι.

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
EIGENMODES	Mode	1	0.536004	1.8657	11.722	137.41
EIGENMODES	Mode	2	0.443419	2.2552	14.17	200.79
EIGENMODES	Mode	3	0.335589	2.9798	18.723	350.54
EIGENMODES	Mode	4	0.146381	6.8315	42.923	1842.4
EIGENMODES	Mode	5	0.132122	7.5688	47.556	2261.6
EIGENMODES	Mode	6	0.100756	9.925	62.36	3888.8
EIGENMODES	Mode	7	0.078465	12.745	80.076	6412.2
EIGENMODES	Mode	8	0.070444	14.196	89.194	7955.5

Πίνακας 7.5: Ιδιομορφές για την περίπτωση pilotis

OutputCase	StepType	StepNum	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
EIGENMODES	Mode	1	0.9759	0.0001	0.9759	0.0001	0.1198	0.1198
EIGENMODES	Mode	2	0.0002	0.6117	0.9761	0.6118	0.7906	0.9105
EIGENMODES	Mode	3	0.0000	0.2374	0.9761	0.8492	0.0000	0.9105
EIGENMODES	Mode	4	0.0208	0.0000	0.9969	0.8492	0.0023	0.9128
EIGENMODES	Mode	5	0.0000	0.0855	0.9969	0.9346	0.0648	0.9775
EIGENMODES	Mode	6	0.0000	0.0244	0.9969	0.9590	0.0011	0.9787
EIGENMODES	Mode	7	0.0023	0.0000	0.9992	0.9590	0.0002	0.9789
EIGENMODES	Mode	8	0.0000	0.0198	0.9992	0.9788	0.0136	0.9925

Πίνακας 7.6: Ποσοστά συμμετοχής των μαζών για την περίπτωση pilotis



Εικόνα 7.2: Απεικόνιση του μοντελοποιημένου φορέα στο SAP για την περίπτωση της pilotis

7.3.1 Έλεγχος επάρκειας δομικών στοιχείων και κόμβων

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, ο έλεγχος επάρκειας των μελών, που έχουν οπλιστεί, έγινε με τον υπολογισμό των συντελεστών ανεπάρκειας:

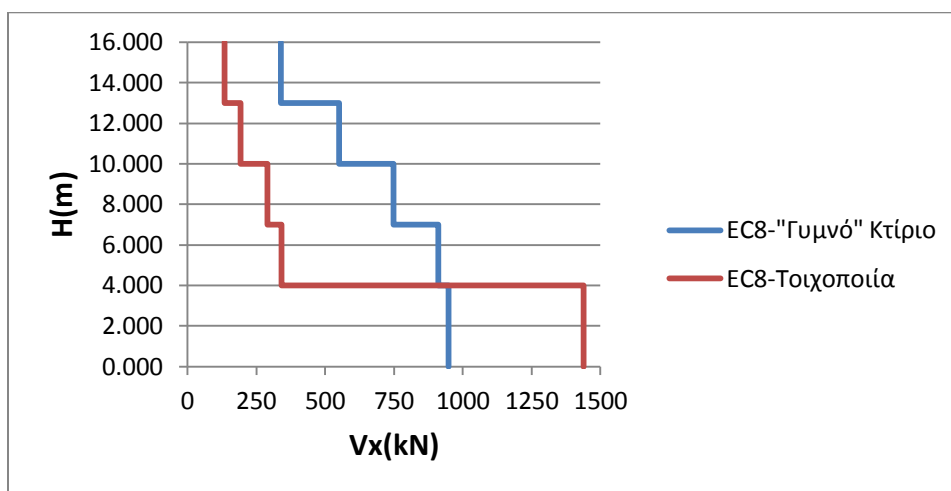
$$\lambda_{\delta\alpha\theta} = \frac{R_{\alpha\pi}}{R_{\delta\alpha\theta}} \quad \text{και} \quad \lambda_{\epsilon} = \frac{R_{\alpha\pi}}{R_{\alpha\pi,d}}$$

Συντελεστής ανεπάρκειας λ	ΚΑΜΨΗ(λ _{διαθ})	ΔΙΑΤΜΗΣΗ(λ _{διαθ})	ΚΑΜΨΗ(λ _ε)	ΔΙΑΤΜΗΣΗ(λ _ε)	
5ος όροφος	BY1	0.460	0.090	0.713	0.786
	BX4	0.208	0.055	0.354	0.621
	BX6	0.369	0.080	0.599	0.786
	BY6	0.548	0.109	0.762	0.847
	C5	0.172	0.746	0.596	0.605
	C8	0.224	0.746	0.707	0.708
4ος όροφος	BY1	0.418	0.119	0.522	0.692
	BX4	0.261	0.088	0.338	0.482
	BX6	0.373	0.112	0.453	0.651
	BY6	0.584	0.155	0.672	0.785
	C5	0.139	0.746	0.401	0.429
	C8	0.232	0.746	0.660	0.665
3ος όροφος	BY1	0.389	0.129	0.475	0.637
	BX4	0.271	0.093	0.346	0.441
	BX6	0.328	0.104	0.425	0.583
	BY6	0.622	0.184	0.661	0.758
	C5	0.170	0.746	0.384	0.393
	C8	0.287	0.746	0.667	0.673
2ος όροφος	BY1	0.373	0.138	0.462	0.609
	BX4	0.227	0.103	0.278	0.382
	BX6	0.256	0.106	0.328	0.500
	BY6	0.620	0.204	0.644	0.732
	C5	0.198	0.746	0.380	0.367
	C8	0.305	0.746	0.634	0.573
1ος όροφος	BY1	0.544	0.175	0.623	0.718
	BX4	0.899	0.309	0.943	0.931
	BX6	0.918	0.237	0.953	0.948
	BY6	0.952	0.312	1.024	1.014
	C5	0.965	0.303	1.417	1.517
	C8	0.940	0.291	1.430	1.542

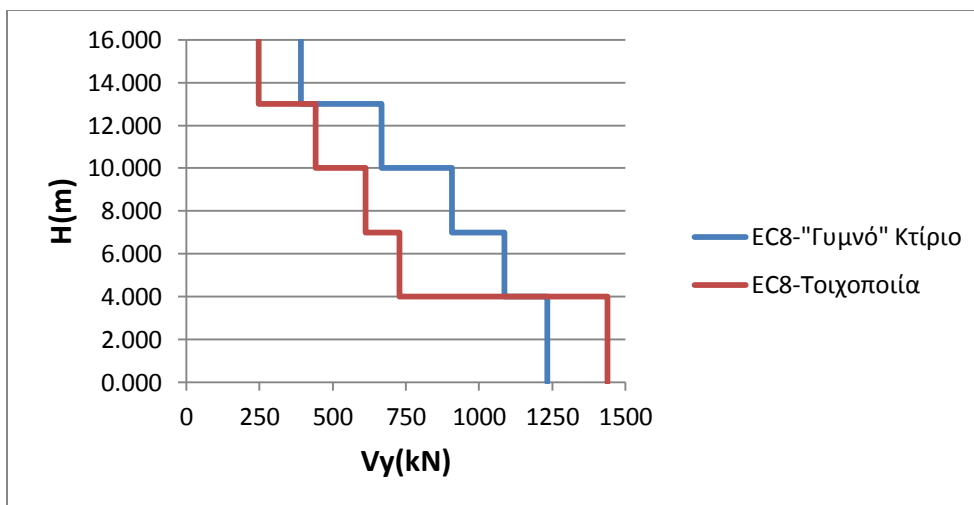
Πίνακας 7.7: Τιμές των συντελεστών ανεπάρκειας λ_{διαθ}, λ_ε

7.3.2 Κατανομή τέμνουσας ορόφων καθ' ύψος του κτιρίου

Στο παρόν εδάφιο υπολογίζεται η καθ' ύψος κατανομή της τέμνουσας και για τις δύο διευθύνσεις και συγκρίνεται με την αντίστοιχη κατανομή της όταν η τοιχοποιία δε λαμβάνεται υπόψη. Σημειώνεται ότι ο υπολογισμός γίνεται με βάση τα κατακόρυφα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα, ώστε η σύγκριση να είναι άμεση. Από τα παρακάτω σχήματα παρατηρούμε μια ραγδαία αύξηση της τέμνουσας στη στάθμη του ισογείου στην περίπτωση της pilotis, η οποία οδηγεί μάλιστα σε υψηλότερη τέμνουσα βάσης, που καλείται να αναλάβει το κτίριο.



