

2020-09

pŷ £ í³° Á¹ Ã· ´ í ç À ± ½ ç ¼ ç¹ ì Ä Å À É ½
pŷ° Ä¹ Á⁻ É ½ ± À ì ç À »¹ Ã ¼ - ½ ç Ã° Å Á
pŷ° ±¹ Ã í ¼ ¼ μ¹° Ä ç Å ¼ μ ´ ç ¼¹° ì Ç ¬
pŷ À Á ç Å Ä· ½ ± ½ Ä¹ Ã μ¹ Ã ¼¹° ® Ã Å ¼
pŷ° ±¹ Ä ç ° ì Ã Ä ç Å ° ± Ä ± Ã° μ Å ® Å

pŷ š É ½ Ã Ä ± ½ Ä⁻ ½ ç Å , ´ » - ¾ · Å

pŷ Á ì³ Á ± ¼ ¼ ± ç »¹ Ä¹° í ½ œ · Ç ± ½¹° í ½ , £ Ç ç »® ´ Á Ç¹ Ä μ° Ä ç ½¹° ® Å , œ · Ç ± ½¹° ® Å ° ç
pŷ “ μ É À μ Á¹² ± » » ç ½ Ä¹° í ½ · Å¹ Ã Ä · ¼ í ½ , ± ½ μ Ä¹ Ã Ä ® ¼¹ ç · μ ¬ À ç »¹ Å ¬ Æ ç Å

<http://hdl.handle.net/11728/11872>

Downloaded from HEPHAESTUS Repository, Neapolis University institutional repository

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΔΥΟ ΠΑΝΟΜΟΙΟΤΥΠΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΚΑΙ ΣΥΜΜΕΙΚΤΟΥ ΜΕ ΔΟΜΙΚΟ ΧΑΛΥΒΑ ΩΣ ΠΡΟΣ ΤΗΝ
ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΚΑΙ ΤΟ ΚΟΣΤΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ**



ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΥ ΑΛΕΞΗΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: ΙΩΑΝΝΗΣ ΜΠΕΛΛΟΣ, ΥΠ.ΔΡ ΙΩΑΝΝΟΥ ΑΝΘΟΣ

Πρόλογος

Στο πλαίσιο των προπτυχιακών σπουδών μου για το τμήμα των Πολιτικών Μηχανικών του Nearcholis University εκπονήθηκε η παρούσα διπλωματική εργασία με τη βοήθεια όλων όσων διδάχθηκα στα προηγούμενα έτη.

Σε αυτό το σημείο θα ήθελα να ευχαριστήσω τον Επιβλέποντα Καθηγητή Ιωάννη Μπέλο και τον Υποψήφιο Διδάκτορα του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών και Μηχανικών Περιβάλλοντος του Πανεπιστημίου Κύπρου και βοηθό διδασκαλίας του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Νεάπολις Κύπρου και καθηγητή του Νεάπολις University κ. Άνθο Ιωάννου.

Πάφος, Σεπτέμβριος 2020

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει θέμα την διερεύνηση της αντισεισμικής συμπεριφοράς ενός οκταόροφου κτηρίου μέσης κατηγορίας πλαστημότητας, αναπτύσσοντας ταυτόχρονα ένα μοντέλο ανάλυσης της κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα και ένα από δομικό χάλυβα. Με την αντισεισμική μελέτη των δύο εναλλακτικών δομικών συστημάτων, αποκλειστικοί στόχοι είναι η επιλογή της βέλτιστης λύσης τόσο από μέρους αντισεισμικότητας αλλά και της οικονομικά συμφέρουσας λύσης.

Ένα από τα βασικότερα κριτήρια επιλογής της μεθόδου δόμησης των πολυόροφων κτηρίων στο σύγχρονη κατασκευαστική βιομηχανία θεωρείται και ο παράγοντας κόστους.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία γίνεται διερεύνηση της συμπεριφοράς δύο τύπων φορέα, διαφοροποιούμενων κυρίως ως προς το υλικό δόμησης. Ο κάθε ένας από τους παραπάνω τύπους εξετάζεται ως εξ'ολοκλήρου από οπλισμένο σκυρόδεμα ή σύμμεικτος με διαδοκίδες ώστε να εντοπιστεί η οικονομικότερη λύση.

Η σεισμική φασματική ανάλυση και διαστασιολόγηση γίνεται χρησιμοποιώντας το λογισμικό **holoBIM10**.

Η παρούσα διπλωματική εργασία αποτελείται από τα ακόλουθα εννέα κεφάλαια:

- Κεφάλαιο 1 : Σύγκριση των δύο κατασκευαστικών υλικών και τα πλεονεκτήματα – μειονεκτήματα τους στις κατασκευές και στο περιβάλλον
- Κεφάλαιο 2 : Παρουσίαση και περιγραφή κτιρίων. Παραδοχές ανάλυσης σχεδιασμού – δεδομένα
- Κεφάλαιο 3 : Ανάλυση και υπολογισμός των δράσεων που καταπονούν τις δύο κατασκευές
- Κεφάλαιο 4 : Προσομοίωση των δύο κατασκευών με την χρήση του λογισμικού **holoBIM10**
- Κεφάλαιο 5 : Παρουσίαση μεθόδων ανάλυσης από τον ΕΚ8 και παρουσίαση της μεθόδου CQC που χρησιμοποιείται.
- Κεφάλαιο 6 : Διαστασιολόγηση των δύο κατασκευών με βάση τους αντιπροσωπευτικούς για την κατηγορία τους Ευρωκώδικες.
- Κεφάλαιο 7 : Παρουσίαση αποτελεσμάτων φασματική ανάλυσης και για τις δύο κατασκευές
- Κεφάλαιο 8 : Κοστολόγηση των δύο κατασκευών

- Κεφάλαιο 9 : Συμπεράσματα και βέλτιστη λύση

Περιεχόμενα

Περίληψη.....	3
1 Εισαγωγή.....	9
1.1 Σύγκριση κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα και σύμμεικτων κατασκευών	9
1.1.2 «PART 1: COMPARING REINFORCED CONCRETE AND PREFABRICATED STEEL BUILDINGS»	9
1.1.2.1 Σύγκριση υλικών	9
1.1.2.1.1 Οπλισμένο σκυρόδεμα	9
1.1.2.1.2 Μεταλλική – σύμμεικτη κατασκευή	10
1.1.2.2 Σύγκριση περιβαλλοντικών επιπτώσεων ^[10]	12
2.1 Περιγραφή κτηρίων	14
2.1.1 Οπλισμένο σκυρόδεμα	15
2.1.2 Σύμμεικτος φορέας από δομικό χάλυβα	18
2.2 Παραδοχές ανάλυσης – σχεδιασμού - δεδομένα.....	20
3.1 Κατηγορίες Φορτίων	21
3.1.1 Μονιμα Φορτία	21
3.1.2 Κινητά Φορτία	22
3.1.3 Ανεμοφορτία.....	22
3.1.4 Σεισμικά Φορτία	37
3.1.4.1 Οριζόντιο ελαστικό φάσμα απόκρισης	37
3.1.4.2 Συντελεστής συμπεριφοράς q	39
3.1.4.3 Συνδυασμός δράσεων για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού	40
4.1 Προσομοίωση	42
4.2 Προσομοίωση Κατασκευής από Οπλισμένο σκυρόδεμα.....	42
4.2.1 Συνεργαζόμενο πλάτος δοκών	42
4.2.2 Τύπος κτιρίου	43
4.3 Προσομοίωση σύμμεικτου φορέα από δομικό χάλυβα και τοιχεία	43
4.3.1 Τύπος κτιρίου σύμμεικτης κατασκευής	44
4.4 Κανονικότητα κτιρίων	45

4.4.1 Κανονικότητα σε κάτοψη	45
4.4.1.1 Έλεγχος κανονικότητας σε κάτοψη κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα	46
4.4.1.2 Έλεγχος κανονικότητας σε κάτοψη της σύμμεικτης κατασκευής από δομικό χάλυβα	48
4.4.2 Κανονικότητα καθ' ύψος	48
4.4.2.1 Έλεγχος κανονικότητας καθ' ύψος της κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα	48
4.4.2.2 Έλεγχος κανονικότητας καθ' ύψος της σύμμεικτης κατασκευής από δομικό χάλυβα	49
4.5 Επιλογή δείκτη συμπεριφοράς q για κάθε τύπο κτιρίου	49
4.5.1 Επιλογή δείκτη συμπεριφοράς q για την κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα	49
4.5.2 Επιλογή δείκτη συμπεριφοράς q για την σύμμεικτη κατασκευή από δομικό χάλυβα	49
5.1 Ανάλυση	50
5.1.1 Μέθοδος οριζόντιας φόρτισης	50
5.1.2 Τέμνουσα βάση	51
5.1.3 Κατανομή οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων	52
5.1.4 Στρεπτικά φαινόμενα	52
5.1.4.1 Τυχηματικά στρεπτικά φαινόμενα	53
5.1.4.2 Γενικά	53
5.1.4.3 Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης	54
5.1.4.4 Μέθοδος CQC σεισμικών δυνάμεων	54
5.1.5 Φαινόμενα 2ας τάξεως	58
6.1 Διαστασιολόγηση για ΚΠΜ	59
6.1.1 Γεωμετρικοί περιορισμοί και υλικά	59
6.1.1.1 Απαιτήσεις υλικών	59
6.1.1.2 Γεωμετρικοί περιορισμοί	59
6.1.1.2.1 Δοκοί (§5.4.1.2.1)	59
6.1.1.2.2 Υποστυλώματα (§5.4.1.2.2)	60
6.1.1.2.3 Πλάστιμα Τοιχώματα (§5.4.1.2.3)	60
6.1.1.2.3 Ελαφρώς οπλισμένα μεγάλα τοιχεία (§5.4.1.2.4)	60
6.2 Διαστασιολόγηση δοκών σε κάμψη	61
6.2.1 Υπολογισμός εντατικών μεγεθών	61
6.2.2 Υπολογισμός συνεργαζόμενου πλάτους (b_{eff})	61
6.2.3 Υπολογισμός στατικού ύψους	61

6.2.4 Γεωμετρικές απαιτήσεις δοκού	61
6.2.5 Υπολογισμός του ελάχιστου επιτρεπόμενου ποσοστού διαμήκους οπλισμού	61
6.2.6 Υπολογισμός ελάχιστης επιτρεπόμενης ποσότητας διαμήκους οπλισμού	62
6.2.7 Υπολογισμός της ανηγμένης ροπής και ανηγμένης αξονικής σχεδιασμού	62
6.2.8 Υπολογισμός του γεωμετρικού ποσοστού οπλισμού	63
6.2.9 Υπολογισμός του απαιτούμενου οπλισμού.....	63
6.2.10 Επιλογή συνολικού απαιτούμενου οπλισμού	63
6.2.11 Υπολογισμός μέγιστου επιτρεπόμενου ποσοστού οπλισμού.....	64
6.2.12 Υπολογισμός μέγιστης επιτρεπόμενης ποσότητας οπλισμού	64
6.2.13 Υπολογισμός της μέγιστης επιτρεπόμενης διαμέτρου για διαμήκη οπλισμό	65
6.3 Διαστασιολόγηση δοκών έναντι διάτμησης (§5.4.2.2 , §5.4.3.1)	66
6.3.1 Υπολογισμός ικανοτικής τέμνουσας σχεδιασμού V_{Ed}	66
6.3.2 Υπολογισμός ροπών $M_{1,d}$, $M_{2,d}$	66
6.4 Διαστασιολόγηση υποστλωμάτων έναντι διάτμησης (§5.4.2.2, §5.4.3.2)	67
6.4.1 Υπολογισμός ικανοτικής τέμνουσας σχεδιασμού.....	67
6.4.2 Υπολογισμός ροπών $M_{1,d}$, $M_{2,d}$	68
6.5 Διαστασιολόγηση τοιχωμάτων πλήρωσης (§5.4.2.4 , §5.4.3.4).....	69
6.5.1 Επιρροή τοίχων πλήρωσης.....	70
6.5.1.1 Υπολογισμός οριζόντιας συνιστώσας	71
6.5.1.2 Υπολογισμός ικανοτικής τέμνουσας $V_{Ed,2}$	71
6.6 Διαστασιολόγηση δοκών σύμμεκτης κατασκευής.....	72
6.7 Διαστασιολόγηση υποστλωμάτων σύμμεκτης κατασκευής	74
6.8 Διαστασιολόγηση συνδέσεων δοκών – υποστλωμάτων	76
7.1 Αποτελέσματα φασματικής σεισμικής ανάλυσης κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα	77
7.1.1 Ιδιοπερίοδοι και ιδιομορφές	77
7.1.2 Κύριες ιδιομορφές – ποσοστά ενεργών μαζών	78
7.1.2.1 Ιδιομορφές κατά τον άξονα x	78
7.1.2.2 Ιδιομορφές κατά τον άξονα y	78
7.2 Αποτελέσματα φασματικής σεισμικής ανάλυσης σύμμεκτης κατασκευής	78
7.2.1 Ιδιοπερίοδοι και ιδιομορφές	78
7.2.2 Κύριες ιδιομορφές – ποσοστά συμμετοχής ενεργών μαζών	79
7.2.2.1 Ιδιομορφές κατά τον άξονα x	79
7.2.2.2 Ιδιομορφές κατά τον άξονα y	79
8.1 Κοστολογήσεις	80

8.1.1 Κοστολόγηση κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα	81
8.1.2 Κοστολόγηση σύμμεικτης κατασκευής	82
8.2.1 Σύγκριση κόστους	83
9.1 Προτάσεις και συμπεράσματα	83
9.1.1 Μετακινήσεις κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα	84
9.1.2 Μετακινήσεις σύμμεικτης κατασκευής	84
9.1.3 Ταχύτητα δόμησης.....	84
9.1.4 Οικονομικά συμφέρουσα λύση – Επιπτώσεις στο περιβάλλον	85
9.2 Συμπεράσματα	85
Βιβλιογραφία	86

Κατάλογος σχημάτων

Σχήμα 1.1.2.2(α) Επίδραση στην κλιματική αλλαγή
Σχήμα 1.1.2.2(β) Τοξική συμπεριφορά στο περιβάλλον και τον άνθρωπο
Σχήμα 1.1.2.2(γ) Επίδραση στις πρώτες ύλες
Σχήμα 1.1.2.2(δ) Ολική ρύπανση διοξειδίου του άνθρακα
Σχήμα 2.1.1(α) Τρισδιάστατη παρουσίαση κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα
Σχήμα 2.1(α) Ξυλότυπος ορόφου κτηρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα και τοιχοποιία
Σχήμα 2.1.2(α). Τρισδιάστατη παρουσίαση σύμμεικτης κατασκευής από δομικό χάλυβα
Σχήμα 2.1.2(β). Ξυλότυπος ορόφου κτηρίου από δομικό χάλυβα και τοιχοποιία
Σχήμα 2.1.2(γ). Τυπική πλάκα από 6mm χαλυβδόφυλλο και σκυρόδεμα
Σχήμα 3.1.1(α). Υπολογισμός μόνιμων φορτίων πλάκων
Σχήμα 3.1.2(α). Υπολογισμός κινητών φορτίων
Σχήμα 3.1.3(α) Κατανομή φορτίων ανέμου στη σύμμεικτη κατασκευή κατά την x κατεύθυνση.
Σχήμα 3.1.3(β) Κατανομή φορτίων ανέμου στη σύμμεικτη κατασκευή κατά τη y κατεύθυνση.
Σχήμα 3.1.3(γ). Ισοψείς καμπύλες ανέμου σύμφωνα με CYS EN 1991-1-4:2005
Σχήμα 3.1.4.1(α).Φάσματα ελαστικής απόκρισης τύπου 1 για κατηγορίες Α μέχρι Ε (απόσβεση 5%)
Σχήμα 3.1.4.1(β). Σεισμικές ζώνες της Κύπρου όπως ορίζονται από το CYS EN 1998-1-1:2004

Σχήμα 4.2.1(α). Υπολογισμός συνεργαζόμενου πλάτους δοκών . §5.3.2.1 EN 1992-1-1:2004

Σχήμα 4.2.2(α). Πίνακας υπολογισμού στρεπτικά εύκαμπτης κατασκευής

Σχήμα 6.3(α). Ικανοτικός σχεδιασμός έναντι διάτμησης δοκών (§Figure 5.1 EN1998-1-1:2004)

Σχήμα 6.4(α). Ικανοτικός σχεδιασμός υποστυλωμάτων έναντι διάτμησης (§Figure 5.2 EN 1998-1-1:2004)

Σχήμα 6.6(α). Τιμές συντελεστή k_t για τον αντίστοιχο τύπο χαλυβδόφυλλο σύμφωνα με τον EN 1998-1-1:2004 §Figure 7.4

Σχήμα 6.7(α). Ένωση κορμού σύμφωνα με τον EN 1998-1-1:2004, Figure 6.10

Σχήμα 6.8(α). Λυγισμός δοκού για τον υπολογισμό του θ_p , σύμφωνα με τον EN 1998-1-1:2004, Figure 6.11

Κατάλογος πινάκων

Πίνακας 3.1.4.1(α): Τιμές παραμέτρων για περιγραφή του φάσματος ελαστικής απόκρισης Τύπου 1

Πίνακας 3.1.4.2(α). Βασικές τιμές του συντελεστή q_0 σύμφωνα με τον ΕΚ8 §5.2.2.2

Πίνακας 4.3.1(α). Επαλήθευση συνθηκών για τύπο κτιρίου της σύμμεικτης κατασκευής

Πίνακας 4.4.1.1(α). Έλεγχος κανονικότητας κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα

Πίνακας 4.4.1.1(β). Έλεγχος κανονικότητας σε κάτοψη §4.4.1(α)

Πίνακας 4.5.2(α). Επιλογή δυσμενέστερου συντελεστή q για σύμμεικτη κατασκευή

Πίνακας 5.1.4.4(α). Ιδιομορφές, ιδιοπεριόδοι και ενεργές ιδιομορφικές μάζες στην κατασκευή οπλισμένου σκυρόδεματος

Πίνακας 5.1.4.4(β). Ιδιομορφές, ιδιοπεριόδοι και ενεργές ιδιομορφικές μάζες στην σύμμεικτη κατασκευή από δομικό χάλυβα

Πίνακας 5.1.4.4(γ). Ιδιομορφές, ιδιοπεριόδοι και ενεργές ιδιομορφικές μάζες στην σύμμεικτη κατασκευή από δομικό χάλυβα

Πίνακας 6.6(α). Όρια του λόγου x/d για πλαστιμότητα δοκών με πλάκα σύμφωνα με τον πίνακα 7.4 του EN 1998-1-1:2004

Πίνακας 7.1.1(α) Ιδιομορφές κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος με τις αντίστοιχες ιδιοπεριόδους (T) και ποσοστά συμμετοχής ενεργών μαζών (C_x , C_y , C_z)

Πίνακας 7.2.1(α). Ιδιομορφές σύμμεικτης κατασκευής με τις αντίστοιχες ιδιοπεριόδους (T) και ποσοστά συμμετοχής ενεργών μαζών (C_x , C_y , C_z)

Πίνακας 8.1(α). Κοστολόγηση υλικών κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα

Πίνακας 8.1(β). Κοστολόγηση υλικών σύμμεικτης κατασκευής

Πίνακας 8.1.1(α). Εκτίμηση κόστους κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Πίνακας 8.1.2(α). Εκτίμηση κόστους σύμμεικτης κατασκευής

Πίνακας 9.1.1(α). Μετακινήσεις ορόφων κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα

1 Εισαγωγή

1.1 Σύγκριση κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα και σύμμεικτων κατασκευών από δομικό χάλυβα από διεθνή πηγές

1.1.2 «PART 1: COMPARING REINFORCED CONCRETE AND PREFABRICATED STEEL BUILDINGS»

1.1.2.1 Σύγκριση υλικών

1.1.2.1.1 Οπλισμένο σκυρόδεμα

Το οπλισμένο σκυρόδεμα σαν υλικό προσφέρει την δυνατότητα δημιουργίας οποιουδήποτε σχήματος αφού σκυροδετείται όπως εμείς θέλουμε.

Λόγω όμως του μεγάλου βάρους του σαν υλικό, έχει περιορισμό στη δυνατότητα του να προσφέρει μεγάλα ανοίγματα χωρίς στηρίξεις από υποστυλώματα και δεν επιτρέπει μεγάλα ανοίγματα με γυαλί.

Επίσης τόσο τα υποστυλώματα, όσο και τα τοιχία μιας κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα, λόγω του μεγάλου βάρους τους, απαιτούν μεγάλες διατομές για την ορθή παραλαβή των σεισμικών φορτίων σχεδιασμού. Οι μεγάλες αυτές διατομές μειώνουν τον ωφέλιμο χώρο μέσα στην κατασκευή.

Επιπλέον, αν και χρησιμοποιείται για μεγάλες κατασκευές όπως φράγματα, γέφυρες και σήραγγες, η καθ' ύψος κατασκευή ορόφου σε όροφο είναι εξαιρετικά δύσκολη για μεγάλα ύψη

Επιπλέον βασικά πλεονεκτήματα του οπλισμένου σκυροδέματος αποτελούν :

- Η ευκολία πρόσβασης

Όλα τα συστατικά για την παρασκευή σκυροδέματος (τσιμέντο, άμμος, χαλίκια και νερό), είναι συνήθως εύκολα προσβάσιμα και χαμηλά σε κόστος. Επίσης οι ράβδοι χάλυβα για την όπλιση του σκυροδέματος υπάρχουν διαθέσιμες σε μεγάλες

ποσότητες. Όσο αφορά την πρόσβαση στα υλικά το μοναδικό μειονέκτημα του οπλισμένου σκυροδέματος είναι οι απαιτήσεις επιδιόρθωσης, αναβάθμισης και ενίσχυσης που προκύπτουν – μετά από μια μεγάλη φυσική καταστροφή, όπως σεισμούς, τυφώνες κ.α – όπου συνήθως η ζήτηση ξεπερνά την παραγωγή.

- Η ασφάλεια

Σε θέματα ασφαλείας οι κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα προσφέρουν στιβαρές κατασκευές με μεγάλες αντοχές σε βλάβες από σεισμικές διεγέρσεις, φωτιά, ανέμους, ζεύφια όπως τερμίτες.

- Το κόστος

Τα υλικά παραγωγής σκυροδέματος αλλά και οι ράβδοι όπλισης έχουν χαμηλό κόστος παραγωγής το οποίο παραμένει σχετικά σταθερό, με τα υλικά να είναι εύκολα προσβάσιμα και άμεσα διαθέσιμα

Ως κόστος για κατασκευή του έργου, η σωστή όπλιση των στοιχείων και η εισαγωγή του σκυροδέματος απαιτούν ένα αρκετά έμπειρο και επιδέξιο εργολάβο καθώς και έμπειρους τεχνίτες για την διεκπεραίωση των εργασιών. Η αναμονή για το σκυρόδεμα να πάρει τις απαιτούμενες αντοχές και την ορθή σκλήρυνσή του, αυξάνει τον χρόνο της κατασκευής και συνεπώς τα έξοδα του έργου – όπως ασφάλιση εργαζομένων για πιθανά ατυχήματα και ενδιάμεσες πληρωμές.

Τέλος επισημαίνονται βασικά μειονεκτήματα το κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα όπως:

- Η συντήρηση

Οι συντηρήσεις και επισκευές που απαιτούνται εφόσον στην πάροδο του χρόνου

- Η έλλειψη πλαστιμότητας

Εναντι σεισμών και κάτω από ισχυρές σεισμικές φορτίσεις, προκύπτουν ρηγματώσεις που οδηγούν εύκολα σε ψαθυρές αστοχίες

1.1.2.1.2 Μεταλλική – σύμμεικτη κατασκευή

Λόγω του μικρού ιδίου βάρους των χαλύβδινων στοιχείων στοιχείων, οι μεταλλικές κατασκευές έχουν τη δυνατότητα μεγαλύτερων ανοιγμάτων χωρίς υποστήριξη από υποστυλώματα. Παράλληλα με μικρότερες απαιτούμενες διατομές

προσφέρουν περισσότερο εσωτερικό χώρο καθώς και τη δυνατότητα για μελλοντικές αλλαγές ή ανακαινίσεις.

Η δημιουργία προβόλων είναι αρκετά ευκολότερη με την απλή επέκταση των δοκών καθώς και η χρήση γυαλιού εξωτερικά λόγω των μεγάλων αποστάσεων μεταξύ των υποστυλωμάτων.

Η καθ' ύψος κατασκευή είναι αρκετά ευνοϊκή σε σύγκρισή με αυτή του οπλισμένου σκυροδέματος που λόγω του μικρού βάρους της κατασκευής γίνεται η διαδικασία κατασκευής πολυόροφων κτηρίων κάνοντας την κατασκευή ψηλών κτιρίων πιο εύκολη και οικονομικότερη

Επιπλέον βασικά πλεονεκτήματα των σύμμεικτων κατασκευών είναι :

- Η ευκολία πρόσβασης

Η πρόσβαση σε μεταλλικά δομικά στοιχεία είναι εύκολη και σε ικανοποιητικά πλαίσια αφού σύμφωνα με σχετικό άρθρο^[11], για την Αμερική η οποία είναι χώρα παραγωγής δομικού χάλυβα, καλύπτει τις ετήσιες ανάγκες της. Χώρες οι οποίες εισάγουν δομικό χάλυβα όπως η Κύπρος υστερούν στην κατασκευαστική ευκολία σε περιπτώσεις μεγάλης ζήτησης αφού αυτά θα πρέπει να μεταφερθούν με τα κατάλληλα μέσα και αυτό ενδεχομένως να είναι αρκετά χρονοβόρο.

- Η ασφάλεια

Τα μεταλλικά στοιχεία προσφέρουν ικανοποιητικά επίπεδα ασφαλείας έναντι ανέμων, χιονιού και φωτιάς αλλά και ειδικότερα σε θέματα σεισμού μιας και η ελαστοπλαστική τους συμπεριφορά επιτρέπει στα στοιχεία να απορροφούν τις καταστροφικές δυνάμεις του σεισμού, όπου σε συνδυασμό με τις υψηλής αντοχής συνδέσεις επιτρέπουν μια μικρή στροφή στους κόμβους, και δύσκολα οδηγούν σε βλάβες για να ακολουθήσει η κατάρρευση της κατασκευής.

- Το κόστος

Το κόστος τόσο της κατασκευής όσο και της συναρμολόγησης ενός μεταλλικού κτιρίου είναι μικρότερο, με λιγότερες απαιτήσεις για διατομές υποστυλωμάτων και δοκών. Επίσης, η χρήση ανακυκλωμένων υλικών μειώνει τις τιμές των μεταλλικών στοιχείων.

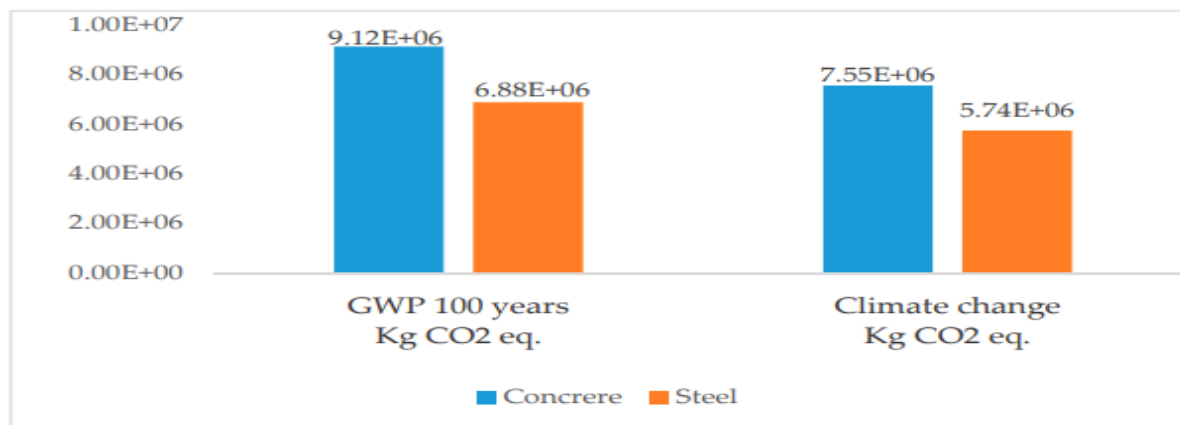
Η συναρμολόγηση των προκατασκευασμένων διατομών με μπουλόνια είναι αρκετά εύκολη και γρήγορη. Μακροχρόνια, οι μεταλλικές κατασκευές δεν χρειάζονται ιδιαίτερες ή ακριβές συντηρήσεις. Η θερμική τους συμπεριφορά όμως καθιστά την ενεργειακή απόδοσή τους πρόκληση με μεγαλύτερες απαιτήσεις σε μονώσεις.

1.1.2.2 Σύγκριση περιβαλλοντικών επιπτώσεων^[10]

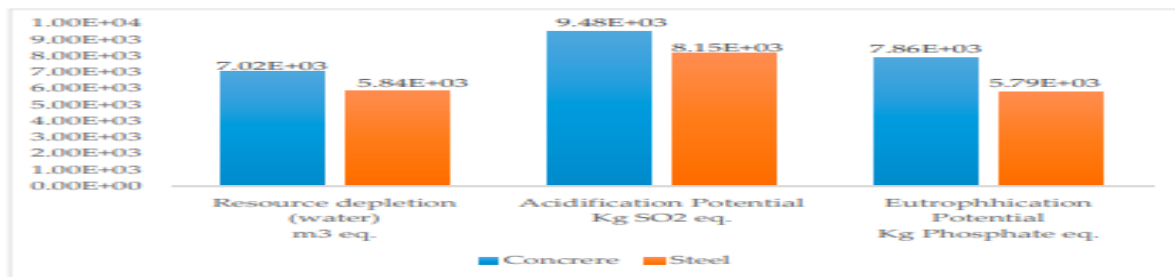
Με την χρήση του εργαλείου αξιολόγησης του κύκλου ζωής (GaBi) των δύο κατασκευών – μιας από οπλισμένο σκυρόδεμα και της άλλης από δομικό χάλυβα – εξετάζονται οι περιβαλλοντικές επιπτώσεις συμπεριλαμβανομένου της αύξησης της θερμοκρασίας της γης σε 100 χρόνια, της οξίνισης του περιβάλλοντος, του ευτροφισμού, της τοξικότητας στον άνθρωπο (καρκινικές και μή-καρκινικές επιδράσεις), της εξάντλησης πόρων (νερό και μέταλλα), της κλιματικής αλλαγής, τη χρήση ορυκτών καυσίμων, και την οξίνιση του ατμοσφαιρικού αέρα και την βιοτοξικότητα.

Από την έρευνα προκύπτει ότι το οπλισμένο σκυρόδεμα επιδρά κατά 219000 τόνους περισσότερο στις παραπάνω κατηγορίες απ'ότι η κατασκευή από δομικό χάλυβα.

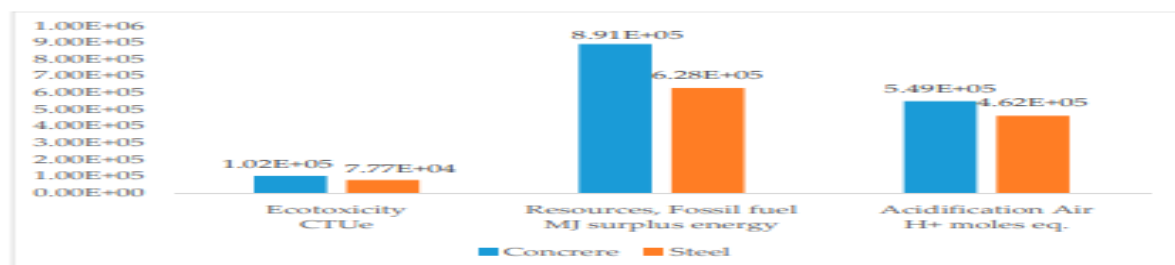
Στα σχήματα 1.1.2.2(α), 1.1.2.2(β), 1.1.2.2(γ) και 1.1.2.2(δ) παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για την κλιματική αλλαγή, την τοξική επίδραση στο περιβάλλον και τον άνθρωπο, την κατανάλωση πρώτων υλών και την ολική ρύπανση από διοξείδιο του άνθρακα αντίστοιχα.



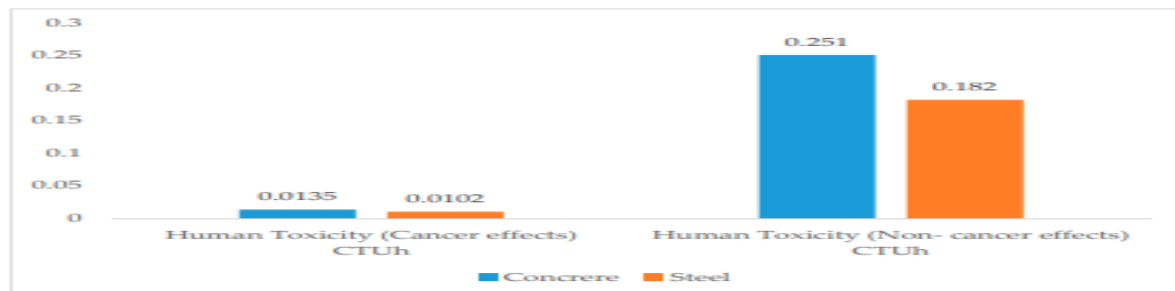
Σχήμα 1.1.2.2(α) Επίδραση στην κλιματική αλλαγή



(b)

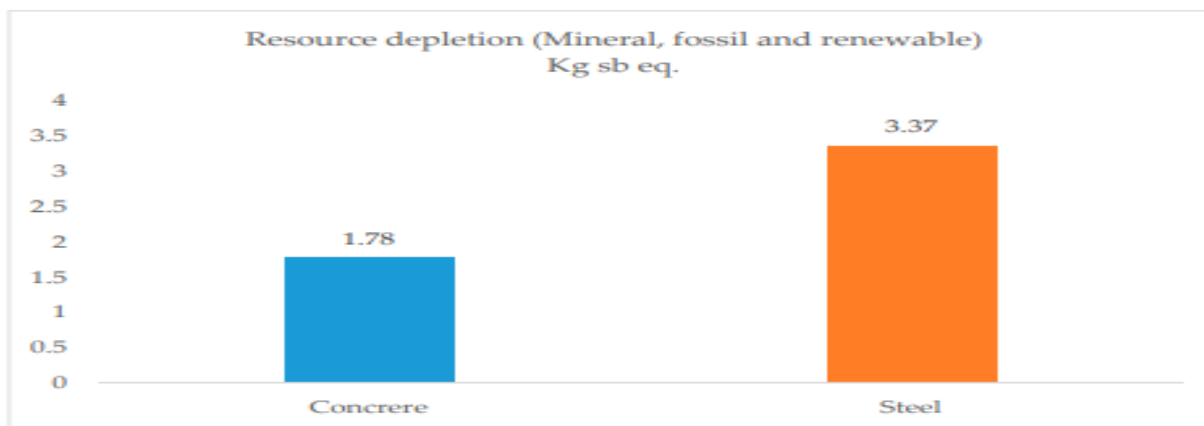


(c)



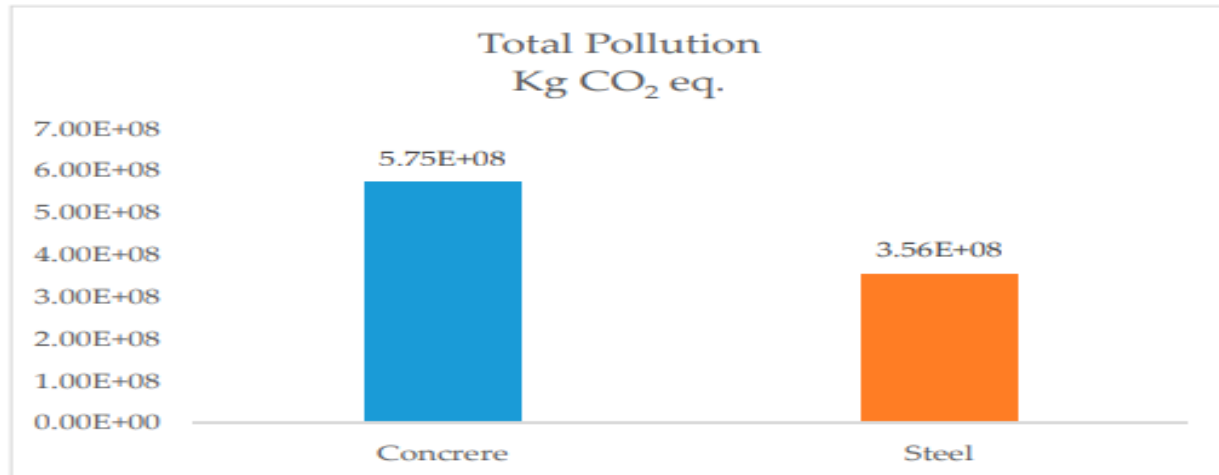
(d)

Σχήμα 1.1.2.2(β) Τοξική συμπεριφορά στο περιβάλλον και τον άνθρωπο



(e)

Σχήμα 1.1.2.2(γ) Επίδραση στις πρώτες ύλες

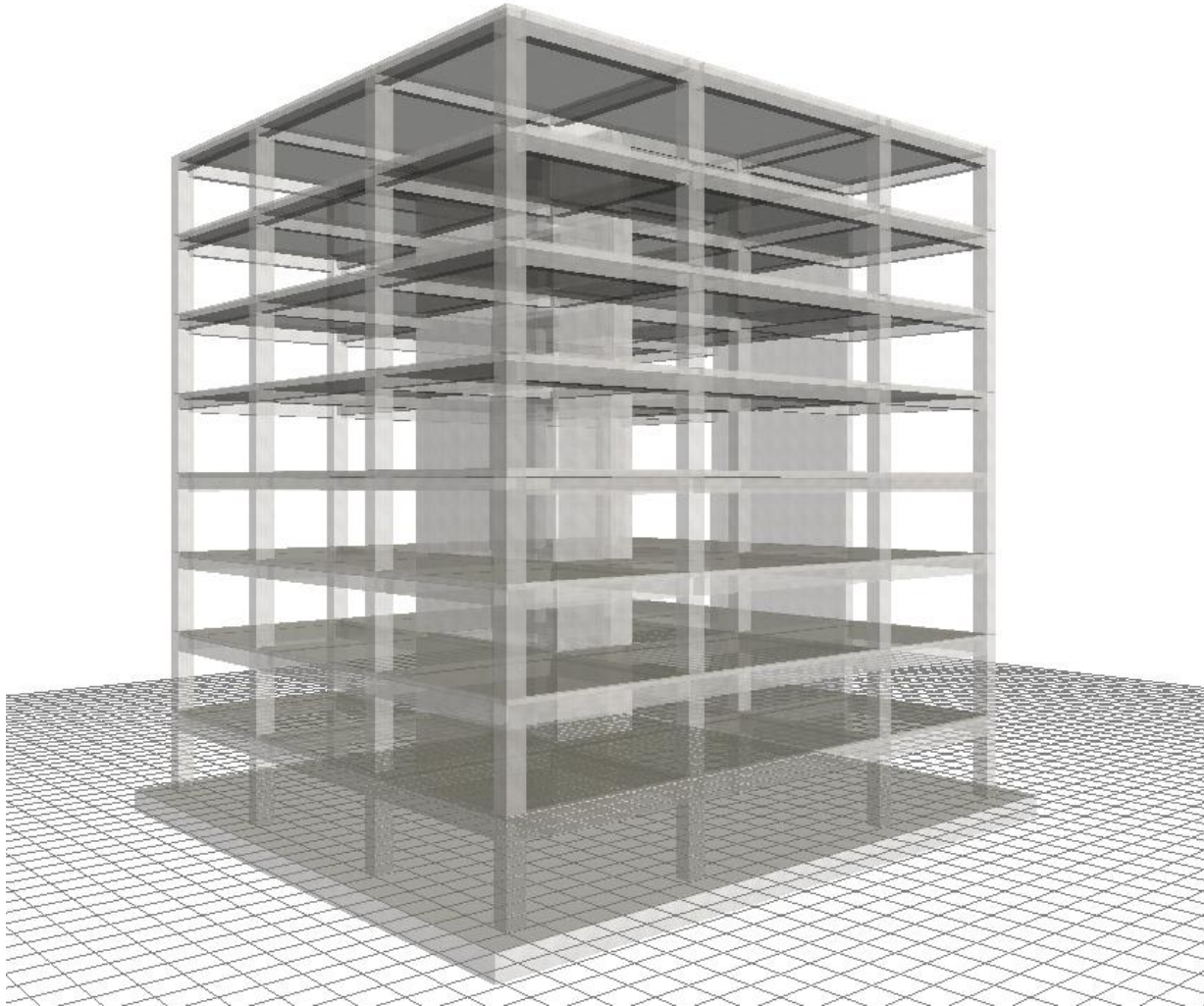


Σχήμα 1.1.2.2(δ) Ολική ρύπανση διοξειδίου του άνθρακα

2.1 Περιγραφή κτηρίων

Στην παρούσα διπλωματική συγκρίνονται δύο τυπικά οκταώροφα κτήρια με το ένα να είναι κατασκευασμένο από οπλισμένο σκυρόδεμα και τοιχεία και το δεύτερο να είναι σύμμεικτη κατασκευή από δομικό χάλυβα και τοιχεία. Στα παρακάτω σχήματα 2.1(α) και 2.1(β) φαίνονται οι κατόψεις του κτηρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα και της σύμμεικτης κατασκευής αντίστοιχα. Τα κτίρια έχουν ορθογωνική (σχεδόν τετραγωνική κάτοψη) με τον άξονα των x μήκους 21.30m και τον άξονα των y μήκους 22.75m. Το ύψος τυπικού ορόφου έχει οριστεί ίσο με 3.0m. Στο εσωτερικό του κτηρίου θα υπάρχει τοιχοποιία ορθογωνικής κάτοψης με διαστάσεις 3.30m κατά τον άξονα των x και 8.65m κατά τον άξονα των y , καθώς και τοιχοποιία στη δεξιά πλευρά του κτιρίου με μεγάλη πλευρά διάστασης 7.75m κατά τον άξονα y

2.1.1 Οπλισμένο σκυρόδεμα



Σχήμα 2.1.1(α) Τρισδιάστατη παρουσίαση κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα

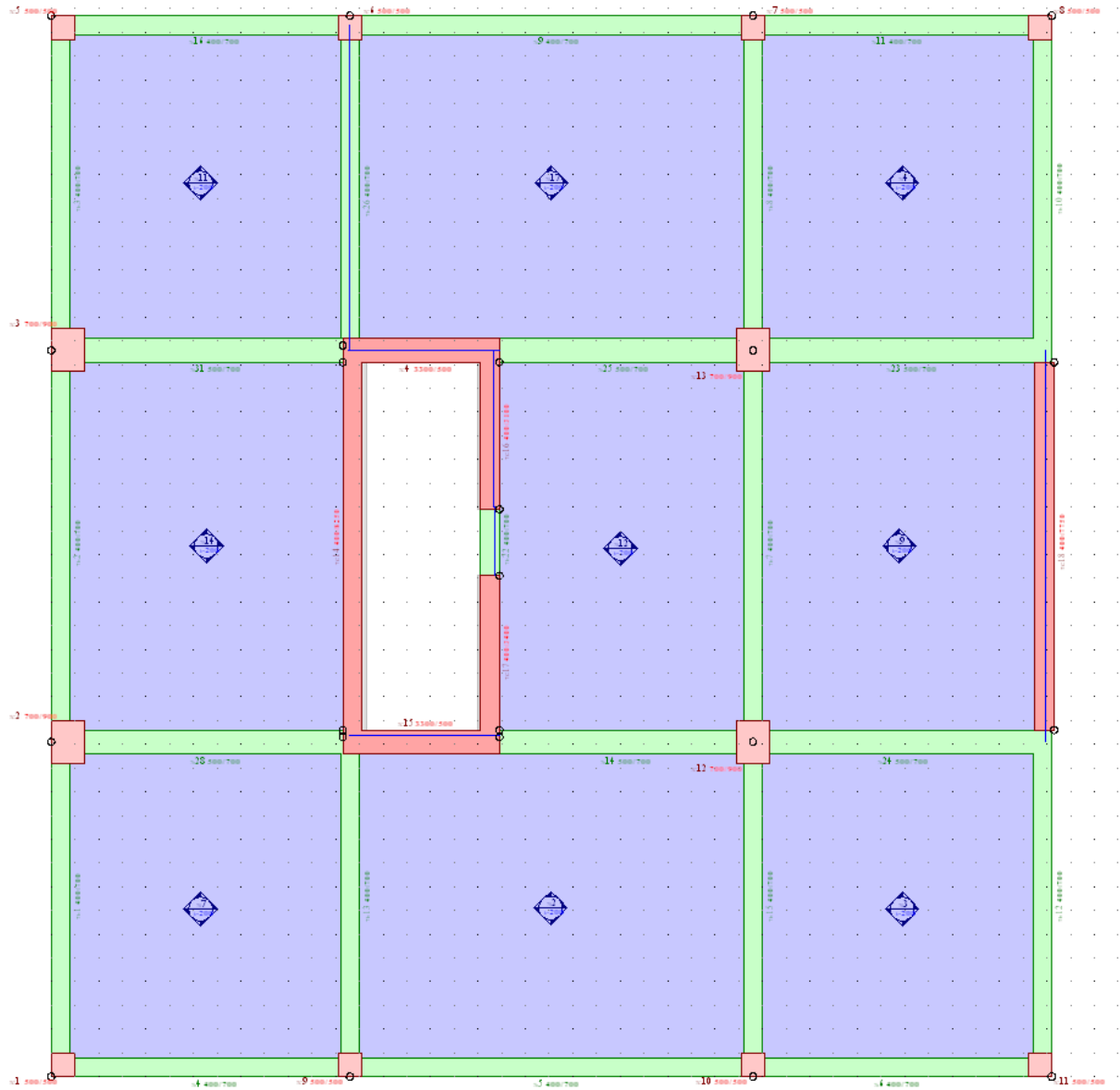
Ένας τυπικός όροφος της κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα(βλ.Σχήμα 2.1(α)) θα αποτελείται από:

- i. Εννέα πλάκες πάχους 20cm
- ii. Δεκαπέντε δοκούς πλάτους 40cm και ύψους 60cm
- iii. Οκτώ δοκούς πλάτους 50cm και ύψους 70cm
- iv. Δώδεκα τετραγωνικά υποστυλώματα 60cm x 60cm
- v. Ένα τοίχωμα μήκους 865cm και πλάτους 40cm

- vi. Δύο τοιχώματα μήκους 335cm και πλάτους 50cm
- vii. Δύο τοιχώματα μήκους 360cm και πλάτους 40cm
- viii. Ένα τοίχωμα μήκους 825cm και πλάτους 35cm

Λόγω αυξημένου φορτίου στο ισόγειο, τα τοιχώματα που θα το αποτελούν είναι τα εξής

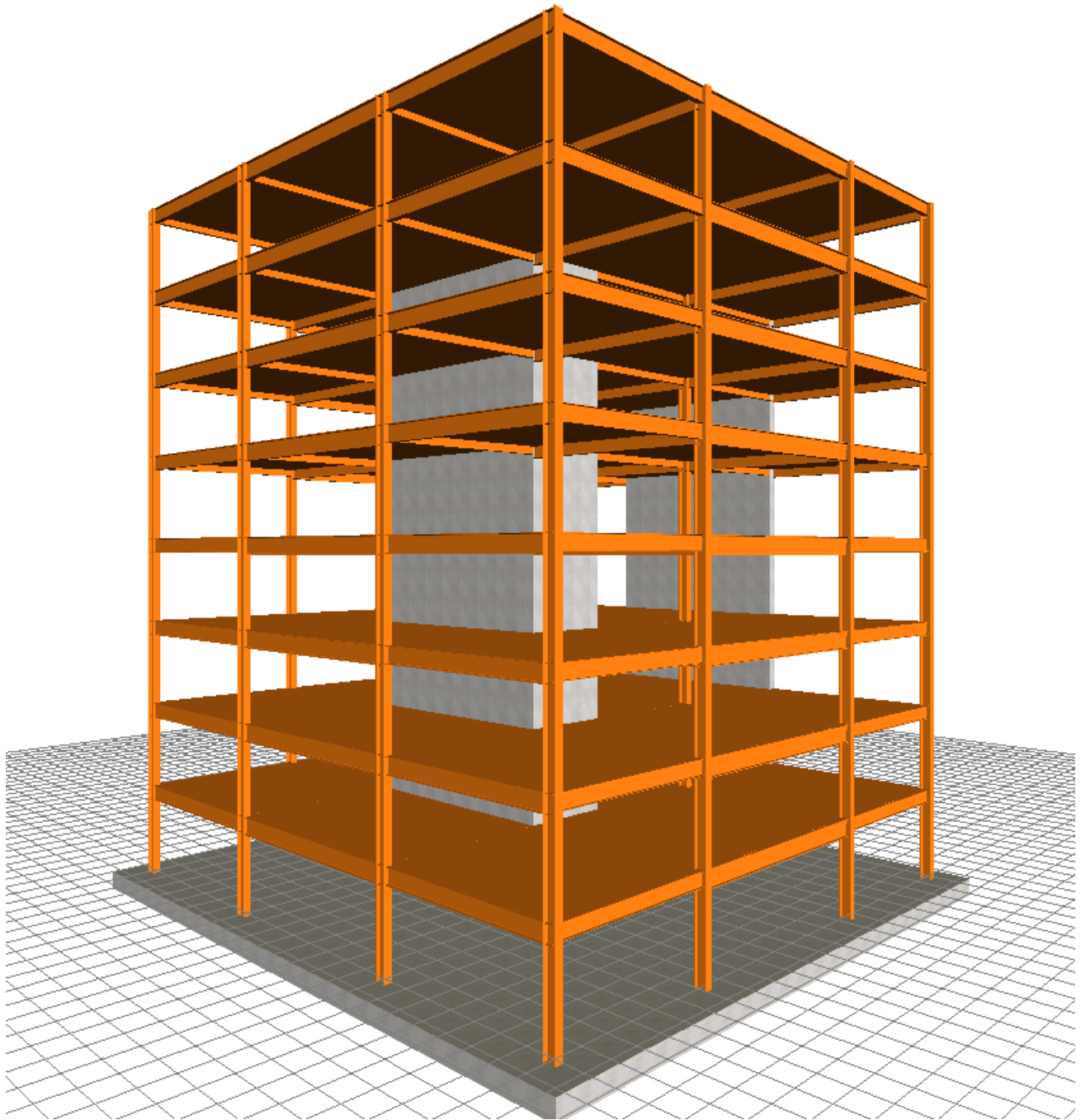
- i. Ένα τοίχωμα μήκους 865cm και πλάτους 70cm
- ii. Δύο τοιχώματα μήκους 335cm και πλάτους 70cm
- iii. Δύο τοιχώματα μήκους 360cm και πλάτους 60cm
- iv. Ένα τοίχωμα μήκους 825cm και πλάτους 50cm



Σχήμα 2.1(α) Ευλότυπος ορόφος κτηρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα και τοιχοποιία

Επίσης, η ενιαία θεμελίωση έχει διαστάσεις 2350cm x 2475cm για κάλυψης ενός μέτρου προς όλες τις πλευρές της κατασκευής. Το ύψος της ενιαίας θεμελίωσης είναι 80cm.