Σχήμα 7.3: Καθ' ύψος κατανομή της τέμνουσας στη διεύθυνση X



Σχήμα 7.4: Καθ' ύψος κατανομή της τέμνουσας στη διεύθυνση Y

7.4 Προσομοίωση της τοιχοποιίας σε μέρος της κάτοψης και όμοια καθ' ύψος

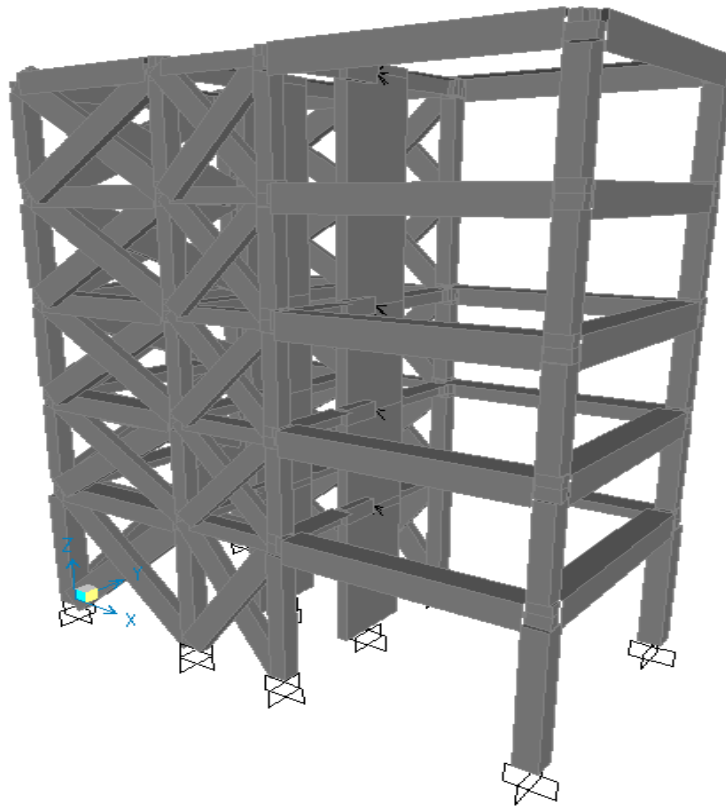
Αρχικά παρουσιάζονται δύο πίνακες με τα νέα ιδιομορφικά χαρακτηριστικά της κατασκευής, ώστε να είναι άμεσα συγκρίσιμα με αυτά του “γυμνού” φορέα και στη συνέχεια φαίνεται μια εικόνα του τρισδιάστατου φορέα, στην οποία διακρίνονται οι τοποθετούμενες διαγώνιες ράβδοι.

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
EIGENMODES	Mode	1	0.494031	2.0242	12.718	161.75
EIGENMODES	Mode	2	0.446789	2.2382	14.063	197.77
EIGENMODES	Mode	3	0.307627	3.2507	20.425	417.17
EIGENMODES	Mode	4	0.152202	6.5702	41.282	1704.2
EIGENMODES	Mode	5	0.148161	6.7494	42.408	1798.4
EIGENMODES	Mode	6	0.098671	10.135	63.678	4054.9
EIGENMODES	Mode	7	0.085966	11.632	73.089	5342
EIGENMODES	Mode	8	0.082504	12.121	76.156	5799.7

Πίνακας 7.8: Ιδιομορφές για την περίπτωση τοιχοποιίας σε μέρος της κάτοψης

OutputCase	StepType	StepNum	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
EIGENMODES	Mode	1	0.0007	0.6272	0.0007	0.6272	0.7242	0.7242
EIGENMODES	Mode	2	0.8996	0.0006	0.9003	0.6278	0.1359	0.8601
EIGENMODES	Mode	3	0.0000	0.1960	0.9003	0.8238	0.0013	0.8614
EIGENMODES	Mode	4	0.0009	0.0902	0.9012	0.9140	0.0829	0.9442
EIGENMODES	Mode	5	0.0803	0.0010	0.9815	0.9150	0.0180	0.9623
EIGENMODES	Mode	6	0.0000	0.0275	0.9815	0.9425	0.0001	0.9623
EIGENMODES	Mode	7	0.0140	0.0001	0.9956	0.9426	0.0011	0.9634
EIGENMODES	Mode	8	0.0001	0.0297	0.9956	0.9723	0.0253	0.9886

Πίνακας 7.9: Ποσοστά συμμετοχής των μαζών για την περίπτωση τοιχοποιίας σε μέρος της κάτοψης



Εικόνα 7.3: Απεικόνιση του μοντελοποιημένου φορέα στο SAP για την περίπτωση τοιχοποιίας σε μέρος της κάτοψης

7.4.1 Έλεγχος επάρκειας δομικών στοιχείων και κόμβων

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, ο έλεγχος επάρκειας των μελών, που έχουν οπλιστεί, έγινε με τον υπολογισμό των συντελεστών ανεπάρκειας:

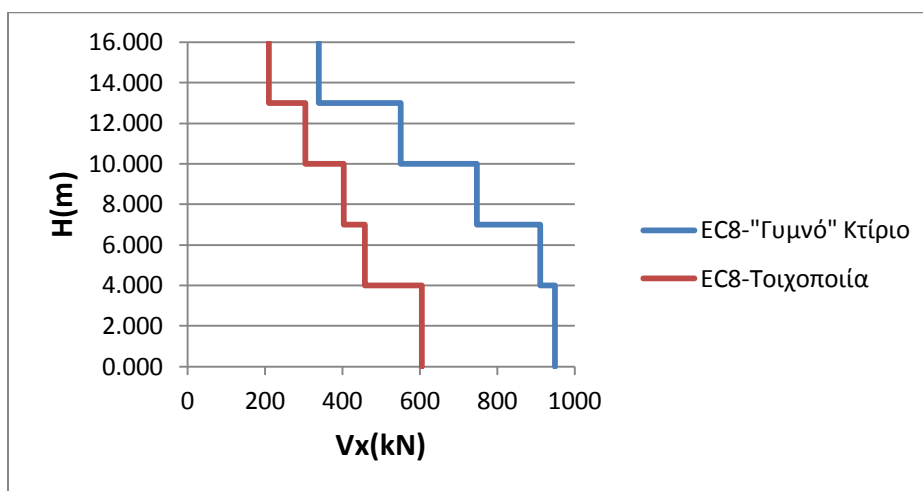
$$\lambda_{\text{διαθ}} = \frac{R_{\text{απ}}}{R_{\text{διαθ}}} \quad \text{και} \quad \lambda_{\text{ε}} = \frac{R_{\text{απ}}}{R_{\text{απ},d}}$$

Συντελεστής ανεπάρκειας λ	ΚΑΜΨΗ(λ _{διαθ})	ΔΙΑΤΜΗΣΗ(λ _{διαθ})	ΚΑΜΨΗ(λ _ε)	ΔΙΑΤΜΗΣΗ(λ _ε)	
5ος όροφος	BY1	0.439	0.088	0.713	0.771
	BX4	0.352	0.070	0.586	0.799
	BX6	0.614	0.098	0.863	0.963
	BY6	0.864	0.134	1.091	1.045
	C5	0.164	0.746	0.567	0.580
	C8	0.344	0.106	1.086	1.086
4ος όροφος	BY1	0.391	0.115	0.488	0.671
	BX4	0.427	0.121	0.554	0.664
	BX6	0.603	0.144	0.732	0.842
	BY6	0.946	0.209	1.163	1.058
	C5	0.188	0.746	0.541	0.548
	C8	0.378	0.134	1.075	1.077
3ος όροφος	BY1	0.362	0.124	0.442	0.614
	BX4	0.435	0.130	0.533	0.614
	BX6	0.499	0.134	0.648	0.757
	BY6	1.011	0.255	1.109	1.053
	C5	0.235	0.746	0.531	0.539
	C8	0.457	0.174	1.064	1.067
2ος όροφος	BY1	0.344	0.132	0.427	0.583
	BX4	0.421	0.155	0.508	0.575
	BX6	0.461	0.147	0.591	0.695
	BY6	1.016	0.290	1.078	1.043
	C5	0.256	0.746	0.492	0.474
	C8	0.494	0.192	1.027	1.038
1ος όροφος	BY1	0.395	0.144	0.453	0.590
	BX4	0.525	0.204	0.572	0.615
	BX6	0.537	0.175	0.623	0.701
	BY6	0.996	0.324	1.085	1.051
	C5	0.424	0.586	0.623	0.638
	C8	0.509	0.153	0.775	0.813

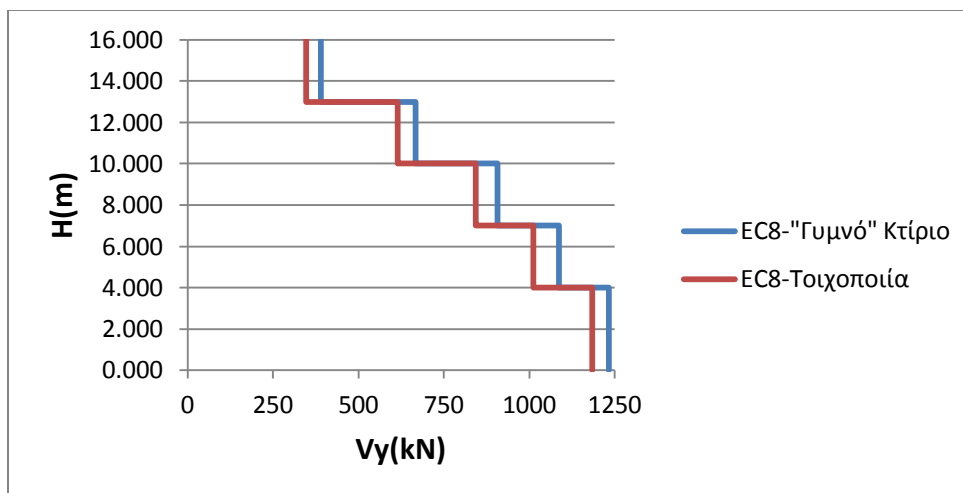
Πίνακας 7.10: Τιμές των συντελεστών ανεπάρκειας λ_{διαθ}, λ_ε

7.4.2 Κατανομή τέμνουσας ορόφων καθ'ύψος του κτιρίου

Στο παρόν εδάφιο υπολογίζεται η καθ'ύψος κατανομή της τέμνουσας και για τις δύο διευθύνσεις και συγκρίνεται με την αντίστοιχη κατανομή της όταν η τοιχοποιία δε λαμβάνεται υπόψη. Σημειώνεται ότι ο υπολογισμός γίνεται με βάση τα κατακόρυφα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα, ώστε η σύγκριση να είναι άμεση. Από τα παρακάτω σχήματα προκύπτει ότι η συγκεκριμένη εκκεντρότητα δρα πιο ανακουφιστικά στη διεύθυνση X απ'ότι στη διεύθυνση Y , σε όρους συνολικής τέμνουσας.



Σχήμα 7.5: Καθ'ύψος κατανομή της τέμνουσας στη διεύθυνση X



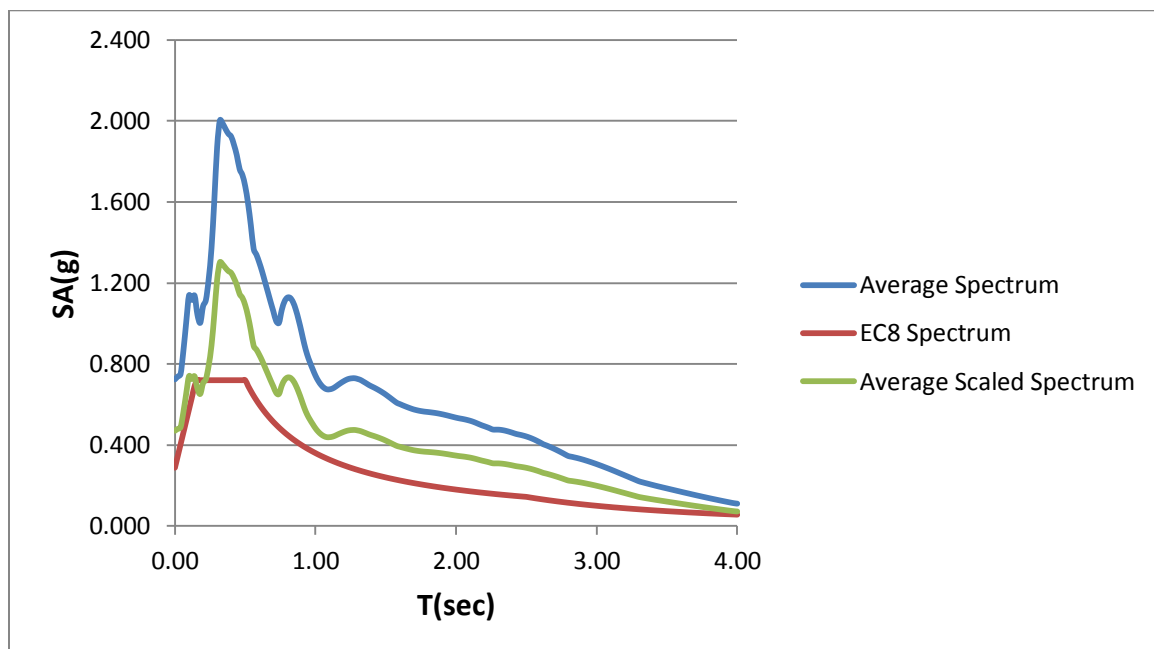
Σχήμα 7.6: Καθ'ύψος κατανομή της τέμνουσας στη διεύθυνση Y

7.5 Ανάλυση της *pilotis* με το φάσμα της πραγματικής καταγραφής από το σεισμό του Northridge

Η περίπτωση των κτιρίων με *pilotis* είναι ένα πολύ συνηθισμένο φαινόμενο στα σύγχρονα αστικά κέντρα, λόγω των πλεονεκτημάτων χρήσης που προσφέρει (π.χ βιτρίνα καταστημάτων, χώρος στάθμευσης αυτοκινήτων). Για το λόγο αυτό, αυτή η περίπτωση θα εξεταστεί και υπό τη δράση του φάσματος του σεισμού του Northridge, ενός πολύ ισχυρού σεισμού με έντονα φαινόμενα κοντινού πεδίου.

7.5.1 Κλιμάκωση των φασματικών τιμών

Όπως έχει ήδη αναφερθεί σε προηγούμενο κεφάλαιο, τα φάσματα των δύο καταγραφών, που διαφέρουν αζιμουθιακά κατά 90° , πρέπει να υποστούν κάποια κλιμάκωση, ώστε να ανταποκρίνονται στην ελληνική πραγματικότητα. Με βάση λοιπόν τα όσα αναφέρθηκαν στο κεφάλαιο 4.1.1, ο συντελεστής κλιμάκωσης προέκυψε ίσος με: $SF=0.65$.



Σχήμα 7.7: 1) Μέσο φάσμα, 2) Μέσο κλιμακωμένο φάσμα, 3) Ελαστικό φάσμα EC8

7.5.2 Έλεγχος επάρκειας δομικών στοιχείων και κόμβων

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, ο έλεγχος επάρκειας των μελών, που έχουν οπλιστεί, έγινε με τον υπολογισμό του συντελεστή ανεπάρκειας $\lambda_{\text{διαθ}}$.

Συντελεστής ανεπάρκειας λ		ΚΑΜΨΗ($\lambda_{\text{διαθ}}$)	ΔΙΑΤΜΗΣΗ($\lambda_{\text{διαθ}}$)
5ος όροφος	BY1	1.270	0.147
	BX4	0.569	0.091
	BX6	0.769	0.110
	BY6	1.586	0.191
	C5	0.444	0.746
	C8	0.613	0.746
4ος όροφος	BY1	1.483	0.234
	BX4	0.798	0.185
	BX6	0.936	0.182
	BY6	2.098	0.346
	C5	0.456	0.746
	C8	0.796	0.746
3ος όροφος	BY1	1.522	0.288
	BX4	0.970	0.226
	BX6	0.872	0.195
	BY6	2.524	0.475
	C5	0.567	0.746
	C8	1.026	0.746
2ος όροφος	BY1	1.478	0.334
	BX4	0.784	0.261
	BX6	0.811	0.205
	BY6	2.551	0.565
	C5	0.677	0.746
	C8	1.113	0.746
1ος όροφος	BY1	2.745	0.526
	BX4	3.037	0.931
	BX6	3.233	0.634
	BY6	4.445	1.053
	C5	3.145	0.983
	C8	3.050	0.936

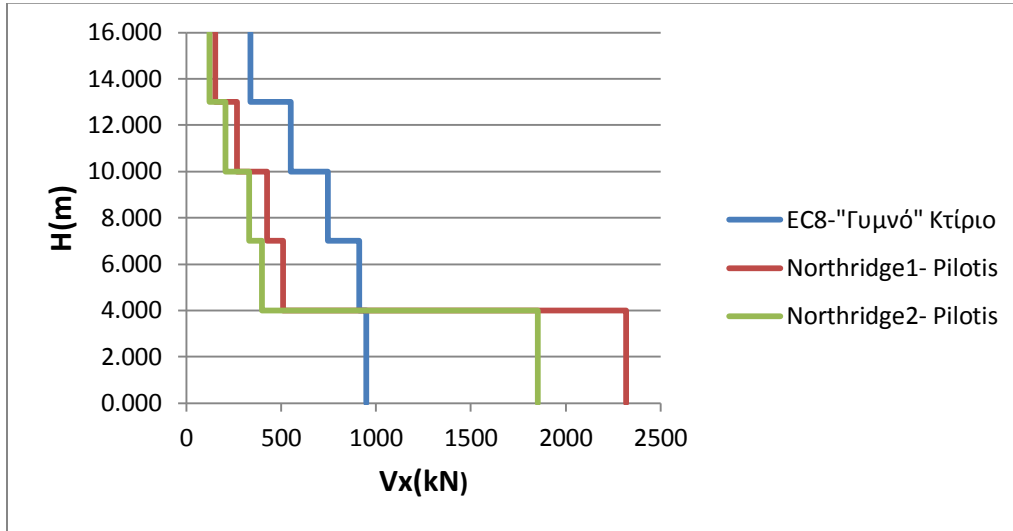
Πίνακας 7.11: Τιμές του συντελεστή ανεπάρκειας $\lambda_{\text{διαθ}}$ για την ισχυρή συνιστώσα του σεισμού του Northridge

Συντελεστής ανεπάρκειας λ	ΚΑΜΨΗ(λ _{διαθ})	ΔΙΑΤΜΗΣΗ(λ _{διαθ})	
5ος όροφος	BY1	0.710	0.108
	BX4	0.421	0.077
	BX6	0.624	0.100
	BY6	0.905	0.137
	C5	0.255	0.746
	C8	0.358	0.746
4ος όροφος	BY1	0.668	0.153
	BX4	0.570	0.148
	BX6	0.698	0.157
	BY6	1.026	0.221
	C5	0.266	0.746
	C8	0.427	0.746
3ος όροφος	BY1	0.657	0.175
	BX4	0.712	0.178
	BX6	0.684	0.163
	BY6	1.169	0.284
	C5	0.403	0.746
	C8	0.542	0.746
2ος όροφος	BY1	0.648	0.195
	BX4	0.557	0.202
	BX6	0.574	0.168
	BY6	1.192	0.329
	C5	0.373	0.746
	C8	0.584	0.746
1ος όροφος	BY1	1.085	0.275
	BX4	2.384	0.741
	BX6	2.529	0.513
	BY6	2.123	0.567
	C5	2.498	0.782
	C8	2.425	0.745