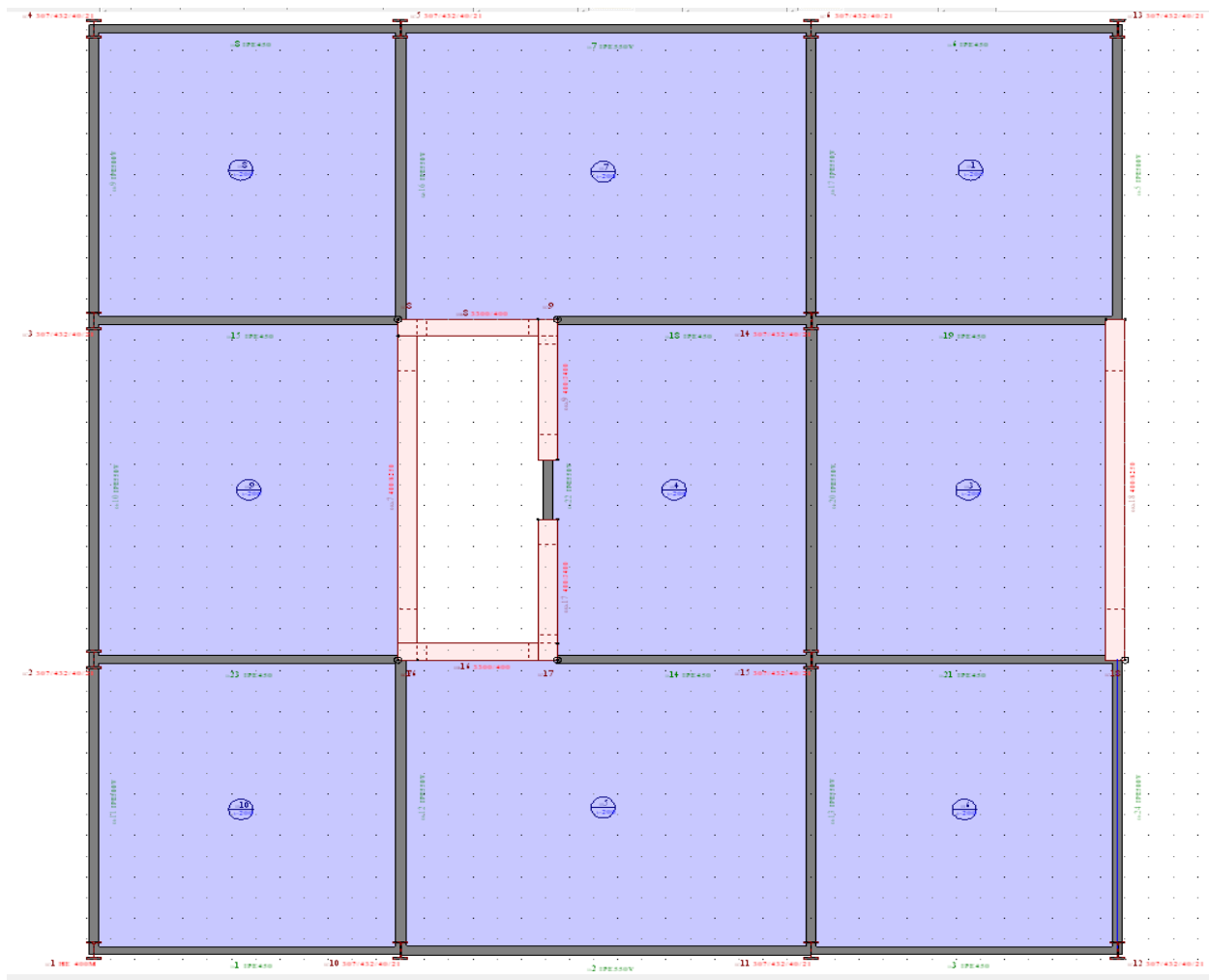
2.1.2 Σύμμεικτος φορέας από δομικό χάλυβα



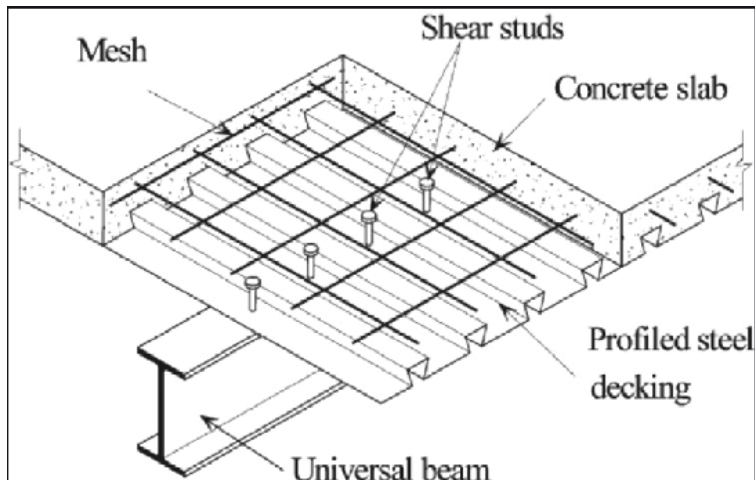
Σχήμα 2.1.2(α). Τρισδιάστατη παρουσίαση σύμμεικτης κατασκευής από δομικό χάλυβα

Ένας τυπικός όροφος της σύμμεικτης κατασκευής(βλ.Σχήμα 2.1.2(β)) θα αποτελείται από:

- i. Εννέα πλάκες πάχους 20cm από 6mm χαλυβδόφυλλο και 19.94mm σκυρόδεμα (βλ. Σχήμα 2.1.2(γ))
- ii. Δέκα δοκούς IPE450 διατομής
- iii. Οκτώ δοκούς IPE550V
- iv. Τέσσερις δοκούς IPE500V
- v. Δύο τοιχεία πλήρωσης 825cm x 40cm
- vi. Δύο τοιχεία πλήρωσης 330cm x 40cm
- vii. Δύο τοιχεία πλήρωσης 340cm x 40cm



Σχήμα 2.1.2(β). Ξυλότυπος ορόφου κτηρίου από δομικό χάλυβα και τοιχοποιία



Σχήμα 2.1.2(γ). Τυπική πλάκα από 6mm χαλυβδόφυλλο και σκυρόδεμα

Επίσης η ενιαία θεμελίωση έχει διαστάσεις 2350cm x 2475cm για κάλυψη ενός μέτρου αριστερά και δεξιά της κατασκευής. Το ύψος της ενιαίας θεμελίωσης είναι 60cm

2.2 Παραδοχές ανάλυσης – σχεδιασμού - δεδομένα

Για την ανάλυση και τον σχεδιασμό των δύο κτιρίων έχουν γίνει οι ακόλουθες παραδοχές

- Τα υλικά που χρησιμοποιούνται είναι τα εξής:
 - Τύπος σκυροδέματος : C40/50
 - Τύπος χάλυβα όπλισης : B500c
 - Τύπος χάλυβας σύμμεικτης κατασκευής : S355
 - Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας ΙΙΙ όπως αναλύεται στην §3.1.4.1 της παρούσας διπλωματικής σύμφωνα με τον CYS EN 1998-1:2004.
 - Εδαφική επιτάχυνση, ag_R ίση με 0.25g
 - Τύπος εδάφους Β
 - Σπουδαιότητα κτιρίου ΙΙ
 - Αντισεισμικός κανονισμός ΕΚ8 - CYS EN 1998-1:2004.
 - Συντελεστής q για το κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος επιλέγεται ίσος με 2.0 για ΚΠΜ σύμφωνα με την §4.5.1 της παρούσας διπλωματικής
 - Συντελεστής q για την σύμμεικτη κατασκευή από δομικό χάλυβα

επιλέγεται ίσος με 2.4 για ΚΠΜ, για οριζόντιες φορτίσεις, σύμφωνα με την §4.5.2 της παρούσας διπλωματικής

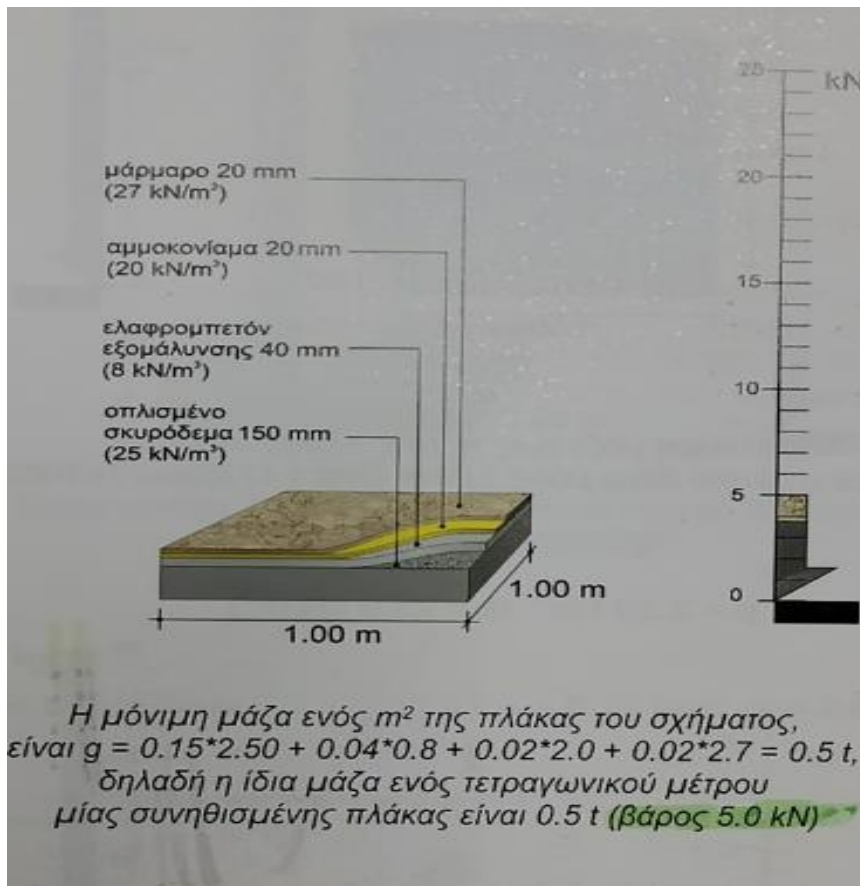
3.1 Κατηγορίες Φορτίων

Ο κάθε φορέας σχεδιάζεται και κατασκευάζεται με τρόπο τέτοιο, ούτως ώστε να εξασφαλίζεται υψηλός βαθμός αξιοπιστίας αλλά και οικονομικός. Επίσης πρέπει να μπορεί να παραλάβει όλες τις δράσεις, εσωτερικές ή εξωτερικές που θα επιδράσουν πάνω σε αυτό κατά τη διάρκεια ζωής του.

Αυτές κατατάσσονται στις εξής κατηγορίες :

3.1.1 Μονιμα Φορτία

Σε αυτά περιλαμβάνονται το ίδιο βάρος της κατασκευής, οι επικαλύψεις και τα φορτία τοιχοπληρώσεων και λαμβάνεται μιά ενιαία τιμή της τάξης 5 kN/m² όπως στο παρακάτω σχήμα

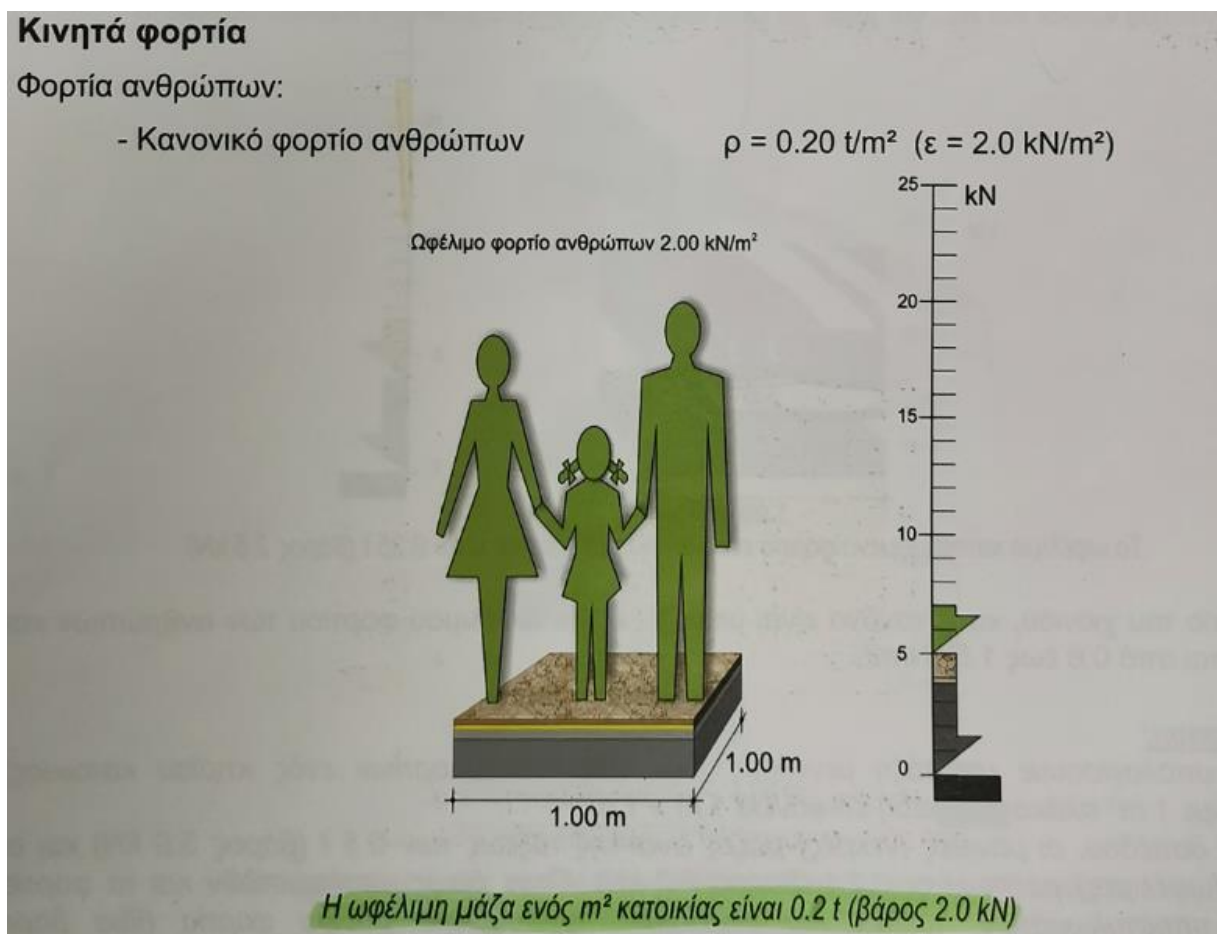


Σχήμα 3.1.1(α). Υπολογισμός μόνιμων φορτίων πλάκων

3.1.2 Κινητά Φορτία

Στα κινητά φορτία συγκαταλέγονται τα φορτία που επιβάλλονται στα πατώματα, φορτία και πιέσεις ανέμου καθώς και φορτία χιονιού.

Το κινητό φορτίο λαμβάνεται ίσο με 2 kN/m^2 που αντιστοιχεί σε κτήρια - χώρους γραφείων όπως στο παρακάτω σχήμα



Σχήμα 3.1.2(α). Υπολογισμός κινητών φορτίων

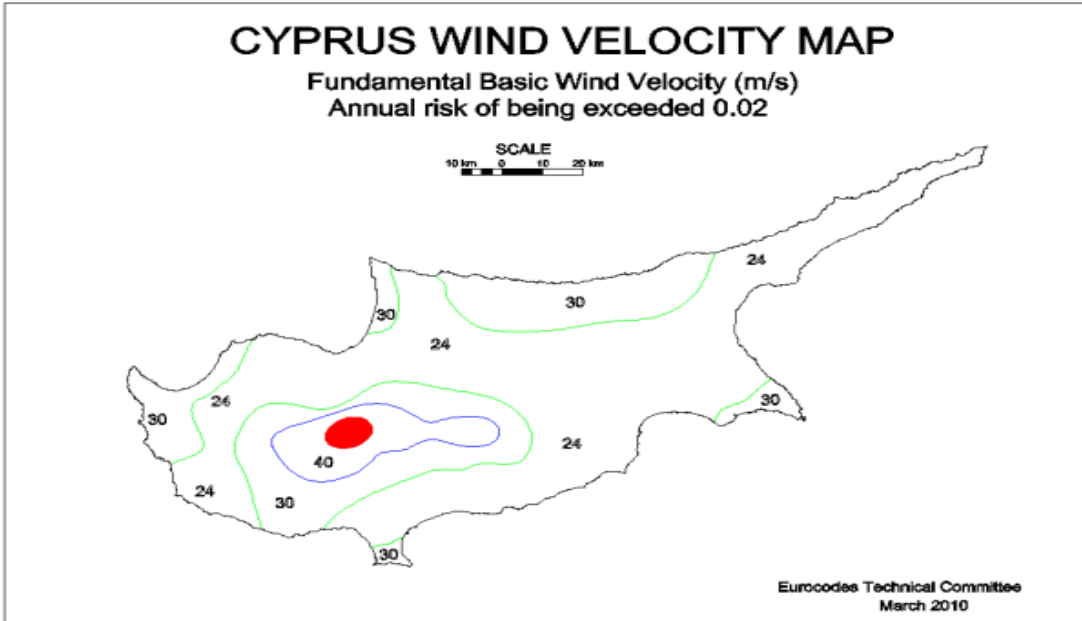
3.1.3 Ανεμοφορτία

Τα φορτία ανέμου διαφοροποιούνται με τον χρόνο και δρούν απευθείας ως πιέσεις στις εξωτερικές πλευρές κλειστών κτιρίων. Επίσης οι κατασκευές από δομικό χάλυβα καταπονούνται σημαντικά από τις δράσεις του ανέμου γι'αυτό και

λαμβάνονται υπόψιν κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό τους σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, EN 1991-1-4:2005

Τα φορτία του ανέμου όμως δεν είναι ποτέ σταθερά αλλά επηρεάζονται από αρκετούς παράγοντες όπως :

- i. Γεωγραφική θέση και φυσική θέση του κτιρίου : Η ταχύτητα του ανέμου αλλάζει ανάλογα με τη θέση του κτιρίου αφού σε κάθε περιοχή ενδεχομένως να δέχεται διαφορετικές ταχύτητες ανέμου όπως αυτό φαίνεται στο σχήμα 3.1.3(γ) σύμφωνα με τον CYS EN 1991-1-4:2005 που ακολουθεί. Επίσης η τοποθεσία του κτιρίου – αν βρίσκεται κοντά σε άλλα κτίρια (π.χ μέσα στην πόλη), ή αν είναι εκτεθειμένο δέχεται διαφορετικές ταχύτητες ανέμου. Πίνακας §4.1 EN 1991-1-4:2005
- ii. Ύψος κτιρίου : Το ύψος κτιρίου παίζει σημαντικό ρόλο στις ανεμοπιέσεις που δέχεται αφού όσο αυξάνεται το ύψος, αυξάνεται και η ταχύτητα του ανέμου
- iii. Μέση ταχύτητα ανέμου : Η μέση ταχύτητα ανέμου προσδιορίζεται σύμφωνα με το ύψος του κτιρίου, την τραχύτητα του εδάφους, τα τοπογραφικά χαρακτηριστικά όπως βουνά ή γκρεμοί, γειτονικά υψηλά κτίρια ή πολύ κοντινά γειτονικά κτίρια, σύμφωνα με την §4.3 (1,2,3,4,5) του EN 1991-1-4:2005
- iv. Σχήμα κατασκευής : Το σχήμα κατασκευής – διαστάσεις ύψους, μήκη πλευρών, παρουσία στέγης και είδος στέγης – παίζουν καθοριστικό λόγο στην παραλαβή των φορτίων ανέμου αφού οι αναλογίες μεταξύ τους, σύμφωνα με τις παράγραφους §7 (1-13), διαφοροποιούν την κατανομή των ανεμοπιέσεων στην κατασκευή



Σχήμα 3.1.3(γ). Ισοψείς καμπύλες ανέμου σύμφωνα με CYS EN 1991-1-4:2005

Το κτίριο μας έχει διαστάσεις 21.5m κατά τη διεύθυνση χ και 22.75m κατά τη διεύθυνση ψ

- **Άνεμος κατά 0° :** Το ύψος του κτιρίου είναι $h=3.00m \times 8 = 24m$. Η διάσταση που είναι εγκάρσια στον άνεμο έχει $b = 21.50m$ και οι άλλες δύο κάθετες σε αυτή έχουν $d = 22.75m$
- **Ύψος αναφοράς z_e** $\implies b = 21.50m < h = 24m < 2b = 43m \implies z_{e1} = b = 21.50m, z_{e2} = 24m$
- **Υπολογισμός συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους**
 $e = \min(b, 2h) = \min(21.50, 48) = 21.50m < d = 22.75m$

Από EN 1991-1-4, §7.2.2, πίνακα 7.1 και για $h/d = 24/22.75 = 1.055 \approx 1$ προκύπτουν οι ακόλουθοι συντελεστές

$$c_{pe,10}(A) = -1.2$$

$$c_{pe,10}(B) = -0.8$$

$$c_{pe,10}(C) = -0.5$$

$$c_{pe,10}(D) = +0.8$$

$$c_{pe,10}(E) = -0.5$$

- **Υπολογισμός βασικής ταχύτητας:**

$$V_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot V_{b,0}$$

Όπου σύμφωνα με το Cyprus National Annex EN 1991-1-4 §NA2.4 :

$c_{dir} = 1$, συντελεστής διεύθυνσης

$c_{season} = 1$, συντελεστής εποχής

$V_{b,0} = 24m/sec$ (Περιοχή Πάφου)

Άρα,

$$V_b = 1.0 \times 1.0 \times 24 = 24m/sec$$

- **Υπολογισμός πίεσης ταχύτητας αιχμής**

Σύμφωνα με τον EN 1991-1-4 §4.3.2 με το έδαφος να θεωρείται **κατηγορίας I** (έδαφος σε λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση χωρίς εμπόδια) οι παραμέτροι που αντιστοιχούν για αυτή την κατηγορία είναι $z_o=0.01m$ και $z_{min}=1m$

Επίσης λόγω του ότι το έδαφος θεωρείται επίπεδο, ο συντελεστής $c_o(z_e)=1$

Η μέση ταχύτητα ανέμου σε ύψος z πάνω από το έδαφος είναι :

$$V_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot V_b$$

όπου:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_o) \text{ για } z_{min} \leq z_e \leq z_{max}$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) = k_r \cdot \ln(z_{min}/z_o) \text{ για } z_e \leq z_{min}$$

Επειδή $z_{min} = 1m \leq z_e = 21.50m \leq z_{max} = 200m$,

$$\text{άρα } c_r(z) = k_r \cdot \ln(z_e/z_o)$$

όπου:

$$k_r = 0,19 \cdot (z_o/z_{o,II})^{0,07}, \text{ (συντελεστής εδάφους),}$$

σύμφωνα με Cyprus National Annex EN 1991-1-4 §NA2.4(2)P ο συντελεστής k μπορεί να ληφθεί ίσος με 0.2

Επομένως,

$$c_r(z_e) = k_r \cdot \ln(z/z_o) = 0,2 \cdot \ln(21,50/0,01) = 1,53464, \quad \text{για } z_e=21,5m$$

$$c_r(z_e) = k_r \cdot \ln(z/z_o) = 0,2 \cdot \ln(24/0,01) = 1,55664, \quad \text{για } z_e=24m$$

Και,

$$V_m(z) = 1,53464 \cdot 1,0 \cdot 24 = 36,83m/sec \quad \text{για } z_e=21,5m$$

$$V_m(z) = 1,55664 \cdot 1,0 \cdot 24 = 37,36m/sec \quad \text{για } z_e=24m$$

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z_e ισούται:

$$q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot V_m^2(z_e),$$

όπου $I_v(z_e)$ είναι η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος z_e που δίνεται από την σχέση :

$$I_v(z_e) = k_I / (c_o \cdot \ln(z_e/z_o)) \text{ για } z_{min} \leq z_e \leq z_{max},$$

$$I_v(z_e) = I_v(z_{min}) \text{ για } z_e \leq z_{min}$$

όπου:

$c_o(z_e)$ είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης και λαμβάνεται ίσος με 1

k_I είναι ο συντελεστής στροβιλισμού και λαμβάνεται ίσος με 1

Επομένως,

$$I_v(z_e) = 1,0 / (1,0 \cdot \ln(21,50 / 0,01)) = 0,1303 \quad \text{για } z_e=21,50m$$

$$I_v(z_e) = 1,0 / (1,0 \cdot \ln(24 / 0,01)) = 0,1285 \quad \text{για } z_e=24m$$

Άρα,

$$q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot 0,1303] \cdot 0,5 \cdot 0,00125 \cdot 36,83^2 = 1,621 \text{ KN/m}^2 \quad \text{για } I_v(z_e) = 0,1303$$

$$q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot 0,1285] \cdot 0,5 \cdot 0,00125 \cdot 37,36^2 = 1,657 \text{ KN/m}^2 \quad \text{για } I_v(z_e) = 0,1285$$

Επομένως, μπορούν να υπολογιστούν οι εξωτερικές πιέσεις του ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους κατά 90° από τη σχέση:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

όπου:

$q_p(z_e)$ είναι η ταχύτητα αιχμής

z_e είναι το ύψος αναφοράς, §Section 7, EN 1991-1-4

c_{pe} είναι ο συντελεστής πίεσης για εξωτερική πίεση, §Section 7, EN 1991-1-4

Συνεπώς μπορούν να υπολογιστούν τα $W_{e,10}$ για τις αντίστοιχες περιοχές του κτιρίου,