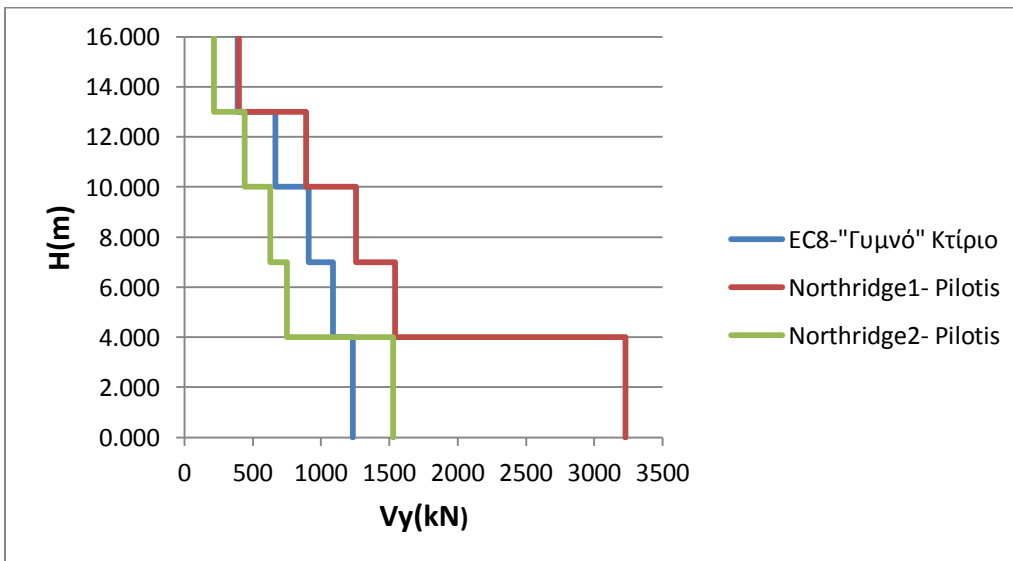
Πίνακας 7.12: Τιμές του συντελεστή ανεπάρκειας λ_{διαθ} για την ασθενή συνιστώσα του σεισμού του Northridge

7.5.3 Κατανομή τέμνουσας ορόφων καθ' ύψος του κτιρίου

Στο παρόν εδάφιο υπολογίζεται η καθ' ύψος κατανομή της τέμνουσας και για τις δύο διευθύνσεις και συγκρίνεται με την αντίστοιχη κατανομή της όταν η τοιχοποιία δε λαμβάνεται υπόψη. Σημειώνεται ότι ο υπολογισμός γίνεται με βάση τα κατακόρυφα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα, ώστε η σύγκριση να είναι άμεση. Από τα παρακάτω σχήματα φαίνεται ότι ο συγκεκριμένος σεισμός στην περίπτωση της pilotis είναι εξαιρετικά δυσμενής.



Σχήμα 7.8: Καθ' ύψος κατανομή της τέμνουσας στη διεύθυνση X



Σχήμα 7.9: Καθ' ύψος κατανομή της τέμνουσας στη διεύθυνση Y

7.5.4 Έλεγχος της pilotis στο σεισμό του Northridge με βάση την §4.3.6.3.2 του EC8

Όπως αναφέρεται στην προαναφερθείσα παράγραφο του κανονισμού:

1. Εάν υπάρχουν σημαντικές μη-κανονικότητες σε όψη (π.χ. δραστική μείωση των τοιχοπληρώσεων σε έναν ή περισσότερους ορόφους σε σύγκριση με τους άλλους) τα εντατικά μεγέθη λόγω σεισμικής δράσης στα κατακόρυφα στοιχεία των αντίστοιχων ορόφων πρέπει να λαμβάνονται αυξημένα.
2. Ελλείψει ακριβέστερου προσομοιώματος, η παραπάνω προϋπόθεση θεωρείται ότι ικανοποιείται εάν τα υπολογιζόμενα σεισμικά εντατικά μεγέθη μεγεθύνονται με συντελεστή μεγέθυνσης η που ορίζεται ως εξής:

$$\eta = 1 + \Delta V_{RW} / \Sigma V_{Ed} \leq \eta \quad \text{όπου}$$

ΔV_{RW} είναι η συνολική μείωση της διατμητικής αντοχής των τοιχοπληρώσεων στον συγκεκριμένο όροφο, σε σύγκριση με τον υπερκείμενο όροφο που περιέχει περισσότερες τοιχοπληρώσεις, και

ΣV_{Ed} είναι το άθροισμα των σεισμικών τεμνουσών δυνάμεων που δρουν σε όλα τα κατακόρυφα κύρια σεισμικά στοιχεία του συγκεκριμένου ορόφου.

3. Εάν η παραπάνω έκφραση οδηγεί σε συντελεστή μεγέθυνσης μικρότερο από 1.1, δεν απαιτείται τροποποίηση των αποτελεσμάτων της σεισμικής δράσης.

Στο κτίριο του παραδείγματός μας, θα υπολογιστεί ο συντελεστής η και για τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις και έπειτα θα πολλαπλασιαστεί κατάλληλα το διάγραμμα της κατανομής της τέμνουσας καθ' ύψος του κτιρίου του EC8 για την περίπτωση του ελεύθερου από τοιχοποιίες κτιρίου και τέλος θα συγκριθεί με την αντίστοιχη κατανομή από το σεισμό του Northridge και αυτή της pilotis.

Υπολογισμός η

Για την περίπτωση της pilotis, ο όρος ΔV_{RW} ταυτίζεται με το V_{RW} του 1^{ου} ορόφου, δηλαδή με τη συνολική διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας του 1^{ου} ορόφου.

Είναι: $V_{RW} = f_{vk} * L_{av} * t_w$, όπου

f_{vk} = η διατμητική αντοχή του φαντώματος (=0.30MPa για τοιχοποιία τύπου orthoblock K250)

L_{av} = το άνοιγμα του φαντώματος

t_w = το πάχος της τοιχοποιίας (=0.25m για orthoblock K250)

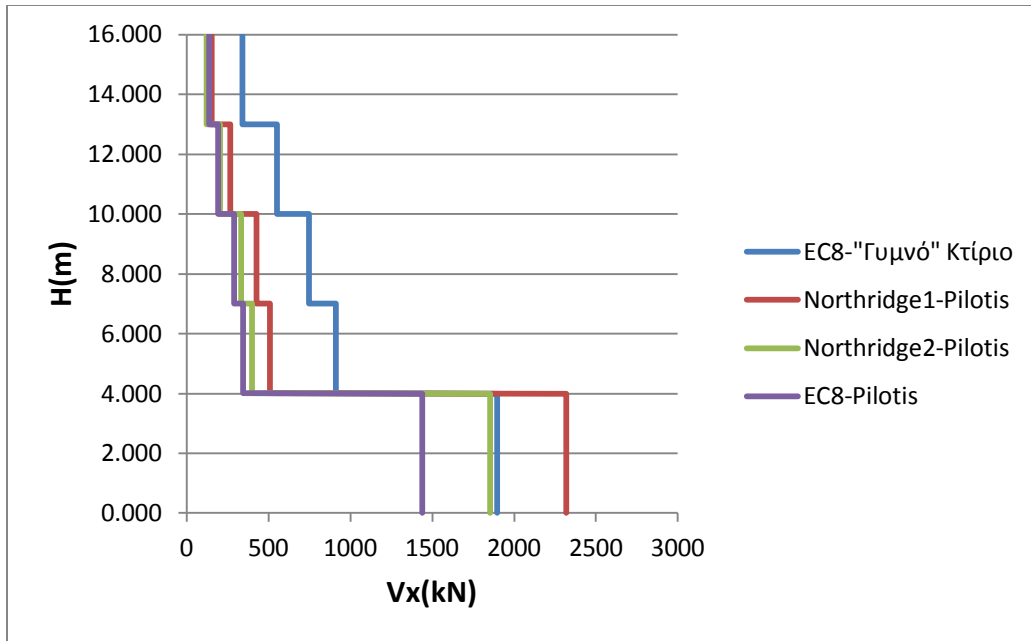
Με υπολογισμό των αντοχών όλων των περιμετρικών τοιχοποιιών και άθροιση κατά διεύθυνση προκύπτει: $\Delta V_{RWx} = 1635kN$ και $\Delta V_{RWy} = 840kN$

Από την ανάλυση του “γυμνού” κτιρίου με το φάσμα σχεδιασμού του EC8 προέκυψαν:

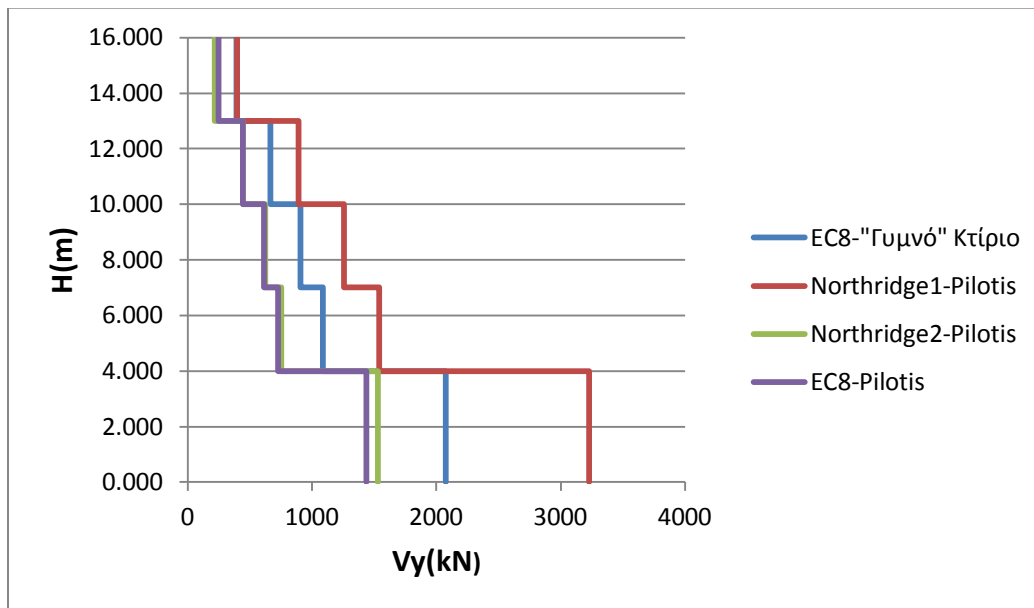
$$\Sigma V_{Edx} = 948.849kN \quad \text{και} \quad \Sigma V_{Edy} = 1233.027kN$$

$$\text{Άρα: } \eta_x = \min(1+1635/948.849, 2) = 2 \quad \text{και} \quad \eta_y = \min(1+840/1233.027, 2) = 1.681$$

Με αυτές τις τιμές πολλαπλασιάστηκε η τέμνουσα ισογείου(από $z=0$ μέχρι $z=4m$) του EC8 για την περίπτωση του “γυμνού” κτιρίου και παρακάτω φαίνεται η νέα κατανομή.



Σχήμα 7.10: Καθ' ύψος κατανομή της τέμνουσας στη διεύθυνση X



Σχήμα 7.11: Καθ' ύψος κατανομή της τέμνουσας στη διεύθυνση Y

8. Συμπεράσματα

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας ήταν η διερεύνηση δύο πολύ σημαντικών παραμέτρων, που επηρεάζουν το σχεδιασμό φορέων από οπλισμένο σκυρόδεμα: 1) η χρήση εναλλακτικών, του φάσματος σχεδιασμού, μεθόδων κατά το σχεδιασμό των φορέων, 2) η συνεισφορά της τοιχοποιίας στη συνολική δυσκαμψία και αντοχή του φορέα. Για το σκοπό αυτό προσομοιώθηκαν στο πρόγραμμα SAP2000, v.14.1.0 δύο πρότυπα κτίρια, τα οποία μελετήθηκαν και ελέγχθηκαν, ώστε να διαπιστωθεί κατά πόσο αυτές οι δύο παράμετροι είναι σημαντικές ή όχι. Τα συμπεράσματα που εξήχθησαν είναι πολλά και ενδιαφέροντα:

- ❖ Όπως φαίνεται στο σχήμα 4.1, το μέσο ελαστικό φάσμα που προέκυψε ως μέσος όρος των 12 φασμάτων-συνιστωσών είναι πολύ δυσμενέστερο συγκριτικά με το ελαστικό φάσμα που προτείνει ο κανονισμός. Η §3.2.3 του EC8, που αναφέρεται σε εναλλακτικές προσομοιώσεις της σεισμικής δράσης δεν αναφέρει έναν σαφή τρόπο κλιμάκωσης του φάσματος. Συνεπώς εκτιμάται ότι μια πρώτη κλιμάκωση θα πρέπει να αφορά τη φασματική επιτάχυνση μηδενικής περιόδου(εδαφική επιτάχυνση a_g). Δηλαδή το μέσο φάσμα πολλαπλασιάζεται με κατάλληλο συντελεστή, ώστε για $T=0$ η επιτάχυνση του μέσου φάσματος να ταυτίζεται με αυτή του φάσματος που προτείνει ο κανονισμός. Ο τελικός συντελεστής κλιμάκωσης προκύπτει και με βάση τα όσα αναφέρονται στην §3.2.3.
- ❖ Παρατηρώντας τον πίνακα 4.2, καθώς και τα σχήματα 4.4, 4.5 βλέπουμε ότι ο σχεδιασμός της κατασκευής με το προτεινόμενο από τον κανονισμό φάσμα για $\alpha_x=\alpha_y=3$ επαρκεί για κάποιους σεισμούς, ενώ δεν επαρκεί για κάποιους άλλους. Επίσης βλέπουμε ότι για το δείγμα των καταγραφών που χρησιμοποιήθηκαν ο σχεδιασμός κατά μέσο όρο επαρκεί. Συνεπώς μπορούμε να συμπεράνουμε πως για συνηθισμένες σεισμικές διεγέρσεις, το φάσμα σχεδιασμού του EC8 είναι ασφαλές, ενώ για πιο ισχυρές διεγέρσεις, ο μελετητής καλείται να εξετάσει τη χρήση δυσμενέστερων φασμάτων σχεδιασμού(των μέγιστων και όχι των μέσων όρων, όπως προέκυψαν από την ανάλυση). Σε περίπτωση που χρησιμοποιούσαμε μόνο τρεις καταγραφές πραγματικών σεισμών σύμφωνα με την §3.2.3.1.2 του EC8, οπότε και θα ήμασταν υποχρεωμένοι να χρησιμοποιήσουμε τη δυσμενέστερη περίπτωση από τις τρεις, τότε τα αποτελέσματα ενδεχομένως θα ήταν πολύ διαφορετικά στην πλευρά της

δυσμένειας. Επομένως τα αποτελέσματα είναι ευαίσθητα στην επιλογή των επιμέρους καταγραφών.

- ❖ Από τη χρήση μοντέλων πρόβλεψης της εδαφικής κίνησης σχετικά με πιθανά σενάρια σεισμού στην Αττική ($M_w=6.5$, $R_{jB}=0$), λαμβάνοντας παράλληλα υπόψη φαινόμενα κοντινού πεδίου, παρατηρήσαμε ότι το προκύπτον φάσμα για $\sigma=0$ είναι ευμενέστερο του φάσματος σχεδιασμού του EC8 για έδαφος κατηγορίας B και έργου συνήθους σπουδαιότητας, ενώ το αντίστοιχο για $\sigma=1$ προέκυψε δυσμενέστερο. Συνεπώς, και σ'αυτή την περίπτωση διαφαίνεται η επάρκεια του φάσματος σχεδιασμού του κανονισμού για την πλειοψηφία των περιπτώσεων, ενώ για πιο ιδιαίτερες καταστάσεις, ο μελετητής μπορεί, εναλλακτικά της χρήσης πραγματικών καταγραφών, να χρησιμοποιήσει φάσματα με $\sigma \neq 0$. Στην περίπτωση περισσότερο εύκαμπτων κτιρίων με δεσπόζουσα περίοδο κοντά στη δεσπόζουσα ιδιοπερίοδο του παλμού, ο σχεδιασμός με βάση τον EC8 πιθανόν να υπολείπεται των απαιτήσεων στο κοντινό πεδίο, ακόμα και κατά μέσο όρο, σύμφωνα με την προσέγγιση των Shahi – Baker(2011).
- ❖ Βλέποντας τον πίνακα 7.4, αλλά και τα σχήματα 7.1, 7.2 βλέπουμε πως η προσομοίωση της τοιχοποιίας σε όλα τα φανώματα του κτιρίου οδηγεί σε σημαντική “ανακούφιση” του κτιρίου, τόσο σε επίπεδο μελών, όσο και σε συνολικό επίπεδο. Συνεπώς η συγκεκριμένη προσομοίωση της τοιχοποιίας σε μία μελέτη και εν συνεχεία η επιμελής κατασκευή της, ώστε να λειτουργεί σύμφωνα με τη μελέτη, έχει ως αποτέλεσμα ο σκελετός του κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα να αναπτύσσει μικρότερη ένταση.
- ❖ Σε αντίθεση με το προηγούμενο συμπέρασμα, η συνεκτίμηση της τοιχοποιίας στη συνολική δυσκαμψία και αντοχή μπορεί να αποβεί δυσμενής για την περίπτωση της pilotis. Βλέποντας τα σχήματα 7.3, 7.4 και τον πίνακα 7.7, συμπεραίνουμε ότι σε όλους τους ορόφους, εκτός του ισογείου, η συνεκτίμηση της τοιχοποιίας οδηγεί σε μικρότερα εντατικά μεγέθη, όμως στο ισόγειο, η απότομη αλλαγή της δυσκαμψίας επιβαρύνει έντονα τα μέλη από οπλισμένο σκυρόδεμα. Συνεπώς η περίπτωση της pilotis θα πρέπει να εξετάζεται λεπτομερώς ή σε αντίθετη περίπτωση θα πρέπει κατά τη μελέτη να προβλέπονται σημαντικές υπεραντοχές των διατομών και των μελών του ισογείου, σύμφωνα με την §4.3.6.3.2.
- ❖ Εξαιρετικό ενδιαφέρον παρουσιάζει και η περίπτωση της προσομοίωσης της τοιχοποιίας σε μέρος της κάτοψης και όμοια καθ' ύψος του κτιρίου. Κοιτώντας κανείς τα σχήματα 7.5, 7.6 συμπεραίνει ότι η συγκεκριμένη προσομοίωση “ανακουφίζει” το κτίριο, ασφαλώς όχι τόσο πολύ όσο στην περίπτωση της τοιχοποιίας σε όλη την κάτοψη. Κοιτώντας όμως κανείς τον πίνακα 7.10 βλέπει ότι τα μέλη που βρίσκονται στην πλευρά της κάτοψης, στην οποία δεν έχουν