για $z_e=d=21,50m$, $e=b=22,75m \Rightarrow e > d$

$$W_{e,10}(A) = 1,621 \cdot 1,2 = 1,9452 \text{ KN/m}^2$$

$$W_{e,10}(B) = 1,621 \cdot 0,8 = 1,2968 \text{ KN/m}^2$$

$$W_{e,10}(D) = 1,621 \cdot 0,8 = 1,2968 \text{ KN/m}^2$$

$$W_{e,10}(E) = 1,621 \cdot 0,5 = 0,8105 \text{ KN/m}^2$$

και

$$W_{e,10}(A) = 1,657 \cdot 1,2 = 1,9884 \text{ KN/m}^2$$

$$W_{e,10}(B) = 1,657 \cdot 0,8 = 1,3256 \text{ KN/m}^2$$

$$W_{e,10}(D) = 1,657 \cdot 0,8 = 1,3256 \text{ KN/m}^2$$

$$W_{e,10}(E) = 1,657 \cdot 0,5 = 0,8285 \text{ KN/m}^2$$

- **Άνεμος κατά 90°**

Το ύψος του κτιρίου είναι $h = 3 \cdot 8 = 24m$, με διάσταση εγκάρσια στον άνεμο $b = 22,75m$ και κάθετες σε αυτόν τις δύο άλλες πλευρές με $d = 21,50m$

Ύψος αναφοράς $z_e \implies h = 24m, b = 22,75m \implies b < h \leq 2b \implies z_{e1} = b = 22,75m$

$$z_{e2} = h = 24m$$

- **Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους**

$$e = \min(b, 2h) = \min(22,75, 48) = 22,75m, d = 21,50m \implies e > d$$

$h/d = 24/21,50 = 1.11$ και με βάση τον Ευρωκώδικα EN 1991-1-4 §Πίνακας 7.1 και γραμμική παρεμβολή προκύπτουν οι ακόλουθοι συντελεστές εξωτερικής πίεσης $c_{pe,10}$

$$c_{pe,10}(A) = -1,2$$

$$c_{pe,10}(B) = -0,8$$

$$c_{pe,10}(D) = +0,8$$

$$c_{pe,10}(E) = -0,5$$

- **Υπολογισμός πίεσης ταχύτητας αιχμής**

Βασική ταχύτητα ανέμου :

$$V_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot V_{b,0}$$

$$V_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 24 = 24m/sec$$

Μέση ταχύτητα ανέμου πάνω από το έδαφος σε ύψος z :

$$V_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot V_b$$

$$z_{min} = 1m \leq z_e = 24m \leq z_{max} = 200m \implies$$

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z_e/z_0)$$

όπου ο συντελεστής k_r δίνεται από το CYS EN 1991-1-4:2005, §NA 2.4(2) , ίσος με 0,2

άρα:

$$c_r(z) = 0,2 \cdot \ln(24/0,01) = 1.5566$$

και

$$V_m(z) = 1,5566 \cdot 1,0 \cdot 24 = 37,36 \text{ m/sec}$$

Ακολουθως, η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z_e υπολογίζεται:

$$q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot 0.5 \cdot \rho \cdot V_m^2(z_e)$$

και

$$I_v(z_e) = 1.0 / (1.0 \cdot \ln(24/0.01)) = 0,128$$

άρα

$$q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot 0,128] \cdot 0.5 \cdot 0,00125 \cdot 37,36^2 = 1,654 \text{ KN/m}^2$$

Συνεπώς, οι εξωτερικές πιέσεις του ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους κατα 90° , που δρουν κάθετα σε αυτούς προκύπτουν από τη σχέση:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

άρα

$$w_{e,10}(A) = 1,654 \cdot 1,2 = 1,9848 \text{ KN/m}^2$$

$$w_{e,10}(B) = 1,654 \cdot 0,8 = 1,3232 \text{ KN/m}^2$$

$$w_{e,10}(D) = 1,654 \cdot 0,8 = 1,3232 \text{ KN/m}^2$$

$$w_{e,10}(E) = 1,654 \cdot 0,5 = 0,827 \text{ KN/m}^2$$

- **Άνεμος κατά 180°**

Ύψος κτιρίου $h = 3 \cdot 8 = 24 \text{ m}$, με τη διάσταση που είναι εγκάρσια στον άνεμο να

είναι $b=21,50m$ και οι κάθετες σε αυτή να είναι $d=22,75m$

Ύψος αναφοράς z_e : $b=21,50m$, $h=24m$, $2b=43m$ $\implies z_{e1}=b=21,50m$ και $z_{e2}=h=24m$

- **Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους**

$e = \min(b, 2h) = \min(21,50 , 48) = 21,50m$ και $d=22,75m$

Για $h/d = 24/22,75 = 1,05$ προκύπτουν οι ακόλουθοι συντελεστές εξωτερικής πίεσης σύμφωνα με τον EN 1991-1-4 §7.2.2 , Table 7,1

$$c_{pe,10}(A) = -1,2$$

$$c_{pe,10}(B) = -0,8$$

$$c_{pe,10}(D) = +0,8$$

$$c_{pe,10}(E) = -0,5$$

- **Υπολογισμός πίεσης ταχύτητας αιχμής**

Βασική ταχύτητα ανέμου:

$$V_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot V_{b,0}$$

όπου

$$V_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 24 = 24m/sec$$

Μέση ταχύτητα ανέμου σε ύψος z πάνω από το έδαφος :

$$V_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot V_b$$

και $z_{min} = 1m \leq z_e = (21,50m , 24m) \leq z_{max} = 200m \Rightarrow$

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z_e/z_0)$$

όπου k_r σύμφωνα με το CYS EN 1991-1-4:2005 §NA 2.4(2) ορίζεται ίσος με 0,2
άρα για $z_e = 21,50m$

$$c_r(z_e) = 0,2 \cdot \ln(21,50/0,01) = 1,5346$$

και για $z_e = 24m$

$$c_r(z_e) = 0,2 \cdot \ln(24/0,01) = 1,5566$$

Ακολουθώς υπολογίζονται οι $V_m(z)$

για $c_r(z_e) = 1,5346$

$$V_m(z) = 1,5346 \cdot 1,0 \cdot 24 = 36,83m/sec$$

$$V_m(z) = 1,5566 \cdot 1,0 \cdot 24 = 37,36m/sec$$

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z_e είναι ίση με :

$$q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot V_m^2(z_e)$$

με :

$$I_v(z_e) = 1,0 / (1,0 \cdot \ln(21,50/0,01)) = 0,13 , \text{ για } z_e = 21,50m$$

και

$$I_v(z_e) = 1,0 / (1,0 \cdot \ln(24/0,01)) = 0,128 , \text{ για } z_e = 24m$$

Συνεπώς για $I_v(z_e) = 0,13$:

$$q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot 0,13] \cdot 0,5 \cdot 0,00125 \cdot 36,83^2 = 1,62 \text{ KN/m}^2$$

και για $I_v(z_e) = 0,128$:

$$q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot 0,128] \cdot 0,5 \cdot 0,00125 \cdot 37,36^2 = 1,65 \text{ KN/m}^2$$

Συνεπώς, υπολογίζονται οι εξωτερικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους κατά 90° , οι οποίες δρουν κάθετα σε αυτούς και προκύπτουν από τη σχέση :

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

Άρα για $z=21,50m$

$$w_{e,10}(A) = 1,62 \cdot 1,2 = 1,944 \text{ KN/m}^2$$

$$w_{e,10}(B) = 1,62 \cdot 0,8 = 1,296 \text{ KN/m}^2$$

$$w_{e,10}(D) = 1,62 \cdot 0,8 = 1,296 \text{ KN/m}^2$$

$$w_{e,10}(E) = 1,62 \cdot 0,5 = 0,81 \text{ KN/m}^2$$

και για $z=24m$

$$w_{e,10}(A) = 1,65 \cdot 1,2 = 1,98 \text{ KN/m}^2$$

$$w_{e,10}(B) = 1,65 \cdot 0,8 = 1,32 \text{ KN/m}^2$$

$$w_{e,10}(D) = 1,65 \cdot 0,8 = 1,32 \text{ KN/m}^2$$

$$w_{e,10}(E) = 1,65 \cdot 0,5 = 0,825 \text{ KN/m}^2$$

- **Άνεμος κατά 270°**

Ύψος κτιρίου $h = 3 \cdot 8 = 24m$, με εγκάρσια στον άνεμο πλευρά την $b=22,75m$. Οι κάθετες σε αυτή πλευρές έχουν $d=21,50m$.

Ύψος αναφοράς z_e : $h=24m$, $b=22,75m \Rightarrow b < h \leq 2b \Rightarrow z_{e1}=b=22,75m$, $z_{e2}=h=24m$

- **Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους**

$$e = \min(b, 2h) = \min(22,75m, 48m) = 22,75m > d=21,50m$$

$h/d = 24/21,50 = 1.11$ και με βάση τον Ευρωκώδικα EN 1991-1-4 §Πίνακας 7.1 και γραμμική παρεμβολή προκύπτουν οι ακόλουθοι συντελεστές εξωτερικής πίεσης

$c_{pe,10}$

$$c_{pe,10}(A) = -1,2$$

$$c_{pe,10}(B) = -0,8$$

$$c_{pe,10}(D) = +0,8$$

$$c_{pe,10}(E) = -0,5$$

- **Υπολογισμός πίεσης ταχύτητας αιχμής**

Βασική ταχύτητα ανέμου :

$$V_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot V_{b,0}$$

$$V_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 24 = 24m/sec$$

Μέση ταχύτητα ανέμου πάνω από το έδαφος σε ύψος z :

$$V_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot V_b$$

$$z_{min} = 1m \leq z_e = 24m \leq z_{max} = 200m \Rightarrow$$

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z_e/z_0)$$

όπου ο συντελεστής k_r δίνεται από το CYS EN 1991-1-4:2005, §NA 2.4(2) , ίσος με 0,2

άρα:

$$c_r(z) = 0,2 \cdot \ln(24/0,01) = 1,5566$$

και

$$V_m(z) = 1,5566 \cdot 1,0 \cdot 24 = 37,36m/sec$$

Ακολουθώντας, η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z_e υπολογίζεται:

$$q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot V_m^2(z_e)$$

και

$$I_v(z_e) = 1,0 / (1,0 \cdot \ln(24/0,01)) = 0,128$$

άρα

$$q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot 0,128] \cdot 0,5 \cdot 0,00125 \cdot 37,36^2 = 1,654 \text{ KN/m}^2$$

Συνεπώς, οι εξωτερικές πιέσεις του ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους κατα 270° , που δρουν κάθετα σε αυτούς προκύπτουν από τη σχέση:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

άρα

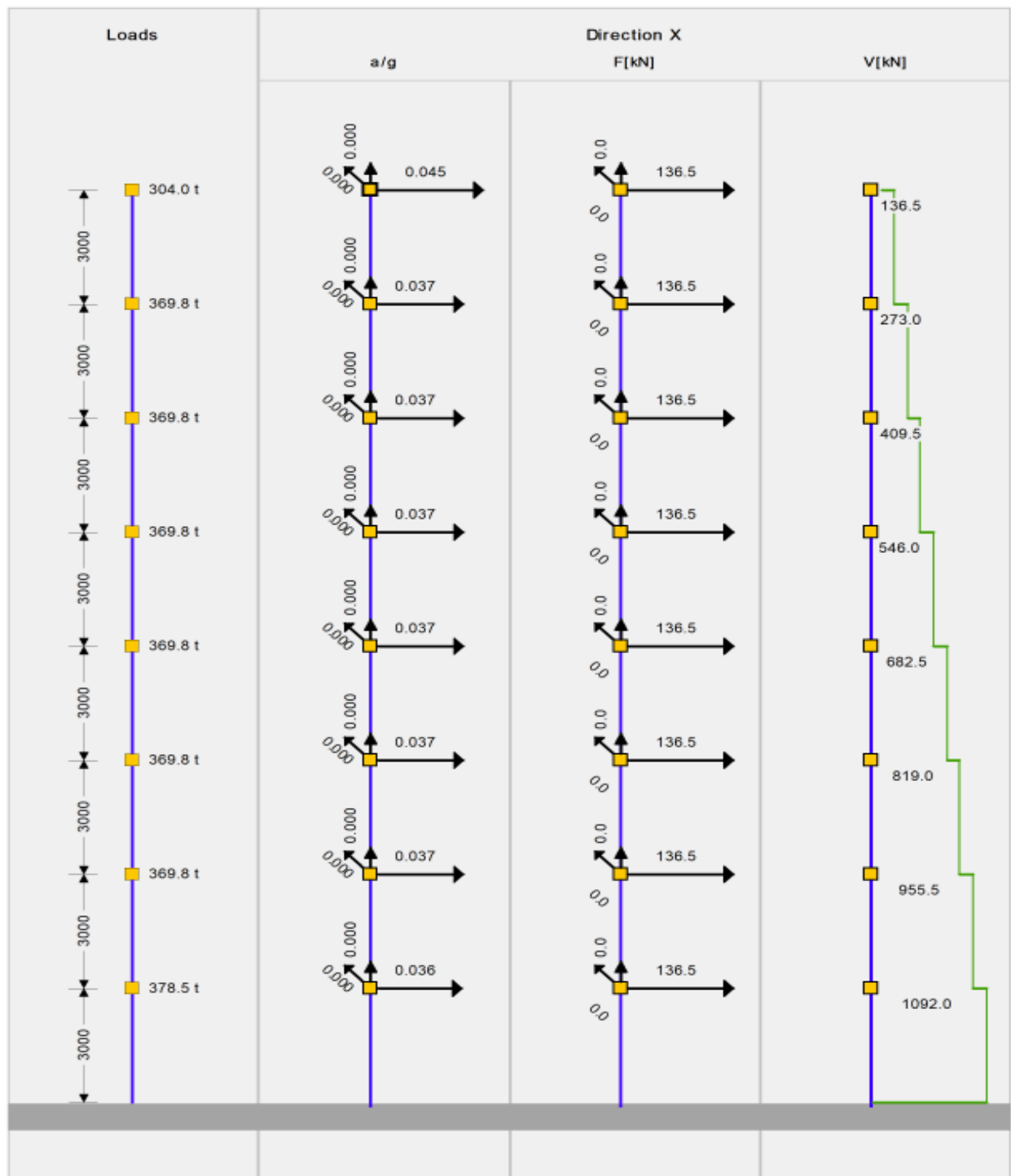
$$w_{e,10}(A) = 1,654 \cdot 1,2 = 1,9848 \text{ KN/m}^2$$

$$w_{e,10}(B) = 1,654 \cdot 0,8 = 1,3232 \text{ KN/m}^2$$

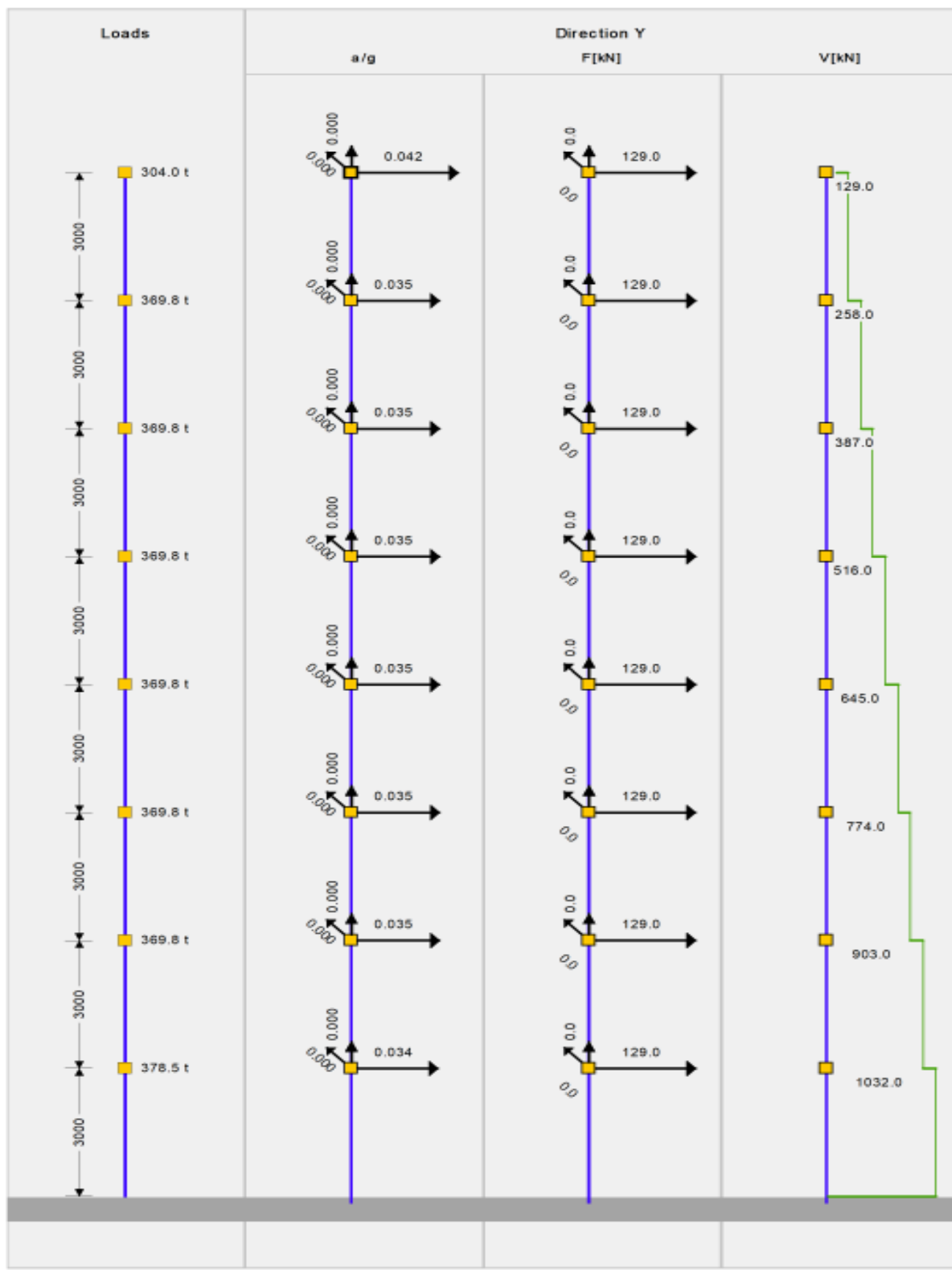
$$w_{e,10}(D) = 1,654 \cdot 0,8 = 1,3232 \text{ KN/m}^2$$

$$w_{e,10}(E) = 1,654 \cdot 0,5 = 0,827 \text{ KN/m}^2$$

Η φόρτιση από τον άνεμο και για τις δύο διευθύνσεις φαίνεται στα ακόλουθα σχήματα 3.1.3(α) και 3.1.3(β)



Σχήμα 3.1.3(α) Κατανομή φορτίων ανέμου στη σύμμεικτη κατασκευή κατά την x κατεύθυνση.



Σχήμα 3.1.3(β) Κατανομή φορτίων ανέμου στη σύμμεικτη κατασκευή κατά τη y κατεύθυνση.

3.1.4 Σεισμικά Φορτία

3.1.4.1 Οριζόντιο ελαστικό φάσμα απόκρισης

Για τον υπολογισμό του φάσματος απόκρισης επιταχύνσεων στην οριζόντια διεύθυνση του με βάση τον Ευρωκώδικα 8, §3.2.2.2 χρησιμοποιούνται οι παρακάτω σχέσεις:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot [1 + (T/T_B) \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1)]$$

$$T_B \leq T \leq T_c : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5$$

$$T_c \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 [T_c/T]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 [T_c T_D / T^2]$$

Όπου

$S_e(T)$ είναι το ελαστικό φάσμα απόκρισης

T είναι η ιδιοπερίοδος ενός μονοβάθμιου συστήματος

a_g είναι η επιτάχυνση εδάφους και ισούται με $a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$

T_B είναι το κατώτατο όριο ιδιοπεριόδου για την συνεχή φασματική επιτάχυνση

T_C είναι το μέγιστο όριο ιδιοπεριόδου για την συνεχή φασματική επιτάχυνση

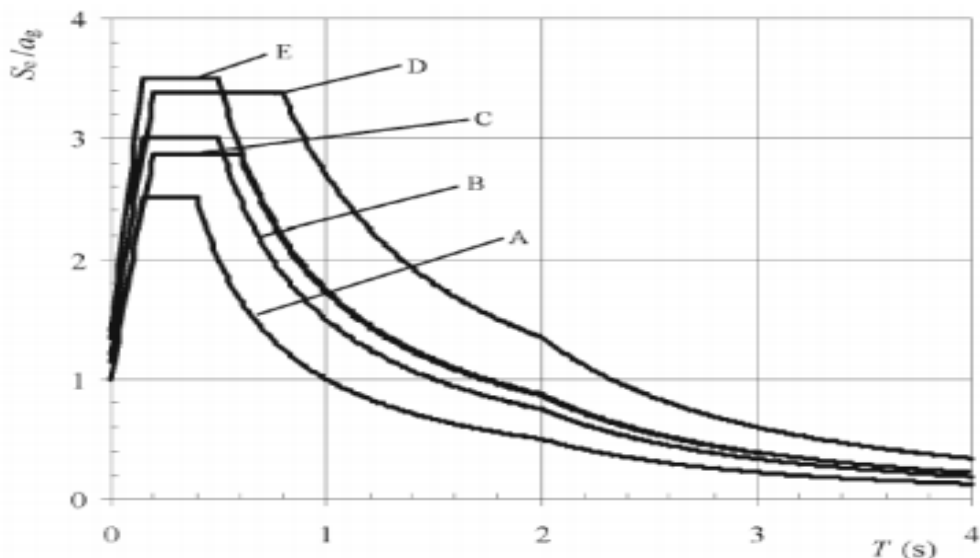
T_D είναι η τιμή της ιδιοπεριόδου που ορίζει την αρχή συνεχής μετατόπισης της φασματικής επιτάχυνσης

S είναι ο δείκτης εδάφους

η είναι ο συντελεστής απόσβεσης με τιμή αναφοράς $\eta=1$ για 5% απόσβεση και υπολογίζεται από την ακόλουθη εξίσωση

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{10}{5 + \xi}\right)} \geq 0.55$$

Σχήμα 3.1.4.1(α).Φάσματα ελαστικής απόκρισης τύπου 1 για κατηγορίες A μέχρι E (απόσβεση



5%)

Σύμφωνα με το Cyprus National Annex EN 1998-1:2004 Eurocode 8, το ελαστικό φάσμα Τύπου 1 που φαίνεται στο σχήμα 3.1.4.1(α), εφαρμόζεται στην Κύπρο για την περιγραφή των σεισμικών δράσεων σε κατηγορίες εδαφών A μέχρι E.

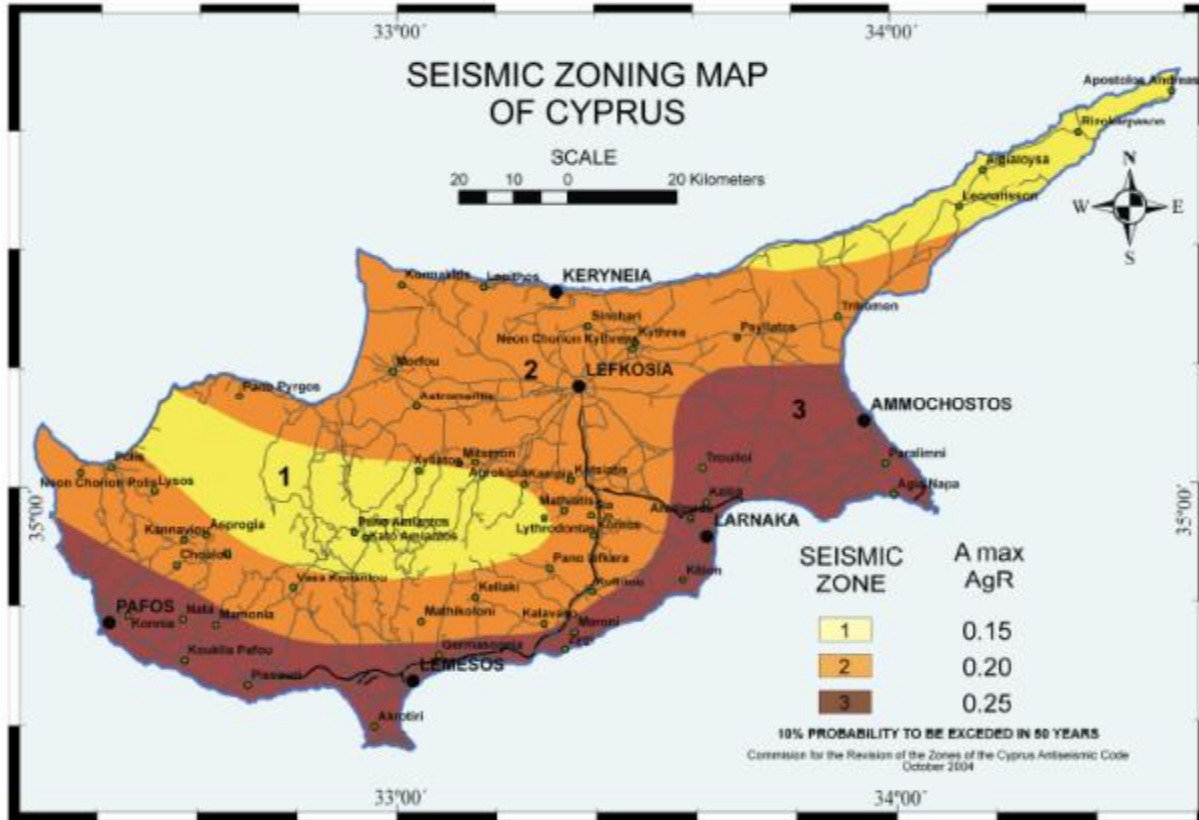
Ακολουθώς οι τιμές των παραμέτρων για κάθε τύπου εδάφους δίνεται από τον πίνακα §3.2(CYS)

Ground Type	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Πίνακας 3.1.4.1(α): Τιμές παραμέτρων για περιγραφή του φάσματος ελαστικής απόκρισης Τύπου 1

Όπου για κατηγορία εδάφους B, επιλέγονται οι τιμές $S=1,2\text{sec}$, $T_B=0,15\text{sec}$, $T_C=0,5\text{sec}$, $T_D=2,0\text{sec}$

Ο δείκτης a_{gR} για κάθε σεισμική ζώνη δίνεται από το χάρτη του CYS EN 1998-1:2004.