- προσομοιωθεί οι τοιχοποιίες, αναπτύσσουν υψηλή ένταση, και μάλιστα σε κάποιες περιπτώσεις υψηλότερη από την προβλεπόμενη κατά το σχεδιασμό. Όπως και στην περίπτωση της pilotis, έτσι και αυτή η περίπτωση θα πρέπει να αποφεύγεται κατά τη διάρκεια ζωής ενός έργου, αν δεν έχει προβλεφθεί από την μελέτη, ή σε περίπτωση που έχει προβλεφθεί, θα πρέπει τα ευάλωτα μέλη να υπεροπλίζονται ανάλογα.
- ❖ Από την ανάλυση του κτιρίου με pilotis για το σεισμό του Northridge, παρατηρούμε από τα σχήματα 7.8, 7.9 και τον πίνακα 7.11 ότι οι υπερβάσεις των μεγεθών σχεδιασμού σε τοπικό αλλά και συνολικό επίπεδο είναι τεράστιες και συνεπώς ο σχεδιασμός κρίνεται ως τελείως ανεπαρκής. Και εδώ λοιπόν φαίνεται η ιδιαιτερότητα της περίπτωσης της pilotis, στην οποία πρέπει πάντα να δίνεται ιδιαίτερη έμφαση κατά το σχεδιασμό. Η προσαύξηση των εντατικών μεγεθών σχεδιασμού που προκύπτουν με το συντελεστή η (EC8, §4.3.6.3.2), αν και στην περίπτωση του σεισμού του Northridge φαίνεται να μην επαρκεί(σχήμα 7.11), εντούτοις για πιο συνηθισμένους σεισμούς στον ελλαδικό χώρο είναι μάλλον επαρκής και οδηγεί σε ασφαλή σχεδιασμό, τουλάχιστον για την περίπτωση του κτιρίου που εξετάστηκε στην παρούσα διερεύνηση.
 - ❖ Κοιτώντας όλα τα σχήματα που απεικονίζουν την κατανομή της συνολικής τέμνουσας καθ' ύψος του κτιρίου για όλες τις μορφές προσομοίωσης της τοιχοποιίας, προκύπτει το συμπέρασμα ότι κατά τη διεύθυνση X , που το κτίριο είναι πλαισιακό, η συνεισφορά της τοιχοποιίας είναι σημαντική, σε αντίθεση με τη διεύθυνση Y , όπου το κτίριο είναι τοιχωματικό και η συνεισφορά της τοιχοποιίας αρκετά μικρότερη. Το συμπέρασμα αυτό επαληθεύει και τον κανονισμό, που αναφέρει ότι σε ένα τοιχωματικό κτίριο η συμβολή της τοιχοποιίας μπορεί να αγνοηθεί ως αμελητέα. Αυτό ασφαλώς ισχύει για την περίπτωση της ευμενούς επιρροής της τοιχοποιίας, γιατί σε αντίθετη περίπτωση η επίδρασή της στο φορέα πρέπει πάντα να συνεκτιμάται.
 - ❖ Βλέποντας τους πίνακες 7.4, 7.7, 7.10, 7.11, 7.12, παρατηρούμε ότι κατά πλειοψηφία οι τιμές που λαμβάνει ο συντελεστής $\lambda_{\text{διαθ}}$ αναφορικά με τη διάτμηση είναι αρκετά μικρότερες της μονάδας. Αυτό συμβαίνει διότι η διάταξη των συνδετήρων σύμφωνα με τα ελάχιστα των κατασκευαστικών διατάξεων οδηγεί σε αυξημένη αντοχή και συνεπώς σε ασφαλή σχεδιασμό, ακόμη και αν τα εκάστωτε εμφανιζόμενα εντατικά μεγέθη υπερβαίνουν τα αντίστοιχα του σχεδιασμού.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- ✚ Αβραμίδα Ι., Αθανατοπούλου Α., Μορφίδα Κ., Σέξτου Α. - “Αντισεισμικός σχεδιασμός κτιρίων Ο/Σ και αριθμητικά παραδείγματα ανάλυσης & διαστασιολόγησης σύμφωνα με τους ευρωκώδικες”
- ✚ Παπαλοΐζου Λοΐζος, Πολυκάρπου Παναγιώτης, Κωμοδρόμος Πέτρος - “Σημειώσεις για το πρόγραμμα SAP2000 version 10”
- ✚ “Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια”
- ✚ “Ευρωκώδικας 2: Σχεδιασμός φορέων από σκυρόδεμα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια”
- ✚ “Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός ΕΑΚ2000”
- ✚ “Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος ΕΚΩΣ 2000”
- ✚ Γιαννόπουλος Πλούταρχος - “Σημειώσεις για τα μαθήματα οπλισμένου σκυροδέματος της σχολής Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ”
- ✚ Ξενίδης Χ., Αβραμίδης Ι.Ε., Τριαματάκη Μ. - “Συγκριτική αξιολόγηση απλοποιημένων προσομοιωμάτων για πυρήνες κτιρίων Ο/Σ υπό στατική και δυναμική φόρτιση”
- ✚ Καββαδάς Μιχάλης - “Σημειώσεις για το μάθημα των θεμελιώσεων τεχνικών έργων της σχολής Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ”
- ✚ “Ευρωκώδικας 6: Σχεδιασμός κατασκευών από τοιχοποιία, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες για οπλισμένη και άοπλη τοιχοποιία”
- ✚ “Κανονισμός Επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ., 1^η αναθεώρηση Ιούλιος 2013”
- ✚ Καρύδης Π.Γ., Ταφλαμπάς Ι.Μ. - “Τεχνική σεισμολογία, παραδόσεις 2006-2007 για τη σχολη Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ”
- ✚ Σπυράκος Κ. - “Φαινόμενα κατευθυντικότητας- Σύγχρονες αντιλήψεις”
- ✚ David M. Boore, Gail M. Atkinson - “Ground-motion prediction equations for the average horizontal component of PGA, PGV and 5%-damped PSA at spectral periods between 0.01s and 10.0s”
- ✚ Shrey K. Shahi, Jack W. Baker - “An empirically calibrated framework for including the effects of near-fault directivity in probabilistic seismic hazard analysis”
- ✚ Jack W. Baker - “Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis”
- ✚ Anastasios G. Sextos, Evangelos I. Katsanos, George D. Manolis - “EC8-based earthquake record selection procedure evaluation: Validation study based on observed damage of an irregular R/C building”

- ✚ Evangelos I. Katsanos, Anastasios G. Sextos - "ISSARS: An integrated software environment for structure-specific earthquake ground motion selection"
- ✚ G.P. Mavroeidis, G. Dong, A.S. Papageorgiou - "Near-fault ground motions, and the response of elastic and inelastic single-degree-of-freedom (SDOF) systems"
- ✚ Sommerville PG, Smith NF, Graves RW, Abrahamson NA(1997) – "Modification of empirical strong ground motion attenuation relations to include the amplitude and duration effects of rupture directivity". *Seismological Research Letters* 1997;68:199-205
- ✚ Computers and Structures Inc. CSI(2010) SAP2000 – "Three Dimensional Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures- Vers.14.1.0. Structural and Earthquake engineering software". Berkeley, California; 2010
- ✚ Spyrakos CC.(1995) - "Finite Element Modeling in Engineering Practice". USA Pittsburg, PA: Algor Publishing Division; 1995
- ✚ Spyrakos CC, Raftoyiannis IG(1997) – "Linear and nonlinear finite element analysis in engineering practice". Pittsburgh(PA): Algor Publishing Div.; 1997
- ✚ Spyrakos CC, Maniatakis ChA, Taflambas J.(2008) – "Evaluation of near source seismic records based on damage potential parameters: Case study: Greece". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 2008;28:738-753
- ✚ Spyrakos CC, Maniatakis ChA, Taflampas J(2008b) – "Assessment of seismic risk for museum artefacts". In: *Proc of the 14th World Conference in Earthquake Engineering*, Beijing, China, No.10-0070; 2008
- ✚ Spyrakos CC, Maniatakis ChA, Taflampas J(2009) – "Near-source directivity effects on medium-long period structures". In: *Proc COMPDYN 2009, ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Rhodes Island, Greece; 2009

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α (Υπολογιστικά φύλλα Excel για την όπλιση διατομών και μελών)

Όπλισμός δοκού ΒΧ10 σε κάμψη στη στάθμη 1ου ορόφου								
bw(m)	L(m)	hw(m)	hf(m)	fck(Mpa)	fyk(Mpa)	Es(Mpa)	fcm(Mpa)	T(sec)
0.25	4.5	0.5	0.15	20	500	200000	28	0.494
fctm(Mpa)	fcd(Mpa)	fyd(Mpa)	dl(mm)	dw(mm)	c(mm)	d(mm)	M-(kNm)	M+(kNm)
2.21	11.33	434.78	14	8	35	450	93.442	39.217
Tc(sec)	qo							
0.5	3							
Συνεργαζόμενο πλάτος								
lo(m)	b1(m)	beff1(m)	beff1ult(m)	beff(m)				
3.825	2.125	0.808	0.765	1.015				
Ελάχιστος διαμήκης οπλισμός(ΚΠΜ)								
ρmin	Asmin(cm2)							
0.0022	2.49							
Υπολογισμός διαμήκους οπλισμού(λειτουργία ορθογωνικής)								
μEds	ω	As(cm2)						
0.1629	0.1789	5.24						
Επιλέγονται	4	Φ	14					
		As(cm2)	6.16					
Υπολογισμός διαμήκους οπλισμού(λειτουργία πλακοδοκού)								
μEds	ξ	ξy	ω	As(cm2)				
0.0168	0.0212	0.6169	0.0170	2.02				
Επιλέγονται	2	Φ	14					
		As(cm2)	3.08					
Μέγιστος διαμήκης οπλισμός(ΚΠΜ)								
ρ'	μφ	esyd	ρmax	Asmax(cm2)				
0.0018	5.0501	0.0022	0.0061	6.83				

Οπλισμός δοκού ΒΧ10 σε διάτμηση στη στάθμη 1ου ορόφου

Mrbi-(kNm)	Mrbi+(kNm)	MRbj-(kNm)	MRBj+(kNm)	V135g150q(kN)	Vgψ2q(kN)	bw(m)	h(m)	hf(m)
110.21	64.47	110.21	64.47	52.75	36.19	0.25	0.5	0.15
L(m)	Lcl(m)	beff(m)	d(mm)	γRd	fck(Mpa)	fyk(Mpa)	dbL(mm)	dw(mm)
4.5	4.25	1.015	450	1	20	500	14	8

Ποια τέμνουσα θα χρησιμοποιηθεί στην όπλιση;

Vcd(kN)	Ve(kN)
77.29	77.29

Υπολογισμός κρίσιμου μήκους(ΚΠΜ)

lcr(m)
0.5

Έλεγχος αντοχής έναντι συντριβής των θλιβομένων διαγωνίων σκυροδέματος

Για ΚΠΜ συστήνεται $\theta = 21.8$ degrees

Vrdmax(kN)		
256.95	>	77.29

Υπολογισμός εγκάρσιου οπλισμού εντός κρίσιμου μήκους

[Asw/s]min(cm ² /m)	smax(mm)
1.79	112

Επιλέγοντας s=	110 mm	έχουμε:
[Asw/s](cm ² /m)	Vrd(kN)	
9.14	402.39	> 77.29

Υπολογισμός εγκάρσιου οπλισμού εκτός κρίσιμου μήκους

[Asw/s]min(cm ² /m)	smax(mm)
1.79	337.5

Επιλέγοντας s=	320 mm	έχουμε:
[Asw/s](cm ² /m)	Vrd(kN)	
3.14	138.24	> 77.29

Οπλισμός δοκού BY12 σε κάμψη στη στάθμη 1ου ορόφου									
bw(m)	L(m)	hw(m)	hf(m)	fck(Mpa)	fyk(Mpa)	Es(Mpa)	fcm(Mpa)	T(sec)	
0.25	3	0.5	0.15	20	500	200000		28	0.470
fctm(Mpa)	fcd(Mpa)	fyd(Mpa)	dl(mm)	dw(mm)	c(mm)	d(mm)	M-(kNm)	M+(kNm)	
2.21	11.33	434.78	16	8	35	449	131.183	99.844	
Tc(sec)	qo								
0.5	3								
Συνεργαζόμενο πλάτος									
lo(m)	b1(m)	beff1(m)	beff1ult(m)	beff(m)					
2.55	2.125	0.680	0.51	0.76					
Ελάχιστος διαμήκης οπλισμός(ΚΠΜ)									
ρmin	Asmin(cm2)								
0.0022	2.48								
Υπολογισμός διαμήκους οπλισμού(λειτουργία ορθογωνικής)									
μEds	ω	As(cm2)							
0.2297	0.2647	7.74							
Επιλέγονται	4	Φ	16						
		As(cm2)	8.04						
Υπολογισμός διαμήκους οπλισμού(λειτουργία πλακοδοκού)									
μEds	ξ	ξy	ω	As(cm2)					
0.0575	0.0741	0.6169	0.0593	5.27					
Επιλέγονται	3	Φ	16						
		As(cm2)	6.03						
Μέγιστος διαμήκης οπλισμός(ΚΠΜ)									
ρ'	μφ	esyd	ρmax	Asmax(cm2)					
0.0047	5.2533	0.0022	0.0088	9.88					

Οπλισμός δοκού ΒΥ12 σε διάτμηση στη στάθμη 1ου ορόφου

Mrbi-(kNm)	Mrbi+(kNm)	MRbj-(kNm)	MRBj+(kNm)	V135g150q(kN)	Vgψ2q(kN)	bw(m)	h(m)	hf(m)
142.2	114.37	142.2	114.37	40.01	27.20	0.25	0.5	0.15
L(m)	Lcl(m)	beff(m)	d(mm)	γRd	fck(Mpa)	fyk(Mpa)	dbL(mm)	dw(mm)
3	2.875	0.76	449	1	20	500	16	8

Ποια τέμνουσα θα χρησιμοποιηθεί στην όπλιση:

Vcd(kN)	Ve(kN)
116.44	116.44

Υπολογισμός κρίσιμου μήκους(ΚΠΜ)

lcr(m)
0.5

Έλεγχος αντοχής έναντι συντριβής των θλιβομένων διαγωνίων σκυροδέματος

Για ΚΠΜ συστήνεται $\theta = 21.8$ degrees

Vrdmax(kN)		
256.38	>	116.44

Υπολογισμός εγκάρσιου οπλισμού εντός κρίσιμου μήκους

[Asw/s]min(cm2/m)	smax(mm)
1.79	125

Επιλέγοντας s=	120 mm	έχουμε:
[Asw/s](cm2/m)	Vrd(kN)	
8.38	368.11	> 116.44

Υπολογισμός εγκάρσιου οπλισμού εκτός κρίσιμου μήκους

[Asw/s]min(cm2/m)	smax(mm)
1.79	336.75

Επιλέγοντας s=	320 mm	έχουμε:
[Asw/s](cm2/m)	Vrd(kN)	
3.14	137.93	> 116.44

Οπλισμός υποστυλώματος C8 σε κάμψη						
bc(m)	hc(m)	Hc(m)	dl(mm)	dw(mm)	c(mm)	d(mm)
0.4	0.4	4.5	16	10	35	347
fck(Mpa)	fcd(Mpa)	fyk(Mpa)	fyd(Mpa)	Mdy(kNm)	Nd(kNm)	Mdz(kNm)
20	11.33	500	434.78	31.2628	523.1	19.7438
ρmin	ρmax					
0.01	0.04					
Ελάχιστος, μέγιστος και απαιτούμενος οπλισμός(διάγραμμα διαξονικής)						
d/hc	μ1d	vd	μ2d	ω	As,tot(cm2)	
0.13	0.04	0.29	0.03	0.02	0.834	
As,min(cm2)	16					
			Επιλέγονται	8	Φ	As(cm2)
					16	16.08
As,max(cm2)	64					
Επίσης πρέπει "απόσταση ράβδων" <=200mm						

Οπλισμός υποστυλώματος C8 σε διάτμηση										
bc(m)	hc(m)	Hc(m)	Hcl(m)	Mrd(kNm)	γRd(ΚΠΜ)	fck(Mpa)	fyk(Mpa)	fcd(Mpa)	fyd(Mpa)	T(sec)
0.4	0.4	4.5	4	146.2	1.1	20	500	11.33	434.78	0.502
Es(MPa)	esy,d	dbl(mm)	dbw(mm)	c(mm)	Ned(kN)	vd	d(mm)	Tc(sec)	qo	μφ
200000	0.0022	16	10	35	523.1	0.29	347	0.5	3	5.00
Ικανοτικές τέμνουσες(ίδιες κατά γγ, zz)										
Vcd(kN)										
80.41										
Υπολογισμός κρίσιμου μήκους(ΚΠΜ)										
lcr(m)										
0.67										
Εντός κρίσιμου μήκους(περίσφιξη)										
Απαιτούμενο ποσοστό οπλισμού										
bo(m)	ho(m)	sw(m)	as			a	0.47			
0.32	0.32	0.12	0.66							
nb	nh	bi(m)	hi(m)	an						
4	4	0.147	0.147	0.72						
30*μφ*vd*esy,d*bc/bo-0.035				και	ωwd,req=	0.174	>	ωwd,min=	0.08	
0.082584619										
Τοποθετούμενο ποσοστό οπλισμού										
Vσυνδ(m3)	Vπυρ(m3)	ωwd,prov			ωwd,req=	0.174				
0.000150796	0.012288	0.47	>							
Έλεγχος αποστάσεων										
sw,max(mm)										
128										
Εκτός κρίσιμου μήκους										
Έλεγχος αντοχής έναντι συντριβής των θλιβομένων διαγωνίων σκυροδέματος										
Για ΚΠΜ συστήνεται θ=		21.8 degrees								
Vrdmax(kN)										
317.02	>	80.41								
Υπολογισμός εγκάρσιου οπλισμού εκτός κρίσιμου μήκους										
smax(mm)	320									
Για 3-σκελείς συνδετήρες Φ10/320 προκύπτει: Asw/s=				0.7365 mm						
VRd(kN)										
250.03	>	80.41								

Οπλισμός τοιχώματος Τ3Χ σε κάμψη							
l(m)	b(m)	Htot(m)	Hfl(m)	N(kN)	fck(Mpa)	fcd(Mpa)	My(kNm)
3.75	0.25	13.5	4.5	924.678	20	11.33	3237.792
f_{yk}(Mpa)	f_{yd}(Mpa)						
500	434.78						
Έλεγχος κορμού τοιχείου							
b_{min}(m)							
0.225							
Έλεγχος κρυφοκολώνας							
l_c(m)							
0.56	<	0.75					
Κατακόρυφος οπλισμός κορμού							
Επιλέγεται Φ	10	ανά	250	και	Av(mm²/m)		
					628.32		
ρ_{v,min}	0.002						
ρ_{v,max}	0.04						
ρ_{v,prov}	0.0025						
s_{max}(mm)	400						
s_{,prov}(mm)	250						