Σχήμα 3.1.4.1(β). Σεισμικές ζώνες της Κύπρου όπως ορίζονται από το CYS EN 1998-1-1:2004

Όπου

Η τιμή a_{gR} για την πόλη της Πάφου είναι ίσος με 0.25g

3.1.4.2 Συντελεστής συμπεριφοράς q

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q παίζει πολύ σημαντικό ρόλο στους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς αφού μειώνει τις σεισμικές δράσεις κατά την ελαστική ανάλυση με αποτέλεσμα να επιτρέπει την ανελαστική απόκριση του φορέα κατά το σεισμό σχεδιασμού. Με αυτόν τον τρόπο επιτυγχάνεται εκμετάλλευση της υπεραντοχής της κατασκευής, αρκεί να πληρούνται συγκεκριμένες προϋποθέσεις αναφορικά με τη μόρφωση του φέροντος οργανισμού και τη διαστασιολόγηση των κρίσιμων, για τη σεισμική απόκριση, δομικών στοιχείων. Για τον προσδιορισμό της μέγιστης τιμής του συντελεστή συμπεριφοράς q , με βάση την παράγραφο §5.2.2.2

του Ευρωκώδικα 8 θα πρέπει πρώτα το στατικό σύστημα να κατηγοριοποιηθεί σε έναν από τους τύπους της παραγράφου §5.1.2.

Ο δείκτης q μπορεί να υπολογιστεί από τη σχέση $q = q_o \cdot k_w \geq 1,5$

Όπου :

q_o είναι η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς και εξαρτάται από τον τύπο κτιρίου που εξετάζεται και στην κανονικότητα καθ' ύψος

k_w είναι ο δείκτης που αντικατοπτρίζει την επικρατούσα λειτουργία αστοχίας σε δομικά συστήματα

Σύμφωνα με την παράγραφο §4.2.3.3 του Ευρωκώδικα 8 οι βασικές τιμές για τον συντελεστή συμπεριφοράς q_o δίνονται από τον πίνακα §5.1 της παραγράφου §5.2.2.2

Table 5.1: Basic value of the behaviour factor, q_o , for systems regular in elevation

STRUCTURAL TYPE	DCM	DCH
Frame system, dual system, coupled wall system	$3,0\alpha_w/\alpha_1$	$4,5\alpha_w/\alpha_1$
Uncoupled wall system	3,0	$4,0\alpha_w/\alpha_1$
Torsionally flexible system	2,0	3,0
Inverted pendulum system	1,5	2,0

Πίνακας 3.1.4.2(α). Βασικές τιμές του συντελεστή q_o σύμφωνα με τον ΕΚ8 §5.2.2.2

Για τον υπολογισμό του δείκτη συμπεριφοράς q θα πρέπει οι δύο κατασκευές να εξεταστούν ως προς την κανονικότητα τους σε κάτοψη και σε όψη για την ορθή κατηγοριοποίησή τους.

Ακολουθώντας με τον έλεγχο του τύπου της κατασκευής, (πλαισιακό, τοιχωματικό, διπλό ισοδύναμο, στρεπτικά ελαστικό) επιλέγεται ο κατάλληλος συντελεστής q .

3.1.4.3 Συνδυασμός δράσεων για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

Η γενική μορφή των συνδυασμών δράσεων για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού δίνεται από την ακόλουθη σχέση σύμφωνα με την παράγραφο §6.4.3.4(2) του EN 1990:2002 :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "A_{Ed}" + " \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Όπου το ψ_2 λαμβάνεται ίσο με 0,3 σύμφωνα με τον πίνακα §A1.1 της παραγράφου §NA 2.2.2 από το NA CYS EN 1990:2002

Επίσης,

$G_{k,j}$ το ίδιο βάρος κατασκευής – μόνιμα φορτία

P την σχετική αντιπροσοπευτική δράση μιας δύναμης προέντασης

A_{Ed} την σεισμική δράση σχεδιασμού $A_{Ed} = \gamma_1 \cdot A_{Ek}$

$Q_{k,i}$ την μεταβλητή δράση

4.1 Προσομοίωση

Η προσομοίωση έγινε με το λογισμικό *holoBIM 10*.

Η δυναμική ανάλυση γίνεται με τη μέθοδο *Lanczos* και η σεισμική ανάλυση γίνεται με τη μέθοδο *CQC*, όπου οι μάζες στα Κ.Μ των διαφραγμάτων ή και οι ακραίοι κόμβοι των στοιχείων όταν δεν υπάρχουν διαφράγματα, χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό των σεισμικών δυνάμεων.

4.2 Προσομοίωση Κατασκευής από Οπλισμένο σκυρόδεμα

Για την προσομοίωση της κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα και σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, EN 1998-1-1:2004 χρησιμοποιούνται τα παρακάτω δεδομένα:

- i. Το κτίριο θεωρείται πως αποτελείται από αριθμό κάθετων και οριζόντιων συστημάτων παραλαβής φορτίων, συνδεδεμένα μεταξύ τους από οριζόντια διαφράγματα σύμφωνα με την §4.3.1(3)
- ii. Οι πλάκες θεωρούνται πως λειτουργούν ως διαφράγματα με τις μάζες και ροπές αδρανείας τους να συγκεντρώνονται στα κέντρα βάρους τους.
- iii. Η ελαστική και διατμητική δυσκαμψία των στοιχείων μπορεί να θεωρηθεί ίση με το 50% της αρηγμάτωσης διατομής σύμφωνα με την §4.3.1(7)

4.2.1 Συνεργαζόμενο πλάτος δοκών

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα EN 1992-1-1:2004 και την παράγραφο §5.3.2.1 το συνεργαζόμενο πλάτος δοκών υπολογίζεται με τον ακόλουθο τρόπο.

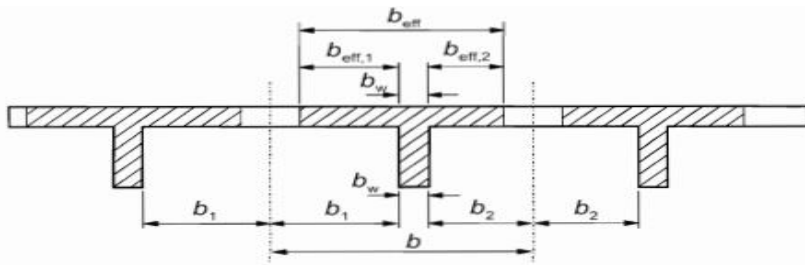
$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b$$

όπου

$$b_{eff} = 0,2b_i + 0,1l_o \leq 0,2l_o$$

και

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



Σχήμα 4.2.1(α). Υπολογισμός συνεργαζόμενου πλάτους δοκών . §5.3.2.1 EN 1992-1-1:2004

4.2.2 Τύπος κτιρίου

Σύμφωνα με την παράγραφο §5.2.2.1 του EN 1998-1-1:2004 για την ορθή επιλογή του συντελεστή συμπεριφοράς q το κτίριο πρέπει να κατηγοριοποιηθεί ανάλογα με τον τύπο του.

Επίσης από τις παραγράφους §5.2.2.1(4)P και (6) του EN 1998-1-1:2004 βλέπουμε πως η εν λόγω κατασκευή μπορεί να κατηγοριοποιηθεί ως στρεπτικά ευαίσθητη με τον ακόλουθο έλεγχο:

Torsionally flexible system

Symbols:

- C_M centre of mass
- C_T centre of stiffness
- r_x, r_y torsional radii
- I_s radius of gyration

Acceptance criteria:

- 1.1 $r_x < I_s$
- 1.2 $r_y < I_s$

Data & Checks:

	C_M	$C_{\Xi\Xi}$	I_s	r_x	r_y	1.1	1.2
Ground_Floor	10.61, 11.37	11.15, 11.34	9.19	7.40	12.09	7.40<9.19	12.09<9.19
Floor 1	10.62, 11.37	10.39, 11.33	9.24	7.39	12.53	7.39<9.24	12.53<9.24
Floor 2	10.67, 11.37	9.96, 11.33	9.29	7.50	13.14	7.50<9.29	13.14<9.29
Floor 3	10.65, 11.37	9.74, 11.33	9.32	7.71	13.72	7.71<9.32	13.72<9.32
Floor 4	10.63, 11.37	9.60, 11.33	9.35	8.00	14.30	8.00<9.35	14.30<9.35
Floor 5	10.61, 11.37	9.52, 11.33	9.40	8.32	14.88	8.32<9.40	14.88<9.40
Floor 6	10.60, 11.37	9.47, 11.32	9.41	8.65	15.41	8.65<9.41	15.41<9.41
Floor 7	10.64, 11.38	9.40, 11.33	9.63	8.86	15.78	8.86<9.63	15.78<9.63

Σχήμα 4.2.2(α). Πίνακας υπολογισμού στρεπτικά εύκαμπτης κατασκευής

Σύμφωνα με τον παραπάνω υπολογισμό, στην διεύθυνση x-x η συνθήκη ικανοποιείται ενώ στον y-y δεν ικανοποιείται. Η κατηγοριοποίηση γίνεται με βάση την δυσμενέστερη κατάσταση.

4.3 Προσομοίωση σύμμεικτου φορέα από δομικό χάλυβα και τοιχεία

Η προσομοίωση του σύμμεικτου φορέα από δομικό χάλυβα γίνεται σύμφωνα με τον

EN 1994-1-1:2004 και πρέπει να ικανοποιεί τις ακόλουθες συνθήκες:

1. Ο σχεδιασμός των σύμμεικτων κατασκευών πρέπει να συμμορφώνεται με τους γενικούς κανόνες του EN 1990:2002+A1
2. Οι βασικές ανάγκες του EN 1990:2002+A1 §Παράγραφος 2, μπορούν να θεωρηθούν πως ικανοποιούνται όταν ισχύουν τα παρακάτω:
 - i. Ο σχεδιασμός οριακής κατάστασης σε συνδιασμό με την μέθοδο
 - ii. Οι δράσεις να είναι σύμφωνα με τον EN 1991-1-4:2004
 - iii. Συνδιασμός δράσεων σύμφωνα με τον EN 1990:2002+A1
 - iv. Οι αντοχές, ανθεκτικότητες και λειτουργικότητα σύμφωνα με τον EN 1994-1-1:2004

4.3.1 Τύπος κτιρίου σύμμεικτης κατασκευής

Διεύθυνση x-x: Το κτιριακό σύστημα ως προς τη διεύθυνση x-x ικανοποιεί τη συνθήκη του **τοιχωματικού συστήματος** $V_w > 65\% V_t$,

όπου

V_w είναι η διατμητική αντοχή των τοιχείων

V_t είναι η διατμητική αντοχή του όλου συστήματος

Συνεπώς, με $V_t = 1362.73\text{KN}$ και $V_w = 1344.95\text{KN}$ βλέπουμε ότι $1344.95\text{KN} > 1362,73 \cdot 0.65$

Άρα το σύστημα προς την διεύθυνση x-x προσομοιώνεται ως τοιχωματικό

Διεύθυνση y-y: Το κτιριακό σύστημα ως προς τη διεύθυνση y-y ικανοποιεί τη συνθήκη του συστήματος με **μεγάλους ελαφρά οπλισμένα τοιχία πλήρωσης** με τα εξής κριτήρια

1. $V_w > 65\% V_t$
2. $n_i \geq 2$
3. $G_i \geq 20\% G_t$
4. $T_i \leq 0.5 \text{ sec}$

Όπου

V_w είναι η διατμητική αντοχή των τοιχείων

- V_t είναι η διατμητική αντοχή του όλου συστήματος
- n_i είναι ο αριθμός των τοιχείων στην διεύθυνση που εξετάζεται
- T_i είναι η ιδιοπερίοδος του κτιρίου στην διεύθυνση που εξετάζεται
- G_i είναι τα φορτία βαρύτητας που υποστηρίζονται από τα τοιχεία στην διεύθυνση που εξετάζεται
- G_t είναι το ολικό φορτίο λόγω βαρύτητας

\

Ισχύει:

1	2	3	4
98 > 65%	2=1	22 ≥ 20%	0.18 ≤ 0.5

Πίνακας 4.3.1(α). Επαλήθευση συνθηκών για τύπο κτιρίου της σύμμεικτης κατασκευής

4.4 Κανονικότητα κτιρίων

4.4.1 Κανονικότητα σε κάτοψη

Σύμφωνα με την §4.2.3.2 του Ευρωκώδικα 8 EN1998-1-1:2004 ένα κτίριο χαρακτηρίζεται ως κανονικό ως προς την κάτοψη αν ικανοποιεί τις ακόλουθες συνθήκες:

- Το κτίριο πρέπει να είναι συμμετρικό σε κάτοψη ως προς τους δύο ορθογωνικούς άξονες
- Η διαμόρφωση της κάτοψης πρέπει να είναι απλή με :
 - Κάθε εσοχή ως προς την πολυγωνική περιβάλλουσα < 5% της επιφάνειας κάτοψης
- Η δυσκαμψία στο επίπεδο του ορόφου πρέπει να είναι σημαντικά μεγαλύτερη συγκριτικά με την πλευρική δυσκαμψία των κατακόρυφων στοιχείων
- Λόγο διαστάσεων σε δύο οριζόντιες διευθύνσεις $\leq 4,0$, $\lambda = L_{max}/L_{min}$ όπου τα L_{max} και L_{min} αντιστοιχούν στην μεγαλύτερη και μικρότερη πλευρά του κτιρίου κατά τους άξονες x, y αντίστοιχα.

- Σε κάθε επίπεδο και διεύθυνση της ανάλυσης κατά x και y η εκκεντρότητα e_o και η στρεπτική ακτίνα r πρέπει να ικανοποιούν με τις ακόλουθες συνθήκες :
 - $e_{ox} \leq 0,30 \cdot r_x$
 - $r_x \geq l_s$
 - $e_{oy} \leq 0,30 \cdot r_y$
 - $r_y > l_s$

Όπου,

$e_{ox,oy}$ είναι η απόσταση μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας και του κέντρου μάζας, μετρημένο κατά την x και y διεύθυνση

$r_{x,y}$ είναι η τετραγωνική ρίζα του λόγου της στρεπτικής δυσκαμψίας προς την πλευρική δυσκαμψία κατά την y και x διεύθυνση

l_s είναι η ακτίνα περιστροφής της μάζας του ορόφου σε κάτοψη

- Σε πολυόροφα κτίρια το κέντρο δυσκαμψίας και η ακτίνα περιστροφής μπορούν να υπολογιστούν μόνο κατά προσέγγιση αν
 - Όλα τα συστήματα που έχουν συμμετέχουν κατά την δράση πλευρικών φορτίων, όπως πυρήνες, τοιχεία, ή πλαίσια, ξεκινούν από τα θεμέλια και εκτείνονται μέχρι την κορυφή χωρίς διακοπές
 - Τα παραμορφωμένα σχήματα από πλευρικά φορτία συστήματα δεν πρέπει να διαφέρουν αρκετά

4.4.1.1 Έλεγχος κανονικότητας σε κάτοψη κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα

1. Το κτίριο ικανοποιεί τη συνθήκη συμμετρίας σε κάτοψη ως προς τους δύο κύριους άξονες
2. Η διαμόρφωση της κάτοψης είναι απλή με $A_{sb} / A_f \leq 5\%$, όπου A_{sb} είναι η πολυγωνική περιβάλλουσα και A_f το εμβαδόν του κάθε ορόφου.

	A _f	A _{sb}	1
Floor 7	484.58	0.00	0≤5%
Floor 6	484.58	0.00	0≤5%
Floor 5	484.58	0.00	0≤5%
Floor 4	484.58	0.00	0≤5%
Floor 3	484.58	0.00	0≤5%
Floor 2	484.58	0.00	0≤5%
Floor 1	484.58	0.00	0≤5%
Ground_Floor	484.58	0.00	0≤5%

Πίνακας 4.4.1.1(α). Έλεγχος κανονικότητας κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα

3. Ο λόγος διαστάσεων , $\lambda=L_{\max}/L_{\min}$ πρέπει να είναι μικρότερος ή ίσος από 4 το οποίο ικανοποιείται.
4. Η εκκεντρότητα $e_{ox,y}$ και η στρεπτική ακτίνα $r_{x,y}$ σε κάθε διεύθυνση πρέπει να ικανοποιούν τις ακόλουθες συνθήκες:
 - a. $e_{ox} \leq 0,30 \cdot r_x$
 - b. $e_{oy} \leq 0,30 \cdot r_y$
 - c. $r_x > l_s$
 - d. $r_y > l_s$

Τα αποτελέσματα του ελέγχου φαίνονται στον παρακάτω πίνακα 4.4.1(β), όπου σύμφωνα με τα αποτελέσματα ο έλεγχος (c) $r_x > l_s$ δεν ικανοποιείται άρα η κατασκευή δεν πληρεί τις προϋποθέσεις για κανονικότητα σε κάτοψη

	e_{ox}	e_{oy}	r_x	r_y	l_s	1	2	3	4
Ground_Floor	-0.54	0.04	7.40	12.09	9.19	0.54≤2.22	0.04≤3.63	7.40>9.19	12.09>9.19
Floor 1	0.23	0.04	7.39	12.53	9.24	0.23≤2.22	0.04≤3.76	7.39>9.24	12.53>9.24
Floor 2	0.71	0.04	7.50	13.14	9.29	0.71≤2.25	0.04≤3.94	7.50>9.29	13.14>9.29
Floor 3	0.91	0.04	7.71	13.72	9.32	0.91≤2.31	0.04≤4.12	7.71>9.32	13.72>9.32
Floor 4	1.03	0.04	8.00	14.30	9.35	1.03≤2.40	0.04≤4.29	8.00>9.35	14.30>9.35
Floor 5	1.09	0.05	8.32	14.88	9.40	1.09≤2.50	0.05≤4.46	8.32>9.40	14.88>9.40
Floor 6	1.13	0.05	8.65	15.41	9.41	1.13≤2.59	0.05≤4.62	8.65>9.41	15.41>9.41
Floor 7	1.24	0.05	8.86	15.78	9.63	1.24≤2.66	0.05≤4.73	8.86>9.63	15.78>9.63

Πίνακας 4.4.1.1(β). Έλεγχος κανονικότητας σε κάτοψη §4.4.1(α)

4.4.1.2 Έλεγχος κανονικότητας σε κάτοψη της σύμμεικτης κατασκευής από δομικό χάλυβα

Για να θεωρηθεί ένα κτίριο κανονικό σε κάτοψη πρέπει να ικανοποιεί όλες τις προϋποθέσεις τις §4.2.3.2 του EN 1998-1-1:2004. Έυκολα μπορούμε να δούμε πως λόγω απουσίας διαφραγματικής λειτουργίας το κτίριο δεν ικανοποιεί την συνθήκη §4.3.1(3) του EN 1998-1-1:2004 με αποτέλεσμα το κτίριο να μην μπορεί να θεωρηθεί κανονικό σε κάτοψη.

4.4.2 Κανονικότητα καθ' ύψος

Σύμφωνα με την παράγραφο §4.2.3.3 του Ευρωκώδικα 8, EN-1998-1-1:2004, ένα κτίριο ορίζεται ως κανονικό καθ' ύψος αν πληρεί τις παρακάτω προϋποθέσεις:

- Όλα τα συστήματα που συμμετέχουν κατά την δράση πλευρικών φορτίων, όπως πυρήνες, τοιχεία, ή πλαίσια, ξεκινούν από τα θεμέλια μέχρι την κορυφή, χωρίς διακοπές
- Η πλευρική δυσκαμψία αλλά και η μάζα του κάθε ορόφου πρέπει να παραμένει σταθερή, ή να μειώνεται σταδιακά, χωρίς δραματικές αλλαγές, από την βάση μέχρι και την κορυφή του κτιρίου
- Σε πλαίσια κτίρια ο λόγος της δυσκαμψίας ενός ορόφου προς την δυσκαμψία που χρειάζεται κατά την ανάλυση, δεν πρέπει να διαφέρει κατά πολύ μεταξύ αυτού και γειτονικών ορόφων

4.4.2.1 Έλεγχος κανονικότητας καθ' ύψος της κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα

1. Τα στοιχεία για δυσκαμψία πλευρικών δράσεων όπως κολώνες και τοιχεία πλήρωσης ξεκινούν από τα θεμέλια μέχρι και την κορυφή χωρίς διακοπές, άρα ικανοποιείται η συνθήκη
2. Η πλευρική δυσκαμψία και η μάζα κάθε ορόφου παραμένει σταθερή ή να μειώνεται με σταδιακά χωρίς δραματικές αλλαγές από την βάση μέχρι και την κορυφή, άρα ικανοποιείται η συνθήκη
3. Τέλος, ο λόγος δυσκαμψίας ενός ορόφου προς την δυσκαμψία που χρειάζεται κατά την ανάλυση του δεν διαφέρει κατά πολύ από τους γειτονικούς με αυτόν όροφους, άρα ικανοποιείται η συνθήκη και το σύστημα μπορεί να θεωρηθεί κανονικό καθ' ύψος.

4.4.2.2 Έλεγχος κανονικότητας καθ' ύψος της σύμμεικτης κατασκευής από δομικό χάλυβα

1. Με βάση τον EN 1998-1-1:2004 §4.2.3.3 το κτίριο ικανοποιεί τη συνθήκη για συνέχιση των δομικών στοιχείων, κολωνών και τοιχείων, από τη θεμελίωση μέχρι και την κορυφή χωρίς διακοπή.
2. Από τον έλεγχο για τη διαφοροποίηση της πλευρικής δυσκαμψίας και μάζας προκύπτει πως δεν ικανοποιεί τη συνθήκη συνεπώς το κτίριο δε μπορεί να θεωρηθεί κανονικό καθ' ύψος.

4.5 Επιλογή δείκτη συμπεριφοράς q για κάθε τύπο κτιρίου

4.5.1 Επιλογή δείκτη συμπεριφοράς q για την κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα

Σύμφωνα με τις παραγράφους §4.2.2 για Στρεπτικά ευαίσθητο σύστημα, §4.4.1.1 για μη πληρότητα των συνθηκών για κανονικότητα σε κάτοψη και §4.4.2.1 για πληρότητα των συνθηκών για κανονικότητα καθ' ύψος, της παρούσας διπλωματικής αλλά και με βάση τον πίνακα 5.1 της §5.2.2.2 του EN 1998-1-1:2004 επιλέγεται ως δείκτης συμπεριφοράς $q = 2.0$

4.5.2 Επιλογή δείκτη συμπεριφοράς q για την σύμμεικτη κατασκευή από δομικό χάλυβα

Σύμφωνα με τις παραγράφους §4.3.1 για τοιχωματικό και κτίριο με μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχεία, §4.4.1.2, §4.4.2.2, της παρούσας διπλωματικής, ο δείκτης συμπεριφοράς q υπολογίζεται ως προς τις δύο διευθύνσεις

i. Διεύθυνση x-x: $q = 2.64$

ii. Διεύθυνση y-y: $q = 2.4$

Όπου και τελικά επιλέγεται $q = 2.4$ όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα 4.5.2(α)

	α_u/α_1	α_{q0}	q_0	k_w	q
Direction X-X	1.20	3.00	2.64	1.00	2.64
Direction Y-Y	1.00	3.00	2.40	1.00	2.40

Πίνακας 4.5.2(α). Επιλογή δυσμενέστερου συντελεστή q για σύμμεικτη κατασκευή

όπου,

- q ο συντελεστής συμπεριφοράς
- q_0 η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς
- k_w ο συντελεστής της κύριας μορφής αστοχίας για στατικά συστήματα με τοίχους
- a_1 ο συντελεστής πολλαπλασιασμού της οριζόντιας σεισμικής δράσης στο σχηματισμό της πρώτης πλαστικής άρθρωσης στο σύστημα
- a_u ο συντελεστής πολλαπλασιασμού της οριζόντιας σεισμικής δράσης ως προς ολικό πλαστικό μηχανισμό

5.1 Ανάλυση

5.1.1 Μέθοδος οριζόντιας φόρτισης

Για την εφαρμογή της μεθόδου οριζόντιας φόρτισης πρέπει να ικανοποιούνται οι ακόλουθες δύο συνθήκες, σύμφωνα με την παράγραφο §4.3.3.2.1 του Ευρωκώδικα 8, EN 1998-1-1:2004 :

$$1. T1 \leq \begin{cases} 4.Tc \\ 2,0s \end{cases}$$

Όπου

T_c ορίζεται με 0.5sec από τον πίνακα 1 της παρούσας διπλωματικής εργασίας

2. Ικανοποιούν τα κριτήρια για την κανονικότητα καθ' ύψος σύμφωνα με την §4.2.3.3 του Ευρωκώδικα 8, EN 1998-1-1:2004

5.1.2 Τέμνουσα βάσης

Η σεισμική τέμνουσα βάσης F_b για κάθε διεύθυνση που γίνεται ανάλυση του κτιρίου μπορεί να υπολογισθεί με την ακόλουθη σχέση :

$$Fb = Sd(T1).m.\lambda$$

Όπου

$S_d(T_1)$ είναι η συντεταγμένη του φάσματος σχεδιασμού στην περίοδο T_1

T_1 είναι η θεμελιώδης περίδος δόνησης του κτιρίου σε πλευρική κίνηση για την εξεταζόμενη κατεύθυνση

m είναι η ολική μάζα του κτιρίου σύμφωνα με την §3.2.4(2) του EN 1998-1-1:2004

λ είναι ο συντελεστής διόρθωσης και ισούται με $\lambda = 0,85$ αν $T_1 \leq 2 T_c$ και το κτίριο έχει περισσότερους των δύο ορόφων, ή αλλιώς $\lambda = 1,0$

Για κτίρια με ύψος μέχρι 40m η τιμή της T_1 μπορεί να προσεγγιστεί με την ακόλουθη σχέση :

$$T1 = Ct . H^{\frac{3}{4}}$$

Όπου

C_t ισούται με 0.085 για πλαίσια από χάλυβα, 0,075 για πλαίσια από σκυρόδεμα και 0,050 για όλα τα υπόλοιπα κτίρια.