Οριζόντιος οπλισμός κορμού					
					Ah(mm ² /m)
Επιλέγεται Φ	10	ανά	250	και	628.32
ρ _{h,min}	0.0010				
ρ _{h,max}	0.04				
ρ _{v,prov}	0.0025				
s _{max} (mm)	400				
s _{prov} (mm)	250				
Διαμήκης οπλισμός κρικοκολώνων					
vd					
	0.09	<	0.40	vd,max για ΚΠΜ	
μ _{dy}					
	0.08				
d ₁ /h=	0.075				
Από νομογράφημα για d ₁ /h=0.05: ω= 0.09 , άρα τελικά ω _{tot} = 0.095					
Από νομογράφημα για d ₁ /h=0.10: ω= 0.1					
As,tot(cm ²)	ρ _{,min}	As,min(cm ²)	ρ _{,max}	As,max(cm ²)	
23.216	0.005	7.031	0.04	56.250	
Επιλέγονται	12	Φ	16	με As(cm ²)=	24.127
Εκτός κρίσιμου μήκους το τοίχωμα οπλίζεται με #Φ10/25					

Οπλισμός τοιχώματος T3X σε διάτμηση										
l(m)	b(m)	hfl(m)	V(kN)	Vd(kN) για ΚΠΜ	H(m)	θ(μοίρες)	θ(rad)	fck(Mpa)	fcd(Mpa)	
3.75	0.25	4.5	647.6	971.4	13.5	21.8	0.380482	20	11.33	
fy(Mpa)	δσυνδ,περ(mm)	dl,κρυφ(mm)	c(mm)	fyd(Mpa)	Es(MPa)	esy,d	lc(m)	d(m)		
500	10	16	35	434.78	200000	0.0022	0.56	3.47		
N(kN)	vd	T(sec)	Tc(sec)	qo	μφ					
924.678	0.58	0.49382	0.5	3	5.050					
Κρίσιμο ύψος										
hcr(m)										
3.75 , όμως για n<6 ορόφων πρέπει: hcr(m) < 4.5										
Έλεγχος αντοχής έναντι συντριβής των θλιβομένων διαγωνίων σκυροδέματος										
Για ΚΠΜ συστήνεται θ= 21.8 degrees										
Vrdmax(kN)										
1981.39 > 971.40										
Υπολογισμός εγκάρσιου οπλισμού εντός κρίσιμου μήκους										
Σε μήκος 1m έχουμε 2*4 Φ 10 , άρα: As(cm2/m)										
6.283 or 0.628 mm										
Vrd,s(kN)										
2133.02 > 971.4										
Περίσφιξη										
Απαιτούμενο ποσοστό οπλισμού										
bo(m)	ho(m)	sw(m)	as							
0.17	0.48	0.06	0.77	a		0.35				
nb	nh	bi(m)	hi(m)	an						
3	4	0.144	0.227	0.45						
30*μφ*vd*esy,d*bc/bo-0.035 και ωwd,req= 0.709 > ωwd,min= 0.08										
0.2473										
Τοποθετούμενο ποσοστό οπλισμού										
Vσυνδ(m3)	Vπυρ(m3)	ωwd,prov								
0.00011545	0.004896	0.90	>	ωwd,req=	0.709					

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β (Υπολογιστικό φύλλο Excel για τον υπολογισμό της ροπής αντοχής διατομών)

ΕΠΙΛΥΣΗ ΟΡΘΟΓΩΝΙΚΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΙΩΝ														
ΔΕΔΟΜΕΝΑ		ΥΛΙΚΑ (βλ. σχήματα παραπλεύρως)				ΔΟΚΙΜΗ								
h =	0.50	m	f _y (kN/m ²) =	434782.61	f _c =	-11333.3	f _c * =	-11333.3	kN/m ²	ε ₂ =	-0.0035	γ ₂ (m) =	0.25	ε ₂ (θλιπτική < 0) στη θέση γ ₂
b =	0.25	m	E _s (kN/m ²) =	200000000	ε ₀ =	-0.002	ε ₀ * =	-0.0045		ε ₁ =	0.0159	γ ₁ (m) =	-0.199	ε ₁ (θλιπτική < 0) στη θέση γ ₁
c =	0.04	m	β = E _h /E _s	0	f _{cu} =	-11333.3	f _c *u =	-11333.3	kN/m ²	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ				
nc =	90	< 150	ε _γ =	0.0021739	ε _{cu} =	-0.0035	ε _{cu} * =	-0.0214		Συνολική αξονική (+θλ)				
Δγ _c =	0.0056	m			f _{cres} =	0	f _{cres} * =	0	kN/m ²	Συνολική Ροπή				
ns =	2	< 30								Καμπυλότητα =				
N _s =	0.00	kN								ΣΦΑΛΜΑ				
										Ns - Nr				
										0.32 kN				
										ΣF _c kN				
										ΣF _c *γ _c kNm				
										157.62				
										ΣF _s kN				
										ΣF _s *γ _s kNm				
										-157.94				
										72.92				

	γ _c m	ε _c	σ _c kN/m ²	σ _c * kN/m ²	b _i	b _i *	ffc kN/m ²	ffc*γ _c
1	0.2472	-0.00338	-11333.33	-10631.25	0.25	0.00	15.74	3.89
2	0.2417	-0.00314	-11333.33	-10298.07	0.25	0.00	15.74	3.80
3	0.2361	-0.00290	-11333.33	-9900.40	0.25	0.00	15.74	3.72
4	0.2306	-0.00266	-11333.33	-9438.22	0.25	0.00	15.74	3.63
5	0.2250	-0.00242	-11333.33	-8911.56	0.25	0.00	15.74	3.54
6	0.2194	-0.00218	-11333.33	-8320.39	0.25	0.00	15.74	3.45
7	0.2139	-0.00194	-11323.04	-7664.74	0.07	0.18	12.07	2.58
8	0.2083	-0.00170	-11077.82	-6944.58	0.07	0.18	11.25	2.34
9	0.2028	-0.00146	-10506.10	-6159.93	0.07	0.18	10.25	2.08
10	0.1972	-0.00122	-9607.87	-5310.79	0.07	0.18	9.05	1.78
11	0.1917	-0.00098	-8383.13	-4397.15	0.07	0.18	7.66	1.47
12	0.1861	-0.00074	-6831.88	-3419.01	0.07	0.18	6.08	1.13
13	0.1806	-0.00050	-4954.12	-2376.38	0.07	0.18	4.30	0.78
14	0.1750	-0.00026	-2749.86	-1269.26	0.07	0.18	2.34	0.41
15	0.1694	-0.00002	-219.09	-97.64	0.07	0.18	0.18	0.03
16	0.1639	0.00022	0.00	0.00	0.07	0.18	0.00	0.00
17	0.1583	0.00046	0.00	0.00	0.07	0.18	0.00	0.00
18	0.1528	0.00070	0.00	0.00	0.07	0.18	0.00	0.00
19	0.1472	0.00094	0.00	0.00	0.07	0.18	0.00	0.00
20	0.1417	0.00118	0.00	0.00	0.07	0.18	0.00	0.00

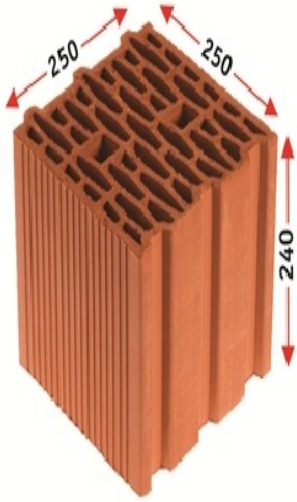
	γ _s (m)	ε _s	A _s m ²	σ _s kN/m ²	F _s kN	F _s γ _s kNm
1	0.1990	-0.00130	0.00040	-259287.31	104.23	20.74
2	-0.1990	0.01590	0.00060	434782.61	-262.17	52.17
	-0.1470		0.00060			

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ (Υπολογιστικό φύλλο Excel για τον υπολογισμό χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας)

h(m)	l(m)	L(m)	b(m)	t(m)	fbc(Mpa)	fmc(Mpa)	k	f διατμ τοιχ(Mpa)	cosφ
2.4	5.6	6.09	0.91	0.25	10	5	0.45	0.3	0.919145
fwc,s(Mpa)	λ	(το λ το θέλουμε ανάμεσα σε 15, 30)							
4.569	24.37							γrd(KΠM)	Mrc(kNm)
								1.1	234.58
φ1	fwc1(Mpa)	Ew1(Mpa)							
0.279	1.276	637.824		Ew(Mpa)					
φ2	fwc2(Mpa)	Ew2(Mpa)		1498.557					
0.516	2.359	2359.289							
Ved1(kN)	74.571								
Ved2(kN)	519.042								

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ (Τεχνικά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας τύπου ΟΡΘΟBLOCK K250)

ΟΡΘΟBLOCK K 250



Τεχνικά Χαρακτηριστικά

Διαστάσεις (mm)	M250xΠ250xΥ240
Βάρος (Kg/τεμάχιο)	12.200
Πάχος αναπτυσσόμενης τοιχοποιίας (mm)	250
Αριθμός οπτόπλινθων /m ²	16
Αντοχή σε θλίψη(N/mm ²)	10
Ισοδύναμη θερμική αγωγιμότητα (W/mK), με κονίαμα λεπτής στρώσης 3mm,λεq	0.073
Θερμική υστέρηση	111 ώρες
Θερμοσυσσωρευτική ικανότητα τοιχοποιίας(KJ/m ²)	228.6
Θερμική αντίσταση (m ² K/W),R	3,100

calculation of quantities

ΠΙΣΤΟΠΟΙΗΤΙΚΟ CE K250