H είναι το ολικό ύψος του κτιρίου από την βάση μέχρι την κορυφή

Αλλιώς, για κτίρια με τοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα η τιμή του C_t μπορεί να υπολογιστεί από την ακόλουθη σχέση

$$C_t = \frac{0,075}{\sqrt{A_c}}$$

Όπου,

A_c είναι η ολική ωφέλιμη περιοχή των τοιχείων του πρώτου ορόφου της κατασκευής σε m^2

A_i είναι η ωφέλιμη περιοχή της διατομής του τοιχείου i για την κατεύθυνση που μελετάται του πρώτου ορόφου της κατασκευής σε m^2

H είναι το ολικό ύψος του κτιρίου από την βάση μέχρι την κορυφή

l_{wi} είναι το μήκος του τοιχείου i του πρώτου ορόφου στη διεύθυνση παράλληλη προς τις επιβαλλόμενες δυνάμεις, σε m , με όριο $l_{wi}/H \leq 0,9$

5.1.3 Κατανομή οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων

Οι σεισμικές δράσεις στο κτίριο υπολογίζονται με την εφαρμογή στα δύο επίπεδα, τις οριζόντιες δυνάμεις F_i σε όλους τους ορόφους, σύμφωνα με την σχέση :

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j}$$

Όπου

F_i είναι η οριζόντια δύναμη στον όροφο i

F_b είναι η σεισμική τέμνουσα βάσης σύμφωνα με την σχέση $F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$

s_i, s_j είναι οι μετατοπίσεις των μαζών m_i, m_j στο αρχικό σχήμα

m_i, m_j είναι οι μάζες ορόφου σύμφωνα με την §3.2.4(2) του Ευρωκώδικα 8 EN1998-1-1:2004

5.1.4 Στρεπτικά φαινόμενα

5.1.4.1 Τυχηματικά στρεπτικά φαινόμενα

Για να λάβουμε υπόψη τις αβεβαιότητες ως προς τις ακριβές θέσεις των μαζών, αλλά και τις χωρικές μεταβολές κατά τη σεισμική κίνηση, το υπολογισμένο κέντρο μάζας κάθε ορόφου i μπορεί να θεωρηθεί ότι μετακινείται από την ονομαστική του θέση προς κάθε κατεύθυνση κατά μια τυχηματική εκκεντρότητα :

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i$$

όπου

e_{ai} είναι η τυχηματική εκκεντρότητα του ορόφου μάζας i από την ονομαστική της θέση, εφαρμοσμένη προς την ίδια κατεύθυνση σε όλους τους ορόφους

L_i η κάθετη διεύθυνση του ορόφου προς την κατεύθυνση της σεισμικής δράσης

5.1.4.2 Γενικά

Αν η πλευρική δυσκαμψία και μάζα είναι συμμετρικά κατανεμημένες σε κάτοψη, δηλαδή κανονικότητα της κατασκευής σε κάτοψη, και αν δεν συμπεριληφθεί η τυχηματική εκκεντρότητα της §5.1.4.1 παραγράφου της παρούσας διπλωματικής από κάποια ακριβέστερη μέθοδο, τότε τα τυχηματικά στρεπτικά φαινόμενα μπορούν να συνυπολογιστούν πολλαπλασιάζοντας τις δράσεις σε κάθε στοιχείο αντοχής από της επιβολή της οριζόντιας δύναμης F_i §4.3.3.2.3(4) του EN 1998-1-1:2004, με τον συντελεστή δ :

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \left(\frac{x}{L_e} \right)$$

Όπου

x είναι η απόσταση του εξεταζόμενου στοιχείου από το κέντρο μάζας του κτιρίου σε κάτοψη, μετρημένο κάθετα με την απόσταση της εξεταζόμενης σεισμικής δράσης

L_e είναι η απόσταση μεταξύ των δύο πιο απομακρυσμένων στοιχείων αντοχής ως προς τα πλευρικά φορτία, μετρημένη κάθετα με την διεύθυνση της εξεταζόμενης σεισμικής δράσης

5.1.4.3 Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Η ανάλυση αυτού του τύπου μπορεί να χρησιμοποιηθεί στην περίπτωση που το κτίριο δεν ικανοποιεί τις συνθήκες Μεθόδου οριζόντιας φόρτισης §5.1.1 της παρούσας διπλωματικής ή όταν χρειάζεται να γίνει ανάλυση μεγαλύτερης ακρίβειας.

Σύμφωνα με αυτή τη μέθοδο και με βάση την §4.3.3.3.1(3) του EN 1998-1-1:2004 πρέπει να ικανοποιούνται τα εξής κριτήρια:

1. Το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφών να αντιστοιχεί τουλάχιστον στο 90% της συνολικής μάζας του συστήματος
2. Όλες οι ιδιομορφές με ολική μάζα συνεισφοράς μεγαλύτερη του 5% λαμβάνονται υπόψιν

Αν οι παραπάνω συνθήκες δεν ικανοποιούνται τότε σύμφωνα με την §4.3.3.3.1(5) του EN 1998-1-1:2004 ο ελάχιστος αριθμός ιδιομορφών που μπορούν να ληφθούν υπόψιν πρέπει να ικανοποιούν τις ακόλουθες συνθήκες

1. $k \geq 3 \cdot \sqrt{n}$

Και

2. $T_k \leq 0,20s$

Όπου

k ο αριθμός των ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψιν

n ο αριθμός των ορόφων πάνω από τη θεμελίωση

T_k η ιδιοπερίοδος ταλάντωσης της ιδιομορφής k

5.1.4.4 Μέθοδος CQC σεισμικών δυνάμεων

Η ανάλυση αυτού του τύπου και η οποία χρησιμοποιείται για την επίλυση του φορέα ως προς την σεισμική του συμπεριφορά, προσφέρει πολύ πιο ακριβή αποτελέσματα από τις μεθόδους που προαναφέρθηκαν στις §5.1.1 και §5.1.4.3 της παρούσας διπλωματικής.

Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται με CQC, με τις μάζες στα Κ.Μ. των

διαφραγμάτων και ελλείπει διαφραγμάτων στους ακραίους κόμβους των στοιχείων, οι σεισμικές δυνάμεις $F_{i,j}$ στις διάφορες ανεξάρτητες θέσεις i του φορέα (δηλαδή σε κέντρα διαφραγμάτων και σε μη διαφραγματικούς κόμβους) για σεισμούς κατά την κατεύθυνση j . Οι αντίστοιχες σεισμικές επιταχύνσεις δίνονται από την σχέση $a_{gi,j} = F_{i,j} / m_i$ στις διάφορες ανεξάρτητες θέσεις i του φορέα και κατά τις σεισμικές διευθύνσεις $j = x$, $j = y$ και $j = z$.

Με βάση τις παραπάνω σεισμικές δυνάμεις καθώς και πλέον ροπών που προκύπτουν από τις τέσσερις γεωμετρικές εκκεντρότητες των αντίστοιχων μαζών, υπολογίζονται με κλασική στατική τα εντατικά μεγέθη για κάθε συνδυασμό.

Ακολουθώς παρουσιάζονται στους παρακάτω πίνακες οι ιδιομορφές, οι ιδιοπεριόδοι και οι αντίστοιχες ενεργές ιδιομορφικές μάζες για κάθε κτίριο και κάθε κατεύθυνση.

Ο πίνακας 5.1.4.4(α) αντιστοιχεί στο κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα και ο πίνακας 5.1.4.4(β) στη σύμμεικτη κατασκευή από δομικό χάλυβα

N	T(sec)	Cx%	Cy%	Cz%
1	0,477	67,23	0,00	0,00
2	0,299	0,00	20,23	0,00
3	0,259	0,00	48,31	0,00
4	0,118	18,88	0,00	0,00
5	0,086	0,00	0,58	0,00
6	0,062	0,00	18,80	0,00
7	0,057	6,34	0,00	0,00
8	0,043	0,00	0,17	0,00
9	0,037	2,56	0,00	0,00
10	0,031	0,00	4,97	0,00
11	0,030	0,00	0,00	100,00
Totals	-----	95,01	93,06	100,00

Πίνακας 5.1.4.4(α). Ιδιομορφές, ιδιοπεριόδοι και ενεργές ιδιομορφικές μάζες στην κατασκευή

οπλισμένου σκυρόδεματος

N	T(sec)	Cx%	Cy%	Cz%
1	0,336	63,70	0,00	0,00
2	0,211	0,00	1,49	0,00
3	0,184	0,00	45,80	0,00
4	0,148	0,00	0,51	0,00
5	0,135	3,12	0,06	0,00
6	0,135	0,13	1,86	0,00
7	0,123	2,32	0,04	0,00
8	0,122	0,02	7,85	0,00
9	0,118	0,00	3,81	0,00
10	0,111	0,00	0,15	0,00
11	0,110	0,00	0,14	0,00
12	0,101	0,00	0,03	0,00
13	0,093	0,00	5,99	0,00
14	0,088	0,73	0,00	0,00
Totals	-----	70,02	67,73	0

Πίνακας 5.1.4.4(β). Ιδιομορφές, ιδιοπεριόδοι και ενεργές ιδιομορφικές μάζες στην σύμμεικτη κατασκευή από δομικό χάλυβα

Παρατηρούμε πως το κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα σε 11 ιδιομορφές επιτυγχάνει ποσοστά άνω του 90% συμμετοχής των ενεργών ιδιομορφικών μαζών, η σύμμεικτη κατασκευή σε 14 ιδιομορφές επιτυγχάνει μόλις 70,02% συμμετοχή μάζας κατά την x διεύθυνση και 67,73% κατά την y διεύθυνση.

Αξίζει να σημειωθεί πως σημαντικά ποσοστά συμμετοχής ενεργών ιδιομορφικών μαζών στη σύμμεικτη κατασκευή από δομικό χάλυβα παρατηρούνται στον πίνακα 5.1.4.4(γ)

N	T(sec)	Cx%	Cy%	Cz%
18	0,072	13,65	0,00	0,00
28	0,042	0,18	0,00	44,02
29	0,042	1,41	0,00	5,14
31	0,041	0,01	0,00	35,92
49	0,031	0,00	11,20	0,00
New Totals	-----	85,27	78,93	79,94

Πίνακας 5.1.4.4(γ). Ιδιομορφές, ιδιοπεριόδοι και ενεργές ιδιομορφικές μάζες στην σύμμεικτη κατασκευή από δομικό χάλυβα

Αναλυτικότερα αποτελέσματα παρουσιάζονται στις παραγράφους §7.1 και §7.2 της παρούσας διπλωματικής.

Για τον συνδιασμό των ενεργών ιδιομορφικών μαζών σύμφωνα με τον §4.3.3.3.2(1) του EN 1998-1-1:2004, μπορούν δύο ιδιομορφές i και j (όπου περιλαμβάνουν μεταφορικές και στρεπτικές ενεργές ιδιομορφικές μάζες), με ιδιοπεριόδους T_i και T_j αντίστοιχα, να θεωρηθούν ως ανεξάρτητες αν ικανοποιούν την ακόλουθη σχέση:

$$T_j \leq 0,9.T_i$$

Με

$$T_j \leq T_i$$

Σύμφωνα με τον πίνακα §5.1.4.4(α) της παρούσας διπλωματικής για το κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα η συνθήκη ικανοποιείται, ενώ σύμφωνα με τον πίνακα §5.1.4.4(γ) πιο πάνω παρατηρούμε πως η πιο πάνω σχέση δεν ικανοποιείται.

Σύμφωνα με την §4.3.3.2(3) του EN 1998-1-1:2004 όταν η πιο πάνω σχέση δεν ικανοποιείται τότε χρειάζεται μια πιο ακριβής μέθοδος για υπολογισμό του συνδιασμού των ενεργών ιδιομορφικών μαζών όπως η CQC που όμως ήδη χρησιμοποιείται.

5.1.5 Φαινόμενα 2ας τάξεως

Τα φαινόμενα 2ας τάξεως (P-Δ) μπορούν να αγνοηθούν αν ισχύει η ακόλουθη συνθήκη σε όλους τους ορόφους:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10$$

Όπου,

θ ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης

P_{tot} το ολικό φορτίο βαρύτητας στον όροφο και τους υπερκείμενους του, για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

d_r η σχετική οριζόντια μετατόπιση σχεδιασμού κάθε ορόφου, υπολογιζόμενη ως η διαφορά των μέσων πλευρικών μετατοπίσεων d_s του υπερκείμενου και υποκείμενου ορόφου που εξετάζεται σύμφωνα με την §4.3.4 του EN 1998-1-1:2004

V_{tot} η ολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου

h το ύψος του ορόφου

6.1 Διαστασιολόγηση για ΚΠΜ

Για την διαστασιολόγηση της κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα για μέση κατηγορία πλαστιμότητας σύμφωνα με την παράγραφο §5.4 του EN 1998-1-1:2004 ισχύουν τα ακόλουθα:

6.1.1 Γεωμετρικοί περιορισμοί και υλικά

6.1.1.1 Απαιτήσεις υλικών

1. Σκυρόδεμα κατηγορίας χαμηλότερης από C 16/20 δεν θα χρησιμοποιηθεί σε κανένα κύριο σεισμικό στοιχείο.
2. Με εξαίρεση τους κλειστούς και μονοσκελείς συνδετήρες, στις κρίσιμες περιοχές των κύριων σεισμικών στοιχείων, θα χρησιμοποιούνται αποκλειστικά ράβδοι με νευρώσεις
3. Σε κρίσιμες περιοχές κύριων σεισμικών στοιχείων θα χρησιμοποιείται χάλυβας οπλισμού κατηγορίας B ή C σύμφωνα με τον πίνακα C.1 του EN 1992-1-1:2004
4. Χρήση συγκολλημένων πλεγμάτων μπορεί να γίνει, αν πληρούν τις απαιτήσεις των σημείων 2, 3 τις §5.4.1.1 του EN 1998-1-1:2004

6.1.1.2 Γεωμετρικοί περιορισμοί

6.1.1.2.1 Δοκοί (§5.4.1.2.1)

1. Η εκκεντρότητα του άξονα της δοκού σχετικά με τον άξονα της κολώνας που συμβάλλει, θα είναι περιορισμένη, για να επιτρέπει τη σωστή μεταφορά των κυκλικών ροπών από μια κύρια σεισμική δοκό στην κολώνα.
2. Για την ικανοποίηση του πιο πάνω σημείου (1), η μέγιστη απόσταση μεταξύ των κεντρικών αξόνων των δύο μελών θα ικανοποιεί τη σχέση $b_c/4$, όπου b_c είναι η μεγαλύτερη διάσταση της διατομής του υποστυλώματος που συμβάλλει κάθετα στον διαμήκη άξονα της δοκού
3. Για την εκμετάλλευση της ευνοϊκής επίδρασης της θλίψης του υποστυλώματος στη συνάφεια των οριζόντιων ράβδων που διαπερνάνε τον

κόμβο, το πλάτος b_w της κύριας σεισμικής δοκού πρέπει να ικανοποιεί την ακόλουθη σχέση:

$$b_w \leq \min(\{b_c + h_w ; 2b_c\})$$

Όπου,

h_w το ύψος της δοκούς

b_c η μέγιστη απόσταση μεταξύ των κεντρικών αξόνων της δοκού και του υποστυλώματος όπως αυτό ορίζεται από την §5.4.1.2.1(2) του EN 1998-1-1:2004

6.1.1.2.2 Υποστυλώματα (§5.4.1.2.2)

1. Εκτός αν $\theta \leq 0,1$ (σύμφωνα με §4.4.2.2(2)), οι διαστάσεις των διατομών για τα κύρια σεισμικά υποστυλώματα, πρέπει να μην είναι μικρότερες του 10% της μεγαλύτερης απόστασης μεταξύ ανάμεσα στο σημείο καμψής και την άκρη του υποστυλώματος, για κάμψη εντός ενός επιπέδου παράλληλο προς την εξεταζόμενη διάσταση του υποστυλώματος.

6.1.1.2.3 Πλάστιμα Τοιχώματα (§5.4.1.2.3)

1. Το πάχος κορμού, $b_{wo}(m)$ θα πρέπει να ικανοποιεί την ακόλουθη συνθήκη:

$$b_{wo} \geq \max\{0,15, h_s/20\}$$

Όπου, h_s είναι το καθαρό ύψος ορόφου σε μέτρα.

2. Οποιοσδήποτε επιπλέον απαιτήσεις ως προς το πάχος των περισφιγμένων άκρων των τοιχωμάτων, εφαρμόζονται σύμφωνα με την §5.4.3.4.2(10).

6.1.1.2.3 Ελαφρώς οπλισμένα μεγάλα τοιχεία (§5.4.1.2.4)

1. Το πάχος κορμού, $b_{wo}(m)$ θα πρέπει να ικανοποιεί την ακόλουθη συνθήκη:

$$b_{wo} \geq \max\{0,15, h_s/20\}$$

Όπου, h_s είναι το καθαρό ύψος ορόφου σε μέτρα.

6.2 Διαστασιολόγηση δοκών σε κάμψη

Για την διαστασιολόγηση των δοκών σε κάμψη ακολουθείται η παρακάτω διαδικασία

6.2.1 Υπολογισμός εντατικών μεγεθών

Χρησιμοποιώντας τη μέθοδο CQC (βλ. §3.1.4.4 της παρούσας διπλωματικής), γίνεται υπολογισμός των εντατικών μεγεθών σύμφωνα με τα οποία θα διαστασιολογήσουμε τις δοκούς του κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα.

6.2.2 Υπολογισμός συνεργαζόμενου πλάτους (b_{eff})

Ο υπολογισμός του συνεργαζόμενου πλάτους (b_{eff}) γίνεται με τις σχέσεις που αναφέρονται στην ενότητα §2.2.1 της παρούσας διπλωματικής

6.2.3 Υπολογισμός στατικού ύψους

Ο υπολογισμός του στατικού ύψους της δοκού γίνεται σύμφωνα με τη σχέση:“

$$d = h - c_{nom} - \varphi_w - \frac{\varphi_l}{2}$$

Όπου,

h το συνολικό ύψος δοκού

c_{nom} η επικάλυψη των οπλισμών σύμφωνα με την §4.4.1.1 για XC2 περιβαλλοντικές συνθήκες

φ_w η διάμετρος των εγκλάρσιων συνδετήρων που χρησιμοποιούνται

φ_l η διάμετρος των διαμήκων ράβδων οπλισμού που χρησιμοποιούνται

6.2.4 Γεωμετρικές απαιτήσεις δοκού

Έλεγχος των γεωμετρικών απαιτήσεων και περιορισμών όπως αυτοί ορίζονται από τις §5.4.1.2.1(1), §5.4.1.2.1(2) και §5.4.1.2.1(3) του EN 1998-1-1:2004

6.2.5 Υπολογισμός του ελάχιστου επιτρεπόμενου ποσοστού διαμήκους οπλισμού

Ο υπολογισμός του ελάχιστου επιτρεπόμενου ποσοστού για τον διαμήκη οπλισμό

της δοκού δίνεται από την παρακάτω σχέση (§5.4.3.1.2(5))

$$\rho_{min} = 0,5 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right)$$

Όπου

f_{ctm} η εφεκλυστική αντοχή του σκυροδέματος (C40/50)

f_{yk} το όριο διαρροής του χάλυβα (B500c)

6.2.6 Υπολογισμός ελάχιστης επιτρεπόμενης ποσότητας διαμήκους οπλισμού

Ο υπολογισμός της ελάχιστης επιτρεπόμενης ποσότητας διαμήκους οπλισμού δίνεται από τη σχέση

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot b_w \cdot d$$

Όπου,

ρ_{min} το ελάχιστο επιτροπόμενο ποσοστό διαμήκους οπλισμού

b_w το πλάτος της δοκού

d το στατικό ύψος της δοκού

6.2.7 Υπολογισμός της ανηγμένης ροπής και ανηγμένης αξονικής σχεδιασμού

Η ανηγμένη ροπή σχεδιασμού υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\mu = \frac{M_{Eds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

Η ανηγμένη αξονική σχεδιασμού υπολογίζεται από τη σχέση:

$$V_{Ed} = \frac{N_{Eds}}{b \cdot h \cdot f_{cd}}$$

Όπου,

M_{Eds} η δρώσα ροπή σχεδιασμού

N_{Eds} η δρώσα αξονική σχεδιασμού

- b ισούται με b_{eff} για πλακοδοκούς και b_w για δοκούς
 f_{cd} η αντοχή σχεδιασμού σκυροδέματος (C40/50)
 d το στατικό ύψος

6.2.8 Υπολογισμός του γεωμετρικού ποσοστού οπλισμού

Ο υπολογισμός του γεωμετρικού ποσοστού οπλισμού γίνεται με την παρακάτω σχέση:

$$\omega_1 = (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{Eds}}) + V_{Ed}$$

6.2.9 Υπολογισμός του απαιτούμενου οπλισμού

Ο υπολογισμός του απαιτούμενου οπλισμού γίνεται με την παρακάτω σχέση

$$A_{s1} = \omega_1 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f_{cd}}{f_{yd}} \right)$$

Όπου,

f_{cd} είναι η αντοχή σχεδιασμού σκυροδέματος (C40/50)

f_{yd} είναι το όριο διαρροής του χάλυβα οπλισμού (B500c)

6.2.10 Επιλογή συνολικού απαιτούμενου οπλισμού

Για την επιλογή του συνολικού απαιτούμενου οπλισμού πρώτα ελέγχουμε τον υπολογιζόμενο απαιτούμενο οπλισμό με τον ελάχιστο απαιτούμενο. Σε περίπτωση που ο υπολογιζόμενος απαιτούμενος είναι λιγότερος από τον ελάχιστο απαιτούμενο, τότε επιλέγουμε τον ελάχιστο απαιτούμενο.

Επίσης, σύμφωνα με την §9.5.2(1) η μικρότερη διάμετρος φ_{min} για τον διαμήκη οπλισμό δεν πρέπει να έχει μικρότερη διάμετρο από 8mm.

Ακολουθώντας υπολογίζουμε το μέγιστο επιτρεπόμενο ποσοστό οπλισμού και την μέγιστη επιτρεπόμενη ποσότητα οπλισμού.

6.2.11 Υπολογισμός μέγιστου επιτρεπομένου ποσοστού οπλισμού

Ο υπολογισμός του μέγιστου επιτρεπόμενου ποσοστού οπλισμού δίνεται από την ακόλουθη σχέση, σύμφωνα με την §5.4.3.1.2(4b) του EN 1998-1-1:2004:

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\varphi}} \cdot \frac{f_{cd}}{\varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{yd}}$$

Όπου,

ρ' το γεωμετρικό ποσοστό του θλιβόμενου οπλισμού στο σημείο ελέγχου

μ_{φ} ο συντελεστής εφελκυστικής αντοχής ίσος με : (§5.2.3.4(3))

$$\mu_{\varphi} = 2 \cdot q_o - 1, \text{ για } T_1 \geq T_c \quad \text{ή} \quad \mu_{\varphi} = 1 + 2(q_o - 1) \cdot \frac{T_c}{T_1}, \text{ για } T_1 < T_c$$

q_o ο βασικό συντελεστής συμπεριφοράς από πίνακα §5.1 EN1998-1-1:2004

T_1 η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου

T_c η μέγιστη τιμή ιδιοπεριόδου όπως ορίζεται από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού

$\varepsilon_{sy,d} = f_{yd}/E_s$ όπου E_s το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα

f_{yd} το όριο διαρροής σχεδιασμού του χάλυβα (B500c)

f_{cd} η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος (C40/50)

6.2.12 Υπολογισμός μέγιστης επιτρεπόμενης ποσότητας οπλισμού

Ο υπολογισμός της μέγιστης επιτρεπόμενης ποσότητας οπλισμού υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση

$$A_{s,max} = \rho_{max} \cdot b_w \cdot d$$

Όπου,

ρ_{max} το μέγιστο ποσοστό επιτρεπόμενου οπλισμού σύμφωνα με την §5.4.3.1.2(4b)

b_w το πλάτος της δοκού

d το στατικό ύψος της δοκού

6.2.13 Υπολογισμός της μέγιστης επιτρεπόμενης διαμέτρου για διαμήκη οπλισμό

Για τον υπολογισμό της μέγιστης επιτρεπόμενης διαμέτρου για τον διαμήκη οπλισμό, πραγματοποιούμε έλεγχο για αποφυγή αστοχίας συνάφειας από τους διαμήκη οπλισμούς που εισέρχονται σε κόμβο δοκών – υποστυλωμάτων. Συνεπώς η διάμετρος των διαμήκη οπλισμών σύμφωνα με την παράγραφο §5.6.2.2 πρέπει να ικανοποιούνται οι σχέσεις:

- i. Για εσωτερικούς κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων (§5.6.2.2(2a))

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \left(\frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \right) \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 k_D \cdot \rho' / \rho_{max}}$$

- ii. Για εξωτερικούς κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων (§5.6.2.2(2b))

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot v_D)$$

Όπου,

h_c το πλάτος του υποστυλώματος παράλληλο με τις ράβδους

f_{ctm} η μέση τιμή για την εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος

f_{yd} η τάση διαρροής σχεδιασμού του χάλυβα

v_d η ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού του υποστυλώματος, λαμβανόμενη με την ελάχιστη τιμή της για σεισμική κατάσταση σχεδιασμού ($v_d = N_{Ed} / f_{cd} \cdot A_c$)

k_D ο συντελεστής που εκφράζει την κατηγορία πλαστημότητας και ισούται με 1 για ΚΠΥ και 2/3 για ΚΠΜ

ρ' το ποσοστό των θλιβόμενων ράβδων οπλισμού που διέρχεται από τον κόμβο

ρ_{max} το μέγιστο επιτρεπόμενο εφελκύμενο ποσοστό οπλισμού σύμφωνα με §5.4.3.1.2(4) και §5.5.3.1.3(4)

γ_{Rd} ο συντελεστής αβεβαιότητας της αντοχής σχεδιασμού, λαμβανόμενος ίσος με 1,2 για ΚΠΥ και 1,0 για ΚΠΜ (λόγω της υπεραντοχής που προέρχεται από σκληρυνση λόγω της παραμόρφωσης του διαμήκους οπλισμού της δοκού)

6.3 Διαστασιολόγηση δοκών έναντι διάτμησης (§5.4.2.2 , §5.4.3.1)

Για την διαστασιολόγηση δοκών έναντι διάτμησης πρέπει να ικανοποιεί τις απαιτήσεις τόσο του EN 1992-1-1:2004 αλλά και τις απαιτήσεις του EN 1998-1-1:2004 για τον ικανοτικό σχεδιασμό.

Τα βήματα που ακολουθούν παρουσιάζουν συνοπτικά την διαδικασία διαστασιολόγησης δοκού σε διάτμηση για τον ικανοτικό σχεδιασμό

6.3.1 Υπολογισμός ικανοτικής τέμνουσας σχεδιασμού V_{Ed}

Ο υπολογισμός της τέμνουσας σχεδιασμού V_{Ed} , η οποία είναι και η ικανοτική τέμνουσα, γίνεται με την ισορροπία των μέγιστων ροπών $M_{1,d}$ και $M_{2,d}$ που μπορούν να αναπτυχθούν στα άκρα της δοκού και των φορτίων που αντιστοιχούν στο σεισμικό συνδιασμό και δίνεται από την παρακάτω σχέση

$$V_{Ed} = \frac{M_{1,d} + M_{2,d}}{l_b} + \frac{(G + \psi_2 Q) \cdot l_b}{2}$$

Όπου,

l_b το καθαρό μήκος δοκού

$G + \psi_2 Q$ το κατανεμημένο φορτίο

6.3.2 Υπολογισμός ροπών $M_{1,d}$, $M_{2,d}$

Για τον υπολογισμό των τοπών υπολογίζονται με τις ακόλουθες σχέσεις

- Για άμεση στήριξη στο άκρον i :

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \quad \text{εαν } \sum M_{Rb} > \sum M_{Rc}$$

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,i} \quad \text{εαν } \sum M_{Rb} < \sum M_{Rc}$$

- Για έμμεση στήριξη στο άκρον i (στήριξη επί δοκού)

$$M_{i,d} = M_{Ed,i}$$

Όπου,

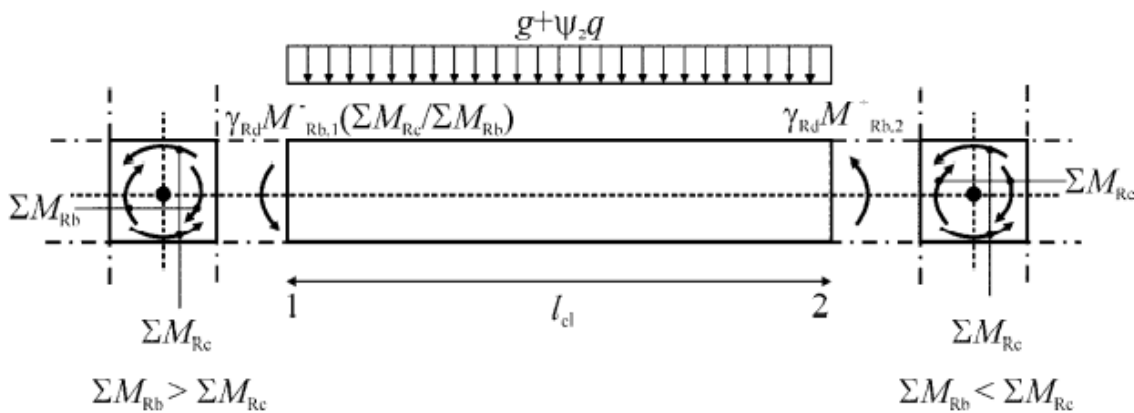
γ_{Rd} ο συντελεστής υπεραντοχής και ισούται με 1 για ΚΠΜ

$M_{Rb,i}$ η υπολογιστική ροπή αντοχής στο άκρον i της δοκού για την εξεταζόμενη διεύθυνση της σεισμικής δράσης

$M_{Ed,i}$ η δρώσα ροπή στο άκρο i της δοκού σύμφωνα με το σεισμικό συνδυασμό

ΣM_{Rc} το άθροισμα των υπολογιστικών ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων που συντρέχουν στον κόμβο για την εξεταζόμενη διεύθυνση της σεισμικής δράσης και για αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων σύμφωνα με τον αντίστοιχο σεισμικό συνδυασμό (αντίστοιχη σεισμική διεύθυνση)

ΣM_{Rb} το άθροισμα των υπολογιστικών ροπών αντοχής των δοκών που συντρέχουν στον κόμβο για την εξεταζόμενη διεύθυνση της σεισμικής δράσης



Σχήμα 6.3(α). Ικανοτικός σχεδιασμός έναντι διάτμησης δοκών (§Figure 5.1 EN1998-1-1:2004)

6.4 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων έναντι διάτμησης (§5.4.2.2, §5.4.3.2)

Για την διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων έναντι διάτμησης πρέπει να ικανοποιούνται οι διατάξεις του EN 1992-1-1:2004 αλλά και οι διατάξεις του EN 1998-1-1:2004 για τον ικανοτικό έλεγχο.

Σύμφωνα με την §5.4.2.1 του EN 1998-1-1:2004 οι ροπές σχεδιασμού αλλά και οι αξονικές δυνάμεις σχεδιασμού που θα χρησιμοποιηθούν εξάγονται από την σεισμική ανάλυση της κατασκευής σύμφωνα με τον EN 1990:2001, όπου συμπεριλαμβάνονται τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως όπως αυτά ορίζονται από την §4.4.2.2 και πληρούνται τα κριτήρια σχεδιασμού σύμφωνα με την §5.2.3.3(2).

6.4.1 Υπολογισμός ικανοτικής τέμνουσας σχεδιασμού

Η ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού V_{Ed} υπολογίζεται από την ισορροπία των ροπών $M_{1,d}$ και $M_{2,d}$ στα άκρα του υποστυλώματος που αντιστοιχούν στο σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων για θετική και αρνητική σεισμική φόρτιση. Ο σχηματισμός των πλαστικών αρθρώσεων θεωρείται ότι συμβαίνει:

- Στις δοκούς που συντρέχουν στους κόμβους στα άκρα του υποστυλώματος όπου γίνεται ικανοτικός σχεδιασμός κόμβων
- Στα άκρα του υποστυλώματος, εάν σχηματίζονται πρώτα εκεί.

Η ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$V_{Ed} = \frac{M_{1,d} + M_{2,d}}{l_c}$$

Όπου,

l_c το καθαρό μήκος του υποστυλώματος

6.4.2 Υπολογισμός ροπών $M_{1,d}$, $M_{2,d}$

Ο υπολογισμός των ροπών $M_{1,d}$, $M_{2,d}$ γίνεται με τις παρακάτω σχέσεις:

- $M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \cdot \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}$ εάν $\sum M_{Rb} < \sum M_{Rc}$
- $M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i}$ εάν $\sum M_{Rb} > \sum M_{Rc}$

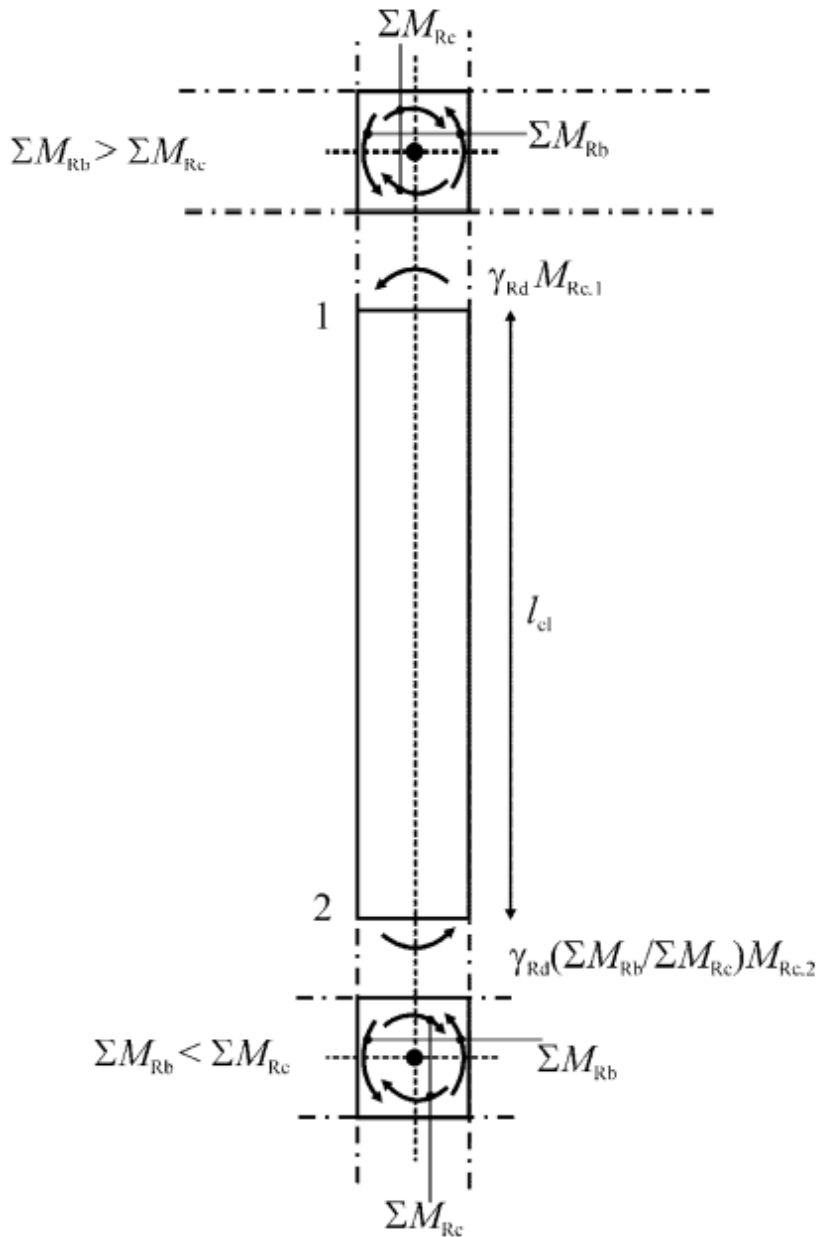
Όπου,

γ_{Rd} ο συντελεστής υπεραντοχής και ισούται με 1.1 για ΚΠΜ

$M_{Rc,i}$ η υπολογιστική ροπή αντοχής στο άκρον i του υποστυλώματος για την εξεταζόμενη διεύθυνση της σεισμικής δράσης και για την αξονική δύναμη του υποστυλώματος με τον αντίστοιχο σεισμικό συνδυασμό

$\sum M_{Rc}$ το άθροισμα των υπολογιστικών ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων που συντρέχουν στον κόμβο για την εξεταζόμενη διεύθυνση της σεισμικής δράσης και για τις αξονικές δυνάμεις των υποστυλωμάτων σύμφωνα με τον αντίστοιχο σεισμικό συνδυασμό

$\sum M_{Rb}$ το άθροισμα των υπολογιστικών ροπών αντοχής των δοκών που συντρέχουν στον κόμβο για την εξεταζόμενη διεύθυνση της αντίστοιχης σεισμικής δράσης



Σχήμα 6.4(α). Ικανοτικός σχεδιασμός υποστυλωμάτων έναντι διάτμησης (§Figure 5.2 EN 1998-1-1:2004)

6.5 Διαστασιολόγηση τοιχωμάτων πλήρωσης (§5.4.2.4 , §5.4.3.4)

Σύμφωνα με την §5.4.2.1 του EN 1998-1-1:2004 οι ροπές σχεδιασμού αλλά και οι αξονικές δυνάμεις σχεδιασμού που θα χρησιμοποιηθούν εξάγονται από την σεισμική ανάλυση της κατασκευής σύμφωνα με τον EN 1990:2001, όπου συμπεριλαμβάνονται τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως όπως αυτά ορίζονται από την §4.4.2.2 και πληρούνται τα κριτήρια σχεδιασμού σύμφωνα με την §5.2.3.3(2).

Από την παράγραφο §5.4.3.4 ισχύουν τα παρακάτω

1. Η αρχική διαστασιολόγηση των τοιχωμάτων υπολογίζεται με βάση τον EN 1992-1-1:2004 και χρησιμοποιείται η αξονική δύναμη που υπολογίζεται από την δυναμική φασματική ανάλυση της κατασκευής.
2. Στα κύρια σεισμικά τοιχεία η τιμή του ανηγμένου αξονικού φορτίου v_d δεν θα ξεπερνά το 0,4
3. Η κάθετη ενίσχυση του κορμού συμπεριλαμβάνεται στον υπολογισμό της καμπτικής δυσκαμψίας των τοιχείων.

Από την §5.4.3.4.2 για την διαστασιολόγηση της τοπικής πλαστιμότητας λαμβάνονται τα παρακάτω

1. Το ύψος της κρίσιμης περιοχής h_{cr} πάνω από τη βάση του τοιχείου μπορεί να εκτιμηθεί από την ακόλουθη σχέση

$$h_{cr} = \max \left[l_w, \frac{hw}{6} \right]$$

Όπου,

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w & \text{for } n \leq 6 \text{ storeys} \\ h_s, & \text{for } n \geq 7 \text{ storeys} \end{cases}$$

Και,

h_s το καθαρό ύψος ορόφου

2. Στις κρίσιμες περιοχές η τιμή του δείκτη μ_ϕ υπολογίζεται σύμφωνα με τις εξισώσεις (5.4) , (5.5) της παραγράφου §5.2.3.4(3), όπου ο συντελεστής συμπεριφοράς q_0 πολλαπλασιάζεται με την μέγιστη τιμή του λόγου M_{Ed}/M_{Rd} στη βάση του τοιχείου στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

Όπου,

M_{Ed} η ροπή κάμψης σχεδιασμού από την σεισμική ανάλυση

M_{Rd} η ροπή αντοχής σχεδιασμού

6.5.1 Επιρροή τοίχων πλήρωσης

Εάν το υποστύλωμα συνορεύει με τοίχο πλήρωσης στη μία του πλευρά, ο οποίος εκτείνεται σε όλο το ύψος του υποστυλώματος, υπάρχει κίνδυνος ζημιών στα άκρα του υποστυλώματος λόγω της δύναμης που αναπτύσσεται από τη θλιβόμενη διαγώνιο της τοιχοποιίας.

Για τον λόγο αυτό, στο μήκος l_c του υποστυλώματος, στο οποίο ενεργεί η διαγώνια δύναμη δικτυώματος του τοίχου πλήρωσης πρέπει να γίνεται ειδικός έλεγχος σε διάτμηση όπως παρακάτω

Το μήκος l_c λαμβάνεται ίσο με την κατακόρυφη προβολή του πλάτους της ισοδύναμης διαγωνίου, $l_c = b_{\text{διαγ}}/\cos\varphi$

Το πλάτος της ισοδύναμης διαγωνίου μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το 15% του μήκους της διαγωνίου, $b_{\text{διαγ}} = 0,15 \cdot L_{\text{av}}/\cos\varphi$

Από τις πιο πάνω σχέσεις προκύπτει,

$$l_c = 0,15 \cdot \frac{L_{\text{av}}}{\cos^2\varphi}$$

Όπου,

Ο έλεγχος σε διάτμηση γίνεται στο μήκος l_c του υποστυλώματος με τη μικρότερη από τις ακόλουθες δυνάμεις

6.5.1.1 Υπολογισμός οριζόντιας συνιστώσας

Ο υπολογισμός της οριζόντιας συνιστώσας της διαγώνιας δύναμης δικτυώματος του τοίχου πλήρωσης, η οποία μπορεί να λαμβάνεται ίση με την οριζόντια διατμητική αντοχή του φαντώματος προκύπτει από την ακόλουθη σχέση:

$$V_{Ed,1} = f_{vk} \cdot L_{av} \cdot t_w$$

Όπου,

L_{av} το μήκος ανοίγματος

t_w το πάχος του τοίχου

f_{vk} η διατμητική αντοχή του φαντώματος

6.5.1.2 Υπολογισμός ικανοτικής τέμνουσας $V_{Ed,2}$

Ο υπολογισμός της ικανοτικής τέμνουσας προκύπτει θεωρώντας ότι η ροπή $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i}$ αναπτύσσεται και στα δύο άκρα του τμήματος l_c

Όπου,

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

$\gamma_{Rd} = 1.1$ για ΚΠΜ

Η ικανοτική τέμνουσα προκύπτει

$$V_{Ed,2} = 2 \cdot \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} / l_c$$

και ο έλεγχος σε διάτμηση γίνεται για τέμνουσα σχεδιασμού

$$V_{Ed} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{vk} \cdot L_{av} \cdot t_w \\ 2\gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i}/l_c \end{array} \right.$$

6.6 Διαστασιολόγηση δοκών σύμμεκτης κατασκευής

Για την διαστασιολόγηση των δοκών της σύμμεκτης κατασκευής σύμφωνα με την §7.6.1 του EN 1998-1-1:2004 ισχύουν τα ακόλουθα :

1. Σύμμεκτα στοιχεία τα οποία είναι και κύρια σεισμικά στοιχεία, πρέπει να συμμορφώνονται με τον EN 1994-1-1:2004 καθώς και τους περαιτέρω κανονισμούς του EN 1998-1-1:2004
2. Μέλη σε ένταση ή και μέρος των μελών σε ένταση, η απαίτηση πλαστιμότητας δίνεται από τον EN 1993-1-1:2004 §6.2.3(3)

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \leq N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

Όπου,

$N_{pl,Rd}$ η αντοχή διαρροής σχεδιασμού της διατομής

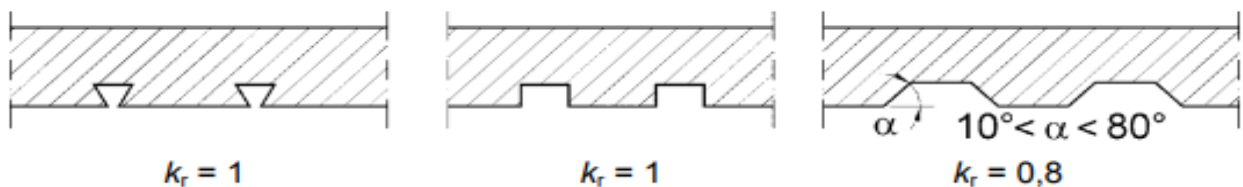
$N_{u,Rd}$ η αντοχή της απομειωμένης διατομής

3. Η επάρκεια των μελών σε τοπική πλαστιμότητα όπου η ενέργεια πλαστιμότητας υπό θλίψη και λυγισμό πρέπει να εξασφαλίζεται με τον περιορισμό του λόγου «πλάτος/πάχος» των τοιχείων. Ζώνες πλαστιμότητας μεταλλικών μελών και σύμμεκτων μελών τα οποία δεν περικλείονται από σκυρόδεμα ικανοποιούν τα κριτήρια της παραγράφου §6.5.3(1) και πίνακα §6.3 του EN 1998-1-1:2004
4. Για σεισμικά επαρκή σχεδιασμό, η αντοχή τέμνουσας σχεδιασμού που δίνεται από τον πίνακα 6.6 από τον EN 1994-1-1:2004, πολλαπλασιάζεται με μειωτικό συντελεστή 0,5

Επίσης σύμφωνα με την §7.6.2 του EN 1998-1-1:2004 ισχύουν τα παρακάτω:

1. Δοκοί οι οποίες συμπεριφέρονται ως σύμμεκτα μέλη στις πλαστικές ζώνες της σεισμικά ανθεκτικής κατασκευής, μπορεί να σχεδιαστεί για πληρη ή μερική σύνδεση διάτμησης σύμφωνα με τον EN 1994-1-1:2004. Ο ελάχιστος βαθμός σύνδεσης η όπως αυτός ορίζεται από την παράγραφο §6.6.1.2 του EN 1994-1-1:2004 δεν πρέπει να είναι μικρότερος από 0,8 και η ολική αντοχή των διατμητικών υλών εντός της ζώνης αρνητικών ροπών να μην είναι λιγότερη από την πλαστική αντοχή σχεδιασμού ενίσχυσης.

2. Η αντοχή σχεδιασμού των διατμητικών υλών στις ζώνες πλαστιμότητας σύμφωνα με τον EN 1994-1-1:2004 πολλαπλασιάζεται με μειωτικό συντελεστή 0,75
3. Ολική σύνδεση διάτμησης είναι απαραίτητη όταν χρησιμοποιούνται μή-πλαστικοί διατμητικοί υλοί.
4. Όταν χρησιμοποιείται χαλυβδόφυλλο με ανοίγματα κάθετα στις διαδοκίδες, ο μειωτικός συντελεστής k_i της αντοχής τέμνουσας σχεδιασμού των διατμητικών υλών σύμφωνα με τον EN 1994-1-1:2004 πολλαπλασιάζεται με τον μειωτικό συντελεστή k_r σύμφωνα με το σχήμα 7.4 του EN 1998-1-1:2004 όπως παρουσιάζεται παρακάτω :



Σχήμα 6.6(α). Τιμές συντελεστή k_r για τον αντίστοιχο τύπο χαλυβδόφυλλο σύμφωνα με τον EN 1998-1-1:2004 §Figure 7.4

5. Για την επίτευξη πλαστιμότητας στην πλαστική περιοχή ο λόγος x/d της απόστασης x μεταξύ της άνω ίνας θλίψης του σκυροδέματος ως προς τον ουδέτερο άξονα πλαστιμότητας, προς το ύψος d της σύμμεικτης διατομής πρέπει να ικανοποιεί την ακόλουθη συνθήκη :

$$x/d < \varepsilon_{cu2} / (\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_a)$$

Όπου

ε_{cu2} το όριο θλιπτικής καταπόνησης σκυροδέματος (EN 1992-1-1:2004)

ε_a η ολική καταπόνηση του χάλυβα στην οριακή κατάσταση

6. Η απαίτηση του x/d ικανοποιείται όταν ο λόγος x/d μιας διατομής είναι λιγότερη από τα όρια που δίνονται παρακάτω σύμφωνα με τον πίνακα 7.4 του EN 1998-1-1:2004 :

Ductility class	q	f_y (N/mm ²)	x/d upper limit
DCM	$1,5 < q \leq 4$	355	0,27
	$1,5 < q \leq 4$	235	0,36
DCH	$q > 4$	355	0,20
	$q > 4$	235	0,27

Πίνακας 6.6(α). Όρια του λόγου x/d για πλαστιμότητα δοκών με πλάκα σύμφωνα με τον πίνακα 7.4 του EN 1998-1-1:2004

6.7 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων σύμμεικτης κατασκευής

Για την διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων της σύμμεικτης κατασκευής σύμφωνα με την παράγραφο §7.6.1(7) του EN 1998-1-1:2004, αν η αντοχή του υποστυλώματος δίνεται μόνο από τη μεταλλική διατομή τότε μπορεί να χρησιμοποιηθεί η παράγραφος §6 του EN 1998-1-1:2004 όπου σύμφωνα με την οποία ισχύουν τα παρακάτω :

1. Ο υπολογισμός υποστυλωμάτων σε θλίψη γίνεται σύμφωνα με τον δυσμενέστερο συνδιασμό αξονικών φορτίων και καμπτικών ροπών. Οι έλεγχοι των αξοκινών, ροπών και τεμνουσών υπολογίζεται ως ακολούθως:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega M_{Ed,E}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega V_{Ed,E}$$

Όπου,

$N_{Ed,G}(M_{Ed,G}, V_{Ed,G})$ είναι η θλιπτική αξονική δύναμη (Καμπτική ροπή και Τέμνουσα αντίστοιχα), του υποστυλώματος χωρίς σεισμικά φορτία όπως αυτά υπολογίζονται στον συνδιασμό δράσεων για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

$N_{Ed,E}(M_{Ed,E}, V_{Ed,E})$ είναι η θλιπτική αξονική δύναμη (Καμπτική ροπή και Τέμνουσα αντίστοιχα), του υποστυλώματος σύμφωνα με την σεισμική δράση σχεδιασμού.

γ_{ov} ο συντελεστής υπεραντοχής σύμφωνα με §6.1.3(2) και §6.2(3) του EN 1998-1-1:2004

Ω η ελάχιστη τιμή $\Omega_i = M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$ όλων των δοκών όπου υπάρχει πλαστική ζώνη

2. Στα υποστυλώματα που εμφανίζονται πλαστικές περιοχές σύμφωνα με την §6.6.1(1)P, η ροπή πρέπει να ισούται με την ροπή $M_{pl,Rd}$
3. Η αντοχή των υποστυλωμάτων γίνεται σύμφωνα με τον EN 1993-1-1:2004, παράγραφο §6.
4. Η τέμνουσα του υποστυλώματος V_{Ed} από την δυναμική σεισμική ανάλυση πρέπει να ικανοποιεί την ακόλουθη σχέση

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5$$

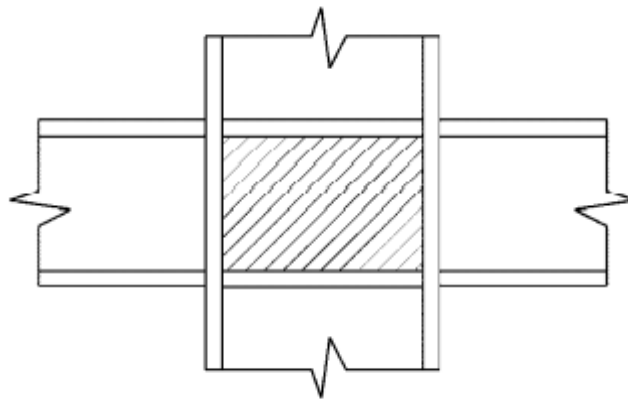
5. Η μεταφορά των δυνάμεων από τις δοκούς στα υποστυλώματα γίνεται με τους κανόνες σχεδιασμού που δίνονται από τον EN 1993-1-1:2004, παράγραφο §6
6. Η διατμητική αντοχή της σύνδεσης δοκού – υποστυλώματος στον κορμό (βλ.σχήμα §6.7(α)) πρέπει να ικανοποιεί την ακόλουθη σχέση:

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} \leq 1,0$$

Όπου

$V_{wp,Ed}$ η διατμητική δύναμη σχεδιασμού της ένωσης κορμού λόγω δράσεων

$V_{wp,Rd}$ η διατμητική αντοχή της σύνδεσης κορμού σύμφωνα με τον EN 1993-1-8:2004, παράγραφο §6.2.4.1



Σχήμα 6.7(α). Ένωση κορμού σύμφωνα με τον EN 1998-1-1:2004, Figure 6.10

6.8 Διαστασιολόγηση συνδέσεων δοκών – υποστυλωμάτων

Σύμφωνα με την παράγραφο §6.6.4 του EN 1998-1-1:2004 για την διαστασιολόγηση των συνδέσεων δοκών – υποστυλωμάτων ισχύουν τα παρακάτω :

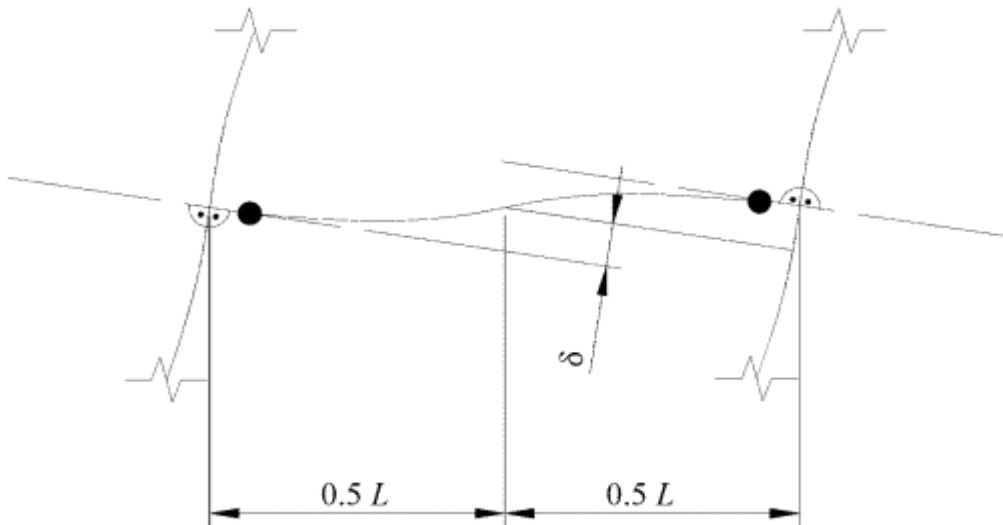
1. Αν η κατασκευή σχεδιάζεται ώστε η ανάληψη των δράσεων να γίνεται από τις δοκούς, τότε οι συνδέσεις δοκών – υποστυλωμάτων διαστασιολογούνται για τον απαιτούμενο βαθμό υπεραντοχής όπως υπολογίζεται στην §6.5.5 του EN 1998-1-1:2004 συμπεριλαμβανομένων της ροπής αντοχής $M_{pl,Rd}$ και την τέμνουσα δύναμη ($V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$) όπως υπολογίζεται στην παράγραφο §6.6.2 του EN 1998-1-1:2004.
2. Η σύνδεση σχεδιασμού πρέπει να είναι τέτοια ώστε η στρεπτική αντοχή της πλάστιμης περιοχής θ_p να μην είναι λιγότερη από 35 mrad για κατασκευές ΚΠΥ και 25 mrad για κατασκευές ΚΠΜ με συντελεστή συμπεριφοράς $q > 2$. Η στροφή θ_p υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\theta_p = \delta / 0,5L$$

Όπου (βλ. Σχήμα 6.8(α)),

δ ο λυγισμός στο μέσο του ανοίγματος της δοκού

L το άνοιγμα της δοκού



Σχήμα 6.8(α). Λυγισμός δοκού για τον υπολογισμό του θ_p , σύμφωνα με τον EN 1998-1-1:2004, Figure 6.11

3. Η ελαστική παραμόρφωση του υποστυλώματος δεν πρέπει να λαμβάνεται υπόψιν κατά τον υπολογισμό του θ_p .
4. Η διατμητική αντοχή της πλάκας σύνδεσης του υποστυλώματος γίνεται σύμφωνα με την παράγραφο §6.8 του EN 1998-1-1:2004 και η αντίστοιχη

διατμητική παραμόρφωση δεν πρέπει να συμβάλλει σε περισσότερο από 30% της ολικής στρωφικής δυνατότητας του θ_p .

7.1 Αποτελέσματα φασματικής σεισμικής ανάλυσης κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα

7.1.1 Ιδιοπεριόδοι και ιδιομορφές

Από την φασματική σεισμική ανάλυση της κατασκευής βλέπουμε πως η ενεργή μάζα συμμετοχής στις πρώτες 11 ιδιομορφές συμμετέχει κατά 95% κατά την κατεύθυνση x, 93,1% κατά την κατεύθυνση y (Πίνακας 7.1.1(α))

N	T(sec)	Cx%	Cy%	Cz%
1	0,477	67,23	0,00	0,00
2	0,299	0,00	20,32	0,00
3	0,259	0,00	48,22	0,00
4	0,117	18,88	0,00	0,00
5	0,085	0,00	0,59	0,00
6	0,062	0,00	18,80	0,00
7	0,057	6,34	0,00	0,00
8	0,043	0,00	0,17	0,00
9	0,037	2,56	0,00	0,00
10	0,031	0,00	4,97	0,00
11	0,030	0,00	0,00	100,00
Ολικό	-----	95,01	93,1	100,00

Πίνακας 7.1.1(α) Ιδιομορφές κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος με τις αντίστοιχες ιδιοπεριόδους (T) και ποσοστά συμμετοχής ενεργών μαζών (Cx, Cy, Cz)

7.1.2 Κύριες ιδιομορφές – ποσοστά ενεργών μαζών

Οι κύριες ιδιομορφές της κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα θεωρούνται σύμφωνα με τον πίνακα 7.1.1(α) οι ακόλουθες:

7.1.2.1 Ιδιομορφές κατά τον άξονα x

1. $T = 0,477\text{sec}$, $C_x = 67,23\%$, $C_y = C_z = 0,00$
2. $T = 0,117\text{sec}$, $C_x = 18,88\%$, $C_y = C_z = 0,00$
3. $T = 0,057\text{sec}$, $C_x = 6,34\%$, $C_y = C_z = 0,00$
4. $T = 0,037\text{sec}$, $C_x = 2,56\%$, $C_y = C_z = 0,00$

Ολική ενεργή μάζα $C_x = 67,23 + 18,88 + 6,34 + 2,56 = 95,01\%$

7.1.2.2 Ιδιομορφές κατά τον άξονα y

1. $T = 0,259\text{sec}$, $C_x = 0,00$, $C_y = 48,22\%$, $C_z = 0,00$
2. $T = 0,299\text{sec}$, $C_x = 0,00$, $C_y = 20,32\%$, $C_z = 0,00$
3. $T = 0,062\text{sec}$, $C_x = 0,00$, $C_y = 18,80\%$, $C_z = 0,00$
4. $T = 0,031\text{sec}$, $C_x = 0,00$, $C_y = 4,97\%$, $C_z = 0,00$

Ολική ενεργή μάζα $C_y = 48,22 + 20,32 + 18,80 + 4,97 = 92,31\%$

7.2 Αποτελέσματα φασματικής σεισμικής ανάλυσης σύμμεικτης κατασκευής

7.2.1 Ιδιοπεριόδοι και ιδιομορφές

Από την φασματική ανάλυση της σύμμεικτης κατασκευής βλέπουμε πως για συμμετοχές ενεργής μάζας ~90% χρειάζονται αρκετές ιδιομορφές και μικρές τιμές ιδιοπεριόδων. Ενδεικτικά σε ένα σύνολο 49 ιδιομορφών, η ιδιομορφική ανάλυση δίνει τα ακόλουθα ποσοστά συμμετοχής στις κυριότερες ιδιομορφές της (Πίνακας 5.2.1(α))

N	T(sec)	Cx%	Cy%	Cz%
1	0,336	63,70	0,00	0,00
2	0,211	0,00	1,49	0,00
3	0,184	0,00	45,80	0,00
5	0,135	3,12	0,06	0,00
6	0,135	0,13	1,86	0,00
7	0,123	2,32	0,04	0,00
8	0,122	0,02	7,85	0,00
9	0,118	0,00	3,81	0,00
13	0,093	0,00	5,99	0,00
18	0,072	13,65	0,00	0,00
37	0,036	0,00	2,00	0,00
38	0,035	0,00	2,67	0,00
49	0,031	0,00	11,20	0,00
Ολικό	-----	82,94	82,77	0,00

Πίνακας 7.2.1(α). Ιδιομορφές σύμμεκτης κατασκευής με τις αντίστοιχες ιδιοπεριόδους (T) και ποσοστά συμμετοχής ενεργών μαζών (Cx, Cy, Cz)

7.2.2 Κύριες ιδιομορφές – ποσοστά συμμετοχής ενεργών μαζών

Οι κύριες ιδιομορφές της σύμμεκτης κατασκευής θεωρούνται σύμφωνα με τον πίνακα 7.2.1(α) οι ακόλουθες :

7.2.2.1 Ιδιομορφές κατά τον άξονα x

1. $T = 0,336\text{sec}$, $C_x = 63,70\%$, $C_y = C_z = 0,00$
2. $T = 0,135\text{sec}$, $C_x = 3,12\%$, $C_y = 0,06\%$, $C_z = 0,00$
3. $T = 0,123\text{sec}$, $C_x = 2,32\%$, $C_y = 0,04\%$, $C_z = 0,00$
4. $T = 0,072\text{sec}$, $C_x = 13,65\%$, $C_y = C_z = 0,00$

7.2.2.2 Ιδιομορφές κατά τον άξονα y

1. $T = 0,211\text{sec}$, $C_x = 0,00$, $C_y = 1,49\%$, $C_z = 0,00$
2. $T = 0,184\text{sec}$, $C_x = 0,00$, $C_y = 45,80\%$, $C_z = 0,00$
3. $T = 0,135\text{sec}$, $C_x = 0,13\%$, $C_y = 1,86\%$, $C_z = 0,00$
4. $T = 0,122\text{sec}$, $C_x = 0,02\%$, $C_y = 7,85\%$, $C_z = 0,00$
5. $T = 0,118\text{sec}$, $C_x = 0,00$, $C_y = 3,81\%$, $C_z = 0,00$
6. $T = 0,093\text{sec}$, $C_x = 0,00$, $C_y = 5,99\%$, $C_z = 0,00$
7. $T = 0,036\text{sec}$, $C_x = 0,00$, $C_y = 2,00\%$, $C_z = 0,00$
8. $T = 0,035\text{sec}$, $C_x = 0,00$, $C_y = 2,67\%$, $C_z = 0,00$
9. $T = 0,031\text{sec}$, $C_x = 0,00$, $C_y = 11,20\%$, $C_z = 0,00$

8.1 Κοστολογήσεις

Για τις κοστολογήσεις των δύο κατασκευών χρησιμοποιήθηκαν τιμές κατασκευής και προμήθειας υλικών όπως φαίνονται στους παρακάτω πίνακες 8.1(α) και 8.1(β) για τις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα και τη σύμμεικτη κατασκευή αντίστοιχα.

s/n	Type	Unit	Material Unit Price (€)	Labor Unit Price (€)
1	FRAME			
1.1	Concrete	mB ³	70.00	
1.2	Formwork	mB ²		16.00
1.3	Stirrups	Kg	0.55	0.20
1.4	Rebars	Kg	0.55	2.00
1.5	Insulation	mB ³		
1.6	Panel Material	mB ³		
1.7	Grossbeton	mB ³	75.00	30.00
1.8	Steel elements	Kg	0.80	0.10

Πίνακας 8.1(α). Κοστολόγηση υλικών κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα

s/n	Type	Unit	Material Unit Price (€)	Labor Unit Price (€)
1	FRAME			
1.1	Concrete	mB ³	70.00	
1.2	Formwork	mB ²		16.00
1.3	Stirrups	Kg	0.55	0.20
1.4	Rebars	Kg	0.55	2.00
1.5	Insulation	mB ³		
1.6	Panel Material	mB ³		
1.7	Grossbeton	mB ³	75.00	30.00
1.8	Steel elements	Kg	0.80	0.10

Πίνακας 8.1(β). Κοστολόγηση υλικών σύμμεικτης κατασκευής

Το κόστος κατασκευής πατώματος της σύμμεικτης κατασκευής από 6mm χαλυβδόφυλλο και 19.94mm σκυρόδεμα ανέρχεται στα €30/m²..

8.1.1 Κοστολόγηση κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα

Η εκτίμηση του κόστους της κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα έγινε για τις ποσότητες του πίνακα 8.1.1(α), με την αντίστοιχη τιμολόγηση του πίνακα 8.1(α) της παρούσας διπλωματικής

	Quantity	Material Cost	Labour Cost	Material Total Cost	Labour Total Cost	Total Cost	Total Cost per m ³
Concrete	1857.28 m ³	70.00 β,-/m ³	0.00 β,-/m ³	130009.60 β,-	0.00 β,-	130009.60 β,-	70.00 β,-/m ³
Formwork	6665.32 m ² (3.6 m ² /m ³)	0.00 β,-/m ²	16.00 β,-/m ²	0.00 β,-	106645.19 β,-	106645.19 β,-	57.42 β,-/m ³
Stirrups	27272.42 Kg (14.7 Kg/m ³)	0.55 β,-/Kg	0.20 β,-/Kg	14999.83 β,-	5454.48 β,-	20454.32 β,-	11.01 β,-/m ³
Rebars	118159.22 Kg (63.6 Kg/m ³)	0.55 β,-/Kg	2.00 β,-/Kg	64987.57 β,-	236318.43 β,-	301306.00 β,-	162.23 β,-/m ³
Insulation	0.00 m ³	0.00 β,-/m ³	0.00 β,-/m ³	0.00 β,-	0.00 β,-	0.00 β,-	0.00 β,-/m ³
Panel Material	0.00 m ³	0.00 β,-/m ³	0.00 β,-/m ³	0.00 β,-	0.00 β,-	0.00 β,-	0.00 β,-/m ³
Grossbeton	0.00 m ³	75.00 β,-/m ³	30.00 β,-/m ³	0.00 β,-	0.00 β,-	0.00 β,-	
Steel elements	0.00 Kg	0.80 β,-/Kg	0.10 β,-/Kg	0.00 β,-	0.00 β,-	0.00 β,-	
Sum				209997.00 β,-	348418.10 β,-	558415.11 β,-	300.66 β,-/m ³

Πίνακας 8.1.1(α). Εκτίμηση κόστους κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα.

8.1.2 Κοστολόγηση σύμμεικτης κατασκευής

Η εκτίμηση κόστους της σύμμεικτης κατασκευής έγινε για τις ποσότητες του πίνακα 8.1.2(α), με την αντίστοιχη τιμολόγηση του πίνακα 8.1(β) της παρούσας διπλωματικής.

	Quantity	Material Cost	Labour Cost	Material Total Cost	Labour Total Cost	Total Cost	Total Cost per m ³
Concrete	638.40 m ³	70.00 β,-/m ³	0.00 β,-/m ³	44688.00 β,-	0.00 β,-	44688.00 β,-	70.00 β,-/m ³
Formwork	4256.87 m ² (6.7 m ² /m ³)	0.00 β,-/m ²	16.00 β,-/m ²	0.00 β,-	68109.94 β,-	68109.94 β,-	106.69 β,-/m ³
Stirrups	8237.93 Kg (12.9 Kg/m ³)	0.55 β,-/Kg	0.20 β,-/Kg	4530.86 β,-	1647.59 β,-	6178.45 β,-	9.68 β,-/m ³
Rebars	26621.61 Kg (41.7 Kg/m ³)	0.55 β,-/Kg	2.00 β,-/Kg	14641.88 β,-	53243.22 β,-	67885.10 β,-	106.34 β,-/m ³
Insulation	0.00 m ³	0.00 β,-/m ³	0.00 β,-/m ³	0.00 β,-	0.00 β,-	0.00 β,-	0.00 β,-/m ³
Panel Material	0.00 m ³	0.00 β,-/m ³	0.00 β,-/m ³	0.00 β,-	0.00 β,-	0.00 β,-	0.00 β,-/m ³
Grossbeton	0.00 m ³	75.00 β,-/m ³	30.00 β,-/m ³	0.00 β,-	0.00 β,-	0.00 β,-	
Steel elements	215566.00 Kg	0.80 β,-/Kg	0.10 β,-/Kg	172452.80 β,-	21556.60 β,-	194009.40 β,-	
Sum				236313.55 β,-	144557.35 β,-	380870.89 β,-	292.70 β,-/m ³

Πίνακας 8.1.2(α). Εκτίμηση κόστους σύμμεικτης κατασκευής

Στο ολικό ποσό του πίνακα 8.1.2(α) της σύμμεικτης κατασκευής πρέπει να προστεθεί το κόστος κατασκευής της πλάκας από 6mm χαλυβδόφυλλο και 19.94mm σκυρόδεμα για το συνολικό ύψος των 20cm σύμφωνα με την §8.1 της παρούσας διπλωματικής.

Το ολικό εμβαδόν για τις 8 πλάκες ορόφου υπολογίζεται στα $450m^2$ / όροφο

Συνεπώς,

$$E = 450m^2 \times 8 = 3600m^2$$

Το κόστος κατασκευής δίνεται ίσο με $€30/m^2$.

Έτσι,

$$\text{Κόστος Panel} = 3600m^2 \times €30/m^2 = €108000$$

Άρα μπορούμε να υπολογίσουμε το ολικό κόστος της σύμμεικτης κατασκευής και ισούται με :

$$\text{Total Cost} = €380870,89 + €108000 = €488870,89$$

8.2.1 Σύγκριση κόστους

Από τις παραγράφους §8.1.1 και §8.1.2 το κόστος της κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα ανέρχεται στις $\sim €560000.00$ ενώ το κόστος της σύμμεικτης κατασκευής ανέρχεται στις $\sim €490000.00$. Αξίζει να σημειωθεί πως στην σύμμεικτη κατασκευή δεν υπολογίζεται η προμήθεια και τοποθέτηση επένδυσης των υποστυλωμάτων και δοκών αφού δεν αφορά το κατασκευαστικό κομμάτι που εξετάζεται στην παρούσα διπλωματική κάτι που σίγουρα θα ανεβάσει το κατασκευαστικό κόστος της σημαντικά.

9.1 Προτάσεις και συμπεράσματα

Η επιλογή του κατάλληλου τύπου κατασκευής θα γίνει με τα ακόλουθα κριτήρια:

1. Τις μετακινήσεις του κάθε ορόφου που προκύπτουν από την σεισμική φασματική ανάλυση

2. Την ταχύτητα δόμησης των δύο τύπων κτιρίων
3. Την οικονομικά συμφέρουσα λύση

9.1.1 Μετακινήσεις κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα

Οι μετακινήσεις της κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα, για τον κάθε όροφο ξεχωριστά, παρουσιάζονται στον πίνακα 9.1.1(α) παρακάτω :

N	U _x (mm)	U _y (mm)
1	$4,6 \cdot 10^{-7}$	$4,3 \cdot 10^{-7}$
2	$6,6 \cdot 10^{-2}$	$1,35 \cdot 10^{-3}$
3	$6,37 \cdot 10^{-2}$	$4,01 \cdot 10^{-3}$
4	0,1109	$2,34 \cdot 10^{-3}$
5	-0,1794	$3,9 \cdot 10^{-3}$
6	-0,1952	-0,010
7	-0,2627	-0,0294
8	-0,3185	-0,038

Πίνακας 9.1.1(α). Μετακινήσεις ορόφων κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα

9.1.2 Μετακινήσεις σύμμεικτης κατασκευής

Οι μετακινήσεις της σύμμεικτης κατασκευής, για κάθε όροφο ξεχωριστά, παρουσιάζονται στον πίνακα 9.1.2(α) παρακάτω :

N	U _x (mm)	U _y (mm)
1	$5,35 \cdot 10^{-7}$	$5,09 \cdot 10^{-7}$
2	-0,1156	0,1245
3	-0,1174	0,1250
4	-0,1210	0,2082
5	-0,3187	0,5475
6	-0,5611	0,5055
7	-0,3096	1,3542
8	-0,4729	0,5762

Πίνακας 9.1.2(α). Μετακινήσεις ορόφων σύμμεικτης κατασκευής

Σύμφωνα με τους πίνακες 9.1.1(α) και 9.1.2(α) συμπεραίνουμε πως η μεταλλική κατασκευή έχει μεγαλύτερες μετακινήσεις από αυτήν από οπλισμένο σκυρόδεμα.

9.1.3 Ταχύτητα δόμησης

Η ανέγερση μεταλλικών και σύμμεικτων κατασκευών γίνεται με πιο γρήγορους ρυθμούς από μια κατασκευή εξολοκλήρου από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Η τοποθέτηση των υποστυλωμάτων και των δοκών και η ένωση τους ειδικότερα με μπουλόνια καθιστά την ανέγερση της σύμμεικτης κατασκευής πολύ πιο εύκολη και γρήγορη.

Όπως είδαμε στην παράγραφο §1.1.2.1.1 της παρούσας διπλωματικής κατά την σύγκριση των δύο υλικών, η αναμονή για σκλήρυνση του σκυροδέματος και απόκτηση των απαιτούμενων αντοχών του μπορεί να καθυστερήσει σημαντικά ένα έργο, ειδικά εάν η συγκεκριμένη κατασκευή αποτελείται από πολλούς ορόφους.

9.1.4 Οικονομικά συμφέρουσα λύση – Επιπτώσεις στο περιβάλλον

Σύμφωνα με την παράγραφο §8.2.1 της παρούσας διπλωματικής οι δύο κατασκευές διαφέρουν κατά ~€70000, με την σύμμεικτη κατασκευή να είναι οικονομικότερη για την ανέγερση της. Από την κοστολόγηση της όμως απουσιάζει η προμήθεια και τοποθέτηση επένδυσης των δομικών της στοιχείων – υποστυλώματα και δοκοί – θέμα που πιθανόν να φέρει τις δύο κατασκευές αρκετά κοντά σε κόστος.

Για τις περιβαλλοντικές επιπτώσεις σύμφωνα με την παράγραφο §1.1.2.1.2 της παρούσας διπλωματικής είναι εύκολο να συμπεράνουμε πως η σύμμεικτη κατασκευή είναι αρκετά πιο φυλική προς το περιβάλλον.

9.2 Συμπεράσματα

Για την ανέγερση της συγκεκριμένης κατασκευής, ο σύμμεικτος φορέας από δομικό χάλυβα υπερτερεί έναντι του αντίστοιχου από οπλισμένο σκυρόδεμα στα ακόλουθα :

- Ταχύτητα δόμησης
- Οικονομικότερη επιλογή
- Φιλικότερη προς το περιβάλλον
- Μικρότερες διατομές που προσφέρουν περισσότερο εσωτερικό χώρο
- Καλύτερη και ευκολότερη τοποθέτηση γυαλιού εξωτερικά
- Δυνατότητα μελλοντικών ανακαινήσεων

Τα πλεονεκτήματα της κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα για τον συγκεκριμένο τύπο κατασκευής είναι :

- Καλύτερη σεισμική συμπεριφορά τόσο σε ποσοστά ενεργών μαζών αλλά και μέγιστων μετακινήσεων

- Λόγω μεγάλων διατομών η ανάγκη για θέρμανση και κλιματισμό είναι αρκετά μειωμένη
- Καλύτερη συμπεριφορά σε εξωτερικές τυχηματικές δράσεις – φωτιά , έκρηξη.

Σε γενικές γραμμές για έναν τύπο κατασκευής όπως αυτόν που εξετάζεται στην παρούσα διπλωματική, ιδανικότερη λύση επιλέγεται η σύμμεικτη κατασκευή, όπως αυτό τεκμηριώνεται

Βιβλιογραφία

1. Μπαλτάς, Ε., Πατσουμαδάκης, Γ. και Βουγιούκας, Ε.: Κωδικοποίηση απαιτήσεων EC-2 και EC-8 για τις τρεις κατηγορίες πλαστιμότητας και σύνταξη υπολογιστικών εργαλείων, Διπλωματική εργασία, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π., Αθήνα 2014.
2. Δράκου, Ο.Σ., Καλλέργη, Ν.Γ. και Ιωαννίδης, Γ. : Διερεύνηση εναλλακτικών τρόπων σχεδιασμού πολυώροφου κτηρίου, Διπλωματική εργασία, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π., Αθήνα 2013.
3. EN1998-1, EN1998-5: Ευρωκώδικας 8. Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών.Μέρος 1, Μέρος 5
4. EN 1992-1: Σχεδιασμός φορέων από σκυρόδεμα, Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, Μέρος 1-1.
5. EN 1993-1: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, Μέρος 1-1
6. EN 1994-1: Σχεδιασμός σύμμεικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα, Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, Μέρος 1-1
7. EN 1990:2002 : Ευρωκώδικας 0, Βάσεις σχεδιασμού
8. EN 1991-1-4:2005 Ευρωκώδικας 1, Δράσεις σε κατασκευές. Γενικές δράσεις – δράσεις ανέμου
9. Εθνικό προσάρτημα CYS EN 1991-1-1:2005, Γενικές δράσεις σε κτίρια – Δράσεις ανέμου
- 10.«Comparative Life Cycle Assessment of Steel and Concrete Construction Frames: A Case Study of Two Residential Buildings in Iran», Oladazimi, A., Mansour, S. and Hosseiniyou. S.A.
- 11.“Part 1 : Comparing reinforced concrete and prefabricated steel buildings” -April 3rd, 2018 – Steel Building Benefits. www.rhinobldg.com

